

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 4 - Dallo svincolo n. 8 "Francofonte" (compreso) allo svincolo della "Ragusana"(escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA898**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

	Dott. Ing. N.Granieri Dott. Ing. F.Durastanti Dott. Ing. V.Truffini Dott. Arch. A.Bracchini Dott. Ing. L.Nani	Dott. Ing. M.Abram Dott. Ing. F.Pambianco Dott. Ing. M.Briganti Botta Dott. Ing. L.Gagliardini Dott. Geol. G.Cerquiglini
---	---	--

MANDANTI:

	Dott. Ing. G.Guiducci Dott. Ing. A.Signorelli Dott. Ing. E.Moscatelli Dott. Ing. A.Bela	Dott. Ing. G.Lucibello Dott. Arch. G.Guastella Dott. Geol. M.Leonardi Dott. Ing. G.Parente
	Dott. Arch. E.A.E.Crimi Dott. Ing. M.Panfilì Dott. Arch. P.Ghirelli Dott. Ing. D.Pelle	Dott. Ing. L.Ragnacci Dott. Arch. A.Strati Archeol. M.G.Liseno
	Dott. Ing. D.Carlaccini Dott. Ing. S.Sacconi Dott. Ing. C.Consorti	Dott. Ing. F.Aloe Dott. Ing. A.Salvemini
	Dott. Ing. V.Rotisciani Dott. Ing. G.Pulli Dott. Ing. F.Macchioni	Dott. Ing. G.Verini Supplizi Dott. Ing. V.Piunno Geom. C.Sugaroni
	Dott. Ing. P.Agnello	

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini

Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Perugia n° A1373

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:

**LOTTO 4
CAVALCAVIA
CAVALCAVIA AL KM 2+703
RELAZIONE DI CALCOLO DELL'IMPALCATO**

CODICE PROGETTO			NOME FILE			REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T04CV01STRRE01B				
L0408Z	E	2101	T04CV01STRRE01			B	-
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	
B	REVISIONE A SEGUITO DI RAPPORTO DI VERIFICA		NOV 2021	M. BOTTA	F. DURASTANTI	N. GRANIERI	
A	EMISSIONE		GIU 2021	M. BOTTA	F. DURASTANTI	N. GRANIERI	

INDICE

INDICE	1
1. GENERALITA'	4
1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.2 UNITÀ DI MISURA	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	8
3.1 CARPENTERIA METALLICA S355	8
3.2 SOLETTA IN C.A.	9
3.2.1.1 Armatura B450C	9
4. ANALISI DEI CARICHI	10
4.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)	10
4.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)	10
4.3 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)	11
4.4 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.2)	12
4.5 VARIAZIONE TERMICA (E3)	12
4.6 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)	14
4.6.1 Azioni da traffico per verifiche a fatica	15
4.7 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3)	15
4.8 AZIONE DEL VENTO (Q5)	16
4.8.1 Calcolo della pressione del vento	16
4.8.2 Vento a ponte carico	18
4.8.3 Vento a ponte scarico	18
4.8.4 Vento in fase di montaggio	18
4.9 AZIONI SISMICHE (Q6)	19
4.10 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)	20
5. COMBINAZIONI DI CARICO	22
5.1 GRUPPI DI CARICO	22
5.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE	23
5.3 COMBINAZIONI AGLI SLU	24
5.4 COMBINAZIONI AGLI SLE	24
6. MODELLI DI CALCOLO E METODO DI ANALISI	25
6.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	25
6.2 MODELLO DI CALCOLO STATICO E SISMICO	26
6.2.1 Modello di calcolo statico	26
6.2.2 Modello di calcolo sismico	27
6.3 DETERMINAZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE DI SOLETTA	29
6.4 EFFETTI DEL RITIRO E DELLA VISCOSITÀ	29
6.5 FASI DI CALCOLO	31
6.6 CARATTERISTICHE DI CALCOLO DELLE SEZIONI	33
6.7 METODO DI ANALISI GLOBALE E CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI	34

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

6.8	METODI DI VERIFICA	36
6.8.1	Verifiche allo Stato Limite Ultimo delle nervature principali	36
6.8.1.1	Verifiche di resistenza	36
6.8.1.2	Verifiche di stabilità a taglio dei pannelli d'anima	37
6.8.1.3	Verifiche all'imbozzamento dei pannelli d'anima	38
6.8.1.4	Verifiche delle connessioni trave-soletta	38
6.8.2	Verifiche allo Stato Limite Ultimo delle membrature secondarie	39
6.8.2.1	Verifiche dei collegamenti bullonati	39
6.8.3	Verifiche allo Stato Limite Ultimo di Fatica	41
6.8.4	Verifiche allo Stato Limite di Esercizio	41
6.8.4.1	Verifica di deformabilità	41
6.8.4.2	Verifica di limitazione delle tensioni di esercizio	42
6.8.4.3	Verifica di fessurazione	42
7.	RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE	43
7.1	RISULTATI IN FASE DI GETTO	43
7.2	RISULTATI A T_{00}	44
7.2.1	Ritiro e viscosità	45
7.3	RISULTATI IN FASE FINALE	46
7.3.1	Stato limite ultimo (SLU)	46
7.3.2	Stato limite d'esercizio (SLE-R)	47
7.4	MODI DI VIBRAZIONE DELL'IMPALCATO	48
8.	VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI	49
8.1	VERIFICHE ALLO SLU IN FASE DI GETTO	49
8.2	VERIFICHE ALLO SLU IN FASE FINALE	51
8.2.1	Verifiche di resistenza	51
8.2.2	Verifiche di stabilità locale a taglio dei pannelli d'anima	54
8.2.3	Stabilità all'imbozzamento dei pannelli d'anima	55
8.2.4	Verifiche delle connessioni trave-soletta	57
8.2.5	Verifiche allo stato limite di fatica	59
8.3	VERIFICHE ALLO SLE IN FASE FINALE	60
8.3.1	Verifiche di deformabilità	60
8.3.1.1	Contromonta	60
8.3.2	Verifiche di limitazione delle tensioni in esercizio	61
9.	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI DI CARPENTERIA SECONDARIA	63
9.1	VERIFICA DEI CONTROVENTI SUPERIORI	64
9.2	VERIFICA DEI TRAVERSI INTERMEDI E DI TESTATA	64
9.3	VERIFICA DEI COLLEGAMENTI BULLONATI	66
9.3.1	Controventi superiori	66
9.3.2	Giunti di continuità travi principali (piattabanda superiore)	67
9.3.3	Giunti di continuità travi principali (piattabanda inferiore)	67
9.3.4	Giunti di continuità travi principali (anima)	68
9.3.5	Traversi	69
10.	VERIFICA DELLA SOLETTA	71
10.1	CARICHI APPLICATI	71

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

10.1.1	Pesi propri e carichi permanenti	71
10.1.2	Carichi stradali	71
10.1.3	Urto di un veicolo in svio	74
10.1.4	Combinazioni di carico.....	74
10.2	RISULTATI DELL'ANALISI.....	74
10.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	76
10.3.1	Verifiche allo SLU.....	76
10.3.2	Verifiche allo SLE	77
10.3.3	Verifica locale del cordolo per azioni d'urto.....	78
10.3.4	Verifiche della soletta per carichi mobili disposti in prossimità dei giunti.....	80
11.	ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI.....	83
11.1	SCARICHI SUGLI APPARECCHI DI APPOGGIO	85
11.2	VERIFICA DEI BAGGIOLI	89
12.	ADDENDUM - VARIAZIONE CARATTERISTICHE ISOLATORI - VALUTAZIONE COMPORAMENTO GLOBALE	91
12.1	INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA.....	91
12.2	CONCLUSIONI.....	92
12.2.1	Reazioni sui baggioli	92
12.2.2	Sollecitazioni su spalla e relativi pali	92
12.3	SOLLECITAZIONI PILA.....	93
12.3.1	Fusto pila.....	93
12.3.2	Platea	93
12.3.3	Pali	93
12.4	SPOSTAMENTI AI GIUNTI.....	93

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

1. GENERALITA'

Nell'ambito dei lavori di ammodernamento dell'Itinerario Ragusa-Catania e nello specifico, del collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 di "Chiaromonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della "Ragusana", è prevista la realizzazione del Cavalcavia CV01 (al km 10+753 ex lotto 7).

La presente relazione ha per oggetto la verifica delle strutture di impalcato, mentre, per quanto concerne la verifica delle sottostrutture, si rimanda a specifico elaborato.

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'impalcato del cavalcavia CV01 è costituito da una campata continua su due luci, avente luce in asse appoggi pari a 29.5 m, per una lunghezza complessiva di 59 m.

La sezione trasversale dell'impalcato presenta una larghezza complessiva di 8.5 m, con cordoli di 0.75 m per lato e pavimentazione di ampiezza pari a 7.0 m.

L'impalcato è a struttura mista in acciaio – calcestruzzo ed è costituito da due travi longitudinali principali saldate di altezza costante e pari a 1.4 m, poste a 3.0 m di interasse in direzione trasversale rispetto a una trave di spina centrale di altezza costante costituita da un profilo HE450A.

Le travi sono suddivise in conci di 4 tipologie differenti in direzione longitudinale (C1, C2, C3, C4). Nel dettaglio:

- i conci C1 sono posizionati in corrispondenza degli appoggi sulle spalle,
- i conci C2 sono posizionato in corrispondenza della mezzera delle due campate,
- il concio C4 è posizionato in corrispondenza dell'appoggio centrale sulla pila;
- i conci C3 sono i conci di transizione tra i conci C2 e C4.

Le caratteristiche geometriche delle diverse tipologie di conci utilizzate, realizzate in acciaio ad alta resistenza S355, sono riepilogate nella tabella a seguire.

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche delle nervature principali

Concio	H mm	B _{sup} mm	t _{sup} mm	B _{inf} mm	t _{inf} mm	t _w mm	h _w mm
C1	1400	700	25	1000	30	18	1345
C2	1400	700	25	1200	30	15	1345
C3	1400	700	25	1200	40	18	1335
C4	1400	900	50	1200	50	20	1300

La carpenteria principale è completata da:

- diaframmi di testata, costituiti da profili a doppio T in parete piena irrigidita di altezza pari a 1.14m;
- diaframmi intermedi, da profili a doppio T in parete piena irrigidita di altezza pari a 0.70 m;
- controventi superiori di montaggio, costituiti da profili accoppiati ad L 80x8.

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

La soletta in calcestruzzo è sagomata a schiena d'asino ed è gettata su predalles tralicciate. Il pacchetto complessivo soletta + predalles presenta uno spessore pari a 0.26 m. I cordoli laterali hanno, invece, spessore pari a 0.44 m

Nelle figure seguenti si riportano pianta, profilo e sezioni trasversali dell'opera in esame. Si rimanda agli elaborati grafici per maggiori dettagli.

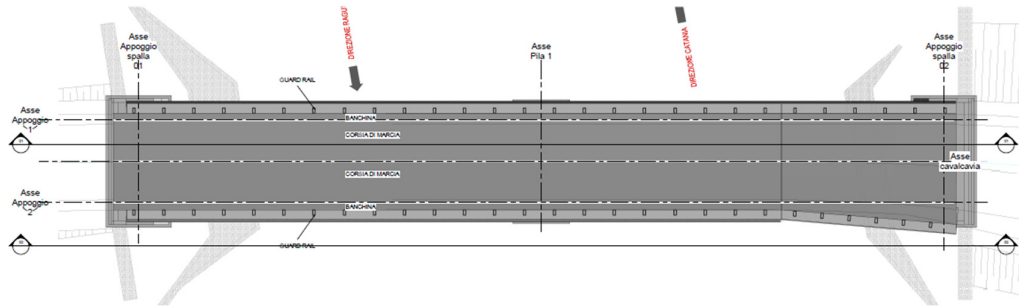


Figura 1 – Pianta Impalcato

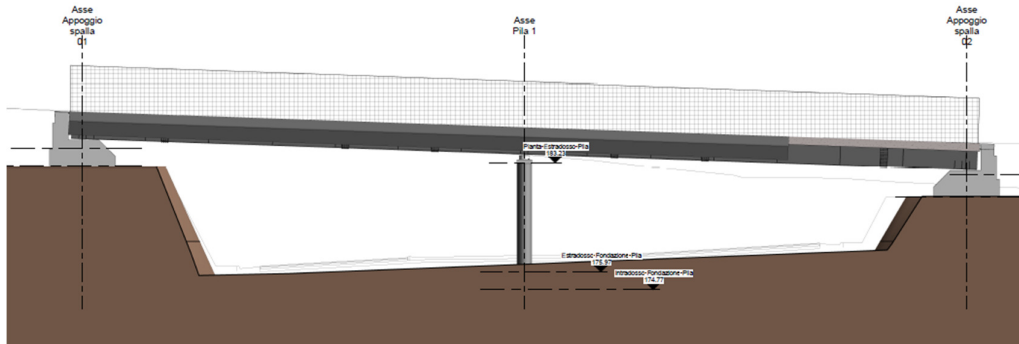


Figura 2 – Prospetto

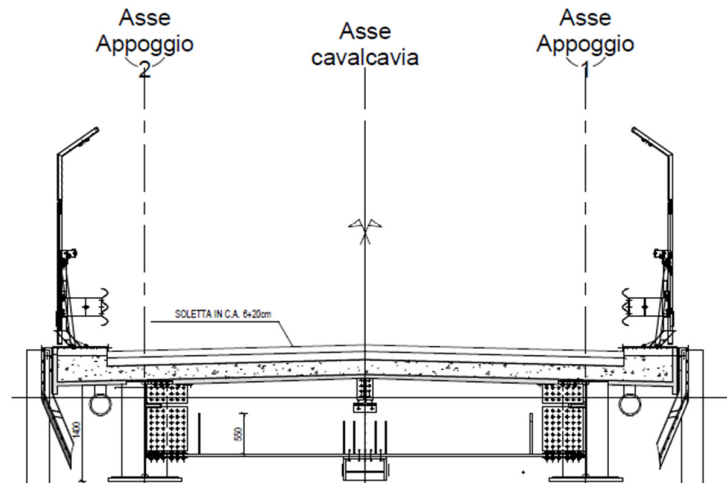


Figura 3 – Sezione trasversale

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Il viadotto è dotato di un sistema di isolamento sismico dell'impalcato mediante dispositivi elastomerico a nucleo di piombo aventi stessa rigidità in direzione longitudinale e trasversale. L'opera è progettata per una vita nominale di 50 anni e ricade in classe d'uso IV.

1.2 UNITÀ DI MISURA

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze \Rightarrow m, mm
- per i carichi \Rightarrow kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo \Rightarrow kN, kNm
- per le tensioni \Rightarrow MPa

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

- D.M. 14/01/2008.
Norme tecniche per le costruzioni (NTC).
- Circolare n. 617 del 02/02/2009.
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.
- UNI EN1993 -1-1.
EUROCODICE 3, parte 1.3. Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1993 -1-5.
EUROCODICE 3, Parte 1.5. Progettazione delle strutture in acciaio. Elementi strutturali a lastra.
- UNI EN1993 -1- 8.
EUROCODICE 3, Parte 1.8. Progettazione delle strutture in acciaio. Progettazione dei collegamenti.
- UNI EN1993-1-9.
EUROCODICE 3. Parte 1.9. Progettazione delle strutture in acciaio. Fatica.
- UNI EN1993 -1-2.
EUROCODICE 3. Parte 2. Progettazione delle strutture in acciaio. Ponti di acciaio.
- UNI EN1994 -1-1.
EUROCODICE 4. Parte 1.1. Progettazione delle strutture composte acciaio- cls. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1994 -2.
EUROCODICE 4. Parte 2. Progettazione delle strutture composte acciaio- cls. Regole generali e regole per i ponti.
- CNR-UNI 10011/97.
Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- CNR 10030/87.
Anime irrigidite di travi a parete piena.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai materiali specificati di seguito. Per i controlli si fa riferimento a quanto previsto dal DM 14/01/2008

3.1 CARPENTERIA METALLICA S355

Acciaio da carpenteria

Analisi elastica S.L.U.

$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ per spessori $\leq 40 \text{ mm}$.

$\gamma_m = 1.05$

$f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2$ per spessori $\leq 40 \text{ mm}$.

$f_{yd} = 319 \text{ N/mm}^2$ per spessori $40 \text{ mm} < s \leq 80 \text{ mm}$.

Bulloni Classe 10.9

Giunzioni ad attrito sabbiato

$\mu = 0.30$

coefficiente d'attrito

$\gamma_{M3} = 1.25$

coefficiente di sicurezza

Saldature

Da realizzarsi secondo DM 14/01/2008. Saldature su piatto di sostegno ceramico. Giunti travi principali piena penetrazione 1° classe con preparazione secondo dettaglio 14 del DM 14/01/2008. Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura. I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi.

Pioli di ancoraggio

Secondo UNI EN ISO 13918 e DM 14/01/2008

Pioli tipo NELSON $\phi = 19 \text{ mm}$

$H = 0.6 \times H_{soletta}$ (se non diversamente indicato)

Acciaio ex ST 37 – 3K (S235J2G3+C450)

$f_y > 350 \text{ MPa}$

$f_u > 450 \text{ MPa}$

Allungamento $> 15\%$

Strizione $> 50\%$

Riferimenti normativi specifici per la carpenteria metallica

Bulloni conformi per caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016 2002 e UNI 5592 1968.

Viti: secondo UNI EN ISO 898-1 2001

Dadi: secondo UNI EN 20898-2 1994

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Rosette e piastrene: riferimento UNI EN 14399 2005, parti 5 e 6.

Rosette in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC32-40, secondo UNI EN 10083-2 2006

Piastrine in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC32-40, secondo UNI EN 10083-2 2006

Coppie di serraggio secondo D.M. 14/01/2008

3.2 SOLETTA IN C.A.

Calcestruzzo C32/40

- | | |
|--|--|
| • $R_{ck} = 40$ MPa | resistenza caratteristica cubica a 28 giorni |
| • $f_{ck} = 32$ MPa | resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni |
| • $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40$ MPa | resistenza cilindrica valore medio |
| • $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02$ MPa | resistenza media a trazione semplice (assiale) |
| • $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.12$ MPa | resistenza caratteristica a trazione |
| • $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346$ MPa | modulo elastico |
| • $\gamma = 25.0$ kN/m ³ | peso per unità di volume |

Resistenze di progetto allo SLU

- | | |
|---|---------------------------------------|
| • $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.1$ MPa; $\gamma_c = 1.50$ | resistenza di progetto a compressione |
| • $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.50$ MPa | resistenza di progetto a trazione |

Resistenze di progetto allo SLE

- | | |
|---|--|
| • $\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.2$ MPa | tensione limite in combinazione (rara) |
| • $\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4$ MPa | tensione limite in comb. quasi permanente |
| • $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52$ MPa | tensione limite di fessurazione (trazione) |

3.2.1.1 Armatura B450C

- | | |
|----------------------|--|
| • $f_{yk} = 450$ MPa | resistenza caratteristica di snervamento |
| • $f_{tk} = 540$ MPa | resistenza caratteristica a rottura |
| • $E_s = 210000$ MPa | modulo elastico |

Resistenza di progetto allo SLU

- | | |
|---|---------------------------------------|
| • $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ MPa; $\gamma_s = 1.15$ | resistenza di progetto a compressione |
|---|---------------------------------------|

Resistenza di progetto allo SLE

- | | |
|--|--|
| • $\sigma_{s,r} = 0.80 \cdot f_{yk} = 360$ MPa | tensione limite in combinazione (rara) |
|--|--|

4. ANALISI DEI CARICHI

4.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)

I pesi propri strutturali sono stati valutati considerando un peso specifico dell'acciaio pari 78.5 kN/mc e un peso specifico del calcestruzzo pari a 25 kN/mc.

Peso proprio della carpenteria in acciaio (G1.1), calcolato in automatico dal software di calcolo. Il peso degli elementi di carpenteria principale, viene incrementato del 10% per tener conto del peso dei vari elementi secondari (piatti di irrigidimento trasversali e longitudinali, bullonature etc.):

$$G1.1 = 21.0 \text{ kN/m (2.47 kN/m}^2\text{)}$$

È stata pertanto valutata un'incidenza della carpenteria metallica pari a circa 250 kg per m² di impalcato.

Peso della soletta (G1.2), considerando uno spessore pari a 26 cm, per una larghezza complessiva di piattaforma pari a 7.0 m.

$$G1.2 = 25 \times 7.0 \times 0.26 = 45.5 \text{ kN/m}$$

Peso dei cordoli (G1.3), considerando uno spessore complessivo dei cordoli di 44 cm, per una larghezza complessiva dei cordoli di 1.5 m

$$G1.3 = 25 \times (2 \times 0.75) \times 0.44 = 16.5 \text{ kN/m}$$

da cui:

$$G1.2 + G1.3 = 45.5 + 16.5 = 62.0 \text{ kN/m}$$

4.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

Pavimentazione (G2.1)

La pavimentazione adottata ha un spessore di 11 cm. Nell'analisi dei carichi è stato considerato un peso di 2.4 kN/m²

$$G2.1 = 7.0 \times 2.4 \text{ kN/m}^2 \quad 16.8 \text{ kN/m;}$$

Guard Rail con reti di protezione (G2.2)

$$G2.2 = 2 \times 2.0 \text{ kN/m} \quad 4.0 \text{ kN/m;}$$

Velette (G2.3)

$$G2.3 = 2 \times 1.5 \text{ kN/m} \quad 3.0 \text{ kN/m;}$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Elementi di completamento (impianti, reti) (G2.4)

$G2.4 = 2 \times 1.5 \text{ kN/m} \quad 3.0 \text{ kN/m;}$

Totale

$G2 = 26.8 \text{ kN/m}$

4.3 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)

Il calcolo delle deformazioni da ritiro nella soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008. Si riporta la valutazione della deformazione da ritiro secondo le indicazioni previste dalle norme. La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno.

Tabella 2 – Deformazione da ritiro

Valutazione della deformazione da ritiro a 10000 gg.		
$A_c =$	1.7	mq
$u =$ perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	8.9	m
$k = 2 A_c / u =$	0.38	m
$U =$ umidità relativa =	80.0	%
$R_{ck} =$	40	Mpa
$\phi_{r,10000gg} =$	-2.41E-04	(EN 1992-1, Classe S, $t_0 = 10 \text{ gg.}$)

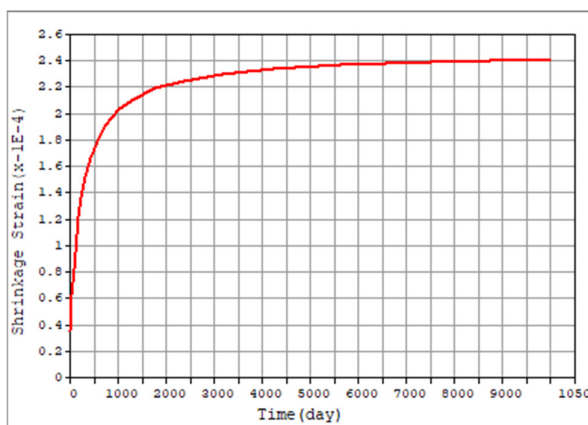


Figura 4 - Andamento della deformazione da ritiro nel tempo

La valutazione riportata indica che a 10.000 gg, la deformazione da ritiro raggiunge il valore 0.24‰. Gli effetti del ritiro impedito, che si sviluppano nel tempo, si traducono in una forza di trazione nella soletta e in una forza assiale di compressione e di momento flettente agenti sulla sezione mista omogenizzata trave + soletta.

4.4 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.2)

Di seguito si riporta il calcolo del coefficiente di viscosità per il calcestruzzo della soletta secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

Tabella 3 – Coefficienti di Viscosità

Valutazione dei Coefficienti di Viscosità a 10000 gg.		
$A_c =$	1.7	mq
$u =$ perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	8.9	m
$k = 2 A_c/u =$	0.38	m
$U =$ umidità relativa =	80.0	%
$R_{ck} =$	40	Mpa
$\varphi(t_{oo}, t_0) =$	2.33	(EN 1992-1, Classe S, $t_0 = 3$ gg.)
$\varphi(t_{oo}, t_0) =$	1.51	(EN 1992-1, Classe S, $t_0 = 30$ gg.)

Il coefficiente di viscosità viene modellato come una funzione che si evolve nel tempo t e il cui valore dipende dall'età del cls, in giorni, t_0 , al momento dell'applicazione del carico. Nella tabella precedente sono stati valutati i coefficienti di viscosità per $t = 10000$ gg e per t_0 pari rispettivamente a 3 gg. (età del cls al momento dell'attivazione delle azioni da ritiro) e a 30 gg. (età presunta del cls al momento di applicazione dei carichi permanenti portati).

L'evolversi nel tempo del coefficiente di viscosità è diagrammato nelle figure seguenti.

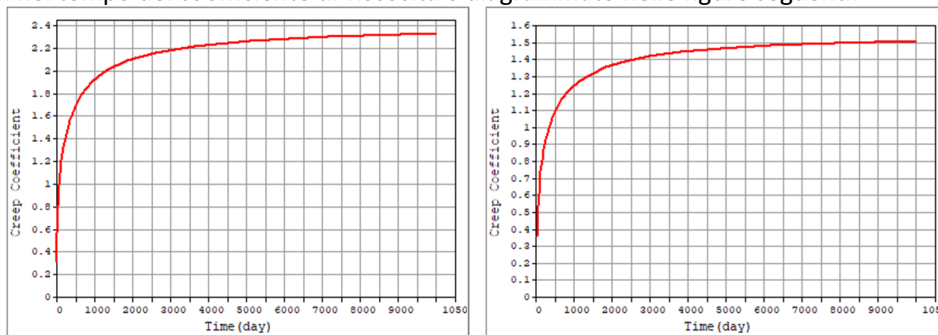


Figura 5 – Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo per $t_0 = 3$ gg. e per $t_0 = 30$ gg.

4.5 VARIAZIONE TERMICA (E3)

L'azione della variazione termica è valutata, in termini di temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con periodo di ritorno di 50 anni, attraverso le indicazioni generali fornite dal DM 2008 (punto 3.5.2) e quelle specifiche contenute nella UNI EN 1991-1-5.

In prima analisi, sono state determinate la minima e la massima temperatura dell'aria esterna. Queste grandezze, funzione della posizione geografica (Sicilia, zona IV) e dell'altitudine del sito (circa 330 m s.l.m.), sono espresse nel seguente modo

$$T_{\min} = -2 - 9 \cdot a_s / 1000$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01



Figura 6: Mappe nazionali delle linee isotermitiche; Tmax a sinistra e Tmin a destra (Appendici nazionali, 2007)

Per il sito in cui sorge il viadotto in esame i valori sono quindi pari a:

$$T_{max} = 41.3^\circ$$

$$T_{min} = -5.0^\circ$$

Per gli impalcati da ponte si fa riferimento all'EN 1991-1-5 - Figura 6.1. Per ponti di gruppo 2 (tipologia impalcato a struttura composta), si ottiene

$$T_{e,max} = 45.0^\circ$$

$$T_{e,min} = -10^\circ$$

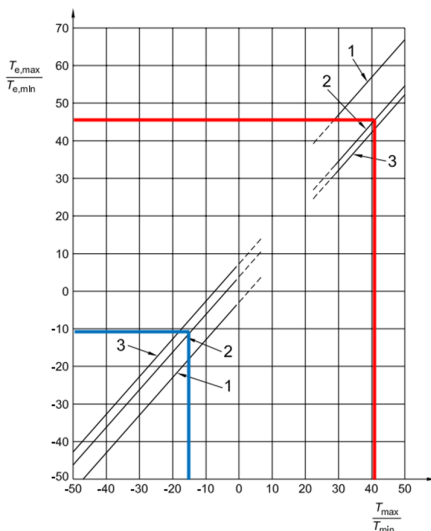


Figura 7 - Correlazione tra temperatura dell'aria all'ombra minima/massima (Tmin/Tmax) e componente di temperatura uniforme del ponte minima/massima (Te.min/Te.max)

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

La componente uniforme può essere calcolata come differenza tra la temperatura calcolata e quella iniziale alla data di costruzione T_0 che, in mancanza di determinazioni più precise, può essere assunta pari a 15°C (NTC 3.5.4).

$$\Delta T = T - T_0$$

In definitiva, quindi si ottiene l'escursione termica uniforme:

$$\Delta T_N \text{ comp} = - 10 - 15 = -25^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_N \text{ exp} = 45 - 15 = 30^{\circ}\text{C}$$

Oltre la variazione termica uniforme, è stata considerata anche una differenza di temperatura di 5°C con andamento a farfalla tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

4.6 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)

Coerentemente con quanto indicato al punto 5.1.3.3.3 del DM 17/01/18 per l'analisi globale del ponte si fa riferimento allo Schema di Carico 1.

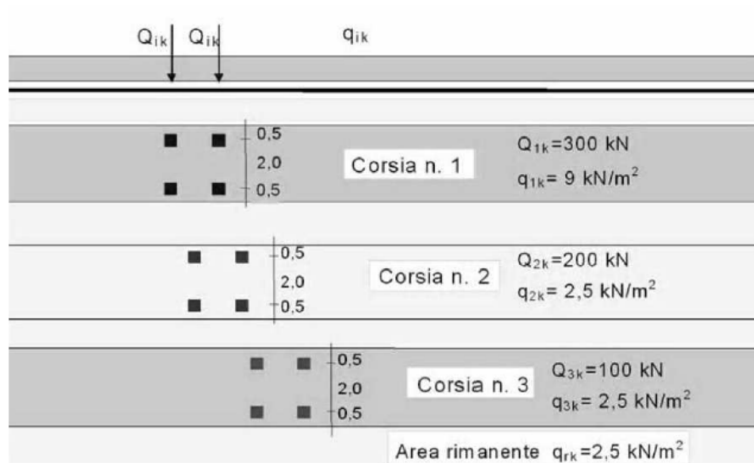


Figura 8 – Schema di carico 1

Nel caso in oggetto si impiegano tre corsie di carico costituite da:

- una colonna di carichi (ingombro = 3 m) costituita da un automezzo convenzionale Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m; un carico ripartito q_{1k} di 9 kN/m^2 uniformemente distribuito;
- una seconda colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN di Q_{1k} e 2.5 kN/m^2 di q_{1k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una colonna di carico (ingombro = 1.0 m) $q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti (area rimanente).

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Per l'analisi trasversale della soletta è stato inoltre considerato lo schema di carico 2, costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. La diffusione locale del carico e l'applicazione di quest'ultimo sul modello di calcolo viene trattata nel paragrafo relativo all'analisi della soletta.

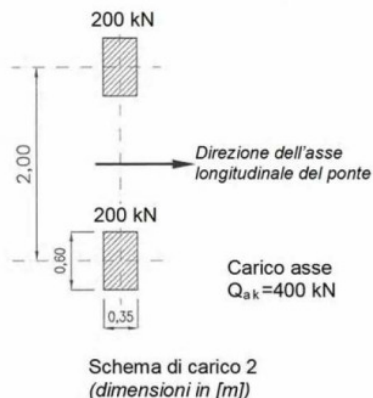


Figura 9 – Schema di carico 2

4.6.1 Azioni da traffico per verifiche a fatica

Si utilizza il modello di carico di fatica 1, costituito:

- dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e con valore dei carichi distribuiti ridotti del 70%;
- dallo schema di carico 2 con valore del carico ridotto del 30%.

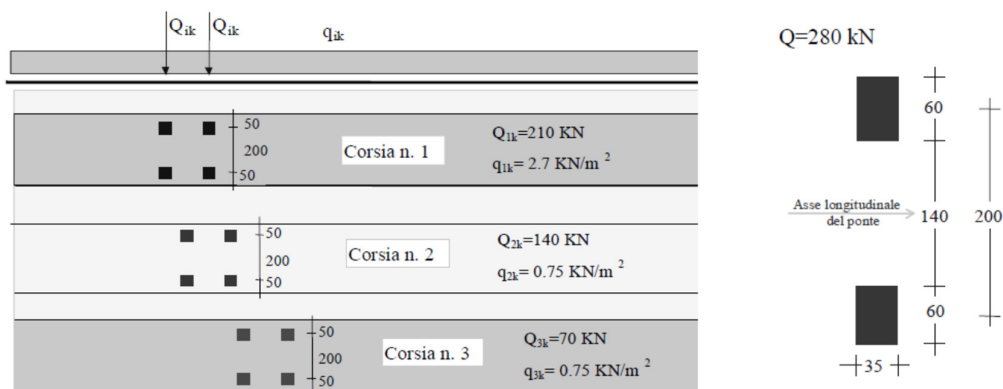


Figura 10 – Modello di carico a fatica: schemi di carico 1 e 2

4.7 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3)

Secondo il D.M. 14/01/2008 l'azione longitudinale di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, ed è uguale a:

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

Nel caso in oggetto risulta:

$$Q_3 = 360 + 159 = 519 \text{ kN} = 8.8 \text{ kN/m}$$

L'azione di frenatura è applicata convenzionalmente a quota pavimentazione.

4.8 AZIONE DEL VENTO (Q5)

4.8.1 Calcolo della pressione del vento

Si valuta la pressione del vento in accordo con il paragrafo 3.3 del DM. 14/01/2008.

La velocità di base di riferimento v_b riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni, viene fornita dalle NTC (3.3.1) con la seguente espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a = 28 \text{ m/s}$$

dove:

- $v_{b,0}$ = è la velocità al livello del mare
- c_a = è il coefficiente di altitudine, fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad [3.3.1.b]$$

dove:

a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36

Nel caso in esame, assunto, cautelativamente, un periodo di ritorno di progetto per l'azione del vento pari alla vita nominale dell'opera (50 anni), dalla velocità di base di riferimento è possibile dedurre la velocità di riferimento dalla seguente relazione (NTC – 3.3.2):

$$v_r = v_b \cdot c_r = 28 \cdot 1.0 = 28.0 \text{ m/s}$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

dove

v_b è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad [3.3.3]$$

dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni.

La pressione del vento da applicare all'opera è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d,$$

dove:

- q_r = è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e = è il coefficiente di esposizione;
- c_p = è il coefficiente di forma o aerodinamico;
- c_d = è il coefficiente dinamico.

con:

$$q_b = \rho \cdot (v_r)^2 / 2 = 491 \text{ N/m}^2;$$

dove v_r è stato precedentemente calcolato.

Considerando una classe di rugosità D (tabella 3.3.III), l'altezza del sito sul livello del mare (circa 330 m s.l.m.), dalla figura 3.3.2 si evince che la struttura si trova in categoria di esposizione II e dunque, in accordo con la tabella 3.3.II si assumono i seguenti parametri:

- $k_r = 0.19$;
- $z_0 = 0.05 \text{ m}$;
- $z_{\min} = 4 \text{ m}$.

quindi ipotizzando che l'opera abbia altezza media dal suolo $z \approx 10 \text{ m} > z_{\min}$ risulta

$$c_e(z) = k^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.35$$

Secondo le indicazioni della Circolare n. 7 del 21/01/2019 (C3.3.8.6.1), si determina il coefficiente aerodinamico per l'impalcato in esame:

- $c_p = 1.4$, essendo per travi ad anima piena $\phi = 1$

Si considera un coefficiente dinamico (c_d) cautelativamente pari a 1 (par. 3.3.8 D.M. 14/01/2008).

Procedendo al calcolo della pressione si ottiene:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 491 \text{ N/m}^2 \times 2.35 \times 1.4 \times 1 = 1.62 \text{ kN/m}^2$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Nel caso di più travi multiple (C3.3.8.6.2), disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h ($d/h \leq 2$), il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente di riduzione dato da:

- $\mu = 1 - 1.2\phi$ per $\phi \leq 2/3$;
- $\mu = 0.2$ per $\phi > 2/3$.

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati ($\mu = 1$).

Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare tra μ e 1.

Nel caso in esame, $\phi = 1$ e $d/h = 6/1.4 = 4.3$, per cui si procede per interpolazione lineare ottenendo $\mu = 0.81$. Quindi sulla seconda trave viene applicato un carico da vento pari al 81% di quello applicato sulla prima trave.

4.8.2 Vento a ponte carico

Cautelativamente si considera su tutto il ponte la sagoma dei veicoli per un'altezza pari a 3.0 al di sopra della livelletta. I valori dell'azione del vento per le due travi sono pari a:

- $q_w = (1.4 + 0.44 \times 3) \times 1.62 \text{ kN/m} = 7.8 \text{ kN/m}$;
- $q_{w,2} = 0.81 q_{w,1} = 6.4 \text{ kN/m}$

4.8.3 Vento a ponte scarico

In tal caso l'azione del vento viene considerata agente su un'altezza pari a quella dell'impalcato (travi e soletta). I valori dell'azione del vento per le due travi sono pari a:

- $q_{w,1} = (1.4 + 0.44) \times 1.62 \text{ kN/m} = 3.0 \text{ kN/m}$;
- $q_{w,2} = 0.81 q_{w,1} = 2.4 \text{ kN/m}$

4.8.4 Vento in fase di montaggio

In questa fase l'altezza complessiva della struttura è pari all'altezza delle nervature in acciaio e quindi $h = 2.0 \text{ m}$.

- $q_{wm,1} = 1.4 \times 1.62 \text{ kN/m} = 2.3 \text{ kN/m}$
- $q_{wm,2} = 0.81 q_{wm,1} = 1.9 \text{ kN/m}$

4.9 AZIONI SISMICHE (Q6)

Il viadotto in oggetto è progettato per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso IV ai sensi del D. Min. 14/01/2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2.0$.

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} .

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno
- 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.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

- Vita nominale V_N = 50 anni;
- Classe d'uso = IV;
- Coefficiente d'uso C_u = 2.0;
- Periodo di riferimento V_R = 100 anni;
- $T_{R,SLV}$ = 949 anni;
- $a_{g,SLV}$ = **0.388 g**;
- $F_{0,SLV}$ = **2.329**;
- $T_{c,SLV}^*$ = **0.474 s**.

Tabella 4 - Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T_c^*) per sito di riferimento

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0.077	2.488	0.274
SLD	101	0.110	2.324	0.303
SLV	949	0.388	2.329	0.474
SLC	1950	0.547	2.334	0.532

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è infine costruito a partire dai parametri seguenti.

- Categoria di suolo = C
- Categoria topografica = T1;
- S_s , fattore stratigrafico = 1.16;
- S_T , fattore topografico = 1.00;
- C_c , fattore correttivo del periodo T_c^* = 1.34.

Si riportano nell'immagine seguente, a titolo di riferimento, gli spettri elastici allo SLV e allo SLC in accelerazione in direzione orizzontale e verticale.

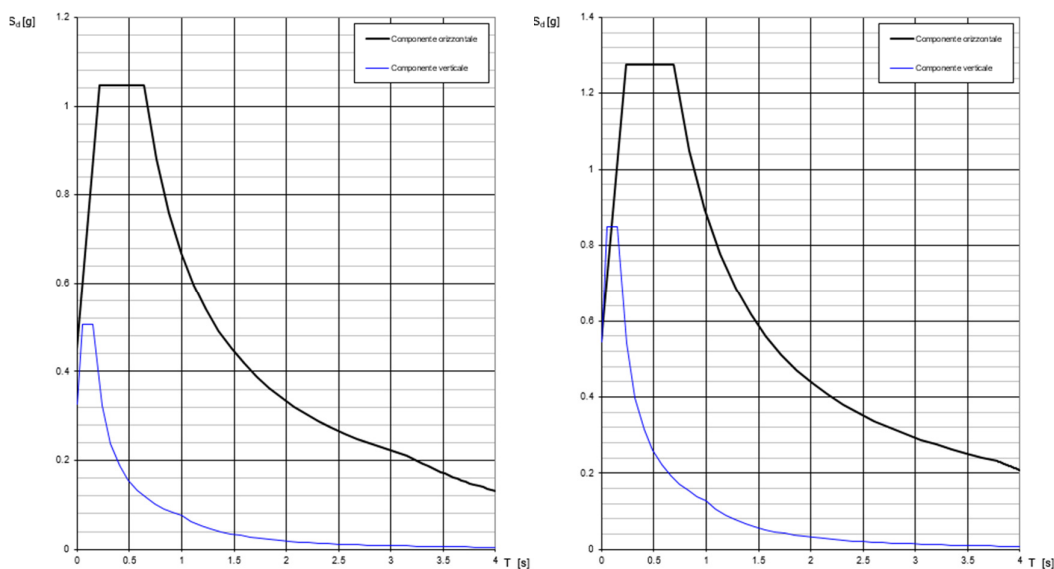


Figura 11 – Spettri elastici in accelerazione ($q = 1$) allo SLV e allo SLC

4.10 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367). Il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 , h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0.10\text{m})$, $h_2 = 1.00\text{m}$.

Ai sensi del DM 14/01/2008 nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

costituito dallo schema di carico 2, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

Tale condizione non è però dimensionante per la statica globale dell'impalcato e sarà considerata per la verifica locale del cordolo della soletta in calcestruzzo. Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari ad 1.50.

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate sono stabilite in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 del D.M.14/01/2008.

5.1 GRUPPI DI CARICO

Nella tabella seguente, in accordo a quanto specificato in tabella 5.1.3.14 del D.M. 14/01/2008., sono esplicitati i gruppi di carico considerati per i carichi accidentali da traffico.

Tabella 5 – Valori caratteristici delle azioni da traffico

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

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Coerentemente nel seguito si fa riferimento ai gruppi di azioni da traffico 1, 2a e 2b.

5.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE

Si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza e i coefficienti di combinazione di seguito riportati.

Tabella 6 – Coefficienti parziali di sicurezza agli SLU

		Coefficiente	EQU [Ⓜ]	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali [Ⓜ] g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni 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 [Ⓜ]	1,00 [Ⓜ]	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{e2} , γ_{e3} , γ_{e4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

[Ⓜ] Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

[Ⓜ] Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

[Ⓜ] 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

[Ⓜ] 1,20 per effetti locali

Tabella 7 – Coefficienti di combinazione

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 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
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

5.3 COMBINAZIONI AGLI SLU

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche strutturali dell'impalcato agli SLU.

L'espressione per le combinazioni di verifica strutturali (A1 - STR) è:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Mentre quella per le combinazioni sotto SISMA o ECCEZIONALI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tabella 8 - Coefficienti nelle combinazioni di carico agli SLU

Combinazione		G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5	Q6	q9
A1 STR	Gr.1	1.35	1.35	0	1.2	0.9	1.35	0	0	0.9	0	0
	Gr.2a	1.35	1.35	0	1.2	0.9	0	1.35	0	0.9	0	0
	Gr.2b	1.35	1.35	0	1.2	0.9	0	0	1.35	0.9	0	0
	Q5	1.35	1.35	0	1.2	0.9	1.35ψ ₀ ^(*)	0	0	1.5	0	0
	E3	1.35	1.35	0	1.2	1.5	1.35ψ ₀ ^(*)	0	0	0.9	0	0
SISMA	SLV Z	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0	1	0
ECCEZIONALE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0	0	1

(*) per schema di carico 1, ψ₀ = 0.75 per i carichi tandem e ψ₀ = 0.40 per i carichi distribuiti

5.4 COMBINAZIONI AGLI SLE

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le combinazioni di carico rilevanti agli SLE.

L'espressione per le combinazioni di verifica RARE è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica FREQUENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica QUASI PERMANENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tabella 9 - Combinazioni agli SLE

Combinazione		G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5
RARA	Gr.1	1	1	0	1	0.6	1	0	0	0.6
	Gr.2a	1	1	0	1	0.6	0	1	0	0.6
	Gr.2b	1	1	0	1	0.6	0	0	1	0.6
	Q5	1	1	1	1	0.6	ψ ₀	0	0	1
	E3	1	1	1	1	1	ψ ₀	0	0	0
FREQUENTE	Gr.1	1	1	0	1	0.5	0.75	0	0	0
	Gr.2a	1	1	0	1	0.5	0.75 ψ ₀	0.75	0	0
	Q5	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0.2
	E3	1	1	0	1	0.6	0	0	0	0.2
QUASI PERMANENTE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0

(*) per schema di carico 1, ψ₀ = ψ₁ = 0.75 per i carichi tandem e ψ₀ = ψ₁ = 0.40 per i carichi distribuiti

6. MODELLI DI CALCOLO E METODO DI ANALISI

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del *MIDAS/CIVIL 2020*. Il software è stato impiegato per la modellazione dell'intera opera, finalizzata all'analisi strutturale. Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni complessive agenti sull'impalcato al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle normative di riferimento. Dallo stesso modello sono state poi ricavate le sollecitazioni agenti sulle sottostrutture necessarie ai fini delle verifiche geotecniche del sistema terreno-fondazione e delle verifiche strutturali, entrambe riportate nella specifica relazione di calcolo e pertanto non contenute nel presente documento.

6.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Nell'ambito del presente paragrafo si riporta una descrizione delle caratteristiche dei software utilizzati per l'effettuazione delle analisi e verifiche strutturali esposte ai precedenti paragrafi.

Nello specifico, l'analisi del comportamento globale delle strutture d'impalcato è stato effettuato con l'ausilio del software *MIDAS/CIVIL 2021*, distribuito in Italia dalla *CSPFea* (Padova).

Per l'esecuzione di verifiche di sezioni in cemento armato si è invece utilizzato il software *PresFle+*, prodotto e distribuito dalla *Concrete srl* (Padova).

Infine si è ricorso a fogli di calcolo elettronici auto-prodotti, per l'automatizzazione di ulteriori verifiche effettuate quali elementi in acciaio e/o elementi strutturali secondari.

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software impiegati ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore dei software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Le stesse società produttrici hanno verificato l'affidabilità e la robustezza dei codici di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati sono contenuti in apposita documentazione fornita a corredo dell'acquisto del prodotto, che per brevità espositiva si omette di allegare al presente documento.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni esposte nel documento sono state inoltre sottoposte a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali, che per brevità espositiva si omette dall'allegare al presente documento.

Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto sopra, Il Progettista dichiara pertanto che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, validando conseguentemente i risultati dei calcoli esposti nella presente relazione.

6.2 MODELLO DI CALCOLO STATICO E SISMICO

6.2.1 Modello di calcolo statico

Il viadotto è stato modellato con elementi monodimensionali rappresentativi rispettivamente:

- delle travi longitudinali a sezione composta;
- dei traversi intermedi;
- dei traversi di testata in parete piena;
- Elementi di trave simulanti la soletta, disposti in direzione trasversale per modellare correttamente la ripartizione trasversale dei carichi accidentali.
- della pila.

Il riferimento di assi globali è orientato come segue:

- X = asse longitudinale impalcato;
- Y = asse trasversale impalcato;
- Z = asse verticale impalcato.

Gli assi locali degli elementi di carpenteria principale sono orientati in maniera analoga al riferimento globale. Nelle figure seguenti sono rappresentate alcune viste del modello utilizzato.

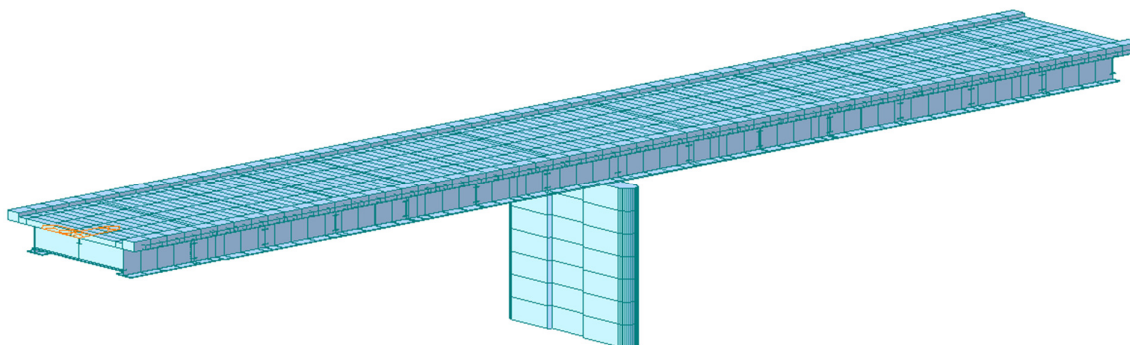


Figura 12 –Modello FEM vista estrusa

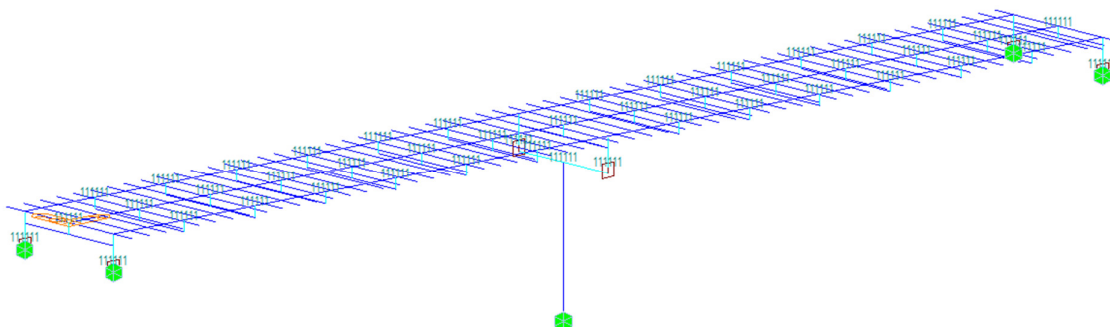


Figura 13 – Modello FEM vista wireframe

Nel modello sono utilizzate le seguenti condizioni di vincolo:

- bracci rigidi tra l'estradosso (asse) delle travi e l'intradosso;
- rilascio dei momenti trasversali di estremità negli elementi di soletta;
- elastic link in corrispondenza degli isolatori su pila e spalle;
- vincoli fissi in corrispondenza delle spalle e della base pila.

Per le zone di appoggio intermedie (pile), la soletta tesa viene considerata fessurata e il suo contributo viene completamente trascurato per tutta la lunghezza Le.

In corrispondenza delle sottostrutture sono state utilizzate molle elastiche a cui sono state attribuite le rigidità elastiche equivalente corrispondenti agli isolatori elastomerici (vedi paragrafo successivo).

Nel modello è stata inserita anche la pila centrale, per le cui valutazioni si rimanda alla specifica relazione.

6.2.2 Modello di calcolo sismico

La valutazione delle azioni sismiche e dei criteri di dimensionamento delle sottostrutture e dei dispositivi di isolamento è stata sviluppata nel rispetto delle indicazioni e prescrizioni riportate nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) tramite analisi lineare dinamica con spettro di risposta.

Per la valutazione delle azioni sismiche e per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi di isolamento, si è proceduto con i seguenti criteri e considerazioni:

- obiettivo del sistema di isolamento sismico è il contenimento delle azioni orizzontali trasmesse alle sottostrutture.
- il dispositivo di isolamento sismico longitudinale o trasversale comporta durante l'evento sismico uno spostamento relativo tra sottostrutture ed impalcato il cui valore risulta determinante per l'abbattimento dell'azione sismica. Tale valore non può d'altra parte risultare troppo elevato e quindi incompatibile con il funzionamento degli apparecchi di appoggio e dei giunti. Per il dimensionamento del sistema di isolamento è stato fissato come spostamento relativo massimo in condizione sismica un valore di circa ± 167 mm per gli isolatori longitudinali e trasversali.

I dispositivi scelti sono del tipo elastomerico con nucleo in piombo che, mediante la plasticizzazione del nucleo, consentono di ottenere un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente fino a circa il 30%.

Le analisi dinamiche dell'opera sono state condotte sul modello di calcolo precedentemente descritto, in cui i vincoli di appoggio sono stati modellati attraverso molle (*point spring support*) con caratteristiche elastiche equivalenti del dispositivo scelto K_e e il coefficiente di smorzamento ξ_e sullo spettro di progetto fornito dalle tabelle del produttore (20%). Per ulteriori dettagli sul dispositivo utilizzato si rimanda al paragrafo 11.

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

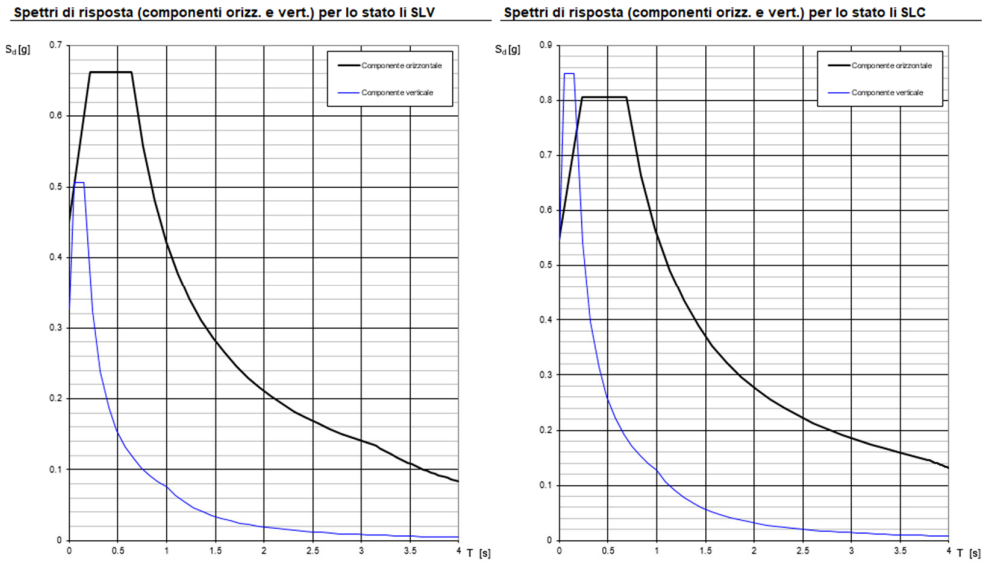


Figura 14 – Spettri di risposta allo SLV e allo SLC con coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari al 20%

6.3 DETERMINAZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE DI SOLETTA

La distribuzione delle tensioni normali nelle sezioni composte viene determinata utilizzando nel modello di calcolo la larghezza efficace come descritto in §4.3.2.3 del D. Min. 14/01/2008.

La larghezza di soletta collaborante, necessaria per la determinazione delle caratteristiche geometriche delle sezioni in fase 2 è stata quindi determinata con riferimento alla figura seguente, come $b_{eff} = b_0 + b_{ei} + b_{e2}$.

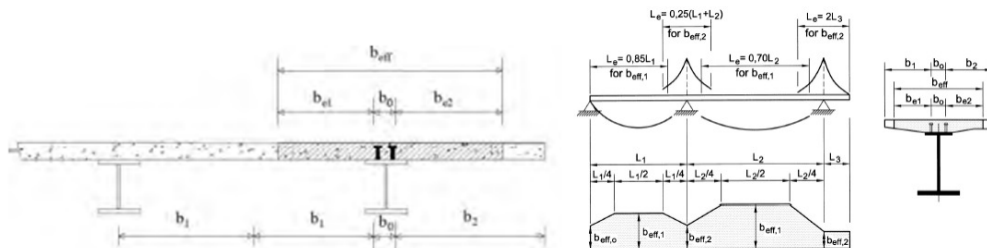


Figura 15 - Larghezza di soletta collaborante

Dove $b_{ei} = \min (L_e/8, b_i)$ con L_e luce equivalente da valutarsi, per travi continue, secondo lo schema riportato in figura.

Per gli appoggi di estremità l'espressione della larghezza efficace è stata corretta come $b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{ei} + \beta_2 b_{e2}$ con $\beta_i = (0.55 + 0.025 L_e/b_{eff,i}) \leq 1$. In definitiva si ottiene:

Tabella 10 - Calcolo della Larghezza Efficace di Soletta

Travi campate di riva				Travi appoggio pila			
L ₁	[m]		29.5	L ₁	[m]		29.5
L ₂	[m]		-	L ₂	[m]		29.5
L _e	[m]		25.08	L _e	[m]		14.75
b ₀	[m]		0.40	b ₀	[m]		0.40
b ₁	[m]		1.30	b ₁	[m]		1.30
b ₂	[m]		1.30	b ₂	[m]		1.30
b _{ei1}	[m]		1.30	b _{ei1}	[m]		1.30
b _{ei2}	[m]		1.30	b _{ei2}	[m]		1.30
β ₁	-		1.00	β ₁	-		1.00
β ₂	-		1.00	β ₂	-		1.00
b _{eff}	[m]		3.00	b _{eff}	[m]		3.00

Viene quindi adottata sempre una larghezza di soletta collaborante pari a 3.0 m. Inoltre, per le zone di appoggio intermedie (pile), la soletta tesa viene considerata fessurata e il suo contributo viene completamente trascurato per tutta la lunghezza L_e.

6.4 EFFETTI DEL RITIRO E DELLA VISCOSITÀ

Gli effetti della viscosità possono essere messi in conto tramite un'analisi esatta, che tenga conto dello sviluppo nel tempo delle deformazioni anelastiche del calcestruzzo, oppure tramite metodo semplificato, che utilizzi differenti coefficienti di omogenizzazione – definiti dalla normativa vigente – per i diversi tipi

di azioni applicate alla struttura. I due approcci sono chiariti di seguito. L'analisi sviluppata è basata sul "Metodo Esatto" fornendo tuttavia per verifica un confronto con i risultati che si otterrebbero tramite metodo approssimato.

Metodo Esatto - Analisi al Passo

Il software utilizzato consente di discretizzare nel tempo gli effetti delle deformazioni anelastiche del calcestruzzo. Gli effetti del ritiro sono valutati come effetti di n incrementi di deformazione anelastica da ritiro che si sviluppa nel tempo secondo la funzione rappresentata in Figura 4: ad ognuno di questi incrementi è associato lo sviluppo di una deformazione anelastica viscosa, variabile nel tempo. Ambedue le componenti di deformazione anelastica sono modellate come azioni equivalenti, "primary effects", applicate alla sezione composta e tramite i relativi effetti, "secondary effects". Tali componenti sono esplicitate di seguito. Le azioni equivalenti, "primary effects", associate alla contrazione impedita da ritiro sono:

- uno sforzo normale di compressione $N_r(t, t_0)$ applicato baricentricamente sulla sezione composta da trave e soletta;
- un momento flettente positivo $M_r(t, t_0)$ applicato alla sezione composta da trave e soletta;

dove:

- $N_r(t, t_0) = A_c \times E_c \times \varepsilon_r(t, t_0)$ con A_c area della soletta, E_c modulo istantaneo del calcestruzzo, $\varepsilon_r(t, t_0)$ deformazione da ritiro al tempo t e $t_0 = 3\text{gg}$.
- $M_r(t, t_0) = N_r(t, t_0) \times e_y$ con e_y eccentricità tra baricentro soletta e sezione composta omogeneizzato con modulo istantaneo del calcestruzzo E_c .

Tali azioni sono ripartite, imponendo l'equilibrio e la congruenza, tra soletta e trave e si traducono in azioni di sforzo normale baricentrico e momento flettente, "secondary effects", ovvero $N_{r1}(t, t_0)$ ed $M_{r1}(t, t_0)$ sulla trave (parte 1 della sezione composta) ed $N_{r2}(t, t_0)$ ed $M_{r2}(t, t_0)$ sulla soletta (parte 2 della sezione composta). Lo stato di sforzo nelle due parti della sezione composta è quindi:

- nella trave $N_{r1}(t, t_0)$ ed $M_{r1}(t, t_0)$;
- nella soletta $N_r(t, t_0) - N_{r2}(t, t_0)$ ed $M_{r2}(t, t_0)$.

Le azioni equivalenti, "primary effects", associate alle deformazioni viscosi sono:

- uno sforzo normale $\Delta N_\phi(t, t_i)$ applicato baricentricamente sulla sezione composta da trave e soletta;
- un momento flettente $M_\phi(t, t_i)$ applicato alla sezione composta da trave e soletta.

dove:

- $\Delta N_\phi(t, t_i) = A_c \times E_c \times \Delta \varepsilon_\phi(t, t_i)$ con A_c area della soletta, E_c modulo istantaneo del calcestruzzo, $\Delta \varepsilon_\phi(t, t_i)$ deformazione viscosa al tempo t dovuta a un incremento di tensione $\Delta \sigma(t_i)$ applicata all'istante t_i .
- $\Delta M_\phi(t, t_i) = \Delta N_\phi(t, t_i) \times e_y$ con e_y eccentricità tra baricentro soletta e sezione composta omogeneizzato con modulo istantaneo del calcestruzzo E_c .

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Tali azioni sono ripartite, imponendo l'equilibrio e la congruenza, tra soletta e trave e si traducono in azioni di sforzo normale baricentrico e momento flettente, "secondary effects", ovvero $\Delta N_{\phi 1}(t, t_i)$ ed $\Delta M_{\phi 1}(t, t_i)$ sulla trave (parte 1 della sezione composta) ed $\Delta N_{\phi 2}(t, t_i)$ ed $\Delta M_{\phi 2}(t, t_i)$ sulla trave (parte 2 della sezione composta). Lo stato di sforzo nelle due parti della sezione composta è quindi:

- nella trave $\Delta N_{\phi 1}(t, t_i)$ ed $\Delta M_{\phi 1}(t, t_i)$;
- nella soletta $\Delta N_{\phi 2}(t, t_i) - \Delta N_{\phi}(t, t_i)$ ed $\Delta M_{\phi 2}(t, t_i)$.

Metodo Semplificato - Coefficienti di omogeneizzazione da Normativa

Come specificato al punto 5.4.2.2. dell'UNI EN 1994-1-1:2005, si può tenere conto degli effetti della viscosità del calcestruzzo utilizzando differenti coefficienti di omogeneizzazione n_L in funzione del tipo di carico, secondo l'espressione:

- $n_L = n_0 (1 + \psi_L \phi_{tL})$

dove:

- n_0 è il coefficiente di omogeneizzazione per carichi di breve durata pari ad E_a/E_c ;
- ϕ_{tL} è il coefficiente di viscosità del calcestruzzo a tempo infinito funzione dell'età del calcestruzzo all'atto dell'applicazione del carico considerato;
- ψ_L è il moltiplicatore del coefficiente di viscosità dipendente dal tipo di carico, con valori che possono essere assunti pari ad 1.1 per carichi permanenti e a 0.55 per il ritiro.

In definitiva i coefficienti di omogeneizzazione nel caso in esame risultano:

Tabella 11 - Coefficienti di Omogeneizzazione

Coefficienti di Omogeneizzazione				
per carichi accidentali e di breve durata				$n_0 = 6.3$
per gli effetti del ritiro	$\phi(t_{oo}, t_0 = 3 \text{ gg.}) =$	2.33	$\psi_L = 0.55$	$n_{r,oo} = 14.4$
per carichi permanenti	$\phi(t_{oo}, t_0 = 30 \text{ gg.}) =$	1.51	$\psi_L = 1.1$	$n_{p,oo} = 22.4$

Gli effetti del ritiro in tal caso si valutano come un'azione di trazione sulla sola soletta pari a:

- $N_{r,oo} = A_c \times (n_{r,oo}/n_0) \times E_c \times \epsilon_{r,oo}$.

e come delle azioni equivalenti sulla sezione composta pari a:

- $N_{r,oo} = A_c \times (n_{r,oo}/n_0) \times E_c \times \epsilon_{r,oo}$;
- $M_{r,oo} = N_{r,oo} \times e_y$ con e_y eccentricità tra baricentro soletta e sezione composta omogeneizzato coefficiente $n_{r,oo}$.

Gli effetti dei carichi di lunga durata (carichi permanenti portati) si valutano invece utilizzando un coefficiente di omogeneizzazione $n_{p,oo}$.

6.5 FASI DI CALCOLO

I modelli studiati e le fasi di calcolo e di verifica considerano le fasi di montaggio, maturazione e gli effetti differiti conseguenti alle varie età della struttura. Si distinguono le seguenti fasi di riferimento:

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

- **fase 1.1:** corrispondente al varo dell'impalcato sulle sottostrutture. In questa fase, l'impalcato è soggetto al solo peso proprio della carpenteria metallica;
- **fase 1.2:** corrispondente al getto della soletta. In questa fase sono presenti il peso proprio della carpenteria metallica e il peso della soletta non ancora collaborante applicata come carico distribuito sulle travi;

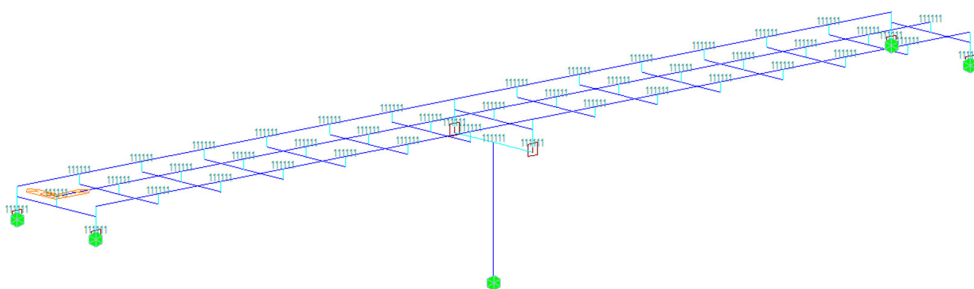


Figura 16 - Fasi di calcolo 1.1 e 1.2

- **fase 2.1:** impalcato in esercizio completo con soletta collaborante, di durata pari a 30 gg., considera gli effetti dovuti al ritiro iniziale e alla relativa viscosità del calcestruzzo variabili nel tempo.
- **fase 2.2:** impalcato in esercizio completo con soletta collaborante e carichi permanenti portati, di durata pari a 10000 gg., considera gli effetti dovuti ai carichi applicati, al ritiro a lungo termine e alla relativa viscosità del calcestruzzo variabili nel tempo.

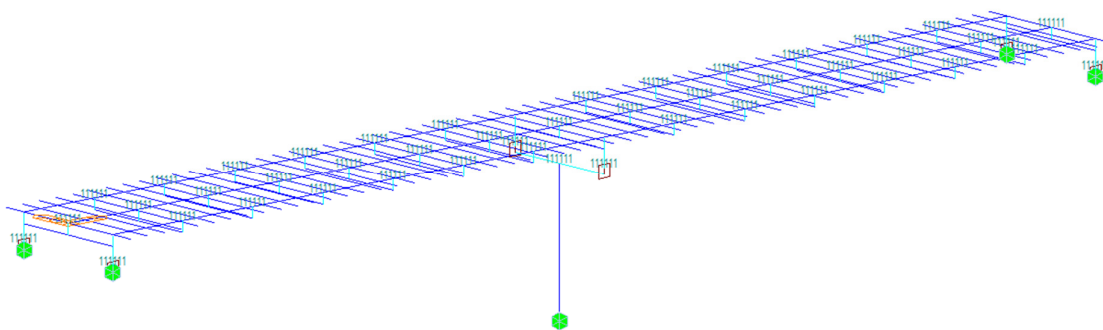


Figura 17 - Fasi di calcolo 2.1 e 2.2

- **fase 3 (fase finale):** impalcato in esercizio per carichi di breve durata, quali quelli mobili, variazioni di temperatura, vento. In questa fase la sezione resistente risulta composta, ovvero acciaio + soletta collaborante, con modulo elastico istantaneo non ridotto.

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

6.6 CARATTERISTICHE DI CALCOLO DELLE SEZIONI

Si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche dei conci delle nervature principali utilizzate per il calcolo delle sollecitazioni. Si precisa che per l'analisi globale delle sollecitazioni, sviluppata secondo il metodo elastico, vengono utilizzate le sezioni lorde delle nervature in acciaio

Si considera collaborante la sola soletta con spessore pari allo spessore minimo di 200 mm.

Nel seguito si fa riferimento alla sezione in acciaio e alle sezioni composte con coefficienti di omogeneizzazione n_0 , n_{ro} e n_{poo} , così come specificati precedentemente.

Le caratteristiche meccaniche dei singoli conci sono riportate di seguito. Si è considerato il contributo dell'acciaio, del calcestruzzo e di un'armatura longitudinale di soletta superiore e inferiore pari a $\phi 16/200$.

Tabella 12 - Proprietà meccaniche conci

Concio	A [mm ²]	zinf [mm]	Acciaio			Jt [mm ⁴]
			zsup [mm]	lyy [mm ⁴]	lzz [mm ⁴]	
1	7.17E+04	5.82E+02	8.18E+02	2.50E+10	3.22E+09	1.53E+07
2	7.37E+04	5.29E+02	8.71E+02	2.61E+10	5.03E+09	1.60E+07
3	8.95E+04	4.72E+02	9.28E+02	2.94E+10	6.48E+09	3.19E+07
4	1.31E+05	6.23E+02	7.77E+02	5.07E+10	1.02E+10	9.11E+07
Mista + armatura t ₀ (carichi di breve durata)						
Concio	A [mm ²]	zinf [mm]	zsup [mm]	lyy [mm ⁴]	lzz [mm ⁴]	Jt [mm ⁴]
1	1.79E+05	1.16E+03	4.99E+02	6.56E+10	7.65E+10	4.64E+09
2	1.81E+05	1.13E+03	5.27E+02	7.19E+10	7.83E+10	4.64E+09
3	1.97E+05	1.06E+03	6.02E+02	8.64E+10	7.98E+10	4.65E+09
4	2.40E+05	1.04E+03	6.18E+02	1.02E+11	8.39E+10	8.33E+09
Mista + armatura t _∞ (effetti del ritiro)						
Concio	A [mm ²]	zinf [mm]	zsup [mm]	lyy [mm ⁴]	lzz [mm ⁴]	Jt [mm ⁴]
1	1.23E+05	9.84E+02	6.76E+02	5.30E+10	3.72E+10	2.16E+09
2	1.25E+05	9.46E+02	7.14E+02	5.75E+10	3.90E+10	2.16E+09
3	1.41E+05	8.63E+02	7.97E+02	6.72E+10	4.05E+10	2.18E+09
4	1.83E+05	8.85E+02	7.75E+02	8.26E+10	4.44E+10	3.92E+09
Mista + armatura t _∞ (carichi di lunga durata)						
Concio	A [mm ²]	zinf [mm]	zsup [mm]	lyy [mm ⁴]	lzz [mm ⁴]	Jt [mm ⁴]
1	1.16E+05	9.51E+02	7.09E+02	5.07E+10	3.26E+10	1.87E+09
2	1.18E+05	9.12E+02	7.48E+02	5.49E+10	3.44E+10	1.87E+09
3	1.34E+05	8.29E+02	8.31E+02	6.39E+10	3.58E+10	1.88E+09
4	1.77E+05	8.60E+02	8.00E+02	7.95E+10	3.97E+10	3.39E+09

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

6.7 METODO DI ANALISI GLOBALE E CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

Il DM 2008 prevede per le strutture in acciaio e in acciaio calcestruzzo la possibilità di utilizzare i seguenti metodi di analisi globale:

- elastica;
- plastica;
- elasto-plastica.

Tali metodi di analisi sono associati al metodo di valutazione della resistenza delle sezioni trasversali e alle classi di appartenenza delle sezioni come definite al punto 4.2.3.1 del DM 2008.

Tabella 13 - Metodi di analisi globale e classificazione delle sezioni.

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte (*)
(E)	(P)	compatte (classi 1 e 2)
(E)	(EP)	tutte (*)
(P)	(P)	compatte di classe 1
(EP)	(EP)	tutte (*)

(*) per le sezioni di classe 4 la capacità resistente può essere calcolata con riferimento alla sezione efficace.

Nel caso in esame si adotta un **metodo di verifica globale elastico**. La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tenere conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4. Pertanto di seguito viene riportata la classificazione delle sezioni condotta per le travi che costituiscono il ponte in esame.

Si omette la classificazione della sezione trasversale della trave secondaria centrale (trave di spina), che ricade evidentemente in Classe 3.

Tabella 14 – Classificazione delle piattabande superiori

Ali superiori	Concio	H	B _{sup}	t _{sup}	B _{inf}	t _{inf}	t _w	h _w	C _{sup}	ε	14 ε	C/t	Classe
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	-	-	-	-
Ali superiori	1	1400	700	25	1000	30	18	1345	341	0.81	11.3	13.6	4
	2	1400	700	25	1200	30	15	1345	343	0.81	11.3	13.7	4
	3	1400	700	25	1200	40	18	1335	341	0.81	11.3	13.6	4
	4	1400	900	50	1200	50	20	1300	440	0.84	11.7	8.8	3
Ali inferiori	Concio	H	B _{sup}	t _{sup}	B _{inf}	t _{inf}	t _w	h _w	C _{inf}	ε	14 ε	C/t	Classe
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	-	-	-	-
Ali inferiori	4	1400	900	50	1200	50	20	1300	590.0	0.84	11.7	11.7	3

Tabella 15 – Classificazione dei pannelli d'anima

Concio	=	1	2	3	4
H	mm	=	1400	1400	1400
B _{sup}	mm	=	700	700	900
t _{f, sup}	mm	=	25	25	50
B _{inf}	mm	=	1000	1200	1200
t _{f, inf}	mm	=	30	30	50

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Concio		=	1	2	3	4
h _a	mm	=	1345	1345	1335	1300
t	mm	=	18	15	18	20
Area sezione	mm ²	=	71710	73675	89530	131000
C/t		=	74.72	89.67	74.17	65.00
ε			0.81	0.81	0.81	0.81
Classe Pannello compressione semplice						
42 ε		=	34.2	34.2	34.2	34.2
Classe Pannello		=	4	4	4	4
Classe Pannello flessione pura						
72 ε		=	58.6	58.6	58.6	58.6
Classe Pannello		=	4	4	4	4
Classe Pannello presso-flessione						
N _{lim} ³⁻⁴	kN	=	4525	1629	5815	13086
N _{pl,Rd}	kN	=	24245	24909	30270	44290

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

Dove:

- σ_x è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;
- σ_z è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;
- τ è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura;

Facendo riferimento ad una procedura di comprovata validità, come consentito ai punti 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3.4 del DM 2008 e C4.2.4.1.3.4 della circolare applicativa, le verifiche saranno eseguite facendo riferimento al limite elastico degli elementi (stato limite ultimo elastico), indipendentemente dalla classificazione delle sezioni. In tali ipotesi, le verifiche di resistenza e stabilità saranno svolte con il metodo tensionale. In sostanza, ciò significa considerare tutte le sezioni in classe 4 verificandone poi la stabilità locale senza impiegare il metodo delle larghezze efficaci.

Nel caso in esame, la verifica di instabilità locale sarà condotta unicamente per i pannelli d'anima compresi tra due irrigidimenti longitudinali e due irrigidimenti trasversali, soggetti a compressione, in quanto le piattabande inferiori di classe 4 risultano sempre tese, le piattabande superiori non vanno incontro al rischio di instabilità grazie alla presenza della soletta e le piattabande inferiori compresse (concio C4), risultano, invece, di classe 3.

Si evidenzia che nell'analisi dei modelli e nella verifica a taglio, in conformità alla Normativa vengono utilizzate comunque le sezioni lorde anche per le eventuali sezioni di Classe 4.

6.8 METODI DI VERIFICA

6.8.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo delle nervature principali

Le nervature principali sono vincolate lateralmente dalla presenza dei diaframmi intermedi a passo 6000 mm e dalla soletta in corrispondenza delle piattabande compresse. Le sollecitazioni torcenti applicate all'impalcato sono prevalentemente assorbite dal sistema travi-soletta-traversi. Pertanto in accordo a quanto previsto al punto 4.2.4.1.3.2 del DM 2008, non si rendono necessarie verifiche di stabilità globali, flessionale e flesso-torsionale, delle membrature. Si svolgono pertanto nel seguito le sole verifiche di resistenza delle nervature, le verifiche per instabilità a taglio dei pannelli d'anima e le verifiche a fatica.

6.8.1.1 Verifiche di resistenza

Le verifiche si svolgono in campo elastico in accordo a quanto previsto al punto 4.2.4.1.2 e 4.3.4.2.1.1 del DM 2008. Le verifiche sono pertanto svolte come verifiche tensionali, nei seguenti punti.

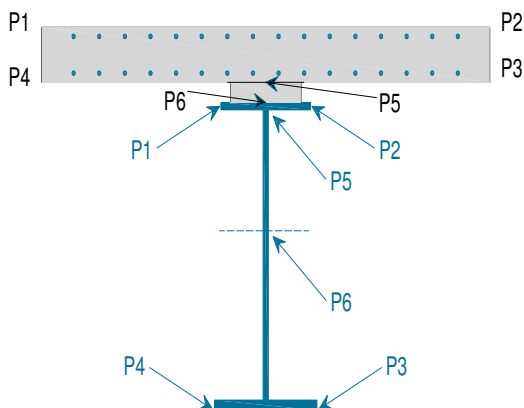


Figura 18 - Punti di verifica

Le tensioni ideali d'anima (P6) sono valutate in corrispondenza del baricentro della sezione lorda d'acciaio. Le coordinate dei punti di verifica della nervatura in acciaio sono riportate nella tabella seguente.

Tabella 16 - Coordinate punti di verifica acciaio

Concio	Coordinate punti di verifica acciaio											
	y1 mm	z1 mm	y2 mm	z2 mm	y3 mm	z3 mm	y4 mm	z4 mm	y5 mm	z5 mm	y6 mm	z6* mm
1	-350	1400	350	1400	500	0	-500	0	0	1375	0	582
2	-350	1400	350	1400	600	0	-600	0	0	1375	0	529
3	-350	1400	350	1400	600	0	-600	0	0	1375	0	472
4	-450	1400	450	1400	600	0	-600	0	0	1350	0	623

Per le nervature in acciaio la verifica viene svolta sulla tensione ideale:

$$\sigma_{id}^2 = \sigma_n^2 + 3\tau^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}\right)^2$$

per acciaio S355:

- $\sigma_{id} \leq 338 \text{ MPa}$ per $t \leq 40 \text{ mm}$;
- $\sigma_{id} \leq 319 \text{ MPa}$ per $t > 40 \text{ mm}$.

In progetto, per i piatti delle ali delle travi principali, è possibile adoperare sempre spessori inferiori o uguali a 40 mm, al fine di garantire sempre il massimo valore di resistenza allo snervamento possibile. Eventuali spessori maggiori sono da coprire con piatti aggiuntivi.

Per il calcestruzzo della soletta la verifica viene svolta sulla tensione normale minima (verifica a compressione).

- $\sigma_{cd} \leq f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_M = 19.8 \text{ N/mm}^2$

6.8.1.2 Verifiche di stabilità a taglio dei pannelli d'anima

Le verifiche sono svolte conformemente a quanto previsto al punto C4.2.4.1.3.4.1 della CM 2009 e al punto 4.3 del EN 1993-1-5.

La valutazione della resistenza all'instabilità per taglio risulta necessaria per i pannelli privi di irrigidimenti longitudinali se non è soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{h_w}{t} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

Mentre nel caso di pannelli irrigiditi è:

$$\frac{h_w}{t} \leq 31 \frac{\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau}$$

dove:

- h_w è l'altezza totale del pannello d'anima;
- t : è lo spessore del pannello;
- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.81$;
- $\eta = 1.2 \frac{f_y}{\gamma_{M1}} / \gamma_{M0} = 1.2 \frac{1.1}{1.05} = 1.25$;
- k_τ è il minimo coefficiente d'instabilità per taglio del pannello.

Nel caso in cui si renda necessaria, la verifica della resistenza all'instabilità per taglio consiste nel verificare che il taglio di progetto sia inferiore al taglio resistente definito come:

$$V_{cRd} = \chi_v f_{ywd} h_w t / \sqrt{3}$$

dove V_{cRd} è definito dalla normativa citata.

Il coefficiente k_τ è funzione del rapporto d'allungamento $\alpha = a/h_w$ e del numero di irrigiditori, dove a è la lunghezza del pannello compresa tra due irrigiditori trasversali. In particolare, se gli irrigiditori longitudinali sono più di due o se il rapporto di allungamento $\alpha \geq 3$, il coefficiente k_τ è dato da:

$$k_\tau = 5.34 + 4.00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau 1} \quad \text{se } \alpha = a / h_w \geq 1$$

$$k_\tau = 4.00 + 5.34 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau 1} \quad \text{se } \alpha = a / h_w < 1$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Con:

$$k_{\tau 1} = \max \left[\left(\frac{3}{\alpha} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 h_w} \right)^3}; \frac{2.1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}} \right]$$

Dove con I_{sl} si intende la somma delle singole inerzie ($I_{sl,1}$) degli irrigidimenti longitudinali rispetto ai singoli assi baricentrici paralleli al piano d'anima, considerando una l'arghezza d'anima collaborante pari a $15 \epsilon t$. Se, invece, gli irrigiditori sono uno o due e $\alpha < 3$, il coefficiente k_{τ} è:

$$k_{\tau} = 4.1 + \left(\frac{1}{\alpha^2} \right) + \left(6.3 + 0.18 \frac{I_{sl}}{t^3 h_w} \right) + 2.2 \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}$$

6.8.1.3 Verifiche all'imbozzamento dei pannelli d'anima

I pannelli d'anima, indipendentemente dalla classe della sezione, sono stati verificati anche nei confronti dell'imbozzamento per effetto dell'azione combinata di taglio momento e sforzo normale. La verifica per imbozzamento è stata condotta secondo il metodo fornito al par. 7.6.2.1 dalla norma CNR10011.

6.8.1.4 Verifiche delle connessioni trave-soletta

Le connessioni trave-soletta sono realizzate mediante pioli tipo Nelson, disposti in numero di 3 per trave ad interasse di 150 mm. I pioli hanno diametro di 19 mm ed altezza di 200 mm. Con riferimento al D.M. 17.01.2008 p.to 4.3.4.3.1.2 la resistenza di calcolo a taglio di un piolo allo SLU può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:

- $P_{rd,a} = 0,8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$
- $P_{rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0.5} / \gamma_v$

con:

- $\gamma_v = 1.25$ coefficiente di sicurezza
- $f_t = 450$ MPa resistenza a rottura dell'acciaio del piolo
- $d = 19$ mm diametro piolo
- $f_{ck} = 35$ MPa resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta
- $E_c = 34077$ MPa modulo elastico del calcestruzzo della soletta
- $\alpha = 1$ per $h/d > 4$
- $h = 200$ mm altezza del piolo

Per Stato Limite di Esercizio si considera il minore tra:

- $P_{rd,a SLE} = 0,6 * P_{rd,a}$
- $P_{rd,c SLE} = 0,6 * P_{rd,c}$

Le resistenze ricavate vanno confrontate con i valori dello scorrimento trave-soletta determinati come:

$$S_c = S_{critiro} + V_{Ed} S_G / I_G$$

6.8.2 Verifiche allo Stato Limite Ultimo delle membrature secondarie

Le membrature secondarie sono sollecitate essenzialmente da sforzi normali di compressione o trazione. Per questi elementi viene quindi eseguita una verifica di stabilità, secondo quanto specificato al punto 4.2.4.1.3.1 del DM 2008 (a cui si rimanda per maggiori dettagli) confrontando lo sforzo di progetto N_{Ed} con la resistenza all'instabilità $N_{b,Rd}$ dell'asta:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

6.8.2.1 Verifiche dei collegamenti bullonati

Le verifiche dei collegamenti bullonati della carpenteria metallica secondaria (controventi, correnti e traversi diagonali) vengono eseguite in accordo con il p.to 4.2.8.1.1. Si considerano unioni ad attrito con bulloni ad alta resistenza per le quali vengono eseguite le seguenti verifiche:

- verifiche a taglio dei bulloni;
- verifica a scorrimento dei bulloni (SLU e SLE);
- verifica a rifollamento del piatto dell'unione.

La resistenza ultima per taglio dei bulloni si valuta con l'espressione (4.2.64) del D.M. 2008:

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v f_{tbk} A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

dove:

- A_{res} è l'area resistente del bullone;
- α_v è un coefficiente che vale 0.6 per i bulloni classe 8.8 e 0.5 per i bulloni di classe 10.9;
- f_{tbk} è la tensione di rottura per trazione del bullone;
- $\gamma_{M2} = 1.25$ è il coefficiente di sicurezza parziale per le unioni bullonate.

La resistenza ultima per taglio per attrito dei bulloni (scorrimento) si valuta con l'espressione (4.2.72) del D.M. 2008:

$$F_{V,Rd} = n \cdot \mu \cdot \frac{F_{p,c}}{\gamma_{M3}}$$

dove:

- n è il numero delle superfici di attrito;
- μ è il coefficiente di attrito, pari a 0.30 per superfici pulite mediante spazzolatura o alla fiamma, esenti da incrostazioni di ruggine;
- $F_{p,c}$ è la forza di precarico del bullone che, in caso di serraggio controllato, può essere assunta pari a $0.7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}$;
- $\gamma_{M3} = 1.25$ è il coefficiente di sicurezza parziale per le verifiche a scorrimento delle unioni agli SLU;

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

- $\gamma_{M3} = 1.10$ è il coefficiente di sicurezza parziale per le verifiche a scorrimento delle unioni agli SLE.

La resistenza a rifollamento dei fori della piastra si valuta con l'espressione (4.2.67) del D.M. 2008:

$$F_{V,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_{M3}}$$

dove:

- d è il diametro nominale del gambo del bullone;
- t è lo spessore della piastra;
- f_{tk} è la resistenza a rottura del materiale della piastra;
- k è un coefficiente che dipende dalla distanza tra i fori e dalla distanza dai bordi della piastra in direzione perpendicolare al carico applicato;
- α è un coefficiente che dipende dalla distanza tra i fori, dalla distanza dai bordi della piastra in direzione del carico applicato, dal diametro del foro e dalla resistenza relativa tra bullone e piastra;

Il posizionamento dei bulloni viene realizzato nel rispetto dei minimi di normativa indicati in Tabella 4.2.XIII (riportata di seguito) in modo da garantire che non ci siano problemi relativi all'eccessiva vicinanza o lontananza tra i fori.

Tab. 4.2.XVIII - Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;12$ mm)
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;125$ mm)
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200$ mm)	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400$ mm)	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.4}]$: in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 \cdot p_1$.

t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

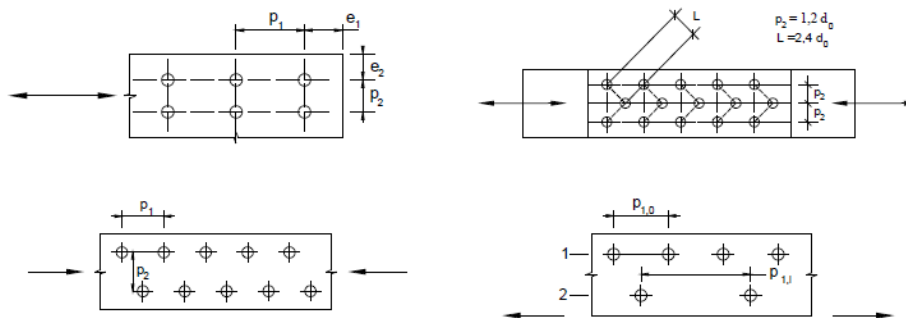


Figura 19 – Estratto dal DM 14/01/2008 Tab. 4.2.XVIII e Fig. 4.2.5

6.8.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo di Fatica

Le verifiche a fatica sono svolte per vita illimitata, facendo riferimento a dettagli caratterizzati da limiti di fatica ad ampiezza costante sul massimo delta di tensione ideale $\Delta\sigma_{\max} = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$ e tangenziale $\Delta\tau_{\max} = (\tau_{\max} - \tau_{\min})$.

Nel caso in esame si fa riferimento ai seguenti dettagli:

- saldature di composizione delle travi principali;
- giunto trasversale saldato delle travi principali;
- saldature degli irrigidenti trasversali sulle piattabande e sull'anima delle travi principali;
- saldature degli irrigidenti longitudinali sull'anima delle travi principali;
- saldature dei pioli alle piattabande superiori;
- giunto trasversale bullonato della trave di spina.

La classe di dettaglio definisce le classi di resistenza a fatica in termini di range tensionali, $\Delta\sigma_C$ e $\Delta\tau_C$ espressi in MPa per $N = 2 \times 10^6$ cicli, e i limiti a fatica ad ampiezza costante, $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D$ espressi in MPa per $N = 5 \times 10^6$ cicli e per $N = 1 \times 10^8$ cicli rispettivamente.

La verifica consiste quindi nel soddisfare i seguenti criteri:

- $\Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}$;
- $\Delta\tau_{\max} \leq \Delta\tau_D / \gamma_{Mf}$.

Le classi di dettaglio a cui si fa riferimento sono riepilogate nel seguito.

- **saldature a completa penetrazione di composizione delle travi principali**

$\Delta\sigma_C = 125$ MPa (ref. Circolare 617, Tab. C4.2.XIII, dettaglio 1);

$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 92.13$ MPa;

$\gamma_{Mf} = 1.35$.

- **saldature dei pioli alle piattabande superiori**

$\Delta\sigma_C = 80$ MPa (ref. Circolare 617 Tab. C4.2.XV, dettaglio 9);

$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 58.96$ MPa;

$\gamma_{Mf} = 1.15$.

6.8.4 Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Le verifiche svolte sotto combinazioni di carico di esercizio sono:

- inflessione dell'impalcato nel piano verticale;
- verifica di limitazione delle tensioni in esercizio negli elementi in c.a.;
- verifiche a fessurazione della soletta.

6.8.4.1 Verifica di deformabilità

La verifica allo stato limite di deformazione è stata condotta imponendo dei limiti massimi in relazione alle esigenze del traffico, all'aspetto della struttura, nonché dei vincoli e dei dispositivi di giunto previsti

in progetto. Per le verifiche di deformabilità si è assunto come limite per il rapporto freccia/luce il valore 1/500 sotto carichi variabili da traffico.

6.8.4.2 Verifica di limitazione delle tensioni di esercizio

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica;
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

La massima tensione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_s < 0.8 f_{yk}$ per combinazione caratteristica.

6.8.4.3 Verifica di fessurazione

Si svolgono le verifiche allo stato limite di apertura delle fessure, verificando che il valore di apertura delle fessure rispetti i valori limite di apertura prescritti dalla normativa, a seconda dell'elemento strutturale da verificare, ovvero delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature ai fenomeni di corrosione.

Per la soletta in calcestruzzo armato, i limiti di apertura delle fessure sono scelti, a partire dalla classe di esposizione del calcestruzzo, considerando condizioni ambientali aggressive e armature poco sensibili ai fenomeni di corrosione. In accordo con la Tabella 4.2.IV del D.M. 14/01/2008, i valori limiti di apertura delle fessure sono:

- $w_1 = 0.2$ mm per combinazione dei carichi quasi permanente;
- $w_2 = 0.3$ mm per combinazione dei carichi frequente.

7. RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE

Si utilizza un'analisi lineare elastica per gli effetti delle azioni tenendo in conto fenomeni differiti quali la viscosità e ritiro, gli effetti delle azioni termiche e le fasi costruttive. In questa sezione sono rappresentati alcuni risultati dell'analisi, in termini di sollecitazioni (kN, kNm) e spostamenti (mm), in forma grafica e per le sole nervature principali. Negli allegati sono riportati, in forma grafica, i risultati per tutte le condizioni di carico in corrispondenza degli elementi di carpenteria principale e secondaria.

7.1 RISULTATI IN FASE DI GETTO

Si riportano di seguito le sollecitazioni nella fase 1.2, in presenza della sola carpenteria di acciaio come elemento resistente e di tutti i pesi propri strutturali come carichi applicati.

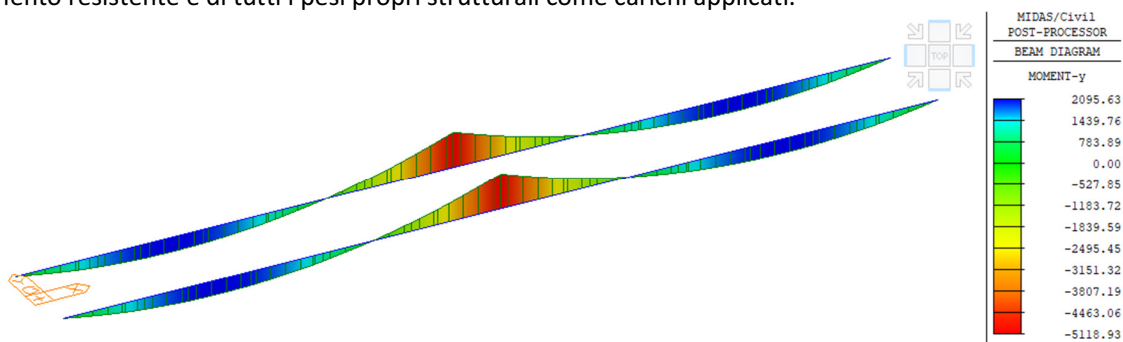


Figura 20 – G1.1+G1.2 – Momento flettente My

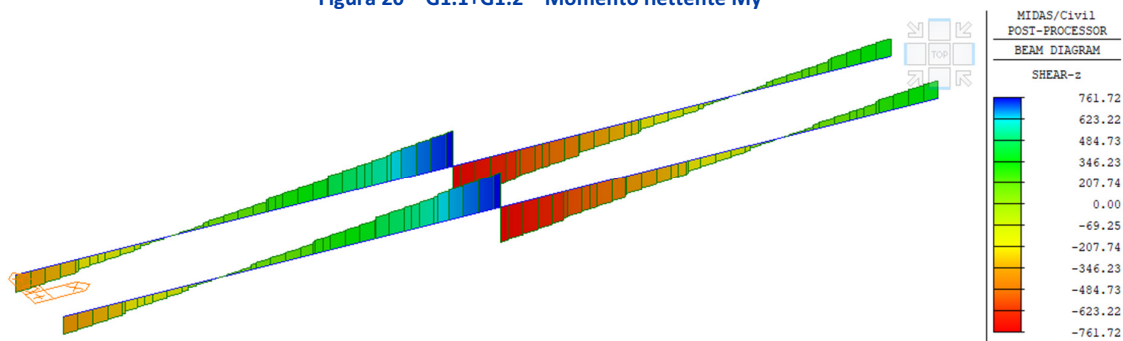


Figura 21 – G1.1+G1.2 – Taglio Vz

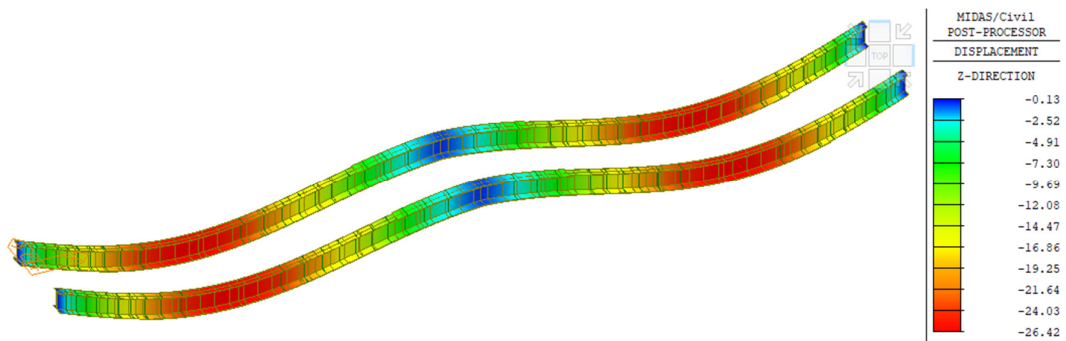


Figura 22 – G1.1+G1.2 – Spostamenti verticali DZ

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

7.2 RISULTATI A T_{00}

Si riportano di seguito le sollecitazioni al termine della fase 3, sulla sezione composta e sulle due parti trave (parte 1) e soletta (parte 2), dove i carichi applicati sono:

- pesi propri (G1);
- carichi permanenti portati (G2);
- effetti del ritiro e della viscosità (E2.1, E2.2).

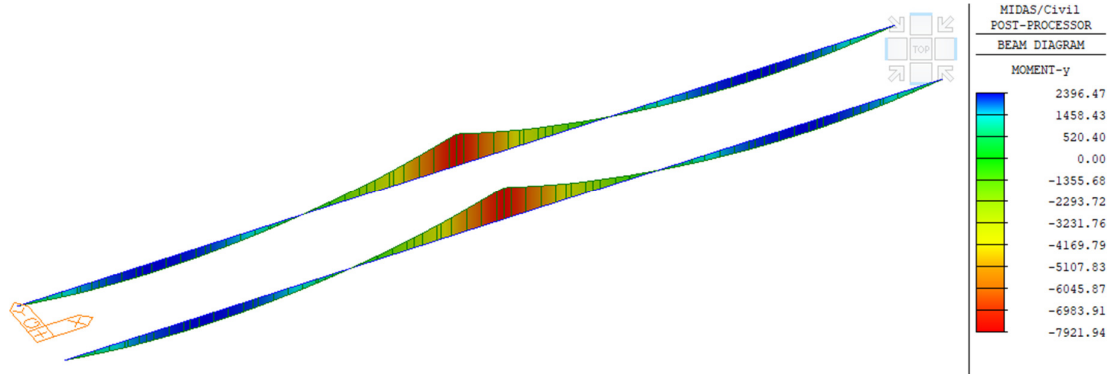


Figura 23 – G1+G2+E – Momento flettente My

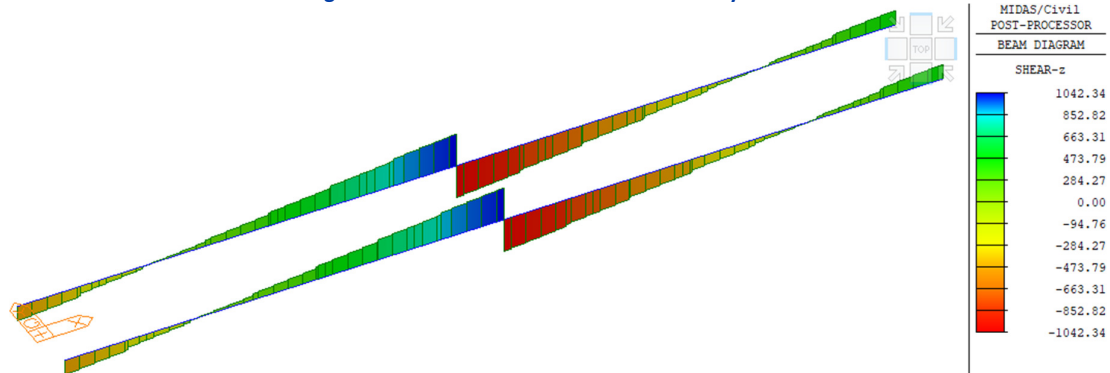


Figura 24 – G1+G2+E – Taglio Vz

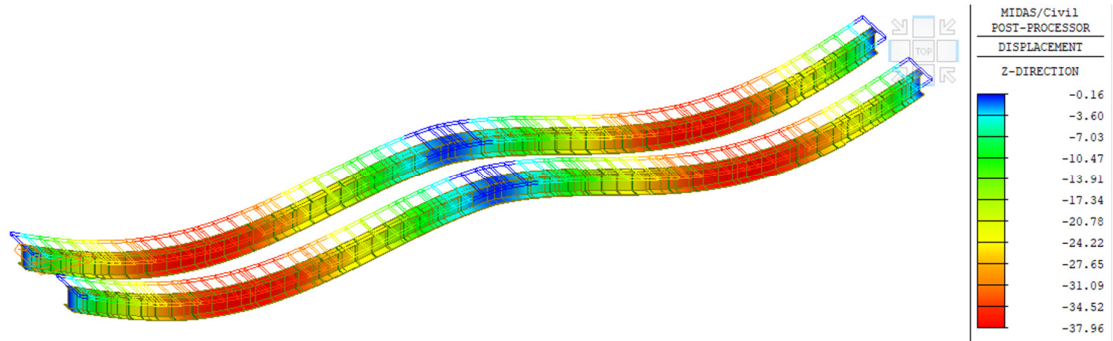


Figura 25 – G1+G2+E – Spostamenti verticali DZ [mm]

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

7.2.1 Ritiro e viscosità

Nelle immagini seguenti si esplicitano gli effetti delle azioni "primarie" dovute al ritiro (E2.1) e quelle "secondarie" dovute al ritiro e alla viscosità ad esso associata (E2.1+E2.2). Non sono mostrate le sollecitazioni nelle zone di soletta considerate fessurate.

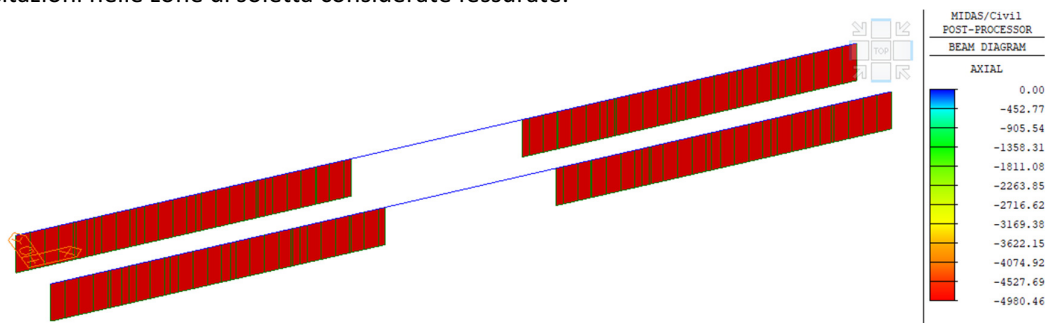


Figura 26 – Effetti primari da ritiro (E2.1) – Sforzo normale Fx

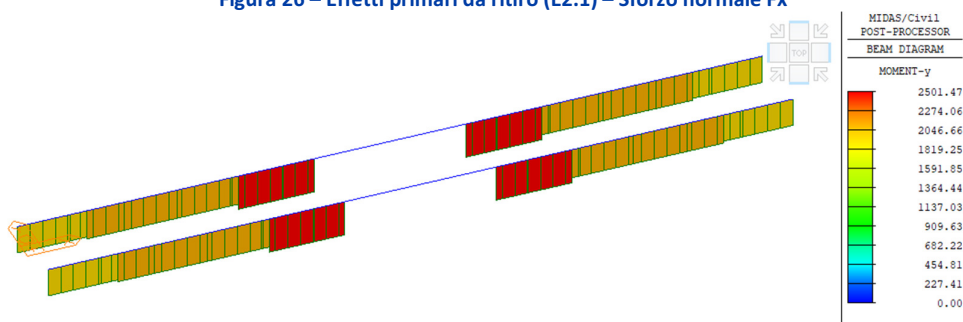


Figura 27 – Effetti primari da ritiro (E2.1) – Momento flettente My

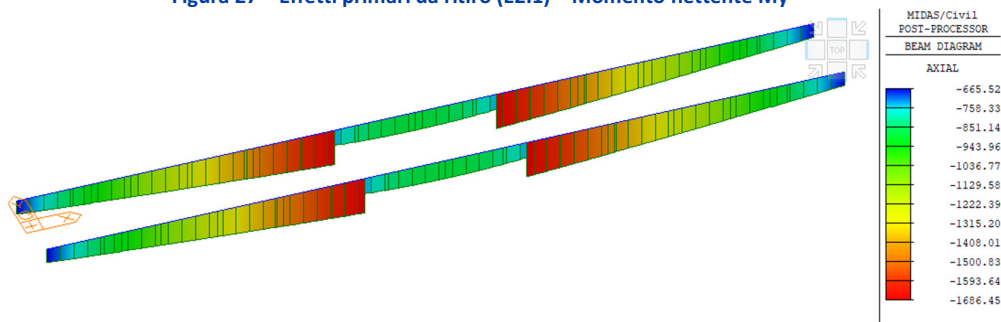


Figura 28 – Effetti secondari da ritiro e viscosità (E2.1+E2.2) – Sforzo normale nelle nervature Fx

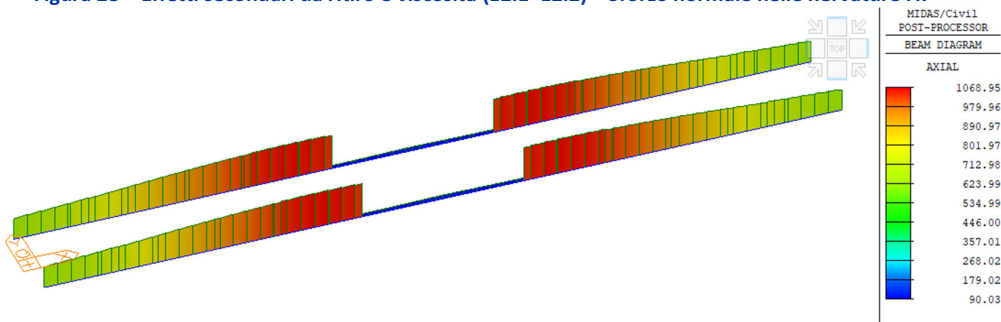


Figura 29 – Effetti secondari da ritiro e viscosità (E2.1+E2.2) – Sforzo normale nella soletta Fx

7.3 RISULTATI IN FASE FINALE

7.3.1 Stato limite ultimo (SLU)

Si riportano di seguito i diagrammi involuppo delle sollecitazioni agli SLU.

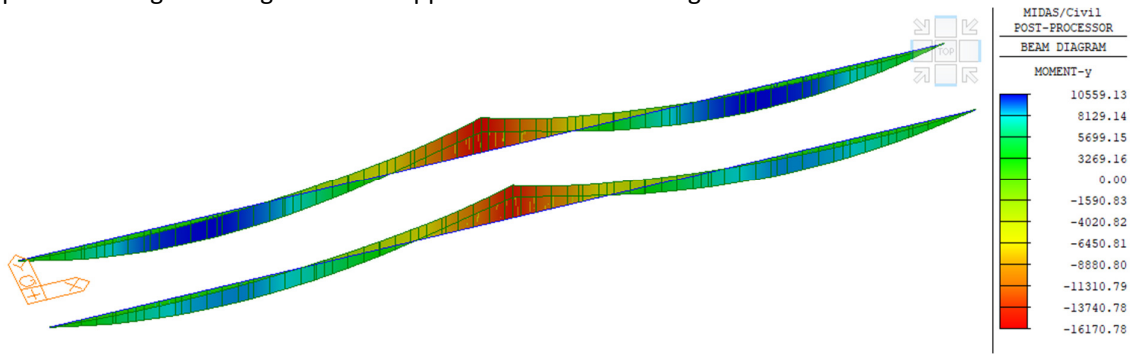


Figura 30 – Involuppo delle combinazioni SLU – Momento flettente My

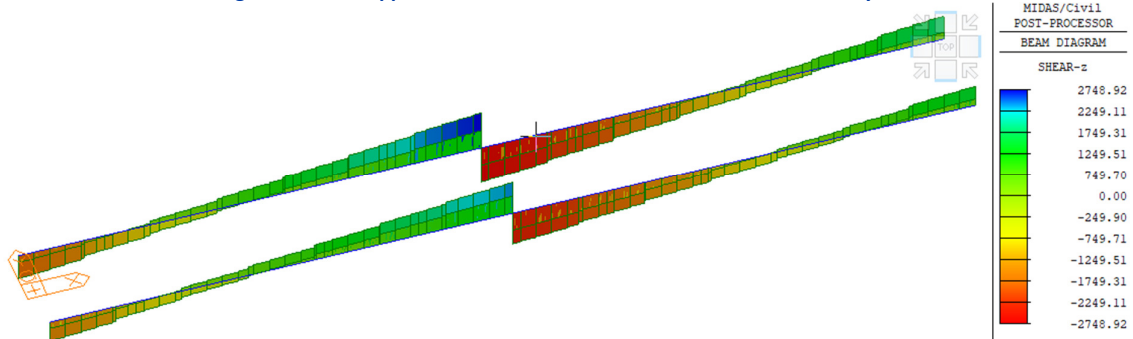


Figura 31 – Involuppo delle combinazioni SLU – Taglio Vz

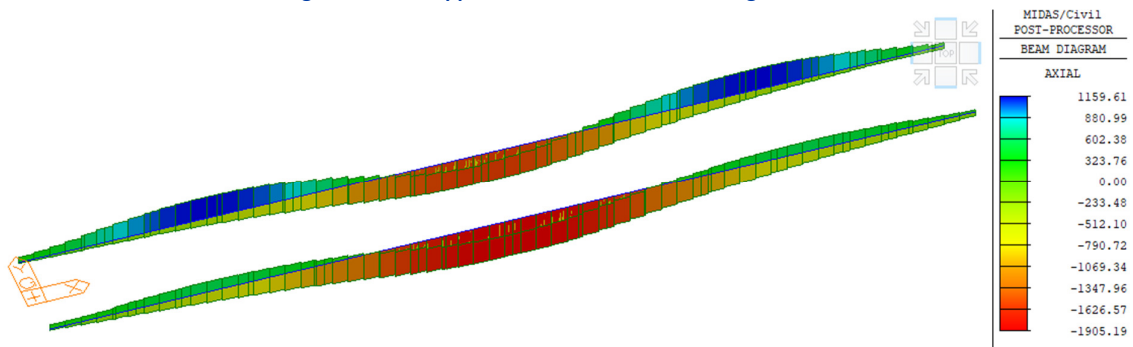


Figura 32 – Involuppo delle combinazioni SLU – Sforzo normale Fx

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

7.3.2 Stato limite d'esercizio (SLE-R)

Nelle figure a seguire si riportano le sollecitazioni e gli spostamenti nelle combinazioni caratteristiche (rare) agli SLE.

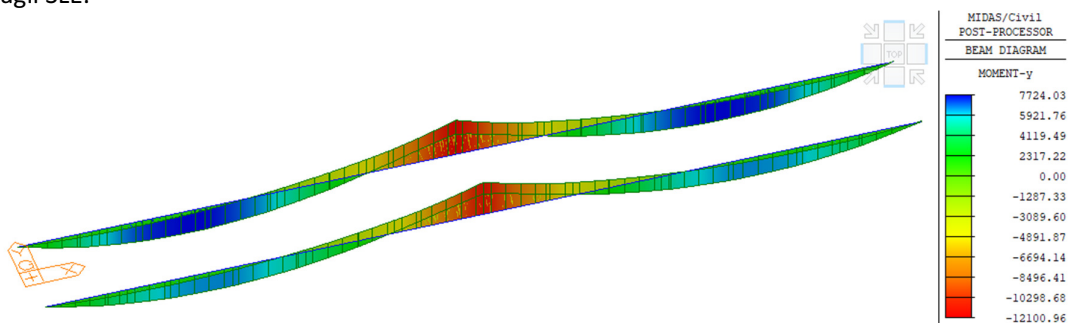


Figura 33 – Involuppo delle combinazioni SLE-R – Momento flettente My

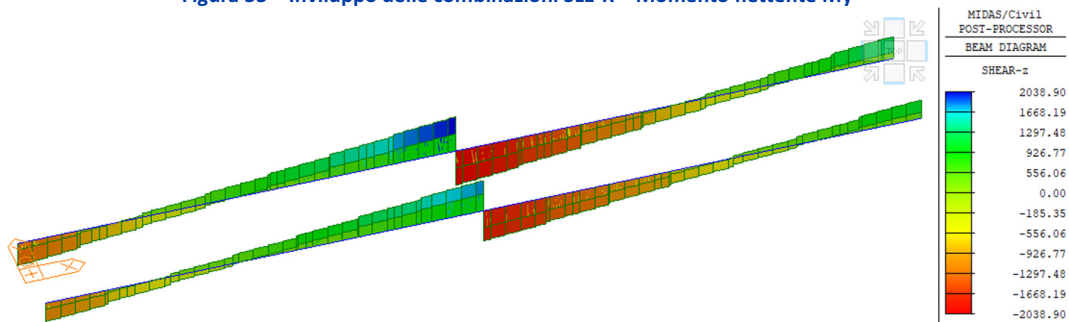


Figura 34 – Involuppo delle combinazioni SLE-R – Taglio Vz

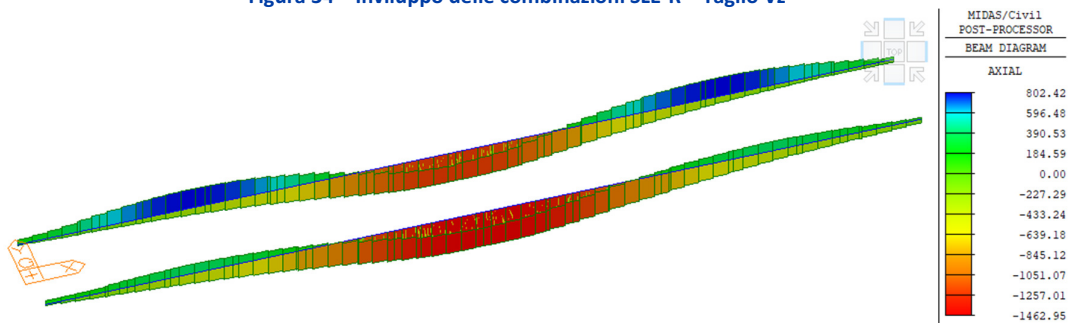


Figura 35 – Involuppo delle combinazioni SLE-R – Sforzo normale Fx

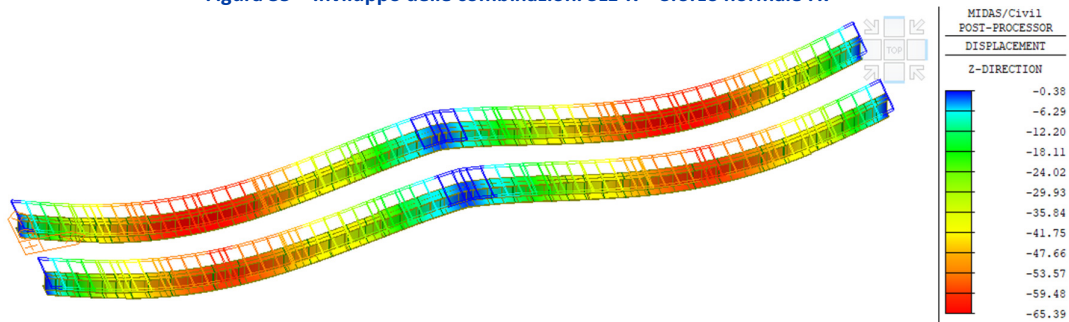


Figura 36 – Involuppo delle combinazioni SLE-R – Spostamenti verticali DZ [mm]

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

7.4 MODI DI VIBRAZIONE DELL'IMPALCATO

Nelle figure a seguire si riportano i tre principali modi di vibrazione dell'impalcato a seguito dell'analisi modale eseguita.

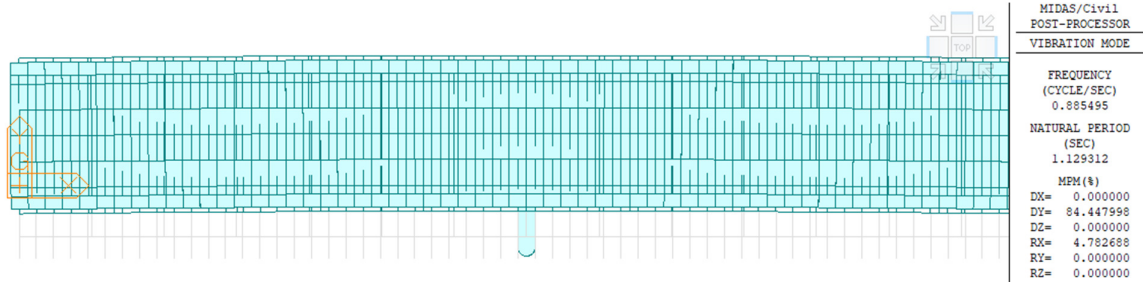


Figura 37 – Primo modo di vibrazione

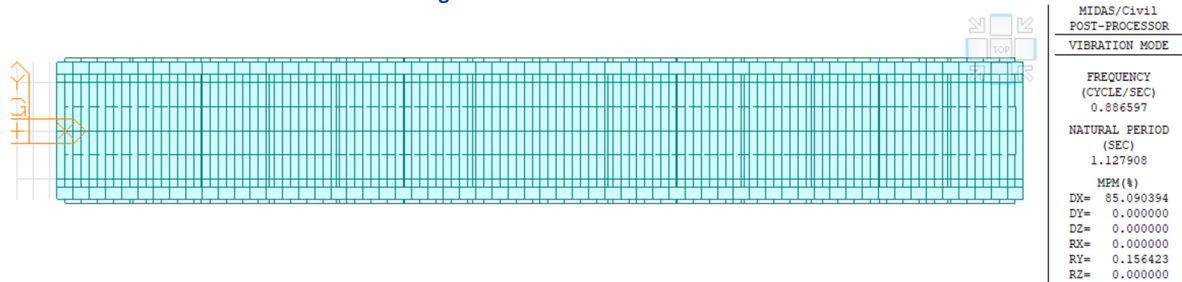


Figura 38 – Secondo modo di vibrazione

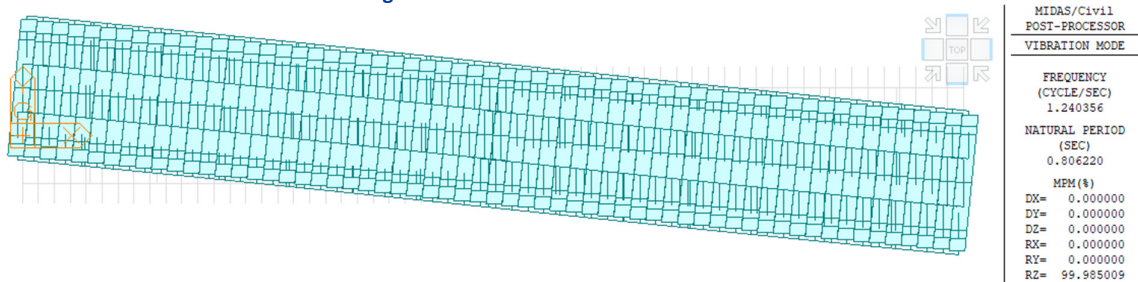


Figura 39 – Terzo modo di vibrazione

8. VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI

Nella seguente sezione vengono mostrate le verifiche di resistenza, fatica e deformabilità eseguite secondo i criteri esposti nei paragrafi 6.8.1, 6.8.2, 6.8.3 e 6.8.4.

8.1 VERIFICHE ALLO SLU IN FASE DI GETTO

Si riportano nel diagramma a seguire le tensioni normali (non fattorizzate, ovvero con coefficienti unitari sulle azioni) nei punti di verifica.

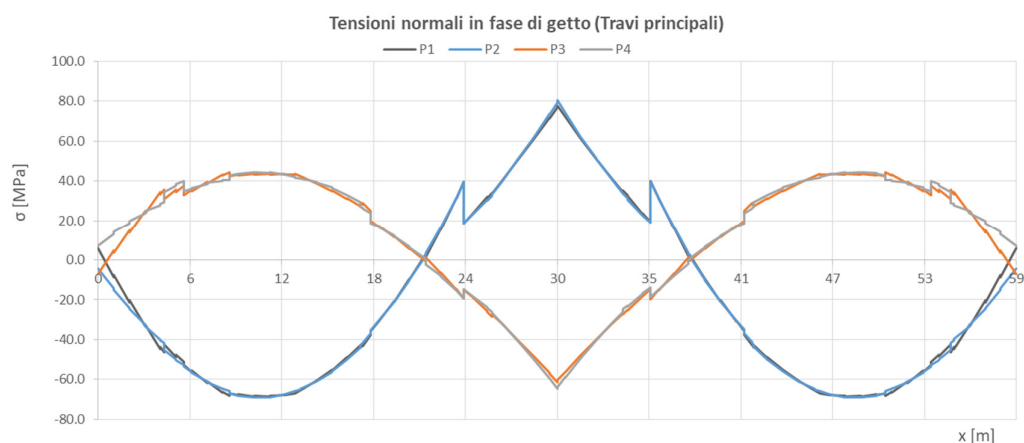


Figura 40 – Tensioni normali in fase di getto

Per il calcolo delle tensioni tangenziali nei punti di verifica è stata utilizzata la relazione di Jourawsky:

$$\tau_i = V_{Edz} S_i / (I_{yy} b_i).$$

Si ribadisce che per il calcolo tensioni tangenziali non si fa riferimento alla sezione efficace. I coefficienti di scorrimento $S_i / (I_{yy} b_i)$ per la sezione in acciaio dei conci, sono riepilogati nella tabella a seguire.

Tabella 17 – Coefficienti di scorrimento per il calcolo delle tensioni tangenziali in fase di getto

Concio	Acciaio					
	S1/(I _{yy} b1)	S2/(I _{yy} b2)	S3/(I _{yy} b3)	S4/(I _{yy} b4)	S5/(I _{yy} b5)	S6/(I _{yy} b6)
1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	3.13E-05	4.39E-05
2	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	3.84E-05	5.21E-05
3	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	3.03E-05	4.42E-05
4	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	3.34E-05	3.86E-05

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

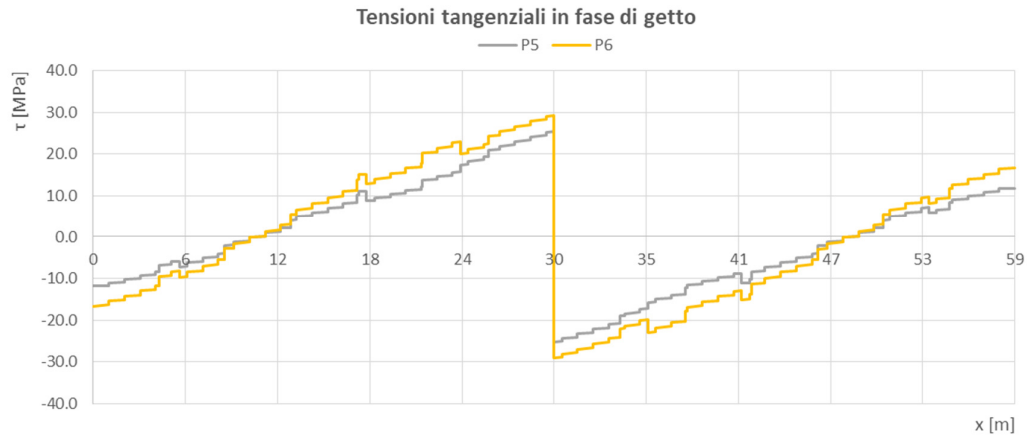


Figura 41 – Tensioni tangenziali in fase di getto

Come mostrato nella seguente immagine le tensioni ideali in fase di getto nei diversi punti di verifica sono significativamente inferiori alla resistenza di progetto f_{yd} dell'acciaio utilizzato, per cui le verifiche sono soddisfatte.



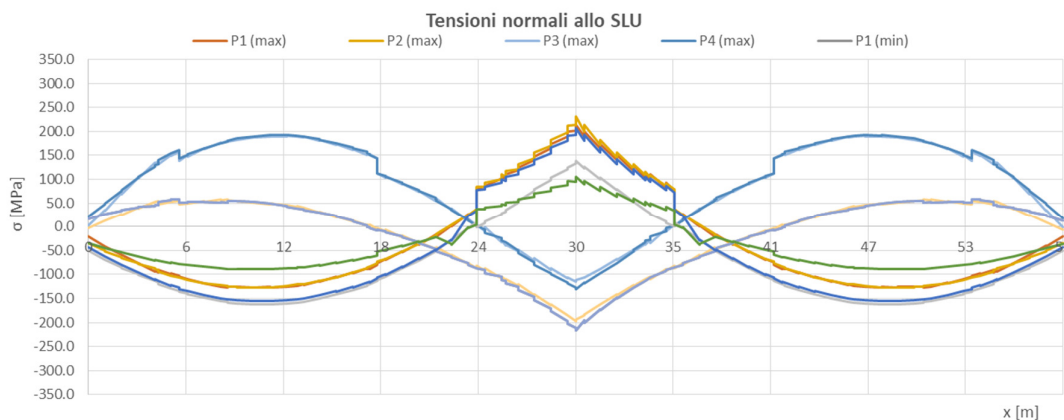
Figura 42 – Tensioni ideali in fase di getto

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

8.2 VERIFICHE ALLO SLU IN FASE FINALE

8.2.1 Verifiche di resistenza

Nel diagramma a seguire sono riportate le massime e minime tensioni normali nei punti di verifica per la combinazione involuppo agli SLU e per la trave maggiormente sollecitata.



1		2		3		4	
MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
162.0	-134.0	192.0	-162.0	113.0	-111.0	231.0	-216.0

Figura 43 – Tensioni normali allo SLU e valori massimi e minimi per concetti

Per il calcolo delle tensioni tangenziali, nelle sezioni composte e nei punti di verifica, sono stati utilizzati i seguenti coefficienti di scorrimento.

Tabella 18 – Coefficienti di scorrimento per il calcolo delle tensioni tangenziali

Sec. Id.	Concio	Acciaio					
		S1/(Iyyb1)	S2/(Iyyb2)	S3/(Iyyb3)	S4/(Iyyb4)	S5/(Iyyb5)	S6/(Iyyb6)
1	1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	3.13E-05	4.39E-05
2	2	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	3.84E-05	5.21E-05
3	3	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	3.03E-05	4.42E-05
4	4	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	3.34E-05	3.86E-05
Sec. Id.	Concio	Mista + armatura t ₀ (carichi di breve durata)					
		S1/(Iyyb1)	S2/(Iyyb2)	S3/(Iyyb3)	S4/(Iyyb4)	S5/(Iyyb5)	S6/(Iyyb6)
1	1	3.45E-05	3.45E-05	0.00E+00	0.00E+00	3.78E-05	3.56E-05
2	2	4.04E-05	4.04E-05	0.00E+00	0.00E+00	4.46E-05	4.24E-05
3	3	3.31E-05	3.31E-05	0.00E+00	0.00E+00	3.68E-05	3.53E-05
4	4	2.64E-05	2.64E-05	0.00E+00	0.00E+00	3.37E-05	3.33E-05
Sec. Id.	Concio	Mista + armatura t _∞ (carichi di lunga durata)					
		S1/(Iyyb1)	S2/(Iyyb2)	S3/(Iyyb3)	S4/(Iyyb4)	S5/(Iyyb5)	S6/(Iyyb6)
1	1	2.75E-05	2.75E-05	0.00E+00	0.00E+00	3.58E-05	3.62E-05
2	2	3.24E-05	3.24E-05	0.00E+00	0.00E+00	4.25E-05	4.31E-05
3	3	2.62E-05	2.62E-05	0.00E+00	0.00E+00	3.47E-05	3.61E-05
4	4	1.84E-05	1.84E-05	0.00E+00	0.00E+00	3.30E-05	3.42E-05

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Nel diagramma a seguire sono riportate le tensioni tangenziali nei punti di verifica per la combinazione involuppo agli SLU, per taglio massimo e taglio minimo, e per la trave maggiormente sollecitata.

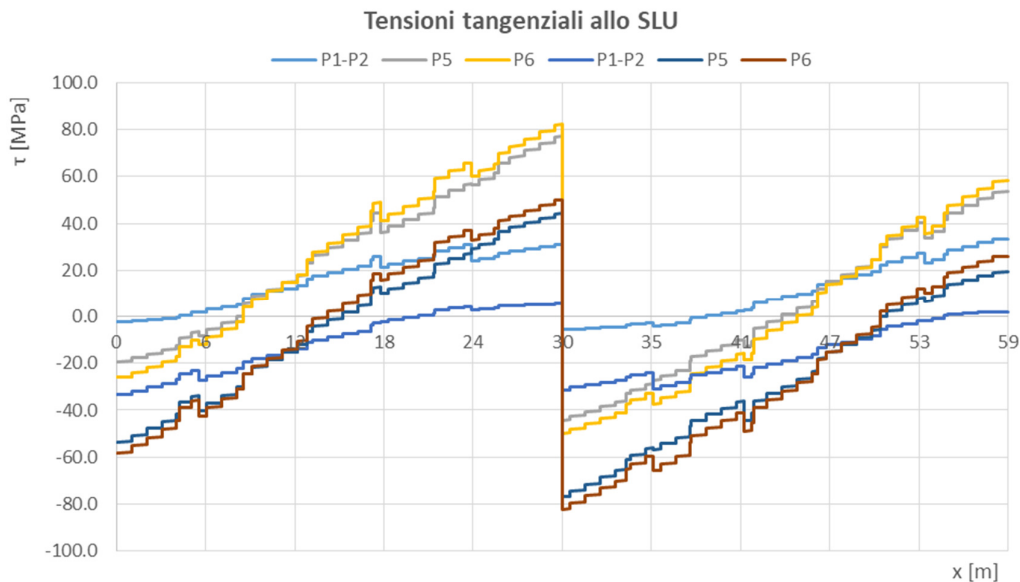


Figura 44 – Tensioni tangenziali allo SLU

Le tensioni normali e tangenziali massime sono quindi combinate per ottenere il valore della tensione ideale nei punti di verifica.



Figura 45 – Tensioni ideali allo SLU

Il rapporto tensione ideale e resistenza di progetto dell'acciaio (tasso di sfruttamento del materiale) è diagrammato nella figura seguente, dalla quale si evince che la verifica delle nervature è ovunque soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

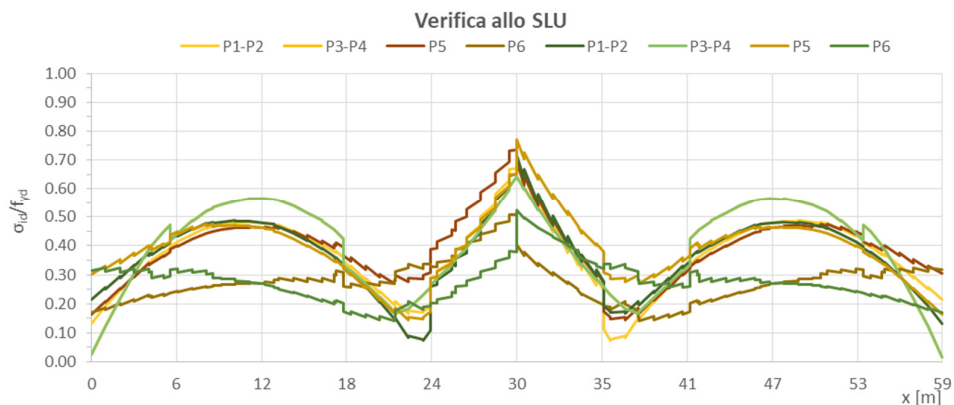


Figura 46 – Tasso di sfruttamento del materiale (SLU)

Si riportano inoltre il diagramma delle tensioni agenti nella soletta in calcestruzzo (zone cls reagente) e il diagramma delle tensioni nelle barre di armature nelle zone in cui il calcestruzzo è stato considerato non reagente (cls fessurato). La tensioni agenti sono sempre inferiori alle resistenza di progetto del calcestruzzo f_{cd} e dell'acciaio d'armatura f_{yd} .

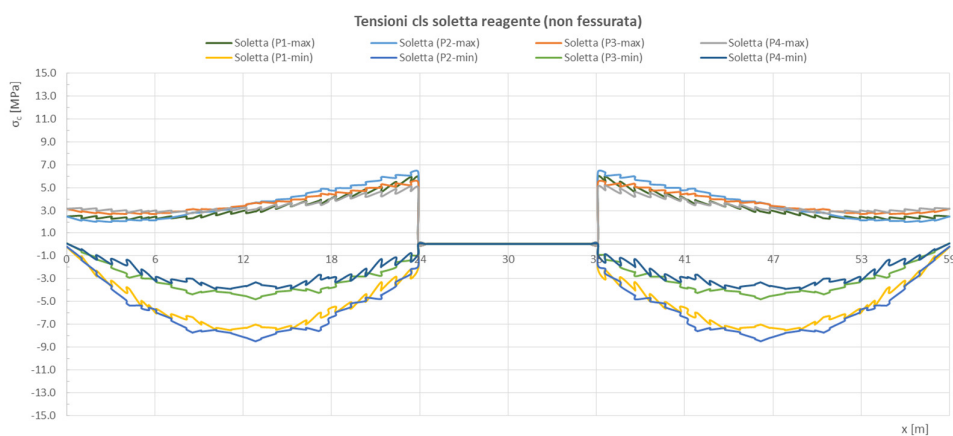


Figura 47 – Tensioni nella soletta nelle zone a calcestruzzo reagente (cls non fessurato)

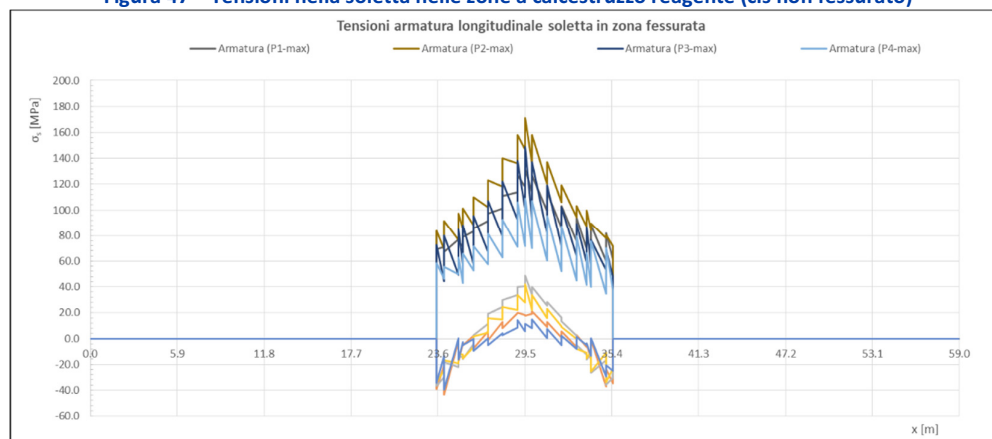


Figura 48 – Tensioni nell'armatura di soletta nelle zone a calcestruzzo reagente (cls fessurato)

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

8.2.2 Verifiche di stabilità locale a taglio dei pannelli d'anima

I pannelli d'anima delle travi principali sono irrigiditi longitudinalmente mediante un piatto saldato all'anima di larghezza pari a 150 mm e spessore pari a 18 e, trasversalmente mediante traversi disposti ad interasse pari a 4.1 m. È previsto un irrigidimento su ciascun concio.ca

In accordo a quanto illustrato al paragrafo 6.8.1.2, è stato preliminarmente verificato che per le anime di ciascun concio fosse necessaria la verifica di instabilità. Conformemente a quanto previsto dalla normativa citata la rigidezza flessionale dell'irrigidimento intorno all'asse baricentrico verticale viene valutato considerando una collaborazione di pannello d'anima per un'ampiezza pari a $15 \epsilon t_w$. Di seguito sono riportate le sezioni considerate per il calcolo del momento di inerzia degli irrigidimenti longitudinali:

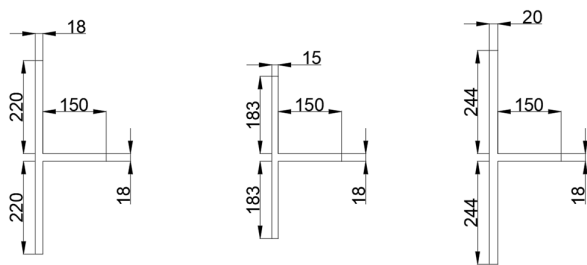


Figura 49 – Geometria per il calcolo dei momenti di inerzia degli irrigiditori longitudinali

Di seguito sono riportate le verifiche per i pannelli di ciascun concio:

Tabella 19 – Verifica dei pannelli d'anima

Verifica geometrica pannello d'anima non irrigidito					
CONCIO		1	2	3	4
h_w	[mm]	1345	1345	1335	1300
t	[mm]	18	15	18	20
h_w/t	[-]	74.7	89.7	74.2	65.0
ϵ	[-]	0.81	0.81	0.81	0.81
η	[-]	1.2	2.2	3.2	4.2
$(h_w/t)_{lim}$	[-]	48.8	26.6	18.3	13.9
Verifica di stabilità		Necessaria	Necessaria	Necessaria	Necessaria

Verifica geometrica pannello d'anima irrigidito					
CONCIO		1	2	3	4
a	[mm]	4210	4215	4215	4215
α	[-]	3.13	3.13	3.16	3.24
n_{irr}	[-]	1	1	2	2
$15\epsilon t$	[mm]	220	183	220	244
$I_{s1,1}$	[mm ⁴]	1.96E+07	1.77E+07	1.96E+07	2.08E+07
I_{s1}	[mm ⁴]	1.96E+07	1.77E+07	3.93E+07	4.16E+07
$k_{\tau 1}$	[-]	1.8	2.5	3.0	2.4

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

k_{τ}	[-]	7.6	8.3	8.8	8.1
$(h_w/t)_{lim}$	[-]	57.9	33.0	23.4	17.1
Verifica di stabilità		Necessaria	Necessaria	Necessaria	Necessaria

Verifica di stabilità dei pannelli soggetti a taglio					
CONCIO		1	2	3	4
σ_E	[MPa]	34.0	23.6	34.5	45.0
τ_{cr}	[MPa]	257.8	195.9	303.3	366.1
λ_w	[-]	0.89	1.02	0.82	0.75
χ_w	[-]	0.93	0.81	1.01	1.11
$V_{b,Rd,lim}$	[kN]	5413	8270	14328	20347
$V_{b,Rd}$	[kN]	4198	3049	4520	5373
$V_{ed,w}$	[kN]	1513	1061	1681	2304
F.S.	[-]	2.77	2.87	2.69	2.33

8.2.3 Stabilità all'imbozzamento dei pannelli d'anima

Nel seguito si riportano le tabelle di calcolo utilizzate per la verifica di instabilità all'imbozzamento, per ciascuno dei conci che costituiscono la trave in acciaio. In particolare la verifica, coerentemente con quanto prescritto dalla norma CNR10011, è stata condotta su ciascun campo rettangolare avente altezza pari a "h" e lunghezza pari a "a", intendendosi con a l'interasse degli irrigidimenti trasversali dell'anima e con h la distanza netta tra gli irrigidimenti longitudinali contigui.

Tabella 20 – Verifica di imbozzamento dei pannelli d'anima

VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO SECONDO NORMA UNI - 10011					
CONCI		1	2	3	4
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PANNELLO					
Altezza trave	H trave (mm) =	1400	1400	1400	1400
Passo irrigidimenti trasv.	a (cm) =	421.0	421.5	421.5	421.5
numero irrigidimenti long.	n	1	1	2	2
Altezza pannello irriggid.	h1 (mm) =	336	336	336	296
Altezza pannello irriggid.	h2 (mm) =	991	991	657	657
Altezza pannello irriggid.	h3 (mm) =	0	0	306	311
Altezza pannello irriggid.	h4 (mm) =	0	0	0	0
spessore pannello anima	s(mm) =	18	20	18	20
a/h1	α_1 =	12.5	12.5	12.5	14.2
a/h2	α_1 =	4.2	4.3	6.4	6.4
a/h3	α_1 =	0	0	13.8	13.6
a/h3	α_1 =	0	0	0	0
Area pannello 1	At(mm ²)=	6048	6720	6048	5920
Area pannello 2	At(mm ²)=	17838	19820	11826	13140
Area pannello 3	At(mm ²)=	0	0	5508	6220
Area pannello 4	At(mm ²)=	0	0	0	0
Area anima	Aw(mm²)=	25200	28000	25200	28000
DETERMINAZIONE COEFFICIENTI DI IMBOZZAMENTO (+ COMPRESSIONE ; - TRAZIONE)					
Tensione max di compressione (+)	α^{1+} (MPa)=	133.6	161.9	110.6	216.2
Ala	-	superiore	superiore	superiore	inferiore
Tensione di trazione corrispondente (-)	α^{1-} (MPa) =	-162.2	-192.5	-112.6	-230.6
Ala	-	inferiore	inferiore	inferiore	superiore

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Asse neutro (da lembo inferiore)	x (mm)	768	760	706	677
Tensione a quota irrig. 1	$\sigma_{irrig.1}$ (MPa) =	55.40	68.20	51.61	-116.32
Tensione a quota irrig. 2	$\sigma_{irrig.2}$ (MPa) =	0.00	0.00	-56.00	92.20
Tensione a quota irrig. 3	$\sigma_{irrig.3}$ (MPa) =	0.00	0.00	0.00	0.00
Coeff. di variazione	$\psi_{1,1}$ =	0.41	0.42	0.47	-0.54
Coeff. di variazione	$\psi_{1,2}$ =	-2.93	-2.82	-0.92	-1.26
Coeff. di variazione	$\psi_{1,3}$ =	0.00	0.00	-2.01	0.43
Coeff. di variazione	$\psi_{1,4}$ =	0.00	0.00	0.00	0.00
Condizione di carico di riferimento per tensioni normali (I - II -III)	pannello 1	I	I	I	II
	pannello 2	III	III	II	III
	pannello 3	-	-	III	I
	pannello 4	-	-	-	-
Coeff. d'imbozzamento	$K\sigma,1$ =	5.5	5.5	5.4	7.3
	$K\sigma,2$ =	23.9	23.9	15.3	23.9
	$K\sigma,3$ =	-	-	23.9	5.5
	$K\sigma,4$ =	-	-	-	-
	$Kt,1$ =	5.4	5.4	5.4	5.4
	$Kt,2$ =	5.6	5.6	5.4	5.4
	$Kt,3$ =	-	-	5.4	5.4
	$Kt,4$ =	-	-	-	-
TENSIONI IDEALI DI IMBOZZAMENTO					
Tensione di riferimento 1	$\sigma_{cr,0}$ (Mpa)=	534	660	534	850
Tensione di riferimento 2	$\sigma_{cr,0}$ (Mpa)=	61	76	140	173
Tensione di riferimento 3	$\sigma_{cr,0}$ (Mpa)=	-	-	644	770
Tensione di riferimento 4	$\sigma_{cr,0}$ (Mpa)=	-	-	-	-
Tensione normale critica 1	σ_{cr} (Mpa)=	2964	3643	2865	6175
Tensione normale critica 2	σ_{cr} (Mpa)=	1468	1813	2134	4124
Tensione normale critica 3	σ_{cr} (Mpa)=	-	-	15399	4238
Tensione normale critica 4	σ_{cr} (Mpa)=	-	-	-	-
Tensione tangenziale critica 1	t_{cr} (Mpa)=	2867	3540	2867	4556
Tensione tangenziale critica 2	t_{cr} (Mpa)=	342	422	760	938
Tensione tangenziale critica 3	t_{cr} (Mpa)=	-	-	3454	4129
Tensione tangenziale critica 4	t_{cr} (Mpa)=	-	-	-	-
TENSIONI DI RIFERIMENTO PER VERIFICA					
pannello 1	σ_1 (Mpa)=	133.6	161.9	110.6	216.2
pannello 2	σ_1 (Mpa)=	55.4	68.2	51.6	-116.3
pannello 3	σ_1 (Mpa)=	0.00	0.00	-56.00	92.20
pannello 4	σ_1 (Mpa)=	0.00	0.00	0.00	0.00
Taglio sollecitante	T (KN)=	1513	1061	1681	2304
Tensione tangenziale	t (Mpa)=	60.0	37.9	66.7	82.3
Tensione critica ideale 1	$\sigma_{crit, id}$ (Mpa)=	3267	3767	3339	6491
Tensione critica ideale 2	$\sigma_{crit, id}$ (Mpa)=	709	1075	1384	1945
Tensione critica ideale 3	$\sigma_{crit, id}$ (Mpa)=	-	-	6184	5286
Tensione critica ideale 4	$\sigma_{crit, id}$ (Mpa)=	-	-	-	-
Tensione critica ridotta 1	$\sigma_{cr, red}$ (Mpa)=	354.58	354.68	354.60	354.89
Tensione critica ridotta 2	$\sigma_{cr, red}$ (Mpa)=	345.97	351.10	352.66	353.82
Tensione critica ridotta 3	$\sigma_{cr, red}$ (Mpa)=	-	-	354.88	354.84
Tensione critica ridotta 4	$\sigma_{cr, red}$ (Mpa)=	-	-	-	-
pannello 1	$\frac{\sigma_{cr, id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \tau^2}}$	2.09	2.03	2.22	1.37
pannello 2		2.94	3.71	2.79	1.92
pannello 3		-	-	2.76	2.09
pannello 4		-	-	-	-
pannello 1	β =	1.00	1.00	1.00	1.00
pannello 2	β =	1.00	1.00	1.00	1.00
pannello 3	β =	-	-	1.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

pannello 4	$\beta =$	-	-	-	-
	$v =$	1.00	1.00	1.00	1.00
pannello 1	$\beta v =$	2.09	2.03	2.22	1.37
pannello 2	$\beta v =$	2.94	3.71	2.79	1.92
pannello 3	$\beta v =$	-	-	2.76	2.09
pannello 4	$\beta v =$	-	-	-	-
F.S.		2.09	2.03	2.22	1.37

8.2.4 Verifiche delle connessioni trave-soletta

Le verifiche dei connettori trave-soletta per i conci maggiormente sollecitati delle travi in acciaio sono eseguite in accordo con quanto esplicitato nel paragrafo 6.8.1.4.

Tabella 21 – Verifica connettori trave-soletta

CARATTERISTICHE CONNETTORI TRAVE SOLETTA						
CONCIO			1	2	3	4
Diametro connettori	ϕ	mm	19	19	19	19
Numero di connettori su ogni fila	nf		4	4	4	3
distanza minima tra i connettori in direzione longitudinale (passo)	$d_{x,min}$	mm	250	250	250	250
distanza minima tra i connettori in direzione trasversale	$d_{y,min}$	mm	185	185	185	185
Resistenza ultima connettore	f_{tk}	MP	450	450	450	450
Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo della soletta	f_{ck}	a	32	32	32	32
Valore medio del modulo elastico secante del calcestruzzo della soletta	E_{cm}	MP	33346	33346	33346	33346
Modulo elastico acciaio	E_s	a	21000	21000	21000	21000
Equazione 4.3.9 NTC2008	$P_{RD,a}$	kN	0	0	0	0
Equazione 4,3.10 NTC2008	$P_{RD,c}$	kN	81.7	81.7	81.7	81.7
Resistenza a taglio del singolo connettore	$P_{RD,a}$	kN	86.5	86.5	86.5	86.5
			81.7	81.7	81.7	81.7
CALCOLO SFORZO DA SCORRIMENTO A RITIRO IMPEDITO						
Deformazione ultima da ritiro	$\epsilon_{c,soo} =$		-2.41E-04	-2.41E-04	-2.41E-04	-2.41E-04
Area soletta collaborante trave	$A_c =$	m ²	0.6	0.6	0.6	0.6
Coeff. di viscosità a $t = \infty$	$\phi_{\infty}(t_0) =$		2.33	2.33	2.33	2.33
Coeff. Omogenizzazione a tempo infinito	$\eta_{r,oo} =$		14.4	14.4	14.4	14.4
Sforzo di trazione nella soletta dovuto alla contrazione da ritiro impedita	N_{ritiro}	kN	4980	4980	4980	4980
Sforzo di trazione nella soletta dovuto alla contrazione da ritiro impedita allo SLU (1,2 x Nr)	$N_{ritiro,SLU}$	kN	5976	5976	5976	5976
Numero travi	$n^{\circ} \text{ travi}$		1	1	1	1
Sforzo di trazione nella singola trave	$N_{ritiro,SLU,t}$	kN	5976	5976	5976	5976
Lunghezza totale impalcato	L_s	m	59	59	59	59
Lunghezza interessata dallo sviluppo del ritiro (si assume pari a metà luce)	L_{sr}		29.5	29.5	29.5	29.5
Sforzo di scorrimento dovuto alla contrazione da ritiro impedita ($N_{r,SLU}/L_{sr}$)	$S_{ritiro,SLU}$	kN/m	203	203	203	203
CALCOLO SFORZO DA SCORRIMENTO A TAGLIO						
Taglio totale massimo di progetto agli SLU	$V_{z,SLU}$	kN	1513	1061	1681	2304
area della nervatura in acciaio	A_s	mm ²	71710	73675	89530	13100
						0

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

area della soletta in cls su ogni trave	Ac	mm ²	60000	60000	60000	60000
coefficiente di omogeneizzazione per azioni istantanee	n₀ = Es/Ec		6.3	6.3	6.3	6.3
Inerzia complessiva della sezione composta per azioni istantanee	I_{yy}	mm ²	6.56E+10	7.19E+10	8.64E+10	1.02E+11
distanza del baricentro della soletta dal baricentro della sezione composta	Y_{sup}	mm	160	189	267	283
Taglio sulla sola nervatura agli SLU	V_{z,SLU,trave}	kN	650	463	814	1334
Taglio di progetto per verifica connettori agli SLU	V_{z,SLU,sol}	kN	863	598	867	970
Momento Statico Finale / Inerzia Finale (x carichi breve durata)	S/I	1/m	0.232	0.251	0.295	0.264
Scorrimento complessivo a taglio	S_{Dx,SLU}	kN/m	201	150	255	256
CALCOLO SFORZO DA DISTORSIONE TERMICA DIFFERENZIALE						
Differenziale termico	Δt		5	5	5	5
coefficiente di dilatazione termica	α		1.20E-05	1.20E-05	1.20E-05	1.20E-05
	N_{Δt}	kN	1200	1200	1200	1200
	n° travi		2	2	2	2
	N_{Δt,trave}	kN	600.2	600.2	600.2	600.2
Sforzo di scorrimento dovuto alla distorsione termica (N _{Δt,SLU} /L _{sr})	S_{ΔT,SLU}	kN/m	24	24	24	24
RISULTATI VERIFICHE SLU						
Scorrimento complessivo di progetto trave-soletta	S_{Dx,SLU}	kN/m	536	467	610	611
Numero di connettori / m per singola trave	N_c	n°/m	16	16	16	12
Sforzo nel singolo connettore agli SLU	P_{di}	kN	33.5	29.2	38.1	50.9
Coefficiente di sicurezza	P_{RD}/P_{Di}	-	2.44	2.80	2.14	1.60
VERIFICA AGLI SLE CONNETTORI (C.4.3.3.3)						
Sforzo di trazione nella singola trave a ritiro impedito (SLE)	N_{ritiro,SLE,tr}	kN	4980	4980	4980	4980
Lunghezza della campata di riva	L_s	m	59	59	59	59
Lunghezza interessata dallo sviluppo del ritiro (si assume pari a metà campata)	L_{sr}		29.5	29.5	29.5	29.5
Sforzo di scorrimento dovuto alla contrazione da ritiro impedita (N _{r,SLE} /L _{sr})	S_{ritiro,SLE}	kN/m	169	169	169	169
Taglio totale massimo di progetto agli SLE	V_{z,SLE}	kN	2165	1690	963	923
Taglio sulla sola nervatura agli SLU	V_{z,SLE,trave}	kN	930	737	467	534
Taglio di progetto per verifica connettori agli SLU	V_{z,SLE,sol}	kN	1235	953	496	389
Momento Statico Finale / Inerzia Finale (x carichi breve durata)	S/I	1/m	0.232	0.251	0.295	0.264
Scorrimento complessivo a taglio	S_{Dx,SLE}	kN/m	216	185	137	141
Sforzo di scorrimento dovuto alla distorsione termica (N _{Δt,SLU} /L _{sr})	S_{ΔT,SLE}	kN/m	20	20	20	20
RISULTATI VERIFICHE SLE						
Scorrimento complessivo di progetto trave-soletta	S_{Dx,SLE}	kN/m	397	366	318	322
Numero di connettori / m per singola trave	N_c	n°/m	16.0	16.0	16.0	12.0
Sforzo nel singolo connettore agli SLU	P_{di}	kN	24.8	22.9	19.9	26.9
Coefficiente di sicurezza	0,6•P_{RD}/P_{Di}	-	1.97	2.14	2.46	1.82

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

8.2.5 Verifiche allo stato limite di fatica

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi ottenuti utilizzando i modelli di carico 1 e 2 previsti dalla normativa per le verifiche a fatica.

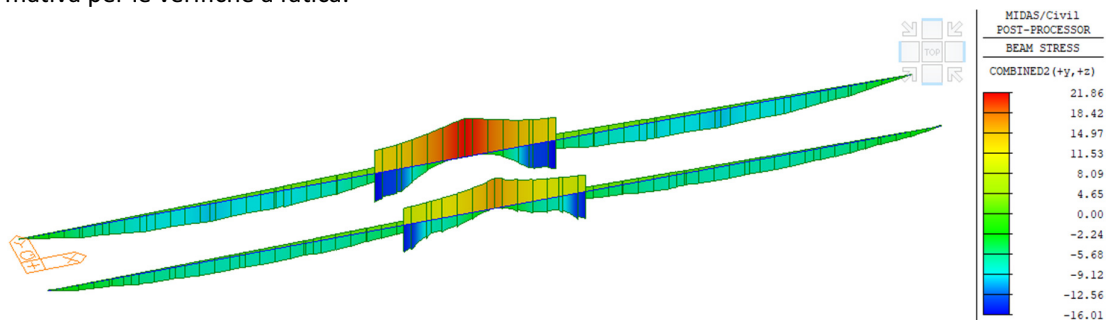


Figura 50 – Tensioni normali sulla piattabanda superiore (Modello di carico a fatica 1)

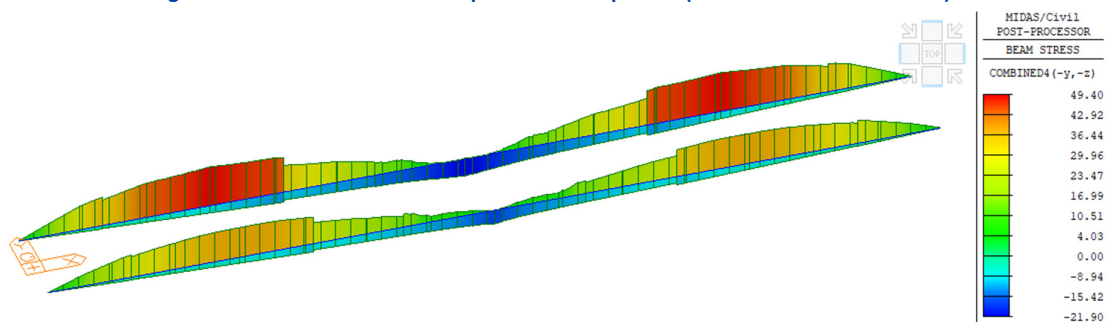


Figura 51 – Tensioni normali sulla piattabanda inferiore (Modello di carico a fatica 1)

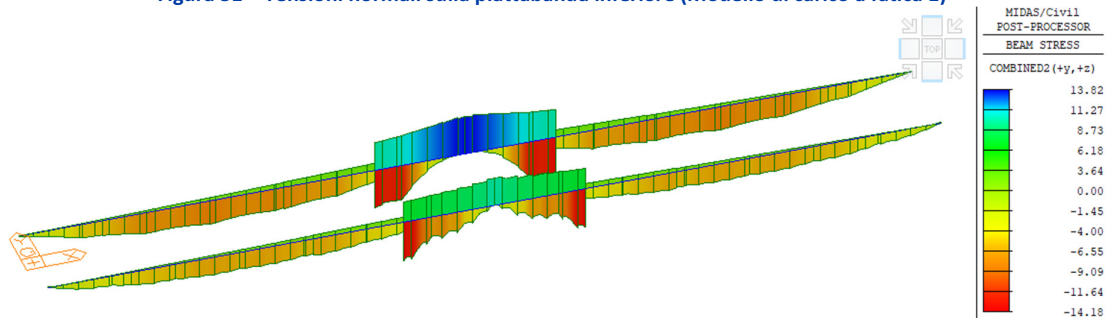


Figura 52 – Tensioni normali sulla piattabanda superiore (Modello di carico a fatica 2)

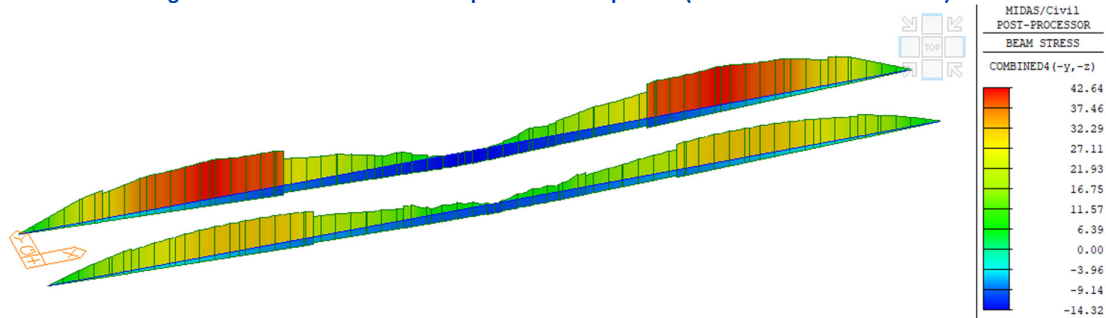


Figura 53 – Tensioni normali sulla piattabanda inferiore (Modello di carico a fatica 2)

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Nella tabella sono riportate quindi le verifiche a fatica per i dettagli costruttivi richiamati al paragrafo 6.8.3.

Tabella 22 – Riepilogo verifiche a fatica

VERIFICA A FATICA					1	2	3	4
Piattabanda superiore	$\Delta\sigma_D$ Mpa	k_t -	γ_{Mf} -	$\Delta\sigma_D k_t / \gamma_{Mf}$ Mpa	$\Delta\sigma_{max}$ Mpa	$\Delta\sigma_{max}$ Mpa	$\Delta\sigma_{max}$ Mpa	$\Delta\sigma_{max}$ Mpa
Limite su saldatura di composizione delle travi principali	92.13	1	1.35	68.24	-6.4	-9.1	-8.9	-21.0
Limite su saldature dei pioli alle piattabande superiori	58.96	1	1.15	51.27	-6.4	-9.1	-8.9	-21.0
Piattabanda inferiore	$\Delta\sigma_D$ Mpa	k_t -	γ_{Mf} -	$\Delta\sigma_D k_t / \gamma_{Mf}$ Mpa	$\Delta\sigma_{max}$ Mpa	$\Delta\sigma_{max}$ Mpa	$\Delta\sigma_{max}$ Mpa	$\Delta\sigma_{max}$ Mpa
Limite su saldatura di composizione delle travi principali	92.13	1	1.35	68.24	36.2	49.3	33.9	22.5
Anima Concio	$\Delta\sigma_D$ Mpa	k_t -	γ_{Mf} -	$\Delta\sigma_D k_t / \gamma_{Mf}$ Mpa	$\Delta\sigma_{max}$ Mpa	$\Delta\sigma_{max}$ Mpa	$\Delta\sigma_{max}$ Mpa	$\Delta\sigma_{max}$ Mpa
Limite su saldature degli irrigidenti longitudinali	41.27	1	1.15	35.89	5.0	6.3	23.1	11.5

8.3 VERIFICHE ALLO SLE IN FASE FINALE

8.3.1 Verifiche di deformabilità

Come indicato al paragrafo 6.8.4.1, si è verificato che le deformazioni di impalcato per effetto dei carichi mobili siano inferiori ad 1/500 della luce di impalcato. Di seguito è riportato l'andamento delle massime deformazioni verticali per effetto del carico mobile viaggiante lungo l'opera (valori caratteristici).

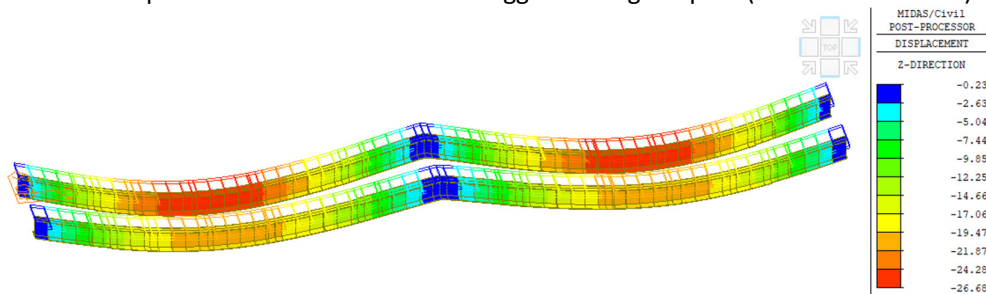


Figura 54 – Spostamenti verticali per effetto dei carichi mobili

Lo spostamento ottenuto è pari a 26.7 mm, inferiore al limite pari a $29.5 \cdot 10^3 / 500 = 59$ mm.

8.3.1.1 Contromonta

Nella seguente tabella si riportano i valori degli spostamenti ricavati per le condizioni di carico permanenti (cfr. Figura 22 e Figura 25) dai quali, considerando anche un contributo pari al 20% dei carichi mobili, sono stati dedotti i valori delle contromonte.

Concio	Pos.	Freccia pesi propri (G1) [mm]	Freccia carichi permanenti (G2) [mm]	Freccia totale (G1+G2) [mm]	Freccia carichi mobili (20%) [mm]	CONTROMONTA [mm]
C1	J	17.7	2.7	20.4	3.1	25
C2	1/2	26.4	4.1	30.5	5.3	40
C3	I	21.1	3.6	24.7	4.9	30
C4	I	8.7	1.9	10.6	2.9	15

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Per lo schema effettivo di contromonta si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

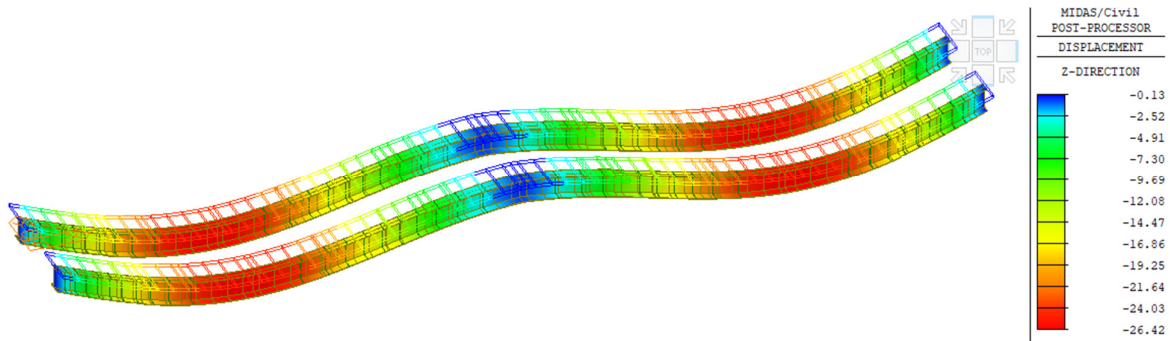


Figura 55 – Spostamenti verticali per carichi permanenti strutturali (G1)

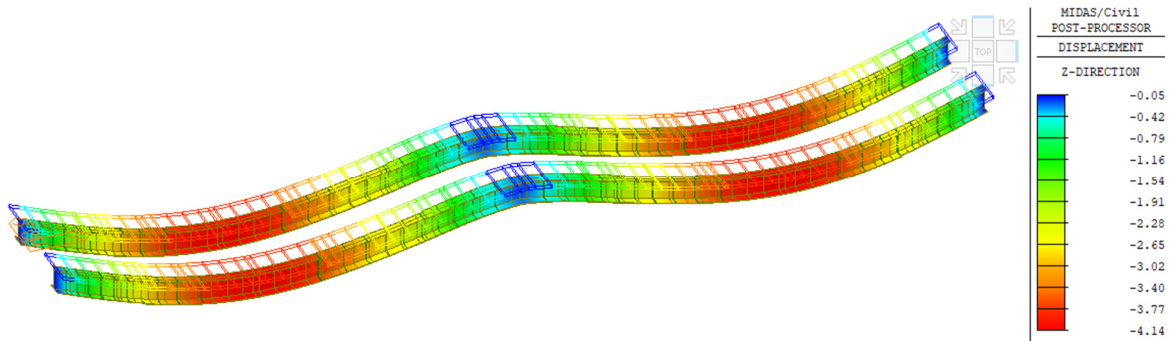


Figura 56 – Spostamenti verticali per carichi permanenti non strutturali (G2)

8.3.2 Verifiche di limitazione delle tensioni in esercizio

Si riportano quindi i diagrammi delle tensioni di compressione agenti nella soletta in direzione longitudinale per le combinazioni di esercizio rare e quasi permanente.

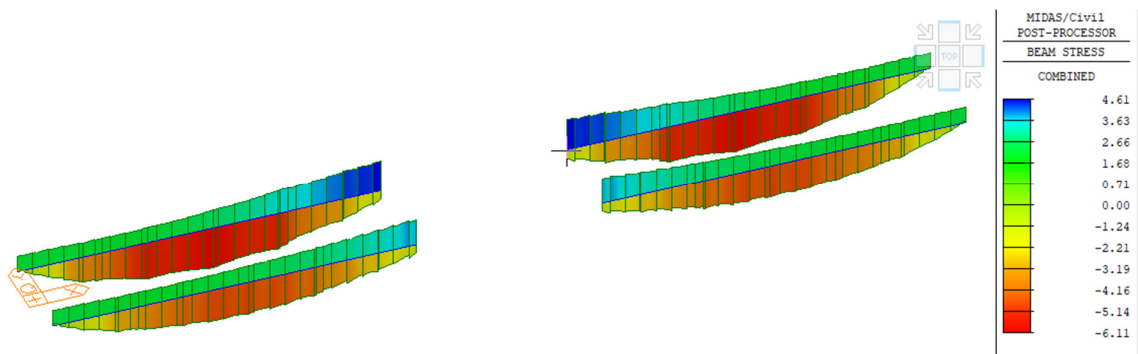


Figura 57 – Involuppo delle combinazioni rare (SLE-R) - Tensioni normali nella soletta (zone cls non fessurato reagente)

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

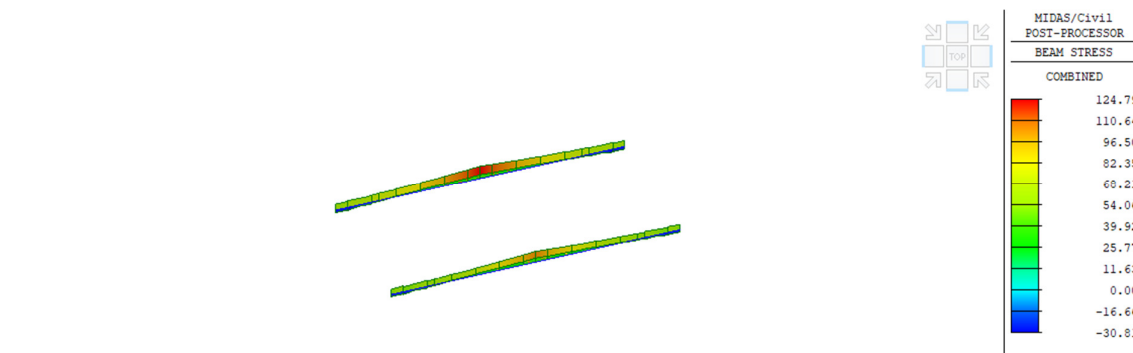


Figura 58 – Involuppo delle combinazioni rare (SLE-R) - Tensioni normali nell'armatura longitudinale di soletta (zone cls fessurato non reagente)

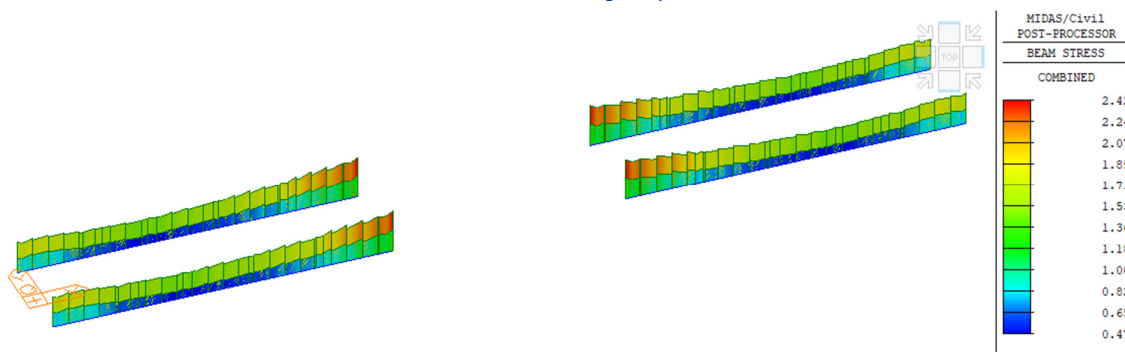


Figura 59 – Combinazione quasi permanente (SLE-QP) - Tensioni normali nella soletta (zone cls non fessurato reagente)

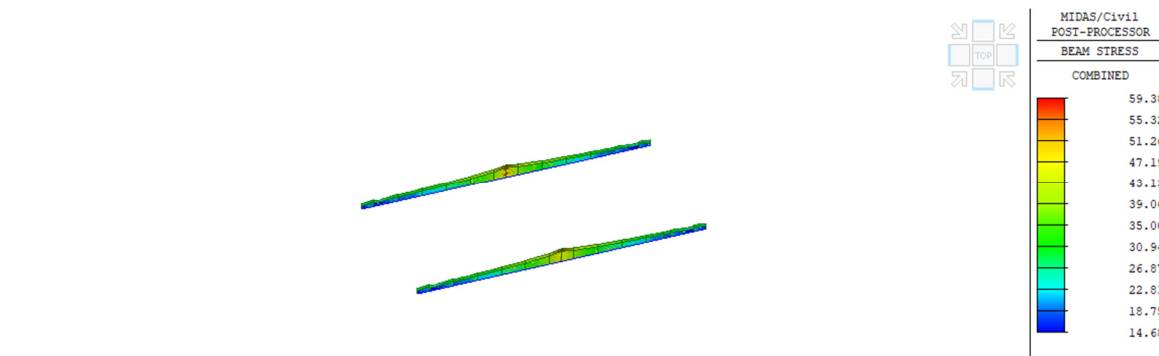


Figura 60 – Combinazione quasi permanente (SLE-QP) - Tensioni normali nell'armatura longitudinale (zone cls fessurato non reagente)

Le tensioni normali di compressione nel calcestruzzo nelle diverse combinazioni di esercizio risultano quindi inferiori ai limiti previsti dalla normativa. In combinazione caratteristica (rara) risulta infatti:

- $\sigma_c = 8.0 \text{ MPa} < \sigma_{c,R} = 19.2 \text{ MPa}$;

In combinazione quasi permanente, la tensione di trazione nel calcestruzzo è inferiore al limite di fessurazione per il calcestruzzo della soletta ($\sigma_t = 2.52 \text{ MPa}$) per cui la soletta non risulta fessurata al di fuori delle zone già ipotizzate.

9. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI DI CARPENTERIA SECONDARIA

Nei paragrafi successivi sono riportate le verifiche di instabilità degli elementi di carpenteria secondaria. Le sollecitazioni agenti sugli elementi costituenti il traverso vengono ricavate attraverso il modello di calcolo completo.

I controventi superiori vengono verificati in condizioni di montaggio, in funzione delle sollecitazioni che derivano dall'azione tagliante del vento. Ipotizzando la presenza di una sola diagonale di controvento compressa tra due travi principali e tra tre diaframmi contigui, l'azione risultante del vento risulta pari a:

- $F_{wm,1,SLE} = 2.3 \text{ kN/m} \cdot 12.65 \text{ m} = 29.1 \text{ kN}$;
- $F_{wm,1,SLU} = 1.5 \cdot F_{wm,1,SLE} = 43.6 \text{ kN}$.

Per cui lo sforzo normale nel controvento risulta pari a:

- $N_{cs,SLE} = F_{wm,1,SLE} / \cos\alpha / 2 = 38 \text{ kN}$;
- $N_{cs,SLU} = F_{wm,1,SLU} / \cos\alpha / 2 = 57 \text{ kN}$;

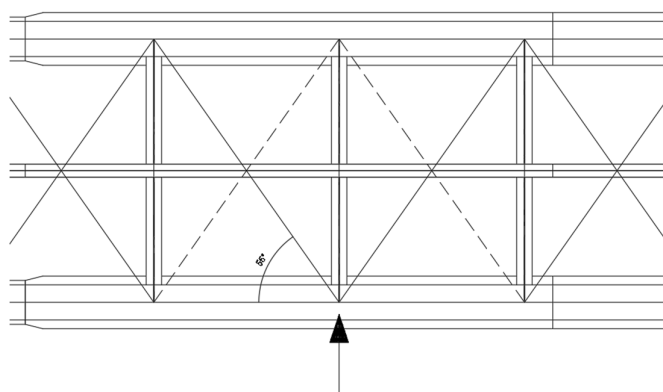


Figura 61 – Schema di calcolo controventatura superiore

Per i traversi intermedi, le sollecitazioni di verifica sono ricavate direttamente dal modello di calcolo completo.

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

9.1 VERIFICA DEI CONTROVENTI SUPERIORI

Nella tabella a seguire si sviluppa la verifica della classe di appartenenza e il calcolo della resistenza all'instabilità dell'asta. Si evidenzia che, essendo la resistenza maggiore del massimo sforzo di compressione calcolato precedentemente in fase di montaggio, la verifica è soddisfatta.

Tabella 23 – Verifica di stabilità per controventi superiore

f_{yk} [MPa]	E [kPa]	h [mm]	b [mm]	t [mm]	h/t [-]	(b+h)/(2t) [-]	ϵ [-]	14 ϵ [-]	CLASSE
355	2.10E+08	80	80	8	10.00	10.00	0.81	11.34	3

A [m ²]	J_{yy} [m ⁴]	J_{zz} [m ⁴]	J_{min} [m ²]	L [m]	L_0/L [-]	L_0 [m]	i_{min} [m]	15 i_{min} [m]
1.23E-03	7.22E-07	7.22E-06	7.22E-07	4.6	1	4.2	0.024	0.36

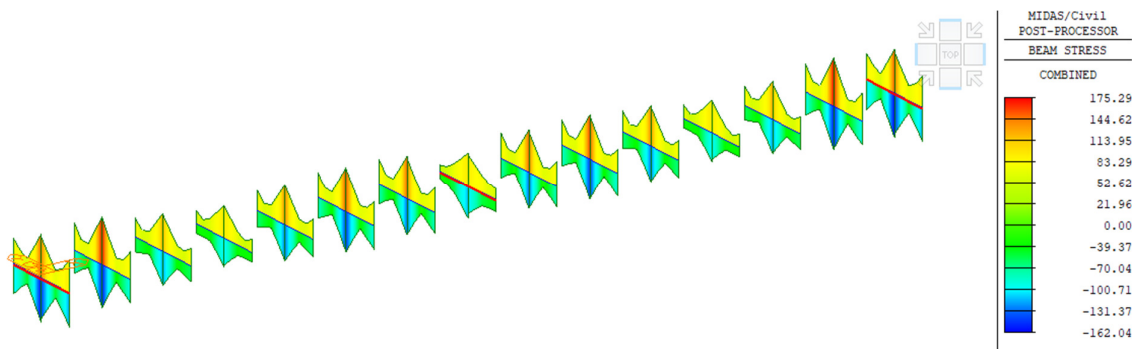
PROFILATO SEMPLICE			SNELLEZZA EQUIV. ASTA COMPOSTA				
A [cm ²]	J_{min} [cm ⁴]	i_{min} [cm]	L_0 [m]	i_{min} [m]	λ_1 [-]	λ [-]	λ_{eq} [-]
							173.4
							173.4

CALCOLO DELLA RESISTENZA ALL'INSTABILITA' DELL'ASTA									
ω (λ) [-]	N_{cr} [kN]	λ [-]	α [-]	ϕ [-]	χ [-]	γ_{M1} [-]	$N_{b,Rd}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	σ_{Ed} [MPa]
173.4	84.8	2.27	0.34	3.43	0.17	1.1	66.3	57.0	46.3

9.2 VERIFICA DEI TRAVERSI INTERMEDI E DI TESTATA

I traversi hanno le seguenti caratteristiche:

- traversi di testata (asse appoggi): sezione ad I avente altezza pari a 1.14 m e flange superiori e inferiori aventi larghezza pari a 350 mm e spessori pari a 25 mm. Lo spessore dell'anima è pari a 20 mm.
- traversi intermedi (disposti con passo 4.2 circa): sezione ad I avente altezza pari a 0.70 m e flange superiori e inferiori aventi larghezza pari a 350 mm e spessori pari a 25 mm. Lo spessore dell'anima è pari a 20 mm.



RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

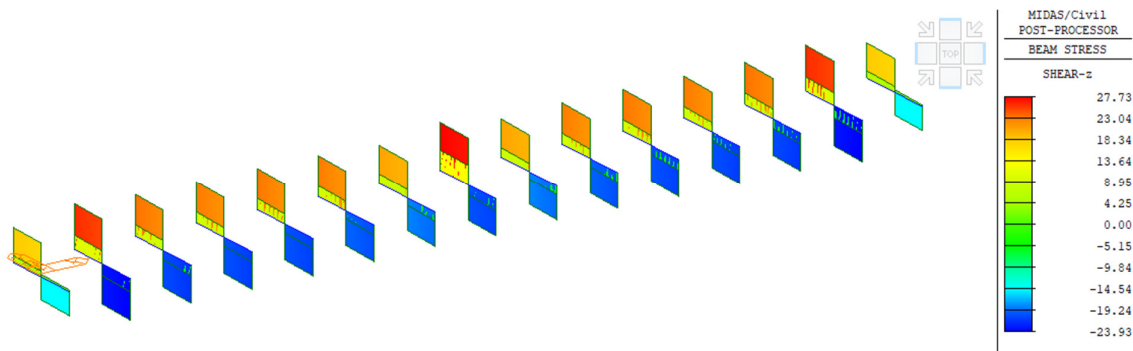


Figura 62 – Tensioni normali e tangenziali allo SLU agenti nei traversi

Si ottiene quindi una tensione ideale massima in tali elementi pari a:

- traversi di testata
 $\sigma_{id} = (162^2 + 3 \cdot 28^2)^{0.5} = 169 \text{ MPa} < f_{yd} = 355/1.05 = 338 \text{ MPa}$
- traversi intermedi
 $\sigma_{id} = (175^2 + 3 \cdot 26^2)^{0.5} = 181 \text{ MPa} < f_{yd} = 355/1.05 = 338 \text{ MPa}$

Per i traversi di testata è da analizzare anche la condizione di sollevamento dell'impalcato per sostituzione appoggi in fase di manutenzione. Nel caso in esame, si analizza il traverso sulla pila maggiormente sollecitato dagli scarichi degli apparecchi di appoggio.

Nell'ipotesi di utilizzo di n. 2 martinetti per testata, posti a 750 mm dalle travi di bordo, utilizzando un apposito modello di calcolo di trave su due appoggi (martinetti) e caricata, in corrispondenza delle due travi principali, dalle azioni derivanti dai pesi propri e dall'azione del vento si ottengono i seguenti risultati:
 $1.35 \cdot (G1+G2) \pm 1.5 \cdot Q5,s = 1.35 \cdot (1597+484) \pm 1.5 \cdot 20 = 3122 \pm 30 \text{ kN}$

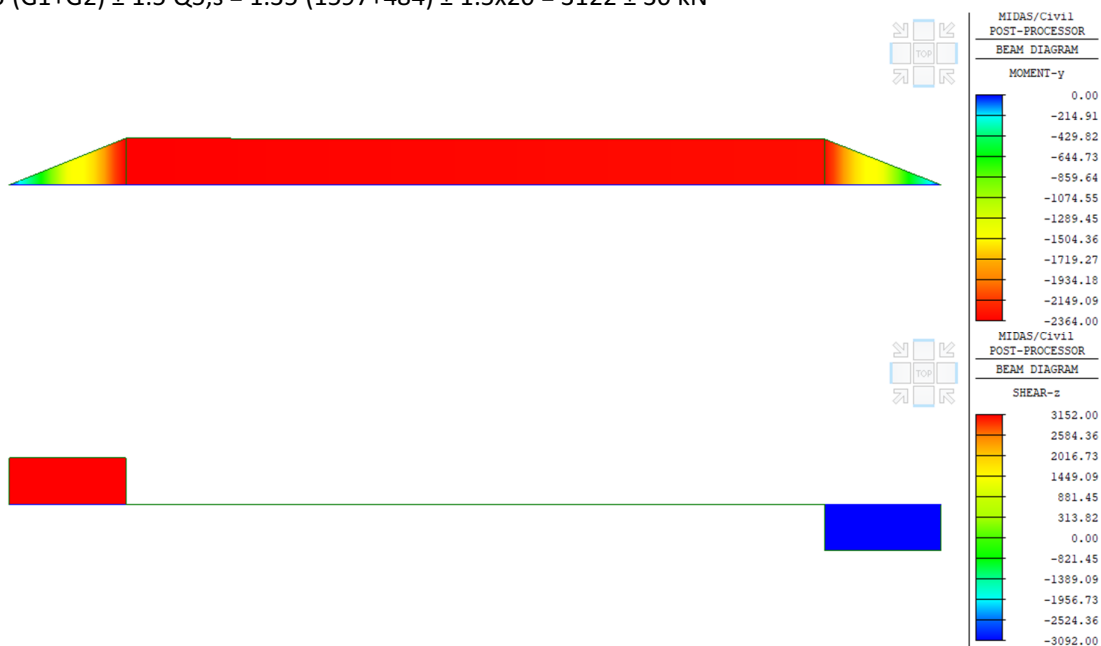


Figura 63 – Sollecitazioni allo SLU agenti nei traversi di testata in fase di sollevamento

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

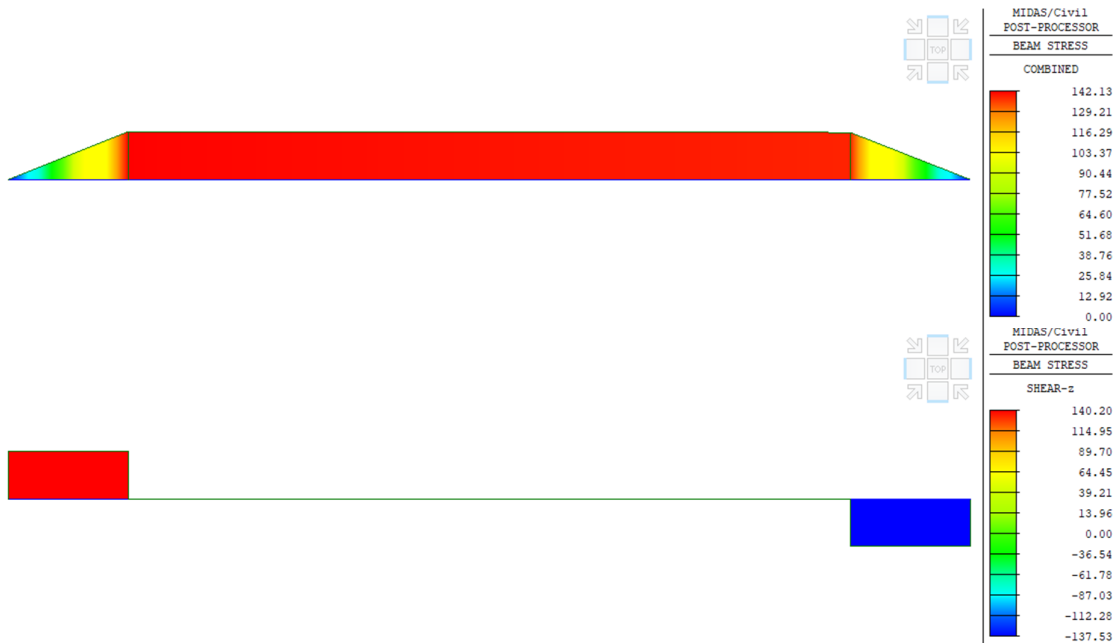


Figura 64 – Tensioni allo SLU agenti nei traversi di testata in fase di sollevamento

Si ottiene quindi una tensione ideale massima in tali elementi pari a:

- $\sigma_{id} = (142^2 + 3 \cdot 140^2)^{0.5} = 281 \text{ MPa} < f_{yd} = 355/1.05 = 338 \text{ MPa}$

In fase di sollevamento, le tensioni risultano superiori a quelle di esercizio ma ad ogni modo al di sotto della resistenza di progetto.

9.3 VERIFICA DEI COLLEGAMENTI BULLONATI

Le verifiche dei collegamenti bullonati sono eseguite in accordo con la normativa vigente secondo quanto riportato al paragrafo 6.8.2.1. Si ricorda che le giunzioni sono ad attrito ed è previsto un apposito trattamento di sabbiatura delle superfici collegate.

9.3.1 Controventi superiori

Il collegamento dei controventi inferiori è costituito da 2 bulloni, diametro M20, classe 10.9. Le verifiche sono riportate qui di seguito.

SOLLECITAZIONI		
V_{Ed}	n_b	V_b
	[-]	[kN]
57	2	29

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI					
d_b	Classe	n	$F_{v,Rd}$	$F_{v,Sd}$	ρ
	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[D/C]
20	10.9	2	235.2	29	0.12

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA LAMIERA							
d_b [mm]	Classe [-]	α [-]	k [-]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$F_{v,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]	
20	10.9	0.8	2.50	129.5	28.5	0.22	

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLU)							
d_b [mm]	Classe [-]	n [-]	μ [-]	$F_{p,c}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$F_{s,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
20	10.9	2	0.30	171.5	82.3	28.5	0.35

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLE)							
d_b [mm]	Classe [-]	n [-]	μ [-]	$F_{p,c}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$F_{s,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
20	10.9	2	0.20	171.5	62.4	19.0	0.30

9.3.2 Giunti di continuità travi principali (piattabanda superiore)

I giunti di continuità tra i differenti conci delle travi principali sono costituiti da piatti bullonati sulle ali e sull'anima.

In corrispondenza delle piattabande superiori il giunto è costituito da 64 bulloni, diametro M27, classe 10.9. Il taglio sui bulloni è calcolato in funzione della tensione normale massima/minima sui conci in corrispondenza delle giunzioni con il concio successivo.

Concio	σ	S_{piatt}	b_{piatt}	V_{Ed}	n_b	V_b
	[Mpa]	[mm]	[mm]	[kN]	[-]	[kN]
C1	131.2	25	700	2296	32	71.8
C2	140.1	25	700	2452	32	76.6
C3	111	25	700	1943	32	60.7
C4	91.7	50	900	4127	32	129.0

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI					
d_b	Classe	n	$F_{v,Rd}$	$F_{v,Sd}$	ρ
[mm]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[D/C]
27	10.9	2	367.2	129.0	0.35

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA LAMIERA						
d_b [mm]	Classe [-]	α [-]	k [-]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$F_{v,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
27	10.9	0.6	2.50	483.2	129.0	0.27

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLU)							
d_b [mm]	Classe [-]	n [-]	μ [-]	$F_{p,c}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$F_{s,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
27	10.9	2	0.45	321.3	231.3	129.0	0.56

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLE)							
d_b [mm]	Classe [-]	n [-]	μ [-]	$F_{p,c}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$F_{s,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
27	10.9	2	0.45	321.3	262.9	99.2	0.38

9.3.3 Giunti di continuità travi principali (piattabanda inferiore)

I giunti di continuità tra i differenti conci delle travi principali sono costituiti da piatti bullonati sulle ali e sull'anima.

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

In corrispondenza delle piattabande inferiori il giunto è costituito da 64 bulloni, diametro M27, classe 10.9. Il taglio sui bulloni è calcolato in funzione della tensione normale massima/minima sui conci in corrispondenza delle giunzioni con il concio successivo.

Concio	σ	S_{piatt}	b_{piatt}	V_{Ed}	n_b	V_b
	[Mpa]	[mm]	[mm]	[kN]	[-]	[kN]
C1	162.4	30	1000	4872	32	152
C2	151.7	30	1200	5461	32	171
C3	113.2	40	1200	5434	32	170
C4	94.7	50	1200	5682	32	178

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI						
d_b	Classe	n	$F_{v,Rd}$	$F_{v,Sd}$	ρ	
	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[D/C]	
27	10.9	2	367.2	177.6	0.48	

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA LAMIERA						
d_b	Classe	α	k	$F_{b,Rd}$	$F_{v,Sd}$	ρ
[mm]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[D/C]
27	10.9	0.6	2.50	483.2	177.6	0.37

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLU)							
d_b	Classe	n	μ	$F_{p,c}$	$F_{s,Rd}$	$F_{s,Sd}$	ρ
[mm]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[D/C]
27	10.9	2	0.45	321.3	231.3	177.6	0.77

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLE)							
d_b	Classe	n	μ	$F_{p,c}$	$F_{s,Rd}$	$F_{s,Sd}$	ρ
[mm]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[D/C]
27	10.9	2	0.45	321.3	262.9	136.6	0.52

9.3.4 Giunti di continuità travi principali (anima)

I giunti di continuità tra i differenti conci delle travi principali sono costituiti da piatti bullonati sulle ali e sull'anima.

In corrispondenza delle anime il giunto è costituito da 108 bulloni, diametro M27, classe 10.9. Il taglio sui bulloni è calcolato in funzione del taglio agente sui conci in corrispondenza delle giunzioni con il concio successivo.

Concio	V_{Ed}	n_b	V_b
	[kN]	[-]	[kN]
C1	1110	56	19.8
c2	1370	56	24.5
c3	2061	56	36.8
c4	2070	56	37.0

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI					
d_b	Classe	n	$F_{v,Rd}$	$F_{v,Sd}$	ρ
	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[D/C]
27	10.9	2	367.2	37.0	0.10

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA LAMIERA						
d_b	Classe	α	k	$F_{b,Rd}$	$F_{v,Sd}$	ρ

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

[mm]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[D/C]
27	10.9	0.6	2.50	257.7	37.0	0.14

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLU)							
d_b [mm]	Classe	n	μ [-]	$F_{p,c}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$F_{s,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
27	10.9	2	0.45	321.3	231.3	37.0	0.16

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLE)							
d_b [mm]	Classe	n	μ [-]	$F_{p,c}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$F_{s,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
27	10.9	2	0.45	321.3	262.9	28.4	0.11

9.3.5 Traversi

I giunti di collegamento tra i traversi e le travi principali sono costituiti da piatti bullonati sulle ali e sull'anima del traverso.

In corrispondenza delle piattabande superiori e inferiori il giunto è costituito da 12 bulloni, diametro M27, classe 10.9. Il taglio sui bulloni è calcolato in funzione della tensione normale massima/minima alle estremità dei traversi.

σ	S_{piatt}	b_{piatt}	V_{Ed}	n_b	V_b
[Mpa]	[mm]	[mm]	[kN]	[-]	[kN]
125.1	25	350	1095	12	91

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI					
d_b	Classe	n	$F_{v,Rd}$ [kN]	$F_{v,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
27	10.9	2	367.2	91.2	0.25

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA LAMIERA						
d_b [mm]	Classe	α [-]	k	$F_{b,Rd}$ [kN]	$F_{v,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
27	10.9	0.6	2.50	483.2	91.2	0.19

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLU)							
d_b [mm]	Classe	n	μ [-]	$F_{p,c}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$F_{s,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
27	10.9	2	0.45	321.3	231.3	91.2	0.39

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLE)							
d_b [mm]	Classe	n	μ [-]	$F_{p,c}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$F_{s,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
27	10.9	2	0.45	321.3	262.9	70.2	0.27

In corrispondenza dell'anima il giunto è costituito da 30 bulloni, diametro M27, classe 10.9. Il taglio sui bulloni è calcolato in funzione del taglio massimo agente all'estremità (cautelativamente tale verifica può essere estesa anche ai traversi sugli appoggi aventi un maggior numero di bulloni sull'anima).

V_{Ed}	n_b	V_b
[kN]	[-]	[kN]
541	36	15.0

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI					
d_b	Classe	n	$F_{v,Rd}$	$F_{v,Sd}$	ρ
	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[D/C]
27	10.9	2	367.2	15.0	0.04

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA LAMIERA						
d_b	Classe	α	k	$F_{b,Rd}$	$F_{v,Sd}$	ρ
[mm]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[D/C]
27	10.9	0.6	2.50	483.2	15.0	0.03

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLU)							
d_b	Classe	n	μ	$F_{p,c}$	$F_{s,Rd}$	$F_{s,Sd}$	ρ
[mm]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[D/C]
27	10.9	2	0.45	321.3	231.3	15.0	0.06

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLE)							
d_b	Classe	n	μ	$F_{p,c}$	$F_{s,Rd}$	$F_{s,Sd}$	ρ
[mm]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[D/C]
27	10.9	2	0.45	321.3	262.9	11.6	0.04

10. VERIFICA DELLA SOLETTA

L'analisi delle sollecitazioni flettenti e taglianti nella direzione trasversale della soletta di larghezza pari a 13.00 m è stata sviluppata considerando, una striscia di soletta di larghezza pari ad 1 m, schematizzata come trave continua semplicemente appoggiata in corrispondenza delle ali delle travi principali e della trave di spina, secondo lo schema riportato nella figura seguente. Il modello di calcolo è stato realizzato tramite il software di calcolo Midas Civil 2020.

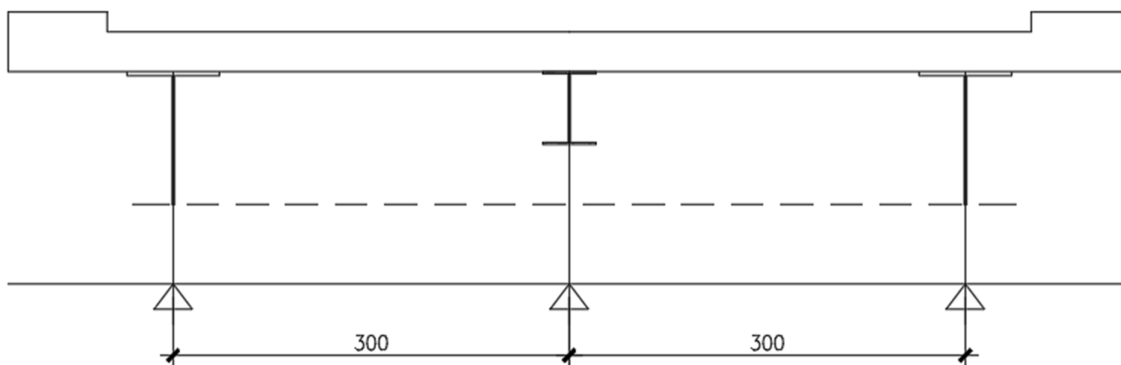


Figura 65 – Schema di calcolo della soletta in direzione trasversale

10.1 CARICHI APPLICATI

La trave è soggetta ai carichi permanenti (G1, G2) ed ai carichi mobili previsti dal D.M. 14/01/2008.

10.1.1 Pesi propri e carichi permanenti

Il peso proprio della soletta e dei cordoli è valutato in automatico dal software di calcolo considerando un peso per unità di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m^3 ed assegnando gli opportuni spessori agli elementi monodimensionali (0.36-0.41 m per la soletta, 0.51 m per i cordoli).

È stato inoltre applicato il carico distribuito dovuto al peso della pavimentazione pari a 2 kN/m^2 e i carichi concentrati dovuti a guardrail, velette, corrimano e impianti.

10.1.2 Carichi stradali

I carichi applicati e la larghezza della striscia di soletta collaborante su cui si considera ripartito l'effetto di tali carichi sono stati definiti con le seguenti modalità. Sono state considerate le azioni Q_k e q_k con gli schemi di carico 1 e 2, così come definiti nel punto 5.1.3.3.3 del D.M. 14/01/2008.

La valutazione della diffusione all'interno della soletta degli effetti dei carichi concentrati è stata sviluppata tenendo conto dello spessore della pavimentazione, dello spessore della soletta e della luce tra gli appoggi nella direzione trasversale.

In direzione trasversale la diffusione del carico attraverso la pavimentazione e la soletta è assunta, a partire dall'impronta dei pneumatici, con inclinazione a 45° fino al piano medio della soletta. Studi

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

sperimentali hanno dimostrato che in direzione longitudinale si può considerare un'ulteriore diffusione degli effetti del carico e pertanto la larghezza della striscia di soletta collaborante è incrementata di un valore al massimo pari ad $L/4$, dove L è l'interasse tra gli appoggi dello schema statico utilizzato (nel caso in esame pari a 3.5 m). La ripartizione avviene quindi secondo gli schemi rappresentati nella seguente figura.

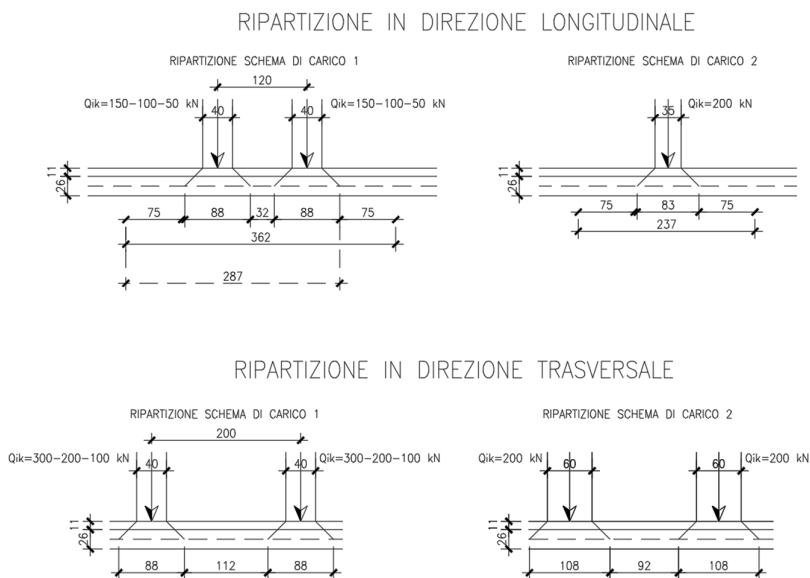


Figura 66 – Diffusione dei carichi stradali in senso longitudinale e trasversale

L'analisi della soletta è stata condotta comunque su uno schema di trave continua di larghezza di 1 m e pertanto i carichi considerati sulla trave continua sono i seguenti:

Schema di carico 1

Il carico Q_{ik} si ripartisce a partire dall'impronta del pneumatico pari a 0.40×0.40 m². La diffusione a 45° fino al piano medio della soletta permette di applicare il carico su una superficie pari a 0.88×0.88 m². Come detto, si considera un'ulteriore diffusione degli effetti del carico nella direzione longitudinale e pertanto la larghezza della striscia di soletta collaborante è incrementata di un valore massimo di $L/4 = 3.0/4 = 0.75$ m da entrambi i lati.

In definitiva tenendo conto dell'interasse di 1.2 m tra i due carichi risulta, nella direzione longitudinale, come evidenziato in figura, una larghezza collaborante di soletta pari a 3.91 m.

I carichi distribuiti corrispondenti agli assi dei carichi tandem considerati sono pertanto pari a:

- Corsia 1 $q_1 = 300 / (3.62 \times 0.88) = 94.2$ KN/m/m;
- Corsia 2 $q_2 = 200 / (3.62 \times 0.88) = 62.8$ KN/m/m;

Ai carichi tandem sono stati aggiunti i carichi distribuiti previsti dallo schema di carico 1, proposto dalla normativa. Conseguentemente, in corrispondenza del carico Q_{1k} è stato applicato un carico pari a 9 kN/m²

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

sull'intera larghezza della corsia e, analogamente, è stato applicato un carico distribuito pari a 2.5 kN/m^2 in corrispondenza di Q_{2k} .

In senso trasversale sono state considerate due possibili posizioni delle tre corsie di carico, disponendo la corsia 1 una volta con la massima eccentricità e una volta in posizione centrata rispetto all'asse dell'impalcato.

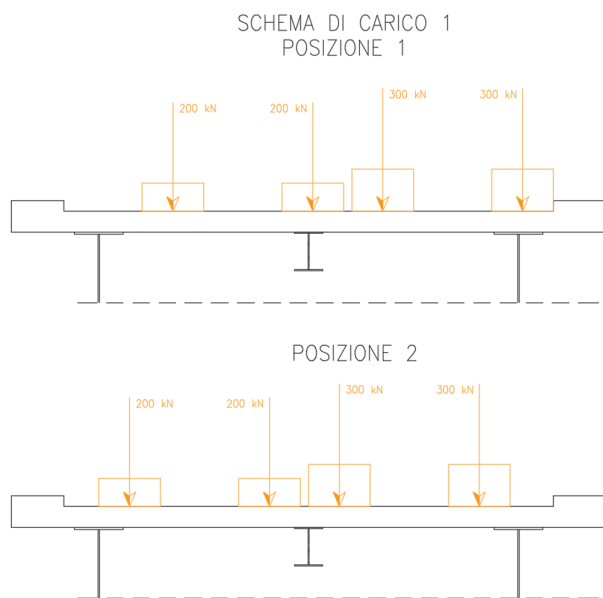


Figura 67 – Posizione trasversale dei carichi mobili concentrati (schema di carico 1)

Schema di carico 2

Lo schema di carico 2 delle azioni variabili da traffico è costituito da una coppia di due carichi da 200 KN posti trasversalmente a distanza di 2 m. Ognuno di essi si ripartisce in maniera analoga a quanto visto per lo schema 1, a partire dall'impronta del pneumatico pari a $0.35 \times 0.60 \text{ m}^2$ fino ad un'area pari $2.37 \times 1.08 \text{ m}^2$, ottenendo una pressione pari a 78.1 kN/m^2 .

In senso trasversale sono state considerate due possibili posizioni del carico, disponendo le aree di carico una volta con in maniera centrata rispetto all'interasse tra due appoggi e una volta in posizione centrata rispetto all'asse dell'impalcato. Tale schema è da associarsi alle azioni di veicolo in svio per la verifica in combinazione eccezionale.

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

SCHEMA DI CARICO 2

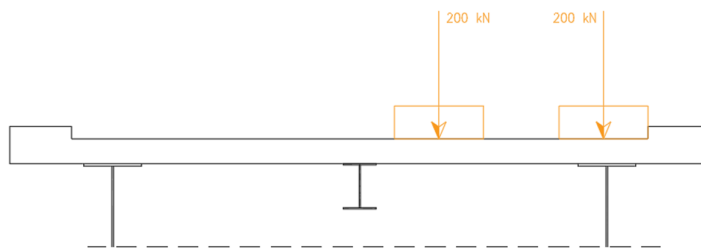


Figura 68 – Posizione trasversale dei carichi mobili (schema di carico 2)

10.1.3 Urto di un veicolo in svio

Le azioni di progetto sono state definite secondo le indicazioni del paragrafo 3.6.3.3.2 delle NTC08. Il carico di progetto è costituito da una forza orizzontale di $A_k = 100$ KN, applicata alla quota minima fra 1,0 m sopra il piano di marcia e 100 mm sotto la sommità della barriera. Nel caso in esame si assume che la forza agisca ad una distanza $d = 0.90$ m dalla base della barriera. Tali carichi vengono amplificati per un coefficiente pari ad 1.5.

Questa forza è stata sia applicata nel modello monodimensionale della soletta (considerando una combinazione di carichi eccezionale SLU-E), ma è stata anche utilizzata per eseguire una verifica locale del cordolo per azioni d'urto.

10.1.4 Combinazioni di carico

Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico agli SLU e SLE.

Tabella 24 – Combinazioni di carico per la verifica della soletta

COMBINAZIONE	G1	G2	Qk	AK
SLU	1.35	1.35	1.35	0.00
SLU - E	1.00	1.00	0.00	1.00
SLE-R	1.00	1.00	1.00	0.00
SLE-F	1.00	1.00	0.75/40	0.00
SLE-QP	1.00	1.00	0.00	0.00

10.2 RISULTATI DELL'ANALISI

Nel presente paragrafo si riportano i diagrammi involuppo di momento flettente e taglio per le diverse combinazioni di carico. Si noti che i diagrammi sono stati spuntati in corrispondenza della piattabanda superiore delle travi principali di impalcato.

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

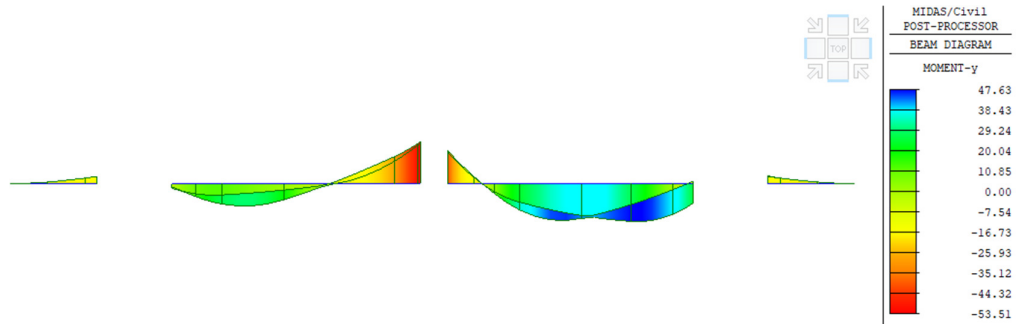


Figura 69 – Involuppo SLU – Momento flettente

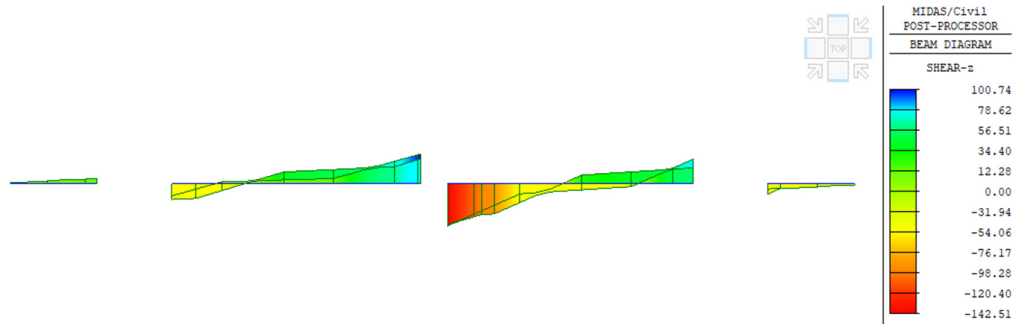


Figura 70 – Involuppo SLU – Taglio

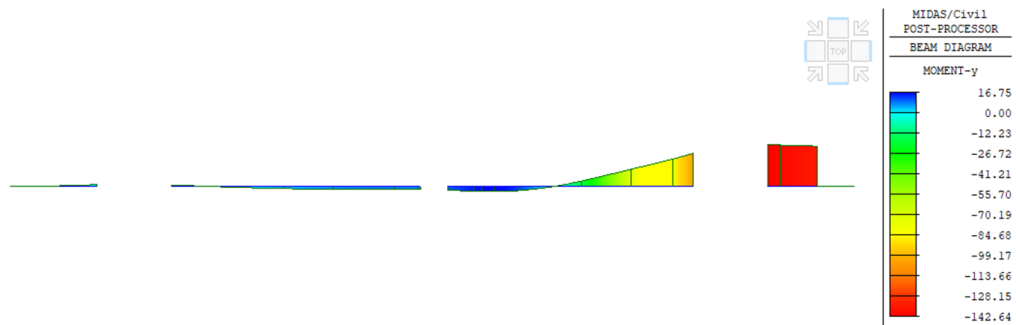


Figura 71 – Involuppo SLU-E – Momento flettente

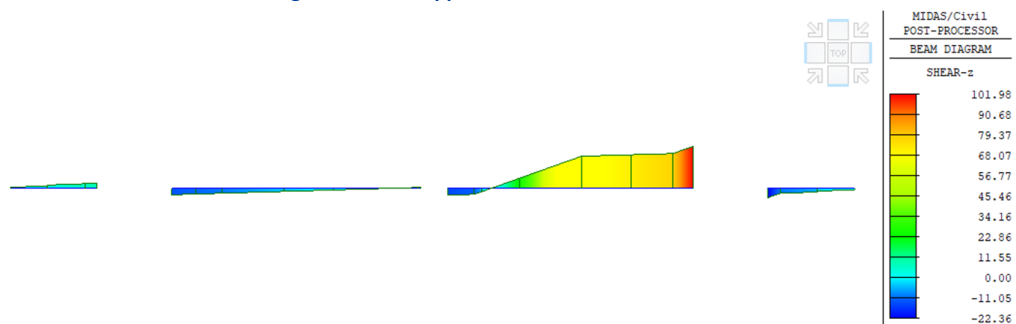


Figura 72 – Involuppo SLU-E – Taglio

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

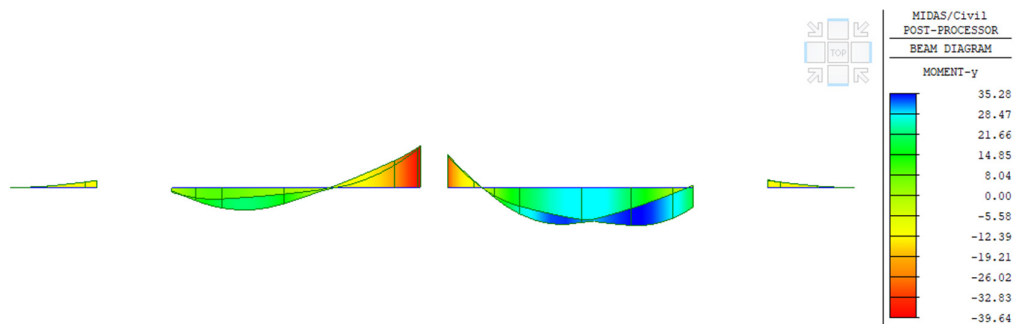


Figura 73 – Involuppo SLE-R – Momento flettente

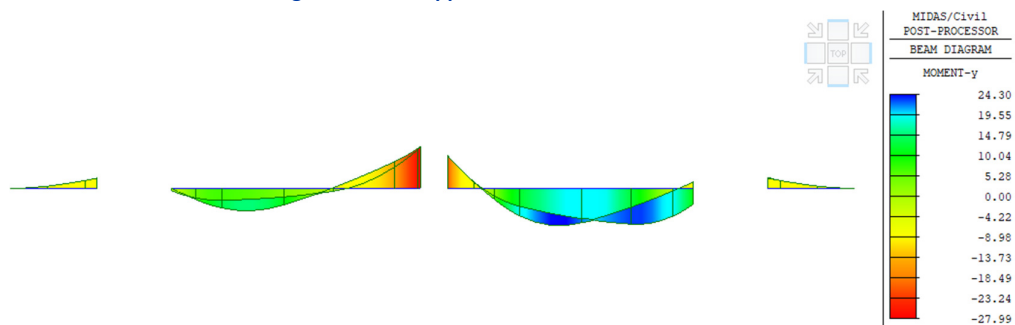


Figura 74 – Involuppo SLE-F – Momento flettente

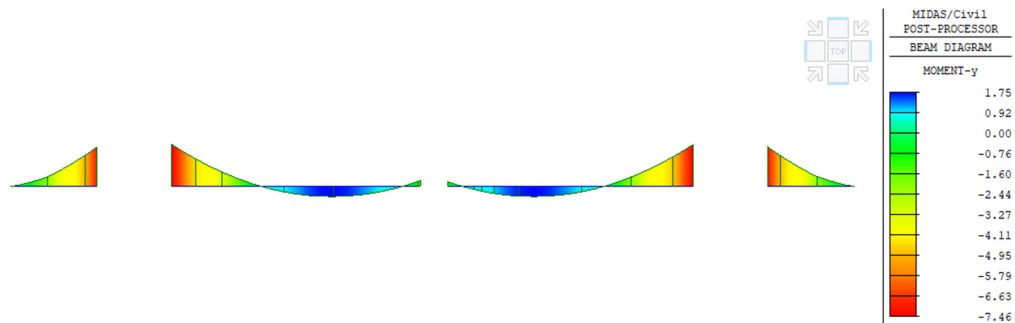


Figura 75 – Involuppo SLE-QP – Momento flettente

10.3 VERIFICHE STRUTTURALI

10.3.1 Verifiche allo SLU

Di seguito sono riportate le verifiche a flessione e taglio allo SLU.

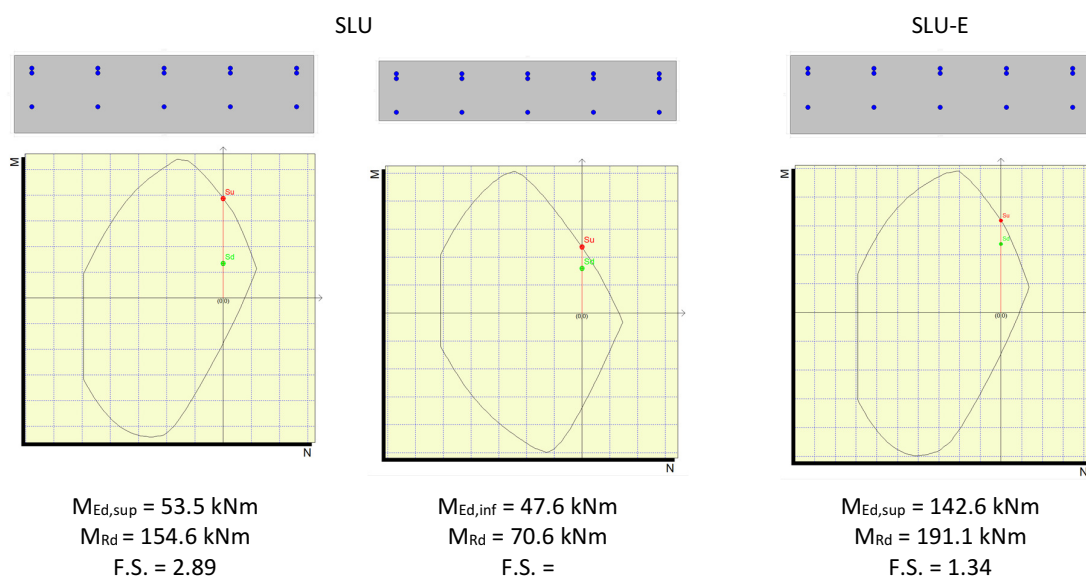
Combinazione	$M_{max,sup}$ [kNm]	$M_{max,inf}$ [kNm]	V_{max} [kN]
SLU	-53.5	47.6	142.5
SLU-E	-142.6	16.8	102.0

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Vista la presenza della predalle in calcestruzzo, la verifica a flessione allo SLU viene effettuata considerando le seguenti sezioni resistenti:

- Momento flettente negativo (fibre tese superiori): $B = 1.00 \text{ m}$, $H = 0.26 \text{ m}$, $c_{sup} = 3.5 \text{ cm}$, $c_{inf} = 7 \text{ cm}$.
- Momento flettente positivo (fibre tese inferiori): $B = 1.00 \text{ m}$, $H = 0.20 \text{ m}$, $c_{sup} = 3.5 \text{ cm}$, $c_{inf} = 2 \text{ cm}$;

L'armatura considerata al lembo superiore in corrispondenza degli appoggi sulle travi è di $1\Phi 16/20+1\Phi 16/20$, mentre l'armatura al lembo inferiore è di $1\Phi 16/20$. Le verifiche in combinazione eccezionale sono eseguite con coefficienti di sicurezza sui materiali unitari.



La verifica a taglio per elementi non armati a taglio viene condotta come previsto dal D.M. 14/01/2008 p.to 4.1.2.1.3.1. Considerando un taglio sollecitante massimo di 142.5 kN, la verifica, riportata nella seguente tabella, risulta soddisfatta.

VERIFICA PER ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO: $V_{Ed} < V_{Rd}$													
$V_{Ed,max}$ [kN]	b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]	k [-]	Armatura tesa	A_l [mm ²]	ρ_l [-]	$N_{Ed,min}$ [kN]	σ_{cp} [MPa]	v_{min} [-]	V_{Rd} [kN]	FS
142.5	1000	260	30	230	1.93	1Φ16/20+1Φ16/20	2011	8.7E-03	0.0	0.000	0.53	161.9	1.14

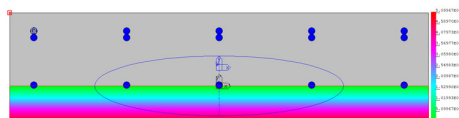
10.3.2 Verifiche allo SLE

Di seguito sono riportate le verifiche agli SLE di limitazione delle tensioni in esercizio e di fessurazione. In accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 4.1.2.2, i limiti di fessurazione assunti sono stati scelti considerando condizioni ambientali aggressive e armature poco sensibili ai fenomeni di corrosione, per cui si utilizza il limite $w_2=0.3\text{mm}$ per le combinazioni frequenti e il limite $w_1=0.2\text{mm}$ per la combinazione quasi permanente.

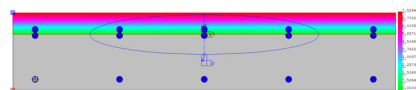
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Combinazione	$M_{max,sup}$ [kNm]	$M_{max,inf}$ [kNm]
SLE-R	-39.6	35.3
SLE-F	-28.0	24.3
SLE-QP	-7.5	1.8

Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio

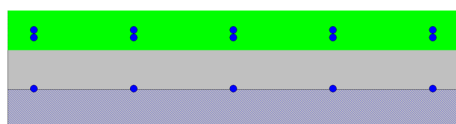


$M_{Ed} = 39.6 \text{ kNm}$
 $\sigma_c = -5.1 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck}$
 $\sigma_s = 115.8 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk}$

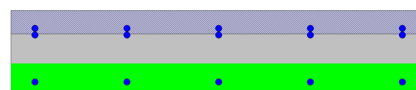


$M_{Ed} = 35.3 \text{ kNm}$
 $\sigma_c = -7.5 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck}$
 $\sigma_s = 231.9 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk}$

Verifica di fessurazione (SLE-F)

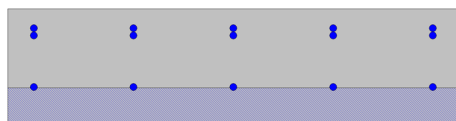


$M_{Ed} = 28.0 \text{ kNm}$
 $w_k = 0.028 \text{ mm} < w_2$

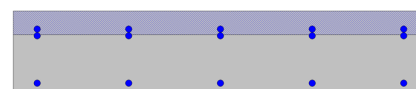


$M_{Ed} = 24.3 \text{ kNm}$
 $w_k = 0.072 \text{ mm} < w_2$

Verifica di fessurazione (SLE-QP)



$M_{Ed} = 7.5 \text{ kNm}$
 $w_k = 0.0 \text{ mm}$



$M_{Ed} = 1.8 \text{ kNm}$
 $w_k = 0.0 \text{ mm}$

10.3.3 Verifica locale del cordolo per azioni d'urto

In questo paragrafo sono riportati i risultati ottenuti dalle verifiche locali dei cordoli che ospitano le barriere di sicurezza. Le azioni di progetto sono state definite secondo le indicazioni del paragrafo 3.6.3.3.2 delle NTC08. Il carico di progetto è costituito da una forza orizzontale di $F=100 \text{ KN}$, applicata alla quota minima fra 1,0 m sopra il piano di marcia e 100 mm sotto la sommità della barriera.

Nel caso in esame si assume che la forza agisca ad una distanza $d=0.90 \text{ m}$ dalla base della barriera. Lo spessore della soletta all'attacco del cordolo è pari ad $s=0.26$ quello del cordolo a 0.44 m per cui l'estradosso del cordolo si trova ad una distanza sopra l'estradosso di soletta pari a $c=0.18 \text{ m}$.

Verifica a tenso-flessione della soletta

Il momento sollecitante a quota piano medio della soletta, che nasce in caso di urto di un veicolo sulla barriera, vale:

- $\Delta M = N \cdot (d+c+0.5s) = F \cdot 1.21 \text{ m} = 121.0 \text{ kNm}$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Tali sollecitazioni si applicano ipotizzando una diffusione a 45° delle azioni dalla piastra metallica di base della barriera (che si ipotizza larga 40cm) al piano medio della soletta. La larghezza collaborante nel meccanismo di tenso-flessione vale pertanto:

$$B = 0.4 \text{ m} + 2(c + 0.5s) = 1.02 \text{ m}$$

La variazione di momento calcolata va a sommarsi al momento dovuto ai carichi permanenti, ricavato dal modello di calcolo precedentemente mostrato in corrispondenza dell'attacco del sicurvia. Tale momento vale $M_{perm} = 7.5 \text{ KNm}$. Il momento totale, dunque, vale:

$$M = 121.0 + 7.5 = 128.5 \text{ KNm}$$

Nell'ipotesi in cui la variazione del momento calcolata sia assorbita completamente dalle armature poste al lembo inferiore della soletta, la trazione agente nell'armatura superiore tesa vale:

$$T_d = M / (0.9s) = 548.1 \text{ kN}$$

Tale trazione è equilibrata dalle barre $\Phi 16/10$, disposte in estradosso, che riescono a fornire una trazione resistente pari a:

$$T_r = 201.1 \cdot (1.02 / 0.10) \cdot 391.3 \cdot 10^{-3} = 802.6 \text{ kN} > T_d.$$

Verifica delle staffe disposte all'interno del cordolo

La funzione di tali staffe è duplice:

- Equilibrare l'azione orizzontale F;
- Equilibrare la trazione dei tirafondi della barriera nel meccanismo di pull out.

La forza orizzontale F è equilibrata dalle barre $\Phi 16/20$ che sono sempre presenti all'interno del cono di rottura evidenziato nella seguente figura.

In dettaglio la forza orizzontale rappresenta l'azione di urto, che è pari a $F = 100 \text{ KN}$.

Gli spilli $\Phi 12/20$ oppongono una resistenza a tale forza espressa dalla seguente relazione:

$$F_{rd} = f_{yd} \cdot n \cdot A_s / \sqrt{3}$$

Dove n è il numero dei tondini compresi nel cono di rottura ed è pari a 10, come sarà illustrato nel seguito.

Conseguentemente:

$$F_{rd} = 391.3 \times 10 \times 113 / 1.73 \times 10^{-3} = 255.59 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

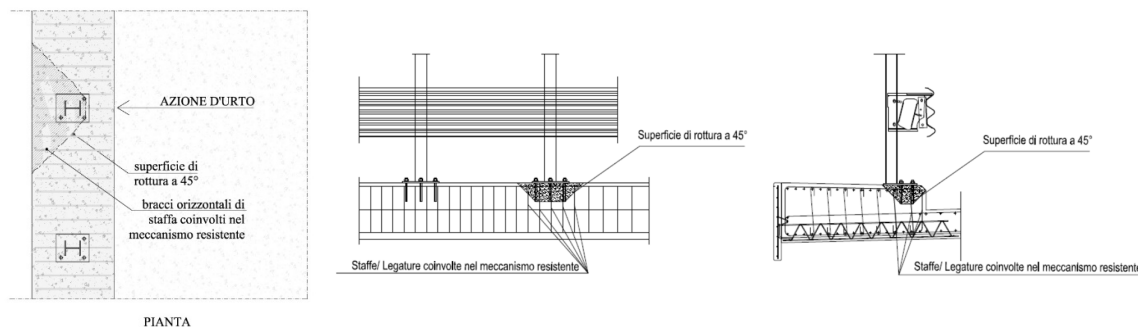


Figura 76 – Meccanismi di rottura locali per azioni d'urto – schemi tipo

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

La trazione T_d dei tirafondi della barriera è equilibrata dai bracci verticali delle staffe e dalle legature di cui alla figura precedente.

Ipotizzando un braccio di leva delle forze interne della piastra di base della barriera pari a 0.22 m e un'altezza della forza d'urto sopra tale piastra di 0.90 m, si stima T_d come:

$$T_d = 0.90\text{m} \cdot N / 0.22\text{m} = 409 \text{ kN}$$

Avendo disposto le staffe $\Phi 16/20$ e legature $\Phi 12/20$ ed ipotizzando una lunghezza dei tirafondi di almeno 19 cm (nonché l'interasse tra i due tirafondi tesi di 0.30 m), risulta che i bracci verticali compresi nel cono di rottura sono disposti su 3 filari per un numero complessivo pari a:

$$n = 3 \cdot (1 \cdot 0.30 \text{ m} + 2 \cdot 0.19 \text{ m}) / 20 \text{ cm} = 10.2 \text{ bracci}$$

che corrisponde ad una trazione resistente pari a :

$$T_r = n \cdot 201.1 \cdot f_{yd} \cdot 10^{-3} = 451 \text{ kN} > T_d$$

10.3.4 Verifiche della soletta per carichi mobili disposti in prossimità dei giunti

Nelle zone terminali degli impalcati, per la presenza del giunto, diminuisce la lunghezza di diffusione dei carichi in senso longitudinale. Conseguentemente le sollecitazioni assumono valori maggiori delle sollecitazioni individuate in corrispondenza della mezzeria dell'impalcato. Con riferimento agli schemi di diffusione longitudinale precedentemente mostrati, considerando nulla la diffusione lato giunto, si ottiene un incremento delle sollecitazioni pari a circa 1.3.

Inoltre, in prossimità di un giunto di espansione, la vigente normativa suggerisce di considerare un fattore di amplificazione dinamica addizionale da applicare a tutti i carichi, dato da:

$$\Delta\phi_{fat} = 1,30 \cdot \left(1 - \frac{d}{26}\right) \geq 1,0$$

dove d è la distanza della sezione considerata dalla sezione di giunto, espressa in m. Per $d=0$, il fattore di amplificazione vale 1.3.

In definitiva, le sollecitazioni in corrispondenza dei giunti possono essere considerate al massimo pari a circa 1.7 volte quelle ottenute in mezzeria dell'impalcato.

Combinazione	$M_{max,sup}$ [kNm]	$M_{max,inf}$ [kNm]	V_{max} [kN]
SLU	-91.0	80.9	242.3
SLE-R	-67.3	60.0	-
SLE-F	-47.6	41.3	-
SLE-QP	-12.8	3.1	-

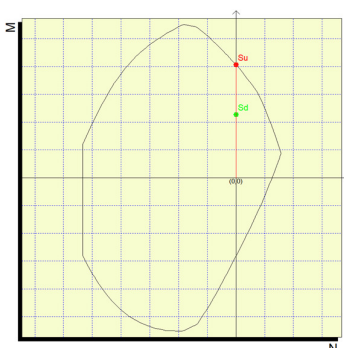
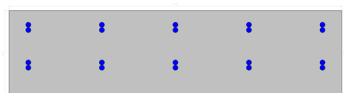
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Conseguentemente, in tali zone, l'armatura a flessione è stata incrementata ed è stata aggiunta un'armatura per le sollecitazioni taglianti. In dettaglio, in prossimità degli appoggi, è stata prevista la seguente armatura:

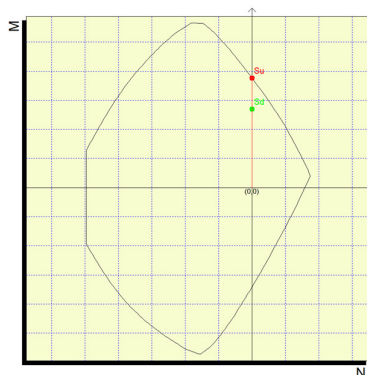
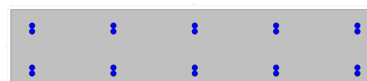
- armatura a taglio costituita da spilli $\phi 10/20 \times 20$
- una armatura trasversale superiori di $\phi 16/10$ ed inferiore di $\phi 16/10$.

Di seguito vengono riportate le verifiche a flessione e taglio condotte sulle sollecitazioni incrementate come sopra descritto.

Verifica SLU



$M_{Ed} = 91.0 \text{ kNm}$
 $M_{Rd} = 162.5 \text{ kNm}$
F.S. = 1.78



$M_{Ed} = 80.9 \text{ kNm}$
 $M_{Rd} = 113.3 \text{ kNm}$
F.S. = 1.40.

Verifica a taglio

SEZIONE CLS		
h	d	b
[mm]	[mm]	[mm]
260	230	1000

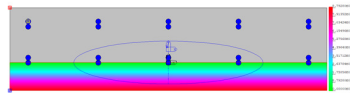
ARMATURA A TAGLIO			
ϕ_{legat}	Bracci	A_{ϕ}	A_{sw}
[mm]	[-]	[mm ²]	[mm ²]
10	5.0	78.5	392.7

CALCOLO DEI TAGLI RESISTENTI								
V_{Ed}	TAGLIO COMPRESSIONE				TAGLIO TRAZIONE			FS
	α_c	f'_{cd}	$\cotg\theta$	V_{Rcd}	$\cotg\alpha$	s_{eff}	V_{Rsd}	
[kN]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[kN]	[-]	[mm]	[kN]	
242	1.00	9.07	2.5	647	0.0	200	281.2	1.16

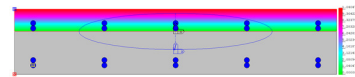
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Verifiche SLE

Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio

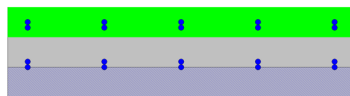


$M_{Ed} = 67.3 \text{ kNm}$
 $\sigma_c = -8.8 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck}$
 $\sigma_s = 192.9 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk}$

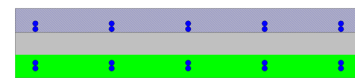


$M_{Ed} = 60.0 \text{ kNm}$
 $\sigma_c = -10.4 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck}$
 $\sigma_s = 235.5 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk}$

Verifica di fessurazione (SLE-F)

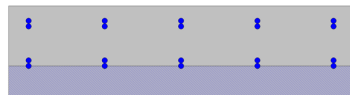


$M_{Ed} = 47.6 \text{ kNm}$
 $w_k = 0.053 \text{ mm} < w_2$

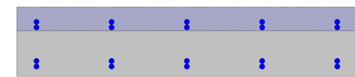


$M_{Ed} = 41.3 \text{ kNm}$
 $w_k = 0.062 \text{ mm} < w_2$

Verifica di fessurazione (SLE-QP)



$M_{Ed} = 12.8 \text{ kNm}$
 $w_k = 0.0 \text{ mm}$



$M_{Ed} = 3.1 \text{ kNm}$
 $w_k = 0.0 \text{ mm}$

11. ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI

Nel seguente paragrafo si illustrano le caratteristiche degli isolatori sismici, degli apparecchi di appoggio e dei giunti in corrispondenza delle spalle.

Il ponte è dotato di un sistema di isolamento sismico con isolatori elastomerici a nucleo di piombo sia in direzione trasversale che longitudinale.

La tipologia di appoggi adottata nella presente modellazione ha preso come riferimento le caratteristiche dissipative riportate nella tabella seguente, capaci di garantire uno spostamento massimo in combinazione sismica allo SLC pari a 200 mm. I dispositivi di appoggio installati dovranno avere caratteristiche meccaniche conformi e compatibili con quelle previste in progetto.

V	F _{zd}	K _e	ξ _e	F ₂	F ₁	d ₁	K _v	D _g	t _e	h	H	Z
kN	kN	per d ₂ ^{SLC} = 167 mm			kN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
12930	20410	3.47	20	579	225	12	3267	850	144	245	305	900

Legenda

V	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza del sisma corrispondente allo SLC (allo spostamento d ₂ ^{SLC})
F _{zd}	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in assenza di sisma (SLU), concomitante con rotazione 0 e spostamento orizzontale 10 mm
K _e	Rigidezza orizzontale equivalente (allo spostamento d ₂ ^{SLC})
ξ _e	Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (allo spostamento d ₂ ^{SLC})
F ₂	Forza massima (allo spostamento d ₂ ^{SLC})
F ₁	Forza al limite elastico
d ₁	Spostamento al limite elastico
K _v	Rigidezza verticale
D _g	Diametro elastomero
t _e	Spessore totale gomma
h	Altezza escluse piastre di ancoraggio
H	Altezza totale incluse piastre di ancoraggio
Z	Lato piastre di ancoraggio

Come dimostrato dalle tabelle riepilogative degli scarichi degli apparecchi di appoggio riportate al paragrafo successivo, si evidenzia che il valore di soglia elastica F1-d1 del dispositivo scelto garantisce un adeguato margine di sicurezza nei confronti delle azioni statiche e delle deformazioni termiche, assicurando quindi un comportamento elastico dell'apparecchio in condizioni di esercizio. Analogamente, sono garantiti ampi margini di sicurezza rispetto agli scarichi verticali massimi sopportabili in combinazione sismica (V) e allo SLU (Fzd).

La tipologia costruttiva prevista per gli apparecchi di appoggio e dei giunti è riportata nell'elaborato grafico specifico.

Di seguito si riporta la valutazione delle corse degli apparecchi di appoggio e l'escursione dei giunti sulle due spalle in direzione trasversale e longitudinale.

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Direzione trasversale

Le analisi dinamiche non lineari mediante accelerogrammi indicano valori massimi contenuti in 150 mm
La corsa trasversale degli apparecchi di appoggio è quindi fissata pari a ± 200 mm.

Direzione longitudinale

Sono stati valutati i seguenti spostamenti:

- 1) spostamento relativo massimo longitudinale dell'isolatore in corrispondenza della spalla sismica d_2 ;
- 2) spostamento relativo massimo dell'impalcato per effetto delle variazioni termiche d_t ;

In corrispondenza della spalla, la corsa degli apparecchi di appoggio e l'escursione del giunto è pari a:

- $\Delta_{sp,m} = \pm (d_2 + 0.5d_t)$

Lo spostamento d_2 allo SLC è stato valutato pari:

- $d_2 = \pm 156$ mm

Gli spostamenti dovuti alla dilatazione termica possono essere valutati come segue:

- $d_t = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 30 \cdot 59 \cdot 10^3 = 17$ mm

Pertanto lo spostamento massimo in combinazione sismica in corrispondenza della spalla vale circa ± 173 mm, per cui si adottano giunti di continuità aventi escursione pari a ± 200 mm.

La corsa massima degli appoggi è compatibile

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

11.1 SCARICHI SUGLI APPARECCHI DI APPOGGIO

Nelle seguenti tabelle si riportano gli scarichi massimi e minimi per condizione e combinazione di carico sui singoli apparecchi di appoggio:

Tabella 25 – Scarichi sugli apparecchi di appoggio delle spalle per condizione di carico

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
1	G1.1	-1	0	-110	5	G1.1	1	0	-110
1	G1.2	-4	0	-272	5	G1.2	4	0	-272
1	G1.3	-1	0	-99	5	G1.3	1	0	-99
1	G2.1	-1	0	-100	5	G2.1	1	0	-100
1	G2.2	0	0	-24	5	G2.2	0	0	-24
1	G2.3	0	0	-18	5	G2.3	0	0	-18
1	G2.4	0	0	-18	5	G2.4	0	0	-18
1	E3.1+	1	0	-26	5	E3.1+	-1	0	-26
1	E3.1-	-1	0	26	5	E3.1-	1	0	26
1	E3.2com	29	0	-16	5	E3.2com	-29	0	-16
1	E3.3exp	-35	0	19	5	E3.3exp	35	0	19
1	Q3	115	0	10	5	Q3	115	0	-10
1	Q5 s	0	-56	20	5	Q5 s	0	-56	20
1	Q5 c	1	-125	82	5	Q5 c	-1	-125	82
1	EX_SLV_20%(RS)	410	7	30	5	EX_SLV_20%(RS)	410	7	23
1	EY_SLV_20%(RS)	12	395	197	5	EY_SLV_20%(RS)	17	395	199
1	EX_SLC_20%(RS)	540	0	35	5	EX_SLC_20%(RS)	540	0	35
1	EY_SLC_20%(RS)	3	520	261	5	EY_SLC_20%(RS)	3	520	261
1	ML-SLU(max)	1	1	76	5	ML-SLU(max)	8	1	76
1	ML-SLE(max)	1	1	44	5	ML-SLE(max)	4	1	44
1	ML-SLU(min)	-8	0	-740	5	ML-SLU(min)	-1	0	-740
1	ML-SLE(min)	-4	0	-455	5	ML-SLE(min)	-1	0	-455
1	E2	5	1	72	5	E2	-5	1	72
2	G1.1	-1	0	-110	6	G1.1	1	0	-110
2	G1.2	-4	0	-272	6	G1.2	4	0	-272
2	G1.3	-1	0	-99	6	G1.3	1	0	-99
2	G2.1	-1	0	-100	6	G2.1	1	0	-100
2	G2.2	0	0	-24	6	G2.2	0	0	-24
2	G2.3	0	0	-18	6	G2.3	0	0	-18
2	G2.4	0	0	-18	6	G2.4	0	0	-18
2	E3.1+	1	0	-26	6	E3.1+	-1	0	-26
2	E3.1-	-1	0	26	6	E3.1-	1	0	26
2	E3.2com	29	0	-16	6	E3.2com	-29	0	-16
2	E3.3exp	-35	0	19	6	E3.3exp	35	0	19
2	Q3	115	0	10	6	Q3	115	0	-10
2	Q5 s	0	-56	-20	6	Q5 s	0	-56	-20
2	Q5 c	-1	-125	-82	6	Q5 c	1	-125	-82
2	EX_SLV_25%(RS)	410	7	23	6	EX_SLV_25%(RS)	410	7	30
2	EY_SLV_25%(RS)	17	395	199	6	EY_SLV_25%(RS)	12	395	197
2	EX_SLC_25%(RS)	540	0	35	6	EX_SLC_25%(RS)	540	0	35
2	EY_SLC_25%(RS)	3	520	261	6	EY_SLC_25%(RS)	3	520	261
2	ML-SLU(max)	1	0	93	6	ML-SLU(max)	10	0	93
2	ML-SLE(max)	1	0	56	6	ML-SLE(max)	6	0	56
2	ML-SLU(min)	-10	-1	-946	6	ML-SLU(min)	-1	-1	-946
2	ML-SLE(min)	-6	-1	-594	6	ML-SLE(min)	-1	-1	-594
2	E2	5	-1	72	6	E2	-5	-1	72

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Tabella 26 – Scarichi sugli apparecchi di appoggio della pila per condizione di carico

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
3	G1.1	0	0	-398
3	G1.2	0	0	-822
3	G1.3	0	0	-298
3	G2.1	0	0	-303
3	G2.2	0	0	-72
3	G2.3	0	0	-54
3	G2.4	0	0	-54
3	E3.1+	0	0	53
3	E3.1-	0	0	-53
3	E3.2com	0	0	32
3	E3.3exp	0	0	-38
3	Q3	109	0	0
3	Q5 s	0	-59	-4
3	Q5 c	0	-131	105
3	EX_SLV_20%(RS)	390	7	3
3	EY_SLV_20%(RS)	14	414	158
3	EX_SLC_20%(RS)	514	0	0
3	EY_SLC_20%(RS)	0	546	206
3	ML-SLU(max)	7	2	0
3	ML-SLE(max)	4	1	0
3	ML-SLU(min)	-7	0	-1249
3	ML-SLE(min)	-4	0	-662
3	E2	0	1	-143
4	G1.1	0	0	-398
4	G1.2	0	0	-822
4	G1.3	0	0	-298
4	G2.1	0	0	-303
4	G2.2	0	0	-72
4	G2.3	0	0	-54
4	G2.4	0	0	-54
4	E3.1+	0	0	53
4	E3.1-	0	0	-53
4	E3.2com	0	0	32
4	E3.3exp	0	0	-38
4	Q3	109	0	0
4	Q5 s	0	-59	4
4	Q5 c	0	-131	-105
4	EX_SLV_25%(RS)	390	7	3
4	EY_SLV_25%(RS)	14	414	158
4	EX_SLC_25%(RS)	514	0	0
4	EY_SLC_25%(RS)	0	546	206
4	ML-SLU(max)	9	0	0
4	ML-SLE(max)	5	0	0
4	ML-SLU(min)	-9	-2	-1529
4	ML-SLE(min)	-5	-1	-833
4	E2	0	-1	-143

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Tabella 27 – Scarichi sugli apparecchi di appoggio delle spalle per combinazione di carico

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
1	SLU_A1_Gr1(max)	27	-109	-526	5	SLU_A1_Gr1(max)	43	-109	-526
1	SLU_A1_Gr2a(max)	182	-110	-554	5	SLU_A1_Gr2a(max)	194	-110	-582
1	SLU_A1_Q5s(max)	25	-83	-672	5	SLU_A1_Q5s(max)	33	-83	-672
1	SLU_A1_E3(max)	43	3	-626	5	SLU_A1_E3(max)	61	3	-626
1	SLE_RA_Gr1(max)	19	-72	-389	5	SLE_RA_Gr1(max)	29	-72	-389
1	SLE_RA_Gr2a(max)	133	-73	-410	5	SLE_RA_Gr2a(max)	141	-73	-430
1	SLE_RA_Q5s(max)	17	-55	-494	5	SLE_RA_Q5s(max)	22	-55	-494
1	SLE_RA_E3(max)	29	2	-459	5	SLE_RA_E3(max)	40	2	-459
1	SLE_FR_Gr1(max)	15	2	-460	5	SLE_FR_Gr1(max)	24	2	-460
1	SLE_FR_Gr2a(max)	101	2	-475	5	SLE_FR_Gr2a(max)	108	2	-491
1	SLE_FR_Q5s(max)	14	-10	-512	5	SLE_FR_Q5s(max)	18	-10	-512
1	SLE_FR_E3(max)	17	1	-514	5	SLE_FR_E3(max)	22	1	-514
1	SLE_QP(max)	14	1	-516	5	SLE_QP(max)	18	1	-516
1	SLU_A1_Gr1(min)	-43	-111	-1675	5	SLU_A1_Gr1(min)	-27	-111	-1675
1	SLU_A1_Gr2a(min)	117	-111	-1276	5	SLU_A1_Gr2a(min)	129	-111	-1304
1	SLU_A1_Q5s(min)	-33	-83	-720	5	SLU_A1_Q5s(min)	-25	-83	-720
1	SLU_A1_E3(min)	-61	1	-1380	5	SLU_A1_E3(min)	-43	1	-1380
1	SLE_RA_Gr1(min)	-29	-74	-1236	5	SLE_RA_Gr1(min)	-19	-74	-1236
1	SLE_RA_Gr2a(min)	89	-74	-941	5	SLE_RA_Gr2a(min)	97	-74	-962
1	SLE_RA_Q5s(min)	-22	-55	-526	5	SLE_RA_Q5s(min)	-17	-55	-526
1	SLE_RA_E3(min)	-40	1	-1011	5	SLE_RA_E3(min)	-29	1	-1011
1	SLE_FR_Gr1(min)	-24	1	-1098	5	SLE_FR_Gr1(min)	-15	1	-1098
1	SLE_FR_Gr2a(min)	65	1	-877	5	SLE_FR_Gr2a(min)	72	1	-892
1	SLE_FR_Q5s(min)	-18	-10	-539	5	SLE_FR_Q5s(min)	-14	-10	-539
1	SLE_FR_E3(min)	-22	1	-545	5	SLE_FR_E3(min)	-17	1	-545
1	SLE_QP(min)	-18	1	-543	5	SLE_QP(min)	-14	1	-543
2	SLU_A1_Gr1(max)	26	-113	-650	6	SLU_A1_Gr1(max)	48	-113	-650
2	SLU_A1_Gr2a(max)	180	-113	-687	6	SLU_A1_Gr2a(max)	197	-113	-714
2	SLU_A1_Q5s(max)	24	-86	-731	6	SLU_A1_Q5s(max)	34	-86	-731
2	SLU_A1_E3(max)	43	-1	-611	6	SLU_A1_E3(max)	62	-1	-611
2	SLE_RA_Gr1(max)	18	-76	-470	6	SLE_RA_Gr1(max)	32	-76	-470
2	SLE_RA_Gr2a(max)	132	-76	-497	6	SLE_RA_Gr2a(max)	143	-76	-517
2	SLE_RA_Q5s(max)	17	-57	-533	6	SLE_RA_Q5s(max)	22	-57	-533
2	SLE_RA_E3(max)	30	-1	-447	6	SLE_RA_E3(max)	42	-1	-447
2	SLE_FR_Gr1(max)	15	-1	-446	6	SLE_FR_Gr1(max)	26	-1	-446
2	SLE_FR_Gr2a(max)	101	-1	-467	6	SLE_FR_Gr2a(max)	109	-1	-482
2	SLE_FR_Q5s(max)	14	-12	-520	6	SLE_FR_Q5s(max)	18	-12	-520
2	SLE_FR_E3(max)	17	-1	-514	6	SLE_FR_E3(max)	22	-1	-514
2	SLE_QP(max)	14	-1	-516	6	SLE_QP(max)	18	-1	-516
2	SLU_A1_Gr1(min)	-48	-116	-2100	6	SLU_A1_Gr1(min)	-26	-116	-2100
2	SLU_A1_Gr2a(min)	113	-115	-1612	6	SLU_A1_Gr2a(min)	130	-115	-1640
2	SLU_A1_Q5s(min)	-34	-86	-779	6	SLU_A1_Q5s(min)	-24	-86	-779
2	SLU_A1_E3(min)	-62	-3	-1568	6	SLU_A1_E3(min)	-43	-3	-1568
2	SLE_RA_Gr1(min)	-32	-77	-1541	6	SLE_RA_Gr1(min)	-18	-77	-1541
2	SLE_RA_Gr2a(min)	87	-77	-1179	6	SLE_RA_Gr2a(min)	98	-77	-1199
2	SLE_RA_Q5s(min)	-22	-57	-565	6	SLE_RA_Q5s(min)	-17	-57	-565
2	SLE_RA_E3(min)	-42	-2	-1150	6	SLE_RA_E3(min)	-30	-2	-1150
2	SLE_FR_Gr1(min)	-26	-2	-1252	6	SLE_FR_Gr1(min)	-15	-2	-1252
2	SLE_FR_Gr2a(min)	63	-2	-981	6	SLE_FR_Gr2a(min)	72	-2	-996
2	SLE_FR_Q5s(min)	-18	-12	-547	6	SLE_FR_Q5s(min)	-14	-12	-547
2	SLE_FR_E3(min)	-22	-1	-545	6	SLE_FR_E3(min)	-17	-1	-545
2	SLE_QP(min)	-18	-1	-543	6	SLE_QP(min)	-14	-1	-543

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Tabella 28 – Scarichi sugli apparecchi di appoggio della pila per combinazione di carico

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
3	SLU_A1_Gr1(max)	10	-114	-2839
3	SLU_A1_Gr2a(max)	154	-115	-2839
3	SLU_A1 Q5s(max)	0	-87	-2939
3	SLU_A1 E3(max)	6	3	-2901
3	SLE_RA_Gr1(max)	7	-75	-2129
3	SLE_RA_Gr2a(max)	114	-76	-2129
3	SLE_RA Q5s(max)	0	-57	-2196
3	SLE_RA E3(max)	4	3	-2171
3	SLE_FR_Gr1(max)	6	3	-2197
3	SLE_FR_Gr2a(max)	85	2	-2197
3	SLE_FR Q5s(max)	0	-10	-2198
3	SLE_FR E3(max)	0	1	-2192
3	SLE_QP(max)	0	1	-2197
3	SLU_A1_Gr1(min)	-10	-116	-4620
3	SLU_A1_Gr2a(min)	142	-116	-3828
3	SLU_A1 Q5s(min)	0	-87	-3034
3	SLU_A1 E3(min)	-6	2	-3954
3	SLE_RA_Gr1(min)	-7	-77	-3441
3	SLE_RA_Gr2a(min)	105	-77	-2855
3	SLE_RA Q5s(min)	0	-58	-2260
3	SLE_RA E3(min)	-4	1	-2939
3	SLE_FR_Gr1(min)	-6	1	-3187
3	SLE_FR_Gr2a(min)	79	1	-2747
3	SLE_FR Q5s(min)	0	-10	-2251
3	SLE_FR E3(min)	0	1	-2255
3	SLE_QP(min)	0	1	-2250
4	SLU_A1_Gr1(max)	12	-119	-3027
4	SLU_A1_Gr2a(max)	155	-120	-3027
4	SLU_A1 Q5s(max)	0	-90	-2926
4	SLU_A1 E3(max)	7	-2	-2901
4	SLE_RA_Gr1(max)	9	-80	-2255
4	SLE_RA_Gr2a(max)	115	-80	-2255
4	SLE_RA Q5s(max)	0	-60	-2188
4	SLE_RA E3(max)	5	-1	-2171
4	SLE_FR_Gr1(max)	6	-1	-2197
4	SLE_FR_Gr2a(max)	86	-1	-2197
4	SLE_FR Q5s(max)	0	-13	-2196
4	SLE_FR E3(max)	0	-1	-2192
4	SLE_QP(max)	0	-1	-2197
4	SLU_A1_Gr1(min)	-12	-122	-5187
4	SLU_A1_Gr2a(min)	141	-121	-4246
4	SLU_A1 Q5s(min)	0	-90	-3022
4	SLU_A1 E3(min)	-7	-3	-4184
4	SLE_RA_Gr1(min)	-9	-82	-3847
4	SLE_RA_Gr2a(min)	104	-81	-3151
4	SLE_RA Q5s(min)	0	-60	-2251
4	SLE_RA E3(min)	-5	-2	-3109
4	SLE_FR_Gr1(min)	-6	-3	-3397
4	SLE_FR_Gr2a(min)	78	-2	-2875
4	SLE_FR Q5s(min)	0	-13	-2249
4	SLE_FR E3(min)	0	-1	-2255
4	SLE_QP(min)	0	-1	-2250

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

11.2 VERIFICA DEI BAGGIOLI

Il dimensionamento delle armature nei baggioli previsti per l'alloggiamento degli apparecchi di appoggio sono condotti in base a quanto riportato nell'Eurocodice 2 del 1990 e/o nel Model Code CEB-FIP 1990, secondo un meccanismo resistente tipo "shear-friction". Le formulazioni utilizzate sono in particolare, quelle di cui al P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990, per la valutazione della resistenza alle azioni orizzontali, ovvero quella del (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1) per il calcolo della resistenza per azioni verticali.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche effettuate in accordo alle formulazioni citate per le massime sollecitazioni verticali ed orizzontali previste in progetto.

TIPO	V	H _L	H _T
APPOGGI SPALLE	2100	375	400
Materiali			
Calcestruzzo			
Resistenza caratteristica cubica	R _{ck} =	40	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f _{ck} =0,83*R _{ck} =	32	MPa
Resistenza a compressione di calcolo	f _{cd} =f _{ck} /γ _c =	21.33	MPa
Resistenza a trazione media	f _{ctm} =0.27*(R _{ck}) ^{2/3} =	3.16	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk} =0.7*f _{ctm} =	2.21	MPa
Resistenza car. a trazione per flessione	f _{ctk} =1.2*f _{ctm} =	3.79	MPa
Resistenza a trazione di calcolo	f _{ctd} =f _{ctk} /γ _c =	1.47	MPa
Acciaio			
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk} =	450	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd} =f _{yk} /γ _s =	391	MPa
Dimensioni piastre inferiore appoggi		a (long.)	b (trasv.)
Appoggio		750	750
Tipo e dimensioni baggioli		a' (long.)	b' (trasv.)
Baggiolo		1000	1000
VERIFICHE STRUTTURALI DEL BAGGIOLO			
Resistenza alle forze orizzontali (P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990)			
Azione tagliante ultima	F _{sdu} =(H _L ² +H _T ²) ^{1/2} =	548	KN
Utilizzando un meccanismo resistente di shear-friction si ottiene: μ=0.6 (coefficiente di attrito cls-cls) β=0.2, essendo βf _{ctd} la coesione del calcestruzzo (resistenza per attrito) σ _{cd} =tensione di compressione dovuta ai carichi esterni La condizione di resistenza al taglio si esprime con la: τ _{sd} <τ _{rd}			
		8.00	MPa
		0.25 f _{cd}	
		=	5.33 MPa
τ _{rd} =βf _{ctd} +μ(pf _{yd} +σ _{cd})<0.25f _{cd} Trascurando l'influenza dell'attrito e della tensione di compressione σ _{cd} si ha: Num. ferri : 40 Diametro singolo ferro: 24 mm Area complessiva A _S = 18096 mm ² Perc. di armatura ρ= 0.01810 (≥0.001) OK Resistenza a taglio teorica τ _{rd} = 4.25 N/mm ² Resistenza a taglio di calcolo τ _{rd} = 4.25 N/mm ² Taglio agente di progetto τ _{sd} = 0.55 N/mm ² OK			
Resistenza alle forze verticali (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1)			
Azione di progetto ultima	F _{sdu} =V=	2100	KN
area caricata A _{co} =		562500	mm ²
massima area di diffusione A _{c1} =		1000000	mm ²
Resistenza ultima F _{rdv} =A _{co} *f _{cd} *(A _{c1} /A _{co}) ^{1/2} =		16000.00	KN
F _{rdv} < 3*f _{cd} *A _{co} =	36000	KN	OK
Armatura di frettaggio per assorbire la reazione verticale			
Azione di progetto ultima	F _{sdu} =V=	2100	KN
Area necessaria A _S =0.25*F _{sdu} *(1-(min(a/a'-b/b')))/f _{yd} =		3	cm ²
Avendo disposto staffe φ14 a 4 braccia risulta per un totale di 2 staffe collaboranti nel tratto Area resistente totale 9.0 cm ² OK			

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

TIPO	V	H _L	H _T
APPOGGI PILA	5200	375	415
Materiali			
Calcestruzzo			
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} =$	40	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	32	MPa
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c =$	21.33	MPa
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,27 * (R_{ck})^{2/3} =$	3.16	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2.21	MPa
Resistenza car. a trazione per flessione	$f_{ctfk} = 1,2 * f_{ctm} =$	3.79	MPa
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.47	MPa
Acciaio			
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{ykd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391	MPa
Dimensioni piastre inferiore appoggi		a (long.)	b (trasv.)
Appoggio		750	750
Tipo e dimensioni baggioli		a' (long.)	b' (trasv.)
Baggiolo		1000	1000
VERIFICHE STRUTTURALI DEL BAGGIOLO			
Resistenza alle forze orizzontali (P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990)			
Azione tagliante ultima	$F_{sdu} = (H_L^2 + H_T^2)^{1/2} =$	559	KN
Utilizzando un meccanismo resistente di shear-friction si ottiene: $\mu = 0.6$ (coefficiente di attrito cls-cls) $\beta = 0.2$, essendo βf_{ctd} la coesione del calcestruzzo (resistenza per attrito) σ_{cd} = tensione di compressione dovuta ai carichi esterni La condizione di resistenza al taglio si esprime con la: $\tau_{sd} < \tau_{rd}$			
		8.00	MPa
		$0.25 f_{cd}$	
		=	5.33 MPa
$\tau_{rd} = \beta f_{ctd} + \mu (p f_{yd} + \sigma_{cd}) < 0.25 f_{cd}$			
Trascurando l'influenza dell'attrito e della tensione di compressione σ_{cd} si ha:			
Num. ferri :	40		
Diametro singolo ferro:	24	mm	
Area complessiva $A_s =$	18096	mm ²	
Perc. di armatura $\rho =$	0.01810	(≥ 0.001)	OK
Resistenza a taglio teorica	$\tau_{rd} =$	4.25	N/mm ²
Resistenza a taglio di calcolo	$\tau_{rd} =$	4.25	N/mm ²
Taglio agente di progetto	$\tau_{sd} =$	0.56	N/mm ² OK
Resistenza alle forze verticali (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1)			
Azione di progetto ultima	$F_{sdu} = V =$	5200	KN
area caricata $A_{c0} =$	562500	mm ²	
massima area di diffusione $A_{c1} =$	1000000	mm ²	
Resistenza ultima $F_{rd} = A_{c0} * f_{cd} * (A_{c1} / A_{c0})^{1/2} =$	16000.00	KN	
$F_{rd} < 3 * f_{cd} * A_{c0} =$	36000	kN	OK
Armatura di frettaggio per assorbire la reazione verticale			
Azione di progetto ultima	$F_{sdu} = V =$	5200	KN
Area necessaria $A_s = 0.25 * F_{sdu} * (1 - (\min(a/a' - b/b'))) / f_{yd} =$	8	cm ²	
Avendo disposto staffe $\phi 14$ a 4 braccia risulta per un totale di 2 staffe collaboranti nel tratto			
	Area resistente totale	9.0	cm ² OK

12. ADDENDUM – VARIAZIONE CARATTERISTICHE ISOLATORI – VALUTAZIONE COMPORTAMENTO GLOBALE

12.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

Il comportamento globale della struttura è fortemente influenzato dalla presenza degli dispositivi di vincolo ad alta dissipazione che, ai fini delle analisi e delle conseguenti verifiche, sono stati implementati attraverso le opportune caratteristiche equivalenti "nominali".

Nello spirito di quanto indicato da NTC2008, obiettivo del presente capitolo è la valutazione delle ripercussioni sulla struttura di eventuali variazioni delle predette caratteristiche che, come previsto dalle pertinenti norme di prodotto, possono variare entro prefissati "range" in conseguenza ai seguenti effetti:

- Tolleranza di produzione
- Invecchiamento
- Temperatura di esercizio

Per la tipologia di dispositivi previsti, si valutano quindi gli effetti di una variazione complessiva delle rigidità equivalenti per i suddetti effetti, determinando per tale parametro un valore "Upper Bound" ed un "Lower Bound". Non essendo, allo stato attuale del progetto, in possesso dei certificati di prova e/o qualificazione delle apparecchiature effettivamente in via di installazione, per i suddetti parametri si fa preliminare riferimento a quanto previsto da NTC2018, cap. 11, che fissa, in termini generali, le seguenti tolleranze:

- Produzione: +/- 20 %
- Temperatura: +/- 20 % (*)
- Invecchiamento: +/- 20 % (*)

Per gli effetti di temperatura ed invecchiamento, come tra l'altro confermato da EN 1998-2, è possibile riferirsi solamente a variazioni di segno "positivo", dato che gli effetti di temperatura ed invecchiamento tendono in generale a fornire solo un incremento di rigidità.

La valutazione dei "bound" upper e lower è stata quindi effettuata combinando le varie tolleranze, seguendo le regole indicate in EN 15129, che prevedono (cfr. 8.2.1.1.) una riduzione al 70 % dei valori inerenti fornitura e temperatura, quando poste in combinazione assieme ai rimanenti effetti invecchiamento).

Tale regola di combinazione è intesa a tenere conto della scarsa probabilità di sovrapposizione di tutti i valori lower o upper per tutte le apparecchiature installate.

A valle della combinazione, si è quindi valutato il rapporto tra il valore di Upper Bound e Lower Bound, che, come previsto da EN 15129 8.2.1.1. viene limitato al valore massimo 1.8.

Pertanto, con riferimento ai valori di tolleranza indicati poco sopra, i valori del "Design Parameter" della rigidità presenteranno i seguenti "Bounds" (Lower/Upper):

$$UBDP = [1+(0.2 \times 0.7)] \times [1+(0.2 \times 0.7)] \times [1 + 0.2] = 1.56 \text{ DP}$$

$$LBDP = [1-(0.2)] = 0.8 \text{ DP}$$

Dove con DP si è indicato, genericamente, il "Design Parameter" di riferimento, che in questo caso è rappresentato dalla rigidità.

Il rapporto tra massima e minima variazione restituisce $1.56/0.8 = 1.95$.

In accordo con EN 15129, si tiene conto della limitazione a 1.8 di tale valore, riducendo il termine maggiormente "disperso", ovvero l'Upper Bound, ottenendo quindi:

$$UBDP = 1.44 \text{ DP}$$

$$LBDP = 0.8 \times \text{DP}$$

Limitando lo studio al comportamento sismico-dinamico della struttura, si effettueranno pertanto due ulteriori analisi considerando le indicate variazioni di rigidità.

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

Tenendo conto del fatto che, in linea generale, un incremento di rigidità dei dispositivi opera "sfavorevolmente" sul quadro delle sollecitazioni, mentre, inversamente, un suo decremento, opera "sfavorevolmente" sul quadro deformativo si procederà pertanto alle seguenti verifiche:

- Per l'analisi "Upper Bound"
 - o Esame dei risultati ottenuti in termini di domanda sulle sottostrutture (elevazioni e fondazioni)
 - o Confronto con le sollecitazioni di progetto ottenute attraverso l'utilizzo dei valori nominali, valutazione dei nuovi rapporti di sfruttamento ed (eventuale) incremento delle capacità maggiormente influenzate. Verranno prese in esame le seguenti grandezze:
 - Periodo di Vibrazione
 - Sollecitazioni ai baggioli
 - Sollecitazioni al piede sostegni (pile e spalle)
 - Sollecitazioni intradosso fondazione
- Per l'analisi "Lower Bound"
 - o Esame dei risultati ottenuti in termini di domanda in spostamento
 - o Confronto ed eventuale aggiornamento delle capacità in spostamento progettate con riferimento ai valori nominali. Verranno prese in esame le seguenti grandezze:
 - Massima escursione di "Chiusura" in corrispondenza del giunto di dilatazione.

In sostanza, l'analisi lower bound verrà impiegata per la valutazione della capacità dei varchi giunti.

12.2 CONCLUSIONI

In un documento di appendice dei viadotti si è effettuato il confronto delle grandezze maggiormente rappresentative, influenzate dalla potenziale variazione delle caratteristiche di rigidità degli isolatori e di seguito la sintesi dei controlli.

12.2.1 Reazioni sui baggioli

Si rileva un incremento della massima reazione SLC all'appoggio inferiore al 20 %.

L'influenza di tale variazione è stata valutata sull'esito delle verifiche dei meccanismi resistenti dei baggioli, confermando, nel complesso, l'esito delle verifiche.

In particolare, considerando anche il contributo resistente indotto dalla minima componente verticale concomitante, la variazione del rapporto di sfruttamento risulta avere ancora margini di oltre il 30%.

12.2.2 Sollecitazioni su spalla e relativi pali

Le sollecitazioni lungo la spalla (spiccato paramento e fondazione) risultano dominate dalle azioni originate sulla spalla stessa, dovuta alle spinte ed alle masse in gioco, risultando le azioni trasmesse dall'impalcato di minore rilievo.

Per questo motivo, l'incremento di sollecitazione trasmesse dall'impalcato induce sul comportamento flessionale longitudinale della spalla variazioni molto limitate.

Il rapporto tra le sollecitazioni "Upper Bound" e quelle ricavate sulla base dei valori nominali risulta maggiorato del 2-3%, si tratta pertanto di variazioni particolarmente limitate e non in grado di influenzare i rapporti di

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO CV01

sfruttamento ricavati in fase di verifica, rispettivamente per gli elementi strutturali di elevazione e fondazione e, rispettivamente, per le sottofondazioni.

12.3 SOLLECITAZIONI PILA

12.3.1 Fusto pila

Le sollecitazioni sulla pila rilevano, come prevedibile, un incremento delle sollecitazioni sismiche paragonabile percentualmente a quello rilevato in corrispondenza degli appoggi, data la limitata snellezza della pila.

Per lo spiccato fusto, il rapporto tra i valori flettenti rilevati nell'analisi UB e quelli rilevati dall'analisi con valori nominali risulta incrementato dell'ordine del 18-20%.

Data la sostanziale equivalenza dell'azione assiale concomitante, la presenza di un incremento dell'azione flettente, si traduce in una proporzionale riduzione del coefficiente di sicurezza, il che consente di prevedere la presenza di un coefficiente ancora maggiore dell'unità, pure in presenza dei valori "upper bound" di analisi. Il valore di $V_{Rc,d}$ calcolato, risulta ampiamente in grado di soddisfare l'incrementata domanda in termini di azione tagliante.

12.3.2 Platea

Le verifiche sugli elementi della platea sono condizionate dalle azioni assiali S.L.U. non sismiche nei pali, che risultano in questo caso dimensionanti, e scarsamente sensibili alla variazione di rigidità degli isolatori.

Si può pertanto ritenere che la variazione "UB" non abbia sostanziale influenza sull'esito finale delle verifiche della platea.

12.3.3 Pali

Limitatamente alla condizione sismica, i valori dei sforzi assiali nei pali, rispettivamente per l'analisi con valori nominali e per l'analisi "upper bound", si può notare dall'esame dei risultati, l'incremento di sollecitazione indotto sul fusto pila, che si riflette in un incremento sulle azioni nei pali piuttosto limitato.

Confrontando i valori massimi di azione assiale in fase sismica, si rileva un incremento dell'ordine del 7%.

Tale incremento, piuttosto contenuto, non viene ritenuto particolarmente significativo ai sensi della misura della sicurezza, tenuto conto del fatto che le azioni dimensionanti risultano afferire alla combinazione S.L.U. non sismica, meno sensibile alle variazioni di rigidità dei dispositivi.

12.4 SPOSTAMENTI AI GIUNTI

Si rileva un incremento del quadro deformativo sotto sisma di circa il 11 %, con un valore massimo in "chiusura" del varco giunti che in condizioni LB per sisma SLV risultano comunque pienamente compatibili con il varco prescelto.

Per quanto riguarda il dimensionamento del giunto, nell'ipotesi di ammettere il danneggiamento locale dell'apparecchiatura in fase sismica, l'incremento risulta ininfluenza.