



ANAS S.p.A.

DIREZIONE REGIONALE PER LA SICILIA

PA17/08

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121

Bolognetta S.c.p.a.

- PERIZIA DI VARIANTE N.3 -

Il Responsabile Ambientale:
Dott. Maurizio D'angelo



Titolo elaborato:

OPERE D'ARTE

NUOVI VIADOTTI - VIADOTTO "SAN LEONARDO"

Relazione di calcolo impalcato

Codice Unico Progetto (CUP): **F41B03000230001**

Codice elaborato:	OPERA	ARGOMENTO	DOC. E PROG.	FASE	REVISIONE
PA17/08	P V	V 9	R C 0 1	6	0

CARTELLA:	FILE NAME:	NOTE:	PROT.	SCALA:	
	005_PV_V9_RC01_60_4137.dwg	1=1	4 1 3 7	-	
5					
4					
3					
2					
1					
0	PRIMA EMISSIONE		Dicembre 2019	A. Antonelli S. Fortino D. Tironi	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Progettisti :
F.A.C.E. S.r.l. - Società di ingegneria
via Flaminia 71 - 00196 Roma
tel: 06 32609519
e-mail: info@facesrl.com
pec: pec.facesrl@pec.com

Direttore Tecnico: ing. Antonio Ambrosi

Consulenti:

E&G S.r.l.
ENVIRONMENT & GEOTECHNIC
STUDIO DI INGEGNERIA GEOTECNICA E AMBIENTALE

Direttore Tecnico: ing. Quintillo Napoleoni

ACS ingegneri

Via Catani, 28/c - 59100 Prato
tel 0574.527864 fax 0574.568066
E-mail acs@acsingegneri.it

ing. Alberto Antonelli

Il Progettista Responsabile
Ing. Antonio Ambrosi



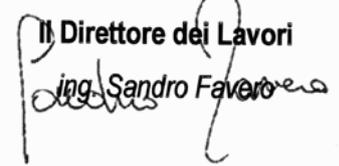
Il Geologo
Dott. Geol. Gualtiero Bellomo



Il Coordinatore per la Sicurezza
in fase di Esecuzione:
Arch. Francesco Rondelli



Il Direttore dei Lavori:
Ing. Sandro Favero



ANAS S.p.A.

DATA: _____ PROTOCOLLO: _____ VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

CODICE PROGETTO **LO410C E 1101**

Dott. Ing. Luigi Mupo

INDICE

INDICE	1
1 PREMESSA.....	5
1.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL VIADOTTO	6
1.1.1 Scansione conci e caratteristiche geometriche travi.....	7
1.1.1.1 Scansione conci e sviluppo compate	7
1.1.1.2 Geometria delle lamiere	7
2 CRITERI DI CALCOLO IMPALCATO.....	8
2.1 SCHEMA STATICO LONGITUDINALE	8
2.1.1 Larghezza collaborante della soletta.....	9
2.2 VITA NOMINALE.....	10
3 NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	11
3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	11
3.2 NORMATIVE CONSULTATE:	11
4 MATERIALI, RESISTENZE E UNITA' DI MISURA.....	12
4.1 MATERIALI	12
4.1.1 Acciaio per carpenteria	12
1. Elementi saldati :	12
2. Elementi non saldati, profilati e piastre sciolte:.....	12
3. Unioni bullonate:.....	12
4. Unioni saldate:.....	13
4.1.2 Acciaio per cemento armato	13
4.1.3 Conglomerato cementizio	13
4.1.4 Connettori a piolo	13
4.2 RESISTENZE DI CALCOLO	14
4.2.1 Acciaio da carpenteria	14
4.2.1.1 Coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità ...	14
4.2.1.2 Coefficienti parziali di sicurezza per la verifica delle unioni	14
4.2.1.3 SLU – Resistenze caratteristiche e di progetto.....	14
4.2.1.4 Bulloni.....	14
4.2.1.5 Saldature	15
4.2.2 Acciaio da c.a.	15
4.2.2.1 SLU – Resistenze caratteristiche e di progetto.....	15

4.2.3	Conglomerato cementizio	15
4.2.3.1	SLU – Resistenze caratteristiche e di progetto.....	15
4.3	PROCEDURE E PROVE DI ACCETTAZIONE	16
5	ANALISI DEI CARICHI	17
5.1	AZIONI PERMANENTI.....	17
5.1.1	Pesi propri elementi strutturali – G_1	17
5.1.2	Pesi permanenti portati – G_2	17
5.1.3	Ritiro – ε_2	17
5.1.4	Variazioni termiche – ε_3	18
5.1.5	Cedimenti – ε_4	19
5.2	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO – Q_1.....	19
5.2.1	Corsie convenzionali.....	19
5.2.2	Corsie di carico.....	20
5.3	MODELLO DI CARICO FATICA.....	20
5.4	AZIONE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE – Q_3.....	21
5.5	AZIONE CENTRIFUGA – Q_4.....	21
5.6	AZIONE DI VENTO – Q_5	21
5.7	RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI – Q_7.....	23
5.8	URTO DI VEICOLO IN SVIO – Q_8.....	23
6	ANALISI STRUTTURALE	24
6.1	CRITERI GENERALI E MODELLI DI CALCOLO	24
6.2	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	25
7	COMBINAZIONI DI CARICO	30
7.1	COMBINAZIONI PER GLI S.L.U.....	30
7.2	COMBINAZIONI PER GLI S.L.E.	32
8	VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI	34
8.1	CRITERI DI VERIFICA	35
8.1.1	Classificazione della sezione trasversale.....	35
8.1.2	Resistenza alla flessione	36
8.1.3	Resistenza plastica alla flessione	36
8.1.4	Resistenza elastica alla flessione	37
8.1.5	Resistenza a taglio	38
8.1.6	Interazione taglio-momento flettente.....	38

8.2	VERIFICHE AGLI SLU PER FLESSIONE, TAGLIO E INTERAZIONE TAGLIO-MOMENTO	39
8.3	VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE DI FATICA.....	42
8.3.1	Particolari di fatica oggetto di verifica.....	43
8.4	VERIFICHE "A RESPIRO" DELLE ANIME (SLE).....	47
8.5	LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO	48
8.6	VERIFICA DELLA CONNESSIONE A PIOLI	50
8.7	VERIFICA DELLE SALDATURE DI COMPOSIZIONE DEI CONCI.....	53
9	CALCOLO E VERIFICA DEI GIUNTI BULLONATI.....	5
9.1	PRINCIPI DI DIMENSIONAMENTO	5
9.2	VERIFICHE	7
10	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI SECONDARI.....	9
10.1	DIAFRAMMI	9
10.1.1	Calcolo e verifica diaframmi correnti	10
10.1.2	Calcolo e verifica diaframmi di spalla	13
10.1.3	Calcolo e verifica diaframmi di pila.....	15
10.2	CONTROVENTI INFERIORI	17
10.3	CONTROVENTI SUPERIORI DI MONTAGGIO	20
11	Deformabilità e controfrecchia di montaggio.....	23
12	AZIONI TRASMESSE ALLE SOTTOSTRUTTURE	24
13	VERIFICHE DELLE LASTRE PREDALLES IN FASE DI AUTO PORTANZA	25
13.1	GEOMETRIA.....	25
13.2	FASI DI GETTO.....	26
13.3	VERIFICA DELLE PREDALLES IN FASE DI AUTOPORTANZA.....	27
14	CALCOLO E VERIFICA DELLA SOLETTA D'IMPALCATO	31
14.1	GEOMETRIA.....	31
14.2	CRITERI DI CALCOLO	31
14.3	ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA SOLETTA	32
14.4	VERIFICA ZONE CORRENTI	35
14.4.1	Verifiche stati limite ultimi.....	40
14.4.1.1	Verifica a Flessione.....	40
14.4.1.2	Verifica a Taglio	41
14.4.2	Verifiche stati limite esercizio	41
14.4.2.1	Verifiche Tensioni di esercizio.....	41

14.4.2.2	Verifiche a Fessurazione.....	42
14.5	VERIFICA ZONA DI TESTATA	43
14.5.1	Verifiche stati limite ultimi.....	48
14.5.1.1	Verifica a Flessione.....	48
14.5.1.2	Verifica a Taglio	49
14.5.2	Verifiche stati limite esercizio	49
14.5.2.1	Verifiche Tensioni di esercizio.....	49
14.5.2.2	Verifiche a Fessurazione.....	50
14.6	VERIFICA A SCORRIMENTO PREDALLES – GETTO IN OPERA DEL CLS	51

1 PREMESSA

Nella presente relazione è riportato il calcolo statico dell'impalcato del nuovo Viadotto SAN LEONARDO, in sostituzione di quello esistente e inserito nei lavori di "*Variante di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121*".

Il viadotto in oggetto è realizzato in sistema misto acciaio-calcestruzzo con schema statico di trave continua su 5 appoggi con campate di luce pari a:

$L_{tot.} = 0,50 \text{ (retrotrave)} + 50,00 + 65,00 + 65,00 + 50,00 + 0,50 \text{ (retrotrave)} = 230 + 1,00 \text{ m.}$

Le travi metalliche principali, sono costituite da profili saldati ad anime inclinate con interasse superiore pari a 6,10 m, interasse inferiore pari a 4,80 m ed altezza costante di 2,90 m.

Le piattabande superiori sono collegate da controventi di montaggio di tipo reticolare. Le piattabande inferiori sono collegate da controventi di torsione. La collaborazione con la sovrastante soletta è realizzata mediante pioli connettori tipo NELSON, saldati sull'estradosso delle piattabande superiori. Le travi sono altresì connesse tra di loro da diaframmi reticolari nei tratti intermedi e da diaframmi pieni a doppio T saldati su pile e spalle per permettere il sollevamento del viadotto per la manutenzione o sostituzione degli appoggi.

La soletta in c.a. è gettata in opera su predalles autoportanti appoggiate alle piattabande delle travi principali; disposte le predalles si provvede alla posa dell'armatura longitudinale ed al completamento di quella trasversale e, quindi, al getto della soletta fino agli spessori di progetto.

Si riportano i criteri di progetto, le verifiche statiche, le prescrizioni sui materiali da impiegarsi per la realizzazione delle strutture, il tutto come illustrato negli elaborati grafici che della presente relazione fanno parte integrante.

Il progetto esecutivo è stato redatto nel rispetto delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

1.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL VIADOTTO

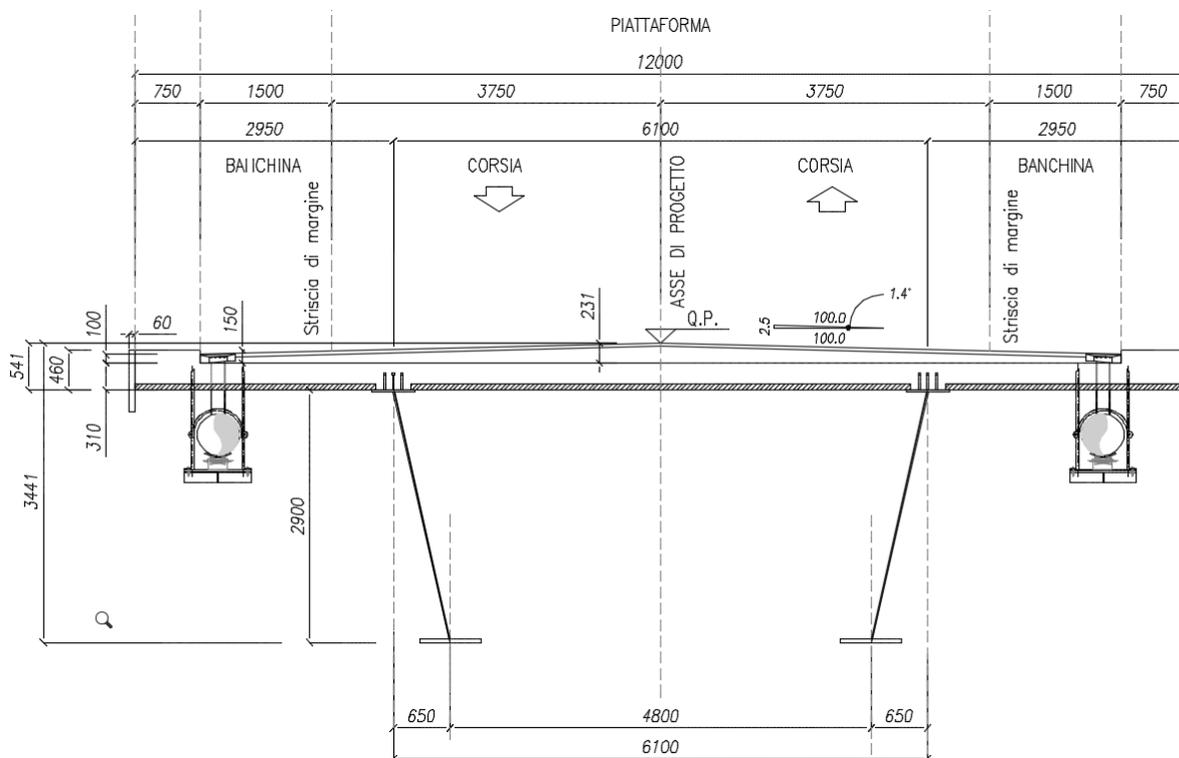
Il viadotto classificato di I categoria, ha una carreggiata di larghezza pari a 10.50 m e 2 cordoli ai lati di 0.75 m, destinati all'alloggiamento dei guard-rail, per una larghezza complessiva della soletta pari a 12.00 m.

Il viadotto è costituito da n. 4 luci (50m + 2x65m + 50m) con retro-trave di 0.5 m per una lunghezza totale di 231 m. L'andamento planimetrico dell'asse stradale in corrispondenza dell'opera è prevalentemente rettilineo.

Come già detto in premessa, le travi metalliche principali, sono costituite da profili saldati ad anime inclinate con interasse superiore pari a 6,10 m, interasse inferiore pari a 4,80 m ed altezza costante di 2,90 m e collegate alla soletta in c.a. mediante pioli connettori tipo Nelson.

Avendo adottato la tipologia a cassone dell'impalcato, le travi sono collegate tra di loro da controventi inferiori e da diaframmi.

La soletta di spessore totale pari a 31 cm viene gettata su predalles prefabbricate di spessore 7 cm.



Sezione Trasversale

1.1.1 Scansione conci e caratteristiche geometriche travi

Di seguito si riporta la scansione in conci delle travi principali, la definizione delle zone fessurate pari ad almeno il 15% delle luci adiacenti la pila considerata e la geometria delle lamiere.

1.1.1.1 Scansione conci e sviluppo campate

	SP1 (x=0m)				P1 (x=50m)						P2 (x=115m)
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11
Lunghezza	12	12	12	8	12	8	12.5	12	12.5	8	12
inizio concio	0	12	24	36	44	56	64	76.5	88.5	101	109
fine concio	12	24	36	44	56	64	76.5	88.5	101	109	121
Campate	L=50m						L=65m				

	P2 (x=115m)				P3 (x=180m)						SP2 (x=0m)
	C11	C10	C9	C8	C7	C6	C5	C4	C3	C2	C1
Lunghezza	12	8	12.5	12	12.5	8	12	8	12	12	12
inizio concio	109	121	129	141.5	153.5	166	174	186	194	206	218
fine concio	121	129	142	154	166	174	186	194	206	218	230
Campate	L=65m						L=50m				

1.1.1.2 Geometria delle lamiere

			C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11
Altezza totale		h	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900
piattabanda superiore	base	b _{sup}	500	500	500	700	900	700	500	500	500	700	900
	spessore	s _{sup}	18	20	20	32	40	32	20	20	20	36	40
anima	altezza	h _{anim}	2850	2844	2848	2828	2788	2828	2848	2844	2848	2824	2786
	spessore	s _{anim}	16	14	16	21	21	21	16	13	16	21	21
	inclinazione	α	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2
	altezza inclinata	h _{anim,incl}	2953	2947	2951	2931	2889	2931	2951	2947	2951	2926	2887
	altezza inclinata pannelli anima confinati dai ribs	h _{anim,incl,sup}	562	560	560	547	539	547	560	560	560	543	539
		h _{anim,incl,centr}	1865	1865	1865	1865	1865	1865	1865	1865	1865	1865	1865
		h _{anim,incl,inf}	485	481	485	477	444	477	485	481	485	477	441
piattabanda inferiore	base	b _{inf}	700	700	700	900	1000	900	700	700	700	900	1000
	spessore	s _{inf}	32	36	32	40	40	40	32	36	32	40	40
raddoppio piattabanda inferiore	base	b _{inf,agg}					800						800
	spessore	s _{inf,agg}					32						34

2 CRITERI DI CALCOLO IMPALCATO

2.1 SCHEMA STATICO LONGITUDINALE

L'impalcato ha uno schema statico di trave continua a 3 campate ad asse rettilineo con luci pari agli interassi delle pile misurati sull'asse stradale.

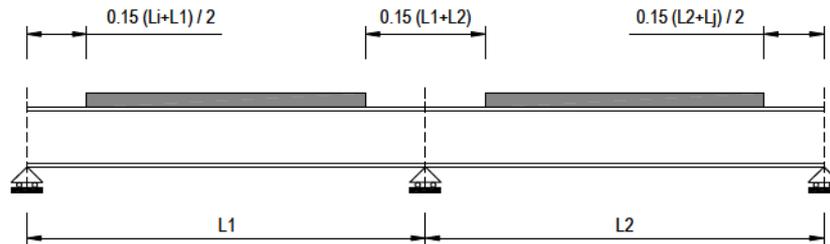
Il viadotto in oggetto è stato studiato come cassone torsio-rigido "alla Bredt", sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni e all'aliquota dei carichi mobili. Le linee di influenza dei carichi variabili sono calcolati in modo automatico dal codice di calcolo SAP2000 attraverso il suo modulo specifico Bridge-Module.

La trave continua è discretizzata in conci di sezione costante, in modo da tener conto delle variazioni geometriche, della fessurazione della soletta e delle azioni concentrate.

Nell'analisi strutturale si tiene conto delle fasi transitorie e di esercizio e si opera con i seguenti modelli:

- × Modello 1: ottenuto considerando le proprietà inerziali delle sole travi metalliche ed utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dal peso proprio dell'acciaio e della soletta;
- × Modello 2: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione mista con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente $n = 18,01$. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di lunga durata;
- × Modello 3: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione composta con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente $n = 6,24$. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di breve durata.

Nei modelli 2 e 3 si tiene conto della riduzione di rigidità della sezione composta in prossimità degli appoggi interni per la fessurazione della soletta, trascurando il contributo inerziale del calcestruzzo su un tratto di lunghezza pari al 15 % della somma delle luci delle due campate adiacenti e mettendo comunque in conto il contributo inerziale delle armature presenti entro la larghezza collaborante.



2.1.1 Larghezza collaborante della soletta

La valutazione della larghezza collaborante della soletta, sia in fase di modellazione che in fase di verifica, è effettuata con riferimento alle indicazioni del punto 4.3.2.3 del DM 2018.

La larghezza collaborante b_{eff} si ottiene come somma delle due aliquote b_{e1} e b_{e2} ai due lati dell'asse della trave e della larghezza b_0 impegnata direttamente dai connettori:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_0$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e le aliquote b_{e1} e b_{e2} , che costituiscono il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta, si assumono pari a:

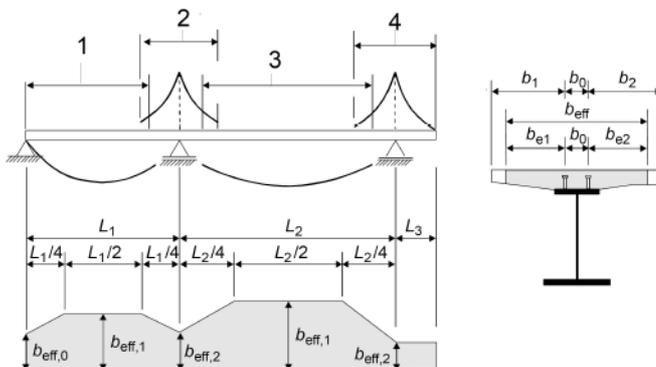
$$b_{ei} = \min \left[\frac{L_e}{8}; b_i - \frac{b_0}{2} \right]$$

Il valore di L_e nelle travi semplicemente appoggiate coincide con la luce della trave; nelle travi continue L_e è la distanza indicata nella figura seguente.

Negli appoggi di estremità la determinazione della larghezza collaborante b_{eff} si ottiene con la formula:

$$b_{eff} = \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} + b_0$$

dove $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \frac{L_e}{b_{ei}} \right)$.



Legenda:

- 1 $L_e = 0,85 L_1$ for $b_{eff,1}$
- 2 $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ for $b_{eff,2}$
- 3 $L_e = 0,70 L_2$ for $b_{eff,1}$
- 4 $L_e = 2 L_3$ for $b_{eff,2}$

2.2 VITA NOMINALE

Con riferimento alla destinazione d'uso della costruzione e della modalità d'impiego, sulla base di quanto indicato nelle NTC la struttura in oggetto appartiene al tipo di costruzione 2: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per le quali è prevista una vita nominale $V_N = 50$ anni.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

La classe d'uso dell'opera è la IV : "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità"; il periodo di riferimento per l'azione sismica è $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni.

3 NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche statiche dell'impalcato sono stati svolti nel rispetto della normativa nazionale vigente:

- [1] D.M. 17 gennaio 2018: *Norme Tecniche per le Costruzioni*;
Circolare 21 gennaio 2019, n. 7: *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*;
- [2] CNR-DT 207/2008: *Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*.

3.2 NORMATIVE CONSULTATE:

Per quanto non definito dalle sopra citate norme, è stata consultata anche la seguente normativa internazionale:

- [3] UNI ENV 1090-1:2001: *Esecuzione di strutture in acciaio – Parte 1: Regole generali e regole per gli edifici*;
- [4] UNI EN 1991-2:2003 *Eurocodice 1- Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti*;
- [5] UNI ENV 1992-1-1:2005: *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*;
- [6] UNI ENV 1993-1-1:1994: *Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*;
- [7] UNI EN 1993-1-1:2005: *Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*;
- [8] UNI EN 1993-1-8:2005: *Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti*;
- [9] UNI ENV 1994-1-1:2004: *Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*;
- [10] UNI ENV 1994-2:2005: *Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges*.

4 MATERIALI, RESISTENZE E UNITA' DI MISURA

Per il tipo di materiali utilizzati si fa sempre riferimento alla "tabella materiali" riportata nell'elaborato grafico: *PE-V5-C001_3-0*. Le stesse vengono elencate anche nel paragrafo successivo.

4.1 MATERIALI

4.1.1 Acciaio per carpenteria

I profili metallici sia saldati sia laminati ed il piastrame sono realizzati con l'impiego di acciaio strutturale per carpenteria nelle qualità sotto indicate, in accordo con la norma UNI EN 10025.

Le giunzioni saranno effettuate con saldature e bullonature in conformità alle prescrizioni del paragrafo 11.3.4 delle NTC.

Le modalità di accettazione ed i controlli verranno effettuati in accordo alle prescrizioni del paragrafo 11.3.4 delle NTC.

La tensione di snervamento nelle prove meccaniche nonché il CEV nell'analisi chimica dovranno essere nei limiti delle UNI EN 10025.

1. Elementi saldati :

Secondo UNI EN 10025

Acciaio S355J0W	per spessori < 20 mm;
Acciaio S355J2W+N	per spessori > 20 mm e < 40 mm;
Acciaio S355K2W+N	per spessori > 40 mm;

2. Elementi non saldati, profilati e piastre sciolte:

Acciaio S355J0W

3. Unioni bullonate:

Secondo NTC, UNI 3740 e 20898 parte I e II:

Giunzioni a taglio:

Viti classi 10.9 (UNI5712)

Dadi classe 10 (UNI 5713)

Rosette in acciaio C50 EN10083 (HRC 32-40) (UNI5714)

Giunzioni ad attrito:

Viti classi 10.9 (UNI5712)

Dadi classe 10 (UNI 5713)

Rosette in acciaio C50 EN10083 (HRC 32-40) (UNI5714)

Precarico e coppia di serraggio: secondo UNI EN 1993-1-8 e UNI ENV 1090

I bulloni devono essere disposti in opera con una rosetta posta sotto il dado ed una sotto la testa della vite.

4. Unioni saldate:

Secondo NTC e UNI ENV 1090 (cfr. [24]) – Calcolo secondo EC3.

4.1.2 Acciaio per cemento armato

Le barre di armatura della soletta sono del tipo B450C e deve rispettare i requisiti indicati alla tabella 11.3.Ib del paragrafo 11.3.2.1 delle NTC.

4.1.3 Conglomerato cementizio

Il conglomerato cementizio da porre in opera per la soletta ed i cordoli sarà composto da:

- Aggregato, conforme a UNI EN 12620 e UNI EN 13055-1;
- Acqua, conforme a UNI EN 1008: 2003;
- Cemento, conforme a UNI EN 197;
- Additivi superfluidificanti e ritardanti, se occorrenti per garantire le prestazioni del calcestruzzo in base al tempo di trasporto, conformi a UNI EN 934-2.

4.1.4 Connettori a piolo

I connettori a piolo, tipo Nelson, conforme a quanto prescritto al paragrafo 11.3.4.7 delle NTC.

Secondo UNI EN ISO 13918

Pioli tipo NELSON $\Phi=19$ - H=200 mm

Acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450)

$f_y > 350$ MPa;

$f_u > 450$ MPa;

Allungamento $>15\%$;

Strizione $>50\%$.

4.2 RESISTENZE DI CALCOLO

4.2.1 Acciaio da carpenteria

4.2.1.1 Coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

$\gamma_{M0} = 1,05$	resistenza delle sezioni (classe 1,2,3 e 4)
$\gamma_{M1} = 1,10$	resistenza all'instabilità delle membrature
$\gamma_{M2} = 1,25$	resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese

4.2.1.2 Coefficienti parziali di sicurezza per la verifica delle unioni

$\gamma_{M2} = 1,25$	resistenza dei bulloni
$\gamma_{M2} = 1,25$	resistenza delle connessioni a perno
$\gamma_{M2} = 1,25$	resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo
$\gamma_{M2} = 1,25$	resistenza dei piatti a contatto
$\gamma_{M3} = 1,25$	resistenza a scorrimento per SLU
$\gamma_{M3} = 1,10$	resistenza a scorrimento per SLS
$\gamma_{M6.ser} = 1,00$	resistenza delle connessioni a perno allo SLS
$\gamma_{M7} = 1,10$	precarico dei bulloni ad alta resistenza

4.2.1.3 SLU – Resistenze caratteristiche e di progetto

$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$	$f_d = f_{yk}/\gamma_{M0} = 338.1 \text{ MPa}$	per spessori	$t \leq 40 \text{ mm}$
$f_{yk} \geq 335 \text{ MPa}$	$f_d = f_{yk}/\gamma_{M0} = 319.0 \text{ MPa}$	per spessori	$40 \text{ mm} \leq t \leq 100 \text{ mm}$

4.2.1.4 Bulloni

Giunzioni ad attrito (Cat. B) – ove di seguito specificato;

$\mu = 0,30$ (coefficiente di attrito)

$F_{s,Rd}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (resistenza di progetto a taglio bullone)

$F_{p,C}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (precarico bullone per giunti tipo B)

Giunzioni a taglio (Cat. A) – ove di seguito specificato;

$F_{v,Rd}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (resistenza di progetto a taglio bullone)

$F_{b,Rd}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (resistenza di progetto a rifollamento bullone)

4.2.1.5 Saldature

A cordone d'angolo o a parziale penetrazione – ove di seguito specificato;

$\gamma_{Mw} = \gamma_{M2}$ come sopra indicato

$f_{v,wd}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (resistenza di progetto a taglio della saldatura)

A completa penetrazione – ove di seguito specificato;

f_d = per il materiale base più debole connesso.

4.2.2 Acciaio da c.a.

4.2.2.1 SLU – Resistenze caratteristiche e di progetto

Le barre di armatura sono ad aderenza migliorata e controllate in stabilimento, con le seguenti caratteristiche di resistenza:

$$f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$$

che soddisfi i seguenti rapporti minimi:

$$f_{yk} \geq f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} \geq f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$$

$$1.15 < (f_t / f_y)_k < 1.35$$

$$(f_{y,eff} / f_{y,nom}) < 1.25$$

$$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$$

con tensioni di progetto pari a:

- tensioni allo stato limite ultimo

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 \quad \text{con } \gamma_s = 1.15$$

- tensioni allo stato limite esercizio

$$\sigma_c = 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. rara})$$

4.2.3 Conglomerato cementizio

4.2.3.1 SLU – Resistenze caratteristiche e di progetto

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} \geq 40 \text{ MPa} \quad (\text{C32/40})$$

con le seguenti caratteristiche meccaniche e di resistenza:

$$f_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 3.10 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk 0.05} = 2.17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bk} = 4.88 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33643 \text{ N/mm}^2$$

con tensioni di progetto pari a:

- tensioni allo stato limite ultimo

$$f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2 \quad \text{con } \alpha_{cc} = 0.85; \sigma_c = 1.5$$

$$f_{ctd} = 1.45 \text{ N/mm}^2 \quad \text{con } \sigma_c = 1.5$$

$$f_{bd} = 3.25 \text{ N/mm}^2 \quad \text{con } \sigma_c = 1.5$$

- tensioni allo stato limite esercizio

$$\sigma_c = 0.6 f_{ck} = 19.92 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. rara})$$

$$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 14.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. quasi permanente})$$

confezionato secondo le caratteristiche della classe di esposizione XC4/XF4 come definite dalla Norma ENV 206-1 UNI 11104/04, con classe di consistenza S4. Si adotta un copriferro minimo 30 mm.

4.3 PROCEDURE E PROVE DI ACCETTAZIONE

Le procedure e le prove sperimentali di accettazione dei materiali devono essere conformi a quanto richiesto nel cap.11 delle NTC2008 e relativa circolare esplicativa; nello specifico:

- Calcestruzzo in opera: dev'essere conforme a quanto riportato nei par. 11.2.4, 11.2.5 e relativi sottoparagrafi;
- Componenti prefabbricati in c.a.: devono essere conformi a quanto riportato nei par. 11.8.3, 11.8.4 e relativi sottoparagrafi;
- Acciaio da c.a. ordinario – barre e rotoli: dev'essere conforme a quanto riportato nel par. 11.3.2.10 e relativi sottoparagrafi;
- Acciaio da c.a. ordinario – reti e tralici elettrosaldati: dev'essere conforme a quanto riportato nel par. 11.3.2.10 e relativi sottoparagrafi;
- Acciai per strutture metalliche e per strutture composte: devono essere conformi a quanto riportato nel par. 11.3.4.11 e relativi sottoparagrafi;

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 AZIONI PERMANENTI

Per definire i carichi dovuti ai pesi propri e portati si fa riferimento ai seguenti pesi specifici dei materiali:

- Peso specifico acciaio 78,50 KN/m³
- Peso specifico calcestruzzo 25,00 KN/m³
- Peso specifico binder 20,00 KN/m³
- Peso specifico manto di usura 20,00 KN/m³
- Peso impermeabilizzazione 0,5 KN/m³

5.1.1 Pesi propri elementi strutturali – G₁

Peso proprio acciaio (presunto)	:	2,50	KN/m ²
Soletta sp. 31 cm	:	7,75	KN/m ²

5.1.2 Pesi permanenti portati – G₂

Pavimentazione (Sp=10-23 cm)	:	4,66-2,00	KN/m ²
Cordoli (h=15 cm)	:	3,75	KN/m ²
Guard-Rail, tubi raccolta acque, velette	:	8,00	KN/m

5.1.3 Ritiro – ε₂

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

ε_{cs} è la deformazione totale per ritiro;

ε_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento;

ε_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{c0} = 0,00021$$

è valutato in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 , dove dalle tabelle normate si ha:

$$\varepsilon_{cd} = -0,00030$$

$$h_0 = 640 \text{ mm}$$

$$K_h = 0,70$$

Lo sviluppo nel tempo della deformazione ε_{cd} è valutato come:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \varepsilon_{cd,\infty}$$

dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma

$$\beta_{ds}(t - t_s) = (t - t_s) / [(t - t_s) + 0,04 h_0^{3/2}]$$

in cui:

t è l'età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni)

t_s è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni),

h_0 è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto $2A_c / u$ essendo

A_c è l'area della sezione in calcestruzzo

u è il perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\varepsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} = -0,00006$$

quindi

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0,00027$$

In sede di progettazione, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo si assume un valor medio pari a $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$; il ritiro viene considerato come una contrazione termica derivante da un valore di temperatura agente in soletta pari a:

$$\Delta t = -27^\circ$$

5.1.4 Variazioni termiche – ε_3

Gli effetti delle differenze di temperatura tra la soletta di impalcato e la struttura metallica sottostante sono stati analizzati prevedendo una variazione termica uniforme pari a $\Delta T = \pm 10^\circ$ applicata alla soletta.

5.1.5 Cedimenti – ϵ_4

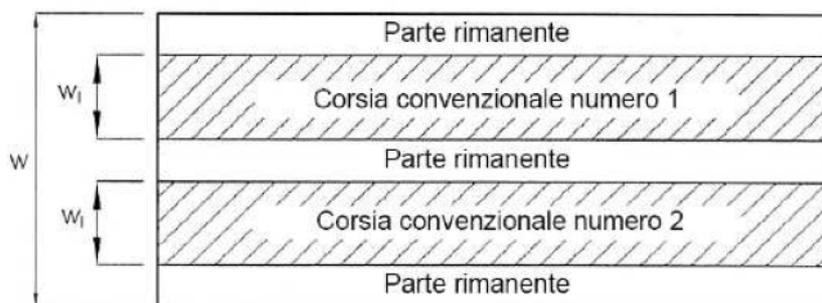
Non sono previsti cedimenti, ma a favore di sicurezza si adotta un valore convenzionale pari a 1/5000 della luce di riferimento.

5.2 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO – Q_1

5.2.1 Corsie convenzionali

Per il calcolo delle carreggiate convenzionali si fa riferimento alla larghezza della carreggiata di 9,75 m.

Larghezza della carreggiata (m)	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale (m)	Larghezza della zona rimanente (m)
9,75	$n_i = \text{Int}(w/3) = 3$	3,00	$W - (3.00 \times n_i) = 0.75$

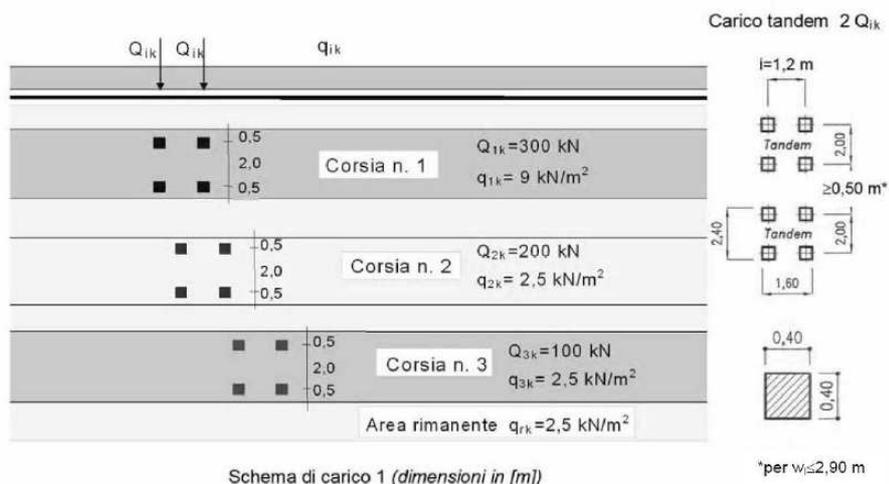


Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dallo schema di carico 1, costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nella figura del paragrafo successivo. Questo schema è assunto a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa.

5.2.2 Corsie di carico

Corsie di carico di larghezza 3,00m così composte:

	Carico asse Q_{ik} (KN)	q_{ik} (KN/m ²)
Corsia 1	300	9,00
Corsia 2	200	2,50
Corsia 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50



Nell'analisi dell'impalcato, si considerano le seguenti due condizioni:

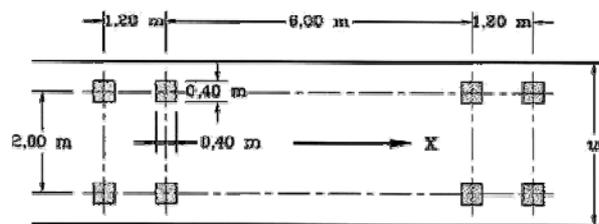
- Massimo carico: n.1 Corsie 1 + n.1 Corsia 2 + n.1 Corsia 3 + n.1 Altre corsie
- Massima eccentricità: n.1 Corsie 1 + n.1 Corsia 2

5.3 MODELLO DI CARICO FATICA

Le verifiche vengono condotte considerando lo spettro di tensione indotto nei dettaglio dal modello di carico di fatica 3, disposto sul ponte nelle configurazioni che determinano la tensione massima e minima, rispettivamente, nel dettaglio considerato.

In conformità in conformità al D.M. 17/01/2018 §5.1.4.3 si è considerato che il flusso avvenga per il 10% sulla corsia convenzionale 1 e per il 90 % sulla corsia fisica. Si riporta di seguito lo schema del modello di carico:

- il modello di carico a fatica FLM3, che si compone di un veicolo convenzionale dal peso complessivo di 480 kN (utilizzabile con il metodo di "Verifica a danneggiamento")



5.4 AZIONE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE – Q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$180kN \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \times w_1 \times L \leq 900kN$$

Nel caso specifico il viadotto ha una lunghezza pari a $L = 230 + 1 \text{ m} = 231 \text{ m}$, e quindi si ha:

$$Q_3 = 900,0 \text{ KN}$$

5.5 AZIONE CENTRIFUGA – Q_4

La forza centrifuga q_4 corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta come segue:

$$q_4 = 40(Q_v) / R \quad \text{con} \quad 200 \leq R \leq 1500$$

essendo $Q_v = \sum_i Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

L'azione centrifuga sul viadotto viene trascurata, in quanto essendo in rettilineo, si ha sempre $R > 1500$.

5.6 AZIONE DI VENTO – Q_5

Per le azioni da vento vale quanto specificato al Cap. 3 della normativa.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica

mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

L'azione del vento si può valutare come sopra specificato nei casi in cui essa non possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomale del vento.

Per i ponti particolarmente sensibili all'eccitazione dinamica del vento si deve procedere alla valutazione della risposta strutturale in galleria del vento e, se necessario, alla formulazione di un modello matematico dell'azione del vento dedotto da misure sperimentali.

Per l'azione del vento, che supponiamo di carattere statico ed incidente in modo perpendicolare all'asse del viadotto, si procede ricavando la pressione:

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove :

q_{ref} => pressione cinetica di riferimento

c_e => coefficiente di esposizione

c_p => coefficiente di forma

c_d => coefficiente dinamico

q_{ref} la struttura è situata in Sicilia e quindi in zona 4. Ricaviamo dalla normativa il valore della velocità di riferimento del vento :

$$v_{ref} = v_{ref,0} = 28 \text{ m/s}$$

$$q_{ref} = \frac{v_{ref}^2}{1.6} = 0.49 \text{ kN/m}^2$$

c_e la struttura appartiene alla classe di rugosità D; essendo poi a distanza superiore ai 30Km dal mare e ad una quota inferiore a 500 m, si ricade nella categoria di esposizione II. Ricaviamo :

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \times \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \cong 3.09$$

dove il coefficiente topografico $c_t = 1$, e dove $k_r = 0.19$, $z_0 = 0.05$, $z_{min} = 4 \text{ mt}$.

c_p si assume il valore $c_p = 1,00$

c_d si assume cautelativamente il valore $c_d = 1$

c_p si assume cautelativamente il valore $c_d = 1$

La pressione eolica risultante sarebbe pari a $1,51 \text{ KN/m}^2$.

Per il calcolo, a favore di sicurezza, si adotta una pressione pari a $2,5 \text{ KN/m}^2$.

5.7 RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI – Q_7

Si assume un valore pari al 3% delle azioni permanenti (G_1+G_2).

5.8 URTO DI VEICOLO IN SVIO – Q_8

Nel progetto della soletta d'impalcato viene considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di Carico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

Si tiene conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN.

Essa viene considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo; questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0,5 m.

6 ANALISI STRUTTURALE

6.1 CRITERI GENERALI E MODELLI DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con riferimento alla trave maggiormente sollecitata soggetta ai carichi individuati al paragrafo precedente.

Sono stati realizzati tre modelli agli elementi finiti di tipo "beam" (modello 1 – sezione solo acciaio, modello 2 – sezione acciaio-calcestruzzo $t=0$, modello 3 – sezione acciaio-calcestruzzo $t=\infty$) mediante il programma **SAP2000**, nei quali la trave è stata discretizzata in conci di sezione costante, in modo da tener conto delle variazioni geometriche (sezione acciaio e larghezza collaborante soletta), della fessurazione della soletta e delle azioni concentrate.

Gli effetti del transito dei carichi mobili sono stati studiati mediante l'apposito modulo interno al programma che li dispone in base alle linee di influenza in modo da determinare su ogni sezione i massimi valori di sollecitazione.

Le analisi, di tipo elastico lineare, sono eseguite esaminando le seguenti condizioni di carico:

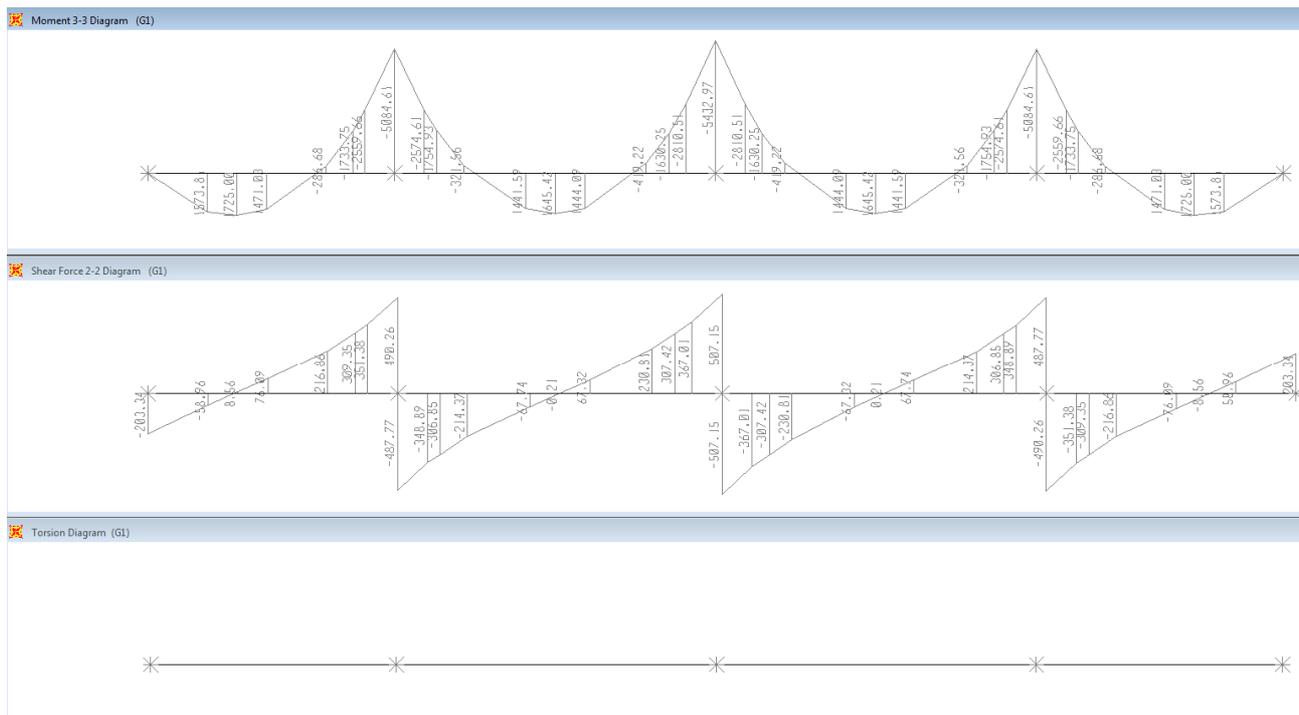
- Peso proprio della carpenteria metallica e della soletta – modello 1;
- Carichi permanenti portati – modello 2;
- Ritiro – modello 2;
- Variazione termica differenziale (positiva e negativa) – modello 3;
- Carichi mobili – modello 3;
- Vento – modello 3.

Le sollecitazioni in fase di varo, per le tipologia scelta (varo a travi dal basso), sono elastiche e notevolmente inferiori rispetto a quelle in esercizio. Le verifiche in tale fase sono quindi state omesse.

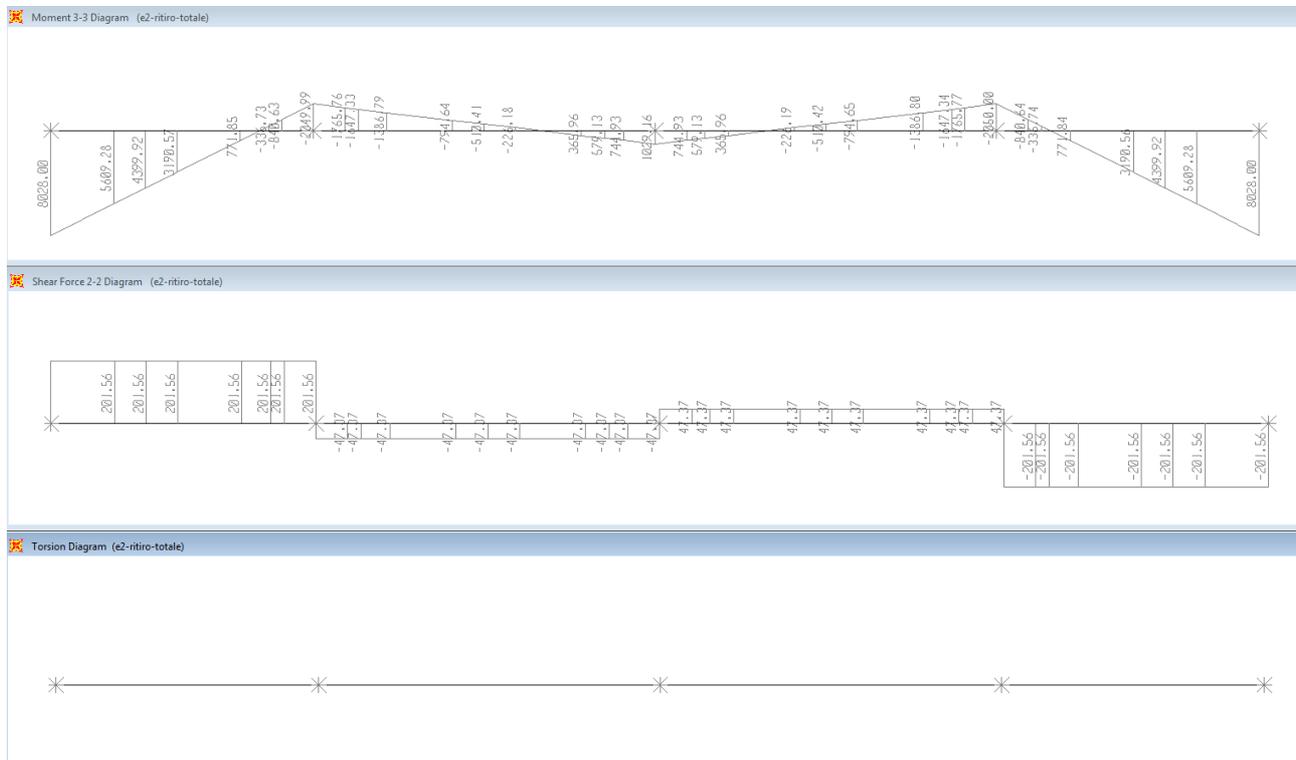
6.2 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Di seguito i diagrammi delle sollecitazioni per le varie condizioni elementari di carico.

Peso proprio della carpenteria metallica (modello 1)



Ritiro (modello 2)

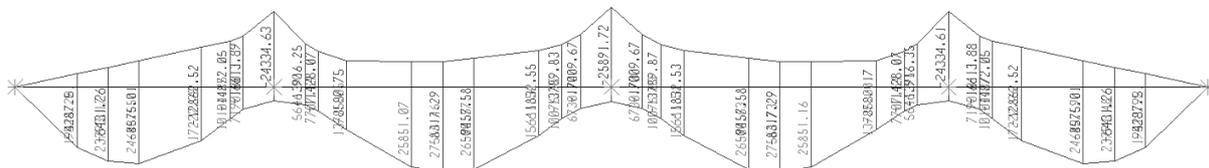


Variazione termica differenziale (modello 3)

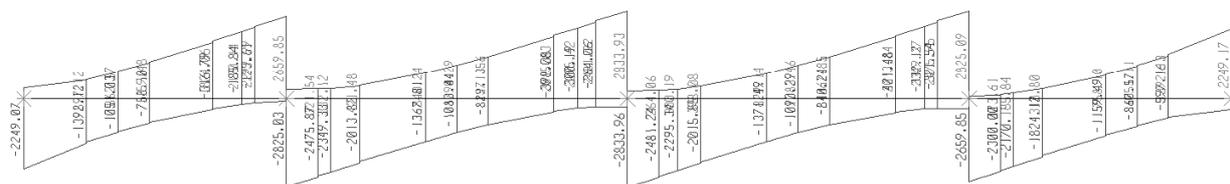


Carichi mobili (modello 3)

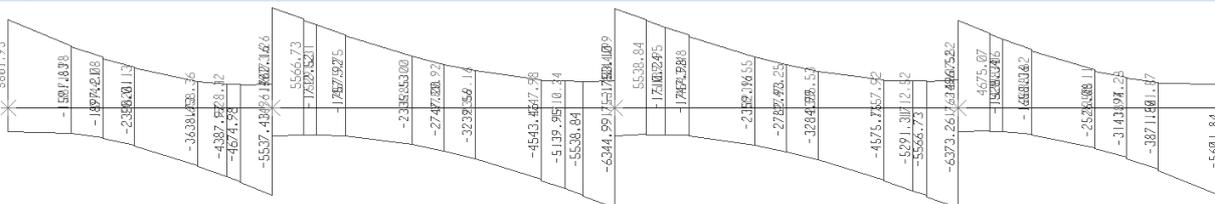
Moment 3-3 Diagram (qm-max-carico)



Shear Force 2-2 Diagram (qm-max-carico)

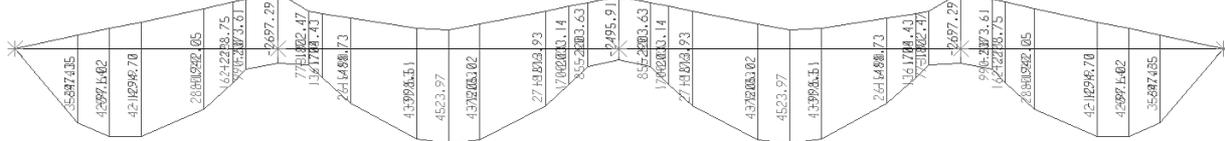


Torsion Diagram (qm-max-carico)

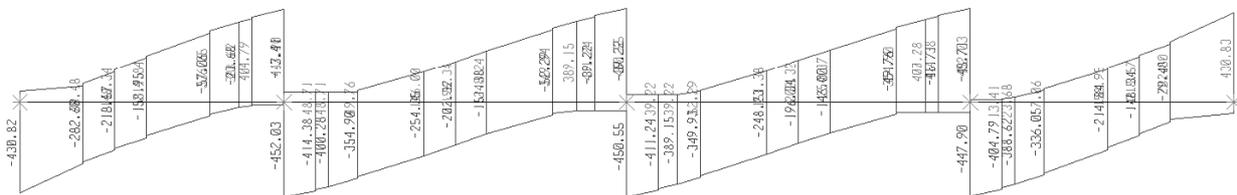


Carico a fatica FLM3 (modello 3)

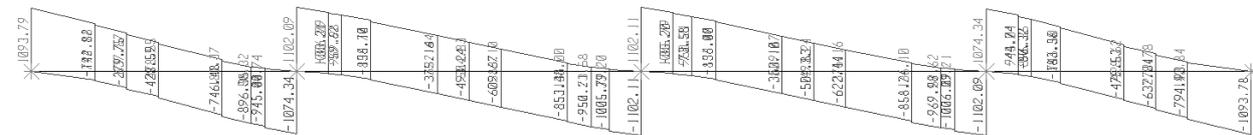
Moment 3-3 Diagram (qm-fatica)



Shear Force 2-2 Diagram (qm-fatica)



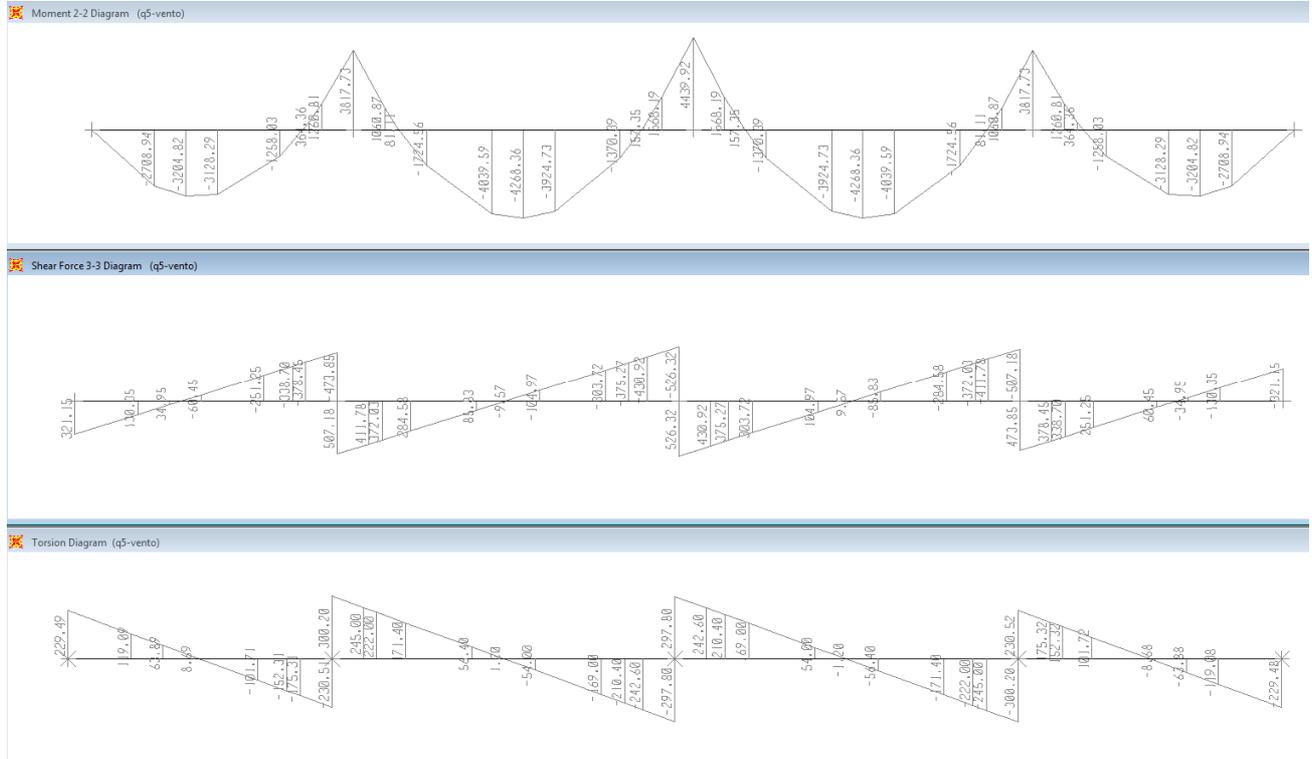
Torsion Diagram (qm-fatica)



Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121". PROGETTO ESECUTIVO NUOVO SAN LEONARDO

VIADOTTO SAN LEONARDO - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Vento (modello 3)



7 COMBINAZIONI DI CARICO

7.1 COMBINAZIONI PER GLI S.L.U.

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite ultimi, definite al punto 2.5.3 del D.M. 17 gennaio 2018, sono espresse complessivamente dalle seguenti relazioni:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad \text{comb. fondamentale}$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- γ_G , γ_P e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;
- $\psi_{0,1}, \psi_{0,2}$ sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

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

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

Per quanto riguarda i carichi mobili, la simultaneità dei sistemi di carico definiti nel DM 17 gennaio 2018 (modelli di carico 1, 2, 3, 4, 6 - forze orizzontali - carichi agenti su ponti pedonali), deve essere tenuta in conto considerando i "gruppi di carico" definiti nella tabella seguente. Ognuno dei "gruppi di carico", indipendente dagli altri, deve essere considerato come azione caratteristica per la combinazione con gli altri carichi agenti sul ponte.

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

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

È stata svolta una preliminare analisi di sensibilità della struttura nei confronti dei carichi applicati per identificare quali di questi producano effetti non trascurabili per l'analisi globale e le verifiche di sicurezza delle membrature allo SLU. Si riportano le seguenti considerazioni:

- × Le azioni orizzontali da traffico (frenatura) producono sulla sovrastruttura effetti del tutto trascurabili e vengono considerate solamente nella progettazione degli apparecchi d'appoggio e delle sottostrutture.

In particolare per l'impalcato sono state considerate le seguenti principali combinazioni carico:

S.L.U. :

$$1.35 G_1 + 1.35 G_2 + 1.2 E_2 + 1.35 (Q + q) + 1.50 \times 0.60 Q_5 + 1.20 \times 0.60 E_3 + 1.20 \times 0.60 E_5$$

$$1.35 G_1 + 1.35 G_2 + 1.2 E_2 + 1.35 \times (0.75 Q + 0.40q) + 1.50 Q_5 + 1.20 \times 0.60 E_3 + 1.20 \times 0.60 E_5$$

$$1.35 G_1 + 1.35 G_2 + 1.2 E_2 + 1.35 \times (0.75 Q + 0.40q) + 1.50 \times 0.60 Q_5 + 1.20 E_3 + 1.20 \times 0.60 E_5$$

$$1.35 G_1 + 1.35 G_2 + 1.2 E_2 + 1.35 \times (0.75 Q + 0.40q) + 1.50 \times 0.60 Q_5 + 1.20 \times 0.60 E_3 + 1.20 E_5$$

$$G_1 + G_2 + Q_8 + 0.50 E_3$$

i coefficienti di combinazione dei carichi tipo G sono da intendersi pari a 1 se l'effetto è favorevole mentre i coefficienti dei carichi tipo Q sono da intendersi pari a 0 se l'effetto è favorevole.

7.2 COMBINAZIONI PER GLI S.L.E.

Le verifiche delle travi principali associate allo **stato limite di esercizio** sono state eseguite in riferimento alle combinazioni di carico del gruppo rara, frequente e quasi permanente espresse complessivamente dalle seguenti relazioni:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad \text{rara}$$

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad \text{frequente}$$

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{quasi permanente}$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;

- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- ψ_0, ψ_1, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni

In particolare per l'impalcato sono state considerate le seguenti principali combinazioni carico:

S.L.E. :

$G_1 + G_2 + E_2 + (Q + q) + 0.60 Q_5 + 0.60 E_3 + 0.60 E_5$ (*limitation of tension*) (caratteristica)

$G_1 + G_2 + E_2 + (0.75 Q + 0.40q) + 0.50 E_3$ (*limitation of web breathing*) (frequente)

$G_1 + G_2 + E_2 + 0.50 E_3$ (*limitation of cracks*) (quasi permanente)

8 VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI

Il calcolo delle sollecitazioni di verifica delle travi principali e dei trasversi dell'impalcato è stato condotto realizzando tre modelli di calcolo agli elementi finiti della trave maggiormente caricata, con l'ausilio del programma strutturale SAP2000. Le verifiche strutturali dell'impalcato sono state condotte invece utilizzando il software per il calcolo di sezioni in acciaio e miste acciaio-calcestruzzo per impalcati da ponte "Ponti EC4" sviluppato da Alhambra srl di Terni, di cui nella seguente immagine è indicata una breve descrizione.

#+Descrizione generale

Il software *Ponti EC4*, sviluppato in linguaggio Visual Basic dot Net e completamente integrato in ambiente Windows, consente di espletare le principali verifiche a Stato limite ultimo, di Esercizio e Fatica, contemporaneamente per più sezioni miste.

L'input dei dati geometrici è gestito per "conci", ognuno dei quali può contenere un qualsiasi numero di sezioni, aventi in comune tutti i dati geometrici, ed organizzate in una struttura ad albero per un migliore accesso ai dati.

Le proprietà dei materiali sono definite in una maschera di input, completa di archivi di normativa e di sottomaschere che guidano l'utente nella scelta dei dati principali. La deformazione impressa di ritiro ed i coefficienti di fluage per il calcolo delle proprietà del calcestruzzo a lungo termine sono calcolati automaticamente.

Le caratteristiche di sollecitazione, organizzate per fasi costruttive, sono inserite in tabelle di input, anche mediante copia/incolla da Excel o altro foglio elettronico. Per ogni Combinazione di progetto si prevede l'input di 4 set di sollecitazioni, in cui si massimizzano e minimizzano rispettivamente gli effetti della flessione e del taglio.

I risultati delle elaborazioni di Ponti EC4 sono direttamente disponibili in un form multi-pagina di output; inoltre è possibile redigere delle schede di verifica in formato Word, contenenti tutti i dati di input ed output, nonché i riferimenti normativi.

8.1 CRITERI DI VERIFICA

8.1.1 *Classificazione della sezione trasversale*

Le NTC 2008 introducono il concetto di "classe di sezione", che viene utilizzato per definire la resistenza ultima nei confronti delle sollecitazioni di flessione e compressione delle sezioni di acciaio strutturale. Le sezioni trasversali sono classificate su una scala da 1 a 4 in funzione della snellezza dei diversi pannelli compressi che la compongono (espressa in termini di rapporto larghezza/spessore c/t), del valore della tensione di snervamento ed della distribuzione delle tensioni allo SLU interna alla sezione stessa:

- classe 1: sezione trasversale che può raggiungere la sua resistenza plastica senza instabilità locali e che ha un comportamento plastico sufficiente per la formazione di una cerniera plastica, con capacità di rotazione necessaria per eseguire un'analisi globale plastica della struttura;
- classe 2: sezione trasversale che può raggiungere la sua resistenza plastica senza instabilità locali e che può formare una cerniera plastica con una capacità di rotazione limitata;
- classe 3: sezione trasversale che può raggiungere la sua resistenza elastica (le tensioni nelle fibre estreme possono attingere al limite di snervamento), ma non la resistenza plastica per gli effetti dell'instabilità locale;
- classe 4: sezioni trasversali per le quali è necessario mettere esplicitamente in conto gli effetti dell'instabilità locale nella determinazione della resistenza elastica.

Il sistema di classificazione utilizzato per le travi in acciaio vale anche per le sezioni composte. La classe di una sezione composta è la più alta classe tra quella degli elementi in acciaio compressi che la compongono. Per classificare un elemento interno (vale a dire un elemento con i bordi opposti collegati a due elementi ortogonali) (esempio anima della trave ad I) o per classificare un elemento sporgente in compressione (vale a dire un elemento collegato ad un solo bordo) (esempio la parte a sbalzo della flangia di una trave a I) si utilizzano le tabelle definite al paragrafo 4.2.3.1 di NTC 2008.

È possibile che una sezione trasversale con anima in classe 3 e flange in classe classe 1 o 2, venga riclassificata in classe 2 equivalente come definito in EN 1993-2.

8.1.2 Resistenza alla flessione

Le sezioni in classe 1 o 2 possono essere verificate utilizzando sia la loro resistenza a flessione plastica che elastica. Le sezioni di classe 3 possono attingere alla sola resistenza elastica, o eventualmente essere riclassificate in classe 2 equivalente e poi verificate con la resistenza a flessione plastica. Le sezioni in classe 4 attingono alla sola resistenza elastica, ma utilizzando la sola sezione trasversale efficace, ridotta per tener conto dell'instabilità. Tutti i metodi di verifica sono basati sulle ipotesi di

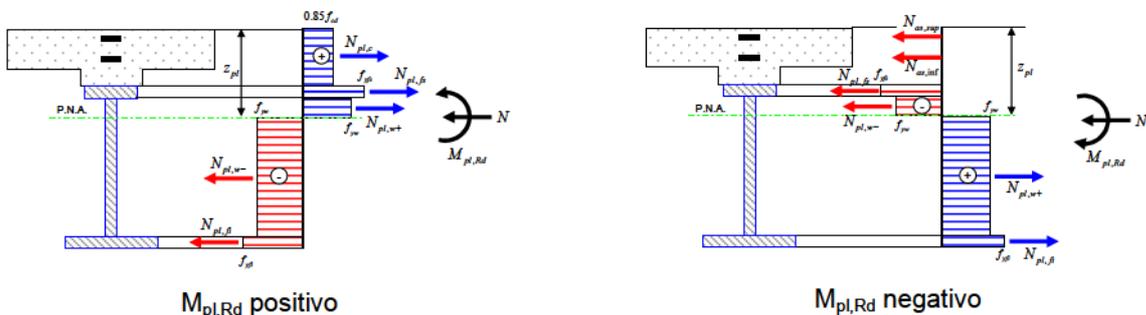
- conservazione delle sezioni piane (connessione rigida)
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo trascurabile.

8.1.3 Resistenza plastica alla flessione

La posizione dell'asse neutro plastico (PNA), nonché la resistenza plastica a flessione $M_{pl,Rd}$ sono calcolate utilizzando i seguenti valori delle tensioni di calcolo per i materiali:

- acciaio strutturale (trazione o compressione) $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0}$ con $\gamma_{M0} = 1.05$
- barre di armature in soletta $f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s$ con $\gamma_s = 1.15$
- calcestruzzo (compressione) $0.85 f_{cd} = 0.85 f_{ck}/\gamma_c$ con $\gamma_c = 1.5$

Le figure seguenti illustrano in generale la distribuzione plastica delle risultanti di tensione per una trave ad I nelle zone soggette a una flessione positiva $M_{Ed} \geq 0$ e una flessione negativa $M_{Ed} < 0$ (nei casi in cui l'asse neutro plastico taglia la sezione metallica)



in cui

- N forza di compressione/trazione esterna
- $N_{pl,c}$ resistenza plastica della soletta di calcestruzzo compressa;

- $N_{pl,fs}$ resistenza plastica della flangia superiore;
- $N_{pl,w+}$ resistenza plastica della parte compressa di anima;
- $N_{pl,fi}$ resistenza plastica della flangia inferiore;
- $N_{pl,w-}$ resistenza plastica della parte tesa di anima
- $M_{pl,Rd}$ momento resistente plastico
- $N_{as,sup}$ resistenza plastica delle armature superiori della soletta;
- $N_{as,inf}$ resistenza plastica delle armature inferiori della soletta;

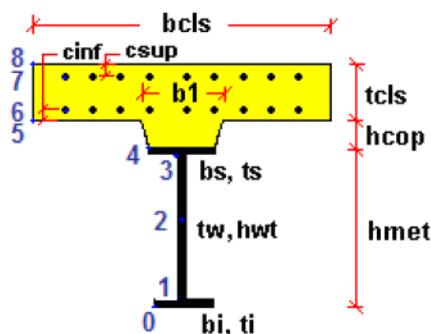
8.1.4 Resistenza elastica alla flessione

Nel caso in cui la resistenza è valutata in campo elastico si utilizzano le seguenti tensioni di calcolo per i materiali:

- acciaio strutturale (trazione o compressione) $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$ con $\gamma_{M0} = 1,05$
- barre di armature in soletta $f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$ con $\gamma_s = 1,15$
- calcestruzzo (compressione) $0.85 f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c$ con $\gamma_c = 1,5$

La verifica è soddisfatta se risulta $\eta_1 \leq 1,0$ nelle fibre estreme della sezione, con η_1 valore adimensionalizzato delle tensioni definito nell'eurocodice EN1993-1-5. Per le sezioni di classe 4 si tiene conto degli effetti dell'instabilità locale nella definizione delle proprietà efficaci della sezione trasversale, secondo le indicazioni dell'EN 1993-1-5.

I valori delle tensioni riportate nelle tabelle che seguono fanno riferimento alle fibre caratteristiche numerate come nella figura a fianco.



8.1.5 Resistenza a taglio

La resistenza di progetto a taglio è valutata con

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$$

dove $V_{bw,Rd}$ resistenza a taglio dell'anima e $V_{bf,Rd}$ resistenza a taglio delle flange. La verifica a taglio è in questa relazione di calcolo posta in forma adimensionale come rapporto tra le azioni sollecitanti e la capacità resistente secondo la seguente formulazione $\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$.

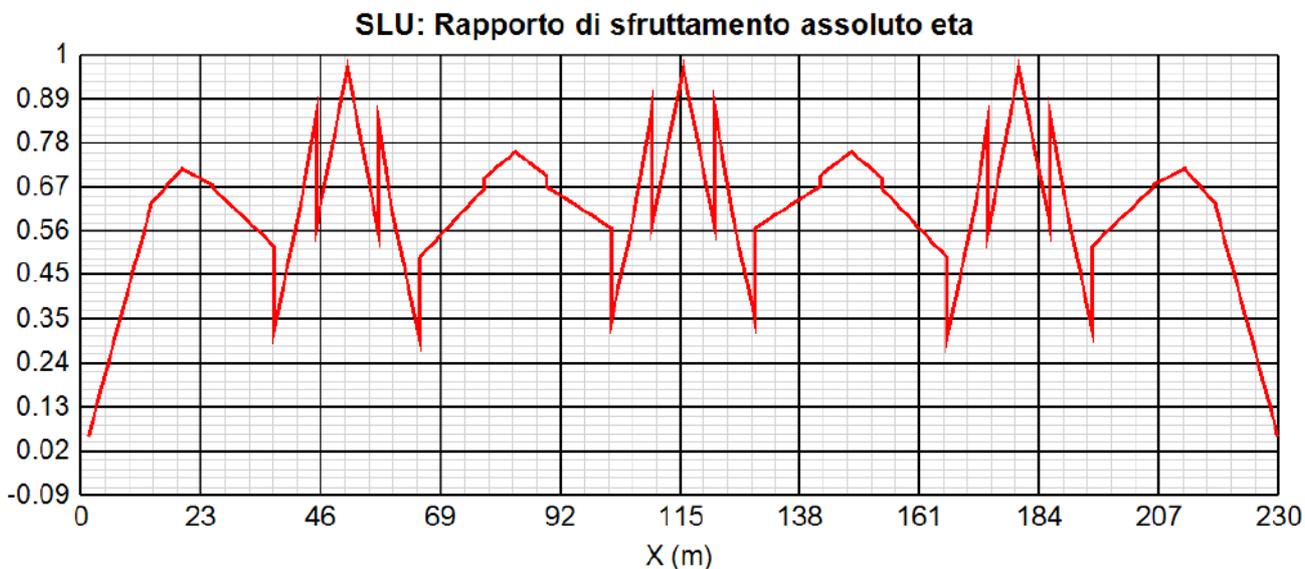
8.1.6 Interazione taglio-momento flettente

Quando V_{Ed} è maggiore della metà di $V_{b,Rd}$ è necessario ridurre la resistenza a flessione della sezione trasversale. La riduzione da prendere in considerazione dipende dalla sezione trasversale, nel caso di sezioni di classe 1 o 2 secondo le indicazioni di EN 1994-2 oppure per sezioni di classe 3 o 4, secondo le indicazioni dell'eurocodice EN1993-1-5. La verifica dell'interazione Momento-Taglio dovrebbe essere svolta in tutte le sezioni del ponte eccetto quelle che si trovano ad una distanza dall'appoggio con irrigidente verticale inferiore a metà dell'altezza dell'anima EN 1993-1-5, 7.1 (2).

8.2 VERIFICHE AGLI SLU PER FLESSIONE, TAGLIO E INTERAZIONE TAGLIO-MOMENTO

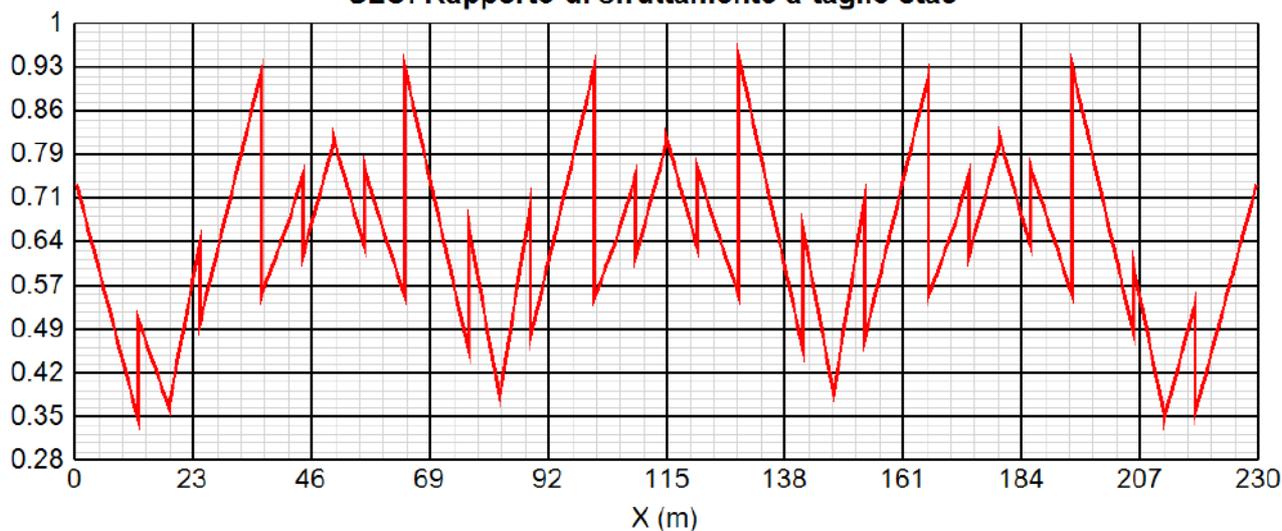
Nel seguito le verifiche di resistenza per flessione, taglio e di interazione flessione-taglio sono riportate in maniera sintetica, relativamente all'involuppo delle combinazioni di carico precedentemente individuate.

- verifica di resistenza a flessione diagrammata in termini adimensionali; l'interazione taglio momento è eseguita seguendo le indicazioni dell'eurocodice EN1993-1-5.



- Verifica di resistenza al taglio valutata come $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$ e diagrammata in termini adimensionali $\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$.

SLU: Rapporto di sfruttamento a taglio eta3



- si riportano i valori delle tensioni massime per le barre di armatura e per le fibre all'estradosso, all'intradosso e nella fibra media della soletta in cls che risultano inferiori ai valori limite di seguito elencati:

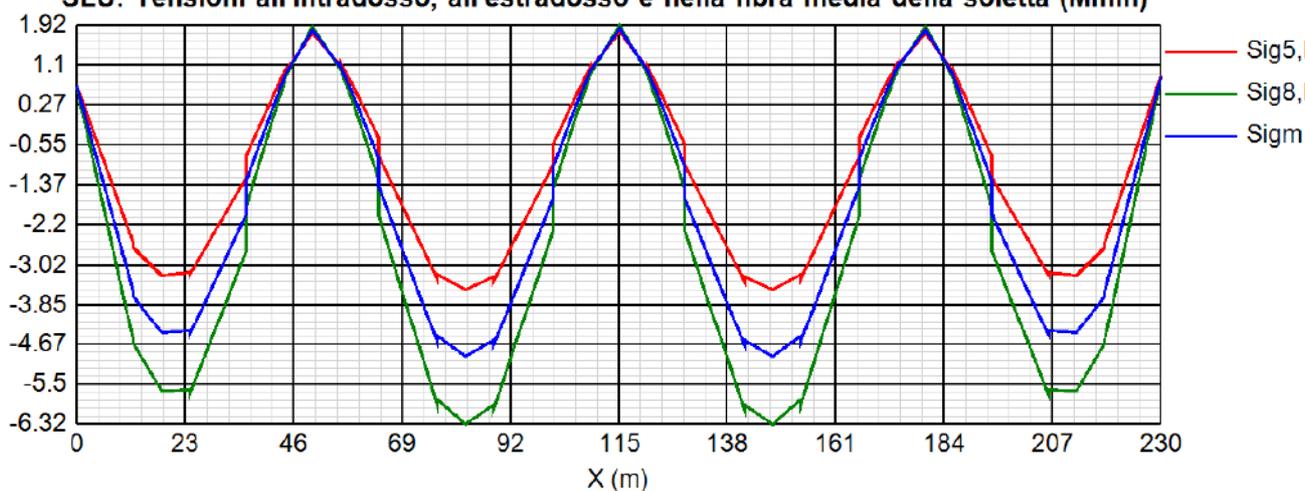
calcestruzzo C32/40

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18,81 \text{MPa}$$

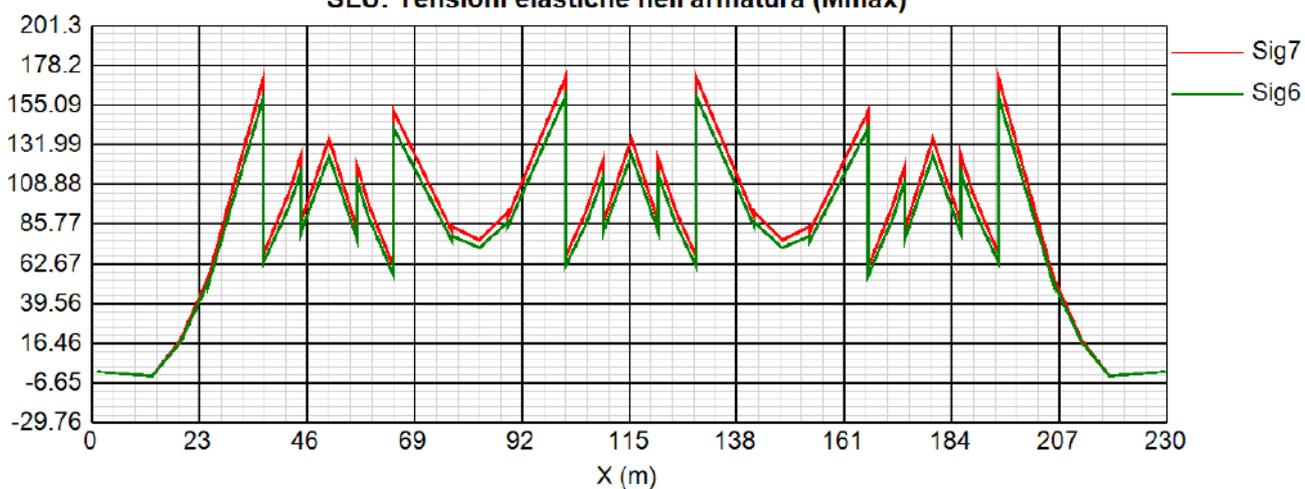
acciaio per armature B450C

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,0 \text{MPa}$$

SLU: Tensioni all'intradosso, all'estradosso e nella fibra media della soletta (Mmin)



SLU: Tensioni elastiche nell'armatura (Mmax)



8.3 VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE DI FATICA

I ponti a sezione composta sono soggetti ad azioni dinamiche variabili nel tempo, e possono manifestare in tempi più o meno lunghi problemi legati alla fatica, con conseguente limitazione della funzionalità in esercizio e, nelle situazioni più critiche, il collasso della struttura.

Le verifiche a fatica sono condotte con il metodo del danneggiamento accettabile utilizzando il carico di fatica FLM3 in conformità al D.M. 17/01/2018, per i carichi di progetto ed i coefficienti di sicurezza, ed alle indicazioni riportate della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 21 Gennaio 2019 n. 7, per le metodologie ed i particolari costruttivi (par. C.4.2.4.1.4.3).

Il coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica γ_{Mf} dipende sia dalla possibilità di individuare e riparare eventuali lesioni per fatica, sia dall'entità delle conseguenze della crisi per fatica dell'elemento o della struttura.

A questo scopo, le strutture possono essere distinte, secondo la loro sensibilità alla crisi per fatica, in strutture poco sensibili (damage tolerant) e in strutture sensibili (safe life).

Tabella C4.2.XII – Coefficienti parziali γ_{Mf} per verifiche a fatica

	Conseguenza della rottura per fatica	
	Moderate	Significative
Danneggiamento accettabile (strutture poco sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf}=1,00$	$\gamma_{Mf}=1,15$
Vita utile (strutture sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf}=1,15$	$\gamma_{Mf}=1,35$

Per i dettagli strutturali primari per cui le conseguenze della rottura per fatica risultano significative si assume un coefficiente di sicurezza pari a $\gamma_{Mf}=1.35$.

Le verifiche consistono nel controllare che la cumulazione degli effetti dovuti nel dettaglio considerato per lo spettro di tensione non produca danneggiamento ($D \leq 1$) nell'arco di vita dell'opera. La funzione di danneggiamento D è valutata mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera

$$D = \sum_{i=1}^p D_i = \sum_{i=1}^p \frac{n_i}{N_i} \leq 1.$$

I modelli di carico da utilizzare per ricavare gli spettri di tensione sono il modello di carico a fatica FLM3, o in alternativa, il modello di carico a fatica FLM4.

Con il modello di carico FLM3 è possibile ricondurre la verifica a danneggiamento alla determinazione del delta di tensione equivalente $\Delta\sigma_E$ mediante una serie di coefficienti λ , opportunamente calibrati, funzione della luce della campata, del volume di traffico atteso, della vita di progetto dell'opera e della

simultaneità di più veicoli lenti nella carreggiata

$$\Delta\sigma_E = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \times \varphi_{fat} \times [\sigma_{FLM,max} - \sigma_{FLM,min}] = \lambda \times \varphi_{fat} \times \Delta\sigma_{max}$$

con $\lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \leq \lambda_{max}$ (per l'applicazione del metodo si può far riferimento a EN 1994-2).

Il coefficiente dinamico equivalente φ_{fat} per ponti stradali è assunto diverso dall'unità solo nelle prossimità dei giunti di dilatazione. In definitiva, la verifica a danneggiamento si conduce controllando che risulti:

$$\gamma_F \times \Delta\sigma_E(\lambda) \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

Le "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" definiscono le diverse categorie di dettaglio ed i valori dei delta di tensione resistenti ($\Delta\sigma_c$) per $2 \cdot 10^6$ cicli di carico.

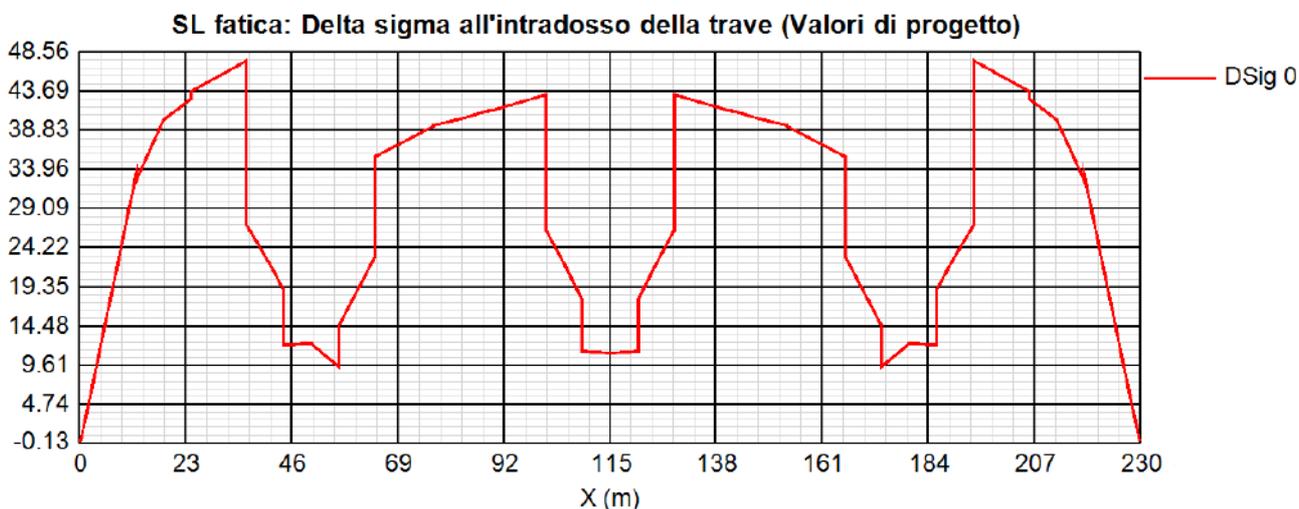
8.3.1 Particolari di fatica oggetto di verifica

I dettagli sensibili per fatica presenti lungo lo sviluppo dell'opera sono elencati nella tabella seguente:

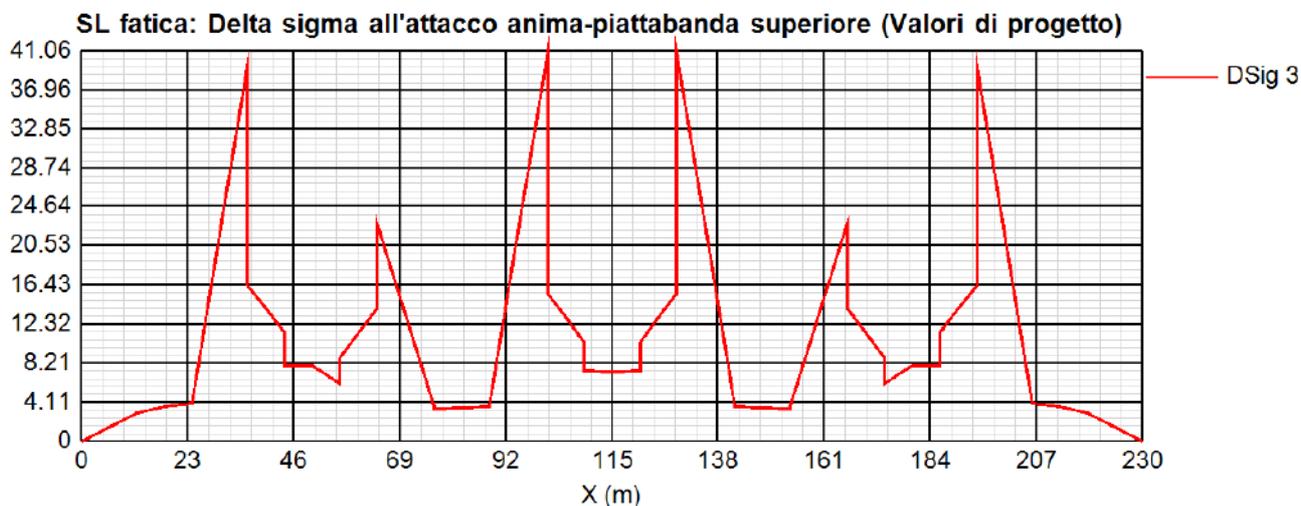
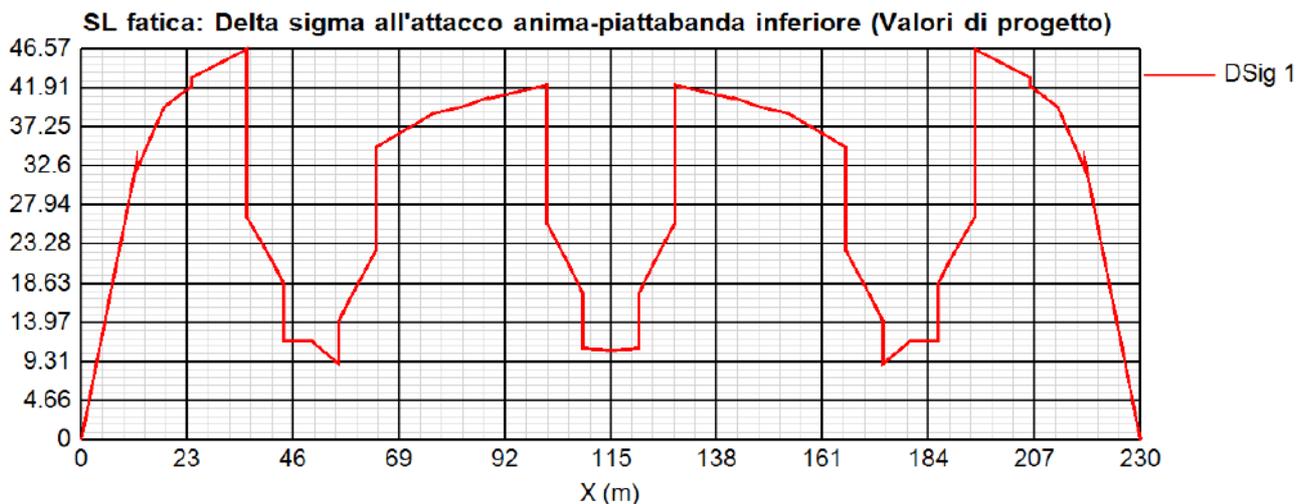
	Descrizione del Particolare	$\Delta\sigma_c$ (Mpa)	$\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	
		$2 \cdot 10^6$ cicli		
1	Piatti costituenti la piattabanda superiore e inferiore (Tab. C4.2.XII.a n°5): Lamiere tagliate con gas o meccanicamente (acciaio resistente alla corrosione)	112	83.0	
2	Piatti costituenti l'anima (Tab. C4.2.XII.b n°6): Prodotti laminati e estrusi soggetti a tensioni tangenziali	100	74.1	
3	Composizione tra anima e piattabande (Tab. C4.2.XIII n°9): saldatura longitudinale a piena penetrazione a cordoni d'angolo e a tratti, con lunette di scarico di altezza non maggiore di 60 mm	71	52.6	
4	Saldatura irrigidente longitudinale alle anime (Tab. C4.2.XV n°1(d)): Attacchi saldati longitudinali - lunghezza attacco $L > 100$ mm	56	41.5	
5	Saldatura irrigidente trasversale all'anima e alle piattabande (Tab. C4.2.XV n°7): nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta $L < 50$ mm	80	59.3	
6	Piastra aggiuntiva saldata alle piattabande (Tab. C4.2.XVI.a n°7): zone terminali di coprigiunto saldate con cordone terminale rinforzato di lunghezza minima $5 t_c$	56	41.5	
7	Giunti saldati tra i conci: - piattabande superiori e inferiori (Tab. C4.2.XIV n°13): giunti trasversali a piena penetrazione eseguiti da un solo lato, con piena penetrazione controllata mediante controlli non distruttivi	t	$\Delta\sigma_{rid}$	
		25	71	52.6
		30	68	50.7

	- anima (Tab. C4.2.XIV n°17): saldature trasversali a piena penetrazione tra elementi di spessore differente con assi allineati t = spessore minimo dei piatti da unire Per t > 25 mm è necessario tener conto dell' effetto dello spessore su $\Delta\sigma$ secondo la relazione: $\Delta\sigma_{rid}(t) = \Delta\sigma(25\text{ mm}) \times (25/t)^{0.2}$	35	66	49.2
		40	65	47.9
		45	63	46.8
		50	62	45.6
		55	61	44.9
		60	60	44.1
		65	59	43.4
8	Giunti bullonati tra i conci (Tab. C4.2.XII.d n°8): giunti bullonati con coprighiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati	71		52.6
9	Saldatura piolo su piattabanda superiore (Tab. C4.2.XV n°9): effetto saldatura del piolo sul materiale base della piastra	80		59.3
10	Connettori piolo sollecitati a taglio (C4.2.4.1.4.4)	$\Delta\tau_C = 90$		66.7

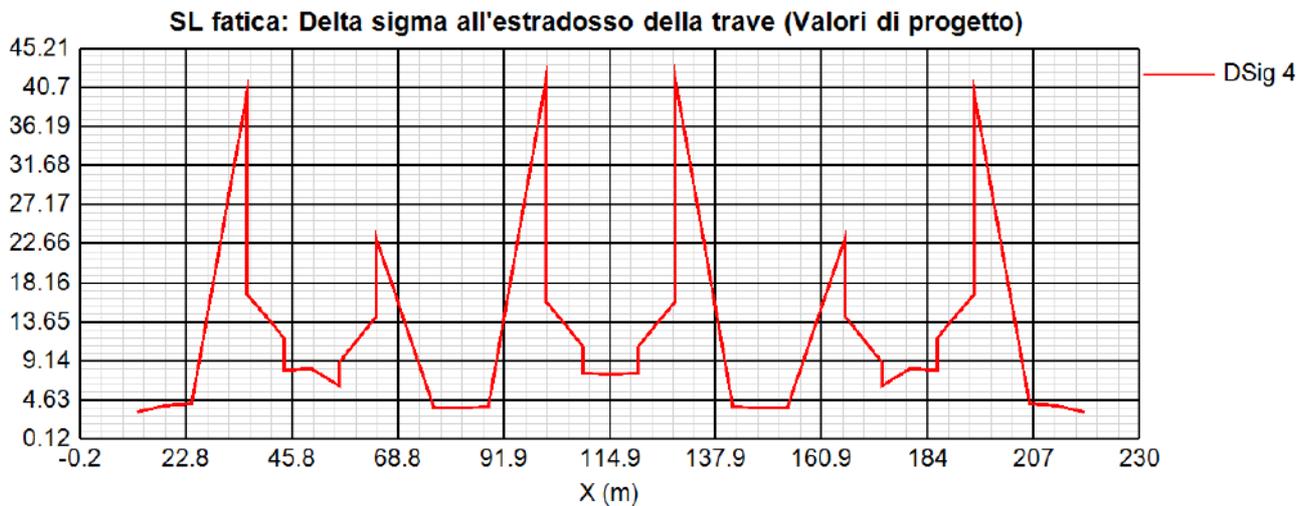
I valori dei delta sigma già amplificati $\gamma_F \times \Delta\sigma_E(\lambda)$ risultano sempre inferiori al limite costituito dalla giunzione saldata tra i conci (tmax=40 mm => 47.9 MPa) nelle zone correnti e dalla piastra aggiuntiva saldata alle piattabande con cordone d'angolo rinforzato (41.5 MPa) nelle sezioni prossime agli appoggi di pila (X=50m, 115m, 77m, 180m).



I valori dei delta sigma già amplificati $\gamma_F \times \Delta\sigma_E(\lambda)$ risultano sempre inferiori al limite costituito dalla composizione tra anima e piattabanda inferiore/superiore (52.6 MPa).



I valori dei delta sigma già amplificati $\gamma_F \times \Delta\sigma_E(\lambda)$ risultano sempre inferiori al limite costituito dalla giunzione saldata tra i conchi (tmax=40 mm => 47.9 MPa)



8.4 VERIFICHE "A RESPIRO" DELLE ANIME (SLE)

Le verifiche a respiro sono condotte con riferimento alla norma EN 1993-2: 2006 relativa al progetto dei ponti in acciaio.

La snellezza dell'anima deve essere limitata per evitare fenomeni di "respiro" ovvero deformazioni laterali fuori dal piano che possono arrecare danneggiamenti per fatica, nella zona di collegamento fra anima e piattabande.

La verifica a respiro può essere trascurata per i pannelli d'anima senza irrigidimenti longitudinali o per pannelli secondari di anime irrigidite, dove è soddisfatto il seguente criterio:

$$b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300 \quad (\text{per ponti stradali})$$

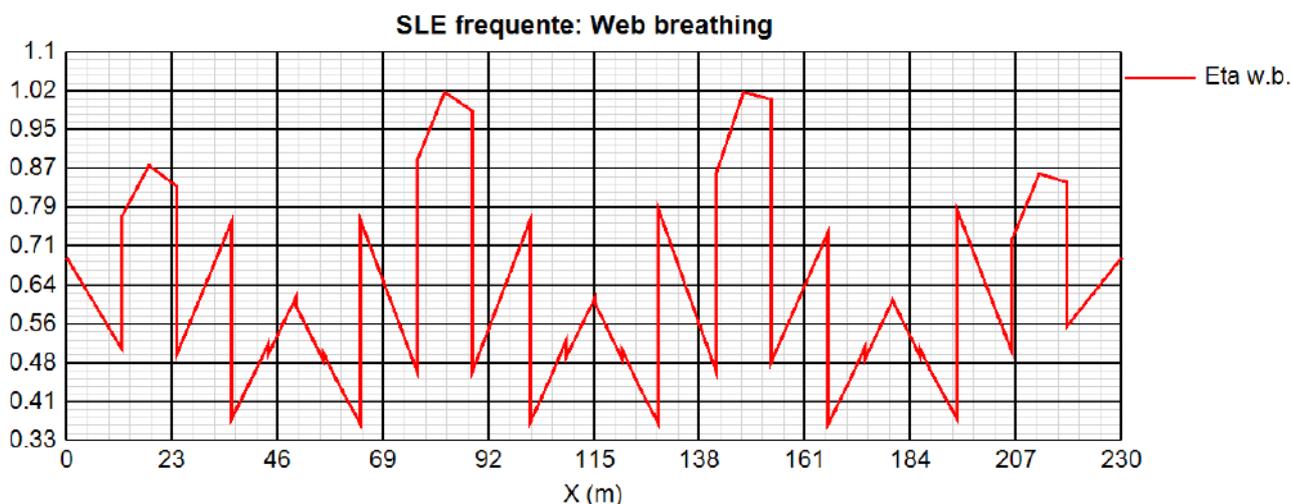
dove L è la lunghezza della campata in m, ma non inferiore a 20 m.

Se la disposizione precedente non è soddisfatta la verifica "a respiro" risulta soddisfatta se:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \times \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \times \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \times \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

dove:

- $\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{x,Ed,ser}$ sono le tensioni calcolate per le combinazioni di carico frequente;
- k_{σ} e k_{τ} sono i coefficienti di imbozzamento in campo elastico;
- $\sigma_E = 190000 \times \left(\frac{t}{b}\right)^2$ [MPa];
- "b" è l'altezza del pannello d'anima.



8.5 LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Le verifiche sono state effettuate, a partire dalle sollecitazioni determinate nella combinazione caratteristica (rara), controllando che nelle fibre della trave metallica risultino soddisfatte le seguenti disuguaglianze:

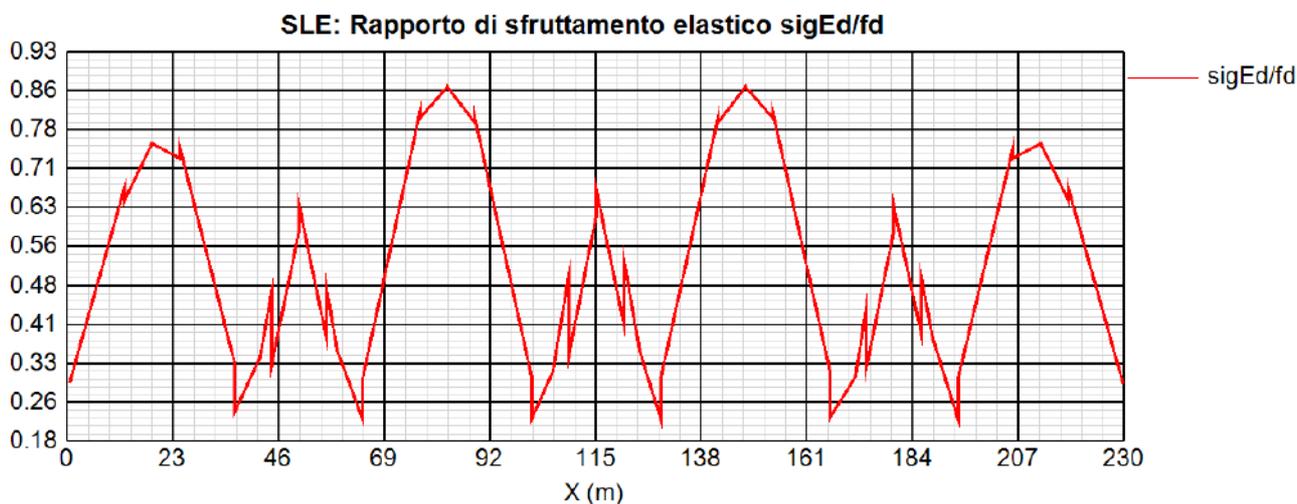
$$\frac{\sigma_{Ed,ser}}{f_{yk} / \gamma_{M,ser}} \leq 1$$

$$\frac{\tau_{Ed,ser}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \gamma_{M,ser})} \leq 1$$

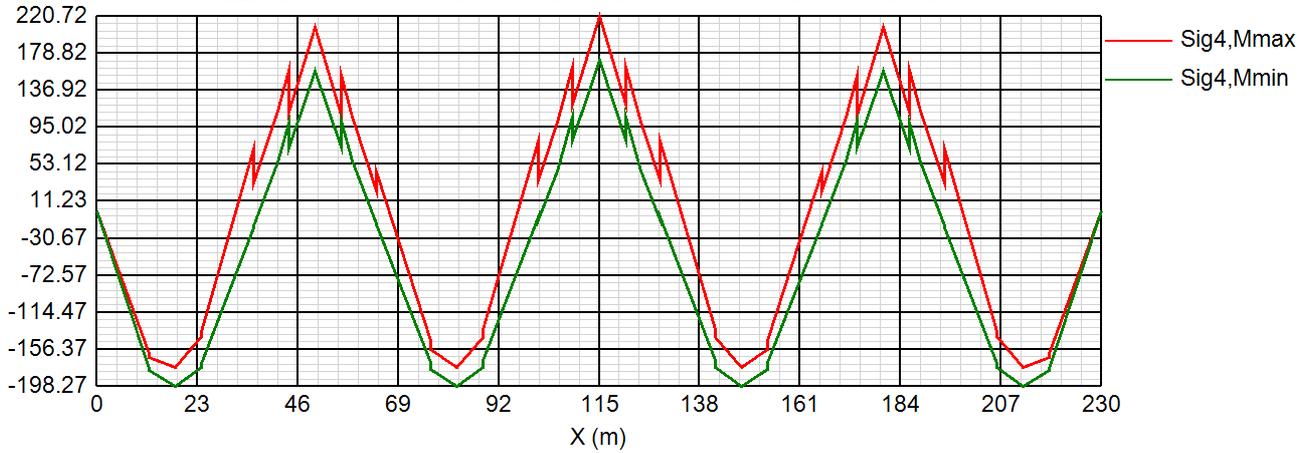
$$\frac{\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2}}{f_{yk} / \gamma_{M,ser}} \leq 1$$

Il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{M,ser}$ è stato assunto come raccomandato in EN 1993-2:2006 (EC3-2) pari a 1.

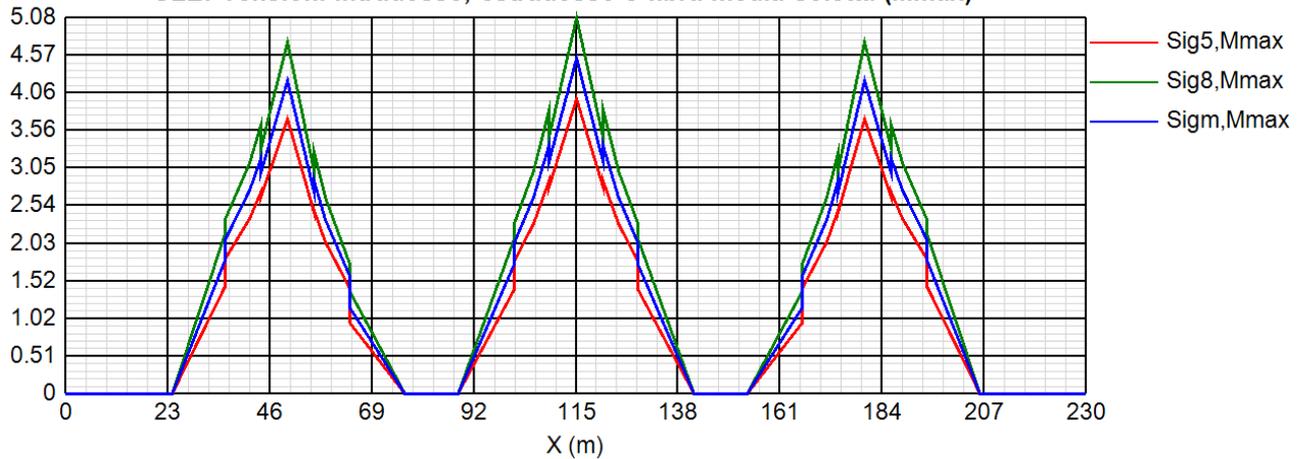
Le tensioni di progetto sono state determinate considerando la sezione composta formata dalla trave metallica e dalla soletta collaborante in c.a..



SLE caratteristica: Tensioni elastiche all'estradosso della trave



SLE: Tensioni intradosso, estradosso e fibra media soletta (Mmax)



8.6 VERIFICA DELLA CONNESSIONE A PIOLI

La resistenza dei pioli è calcolata in accordo ad EN 1994-2, 6.6.3.1 secondo cui si ipotizzano due diversi meccanismi di rottura: a taglio del gambo del piolo e per schiacciamento del cls:

$$P_{Rd}^1 = \frac{0.8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad P_{Rd}^2 = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$$

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{for } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc} / d > 4$$

Dove:

d : diametro del piolo

$h_{sc} = h$: altezza del piolo

f_u : resistenza ultima dell'acciaio del piolo (≤ 500 MPa)

f_{ck} : resistenza caratteristica cilindrica del cls

E_{cm} : modulo di elasticità secante del cls

La verifica consiste in:

$$v_{Ed} \leq n P_{Rd} \quad \text{allo SLU}$$

$$v_{Ed} \leq K_S n P_{Rd} \quad \text{allo SLE}$$

Dove:

$P_{Rd} = \min(P_{Rd}^1; P_{Rd}^2)$: resistenza del piolo;

n : numero di pioli per millimetro;

K_S : coefficiente riduttivo per lo SLE;

v_{Ed} : flusso delle tensioni tangenziali all'interfaccia estradosso della piattabanda superiore – intradosso della soletta.

Le verifiche nei confronti dello Stato Limite Ultimo di Fatica sono effettuate "a danneggiamento" controllando che sia:

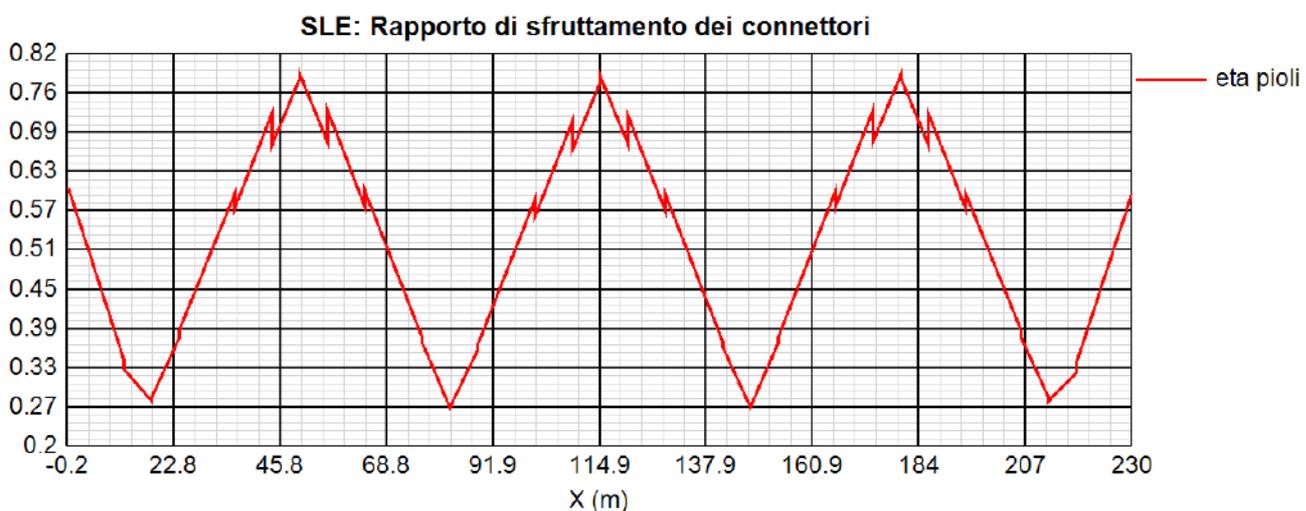
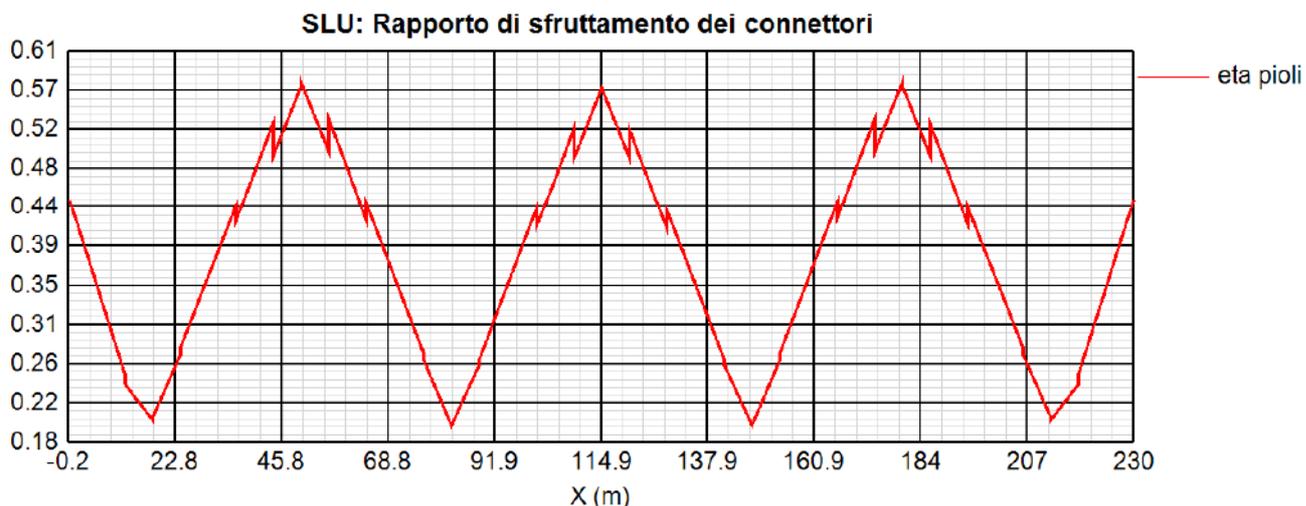
$$\gamma_{Ff} \times \Delta \tau_{E,2} \leq \Delta \tau_C / \gamma_{Mf,s} \quad (\text{controllo sul delta di tensione tangenziale } \Delta \tau)$$

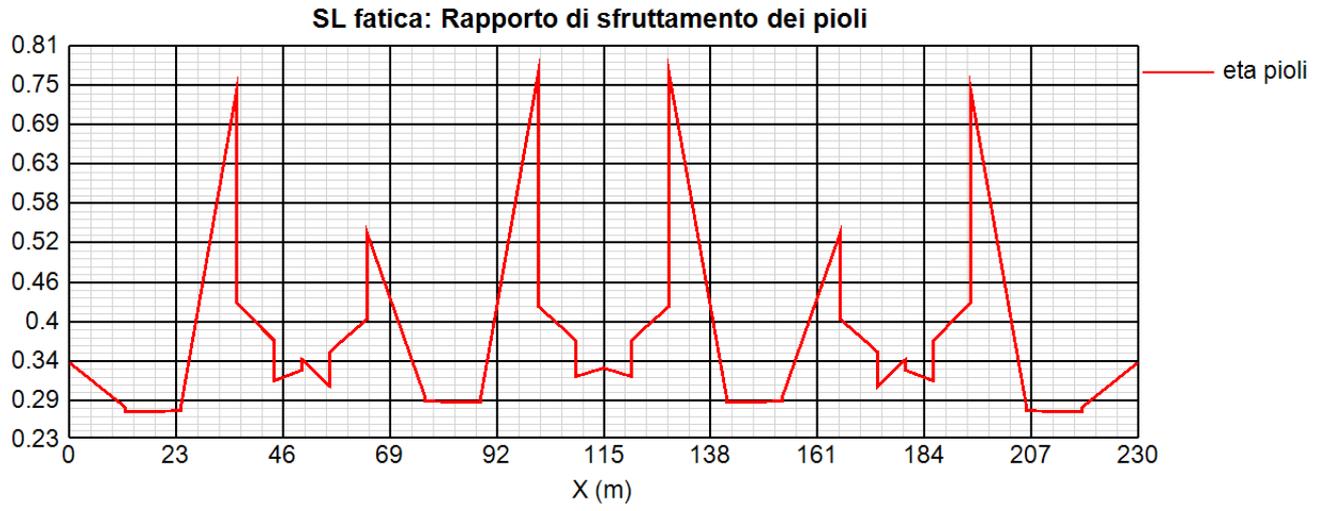
$$\gamma_{Ff} \times \Delta \tau_{E,2} \leq \Delta \tau_C / \gamma_{Mf,s} \quad (\text{controllo sul delta di tensione tangenziale } \Delta \tau)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \times \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_C \times \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \times \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_C \times \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 \quad (\text{controllo sull'interazione fra } \Delta \tau \text{ e } \Delta \sigma)$$

Dove:

$\Delta \sigma_{E,2}$ è il delta di tensione normale agente sulla piattabanda superiore;





8.7 VERIFICA DELLE SALDATURE DI COMPOSIZIONE DEI CONCI

Si riporta di seguito le verifiche dei cordoni d'angolo di composizione delle lamiere delle travi.

		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	
momento statico soletta	$S_{\text{sol},t=0}$	2.20E+08	2.23E+08	2.23E+08	2.90E+08	9.94E+07	2.90E+08	2.23E+08	2.18E+08	2.23E+08	2.89E+08	1.00E+08	mm ³
	$S_{\text{sol},t=\infty}$	1.57E+08	1.60E+08	1.58E+08	1.93E+08	9.94E+07	1.93E+08	1.58E+08	1.58E+08	1.58E+08	1.91E+08	1.00E+08	mm ³
momento statico piattabanda superiore	$S_{\text{p.sup,ac}}$	3.02E+07	3.44E+07	3.32E+07	7.14E+07	1.21E+08	7.14E+07	3.32E+07	3.46E+07	3.32E+07	7.84E+07	1.22E+08	mm ³
	$S_{\text{p.sup,t=0}}$	5.10E+06	5.21E+06	5.20E+06	1.71E+07	9.88E+07	1.71E+07	5.20E+06	4.99E+06	5.20E+06	1.90E+07	9.96E+07	mm ³
	$S_{\text{p.sup,t}=\infty}$	1.23E+07	1.35E+07	1.33E+07	3.54E+07	9.88E+07	3.54E+07	1.33E+07	1.32E+07	1.33E+07	3.93E+07	9.96E+07	mm ³
momento statico piattabanda inferiore	$S_{\text{p.inf,ac}}$	5.35E+07	5.81E+07	5.44E+07	9.15E+07	1.53E+08	9.15E+07	5.44E+07	5.75E+07	5.44E+07	9.40E+07	1.55E+08	mm ³
	$S_{\text{p.inf,t=0}}$	1.16E+08	1.32E+08	1.17E+08	1.79E+08	1.93E+08	1.79E+08	1.17E+08	1.32E+08	1.17E+08	1.79E+08	1.96E+08	mm ³
	$S_{\text{p.inf,t}=\infty}$	9.83E+07	1.11E+08	9.90E+07	1.49E+08	1.93E+08	1.49E+08	9.90E+07	1.12E+08	9.90E+07	1.50E+08	1.96E+08	mm ³
anima - piattabanda superiore	$(S_{\text{tot}/J})_{\text{acc}}$	1.66E-04	1.85E-04	1.77E-04	2.29E-04	2.60E-04	2.29E-04	1.77E-04	1.90E-04	1.77E-04	2.41E-04	2.59E-04	mm ⁻¹
	$(S_{\text{tot}/J})_{t=0}$	3.77E-04	3.70E-04	3.78E-04	3.68E-04	3.04E-04	3.68E-04	3.78E-04	3.68E-04	3.78E-04	3.68E-04	3.04E-04	mm ⁻¹
	$(S_{\text{tot}/J})_{t=\infty}$	3.55E-04	3.51E-04	3.56E-04	3.46E-04	3.04E-04	3.46E-04	3.56E-04	3.51E-04	3.56E-04	3.48E-04	3.04E-04	mm ⁻¹
anima - piattabanda inferiore	$(S_{\text{tot}/J})_{\text{acc}}$	2.94E-04	3.12E-04	2.90E-04	2.93E-04	3.29E-04	2.93E-04	2.90E-04	3.16E-04	2.90E-04	2.89E-04	3.31E-04	mm ⁻¹
	$(S_{\text{tot}/J})_{t=0}$	1.95E-04	2.13E-04	1.94E-04	2.14E-04	2.97E-04	2.14E-04	1.94E-04	2.19E-04	1.94E-04	2.14E-04	2.98E-04	mm ⁻¹
	$(S_{\text{tot}/J})_{t=\infty}$	2.06E-04	2.24E-04	2.05E-04	2.27E-04	2.97E-04	2.27E-04	2.05E-04	2.29E-04	2.05E-04	2.27E-04	2.98E-04	mm ⁻¹
Tagli sollecitanti	G1	2427	948	2636	3817	4754	3760	2579	861	2642	3825	4764	kN
	G2	542	511	1564	2266	2814	2068	489	564	1661	2363	2890	kN
	ritiro	200	200	200	200	200	49	49	49	49	49	49	kN
	temperatura	106	106	106	106	106	24	24	24	24	24	24	kN
	mobili	3036	1565	2462	3105	3814	3342	2719	1852	2721	3350	3826	kN

		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	
Scorrimenti anima - piattabanda superiore	G1	4.03E+02	1.75E+02	4.67E+02	8.72E+02	1.23E+03	8.59E+02	4.57E+02	1.64E+02	4.68E+02	9.22E+02	1.24E+03	N/mm
	G2	1.92E+02	1.80E+02	5.57E+02	7.85E+02	8.57E+02	7.16E+02	1.74E+02	1.98E+02	5.91E+02	8.22E+02	8.78E+02	N/mm
	ritiro	7.11E+01	7.03E+01	7.13E+01	6.93E+01	6.09E+01	1.69E+01	1.74E+01	1.71E+01	1.74E+01	1.70E+01	1.48E+01	N/mm
	temperatura	4.01E+01	3.94E+01	4.01E+01	3.91E+01	3.24E+01	8.81E+00	9.04E+00	8.82E+00	9.04E+00	8.81E+00	7.28E+00	N/mm
	mobili	1.14E+03	5.79E+02	9.30E+02	1.14E+03	1.16E+03	1.23E+03	1.03E+03	6.82E+02	1.03E+03	1.23E+03	1.16E+03	N/mm
	tot	1.85E+03	1.04E+03	2.06E+03	2.91E+03	3.35E+03	2.83E+03	1.68E+03	1.07E+03	2.11E+03	3.00E+03	3.30E+03	N/mm

Verifica saldatura anima - piattabanda superiore	n. cordoni tot	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	-
	larghezza cordoni	8	8	8	10	12	10	8	8	8	10	12	mm
	sezione di gola	5.66	5.66	5.66	7.07	8.49	7.07	5.66	5.66	5.66	7.07	8.49	mm
	τ	81.8	46.1	91.3	102.8	98.6	100.1	74.4	47.3	93.4	106.1	97.2	N/mm
	$\beta_1 \times f_{yk}$	248.5	248.5	248.5	248.5	248.5	248.5	248.5	248.5	248.5	248.5	248.5	N/mm

Scorrimenti anima - piattabanda inferiore	G1	7.13E+02	2.95E+02	7.66E+02	1.12E+03	1.56E+03	1.10E+03	7.49E+02	2.72E+02	7.67E+02	1.10E+03	1.58E+03	N/mm
	G2	1.12E+02	1.15E+02	3.21E+02	5.14E+02	8.35E+02	4.69E+02	1.00E+02	1.29E+02	3.41E+02	5.36E+02	8.62E+02	N/mm
	ritiro	4.12E+01	4.49E+01	4.11E+01	4.54E+01	5.94E+01	1.11E+01	1.00E+01	1.12E+01	1.00E+01	1.11E+01	1.46E+01	N/mm
	temperatura	2.07E+01	2.27E+01	2.06E+01	2.27E+01	3.15E+01	5.12E+00	4.65E+00	5.23E+00	4.65E+00	5.12E+00	7.15E+00	N/mm
	mobili	5.91E+02	3.34E+02	4.78E+02	6.63E+02	1.13E+03	7.14E+02	5.27E+02	4.05E+02	5.28E+02	7.16E+02	1.14E+03	N/mm
	tot	1.48E+03	8.12E+02	1.63E+03	2.36E+03	3.62E+03	2.30E+03	1.39E+03	8.22E+02	1.65E+03	2.37E+03	3.60E+03	N/mm

Verifica saldatura anima - piattabanda inferiore	n. cordoni tot	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	-
	larghezza cordoni	8	8	8	10	12	10	8	8	8	10	12	mm
	sezione di gola	5.66	5.66	5.66	7.07	8.49	7.07	5.66	5.66	5.66	7.07	8.49	mm
	τ	65.3	35.9	71.9	83.6	106.6	81.3	61.5	36.3	73.0	83.9	106.1	N/mm
	$\beta_1 \times f_{yk}$	248.5	248.5	248.5	248.5	248.5	248.5	248.5	248.5	248.5	248.5	248.5	N/mm

9 CALCOLO E VERIFICA DEI GIUNTI BULLONATI

9.1 PRINCIPI DI DIMENSIONAMENTO

Per le verifiche si è fatto riferimento alla normativa UNI 1993-1-8:2005, paragrafo 3.

Vengono realizzati mediante unione bullonata ad attrito in **categoria B** in modo da minimizzare l'effetto deformativo legato al gioco foro bullone e risolvere i problemi a fatica a cui il giunto può essere affetto.

Nei giunti con bulloni ad alta resistenza precaricati la resistenza ad attrito dipende dalle modalità di preparazione delle superfici di contatto, dalle modalità di esecuzione e dal gioco foro-bullone.

In via semplificativa la resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone ad attrito si calcolerà assumendo una forza di precarico pari al 70% della resistenza ultima a trazione del bullone.

Il valore della forza di "precarico" da assumere nelle unioni progettate ad attrito è pari a:

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}}$$

$$\gamma_{M7} = 1,10$$

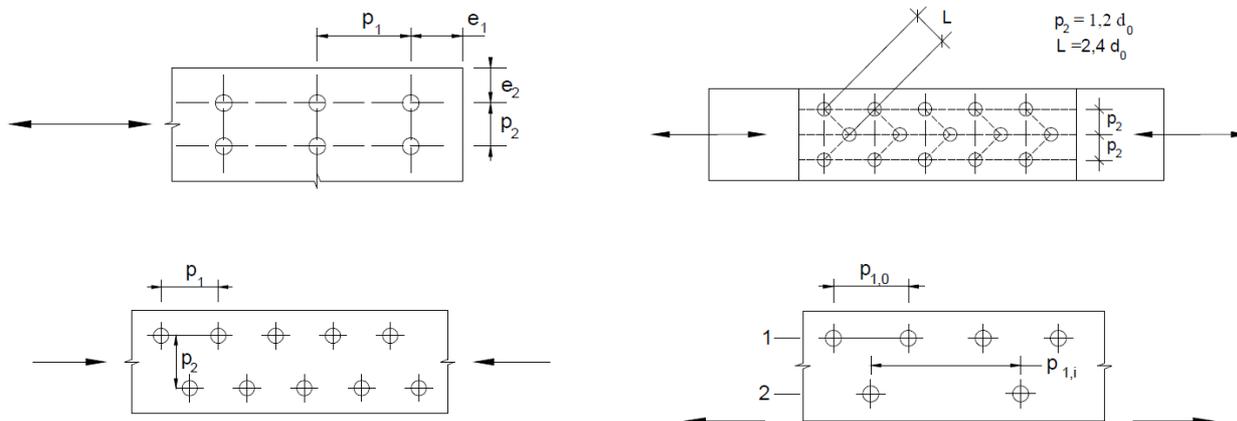
$F_{p,Cd}$ = è la forza di precarico del bullone che, in caso di serraggio controllato, può essere assunta pari a $0,7 f_{tb} A_{res}$, invece che pari a $0,7 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M7}$.

La posizione dei fori per le unioni bullonate deve rispettare le limitazioni presentate nella tabella sottostante.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	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 (EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t; 125\text{mm})$
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t; 125\text{mm})$
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t; 200\text{mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t; 400\text{mm})$	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 175\text{mm})$

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$; 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.

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1,5mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm.



La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni e dei chiodi $F_{V,Rd}$, per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{V,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 8.8 e 10.9}$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione bullonata può essere assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2},$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,

t è lo spessore della piastra collegata,

f_{tk} è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,

$\alpha = \min \{ e_1 / (3 d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1 \}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

$\alpha = \min \{ p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_t ; 1 \}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato,

$k = \min \{ 2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

$k = \min \{ 1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

essendo e_1 , e_2 , p_1 e p_2 indicati in Fig. 4.2.3 e d_0 il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone,

La resistenza di calcolo allo scorrimento $F_{s,Rd}$ di un bullone di classe 10.9 precaricato può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \mu F_{p,C} / \gamma_{M3}.$$

dove:

n è il numero delle superfici di attrito,

μ è il coefficiente di attrito

$F_{p,C}$ è la forza di precarico del bullone

Come evidenziato nel capitolo materiali, si considera un coeff. di attrito $\mu = 0.3$, poiché i giunti sono realizzati in opera.

9.2 VERIFICHE

Si distinguono tre tipologie di unioni bullonate, caratterizzate dal medesimo funzionamento:

GIUNTI TRAVI PRINCIPALI	
G1 - Concio	5-6
G2 - Concio	11-10
G3 - Concio	5-4

Le sezioni rimangono in campo elastico e per questo la verifica è stata condotta secondo la "categoria B: connessioni ad attrito allo stato limite di esercizio".

Deve essere scongiurato lo scorrimento per lo stato limite d'esercizio, mentre si deve verificare che la forza di taglio di progetto allo stato limite ultimo non superi la resistenza di progetto a taglio, né la forza di rifollamento della stessa.

G1 – giunto C5-C6

Dim_Check	Comb.	Comp.	FvEd/FvRd	FbEd/FbRd	VEd/VplRd	N-MEd/N-MR	VEd/VplpRd	N-MEd/N-MpRd	Comb.	Comp.	FvEd/FsRd
Ali sup.:True	SLU, Mmax	Ali sup.	0.573	0.3	-	0.808	-	0.937	SLE c., Mmax	Ali sup.	0.737
Anima:True		Anima	0.522	0.331	0.511	0.92	0.449	0.929		Anima	0.638
Ali inf.:True		Ali inf.	0.625	0.471	-	0.82	-	0.883		Ali inf.	0.646
	SLU, Mmin	Ali sup.	0.297	0.155	-	0.417	-	0.486	SLE c., Mmin	Ali sup.	0.494
		Anima	0.232	0.15	0.161	0.427	0.142	0.431		Anima	0.4
		Ali inf.	0.259	0.195	-	0.34	-	0.362		Ali inf.	0.292
	SLU, Vmax	Ali sup.	0.297	0.155	-	0.417	-	0.486	SLE c., Vmax	Ali sup.	0.545
		Anima	0.232	0.15	0.161	0.427	0.142	0.431		Anima	0.436
		Ali inf.	0.259	0.195	-	0.34	-	0.362		Ali inf.	0.366
	SLU, Vmin	Ali sup.	0.573	0.3	-	0.808	-	0.937	SLE c., Vmin	Ali sup.	0.737
		Anima	0.522	0.331	0.511	0.92	0.449	0.929		Anima	0.638
		Ali inf.	0.625	0.471	-	0.82	-	0.883		Ali inf.	0.646

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121". PROGETTO ESECUTIVO NUOVO SAN LEONARDO

VIADOTTO SAN LEONARDO - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

G2 – giunto C11-C10

Dim_Check	Comb.	Comp.	FvEd/FvRd	FbEd/FbRd	VEd/VplRd	N-MEd/N-MR	VEd/VplpRd	N-MEd/N-MpRd	Comb.	Comp.	FvEd/FsRd
Ali sup.:True	SLU, Mmax	Ali sup.	0.601	0.3	-	0.807	-	0.983	SLE c., Mmax	Ali sup.	0.821
Anima:True		Anima	0.541	0.344	0.512	0.963	0.449	0.968		Anima	0.714
Ali inf.:True		Ali inf.	0.666	0.492	-	0.858	-	0.935		Ali inf.	0.755
	SLU, Mmin	Ali sup.	0.303	0.149	-	0.401	-	0.496	SLE c., Mmin	Ali sup.	0.55
		Anima	0.223	0.144	0.163	0.409	0.144	0.412		Anima	0.415
		Ali inf.	0.261	0.193	-	0.337	-	0.364		Ali inf.	0.358
	SLU, Vmax	Ali sup.	0.303	0.149	-	0.401	-	0.496	SLE c., Vmax	Ali sup.	0.588
		Anima	0.223	0.144	0.163	0.409	0.144	0.412		Anima	0.442
		Ali inf.	0.261	0.193	-	0.337	-	0.364		Ali inf.	0.414
	SLU, Vmin	Ali sup.	0.601	0.3	-	0.807	-	0.983	SLE c., Vmin	Ali sup.	0.821
		Anima	0.541	0.344	0.512	0.963	0.449	0.968		Anima	0.713
		Ali inf.	0.666	0.492	-	0.858	-	0.935		Ali inf.	0.755

G3 – giunto C5-C4

Dim_Check	Comb.	Comp.	FvEd/FvRd	FbEd/FbRd	VEd/VplRd	N-MEd/N-MR	VEd/VplpRd	N-MEd/N-MpRd	Comb.	Comp.	FvEd/FsRd
Ali sup.:True	SLU, Mmax	Ali sup.	0.58	0.304	-	0.819	-	0.949	SLE c., Mmax	Ali sup.	0.763
Anima:True		Anima	0.534	0.339	0.512	0.943	0.45	0.952		Anima	0.672
Ali inf.:True		Ali inf.	0.64	0.483	-	0.841	-	0.905		Ali inf.	0.689
	SLU, Mmin	Ali sup.	0.283	0.147	-	0.397	-	0.463	SLE c., Mmin	Ali sup.	0.483
		Anima	0.225	0.144	0.189	0.406	0.166	0.41		Anima	0.399
		Ali inf.	0.239	0.18	-	0.314	-	0.333		Ali inf.	0.282
	SLU, Vmax	Ali sup.	0.283	0.147	-	0.397	-	0.463	SLE c., Vmax	Ali sup.	0.529
		Anima	0.225	0.144	0.189	0.406	0.166	0.41		Anima	0.433
		Ali inf.	0.239	0.18	-	0.314	-	0.333		Ali inf.	0.349
	SLU, Vmin	Ali sup.	0.58	0.304	-	0.819	-	0.949	SLE c., Vmin	Ali sup.	0.763
		Anima	0.534	0.339	0.512	0.943	0.45	0.952		Anima	0.672
		Ali inf.	0.64	0.483	-	0.841	-	0.905		Ali inf.	0.689

10 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI SECONDARI

10.1 DIAFRAMMI

Nelle tabelle che seguono è riportata la verifica dei diaframmi di irrigidimento della sezione.

Tutti i diaframmi correnti, sono realizzati con aste reticolari a V e sono imbullonati agli irrigidimenti con passo tipico variabile tra i 5 ed i 7.0 metri (due diaframmi per ogni concio).

Le aste che compongono la reticolare, sono costituite da profili angolari.

I diaframmi di pila e spalla sono pieni a doppia T, per permettere l'alloggiamento dei martinetti durante le fasi di sollevamento del viadotto per la manutenzione e/o sostituzione degli appoggi.

Per entrambi i casi, nelle verifiche riportate si tiene conto delle sollecitazioni aggiuntive sia in fase di getto, sia dovuto alla geometria inclinata delle anime.

Gli sforzi globali sono calcolati sulla base dell'incremento di momento torcente fra un diaframma ed il successivo: tale momento viene suddiviso alla Bredt in due coppie di forze, una orizzontale e una verticale, che originano due momenti uguali alla metà del momento torcente totale. Le quattro forze vengono applicate alla struttura, e vengono così ricavati gli sforzi di trazione e compressione nelle singole aste per i diaframmi reticolari, ed i momenti flettenti agenti sui traversi pieni di pila e spalle.

Per il corrente superiore dei diaframmi correnti, si considera la sollecitazione presente in fase di getto più una quota parte pari al 50% dei carichi mobili, in quanto si suppone che tale asta abbia una rigidità infinitamente inferiore rispetto a quella della soletta in fase di esercizio, soletta che, pertanto, ne fa staticamente le veci.

Le aste verificate a trazione, vengono calcolate depurando all'area della sezione delle aste i fori per i bulloni.

I giunti bullonati sono realizzati in categoria B - Unioni a taglio per attrito allo SLE. Si eseguono quindi le seguenti verifiche:

- Verifica a taglio dei bulloni (SLU)
- Verifica a rifollamento dei piatti e dei profili collegati (SLU)
- Verifica a scorrimento dei bulloni allo stato limite di esercizio (SLE)

10.1.1 Calcolo e verifica diaframmi correnti

Si riporta la verifica del diaframma corrente, eseguita considerando il passo massimo dei diaframmi pari a 7 m.

Concio	8
Diaframma	Tipo D
Lsup	6.05
L inf [m]	4.80
h [m]	2.60
int. diaframmi [m]	7.00

acciaio S355		
f_{yk}	355	N/mm ²
f_{tk}	510	N/mm ²
E	210000	N/mm ²
G	80769	N/mm ²

inclinazione diagonali [rad]	0.710
------------------------------	-------

bulloni C10.9		
f_{yb}	900	N/mm ²
f_{ub}	1000	N/mm ²

Carichi mobili		Q_k [kN]	q_k [kN/m]	T [kN]	e [m]	M_t [kNm]
	C1	600	27	789.00	3.75	2959
	C2	400	7.5	452.50	0.75	339
						3298

vento	h_{tot} [m]	p [kN/mq]	q [kN/m]	T [kN]	e [m]	M_t [kNm]
	6.2	2.5	15.50	108.5	1.6	173.6

	SLU	SLEr		γ_{M1}	1.05
γ_Q	1.35	1	-	γ_{M2}	1.25
γ_{vento}	0.9	0.6	-	γ_{M3}	1.25
Momento torcente	4608.7	3402.3	kNm	γ_{M7}	1.10

		Corr. Superiore	Diagonale	Corr. Inferiore	
Sforzo normale - SLU	$N_{ed,SLU}$	443.1	584.3	886.3	kN
Sforzo normale - SLEr	$N_{ed,SLEr}$	327.1	431.4	654.3	kN

VERIFICHE PROFILO

Tipo profilo		2 L 130x12	2 L 120x12	2 L 120x12	cm ²
Area sezione	A	60.00	55.08	55.08	cm ²
spessore	s	1.20	1.20	1.20	cm
Momento inerzia x	J _x	944	737	737	cm ⁴
Momento inerzia y	J _y	2103	1686	1686	cm ⁴
Raggio d'inerzia x	i _x	3.97	3.66	3.66	cm
Raggio d'inerzia y	i _y	5.92	5.53	5.53	cm
distanza minima calastrelli	d _{calastrelli}	59.50	54.87	54.87	cm

Compressione

Luce	L	5.55	3.50	4.30	m
	β _x	1.00	1.00	0.50	
Lunghezza libera x	l _{0,x}	5.55	3.50	2.15	m
	β _y	1.00	1.00	1.00	
Lunghezza libera y	l _{0,y}	5.55	3.50	4.30	m

Snellezza x	λ _x	139.9	95.7	58.8	-
Snellezza y	λ _y	93.7	63.3	77.7	-

Carico critico elastico x	N _{cr,x}	635	1247	3305	kN
Carico critico elastico y	N _{cr,y}	1415	2853	1890	kN

Snellezza normalizzata	λ _{max}	1.831	1.252	1.017	-
Fattore d'imperfezione	α	0.34	0.34	0.34	-
	Φ	2.454	1.463	1.156	-
	χ	0.24	0.45	0.59	-

N _{b,Rd}	496	839	1092	kN
N _{ed} /N _{b,Rd}	0.89	0.70	0.81	-

Trazione

diametro bulloni	M	24	24	24	mm
diametro foro	d ₀	25.5	25.5	25.5	mm
n° fori	n	2	2	2	-
Area fori	A _{fori}	6.12	6.12	6.12	cm ²
Area netta	A _{net}	53.88	48.96	48.96	cm ²
	N _{t,Rd}	1978	1798	1798	kN
	N _{ed} /N _{t,Rd}	0.22	0.33	0.49	

VERIFICA COLLEGAMENTI

Bulloni a taglio (SLU)

diámetro bulloni	M	24	24	24	mm
Area bullone	A_{res}	353.0	353.0	353.0	mm ²
	$F_{v,Rd}$	141.2	141.2	141.2	kN
n° bulloni	n	2	3	4	-
n° superfici taglio	n_t	2	2	2	-
	F_{ed}	110.8	97.4	110.8	kN
	$F_{ed}/F_{v,Rd}$	0.78	0.69	0.78	

Bulloni ad attrito (SLER)

n° superfici attrito	n_{att}	2	2	2	-
coefficiente attrito	μ	0.3	0.3	0.3	-
forza di precarico	$F_{p,Cd}$	224.6	224.6	224.6	kN
	$F_{s,rRd}$	107.8	107.8	107.8	-
	F_{ed}	81.8	71.9	81.8	kN
	$F_{ed}/F_{v,Rd}$	0.76	0.67	0.76	

Rifolamento piastra (SLU)

spessore piastra	t	15	15	15	mm
distanze e interassi	e_1	36	36	85	mm
	e_2	35	35	72	mm
	p_1	100	100	150	mm
	p_2	37	37	0	mm
coefficienti rifolamento	α_{bordo}	0.47	0.47	1.00	-
	$\alpha_{interni}$	1.00	1.00	1.00	-
	k_{bordo}	2.14	2.14	2.50	-
	$k_{interni}$	0.33	0.33	-1.70	-
	$F_{b,Rd}$	314.8	314.8	367.2	kN
	F_{ed}	221.6	194.8	221.6	kN
	$F_{ed}/F_{b,Rd}$	0.70	0.62	0.60	

10.1.2 Calcolo e verifica diaframmi di spalla

Per la verifica dei diaframmi di spalla viene considerata una combinazione di carico aggiuntiva, oltre a quelle allo stato limite ultimo, dovuta alle fasi di sollevamento. Per il sollevamento si considera una combinazione di verifica agli S.L.E (rara), in quanto le travi devono rimanere in campo elastico durante tale manovra.

Sollevamento					
Permanenti	N-G1	1860.9	kN	γ_{soll} 1.15	
	N-G2	1272.3	kN		
	T	1566.6	kN		
	e	1.45	m		
	M	2271.6	kNm		
Sollecitazioni amplificate	$T_{SLU,sol}$	1801.6	kN		
	$M_{SLU,sol}$	2612.3	kNm		
Esercizio					
Permanenti	T	1566.6	kN	γ 1.35	
	e	0.7	m		
	M	1018.3	kNm		
Q - mobili (max ecc.)	N	1790	kN	γ 1.35	
	M_{trasv}	5399	kNm		
	$M_{trasv,diafr}$	2699.3	kNm	ψ_0 0.75	
	T	894.9	kN		
	e	0.65	m		
	M	3280.9	kNm		
vento	h_{tot} [m]	p [kN/mq]	q [kN/m]	γ 1.5	
	6.2	2.5	15.50		
				ψ_0 0.6	
	L_{infl} [m]	T [kN]	e [m]		M_t [kNm]
	25	387.5	1.75		678.1
Sollecitazioni amplificate	$T_{SLU,m}$	1336.3	kNm		
	$M_{SLU,m}$	6414.3	kNm		
	$T_{SLU,v}$	1190.4	kNm		
	$M_{SLU,v}$	5713.8	kNm		

Nome concio
Diaframma spalla

Sezioni (es. Sez1,Sez2,...) X (m) (es. X1,X2,...)
Tspalla 0

Lamiere (Diaframma spalla)

bs (mm) 400 Flangia sup. in cl. 1
ts (mm) 20 Flangia sup. <40mm
hmet (mm) 2370
twr (mm) 20
alfa 0 Inclined web
bi (mm) 400
ti (mm) 20 Flangia inf. <40mm

Opzioni avanzate per le flange
 Edita opzioni
 Edita opzioni

Cls soletta (Diaframma spalla)
bcls (mm) 0 tcls (mm) 0
b1 (mm) 0 bsx (mm) 0
hcop (mm) 0 Valuta raccordo

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	eta1	id
σ 8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 8
σ 7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 7
σ 6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 6
σ 5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 5
σ 4	177.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	177.1	0.0	0.0	0.0	0.0	177.1	0.52	σ 4
σ 3	174.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	174.0	0.0	0.0	0.0	0.0	174.0	0.51	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 2
σ 1	-18...	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-187.5	0.0	0.0	0.0	0.0	-187.5	0.55	σ 1
σ 0	-19...	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-190.6	0.0	0.0	0.0	0.0	-190.6	0.56	σ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = 0
Totale, intradosso = 0
=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = 0
Totale, intradosso = 0
=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 SODDISFATTA
eta1= 0.564

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 1.092E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$
116.5		57.41

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 1.373 | IsI= 0E+00 mm⁴
eta= 1.2 | KtausI= 0
Epsw= 0.814 | Ktau= 7.461

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.715E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.661E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 5.314E+4 \text{ N}$$

chiw= 0.652 Appoggio: RIGIDO
lambdaw= 1.401 MEd,eq= 2.612E+6 Nm
c= 807.545 Mf,Rd= 6.356E+6 Nm
taucr= 104.44 N/mm² MEd/MfRd= 0.411

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.32 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.41 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.32 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

10.1.3 Calcolo e verifica diaframmi di pila

Per la verifica dei diaframmi di pila viene considerata una combinazione di carico aggiuntiva, oltre a quelle allo stato limite ultimo, dovuta alle fasi di sollevamento. Per il sollevamento si considera una combinazione di verifica agli S.L.E (rara), in quanto le travi devono rimanere in campo elastico durante tale manovra.

Sollevamento				
Permanenti	N-G1	7109.6	kN	γ_{sol} 1.15
	N-G2	4603.1	kN	
	T	5856.3	kN	
	e	1.45	m	
	M	8491.6	kNm	
Sollecitazioni amplificate	$T_{SLU,sol}$	6734.8	kN	
	$M_{SLU,sol}$	9765.4	kNm	
Esercizio				
Permanenti	T	5856.3	kN	γ 1.35
	e	0.7	m	
	M	3806.6	kNm	
Q - mobili (max ecc.)	N	3515	kN	γ 1.35
	M_{trasv}	9887	kNm	
	$M_{trasv,diafr}$	4943.7	kNm	ψ_0 0.75
	T	1757.5	kN	
	e	0.65	m	
	M	6086.0	kNm	
vento	h_{tot} [m]	p [kN/mq]	q [kN/m]	γ 1.5
	6.2	2.5	15.50	
				ψ_0 0.6
	L_{infl} [m]	T [kN]	e [m]	
	65	1007.5	1.75	1763.1
Sollecitazioni amplificate	$T_{SLU,m}$	3112.9	kNm	
	$M_{SLU,m}$	14941.9	kNm	
	$T_{SLU,v}$	2905.4	kNm	
	$M_{SLU,v}$	13945.7	kNm	

Nome concio
Diaframma pila

Sezioni (es. Sez1,Sez2,...) X (m) (es. X1,X2,...)
Tpila 0

Lamiere (Diaframma pila)

bs (mm) 500 Flangia sup. in cl. 1
ts (mm) 22 Flangia sup. <40mm
hmet (mm) 2370
twr (mm) 24
alfa 0 Inclined web
bi (mm) 500
ti (mm) 22 Flangia inf. <40mm

Opzioni avanzate per le flange

Edita opzioni
 Edita opzioni

Cls soletta (Diaframma pila)

bcls (mm) 0 tcls (mm) 0
b1 (mm) 0 bsx (mm) 0
hcop (mm) 0 Valuta raccordo

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	eta1	id
σ 8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 8
σ 7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 7
σ 6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 6
σ 5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 5
σ 4	319.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	319.1	0.0	0.0	0.0	0.0	319.1	0.94	σ 4
σ 3	313.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	313.2	0.0	0.0	0.0	0.0	313.2	0.93	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 2
σ 1	-31...	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-313.2	0.0	0.0	0.0	0.0	-313.2	0.93	σ 1
σ 0	-31...	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-319.1	0.0	0.0	0.0	0.0	-319.1	0.94	σ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):
 Totale, estradosso = 0
 Totale, intradosso = 0
 => Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):
 Totale, estradosso = 0
 Totale, intradosso = 0
 => Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 SODDISFATTA eta1= 0.944

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.308E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_\tau}$
96.917		57.382

=> Verifica NECESSARIA

a/tw = 1.376 I_s = 0E+00 mm⁴
 eta = 1.2 K_{tau} = 0
 Epsw = 0.814 K_{tau} = 7.453

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 7.636E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 7.636E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0E+00 \text{ N}$$

chiw = 0.734 Appoggio: RIGIDO
 lambda_w = 1.166 MEd,eq = 9.765E+6 Nm
 c = 809.542 Mf,Rd = 8.732E+6 Nm
 tau_{cr} = 150.77 N/mm² MEd/MfRd = 1.118

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.88 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 1.12 > 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.88 > 0.5$$

C'E' INTERAZIONE

$$\eta_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 = 0.942 \leq 1.0$$

$\eta_1 = \max(\eta_{1i}) = 0.617$

VERIFICA SODDISFATTA

10.2 CONTROVENTI INFERIORI

Nelle tabelle che seguono è riportata la verifica delle controventature inferiori dell'impalcato; tutti i controventi sono a croce di S. Andrea (tipo c), imbullonati a piastre a loro volta saldate all'anima e agli irrigidimenti con passo tipico 5 – 7.0 metri.

A favore di sicurezza, nel calcolo è stato trascurato il contributo della diagonale compressa.

Gli sforzi nelle aste sono calcolati sulla base del momento torcente presente in corrispondenza dell'estremità della maglia di controvento dalla parte del punto di azzeramento di tale sollecitazione (coincidente, circa, con la mezzeria della campata): tale momento viene suddiviso alla Bredt in due coppie di forze, una orizzontale e una verticale, che originano due momenti uguali alla metà del momento torcente totale. Si assume che le forze verticali siano assorbite dalle anime e dai diaframmi, mentre quelle orizzontali carichino la maglia di controvento in questione, dove si distribuiscono nelle aste con uno schema reticolare.

I giunti bullonati sono realizzati in categoria B - Unioni a taglio per attrito allo SLE. Si eseguono quindi le seguenti verifiche:

- Verifica a taglio dei bulloni (SLU)
- Verifica a rifollamento dei piatti e dei profili collegati (SLU)
- Verifica a scorrimento dei bulloni allo stato limite di esercizio (SLE)

tipo profilo	x [m]	int [m]	θ	$M_{t,max,SLU}$	F_{SLU}	$N_{diag,SLU}$	$M_{t,max,SLEr}$	F_{SLEr}	$N_{diag,SLEr}$
2L 140x14	5	5	0.806	6844	1242	1794	5049	916	1323
2L 140x14	10.5	5.5	0.853	5702	1035	1574	4206	763	1161
2L 120x12	16	5.5	0.853	4583	832	1265	3381	614	933
2L 120x12	22	6	0.896	3448	626	1002	2544	462	739
2L 120x12	28	6	0.896	3273	594	951	2431	441	706
2L 120x12	34	5.5	0.853	4407	800	1216	3267	593	902
2L 140x14	39.5	5.5	0.853	5447	989	1504	4035	732	1114
2L 140x14	45	5	0.806	6605	1199	1731	4889	887	1281
2L 140x14	55	5	0.806	7800	1416	2044	5774	1048	1513
2L 140x14	60.5	5.5	0.853	6720	1220	1855	4977	903	1374
2L 140x14	66	5.5	0.853	5730	1040	1582	4248	771	1172
2L 120x12	72.5	6.5	0.935	4544	825	1388	3373	612	1030
2L 120x12	79	6.5	0.935	3431	623	1048	2552	463	780
2L 120x12	86	6.5	0.935	3715	674	1135	2737	497	836
2L 120x12	92.5	6.5	0.935	4835	877	1477	3562	646	1088
2L 140x14	99	5.5	0.853	6037	1096	1666	4449	807	1228
2L 140x14	104.5	5.5	0.853	7025	1275	1939	5177	940	1429
2L 140x14	110	5	0.806	8114	1473	2126	5980	1085	1567

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121". PROGETTO ESECUTIVO NUOVO SAN LEONARDO

VIADOTTO SAN LEONARDO - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

h [m]	2.755
L inf [m]	4.80

		2 L 140x14	2 L 120x12	
Sforzo normale - SLU	$N_{ed,SLU}$	2126	1477	kN
Sforzo normale - SLER	$N_{ed,SLER}$	1567	1088	kN

VERIFICHE PROFILO - TRAZIONE

Tipo profilo		2 L 140x14	2 L 120x12	cm ²
Area sezione	A	75.00	55.08	cm ²
spessore	s	1.40	1.20	cm

diametro bulloni	M	24	24	mm
diametro foro	d_0	25.5	25.5	mm
n° fori	n	2	2	-
Area fori	A_{fori}	7.14	6.12	cm ²
Area netta	A_{net}	67.86	48.96	cm ²
	$N_{t,Rd}$	2536	1862	kN
	$N_{t,Rd}$	2492	1798	kN
	$N_{ed}/N_{t,Rd}$	0.85	0.82	

acciaio S355		
f_{yk}	355	N/mm ²
f_{tk}	510	N/mm ²
E	210000	N/mm ²
G	80769	N/mm ²

γ_{M1}	1.05
γ_{M2}	1.25

VERIFICA COLLEGAMENTI

Bulloni a taglio (SLU)

diametro bulloni	M	24	24	mm
Area bullone	A_{res}	353.0	353.0	mm ²
	$F_{v,Rd}$	141.2	141.2	kN
n° bulloni	n	10	8	-
n° superfici taglio	n_t	2	2	-
	F_{ed}	106.3	92.3	kN
	$F_{ed}/F_{v,Rd}$	0.75	0.65	

bulloni C10.9		
f_{yb}	900	N/mm ²
f_{ub}	1000	N/mm ²

γ_{M3}	1.25
γ_{M7}	1.10

Bulloni ad attrito (SLER)

n° superfici attrito	n_{att}	2	2	-
coefficiente attrito	μ	0.3	0.3	-
forza di precarico	$F_{p,Cd}$	224.6	224.6	kN
	$F_{s,rRd}$	107.8	107.8	-
	F_{ed}	78.4	68.0	kN
	$F_{ed}/F_{v,Rd}$	0.73	0.63	

Rifolamento piastra (SLU)

spessore piastra	t	15	15	mm
distanze e interassi	e_1	36	36	mm
	e_2	35	35	mm
	p_1	100	100	mm
	p_2	37	37	mm
coefficienti rifolamento	α_{bordo}	0.47	0.47	-
	$\alpha_{interni}$	1.00	1.00	-
	k_{bordo}	2.14	2.14	-
	$k_{interni}$	0.33	0.33	-
	$F_{b,Rd}$	314.8	314.8	kN
	F_{ed}	212.6	184.6	kN
	$F_{ed}/F_{b,Rd}$	0.68	0.59	

10.3 CONTROVENTI SUPERIORI DI MONTAGGIO

I controventi superiori sono inseriti al fine di evitare fenomeni d'instabilità flessio-torsionale nelle travi principali.

Per poter garantire la stabilità essi devono essere in grado di sopportare delle sollecitazioni derivanti dalla tendenza della piattabanda compressa a sbandare lateralmente.

Per definire questi effetti si ricorre alle indicazioni contenute nell' UNI EN 1993-1-1: 2005.

Si considera a tal proposito un'imperfezione di:

$$e_0 = \alpha_m \cdot \frac{L}{500}$$

con: L luce della campata;

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

m numero di membrature da vincolare;

L'effetto delle imperfezioni viene schematizzato con un carico trasversale:

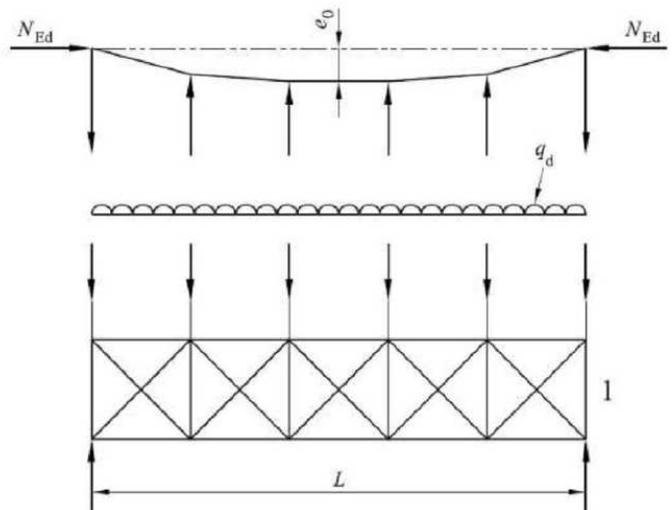
$$q_d = \sum N_{Ed} \cdot 8 \cdot \frac{e_0 + \delta_q}{L^2}$$

con: δ_q spostamento trasversale dovuto ai carichi laterali (si considera 50 mm);

N_{Ed} sforzo normale presente nella flangia compressa: $N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h}$

M_{Ed} massimo momento flettente nella trave in prima fase;

h altezza totale della trave.



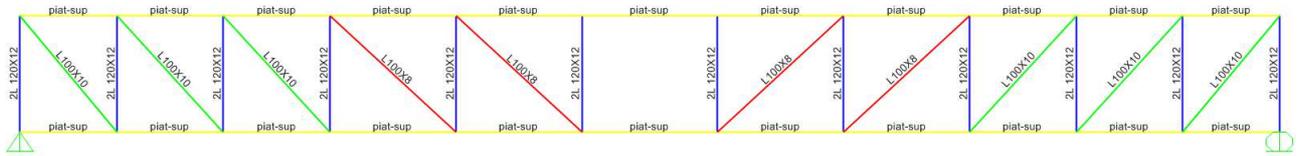
m	2	-
α_m	0.866	-
L	65.0	m
e_0	113	mm
δ_q	50	mm
M_{Ed}	14080	kNm
h	2.85	m
N_{Ed}	4940	kN
q_d	1.52	kN/m
p_v	2.50	kN/m
q_v	8.03	kN/m
q_{SLU}	14.09	kN/m

γ
1.35
γ
1.5

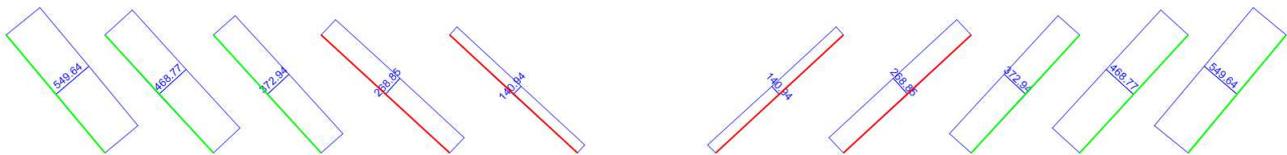
Si riporta di seguito il modello utilizzato per determinare le sollecitazioni sui diagonal.

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121". PROGETTO ESECUTIVO NUOVO SAN LEONARDO

VIADOTTO SAN LEONARDO - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO



Axial Force Diagram (SLU)



		100x10	100x8	
Sforzo normale - SLU	$N_{ed,SLU}$	550	269	kN

VERIFICHE PROFILO - TRAZIONE

Tipo profilo		100x10	100x8	cm ²
Area sezione	A	19.15	15.50	cm ²
spessore	s	1.00	0.80	cm

acciaio S355		
f_{yk}	355	N/mm ²
f_{tk}	510	N/mm ²
E	210000	N/mm ²
G	80769	N/mm ²

diametro bulloni	M	24	24	mm
diametro foro	d_0	25.5	25.5	mm
n° fori	n	1	1	-
Area fori	A_{fori}	2.55	2.04	cm ²
Area netta	A_{net}	16.60	13.46	cm ²
	$N_{t,Rd}$	647	524	kN
	$N_{t,Rd}$	610	494	kN
	$N_{ed}/N_{t,Rd}$	0.90	0.54	

γ_{M1}	1.05
γ_{M2}	1.25

VERIFICA COLLEGAMENTI

Bulloni a taglio (SLU)

diametro bulloni	M	24	24	mm
Area bullone	A_{res}	353.0	353.0	mm ²
	$F_{v,Rd}$	141.2	141.2	kN
n° bulloni	n	4	4	-
n° superfici taglio	n_t	1	1	-
	F_{ed}	137.4	67.2	kN
	$F_{ed}/F_{v,Rd}$	0.97	0.48	

bulloni C10.9		
f_{yb}	900	N/mm ²
f_{ub}	1000	N/mm ²

γ_{M3}	1.25
γ_{M7}	1.10

Rifolamento piastra (SLU)

spessore piastra	t	10	8	mm
distanze e interassi	e_1	45	45	mm
	e_2	50	50	mm
	p_1	60	60	mm
	p_2	0	0	mm
coefficienti rifolamento	α_{bordo}	0.59	0.59	-
	$\alpha_{interni}$	0.53	0.53	-
	k_{bordo}	2.50	2.50	-
	$k_{interni}$	-1.70	-1.70	-
	$F_{b,Rd}$	144.0	115.2	kN
	F_{ed}	137.4	67.2	kN
	$F_{ed}/F_{b,Rd}$	0.95	0.58	

11 Deformabilità e controfreccia di montaggio

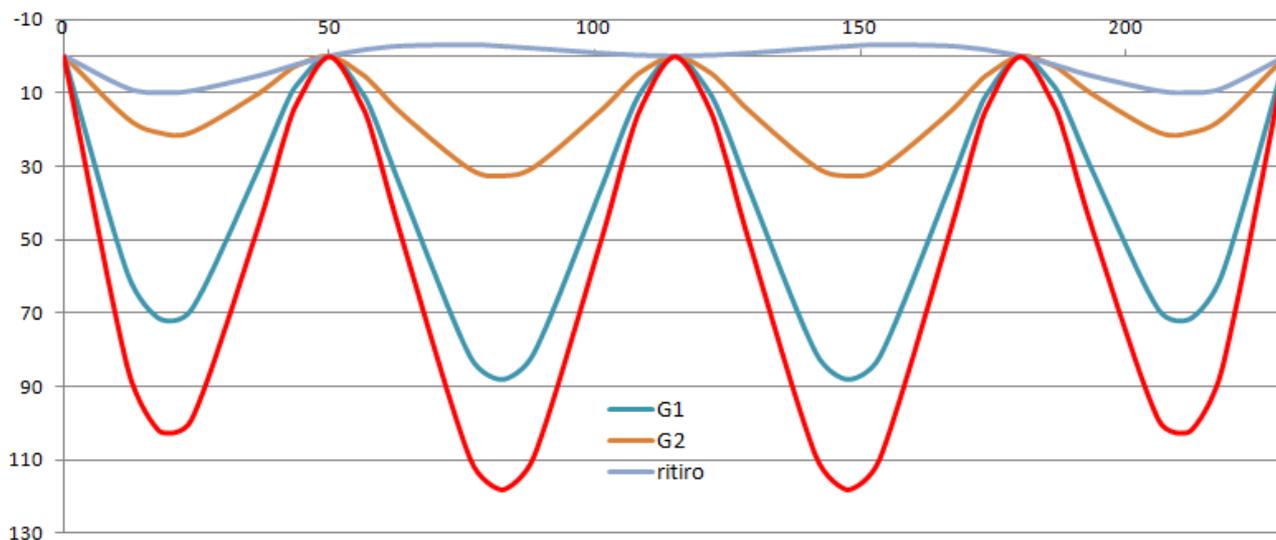
La verifica di deformabilità viene eseguita controllando che la freccia massima della trave composta, per effetto dei carichi accidentali disposti in direzione trasversale nella stessa configurazione impiegata per la verifica di resistenza, sia inferiore al limite di $L/700$ (L indica la luce della campata).

Nella tabella che segue è riportato il valore della freccia in campata ed il relativo limite di confronto, espressi sia in termini assoluti (metri) che come rapporto luce/freccia.

Campata	Luce	freccia limite		Freccia di calcolo	
		f [mm]	L/f	f [m]	L/f
1-4	50	71.4	700	46.3	1080
2-3	65	92.9	700	76.8	847

Le travi principali saranno realizzate in modo tale che sotto i carichi permanenti strutturali G1 (peso proprio della carpenteria metallica e della soletta), i carichi permanenti portati G2 e il ritiro, queste presentino una deformata circa rettilinea. Questo obiettivo è raggiunto assegnando alle travi una controfreccia costruttiva di entità pari alla freccia dovuta ai carichi precedentemente elencati. La valutazione degli abbassamenti sotto carico è stata condotta con gli stessi modelli usati per l'analisi delle sollecitazioni

Nella Figura seguente sono riportati i vari contributi alla controfreccia ed il suo valore totale.



12 AZIONI TRASMESSE ALLE SOTTOSTRUTTURE

Nel seguente capitolo si riportano i valori delle azioni trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture in forma tabellare (sollecitazioni globali in testa alle pile non fattorizzate).

	G1		G2		ε2 (27°)		ε3 (-10°)	
	N (kN)	Mtrasv (kNm)	N (kN)	Mtrasv (kNm)	N (kN)	Mtrasv (kNm)	N (kN)	Mtrasv (kNm)
S1	1861		1272		-207		-125	
P1	7142		4476		271		165	
P2	7110		4603		-128		-81	
P3	7142		4476		271		165	
S2	1861		1272		-207		-125	

	ε4 (S1=-1cm; Ppari=-1.3cm; S2=-1cm)		ε4 (Pdispari=-1.3cm)		Q - mobili (max carico)	
	N (kN)	Mtrasv (kNm)	N (kN)	Mtrasv (kNm)	N (kN)	Mtrasv (kNm)
S1	-34		38		2324	4506
P1	89		-98		4163	7917
P2	-110		120		4288	8735
P3	89		-98		4163	7917
S2	-34		38		2324	4506

	Q - MOBILI (max ecc.)		Q3 - FRENAMENTO		Q5 - VENTO P. CARICO (2.5 kN/mq)	
	N (kN)	Mtrasv (kNm)	T long (kN)	Mlong (kNm)	T trasv (kN)	M trasv (kNm)
S1	1790	5399	900 (totali da ripartire sulle sottostrutture in funzione dello schema di vincolo scelto)		398	1253
P1	3382	9030			910	2865
P2	3515	9887			1024	3225
P3	3382	9030			910	2865
S2	1790	5399			398	1253

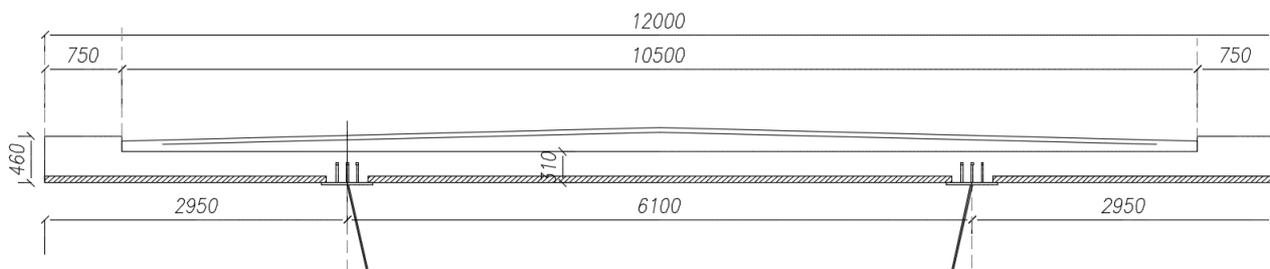
	Q5 - VENTO P. SCARICO (2.5 kN/mq)		Q7 - FRENAMENTO	
	T trasv (kN)	M trasv (kNm)	T long (kN)	Mlong (kNm)
S1	212	354	3% (G1+G2) su vincoli mobili longitudinali	
P1	484	810		
P2	544	912		
P3	484	810		
S2	212	354		

13 VERIFICHE DELLE LASTRE PREDALLES IN FASE DI AUTO PORTANZA

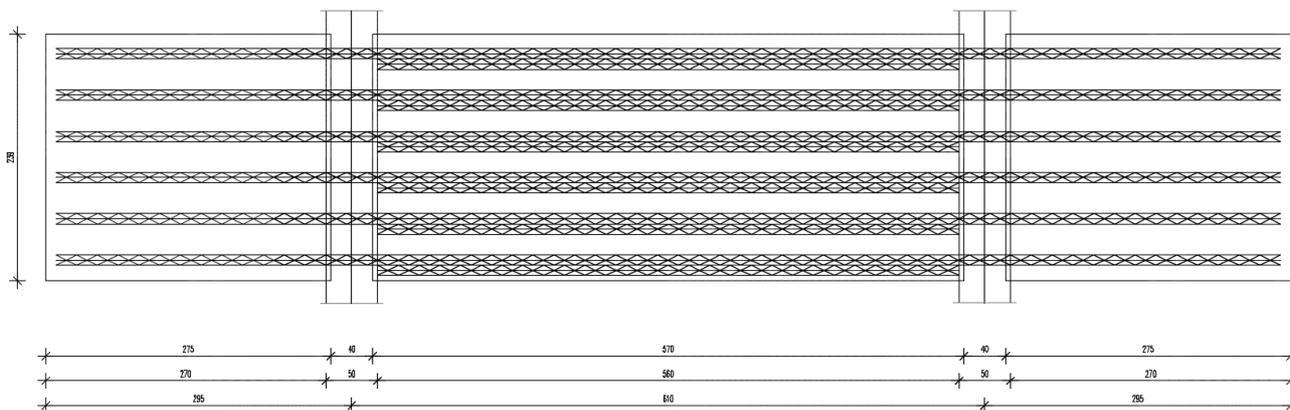
13.1 GEOMETRIA

La soletta ha uno spessore complessivo di 31 cm su una larghezza di impalcato di 12.00 m, suddivisa in una sede stradale di 10.50 m e due cordoli di 0.75 m cadauno. L'altezza media dei cordoli è di 15 cm.

L'interasse fra le travi è pari a 6.10 m con sbalzi simmetrici di 2.95 m.

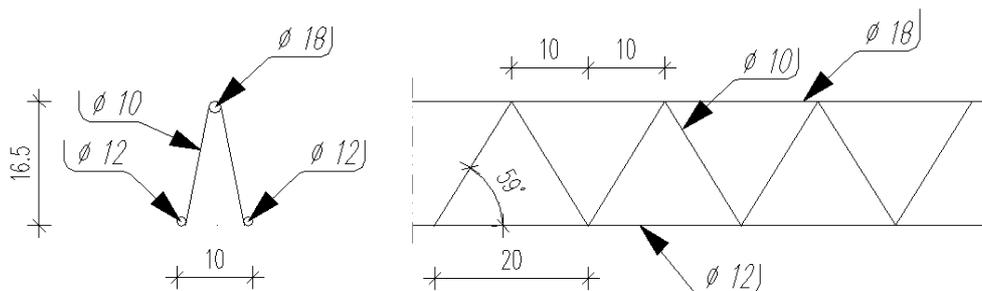


La soletta verrà realizzata mediante il getto in opera su lastre predalles disposte trasversalmente rispetto all'asse stradale.



Le predalle sono interrotte in corrispondenza delle piattabande superiori delle travi principali per consentire l'alloggiamento dei connettori.

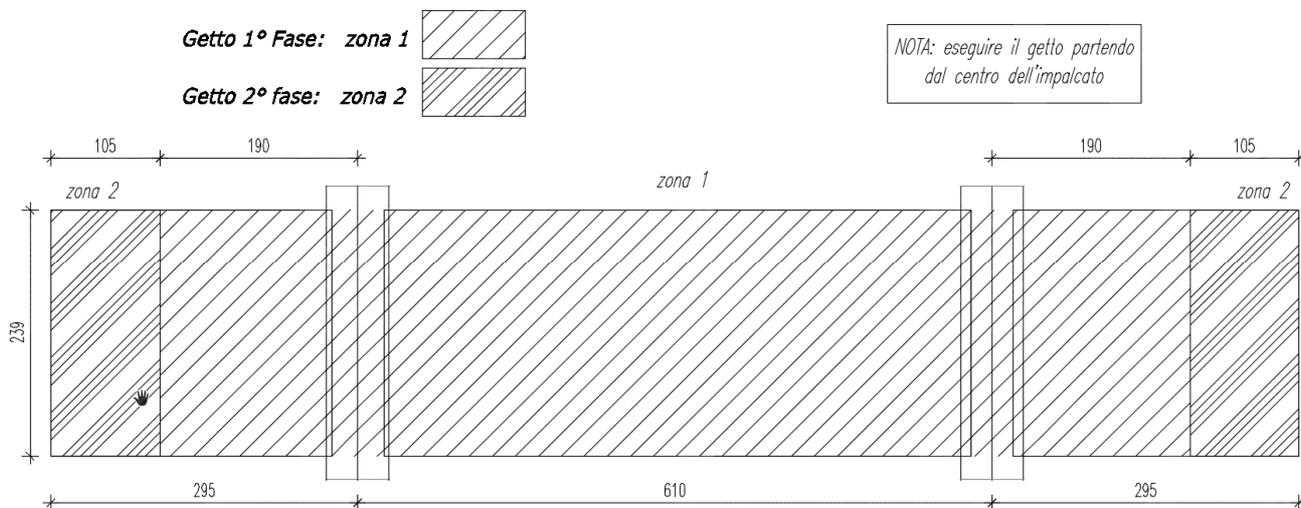
I tralicci della predalles sono di tipo standard di altezza 16.5 cm con ferri di parete $\Phi 10$, correnti superiori $\Phi 18$ e correnti inferiori $\Phi 12$. Il passo fra i tralicci correnti è di 40 cm. In campata si inseriscono 6 tralicci supplementari affiancati ai correnti.



13.2 FASI DI GETTO

Nella verifica delle lastre durante la fase di getto, si considera un carico accidentale di 100 daN/m² che simula la presenza di operai e/o accumulo locale di materiale.

La sequenza di getto è rappresentata in figura.



13.3 VERIFICA DELLE PREDALLES IN FASE DI AUTOPORTANZA

Si considerano 3 condizioni di carico:

- A. Peso proprio predalla + peso del getto della soletta di fase 1 (getto degli sbalzi per 1.90 m in retto dall'asse delle travi e della campata interna compresa tra le travi) + sovraccarico accidentale agente nella campata interna compresa tra le travi.
In questa fase si verifica il traliccio in corrispondenza della sezione di mezzeria (massimo momento positivo).
- B. Peso proprio predalla + peso del getto della soletta di fase 1 (getto degli sbalzi per 1.90 m in retto dall'asse delle travi e della campata interna compresa tra le travi) + sovraccarico accidentale agente su tutta la lunghezza dello sbalzo.
Si verifica il traliccio nella sezione d'appoggio, in asse alla trave;
- C. Peso proprio predalla + peso dell'intera soletta comprensiva di marciapiedi e veletta + sovraccarico accidentale agente su tutta la lunghezza dello sbalzo.
In questa fase si verifica il traliccio in corrispondenza della sezione a 1.90 m dall'asse della trave di bordo.

Si riportano di seguito le sollecitazioni ricavate considerando le condizioni di carico precedentemente elencate ($\gamma_{G1-G2}=1.35$; $\gamma_Q=1.5$), che rappresentano la situazione corrispondente alla pratica esecutiva descritta al §13.2:



Shear Force 2-2 Diagram (Condizione A)



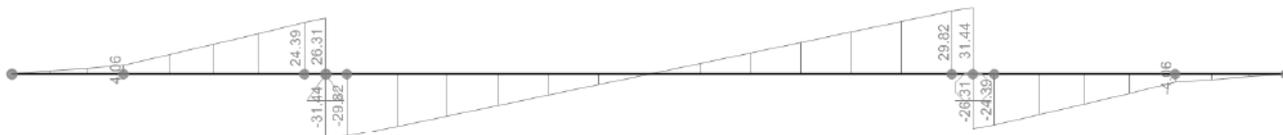
Condizione A – Momento e taglio (kN,m,C)

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121". PROGETTO ESECUTIVO NUOVO SAN LEONARDO

VIADOTTO SAN LEONARDO - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO



Shear Force 2-2 Diagram (Condizione B)



Condizione B – Momento e taglio (kN,m,C)



Shear Force 2-2 Diagram (Condizione C)



Condizione C– Momento e taglio (kN,m,C)

Di seguito si riportano le verifiche effettuate.

	campata	appoggio	sbalzo		
	Fase 1	Fase 2	Fase 3		
γ_{cls}	25	25	25	kN/m ³	peso specifico c.a.
h_t	165	165	165	mm	altezza del traliccio
$n_{c,sup}$	1	1	1		n° dei correnti superiori del traliccio
ϕ_{sup}	18	18	18	mm	diametro dei correnti superiori del traliccio
$n_{c,inf}$	2	2	2		n° dei correnti inferiori del traliccio
ϕ_{inf}	12	12	12	mm	diametro dei correnti inferiori del traliccio
n_{diag}	2	2	2		n° dei diagonali
ϕ_{diag}	10	10	10	mm	diametro dei diagonali
i_{maglia}	200	200	200	mm	interasse maglia tralicci

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121". PROGETTO ESECUTIVO NUOVO SAN LEONARDO

VIADOTTO SAN LEONARDO - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

h_{tc}	150	150	150	mm	altezza di calcolo del traliccio
d_{inf}	100	100	100	mm	distanza tra i correnti inferiori
i_t	200	400	400	mm	interasse trasversale dei tralicci
α	59	59	59	°	angolo longitudinale dei diagonali
α	1.03	1.03	1.03	rad	
β	17	17	17	°	angolo trasversale dei diagonali
β	0.29	0.29	0.29	rad	
h_{getto}	240	240	240	mm	altezza del getto di calcestruzzo
A_{sup}	254	254	254	mm ²	area dei correnti superiori del traliccio
A_{inf}	226	226	226	mm ²	area dei correnti inferiori del traliccio
A_{diag}	157	157	157	mm ²	area dei diagonali
$n_{arm,int}$	1	1	1		n° barre armatura integrativa inferiore per traliccio
\varnothing_{int}	24	24	24	mm	diametro dell'armatura integrativa inferiore per traliccio
$A_{arm,int}$	452	452	452	mm ²	area armatura integrativa inferiore per traliccio

Carichi e sollecitazioni

M_d	30.74	31.38	10.61	kNm/m	momento flettente di calcolo al m
V_d	36.01	31.44	18.45	kN/m	taglio di calcolo al m

Verifica del corrente teso

N_t	204.93	209.20	70.73	kN/m	sforzo di trazione nel corrente teso al m
σ	60.40	328.84	111.19	MPa	tensione massima nel corrente teso

Verifica del corrente compresso

N_c	204.93	209.20	70.73	kN/m	sforzo normale nel corrente compresso al m
\varnothing_c	18	12	12	mm	diametro del corrente compresso
ρ	4.5	3	3	mm	giratore d'inerzia
L_0	200	200	200	mm	lunghezza libera d'inflessione
λ	44	67	67		snellezza
ω	1.26	1.66	1.66		coefficiente ω (prospetto 7-IVc CNR-UNI 10011/97)
$\omega \cdot \sigma$	202.94	196.52	69.21	MPa	tensione massima corrente compresso

Verifica delle aste diagonali

N_{diag}	44.00	38.41	22.54	kN/m	sforzo normale nel corrente compresso al m
ρ	2.5	2.5	2.5	mm	giratore d'inerzia
L_0	187.08	187.08	187.08	mm	lunghezza libera d'inflessione
λ	75	75	75		snellezza

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121". PROGETTO ESECUTIVO NUOVO SAN LEONARDO

VIADOTTO SAN LEONARDO - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

ω	1.84	1.84	1.84		coefficiente ω (prospetto 7-IVc CNR-UNI 10011/97)
$\omega \cdot \sigma$	103.08	179.99	105.62	MPa	tensione massima diagonali

Riepilogo

f_{yk}	450	450	450	MPa	tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
γ_s	1.15	1.15	1.15		coefficiente parziale di sicurezza acciaio
f_{yd}	391.3	391.3	391.3	MPa	tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio
σ_{max}	202.94	328.84	111.19	MPa	tensione massima

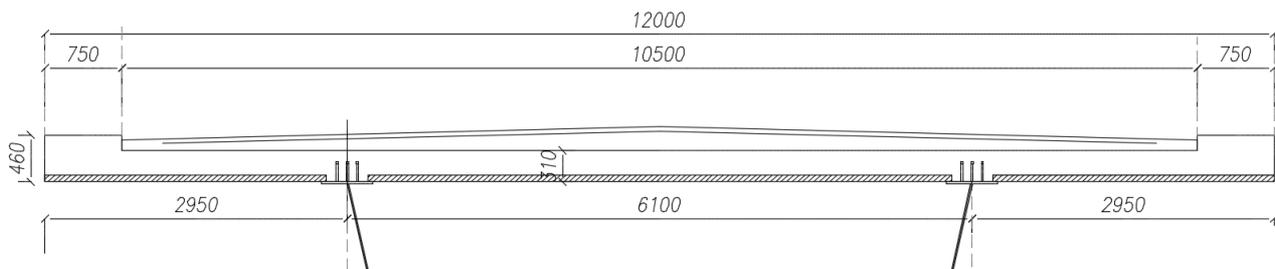
Le tensioni di calcolo sono inferiori alle tensioni resistenti. Pertanto le verifiche si ritengono soddisfatte.

14 CALCOLO E VERIFICA DELLA SOLETTA D'IMPALCATO

14.1 GEOMETRIA

La soletta ha uno spessore complessivo di 31 cm su una larghezza di impalcato di 12.00 m, suddivisa in una sede stradale di 10.50 m e due cordoli di 0.75 m cadauno. L'altezza media dei cordoli è di 15 cm.

L'interasse fra le travi è pari a 6.10 m con sbalzi simmetrici di 2.95 m.



14.2 CRITERI DI CALCOLO

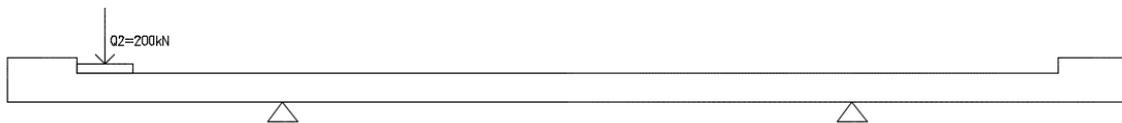
Le verifiche riguardano gli effetti dovuti all'applicazione dei carichi locali definiti dalle NTC 2018, e stimati su una porzione di soletta considerata appoggiata in corrispondenza delle travi longitudinali principali e modellata in SAP2000 con elementi piani (shell).

Sono presi in esame i carichi permanenti strutturali, i permanenti portati, gli schemi di carico da traffico e l'urto di un eventuale veicolo in svio.

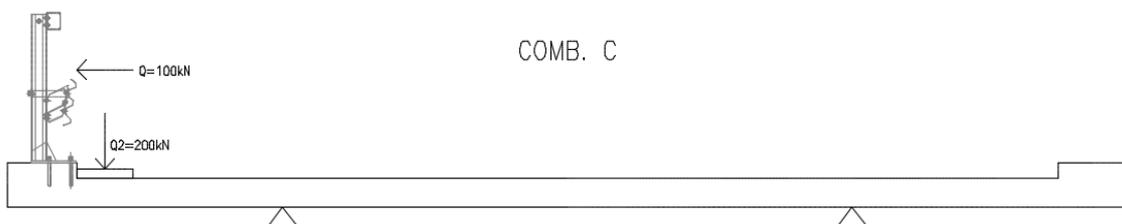
La soletta ha uno spessore costante di 31 cm (7 cm di predalle + 24 cm di getto in opera). L'armatura superiore, in direzione trasversale, è costituita da 1Ø24/60 (1Ø26/60 nelle zone di testata) integrati, nelle zone a sbalzo con 1Ø24/40+1Ø26/40 (1Ø26/13.3 nelle zone di testata). L'armatura inferiore, in direzione trasversale, è costituita da 1Ø24/40 integrati, in campata con 1Ø26/40 (1Ø26/20 nelle zone di testata). Verranno inoltre portati in conto i correnti inferiori dei tralicci.

In senso longitudinale all'impalcato sono state impiegate, nelle zone correnti, delle barre Ø16/20 superiori e inferiori. A vantaggio di sicurezza le verifiche di seguito riportate fanno riferimento a questa

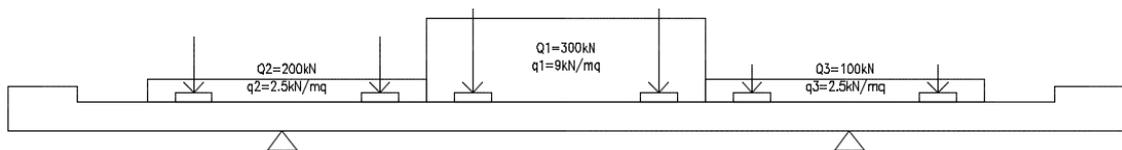
COMB. B



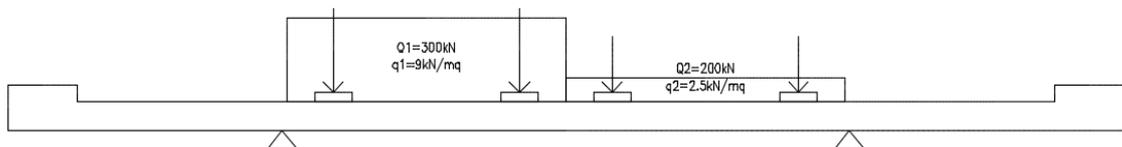
COMB. C

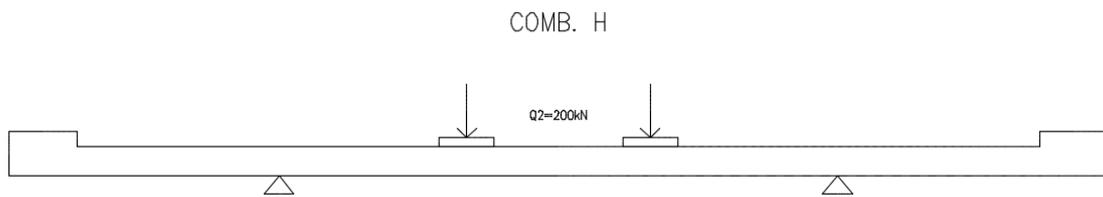
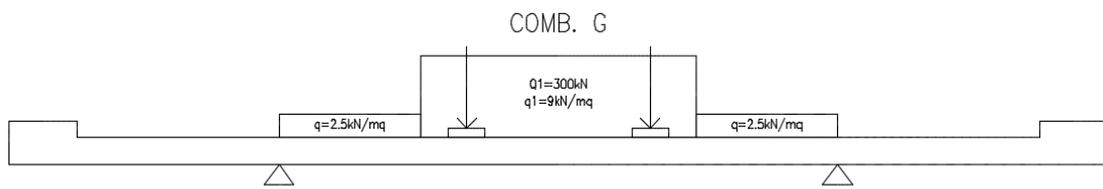
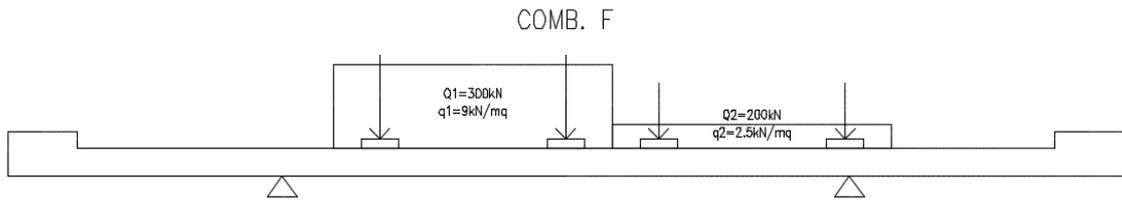


COMB. D



COMB. E

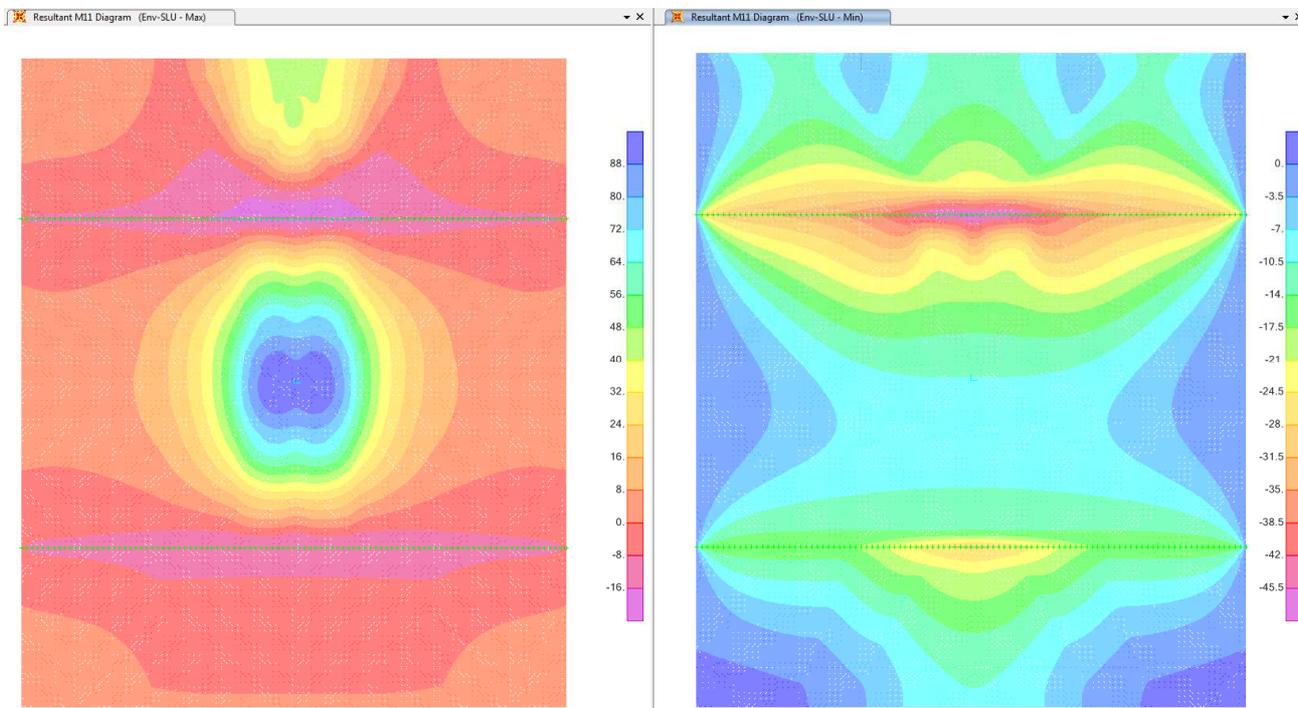




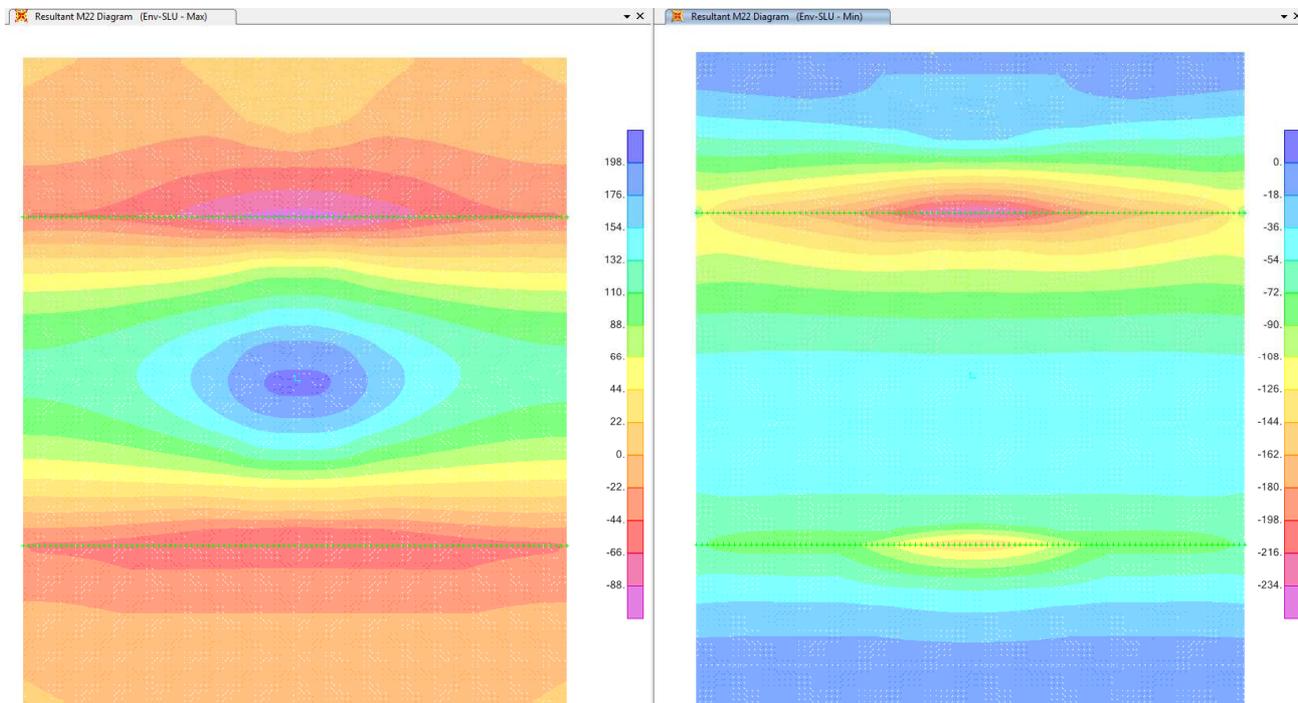
14.4 VERIFICA ZONE CORRENTI

Si riportano di seguito le verifiche della soletta nelle zone correnti dell'impalcato. Queste sono state effettuate in direzione longitudinale (nelle sezioni dove sono presenti le sollecitazioni massime) e in direzione trasversale nelle sezioni di mezzeria e nella sezione di appoggio.

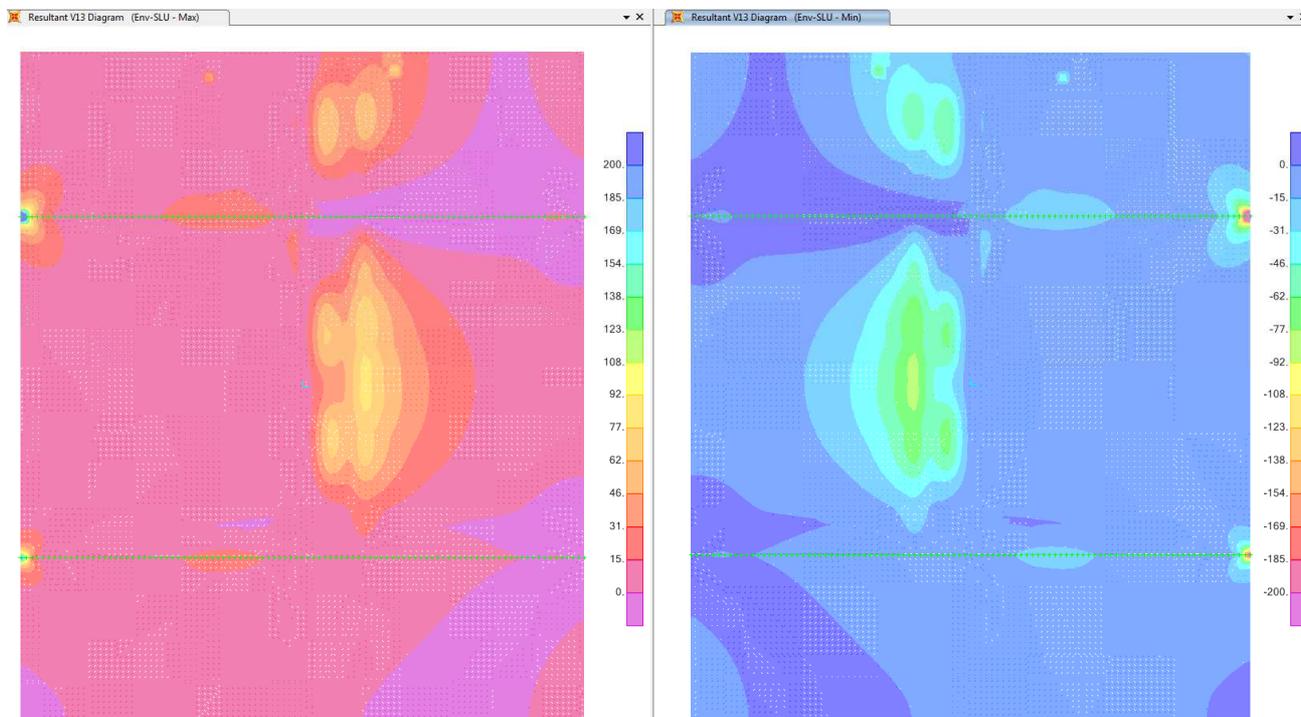
Per ciascuna sezione di verifica si è fatto riferimento alla posizione e alla quantità effettiva di armature presenti. Si riportano di seguito le immagini delle sollecitazioni agenti nella soletta.



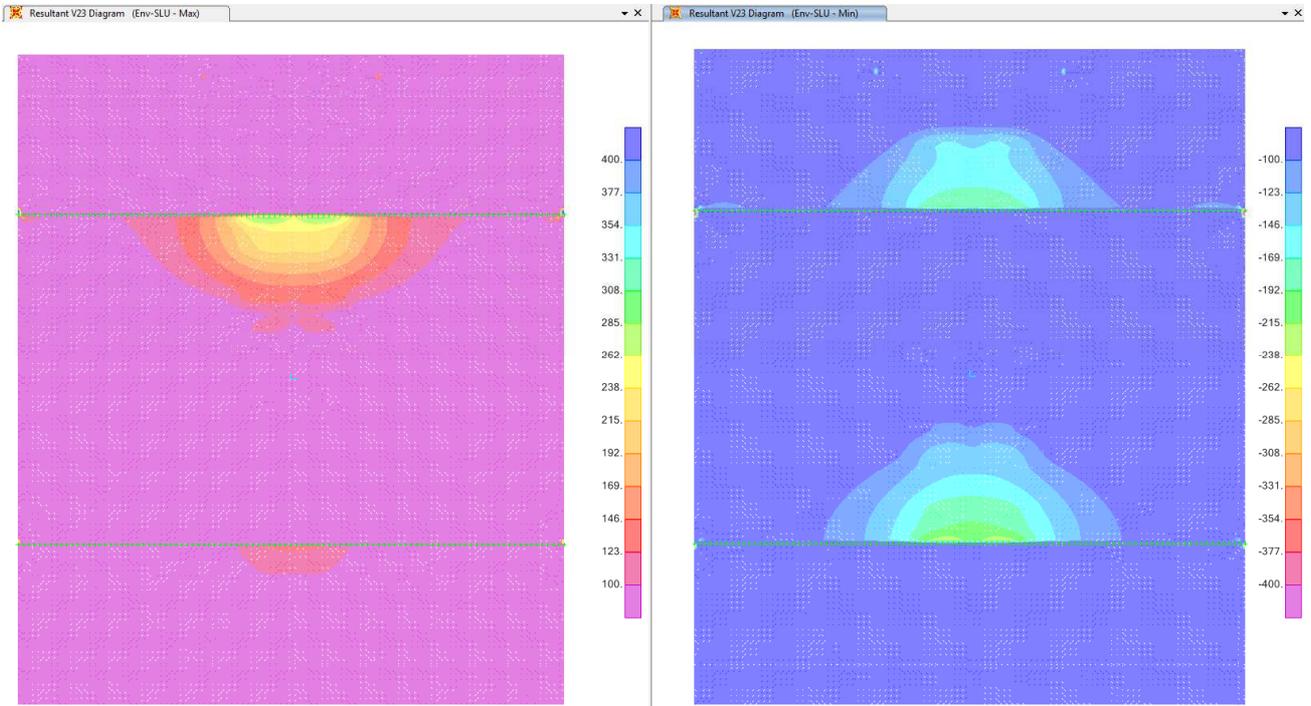
Sollecitazioni flettenti M11 (longitudinali) – ENV SLU (kN,m,C)



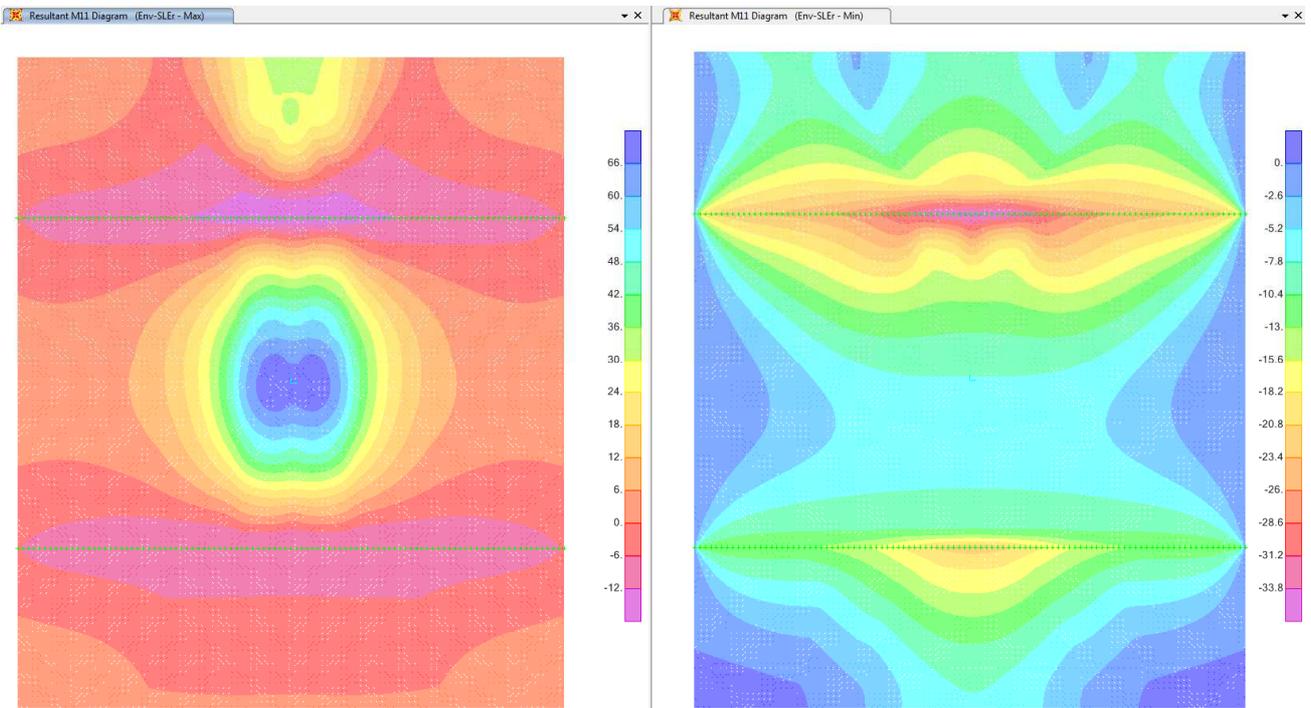
Sollecitazioni flettenti M22 (trasversali) – ENV SLU (kN,m,C)



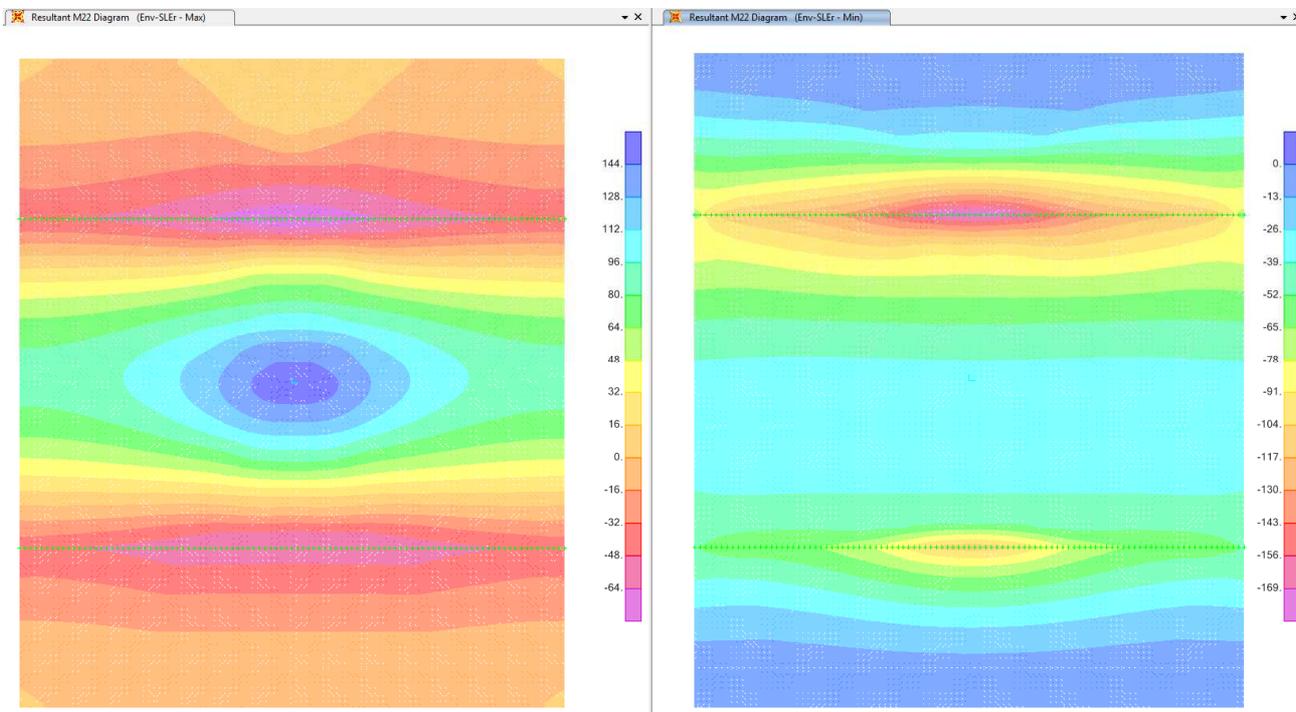
Sollecitazioni taglienti V13 (longitudinali) – ENV SLU (kN,m,C)



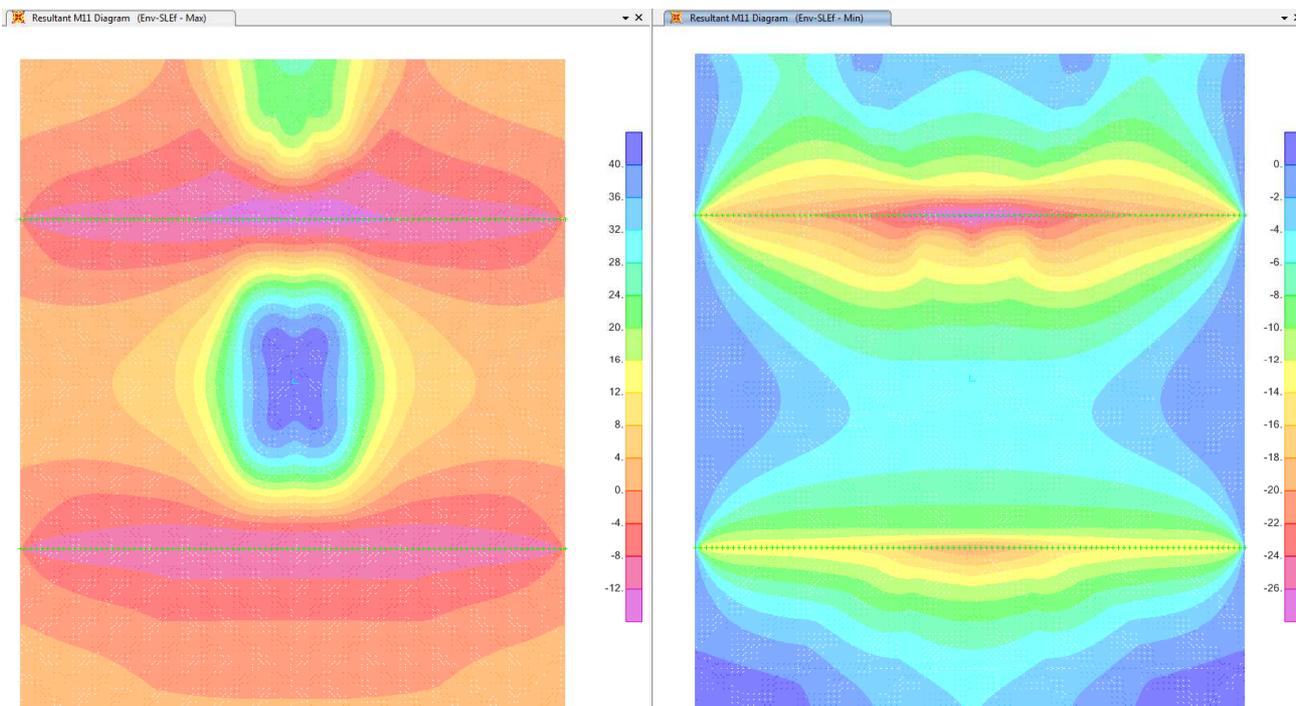
Sollecitazioni taglianti V23 (trasversali) – ENV SLU (kN,m,C)



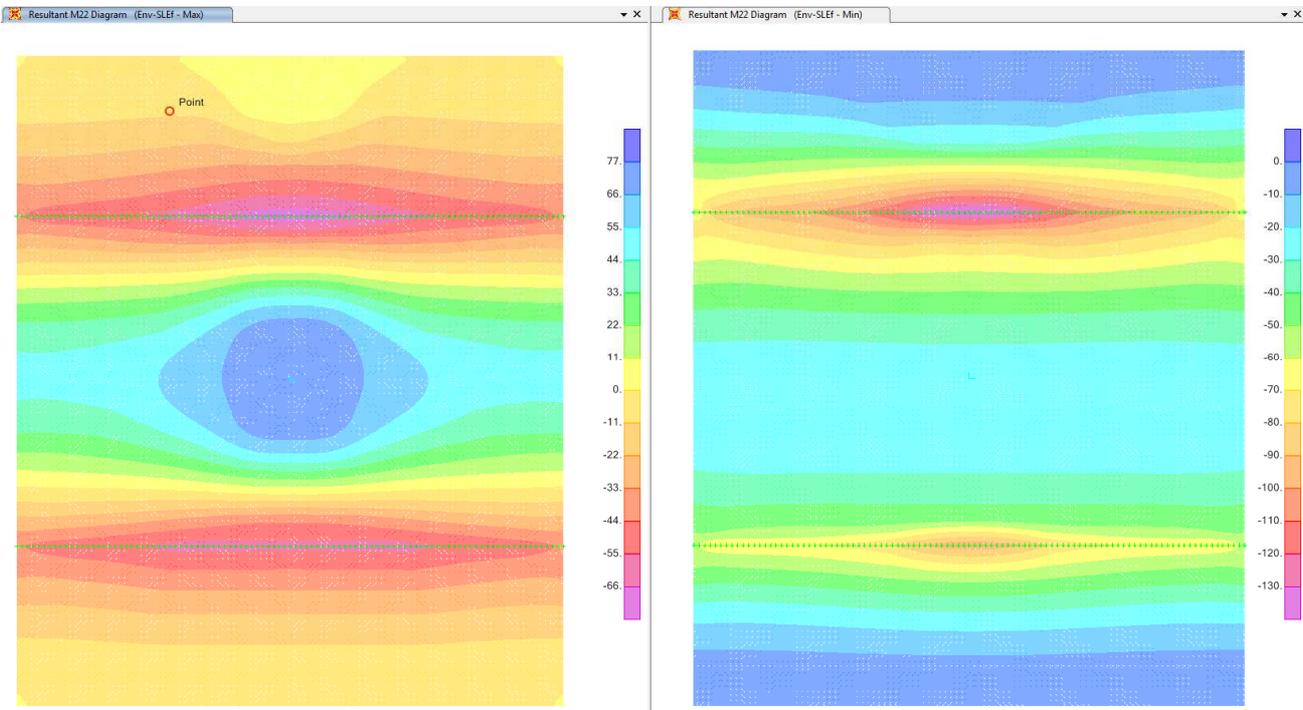
Sollecitazioni flettenti M11 (longitudinali) – ENV_SLEr (kN,m,C)



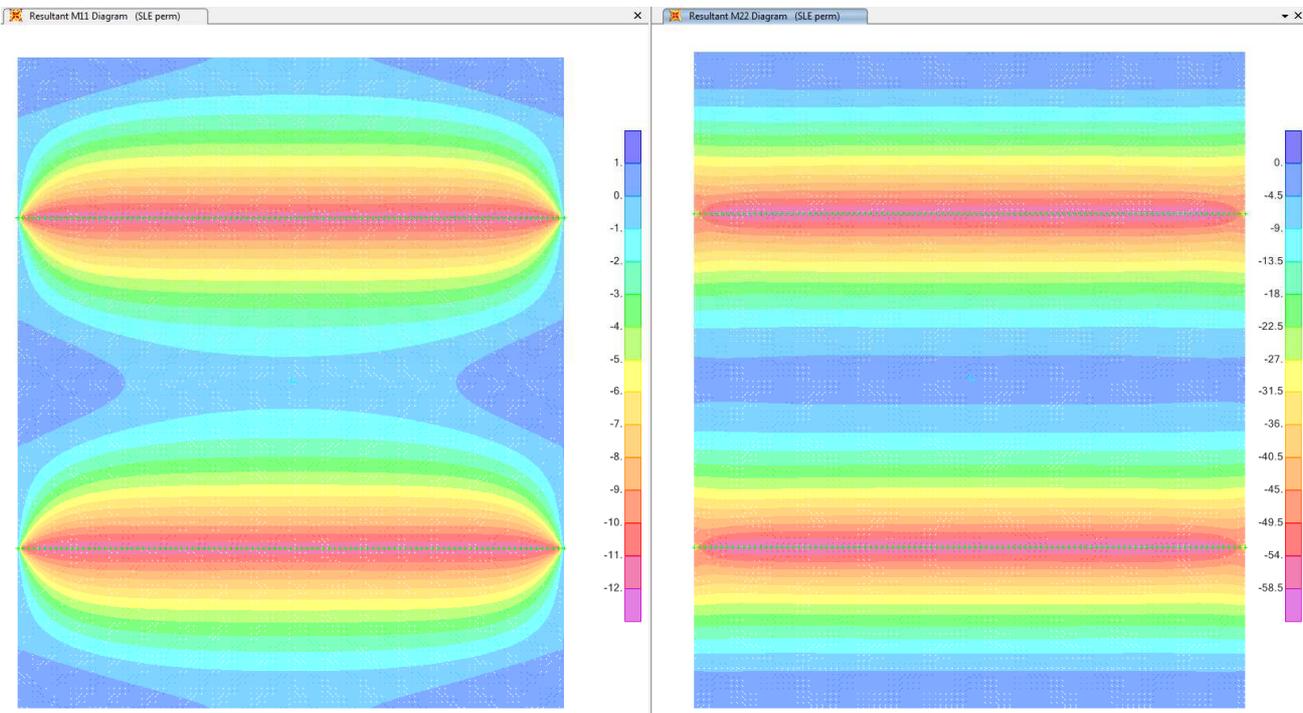
Sollecitazioni flettenti M22 (trasversali) – ENV_SLEr (kN,m,C)



Sollecitazioni flettenti M11 (longitudinali) – ENV_SLEf (kN,m,C)



Sollecitazioni flettenti M22 (trasversali) – ENV_SLEf (kN,m,C)



Sollecitazioni flettenti M11/M22 – Perm. SLE (kN,m,C)

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime per le varie combinazioni di carico, nelle sezioni di verifica in direzione longitudinale e trasversale.

Dir. Longitudinale	Mmax	Mmin
M_{SLU} [kNm/m]	90.0	-28.3
$M_{SLE,rara}$ [kNm/m]	68.8	-21.0
$M_{SLE,freq}$ [kNm/m]	41.5	-16.7
$M_{SLE,qp}$ [kNm/m]	-0.8	-8.0
V_{SLU} [kN/m]	81.9	

Dir. Trasversale		mezzeria	appoggio
M_{SLU} [kNm/m]	max	201.4	-98.0
	min	-45.9	-238.0
$M_{SLE,rara}$ [kNm/m]	max	149.8	-77.6
	min	-34.0	-176.3
$M_{SLE,freq}$ [kNm/m]	max	71.9	-72.9
	min	-23.1	-139.2
$M_{SLE,qp}$ [kNm/m]	-	-3.2	-58.8
V_{SLU} [kN/m]	-	-	278.6

14.4.1 Verifiche stati limite ultimi

14.4.1.1 Verifica a Flessione

Si riportano le verifiche a flessione della soletta d'impalcato (momenti resistenti e sollecitanti per unità di larghezza).

Direzione trasversale

Mezzeria	d (mm)	x (mm)	x/d (-)	Fsc	Fc	M_{rd} (kNm)	M_{ed} (kNm)	verifica
	265	77.77	0.29	233313	1170491	325	232	si

Appoggio	d (mm)	x (mm)	x/d (-)	Fsc	Fc	M_{rd} (kNm)	M_{ed} (kNm)	verifica
	265	62.53	0.24	349286	907127	295	238	si

Direzione longitudinale

M max	d (mm)	x (mm)	x/d (-)	Fsc	Fc	M_{rd} (kNm)	M_{ed} (kNm)	verifica
	222	44.43	0.20	-275458	668719	92	90	si

M min	d (mm)	x (mm)	x/d (-)	Fsc	Fc	M_{rd} (kNm)	M_{ed} (kNm)	verifica
	249	55.24	0.22	-438110	831371	118	28	si

14.4.1.2 Verifica a Taglio

Si riportano le verifiche a taglio della soletta d'impalcato. Nella sezione d'appoggio si è considerato come armatura a taglio il traliccio della lastra predalle (tagli resistenti e sollecitanti per unità di larghezza).

Direzione trasversale

Appoggio	ϕ_s	n°bracci:	A_{sw}	i (mm)	cotg θ	V_{Rsd} (N)	V_{Rcd} (N)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	verifica
	10	5	392.7	200	2.5	349211	663114	349	279	si

Direzione longitudinale

M max	ρ	k	v_{min} (N/mm ²)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	verifica
	0.0040	1.90	0.527	135	82	si

M min	ρ	k	v_{min} (N/mm ²)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	verifica
	0.0045	1.95	0.549	128	82	si

14.4.2 Verifiche stati limite esercizio

14.4.2.1 Verifiche Tensioni di esercizio

Si riportano di seguito le massime tensioni sollecitanti nella combinazione caratteristica e in quella quasi permanente confrontati con i limiti posti in normativa.

Direzione trasversale

Mezzeria	$\sigma_{c,rara}$	$0,6 \cdot f_{ck}$	verifica	$\sigma_{c,q. Permanente}$	$0,45 \cdot f_{ck}$	verifica	$\sigma_{s,rara}$	$0,8 \cdot f_{yk}$	verifica
	10.04	19.92	si	0.00	14.94	si	185.71	360.00	si

Appoggio	$\sigma_{c,rara}$	$0,6 \cdot f_{ck}$	verifica	$\sigma_{c,q. Permanente}$	$0,45 \cdot f_{ck}$	verifica	$\sigma_{s,rara}$	$0,8 \cdot f_{yk}$	verifica
	11.22	19.20	si	3.74	14.40	si	241.99	360.00	si

Direzione longitudinale

M max	$\sigma_{c,rara}$	$0,6 \cdot f_{ck}$	verifica	$\sigma_{c,q. Permanente}$	$0,45 \cdot f_{ck}$	verifica	$\sigma_{s,rara}$	$0,8 \cdot f_{yk}$	verifica
	9.96	19.92	si	-0.12	14.94	si	345.62	360.00	si

M min	$\sigma_{c,rara}$	$0,6 \cdot f_{ck}$	verifica	$\sigma_{c,q. Permanente}$	$0,45 \cdot f_{ck}$	verifica	$\sigma_{s,rara}$	$0,8 \cdot f_{yk}$	verifica
	2.63	19.92	si	1.00	14.94	si	91.29	360.00	si

14.4.2.2 Verifiche a Fessurazione

Si riporta di seguito la verifica a fessurazione eseguita confrontando le massime tensioni agenti nell'armatura in condizioni frequenti e quasi permanenti con i limiti posti in normativa.

Direzione trasversale

Mezzeria	$\sigma_{s,freq}$	$\sigma_{s,max,w2}$	fessurazione	$\sigma_{s,qp}$	$\sigma_{s,max,w1}$	fessurazione
	89	194	no	0	-	no

Appoggio	$\sigma_{s,freq}$	$\sigma_{s,max,w2}$	fessurazione	$\sigma_{s,qp}$	$\sigma_{s,max,w1}$	fessurazione
	191	194	no	81	-	no

Direzione longitudinale

M max	$\sigma_{s,freq}$	$\sigma_{s,max,w2}$	fessurazione	$\sigma_{s,qp}$	$\sigma_{s,max,w1}$	fessurazione
	208	240	no	0	200	no

M min	$\sigma_{s,freq}$	$\sigma_{s,max,w2}$	fessurazione	$\sigma_{s,qp}$	$\sigma_{s,max,w1}$	fessurazione
	73	240	no	35	200	no

14.5 VERIFICA ZONA DI TESTATA

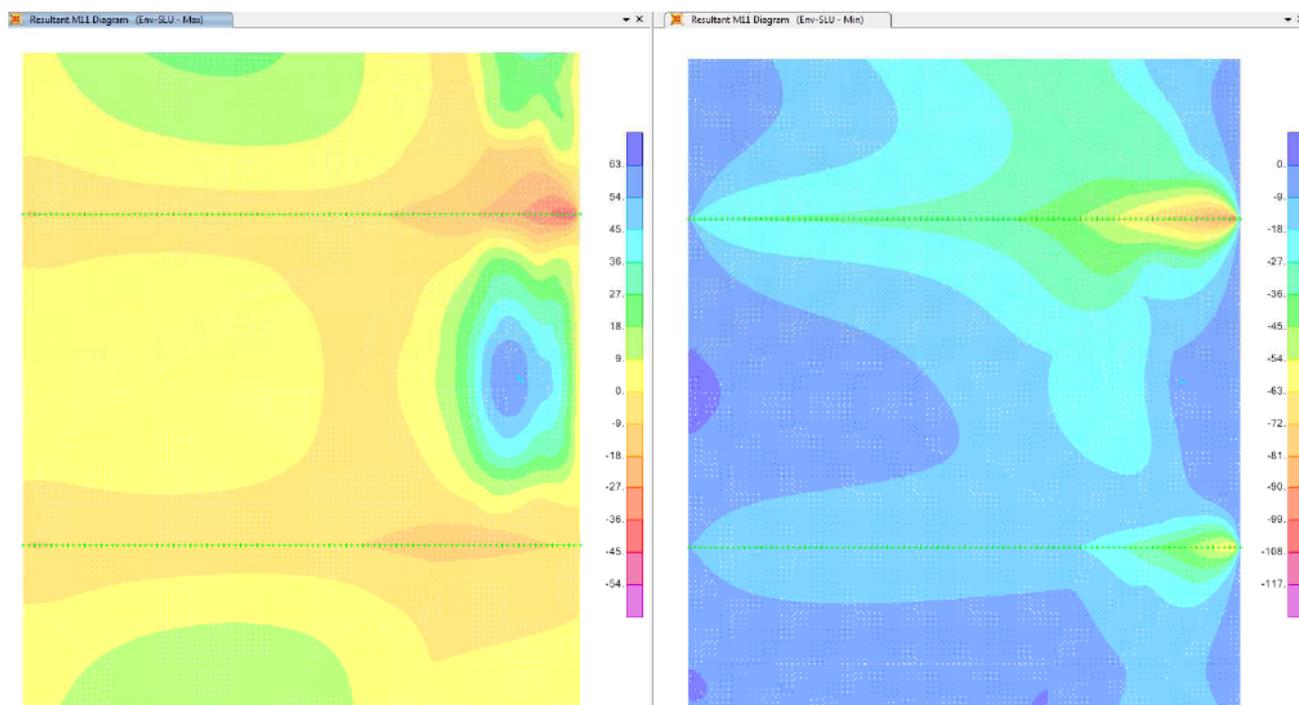
Si riportano di seguito le verifiche della soletta nella zona di testata. Queste sono state effettuate in direzione longitudinale (nelle sezioni dove sono presenti le sollecitazioni massime) e in direzione trasversale nelle sezioni di mezzeria e nella sezione di appoggio.

Per ciascuna sezione di verifica si è fatto riferimento alla posizione e alla quantità effettiva di armature presenti. Si riportano di seguito le immagini delle sollecitazioni agenti nella soletta, ricavate considerando un fattore di amplificazione dinamica addizionale $\Delta\varphi$ secondo quanto indicato sulle Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 2018:

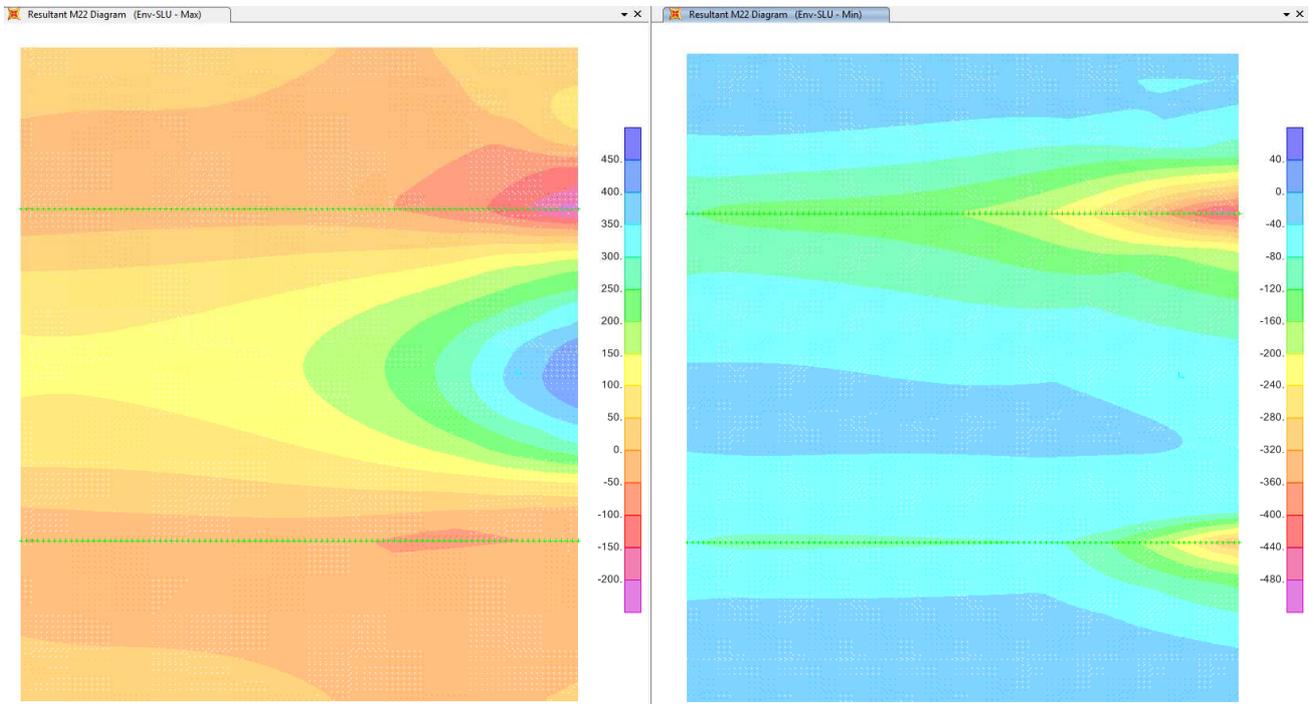
$$\Delta\varphi = 1,30 \times \left(1 - \frac{d}{26}\right) \geq 1$$

dove d è la distanza in metri dalla sezione di giunto, che nel caso in esame si è considerato

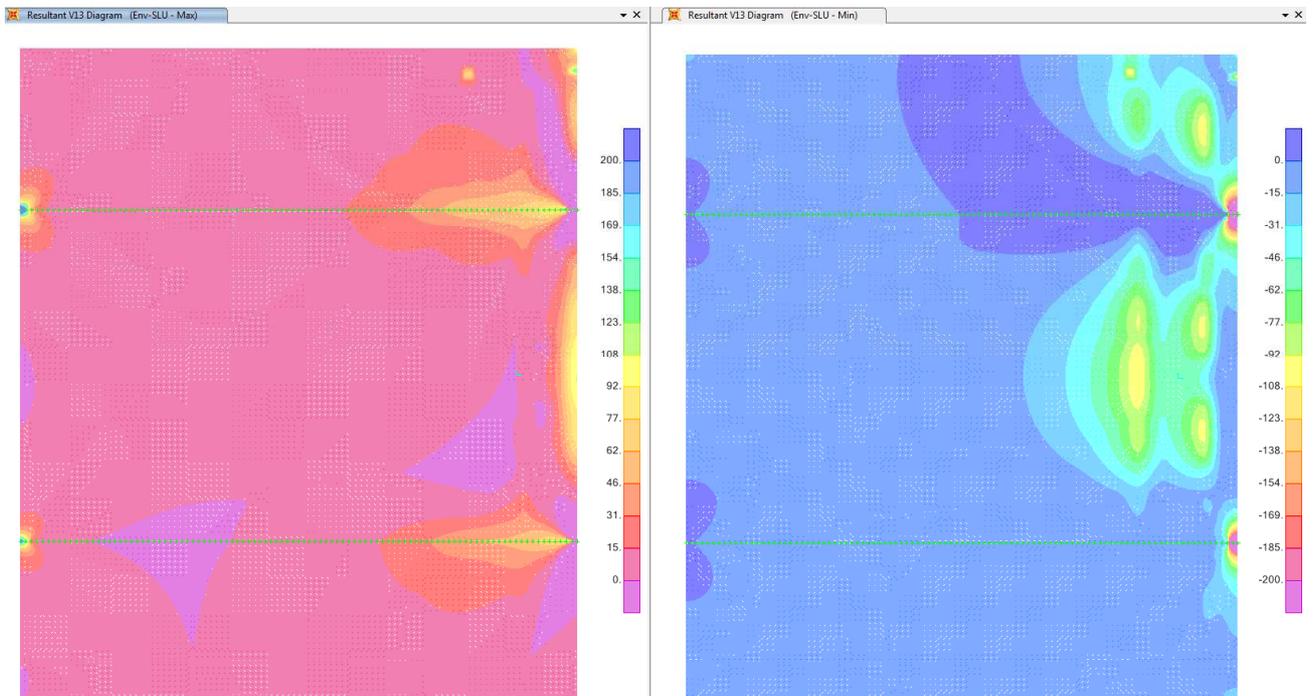
$$\Delta\varphi = 1,3.$$



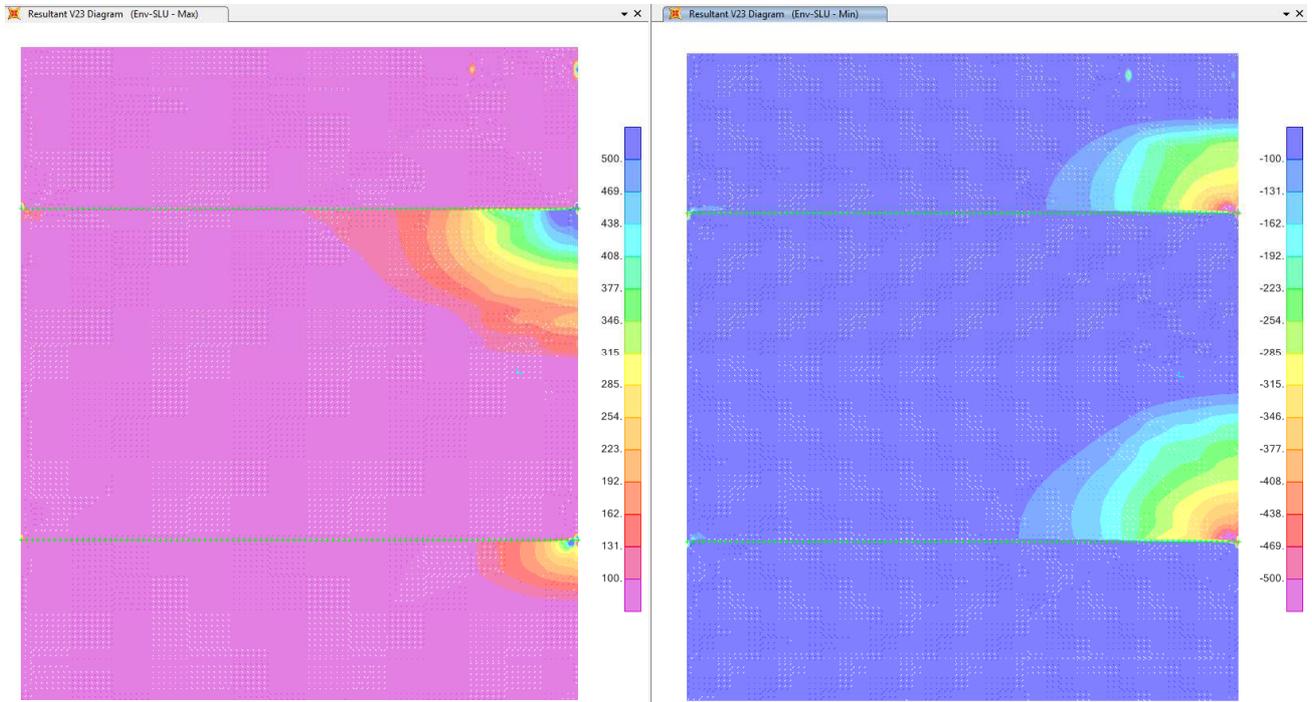
Sollecitazioni flettenti M11 (longitudinali) – ENV SLU (kN,m,C)



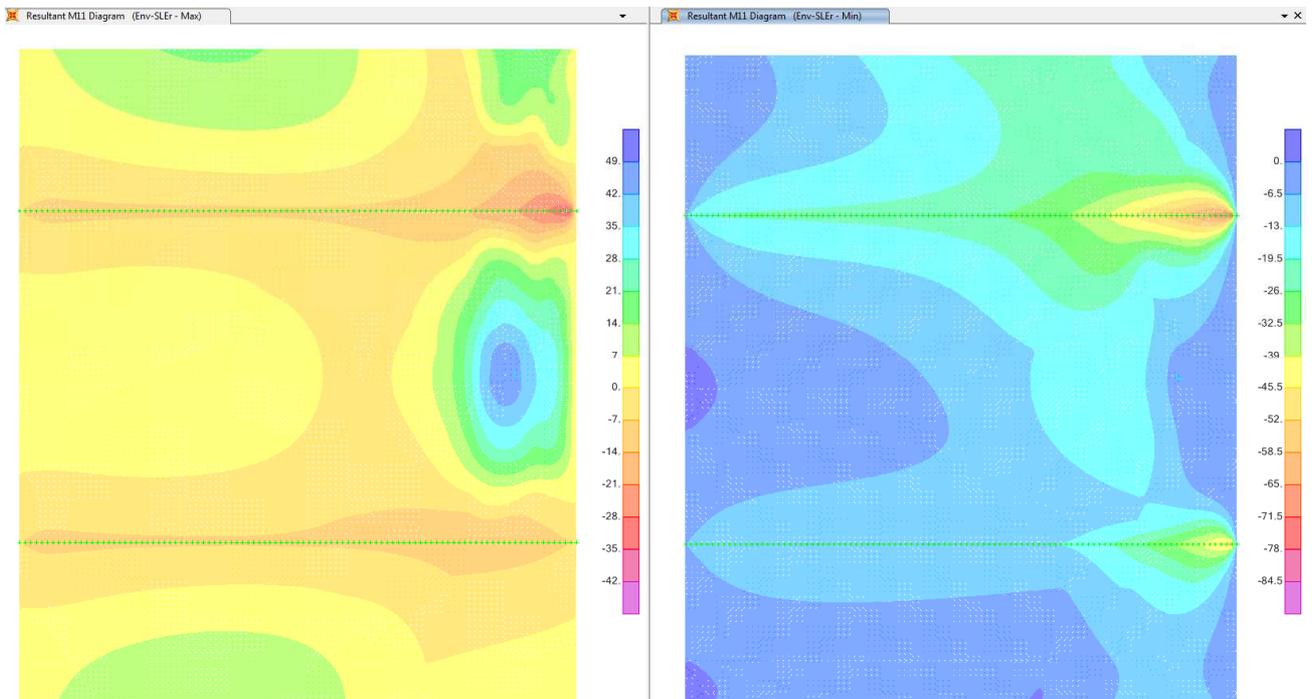
Sollecitazioni flettenti M22 (trasversali) – ENV SLU (kN,m,C)



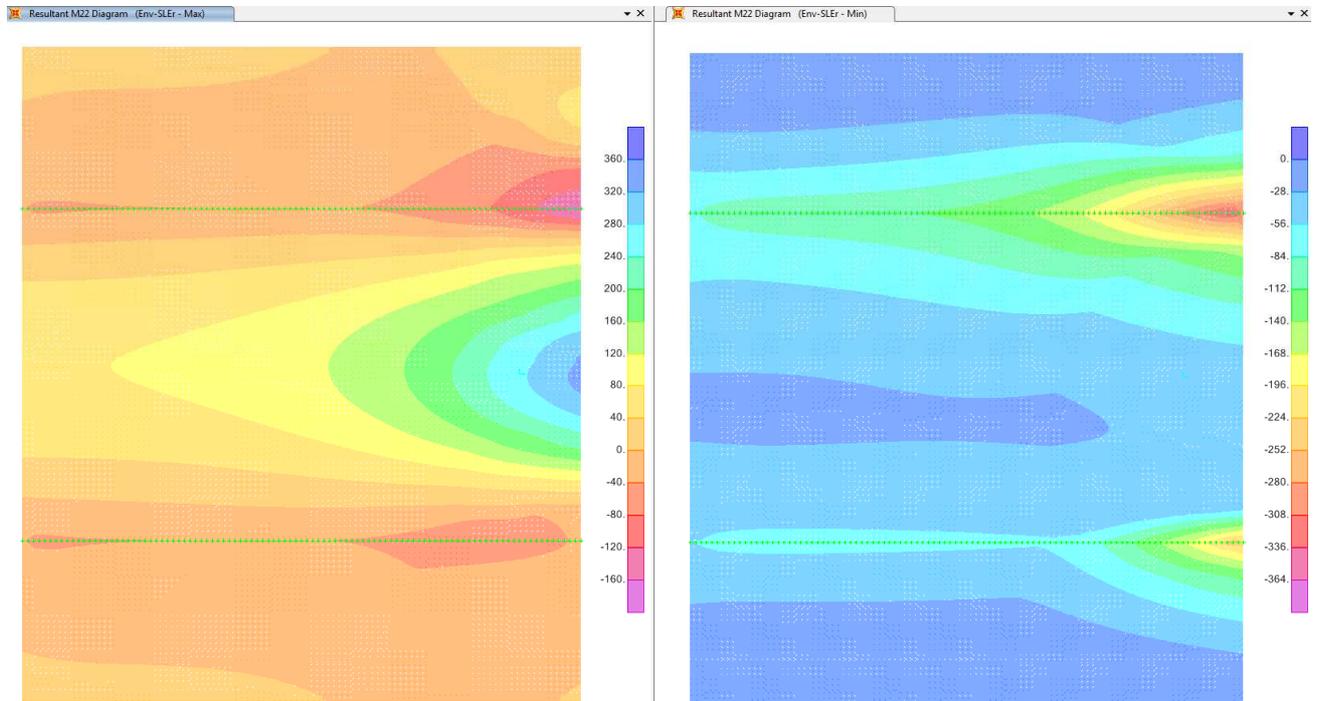
Sollecitazioni taglienti V13 (longitudinali) – ENV SLU (kN,m,C)



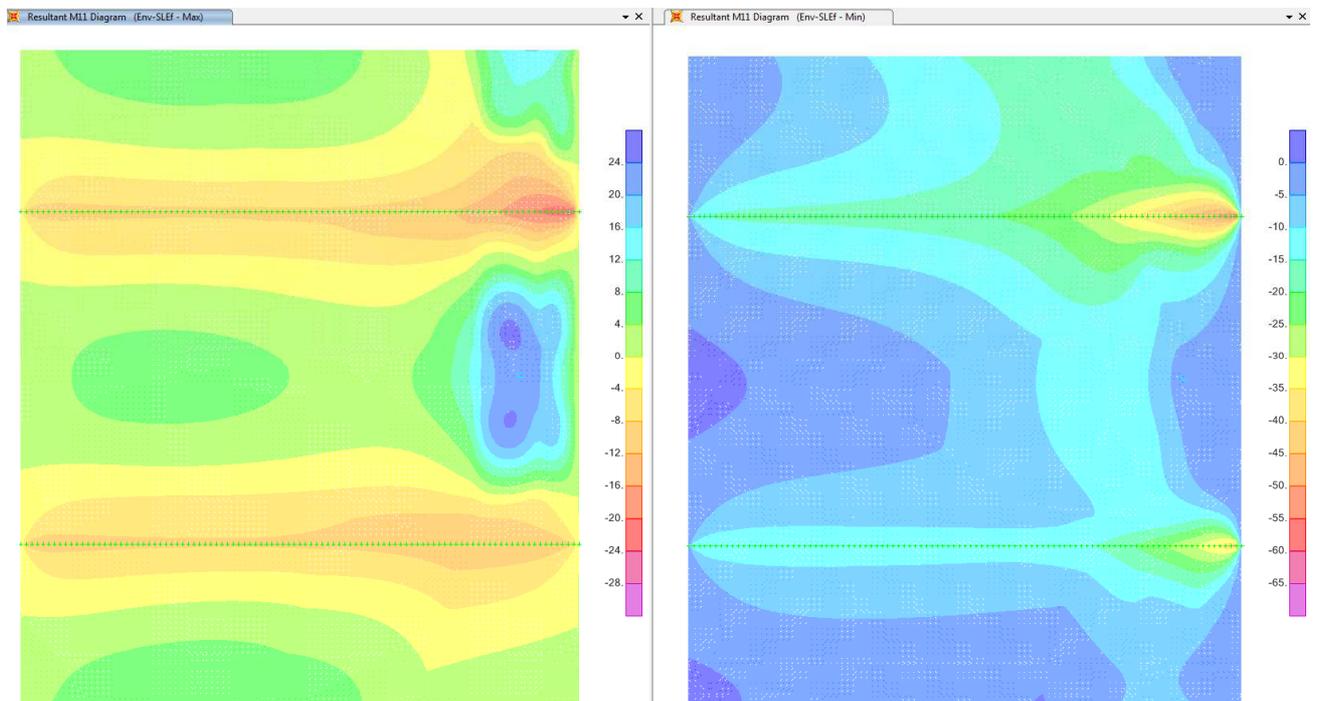
Sollecitazioni taglianti V23 (trasversali) – ENV SLU (kN,m,C)



Sollecitazioni flettenti M11 (longitudinali) – ENV_SLEr (kN,m,C)



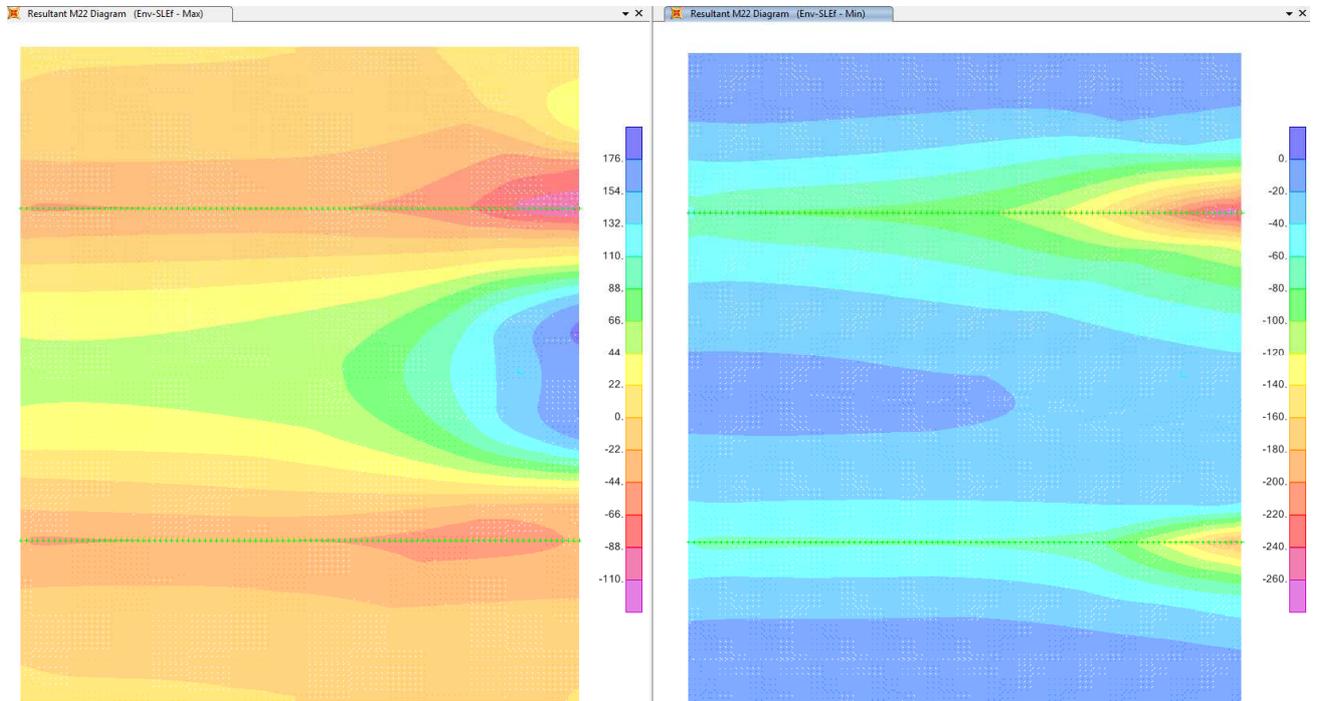
Sollecitazioni flettenti M22 (trasversali) – ENV_SLEr (kN,m,C)



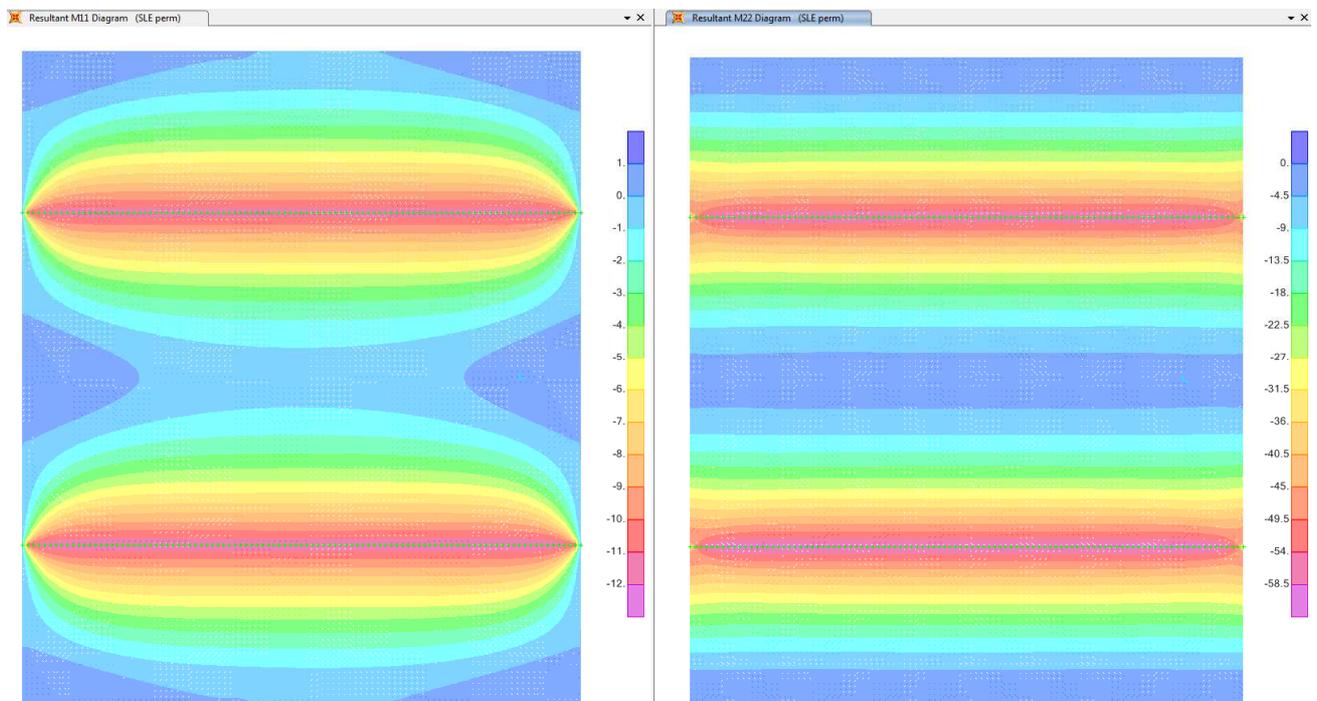
Sollecitazioni flettenti M11 (longitudinali) – ENV_SLEf (kN,m,C)

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121". PROGETTO ESECUTIVO NUOVO SAN LEONARDO

VIADOTTO SAN LEONARDO - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO



Sollecitazioni flettenti M22 (trasversali) – ENV_SLEf (kN,m,C)



Sollecitazioni flettenti M11/M22 – Perm. SLE (kN,m,C)

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime per le varie combinazioni di carico, nelle sezioni di verifica in direzione longitudinale e trasversale.

Dir. Longitudinale	Mmax	Mmin
M _{SLU} [kNm/m]	58.6	-57.8
M _{SLE,rara} [kNm/m]	43.7	-42.8
M _{SLE,freq} [kNm/m]	21.7	-32.7
M _{SLE,qp} [kNm/m]	0.3	-7.0
V _{SLU} [kN/m]	115.5	

Dir. Trasversale		mezzeria	appoggio
M _{SLU} [kNm/m]	max	410.4	-164.2
	min	-54.4	-380.9
M _{SLE,rara} [kNm/m]	max	304.7	-125.7
	min	-40.3	-282.2
M _{SLE,freq} [kNm/m]	max	157.7	-95.3
	min	-31.0	-210.0
M _{SLE,qp} [kNm/m]	-	-3.0	-50.3
V _{SLU} [kN/m]	-	46.6	341.5

14.5.1 Verifiche stati limite ultimi

14.5.1.1 Verifica a Flessione

Si riportano le verifiche a flessione della soletta d'impalcato (momenti resistenti e sollecitanti per unità di larghezza).

Direzione trasversale

Mezzeria	d (mm)	x (mm)	x/d (-)	Fsc	Fc	M _{rd} (kNm)	M _{ed} (kNm)	verifica
	270	101.58	0.38	394344	1528917	441	410	si

Appoggio	d (mm)	x (mm)	x/d (-)	Fsc	Fc	M _{rd} (kNm)	M _{ed} (kNm)	verifica
	270	85.44	0.32	618802	1285872	444	381	si

Direzione longitudinale

M max	d (mm)	x (mm)	x/d (-)	Fsc	Fc	M _{rd} (kNm)	M _{ed} (kNm)	verifica
	222	44.43	0.20	-275458	668719	92	59	si

M min	d (mm)	x (mm)	x/d (-)	Fsc	Fc	M _{rd} (kNm)	M _{ed} (kNm)	verifica
	249	55.24	0.22	-438110	831371	118	58	si

14.5.1.2 Verifica a Taglio

Si riportano le verifiche a taglio della soletta d'impalcato. Nella sezione d'appoggio si è considerato come armatura a taglio il traliccio della lastra predalle (tagli resistenti e sollecitanti per unità di larghezza).

Direzione trasversale

Appoggio	ϕ_s	n°bracci:	A_{sw}	i (mm)	cotg θ	V_{Rsd} (N)	V_{Rcd} (N)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	verifica
	10	5	392.7	200	2.5	349211	687980	349	342	si

Direzione longitudinale

V max	ρ	k	v_{min} (N/mm ²)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	verifica
	0.0040	1.90	0.527	135	115	si

V min	ρ	k	v_{min} (N/mm ²)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	verifica
	0.0045	1.95	0.549	128	115	si

14.5.2 Verifiche stati limite esercizio

14.5.2.1 Verifiche Tensioni di esercizio

Si riportano di seguito le massime tensioni sollecitanti nella combinazione caratteristica e in quella quasi permanente confrontati con i limiti posti in normativa.

Direzione trasversale

Mezzeria	$\sigma_{c,rara}$	$0,6*f_{ck}$	verifica	$\sigma_{c,q. Permanente}$	$0,45*f_{ck}$	verifica	$\sigma_{s,rara}$	$0,8*f_{yk}$	verifica
	17.76	19.92	si	0.00	14.94	si	274.09	360.00	si

Appoggio	$\sigma_{c,rara}$	$0,6*f_{ck}$	verifica	$\sigma_{c,q. Permanente}$	$0,45*f_{ck}$	verifica	$\sigma_{s,rara}$	$0,8*f_{yk}$	verifica
	15.34	19.92	si	2.74	14.94	si	255.09	360.00	si

Direzione longitudinale

M max	$\sigma_{c,rara}$	$0,6*f_{ck}$	verifica	$\sigma_{c,q. Permanente}$	$0,45*f_{ck}$	verifica	$\sigma_{s,rara}$	$0,8*f_{yk}$	verifica
	6.33	19.92	si	0.04	14.94	si	219.47	360.00	si

M min	$\sigma_{c,rara}$	$0,6*f_{ck}$	verifica	$\sigma_{c,q. Permanente}$	$0,45*f_{ck}$	verifica	$\sigma_{s,rara}$	$0,8*f_{yk}$	verifica
	5.36	19.92	si	0.88	14.94	si	186.32	360.00	si

14.5.2.2 Verifiche a Fessurazione

Si riporta di seguito la verifica a fessurazione eseguita confrontando le massime tensioni agenti nell'armatura in condizioni frequenti e quasi permanenti con i limiti posti in normativa.

Direzione trasversale

Mezzeria	$\sigma_{s,freq}$	$\sigma_{s,max,w2}$	fessurazione	$\sigma_{s,qp}$	$\sigma_{s,max,w1}$	fessurazione
	142	194	no	0	-	no

Appoggio	$\sigma_{s,freq}$	$\sigma_{s,max,w2}$	fessurazione	$\sigma_{s,qp}$	$\sigma_{s,max,w1}$	fessurazione
	190	194	no	46	-	no

Direzione longitudinale

M max	$\sigma_{s,freq}$	$\sigma_{s,max,w2}$	fessurazione	$\sigma_{s,qp}$	$\sigma_{s,max,w1}$	fessurazione
	109	240	no	1	200	no

M min	$\sigma_{s,freq}$	$\sigma_{s,max,w2}$	fessurazione	$\sigma_{s,qp}$	$\sigma_{s,max,w1}$	fessurazione
	142	240	no	30	200	no

14.6 VERIFICA A SCORRIMENTO PREDALLES – GETTO IN OPERA DEL CLS

Si riporta di seguito la verifica a scorrimento tra le predalles ed il getto in opera del c.a. Il massimo sforzo tagliante, determinato nella zona di testata, è pari a 342 kN (sollecitazione al metro lineare).

Lo scorrimento tra predalle e getto si determina con la formula di Jourawsky:

$$\tau_{\max} = \frac{T \cdot S_x}{J_x \cdot b}$$

La tensione tangenziale di scorrimento è pari a:

V_{Ed} (kN) [kN]	J_{tot} [mm ⁴]	S_{getto} [mm ³]	τ_{\max} [N/mm ²]
342	2482583333	8400000	1.16

Lo sforzo di scorrimento deve essere confrontato con la tensione tangenziale resistente all'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi, determinata come indicato nella UNI EN 1992-1-1:2005):

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (6.25)$$

dove:

c e μ sono fattori che dipendono dalla scabrezza dell'interfaccia [vedere punto (2)];

f_{ctd} come definito nel punto 3.1.6 (2)P;

σ_n tensione prodotta dalla forza esterna minima agente nell'interfaccia che può agire simultaneamente alla forza di taglio, positiva se di compressione, ma tale che $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ e negativa se di trazione. Se σ_n è di trazione si raccomanda di assumere $c f_{ctd}$ pari a 0;

$$\rho = A_s / A_i.$$

Si è fatto riferimento ai fattori di attrito relativi ad una superficie molto liscia ($c=0.025$, $\mu=0.5$).

Le armature che attraversano l'interfaccia sono costituite dai diagonali dei tralicci inclinati di un angolo $\alpha=59^\circ$. In un'area di 1 mq sono presenti 50Ø10 (interasse tralicci 40cm, interasse diagonali: 20cm, numero di diagonali ad ogni interasse: 4).

c	f_{ctd}	μ	σ_n	A_s	ρ	α	$0.5 v f_{cd}$	v_{Rdi}	v_{Edi}
0.025	1.45	0.5	0.00	3927	0.0039	59	4.70	1.49	1.16
-	N/mm ²	-	N/mm ²	mm ²	-	°	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²