

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

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

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

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA898**

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

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini

Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Perugia n° A1373

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

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

MANDANTI:

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

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:



VIADOTTI PONTE BUONAFEDE - CARR. SX Relazione di calcolo dell'impalcato

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T04VI06STRRE01B		
L0408Z	E	2101	CODICE ELAB. T04VI06STRRE01	B	-
B	Revisione a seguito di Rapporto di Verifica		Nov 2021	M. Botta	F. Durastanti N. Granieri
A	Emissione		Giù 2021	M. Botta	F. Durastanti N. Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1. INTRODUZIONE	6
1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	6
1.1.1 Impalcato	7
1.1.2 Sottostrutture	8
1.1.3 Sistema di vincolo	9
1.2 MODALITÀ REALIZZATIVE	9
1.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
1.3.1 Carpenteria metallica	10
1.3.2 Connettori trave-soletta	11
1.3.3 Giunzioni bullonate	11
1.3.4 Giunzioni saldate	12
1.3.5 Calcestruzzo	12
1.3.5.1 Soletta e Predalle.....	12
1.3.5.2 Parametri reologici calcestruzzo soletta.....	13
1.3.6 Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata	15
1.4 NORMATIVE DI RIFERIMENTO	16
1.4.1 Classe di esecuzione	16
1.4.1.1 Scelta della classe di conseguenza.....	17
1.4.1.2 Classe di rischio connessa all'utilizzo della struttura (categorie di servizio).....	17
1.4.1.3 Classe di rischio connessa alla difficoltà nell'esecuzione della struttura (categorie di produzione).....	17
1.4.1.4 Determinazione della classe di esecuzione.....	17
1.5 SOFTWARE DI CALCOLO	18
1.6 CONVENZIONI GENERALI, PER LE VERIFICHE E LE ANALISI GLOBALI	19
2. IMPOSTAZIONI DELLE ANALISI E DELLE VERIFICHE	20
2.1 ANALISI DELLA STRUTTURA COMPOSTA	20
2.1.1 Fasi	20

2.2 DATI GENERALI DELLE SEZIONI DI IMPALCATO	21
2.2.1 Larghezze collaboranti di soletta	21
2.2.2 Fessurazione della soletta	23
2.2.3 Caratteristiche sezioni di impalcato	23
2.2.3.1 Proprietà geometrico-statiche.....	24
2.2.3.2 Proprietà plastiche delle sezioni	27
2.2.4 Caratteristiche del sistema di irrigidimento (ribs e stiffeners)	28
3. DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO	30
3.1 MODELLAZIONE E TIPO DI ANALISI	30
3.2 SISTEMA DI VINCOLO	32
4. ANALISI DEI CARICHI	33
4.1 CARICHI AGENTI IN FASE 1	33
4.1.1 Peso proprio acciaio (G_{k1}')	33
4.1.2 Peso proprio soletta (G_{k1}'')	34
4.2 CARICHI AGENTI IN FASE 2A - 2B	34
4.2.1 Cordoli e sovraccarichi permanenti (G_{k2}')	34
4.2.2 Ritiro ($G_{sh,k}$)	34
4.2.3 Cedimenti vincolari ($G_{k,sett}$)	35
4.3 CARICHI AGENTI IN FASE 3	35
4.3.1 Variazioni termiche (QT_k)	35
4.3.1.1 Variazioni termiche uniformi e lineari Δt_N e Δt_M	35
4.3.1.2 Combinazione degli effetti uniformi e lineari	36
4.3.2 Carichi mobili (Q_k)	36
4.3.2.1 Verifiche globali	36
4.3.2.2 Verifiche locali	38
4.3.2.3 Verifiche a fatica	38
4.3.3 Azioni di frenatura (Q_{fk})	39
4.3.4 Azione del vento ($F_{w,k}$)	39

4.3.5 Azione sismica (E)	41
5. COMBINAZIONI DI CARICO	45
6. ANALISI STRUTTURALE IMPALCATO	48
6.1 SOLLECITAZIONI TRAVE	48
6.2 DEFORMAZIONI E CONTRO FRECCE	62
6.2.1 Verifica massime deformazioni impalcato	64
6.2.2 Calibrazione contromonte d'officina	64
7. VERIFICA IMPALCATO METALLICO	65
7.1 VERIFICA TRAVI LONGITUDINALI	65
7.1.1 S.L.U. - resistenza delle sezioni – rapporti di sfruttamento	65
7.1.2 S.L.E. - limitazione delle tensioni – rapporti di sfruttamento	69
7.1.3 S.L.E. frequente- "web breathing" – rapporti di sfruttamento	70
7.1.4 Verifiche a fatica – calcolo $\Delta\sigma_E$	71
7.1.5 Verifica connessione trave/soletta	74
7.1.5.1 Caratteristiche piolatura e detailing	74
7.1.5.2 Dettagli costruttivi	74
7.1.5.3 Riepilogo rapporti di sfruttamento verifica elastica S.L.U. - S.L.E. - fatica	75
7.1.5.4 Verifica dei pioli di estremità - influenza di ritiro e variazione termica - (SLU).....	77
7.1.6 Verifica del sistema di irrigidimento	78
8. VERIFICA TRAVERSI	82
8.1 TRAVERSI DI CAMPATA (CORRENTI)	82
8.1.1 Verifica di SLU	91
8.1.2 Stabilità laterale torsionale	93
8.1.3 Verifica del Giunto bullonato	96
8.2 VERIFICA TRAVERSI IN ASSE APPOGGI	98
8.2.1 Verifica di SLU	105
8.2.2 Stabilità laterale torsionale	107

8.2.3	Verifica del Giunto bullonato	111
9.	VERIFICA A FESSURAZIONE IN DIREZIONE LONGITUDINALE	113
9.1	AREA MINIMA	113
9.2	CONTROLLO DELLA FESSURAZIONE PER CARICHI INDIRECTI	114
9.3	CONTROLLO DELLA FESSURAZIONE PER CARICHI DIRETTI	115
10.	VERIFICA SOLETTA IN CALCESTRUZZO	116
10.1	VERIFICA DELLE PREDALLE	117
10.2	VERIFICA IN FASE DI ESERCIZIO	123
10.2.1	Analisi dei carichi	124
10.2.2	Sollecitazioni di calcolo allo SLU e allo SLE	128
10.2.3	Verifica fascia "corrente" di soletta	141
10.2.3.1	Verifica a flessione della sezione in campata fra le travi	141
10.2.3.2	Verifica a presso\tenso flessione della sezione in appoggio sulla trave	144
10.2.3.3	Verifica a taglio	147
10.2.4	Verifica fascia "di bordo" della soletta	148
10.2.4.1	Verifica a presso\tenso flessione delle sezioni in appoggio ed in campata fra le travi	148
10.2.4.2	Verifica a taglio	151
10.3	RESISTENZA AL TAGLIO LONGITUDINALE	151
10.3.1	Verifica della sezione a-a	152
10.3.2	Verifica della sezione b-b	153
10.4	VERIFICA CORDOLO NEI CONFRONTI DELL'AZIONE D'URTO	154
11.	VERIFICA FASE DI SOLLEVAMENTO	155
11.1	DIMENSIONAMENTO MARTINETTI DI SOLLEVAMENTO	155
11.2	VERIFICA SEMPLIFICATA DI STABILITÀ	157
11.3	STRESS ANALYSIS	158
12.	CONTROLLI TRAMITE VALUTAZIONI INDIPENDENTI	163
1	ALLEGATO 1	169

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

1.1 SEZIONE C1_16	169
1.2 SEZIONE C2_8	180
1.3 SEZIONE C3_9	191

1. INTRODUZIONE

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche strutturali effettuate per la progettazione dell'impalcato del viadotto "Buonafede" carreggiata sinistra, previsto nell'ambito dei lavori di collegamento autostradale Ragusa-Catania: ammodernamento a n° 4 corsie della S.S. 514 "Di Chiaromonte" e della S.S. 194 Ragusana dallo svincolo con la S.S. 115 allo svincolo con la S.S. 114.

1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'opera in progetto prevede la realizzazione di un impalcato misto acciaio-calcestruzzo con schema statico a trave appoggiata e luci pari a 46.5 m per la carreggiata sinistra e 46.53 m per la carreggiata sinistra. Le spalle presentano altezze molto simili fra le due carreggiate. Vista la somiglianza fra le due strutture si prevede di sviluppare le verifiche per la struttura in carreggiata sinistra e di estendere la validità delle stesse alla struttura in carreggiata sinistra.

La figura seguente mostra i prospetti delle due carreggiate.

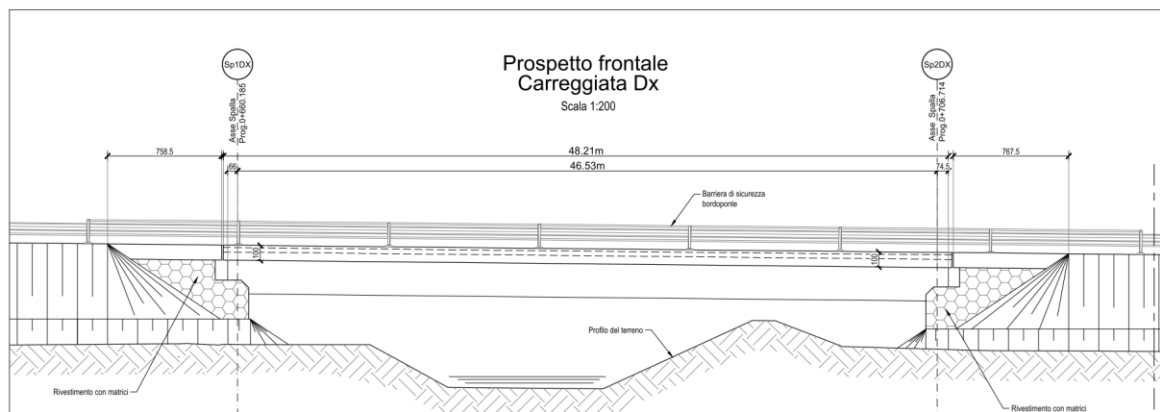


Figura 1.1: Prospetto carreggiata destra RG-CT

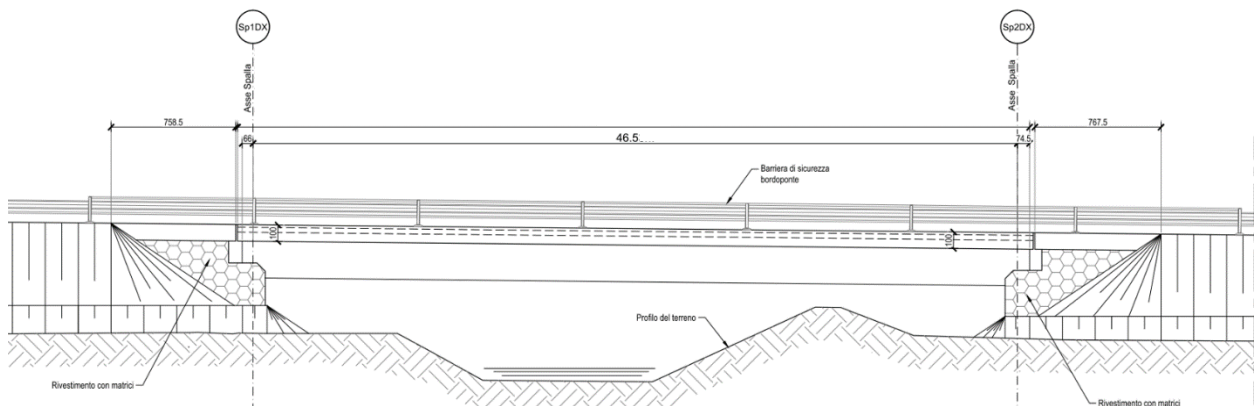


Figura 1.2: Prospetto carreggiata sinistra CT-RG

1.1.1 Impalcato

La planimetria è sghemba con un angolo fra asse impalcato e bordo trasversale soletta di circa 70°.

La sezione trasversale dell'impalcato prevede due travi metalliche con sezione a doppio T di altezza pari a 2400 mm disposte ad interasse trasversale di 6550 mm costante per le carreggiate destra e sinistra e traversi a trave posti a passo longitudinale di 3875 mm. I traversi di testata sono realizzati mediante travi a doppio T, composte mediante saldatura, di altezza pari a 900 mm, mentre i traversi intermedi sono costituiti da profilati tipo HEA800. Tutti i traversi sono sghembi rispetto alle travi longitudinali. Lo sviluppo longitudinale delle travi comprende diversi conci la cui anima non è provvista di irrigidimenti longitudinali, mentre gli irrigidimenti verticali sono realizzati in corrispondenza della giunzione coi traversi.

L'impalcato destro ha una larghezza di 11450 mm con cordoli da 750 mm, banchina sul lato sinistro della carreggiata di 700 mm, banchina sul lato destro di 1750 mm e due corsie da 3750 mm. La soletta di impalcato, solidarizzata alle travi, è gettata in opera e presenta spessore complessivo di 300 mm, al lordo delle lastre tipo predalles di spessore 60 mm. Le predalle sono sghembe rispetto alle travi longitudinali. La solidarizzazione della soletta alle travi metalliche è affidata a idonei connettori a taglio di tipo a piolo Nelson aventi diametro $\varnothing 19$.

La geometria della sezione trasversale dell'impalcato in carreggiata destra è riportata nelle seguente figura:

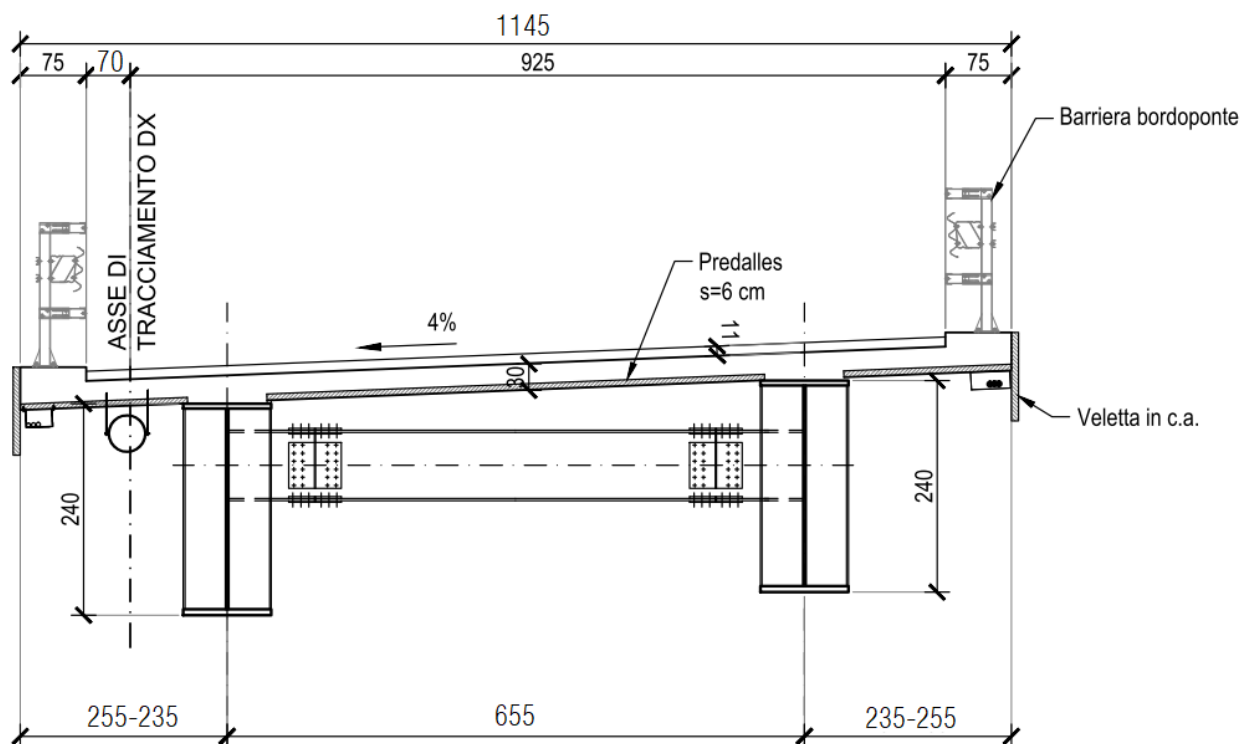


Figura 1.3: Sezione trasversale dell'impalcato carreggiata destra

Gli sbalzi sono di lunghezza variabile in quanto il ponte ha una carreggiata in leggera curva mentre le travi sono rettilinee.

L'impalcato sinistro ha una larghezza standard di 11,25 m, con sbalzi variabili da 245 a 225 cm.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

1.1.2 Sottostrutture

Le spalle 1 e 2 sono quasi identiche e comuni alle due carreggiate, anche esse hanno una planimetria sghemba con angolo leggermente diverso, la struttura è di tipo tradizionale in c.a. ed è costituita da un muro frontale di spessore 2.65 m sia per la carreggiata destra che sinistra. La sezione si mantiene con dimensioni costanti per tutta l'altezza e presenta in sommità un paraghiaia di spessore 0.55 m. Le fondazioni delle pile sono del tipo indiretto e sono costituite da plinti sghembi di dimensioni circa 10 m x 27,40 m su pali trivellati.

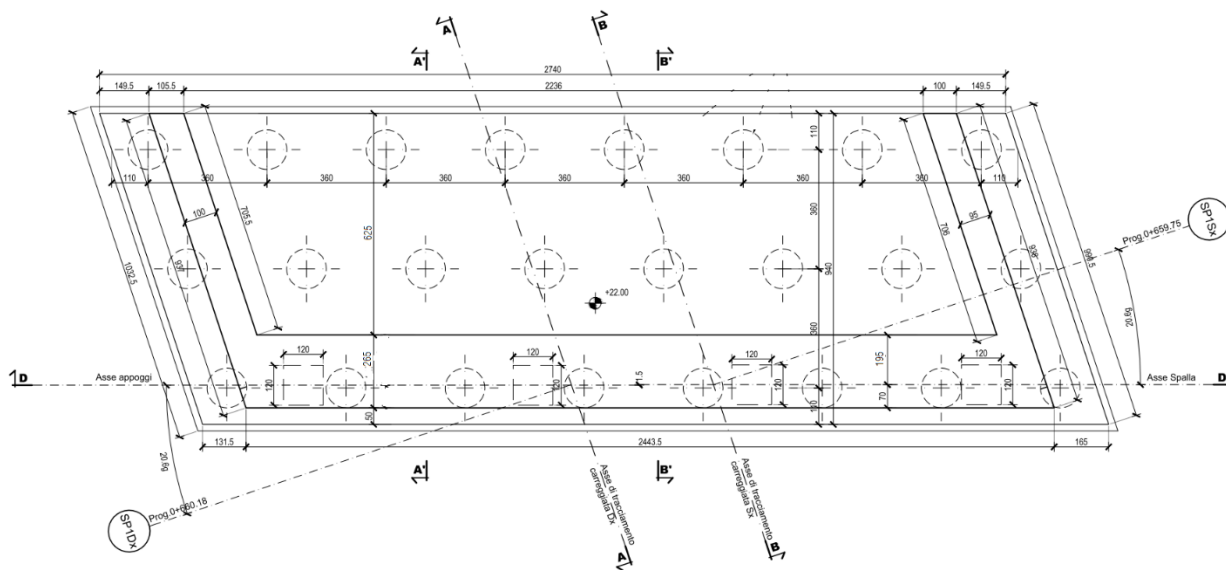


Figura 1.4: Vista planimetrica spalle SP1 ed SP2

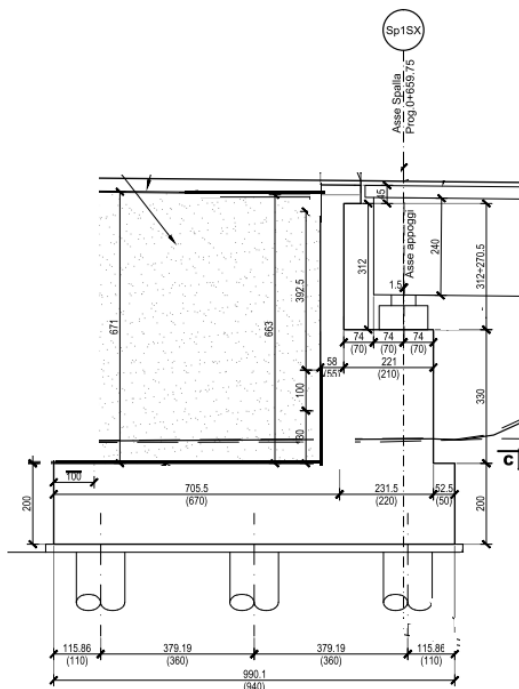


Figura 1.5: Sezione trasversale spalle SP1 ed SP2

Nelle seguente tabella vengono riportati lo spessore della platea di fondazione, nonché il numero, il diametro e la lunghezza dei pali disposti.

VIADOTTO BUONAFEDE - SPALLE				
Spalla	N. Pali	L Pali (m)	Diam. Pali (m)	Spessore platea (m)
Sp1	24	40	1,2	2
Sp2	24	40	1,2	2

Tabella 1.6: Caratteristiche geometriche delle fondazioni delle spalle

1.1.3 Sistema di vincolo

Il sistema di vincolo viene determinato con riferimento ad una strategia di protezione sismica basata sull'utilizzo di isolatori elastomerici ad alta dissipazione.

L'utilizzo di tali dispositivi consente di disaccoppiare in modo sostanziale il moto della sovrastruttura rispetto alle sottostrutture, dissipando energia attraverso i cicli di deformazione dell'elastomero.

L'incremento del periodo di oscillazione della sovrastruttura, e la dissipazione di energia, consentono di ridurre drasticamente l'entità della domanda in termini di sollecitazione, che le sottostrutture sono chiamate a sopportare durante l'evento sismico.

Il dimensionamento dei dispositivi viene effettuato a partire dai dati di "portata" verticale in condizione di esercizio e sismica, unitamente al valore di rigidità che si intende conseguire, al fine di ottenere un periodo di oscillazione intorno ai 2 s.

Si sono selezionate le caratteristiche dei dispositivi indicate di seguito.

Dispositivi HDRB – mescola "N":

Diam = 850 mm / H=341 mm per le spalle $K_e = 2.23 \text{ kN/mm}$

1.2 MODALITÀ REALIZZATIVE

Le fasi costruttive del viadotto sono le seguenti:

- Delimitazione aree di cantiere
- Realizzazione aree di cantiere, viabilità secondaria e piste di cantiere
- Realizzazione opere provvisionali
- Realizzazione spalle carreggiate destra e sinistra
- Realizzazione impalcati e rilevati destro e sinistro

- Completamento carreggiata destra e sinistra in viadotto
- Apertura al traffico di entrambe le carreggiate.

Successivamente alla realizzazione di fondazioni di pile e spalle e alla realizzazione delle elevazioni di pile e spalle (comprendenti di baggioli ed appoggi) si provvede all'assemblaggio della carpenteria metallica per conci, tenendo conto della contromonta di progetto, in appositi piazzali disposti a fianco dell'allineamento delle pile. Delle gru con braccio allungabile solleveranno da sole o in tandem l'ossatura metallica fino alla quota di posa, permettendo la giunzione di quest'ultima con le travi metalliche precedentemente poste in opera. Una volta montata la carpenteria metallica, sono disposte le predalles autoportanti e si provvede alla posa dell'armatura longitudinale e trasversale e quindi al getto della soletta e successivamente dei cordoli, il getto ingloberà gli attacchi per le velette prefabbricate che saranno montate a indurimento avvenuto dei cordoli.

Per il getto della soletta dovrà essere rispettata una precisa fasizzazione dei getti, descritta in dettaglio negli elaborati grafici.

In direzione longitudinale, si prevede la realizzazione del getto della soletta in un'unica fase.

In direzione trasversale, dovrà rispettarsi lo schema getto dettagliato nell'elaborato delle predalles, dove si prevede di gettare in prima fase i campi di soletta posizionati in prossimità dell'asse travi, procedendo in fase successiva al getto degli sbalzi e del campo centrale di soletta. Questo accorgimento è destinato anche a contenere il quadro tensodeformativo dell'insieme, evitando inoltre l'insorgere di eccessive deformazioni permanenti.

1.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.3.1 Carpenteria metallica

Si adottano elementi conformi alla EN10025.

Si prevede utilizzo di acciaio S355J2W sia per le membrature principali che per le secondarie saldate.

Si prevede utilizzo di acciaio S355J0W sia per piastre ed angolari non saldati.

Le tensioni di snervamento vengono dedotte con riferimento alla tab. 3.1 della EN 1993-1-1, ottenendo:

$$f_y = 355.0 \text{ MPa} \quad \text{per } t \leq 40.0 \text{ mm}$$

$$f_y = 335.0 \text{ MPa} \quad \text{per } 40.0 < t \leq 80.0 \text{ mm}$$

I coefficienti γ_m per i vari stati limite di riferimento vengono presi dalla medesima norma, in accordo con i N.A.D. nazionali. In particolare, si è assunto:

$$\gamma_{m0} = 1.05 \quad \text{verifiche S.L.U. resistenza}$$

$$\gamma_{m1} = 1.1 \quad \text{verifiche S.L.U. stabilità}$$

$$\gamma_{m,ser} = 1.0 \quad \text{verifiche S.L.E. tensioni}$$

Le verifiche a fatica verranno effettuate con il metodo "a danneggiamento (damage tolerant method)" e per la carpenteria metallica si utilizza cautelativamente il coefficiente:

$$\gamma_m = 1.35 \quad \text{dettagli "failure high consequence"}$$

Per quanto riguarda i rimanenti parametri di progetto afferenti all'acciaio da carpenteria, si è assunto:

$$E_s = 210000 \text{ MPa} \quad \text{modulo elastico}$$

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

$\nu_s = 0.3$ coefficiente di Poisson
 $G_s = 80769.23 \text{ MPa}$ modulo di elasticità tangenziale

1.3.2 Connettori trave-soletta

La connessione trave soletta è concepita ad pieno ripristino. Si impiegano pioli "Nelson" aventi le seguenti caratteristiche (EN 10025):

- S235J2+450C
- tensione di rottura a trazione: $f_u \geq 450 \text{ MPa}$

I coefficienti di sicurezza assunti sono in questo caso:

$\gamma_v = 1.25$ verifiche S.L.U. della connessione.
 $k_s = 0.60$ fattore di riduzione della resistenza di progetto.

Le verifiche a fatica verranno effettuate con il metodo "a danneggiamento (damage tolerant method)".

Per i connettori a pioli, la EN1994-2 al punto 2.4.1.2(6), ed il relativo Annesso Nazionale raccomandano di utilizzare $\gamma_{mf,s} = 1$; tuttavia si utilizzerà cautelativamente $\gamma_{mf,s} = 1.15$.

1.3.3 Giunzioni bullonate

Le giunzioni bullonate saranno a serraggio controllato, di classe B (cfr. tab. 3.2 di EN 1993-1-8, 3.4(P)1 per le unioni principali, di classe A per i controventi di montaggio.

Gli elementi componenti il collegamento (vite, dado, piastrina) dovranno essere conformi alle parti rilevanti della norma EN 14399.

Gli elementi componenti la bullonatura sono conformi alle seguenti classificazioni:

Viti: Classe 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1 2001
Dadi: Classe 10 secondo UNI EN 20898-2 1994
Rosette: Acciaio C50 secondo UNI EN 10083-2 2006

Pertanto, ai fini delle verifiche:

$f_{yb} = 900.0 \text{ MPa}$
 $f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$

I coefficienti di sicurezza parziali adottati per la verifica delle bullonature sono presi con riferimento alla tab. 2.1 della EN 1993-1-8 ed al relativo N.A.D. nazionale.

Conformemente alla tipologia di bullonatura prevista, verrà effettuata la verifica nei confronti della rottura del bullone allo S.L.U., e quella allo slittamento allo S.L.E., con riferimento ai seguenti coefficienti γ_m :

$\gamma_{m2} = 1.25$ S.L.U., resistenza bulloni
 $\gamma_{m3ser} = 1.1$ S.L.E., slittamento bullonature di classe B

La preparazione delle superfici dovrà essere conforme a quanto previsto dalla tabella 18 del cap. 8.4 di EN 1090-2, per superfici di classe "C" ($\mu_{min} = 0.3$).

1.3.4 Giunzioni saldate

Per la realizzazione dell'opera in esame si prevede l'impiego di unioni saldate a piena penetrazione, adottate in particolare per la realizzazione delle giunzioni tra i vari conci, e unioni a cordoni d'angolo, impiegate per le saldature di composizione dei piatti che formano le travi principali ed i traversi, e per la saldatura degli irrigidenti verticali.

Per le norme specifiche relative ai processi ed ai componenti si rimanda ai contenuti del D.M 14-1-2008 (NTC) e alla EN 1090-2.

Il coefficiente di sicurezza γ_m applicato alla verifica delle giunzioni saldate risulta (tab. 2.1.EN 1993-1-8 + N.A.D.):

$$\gamma_{m2} = 1.25 \quad \text{S.L.U. . resistenza}$$

Ai fini delle verifiche delle saldature a cordoni d'angolo, la resistenza del materiale verrà corretta mediante il correlation factor:

$$\beta = 0.9 \quad \text{per S355}$$

1.3.5 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono riportate nel seguito.

1.3.5.1 Soletta e Predalle

C32/40	classe di resistenza
$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 33.2 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica cilindrica a compressione
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2 \text{ N/mm}^2$	resistenza a compressione media
$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 33'642 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico secante
$\nu = 0.2$	coefficiente di Poisson
$\gamma_c = 1.5$	coefficiente parziale di sicurezza
$\alpha_{cc} = 0.85$	coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 18.81 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compressione
$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ per mille}$	deformazione ultima a rottura

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno rispettare, anche i criteri di seguito elencati ed in particolare quelli previsti dalla vigente normativa (EN 11104 e EN 206) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate.

Soletta impalcato

Classe di consistenza	S4
-----------------------	----

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Classe di esposizione	XC4 - XF4
Dimensione massima aggregati	20 mm
Classe di contenuto in cloruri	0.20
Copriferro	40 mm

Predalle

Classe di consistenza	S4
Classe di esposizione	XC3
Dimensione massima aggregati	12 mm
Classe di contenuto in cloruri	0.20
Copriferro	25 mm

1.3.5.2 Parametri reologici calcestruzzo soletta

Per tenere conto degli effetti di lungo termine, si farà riferimento a parametri reologici calcolati secondo come di seguito riportato, seguendo gli approcci contenuti in EN 1992-1-1.

Allo scopo, per la valutazione degli effetti della viscosità, si sono differenziate, tra le azioni di lungo termine, quelle di carattere costante nel tempo (es. carichi permanenti), e quelle a carattere evolutivo (es. effetti del ritiro, cedimenti del terreno) e quelle dovute a distorsioni imposte (es. presollecitazione appoggi).

Per ciascuna tipologia verrà effettuata una specifica analisi, basata sui rispettivi coefficienti di omogeneizzazione, valutati secondo i criteri contenuti in EN 1994-1/EN 1994-2, come esplicitato di seguito.

VISCOSITA' E RITIRO
(EN 1992-1-1, EN 1994)

Caratteristiche del cls a tempo zero

Resistenza a compressione caratteristica, f_{ck} (N/mm ²)	33.20
Resistenza a compressione media, $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (N/mm ²)	41.20
Modulo elastico secante, $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$ k (N/mm ²)	33'642.78
Coefficiente di correzione, k	1.00
Tipo di aggregati presenti nell'impasto	Quarziti
Classe del cemento	N

Coefficienti di omogeneizzazione

Moduli elastici Longitudinali		Moduli elastici Tangenziali	
nE a tempo 0	6.242	nG a tempo 0	5.762
nE(t,t ₀) - Permanenti	16.924	nG(t,t ₀) - Permanenti	15.622
nE(t,t ₀) - Ritiro	16.314	nG(t,t ₀) - Ritiro	15.059

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

nE(t,t₀) - Def. imposte 20.809 nG(t,t₀) - Def. imposte 19.208

Tempo e ambiente

Eta' del calcestruzzo in giorni all'inizio del ritiro per essiccamento, t_s 1
Eta' del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione dei carichi permanenti, t₀ 30
Eta' del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione del ritiro, t₀ 1
Eta' del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte, t₀ 30
Eta' del calcestruzzo in giorni, t 36'500
Dimensione fittizia dell'elemento di cls, h₀ = 2A_c/u (mm) 480
Sezione dell'elemento, A_c (mm²) 2'748'000.00
Perimetro a contatto con l'atmosfera, u (mm) 11'450.00
Umidita' relativa percentuale, RH (%) 75

Coefficiente di viscosita' $\varphi(t,t_0)$ e modulo elastico E_{cm} al tempo "t"

Coefficiente di viscosita' $\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \beta_c(t,t_0) =$
al momento dell'applicazione dei carichi permanenti 1.556
al momento dell'applicazione del ritiro 2.934
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte 1.556

Coefficiente nominale di viscosita', $\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) =$
al momento dell'applicazione dei carichi permanenti 1.569
al momento dell'applicazione del ritiro 2.959
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte 1.569

Coefficiente per l'evoluzione della viscosita' nel tempo, $\beta_c(t_0) = 1/(0.1+t_0^{0.20})$
al momento dell'applicazione dei carichi permanenti 0.482
al momento dell'applicazione del ritiro 0.909
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte 0.482

Eta' del calcestruzzo corretta in funzione della tipologia di cemento, $t_0 = t_0 [9/(2+t_0^{1.2})+1]^\alpha \geq 0.5$
al momento dell'applicazione dei carichi permanenti 30.00
al momento dell'applicazione del ritiro 1.00
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte 30.00

Coefficiente per la variabilita' della viscosita' nel tempo, $\beta_c(t,t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H + t-t_0)]^{0.30}$
al momento dell'applicazione dei carichi permanenti 0.991
al momento dell'applicazione del ritiro 0.991
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte 0.991

Modulo elastico al tempo "t", $E_{cm}(t,t_0) = E_{cm}/[1+\psi*\varphi(t,t_0)]$
al momento dell'applicazione dei carichi permanenti 12'408
al momento dell'applicazione del ritiro 12'872
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte 10'092

$\psi =$
al momento dell'applicazione dei carichi permanenti 1.100
al momento dell'applicazione del ritiro 0.550
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte 1.500

Altri dati:
Coefficiente che tiene conto dell'umidita', $\varphi_{RH} = 1 + [(1-RH/100)/(0.1h_0^{1/3})\alpha_1] \alpha_2$ 1.244
Coefficiente per la resistenza del cls, $\alpha_1 = (35/f_{cm})^{0.7}$ per $f_{cm} > 35$ Mpa oppure $\alpha_1 = 1$ per $f_{cm} \leq 35$ Mpa 0.892
Coefficiente per la resistenza del cls, $\alpha_2 = (35/f_{cm})^{0.2}$ per $f_{cm} > 35$ Mpa oppure $\alpha_2 = 1$ per $f_{cm} \leq 35$ Mpa 0.968
Coefficiente per la resistenza del cls, $\beta_c(f_{cm}) = 16.8/f_{cm}^{0.5}$ 2.617
Coefficiente per il tipo di cemento, $\alpha =$ 0
Coefficiente che tiene conto dell'umidita', $\beta_H = 1.5 [1+(0.012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3$ 1'058

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Coefficiente per la resistenza del cls, $\alpha_3 = (35/f_{cm})^{0.5}$ per $f_{cm} > 35$ Mpa oppure $\alpha_3 = 1$ per $f_{cm} \leq 35$ Mpa 0.922

Deformazione di ritiro $\varepsilon_s(t, t_0)$

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000272$$

Dove:

Deformazione dovuta al ritiro per essiccamento, $\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} =$	0.000214
Coeff. per la variabilita' della deformazione nel tempo, $\beta_{ds}(t, t_s) = (t-t_s)/[(t-t_s)+0.04(h_0^3)^{0.5}] =$	0.989
Parametro che dipende da h_0 (vedi prospetto seguente), $k_h =$	0.71
Deformazione di base, $\varepsilon_{cd,0} = 0.85 [(220+110\alpha_{ds1}) * \exp(-\alpha_{ds2} * f_{cm}/f_{cm0})] 10^{-6} \beta_{RH} =$	0.000307
$\beta_{RH} = 1.55 [1-(RH/RH0)^3] =$	0.896
$f_{cm0} =$	10 Mpa
$RH0 =$	100%
Coefficiente per il tipo di cemento, $\alpha_{ds1} =$	4
Coefficiente per il tipo di cemento, $\alpha_{ds2} =$	0.12
Deformazione dovuta al ritiro autogeno, $\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca00} =$	0.0000580
$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) =$	1.00
$\varepsilon_{ca00} = 2.5(f_{ck} - 10) 10^{-6} =$	0.0000580

Valori di k_h

h_0	k_h
100	1.00
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

1.3.6 Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata

B450C controllato in stabilimento	classe di resistenza
$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica di snervamento
$\gamma_s = 1.15$	coefficiente parziale di sicurezza
$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico
$\nu = 0.3$	coefficiente di Poisson
$k = (f_t/f_y)_k = 1.2$	rapporto di sovrarresistenza
$\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k = 0.075$	deformazione ultima caratteristica
$\varepsilon_{ud} = 0.9 * \varepsilon_{uk} = 0.0675$	deformazione ultima di calcolo

1.4 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente normativa italiana e da quella europea (Eurocodici). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi National Application Documents, verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente normativa nazionale.

In dettaglio si sono prese in esame quindi i seguenti documenti, che volta in volta verranno opportunamente richiamati:

D.M. 14.01.2008:	Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC")
Circolare Min LLPP 617:	Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D. Min. 14 gennaio 2008
D.M. 31.07.2012	Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici
UNI EN 1990:	Basi della progettazione strutturale
UNI EN 1991-1-4:	Azioni sulle strutture – Azione del vento
UNI EN 1991-1-5:	Azioni sulle strutture – Azioni termiche
UNI EN 1991-2:	Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
UNI EN 1992-1-1:	Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1992-2:	Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo
UNI EN 1993-1-1:	Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1993-2:	Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio
UNI EN 1993-1-5:	Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra
UNI EN 1993-1-8:	Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti
UNI EN 1993-1-9:	Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica
UNI EN 1994-1-1:	Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1994-2:	Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti
UNI EN 1998-2:	Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
UNI EN 1090-2:	Execution of steel structures and aluminium structures - part 2: technical requirements for steel structures

1.4.1 Classe di esecuzione

La UNI EN 1090 Introduce il concetto di "Execution Class" in termini di requisiti specificati, classificati per l'esecuzione di un'opera nel suo complesso, di un singolo componente o di un dettaglio di un componente. La classe di esecuzione seleziona e specifica il livello di qualità appropriato riguardo alla sicurezza che quel componente avrà nell'opera di costruzione. La scelta della classe di esecuzione dovrebbe prendere in considerazione il tipo di materiale utilizzato, l'affidabilità data dalla classe di conseguenza (CC) e i rischi potenziali dati dalla:

- Categoria di servizio, legata al rischio dell'installazione/utilizzo (SC);
- Categoria di produzione, legata alla complessità di esecuzione (PC).

1.4.1.1 Scelta della classe di conseguenza

Nell'Eurocodice 0 EN 1990 "Criteri generali di progettazione" all'appendice B Tabella B1 "differenziazione dell'affidabilità strutturale per le costruzioni" sono riportate le classi di conseguenza in caso di malfunzionamento della struttura, definite in base all'impatto sulla popolazione, ambiente, vite umane, sociali.

1.4.1.2 Classe di rischio connessa all'utilizzo della struttura (categorie di servizio)

È necessario tener conto che in una struttura possono essere contenuti componenti strutturali di entrambe le classi di rischio. In questo caso, al fine di una corretta determinazione della classe di esecuzione dell'opera la scelta cadrà sulla classe di servizio maggiormente restrittiva.

Classe di conseguenza SC_i (i = 1,2)

SC1 = sollecitazione statica

SC2 = sollecitazione dinamica a fatica

1.4.1.3 Classe di rischio connessa alla difficoltà nell'esecuzione della struttura (categorie di produzione).

Classe di produzione PC_i (i = 1,2)

PC1 = no saldature e acciai con grado < S355

PC2 = componenti saldati e acciaio con grado ≥ S355

1.4.1.4 Determinazione della classe di esecuzione

Selezionata la Classe di Conseguenza (CC_i; i=1,2,3) espressa in termini di perdita di vite umane, di conseguenze economiche, sociali ed ambientali (vedere EN 1990), selezionata la Categoria di Servizio e la Categoria di Produzione si determina la Classe di Esecuzione come risultato delle due operazioni precedenti, secondo quanto previsto nella tabella seguente (TAB B3 della EN1090-2).

Tabella di determinazione della classe di esecuzione							
Classi di conseguenza		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC4
La classe di esecuzione EXC4 deve essere scelta in caso di strutture con estreme conseguenze determinate dal cedimento della struttura, in base a disposizioni legislative.							

Per la struttura in oggetto si assume una classe di conseguenza CC2, una categoria di servizio SC2 e una categoria di produzione PC2 pertanto la struttura va realizzata in classe di esecuzione EXC3.

1.5 SOFTWARE DI CALCOLO

L'analisi della struttura viene eseguita tramite modellazione con il metodo degli elementi finiti, adottando il sistema software "LUSAS (vers. 19.0)", fornito da F.E.A. Ltd (U.K.) su piattaforma windows 10; il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti.

Per le verifiche delle sezioni acciaio calcestruzzo si adotta il programma "Ponti EC4" sviluppato e testato da Alhambra s.r.l.. Il programma opera sulla base di un database di sezioni opportunamente sincronizzato con quello del sistema ad elementi finiti, ed effettua le verifiche di resistenza e di stabilità locale di membrature in acciaio ed acciaio-clt sulla base dei criteri contenuti negli Eurocodici di riferimento (EN 1993, EN 1994), e in osservanza a quanto previsto da NTC-08.

Tutti i software sono dotati di "verification manual" che potrà essere fornito su richiesta.

Per le verifiche delle sezioni in cemento armato si utilizzano alternativamente il software RC-SEC della Geostru o il software VCASTU del Prof. Gelfi.

Per la valutazione della stabilità laterale torsionale di profili standard, si utilizza il tool dedicato "LTBeam", messo a punto dal consorzio europeo CTICM (Centre Technique Industriel de la Construction Métallique).

In particolare, la procedura per la verifica delle sezioni miste acciaio-clt prevede, per ciascuna sezione, le seguenti verifiche:

- calcolo proprietà geometrico - statiche delle sezioni nelle varie fasi considerate

S.L.U. :

- preclassificazione e classificazione delle sezioni
- pressoflessione (interazione N/M): analisi e verifica plastica di ciascuna sezione, e deduzione del rapporto di sfruttamento plastico (sezioni classe 1 e 2)
- pressoflessione (interazione N/M): Analisi tensionale elastica su sezione lorda, con calcolo del rapporto di sfruttamento elastico (sezioni di classe 3)
- pressoflessione (interazione N/M): Analisi tensionale elastica su sezione lorda e sezione efficace (depurata dagli effetti del local buckling), con calcolo del rapporto di sfruttamento elastico (sezioni di classe 4)
- taglio: verifica a taglio plastico, includendo i fenomeni di shear buckling
- interazione pressoflessione - taglio (N-M-V): deduzione del rapporto di sfruttamento finale della sezione
- verifica S.L.U. delle piolature
- deduzione della sovratensione nelle piolature per effetto della plasticizzazione per flessione

S.L.E. :

- verifica elastica S.L. delle tensioni in esercizio
- verifica Web Breathing
- fessurazione soletta
- verifica elastica piolature

Fatica:

- verifica, con il metodo dei coefficienti λ , per preselezionate categorie di dettaglio;
- verifica, con il metodo dei coefficienti λ , della connessione travi/soletta

Nella presente relazione vengono riportati i risultati salienti delle verifiche, ed effettuato di volta in volta un sintetico inquadramento delle ipotesi di base. Le verifiche per esteso vengono riportate in allegato.

1.6 CONVENZIONI GENERALI, PER LE VERIFICHE E LE ANALISI GLOBALI

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze: m
forze - coppie: N, Nm
tensioni: N/mm²

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Per quanto riguarda le azioni interne nell'impalcato, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

Fx azione assiale
Fy azione tagliante agente nel piano orizzontale
Fz azione tagliante agente nel piano verticale
Mx momento torcente
My momento flettente agente nel piano verticale
Mz momento flettente agente nel piano orizzontale

Le verifiche dell'impalcato verranno eseguite esclusivamente con riferimento alle caratteristiche Fx, Fz, My, dal momento che risultano non significativi i contributi Fy, Mx ed Mz.

Le notazioni impiegate sono conformi a quelle impiegate negli Eurocodici ed indicate nei relativi capitoli introduttivi.

In particolare, per le sollecitazioni verrà impiegata anche la seguente notazione alternativa:

M (Mf) in luogo di My
V in luogo di Fz
T in luogo di Mx

Nell'ambito dell'adozione del sistema di riferimento elementare, si precisa che le azioni flettenti di trave sono da intendersi:

- POSITIVE: se le fibre tese sono rivolte all'estradosso trave
- NEGATIVE: se le fibre tese sono rivolte all'intradosso trave

Si riporta la convenzione dei segni rispettivamente per il momento flettente e per il taglio negli schemi seguenti.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

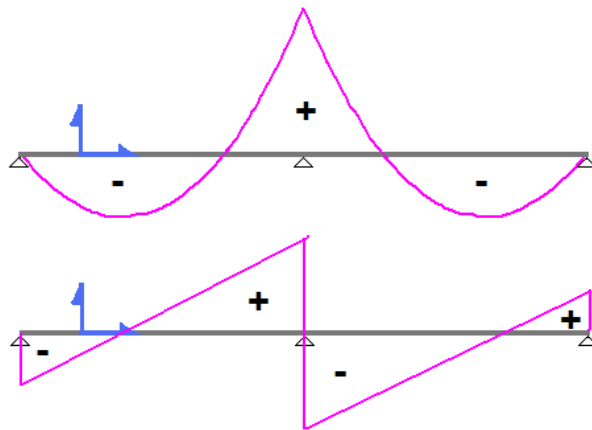


Figura 1.7: Convenzione sui segni

2. IMPOSTAZIONI DELLE ANALISI E DELLE VERIFICHE

2.1 ANALISI DELLA STRUTTURA COMPOSTA

La struttura composta acciaio-calcestruzzo verrà analizzata secondo il metodo classico adottato per questi tipi di strutture, che prevede il calcolo delle caratteristiche geometrico-statiche delle varie sezioni sulla base di una sezione equivalente, in cui la porzione in calcestruzzo viene "omogeneizzata" ad acciaio in funzione del rapporto $E_s/E_{c(t)}$, essendo $E_{c(t)}$ il modulo elastico del calcestruzzo valutato in funzione del tipo di carico applicato, tenendo conto, ove opportuno, dei fenomeni a lungo termine.

Viene pertanto effettuata l'analisi separata e conseguente sovrapposizione dei quadri tensionali afferenti alle varie "fasi" attraversate dalla struttura, ciascuna delle quali si differenzia dalle altre per lo schema statico di analisi e/o per la proprietà delle sezioni.

2.1.1 Fasi

Le caratteristiche geometrico-statiche delle sezioni di impalcato si differenziano in funzione delle caratteristiche della soletta in c.a., per la quale verranno considerati gli effetti dovuti alla viscosità, sulla base di coefficienti di omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo opportunamente modificati. Nel caso più generale, si studieranno pertanto le seguenti fasi:

- fase 1: assenza soletta (fase iniziale);
- fase 2a: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per carichi permanenti applicati ad istante successivo al getto, e di intensità costante nel tempo (es. permanenti di finitura);
- fase 2b: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per carichi permanenti applicati ad istante t_1 immediatamente dopo il getto, ed aventi sviluppo nel tempo parallelo a quello dei fenomeni differiti (ritiro);
- fase 2c: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per coazioni e/o cedimenti vincolari imposti all'istante t_1 dal il getto, ed aventi sviluppo nel tempo costante.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

- fase 3: presenza della soletta, con modulo elastico valutato a breve termine
- fase "cracked" ** non presente **

Per il caso in esame non è prevista l'applicazione di coazioni imposte, pertanto la fase "2c" non verrà considerata.

La tabella seguente riporta, fase per fase, i vari contributi di carico considerati nelle analisi.

Fase	Carico	Sezione resistente	Connessione
1	P.p. acciaio P.p. soletta	Sezione metallica	Non attiva
2a	Permanenti portati	Sezione omogeneizzata con $n = nL$ perm.	Attiva
2b	Ritiro Cedimenti vincolari	Sezione omogeneizzata con $n = nL$ ritiro.	Attiva
3	Carichi da traffico Variazioni termiche Vento	Sezione omogeneizzata con $n = n0$	Attiva

Tabella 2.1: Carichi agenti nelle varie fasi

2.2 DATI GENERALI DELLE SEZIONI DI IMPALCATO

2.2.1 Larghezze collaboranti di soletta

Le larghezze collaboranti di soletta vengono valutate sulla base dei criteri contenuti in EN 1994-2, punto 5.4.1.2 (NTC 2008, punto 4.3.2.3.), e richiamati nella figura seguente.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

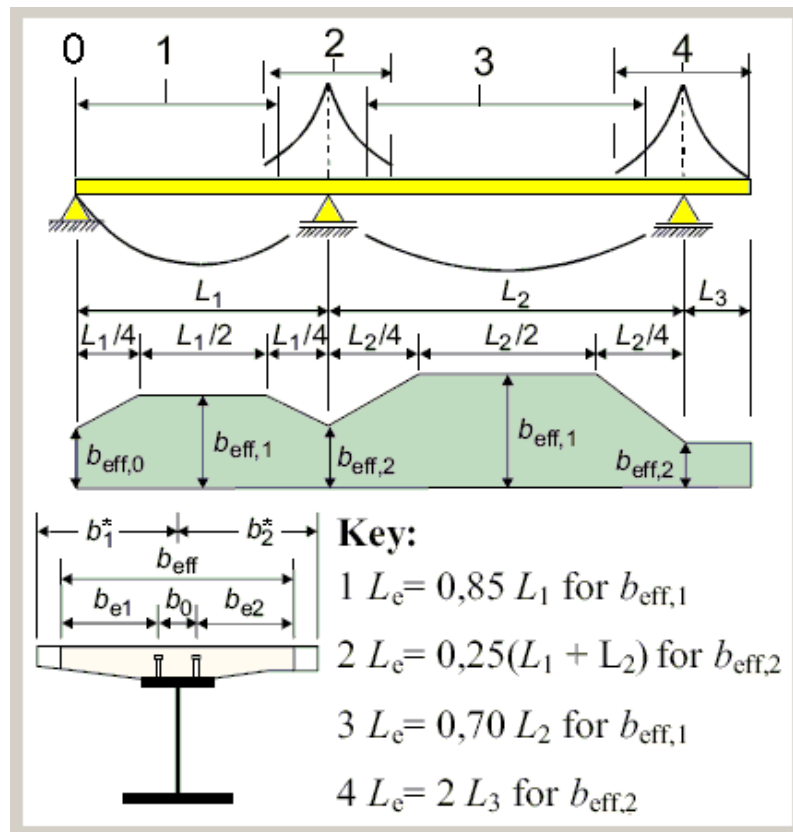


Figura 2.1: Criteri per la determinazione della larghezza collaborante di soletta

I calcoli sono riportati nella tabella e nel grafico che seguono.

X (m)	b1* (mm)	b2* (mm)	b0 (mm)	Tipo	beff (mm)	Le (m)	be1 (mm)	be2 (mm)	beta1	beta2
0	2'550	3'275	600	0	5'649	46.50	2'250	2'975	1.000	0.941
11.625	2'550	3'275	600	1	5'825	46.50	2'250	2'975	1.000	1.000
34.875	2'550	3'275	600	1	5'825	46.50	2'250	2'975	1.000	1.000
46.5	2'550	3'275	600	0	5'649	46.50	2'250	2'975	1.000	0.941

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

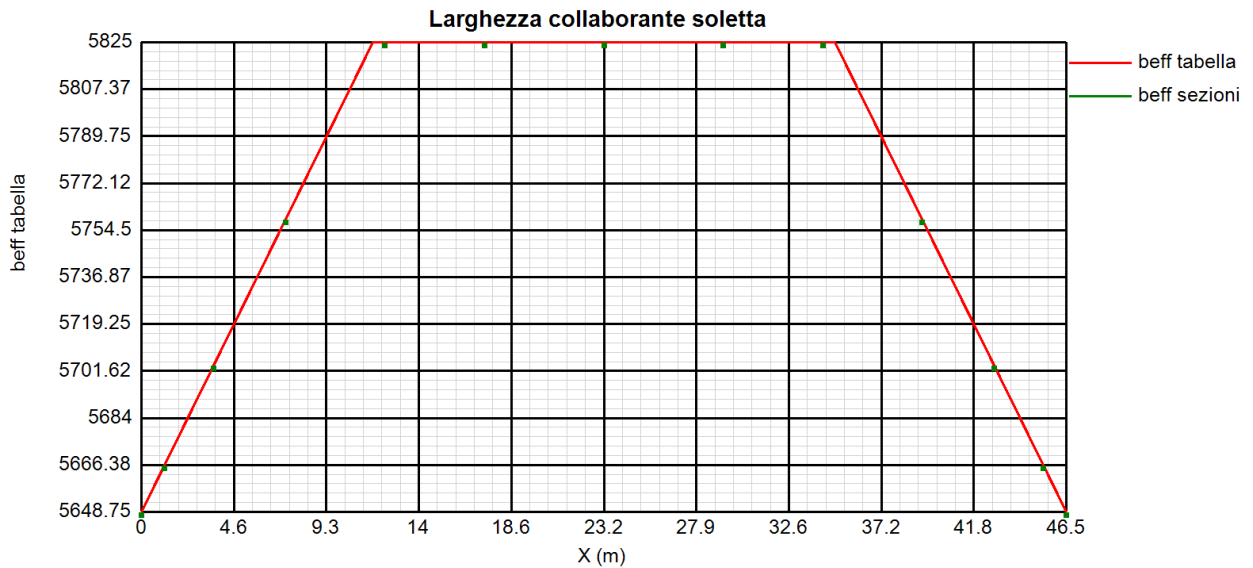


Figura 2.2: Larghezza collaborante della soletta lungo una trave longitudinale

2.2.2 Fessurazione della soletta

L'impalcato è semplicemente appoggiato e la soletta risulta sempre compressa. La verifica a fessurazione in direzione longitudinale viene quindi omessa, ad eccezione della verifica dell'armatura minima ai fini del controllo della fessurazione, in accordo ad EN 1994-2 7.4.2.

2.2.3 Caratteristiche sezioni di impalcato

Le travi principali sono suddivise in conci. Sono state analizzate, per ogni cono, la sezione iniziale, centrale e finale. Nelle due tabelle seguenti si riportano in forma tabellare la posizione di ogni sezione, le dimensioni delle lamiera, l'armatura in soletta, la larghezza efficace della soletta ed il numero e tipo di pioli.

Dati comuni a tutti i conci:

Altezza trave:	2400 mm
Diametro pioli:	19 mm
Altezza pioli:	220 mm
Altezza soletta:	60+240=300 mm

Sections	X (m)	bsup (mm)	tsup (mm)	hw (mm)	tw (mm)	binf (mm)	tinf (mm)	n pioli (/m)
C1_1	0.000	900	30	2'340	22	1'000	30	20
C1_2	1.150	900	30	2'340	22	1'000	30	20
C1_3	3.625	900	30	2'340	22	1'000	30	20
C1_4	7.250	900	30	2'340	22	1'000	30	20
C1_13	39.251	900	30	2'340	22	1'000	30	20
C1_15	42.875	900	30	2'340	22	1'000	30	20
C1_16	45.350	900	30	2'340	22	1'000	30	20
C1_17	46.500	900	30	2'340	22	1'000	30	20

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

C2_5	7.251	900	40	2'295	20	1'000	65	15
C2_6	12.250	900	40	2'295	20	1'000	65	15
C2_8	17.250	900	40	2'295	20	1'000	65	15
C2_10	29.251	900	40	2'295	20	1'000	65	15
C2_12	34.250	900	40	2'295	20	1'000	65	15
C2_14	39.250	900	40	2'295	20	1'000	65	15
C3_7	17.251	900	50	2'275	18	1'000	75	15
C3_9	23.250	900	50	2'275	18	1'000	75	15
C3_11	29.250	900	50	2'275	18	1'000	75	15

Sections	X (m)	beff (mm)	Fisup (mm)	pbsup (mm)	csup (mm)	Fiinf (mm)	pbinf (mm)	cinf (mm)
C1_1	0.000	5'649	20	200	70	20	200	30
C1_2	1.150	5'666	20	200	70	20	200	30
C1_3	3.625	5'704	20	200	70	20	200	30
C1_4	7.250	5'759	20	200	70	20	200	30
C1_13	39.251	5'759	20	200	70	20	200	30
C1_15	42.875	5'704	20	200	70	20	200	30
C1_16	45.350	5'666	20	200	70	20	200	30
C1_17	46.500	5'649	20	200	70	20	200	30
C2_5	7.251	5'759	20	200	70	20	200	30
C2_6	12.250	5'825	20	200	70	20	200	30
C2_8	17.250	5'825	20	200	70	20	200	30
C2_10	29.251	5'825	20	200	70	20	200	30
C2_12	34.250	5'825	20	200	70	20	200	30
C2_14	39.250	5'759	20	200	70	20	200	30
C3_7	17.251	5'825	20	200	70	20	200	30
C3_9	23.250	5'825	20	200	70	20	200	30
C3_11	29.250	5'825	20	200	70	20	200	30

Per tutte le sezioni si riportano gli esiti delle verifiche in forma grafica e tabellare; per le sezioni per le quali si hanno le condizioni più sfavorevoli nei vari SL, si riportano anche dei report di verifica dettagliati.

2.2.3.1 Proprietà geometrico-statiche

Le proprietà geometrico statiche delle sezioni lorde di impalcato vengono valutate dal programma di verifica PontiEC4 e sono riportate in forma tabellare per ogni concio.

Tutti i dati indicati sono espressi in mm e sono riferiti alla trave metallica singola, con relativa porzione di soletta collaborante.

Per i dati relativi a ciascuna riga, si rimanda alla legenda ed alla figura riportate di seguito.

- A** Area sezione
- z_G** Distanza baricentro da intradosso
- J_y** Inerzia verticale
- J_z** Inerzia orizzontale
- W_{y,0}** Modulo resistenza lembo inf. piatt. inferiore

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

- $W_{y,1}$ Modulo resistenza lembo sup.. piatt. inferiore
- $W_{y,3}$ Modulo resistenza lembo inf. piatt. superiore
- $W_{y,4}$ Modulo resistenza lembo sup. piatt. superiore
- $W_{y,5}$ Modulo resistenza lembo inferiore soletta in c.a.
- $W_{y,6}$ Modulo resistenza layer inferiore armatura
- $W_{y,7}$ Modulo resistenza layer superiore armatura
- $W_{y,8}$ Modulo resistenza lembo superiore soletta in c.a.
- $S_{y,1}$ Momento statico attacco anima/piatt. inferiore
- $S_{y,2}$ Momento statico rispetto baricentro
- $S_{y,3}$ Momento statico attacco anima/piatt. superiore
- $S_{y,4}$ Momento statico interfaccia trave/soletta
- e Eccentricità tra baricentro globale e linea d'azione N

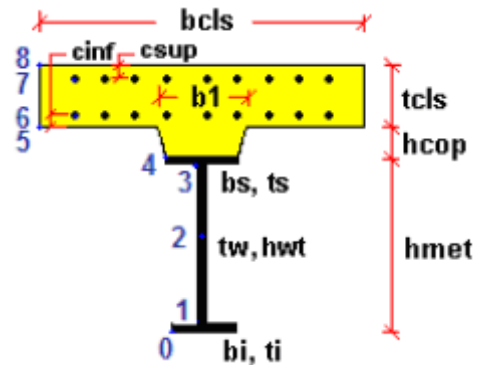


Figura 2.3: Dati caratterizzanti la sezione mista acciaio-calcestruzzo

Sezione C1_1

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2400 mm
Piattabanda superiore	900x30 mm
Piattabanda inferiore	1000x30 mm
Anima	22x2340 mm, Inclinazione: 0
Soletta	5649x240 mm
Raccordo	700x60 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 30 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 220 mm, numero 20/m

Irrigidimenti verticali

Interasse	3875 mm
Tipo	T da un solo lato
Piatto 1	240x20 mm
Piatto 2	200x16 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.085E+5	2.063E+5	2.093E+5	1.914E+5	3.434E+5	1.262E+5
z _G (mm)	1167.229	1835.507	1846.16	1777.335	2132.694	1363.04
J _y (mm ⁴)	1.034E+11	2.061E+11	2.077E+11	1.97E+11	2.524E+11	1.331E+11
W _{y,0} (mm ³)	-8.86E+7	-1.123E+8	-1.125E+8	-1.109E+8	-1.183E+8	-9.764E+7
W _{y,1} (mm ³)	-9.094E+7	-1.141E+8	-1.144E+8	-1.128E+8	-1.2E+8	-9.984E+7
W _{y,3} (mm ³)	8.598E+7	3.855E+8	3.965E+8	3.325E+8	1.063E+9	1.322E+8
W _{y,4} (mm ³)	8.389E+7	3.65E+8	3.75E+8	3.165E+8	9.441E+8	1.283E+8
W _{y,5} (mm ³)	1E+300	3.3E+8	3.384E+8	2.886E+8	7.71E+8	1.213E+8
W _{y,6} (mm ³)	1E+300	3.148E+8	3.226E+8	2.765E+8	7.063E+8	1.181E+8
W _{y,7} (mm ³)	1E+300	2.593E+8	2.65E+8	2.311E+8	5.075E+8	1.05E+8
W _{y,8} (mm ³)	1E+300	2.383E+8	2.433E+8	2.136E+8	4.448E+8	9.955E+7
S _{y,1} (mm ³)	3.457E+7	5.462E+7	5.493E+7	5.287E+7	6.353E+7	4.044E+7
S _{y,2} (mm ³)	4.879E+7	9.047E+7	9.122E+7	8.646E+7	1.122E+8	5.999E+7
S _{y,3} (mm ³)	3.288E+7	8.733E+7	8.82E+7	8.259E+7	1.115E+8	4.883E+7
S _{y,4} (mm ³)	1.118E-8	7.249E+7	7.365E+7	6.618E+7	1.047E+8	2.124E+7
n _E	1E+300	16.924	16.314	20.809	6.242	1E+300

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Sezione C2 5

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2400 mm
Piattabanda superiore	900x40 mm
Piattabanda inferiore	1000x65 mm
Anima	20x2295 mm, Inclinazione: 0
Soletta	5759x240 mm
Raccordo	700x60 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 30 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 220 mm, numero 15/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3875 mm
Tipo	T da un solo lato
Piatto 1	240x20 mm
Piatto 2	200x16 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.469E+5	2.467E+5	2.497E+5	2.314E+5	3.864E+5	1.65E+5
z _G (mm)	976.489	1623.533	1635.229	1560.524	1969.458	1150.123
J _y (mm ⁴)	1.516E+11	3.041E+11	3.069E+11	2.892E+11	3.864E+11	1.92E+11
W _{y,0} (mm ³)	-1.552E+8	-1.873E+8	-1.877E+8	-1.853E+8	-1.962E+8	-1.67E+8
W _{y,1} (mm ³)	-1.663E+8	-1.951E+8	-1.954E+8	-1.934E+8	-2.029E+8	-1.77E+8
W _{y,3} (mm ³)	1.096E+8	4.129E+8	4.234E+8	3.617E+8	9.894E+8	1.587E+8
W _{y,4} (mm ³)	1.065E+8	3.917E+8	4.013E+8	3.445E+8	8.975E+8	1.537E+8
W _{y,5} (mm ³)	1E+300	3.636E+8	3.721E+8	3.215E+8	7.877E+8	1.466E+8
W _{y,6} (mm ³)	1E+300	3.51E+8	3.59E+8	3.111E+8	7.423E+8	1.433E+8
W _{y,7} (mm ³)	1E+300	3.022E+8	3.085E+8	2.704E+8	5.85E+8	1.298E+8
W _{y,8} (mm ³)	1E+300	2.825E+8	2.882E+8	2.538E+8	5.289E+8	1.239E+8
S _{y,1} (mm ³)	6.136E+7	1.034E+8	1.042E+8	9.932E+7	1.259E+8	7.265E+7
S _{y,2} (mm ³)	6.967E+7	1.277E+8	1.288E+8	1.217E+8	1.622E+8	8.442E+7
S _{y,3} (mm ³)	5.053E+7	1.223E+8	1.236E+8	1.153E+8	1.606E+8	6.978E+7
S _{y,4} (mm ³)	7.451E-9	9.505E+7	9.677E+7	8.579E+7	1.459E+8	2.551E+7
n _E	1E+300	16.924	16.314	20.809	6.242	1E+300

Sezione C3 7

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2400 mm
Piattabanda superiore	900x50 mm
Piattabanda inferiore	1000x75 mm
Anima	18x2275 mm, Inclinazione: 0
Soletta	5825x240 mm
Raccordo	700x60 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 30 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 220 mm, numero 15/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3875 mm
Tipo	T da un solo lato

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Piatto 1	240x20 mm
Piatto 2	200x16 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.61E+5	2.619E+5	2.649E+5	2.464E+5	4.032E+5	1.792E+5
z _G (mm)	989.993	1601.294	1612.704	1540.054	1944.414	1150.276
J _y (mm ⁴)	1.741E+11	3.307E+11	3.336E+11	3.149E+11	4.193E+11	2.147E+11
W _{y,0} (mm ³)	-1.759E+8	-2.065E+8	-2.069E+8	-2.045E+8	-2.156E+8	-1.866E+8
W _{y,1} (mm ³)	-1.903E+8	-2.167E+8	-2.17E+8	-2.149E+8	-2.243E+8	-1.997E+8
W _{y,3} (mm ³)	1.28E+8	4.417E+8	4.525E+8	3.888E+8	1.034E+9	1.789E+8
W _{y,4} (mm ³)	1.235E+8	4.14E+8	4.237E+8	3.662E+8	9.203E+8	1.718E+8
W _{y,5} (mm ³)	1E+300	3.851E+8	3.937E+8	3.423E+8	8.132E+8	1.639E+8
W _{y,6} (mm ³)	1E+300	3.721E+8	3.803E+8	3.315E+8	7.685E+8	1.602E+8
W _{y,7} (mm ³)	1E+300	3.214E+8	3.279E+8	2.889E+8	6.116E+8	1.451E+8
W _{y,8} (mm ³)	1E+300	3.01E+8	3.068E+8	2.715E+8	5.549E+8	1.385E+8
S _{y,1} (mm ³)	7.144E+7	1.173E+8	1.181E+8	1.127E+8	1.43E+8	8.346E+7
S _{y,2} (mm ³)	7.897E+7	1.383E+8	1.394E+8	1.32E+8	1.745E+8	9.386E+7
S _{y,3} (mm ³)	6.233E+7	1.332E+8	1.345E+8	1.261E+8	1.73E+8	8.091E+7
S _{y,4} (mm ³)	0E+00	9.839E+7	1.002E+8	8.853E+7	1.536E+8	2.58E+7
n _E	1E+300	16.924	16.314	20.809	6.242	1E+300

2.2.3.2 Proprietà plastiche delle sezioni

Ai fini della classificazione e delle verifiche sezionali, vengono valutate le proprietà plastiche di base delle sezioni, con il tracciamento dei domini N/M rispettivamente per la sezione completa e per la sezione formata dalle sole flange in acciaio. Le proprietà vengono sistematicamente valutate per tutte le sezioni considerate nelle verifiche (cfr. mappa delle sezioni ai punti precedenti).

Per la valutazione di N_{pl} e M_{pl} si seguono i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 6.2.1.2. (4.3.2.1.2. delle NTC 2008).

Il calcolo di M_{pl} viene effettuato mediante semplici considerazioni di equilibrio delle forze plastiche sviluppate dai singoli elementi componenti la sezione, e della eventuale azione assiale concomitante, sotto opportune ipotesi, verificate a posteriori, riguardanti la posizione dell'asse neutro plastico.

In generale, quindi, indicato con:

- N_{abf} = t_{inf} x b_{inf} x f_{yinf} / γ_{m0} azione assiale plastica sviluppabile dalla piattabanda inferiore;
- N_{aweb} = t_{web} x h_{web} x f_{yweb} / γ_{m0} azione assiale plastica sviluppabile dalla anima;
- N_{atf} = t_{sup} x b_{sup} x f_{y_{sup}} / γ_{m0} azione assiale plastica sviluppabile dalla piattabanda superiore;
- N_{c1} = 0.85 x f_{ck} x b_{eff} x t_{c1} / γ_c azione assiale plastica sviluppabile dal layer di cls (di spessore pari a t_{c1}) compreso tra il layer superiore di armatura e l'estradosso della soletta (agente solo a compressione);
- N_{c2} = 0.85 x f_{ck} x b_{eff} x t_{c2} / γ_c azione assiale plastica sviluppabile dal layer di cls (di spessore pari a t_{c2}) compreso tra i due layers di armatura (agente solo a compressione);
- N_{c3} = 0.85 x f_{ck} x b_{eff} x t_{c3} / γ_c azione assiale plastica sviluppabile dal layer di cls (di spessore pari a t_{c3}) compreso tra la piattabanda superiore e il layer di armatura inferiore (agente solo a compressione);
- N_{layer1} = A_{s1inf} x f_{yk} / γ_s azione assiale plastica sviluppabile dal layer inferiore di armatura (di area complessiva A_{s1inf});

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

$N_{layer2} = A_{slsup} \times f_{yk} / \gamma_s$	azione assiale plastica sviluppabile dal layer superiore di armatura (di area complessiva A_{slsup});
N_e	azione assiale esterna, agente in corrispondenza del baricentro geometrico della sezione;
$f_{yinf}, f_{ysup}, f_{yweb}$	resistenze caratteristiche di snervamento dell'acciaio componente rispettivamente la piattabanda inferiore, la piattabanda superiore e l'anima;

La posizione dell'asse neutro plastico, per un dato segno dell'azione flettente, è immediatamente e univocamente determinabile dall'esame di relazioni simili alla seguente, esplicitata per il caso di momento flettente negativo (soletta compressa), e asse neutro plastico disposto nell'anima:

$$Z_{pl} = t_{inf} + (-N_e + N_{layer1} + N_{layer2} + N_{atf} - N_{abr} + N_{aweb}) / (2 t_{web} f_{yweb} \gamma_{m0})$$

Si evidenzia inoltre che:

- l'azione assiale plastica sviluppata dal calcestruzzo in compressione viene valutata sulla base di uno stress block equivalente, di altezza pari a quella effettiva, ma di intensità ridotta all'85 % (cfr. EN 1994-2, cap. 6.2.1.2.(1), punto d),
- le armature in compressione vengono considerate, al fine di evitare possibili punti di discontinuità nella ricerca di a.n.p. per azione assiale variabile, rinunciando all'ipotesi semplificativa contemplata da EN 1994-2, cap. 6.2.1.2.(1), punto c
- per i medesimi motivi indicati al punto precedente, i layer di armatura vengono modellati con "strisce" di spessore equivalente.

Il tracciamento dei domini viene effettuato per punti, valutando di volta in volta la posizione dell'asse neutro plastico e il valore di M_{pl} sotto l'azione dell'azione assiale N incrementata da 0 (flessione semplice, positiva o negativa) fino a +/- N_{pl} con incrementi pari a $N_{pl}/10$.

2.2.4 Caratteristiche del sistema di irrigidimento (ribs e stiffeners)

Le travi metalliche sono irrigidite da un sistema di nervature formato da stiffeners verticali, progettati con riferimenti ai criteri contenuti in EN 1993-1-5.

Irrigidimenti intermedi

Gli stiffeners intermedi, che assolvono al solo compito di irrigidimento d'anima, sono posti ad interasse longitudinale pari a 3.875 m.

Il profilo di base di tali irrigidimenti, che ospitano anche il collegamento con i traversi trasversali, è un profilo composto a "T", di dimensioni correnti:

anima: 240 x 20 mm

ala: 200 x 16 mm

Il profilo viene collegato, oltre che lungo l'anima della trave, anche in corrispondenza delle estremità alle piattabande superiori ed inferiori.

Al fine di non penalizzare eccessivamente la resistenza a fatica della piattabanda inferiore, l'ala dell'irrigidente viene rastremata nella parte inferiore, portando la larghezza a 50 mm.

In figura si riporta lo schema dell'irrigidente.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

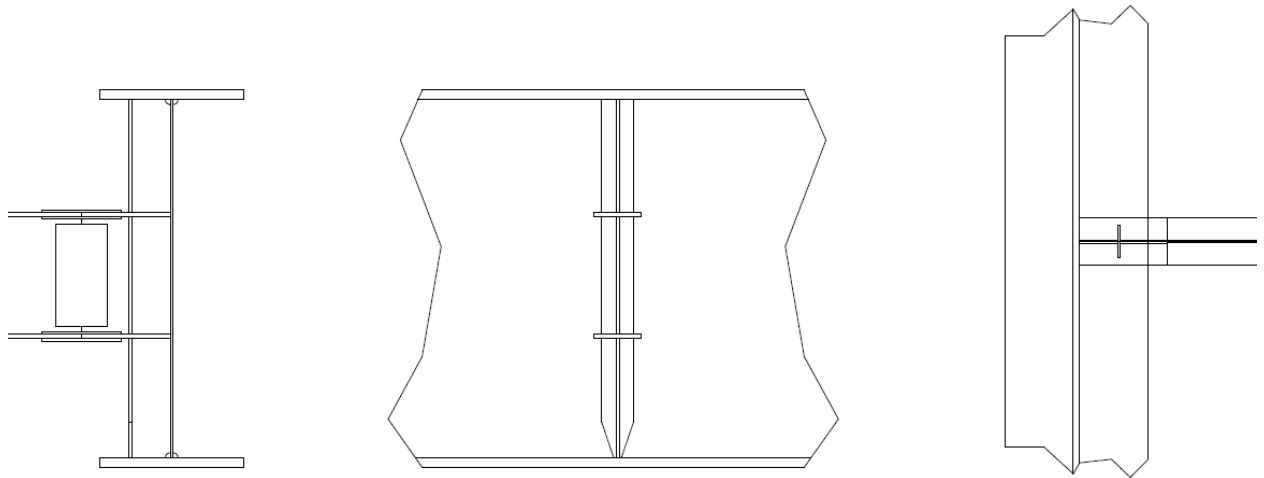


Figura 2.4 Schema irrigidenti di campata

Irrigidimenti d'appoggio

In linea generale, gli irrigidenti d'appoggio assolvono la funzione "aggiuntiva" di stabilizzazione dell'anima nei confronti delle azioni localizzate trasmesse dalle apparecchiature di vincolo.

Il sistema di base degli irrigidenti d'appoggio è basato su di un piatto semplice, di spessore 35 mm e larghezza minima 400 mm, disposto simmetricamente rispetto all'anima.

Sul lato interno del manufatto è predisposta un'espansione laterale, atta ad ospitare il sistema di irrigidimento destinato al supporto temporaneo durante le fasi di calaggio e sollevamento del manufatto, oltre che i piatti che collegano i traversi intermedi.

Qui di seguito si riporta lo schema degli irrigidenti intermedi di pila.

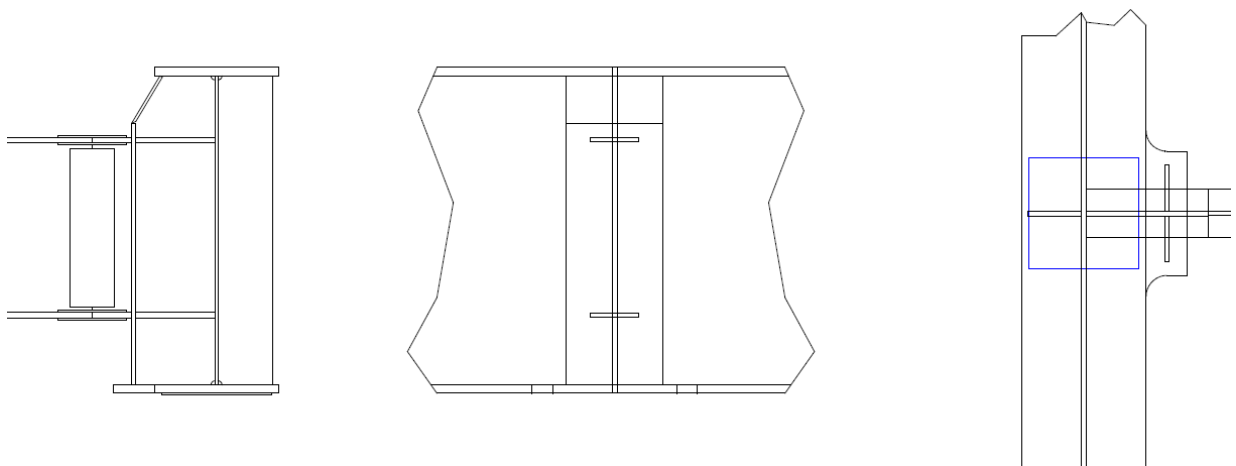


Figura 2.5 Schema irrigidenti di pila

Gli irrigidenti terminali posti in prossimità degli appoggi di spalla, verranno progettati come "rigid end post", ovvero rispondenti al criterio di EN 1993-1-5 5.2(2). Al sistema di base, formato anche in questo caso da un piatto semplice di dimensioni minime 400 x 35, disposto simmetricamente rispetto all'anima, si

aggiunge un'ulteriore nervatura verticale, formata da un piatto 270 x 20, simmetrico rispetto all'anima, posto in corrispondenza della sezione di coda trave.

Qui di seguito si riporta lo schema dell'irrigidente posizionato sul traverso di spalla.

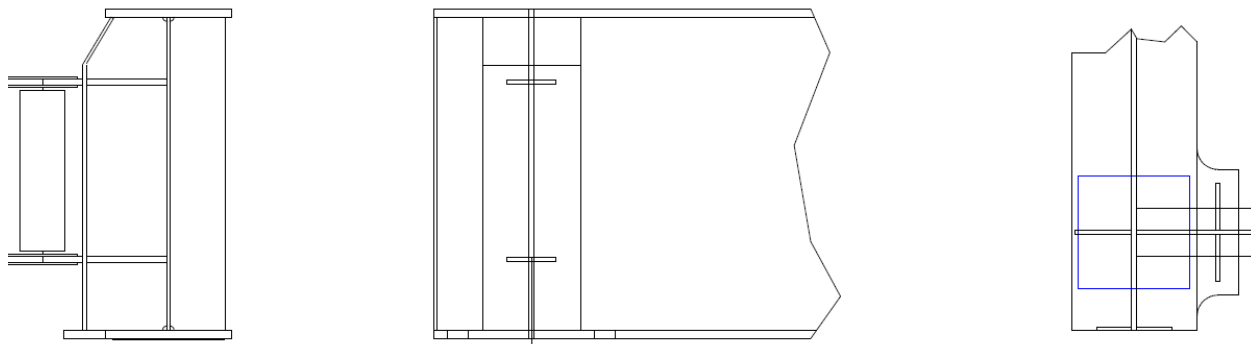


Figura 2.6 Schema irrigidenti di spalla

La verifica dei requisiti "end post" viene effettuata con riferimenti a EN 1993-1-5, 9.3.1.(2), e consiste nel confronto dell'area dei piatti verticali con il limite:

$$A_{\min} = 4 h_w t_w^2 / e$$

e = braccio tra i due piatti verticali

Si ottiene:

$$A_{\min} = 4 \times 2400 \times 22^2 / 700 = 6638 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{pres}} = 2 \times 270 \times 20 = 10800 \text{ mm}^2$$

area di irrigidente effettivamente presente > A_{\min}

3. DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO

Per l'analisi della sovrastruttura e delle sottostrutture (queste ultime riportate in elaborato separato), verrà impiegato un modello ad elementi finiti comune, ma dovutamente specializzato e finalizzato agli obiettivi delle singole analisi.

Qui di seguito si riportano le generalità del modello impiegato per la verifica della sovrastruttura.

3.1 MODELLAZIONE E TIPO DI ANALISI

La struttura è stata modellata in tridimensionale, con elementi di LUSAS trave tipo BMI21 a sei gradi di libertà per nodo, che corrono lungo lo sviluppo longitudinale delle travate. I traversi sono modellati con travi tipo BMI21 e posizionati nella posizione reale, e la soletta è modellata come elementi shell tipo QTS4. Le sollecitazioni N, T, M di verifica dell'impalcato sono ricavate dal software in una serie di posizioni in cui sono definite delle "slice" cioè delle sezioni nelle quali il modello viene tagliato e il software restituisce l'integrale delle sollecitazioni sulla sezione composta da elementi shell ed elemento beam.

L'analisi della struttura composta è stata condotta sovrapponendo i risultati di singole analisi statiche lineari, ciascuna condotta con riferimento ad appropriate proprietà geometrico-statiche (o di materiale), proprie di ciascuna "fase" analizzata.

Allo scopo, sono stati elaborati più modelli agli elementi finiti per tener conto delle reali fasi costruttive. In particolare i modelli elaborati sono descritti nel seguito.

- **FASE 1 - Realizzazione delle sottostrutture in acciaio e getto soletta in c.a.**

Il modello di calcolo è un graticcio formato dalle travi principali e dai traversi.

Le azioni applicate sono il peso proprio di tutte le membrature metalliche, il peso proprio della soletta, non reagente. Ai fini della modellazione si considera che il getto del calcestruzzo avviene in un'unica fase.

- **FASE 2a - Maturazione della soletta, applicazione dei sovraccarichi permanenti**

Si considera la struttura completa formata dall'acciaio e dal calcestruzzo.

Il modello di calcolo della soletta è formato da elementi shell con rigidità del cls valutata a tempo "infinito", nervato con le opportune eccentricità da un graticcio formato dalle travi longitudinali aventi sezione di acciaio, e traversi schematizzati con la loro geometria reale.

Le azioni applicate sono i carichi permanenti.

- **FASE 2b – Valutazione degli effetti del ritiro**

Si considera la struttura completa formata dall'acciaio e dal calcestruzzo.

Il modello di calcolo della soletta è formato da elementi shell con rigidità del cls valutata a tempo "infinito", nervato con le opportune eccentricità da un graticcio formato dalle travi longitudinali aventi sezione di acciaio, e traversi schematizzati con la loro geometria reale.

Le azioni applicate sono il ritiro ed i cedimenti vincolari.

- **FASE 2c – Coazioni imposte**

Per il caso in esame non è prevista l'applicazione di coazioni imposte, pertanto la fase normalmente denominata "2c" non verrà considerata.

- **FASE 3 - Applicazione dei carichi istantanei (mobili ed accidentali in genere)**

Si considera la struttura completa formata dall'acciaio e dal calcestruzzo con rigidità valutata "a tempo zero".

Le azioni applicate sono i carichi da traffico, le variazioni termiche, il vento.

Si riporta una rappresentazione grafica della mesh, con rendering della struttura.

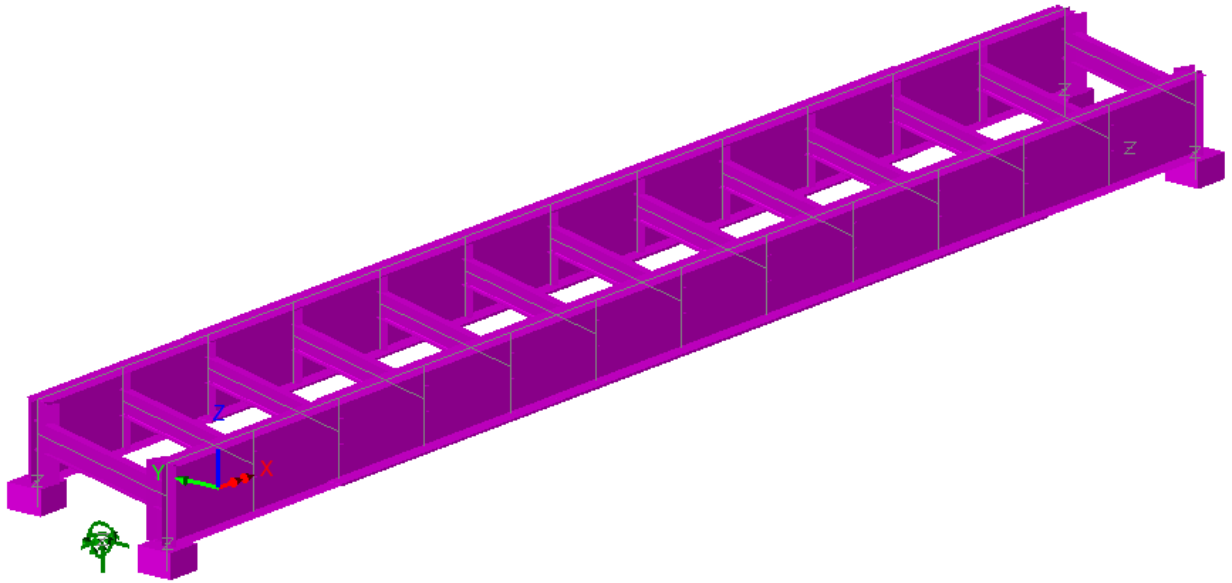


Figura 3.1: Modello fem in FASE 1

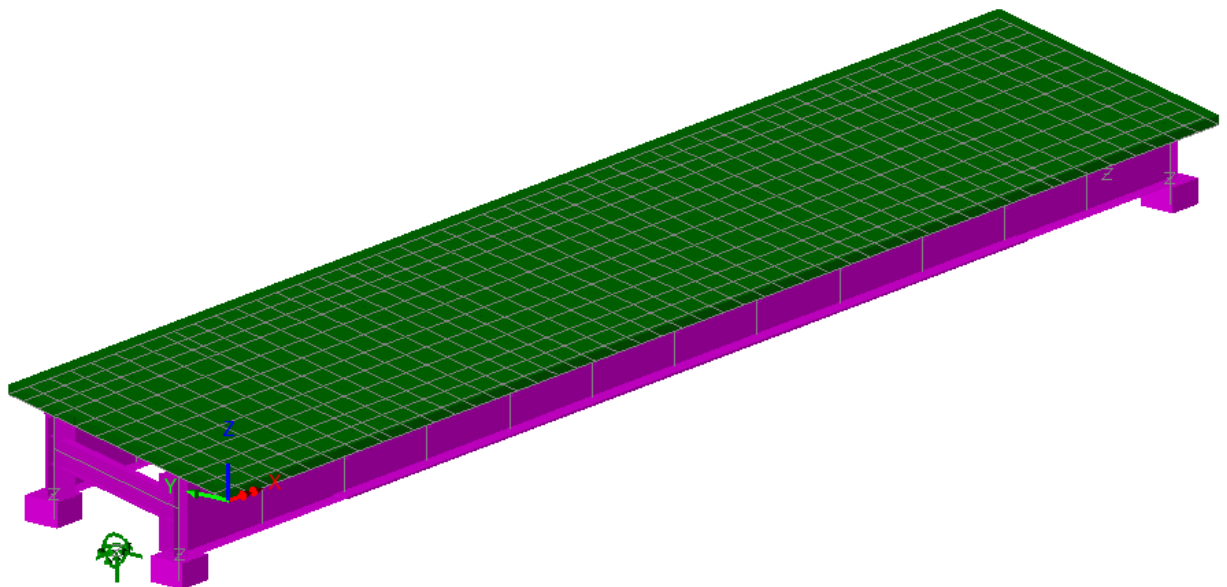


Figura 3.2: Modello FEM in fase 3

3.2 SISTEMA DI VINCOLO

I vincoli esterni sono degli "incastri" posti nei baricentri tra gli appoggi delle due travi, a livello di estradosso muro di spalla.

I dispositivi di vincolo effettivi del solo impalcato, rappresentati dagli isolatori elastomerici, sono modellati con molle di rigidità orizzontale $k_y=k_x=2230$ kN/m, e verticale $k_z=2186000$ kN/m in corrispondenza delle spalle.

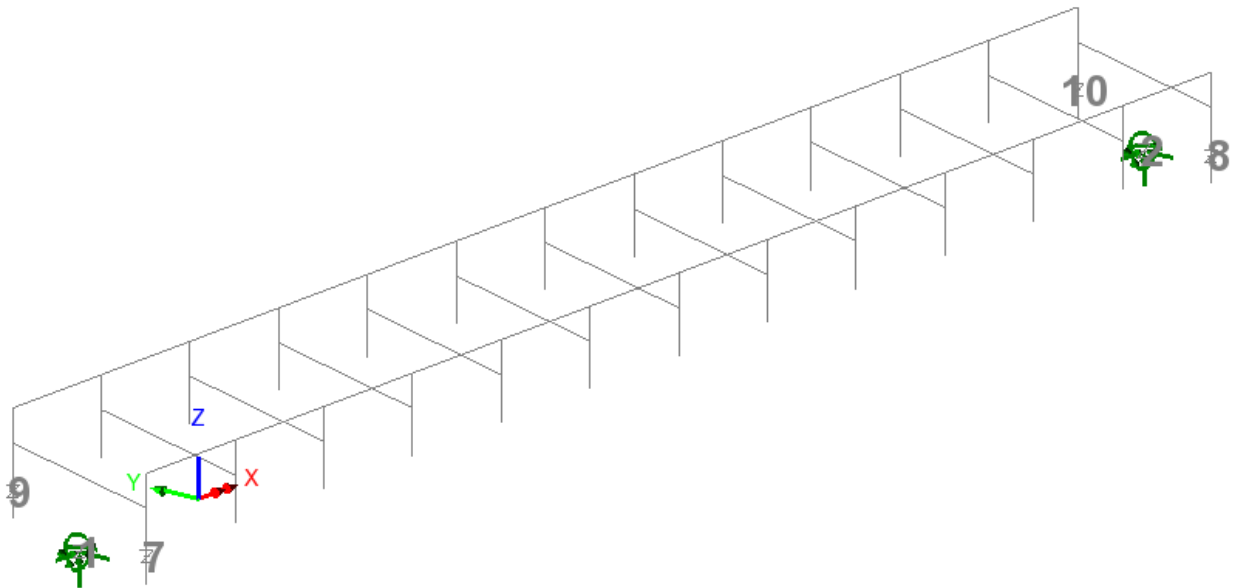


Figura 3.3: Vincoli esterni e numerazione degli elementi di molla concentrata presenti nel modello

I dispositivi di vincolo verranno inghisati in maniera definitiva solamente dopo il getto della soletta e la posa dei sovraccarichi permanenti. Questo accorgimento consente di “depurare” le deformazioni parassite sui dispositivi, che intercorrono soprattutto durante la fase di getto della soletta.

Le analisi di fase 1 e fase 2a saranno pertanto condotte riferendosi a rigidezze orizzontali del sistema di isolamento praticamente nulle.

4. ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta la descrizione dei vari contributi di carico presi in esame ai fini dell'analisi globale della struttura.

Le sollecitazioni per le verifiche sezionali sono state dedotte dall'analisi globale.

4.1 CARICHI AGENTI IN FASE 1

4.1.1 Peso proprio acciaio (G_{k1})

Il peso della struttura in acciaio è stato conteggiato con riferimento alla densità di massa convenzionale di 7850 kg/m^3 calcolato in automatico dal modello attraverso l'applicazione dell'accelerazione di gravità agli elementi rappresentativi delle travi longitudinali e dei traversi.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Si è inoltre considerato un sovraccarico aggiuntivo pari a 1024 kN/m su ciascuna trave, per tenere in conto dei rimanenti contributi di "vestizione" della carpenteria metallica non modellati esplicitamente, quali:

- Piolature
- Piastrame di giunto
- Irrigidenti
- Controventi di montaggio

4.1.2 Peso proprio soletta (G_{k1})

Il peso della soletta di impalcato e' pari a:

- soletta inclusa predalle $0.3 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3 = 7.5 \text{ KN/m}^2$

Il contributo equivalente al peso della soletta + predalles è stato implementato nel modello tramite un sovraccarico uniformemente distribuito agente sugli allineamenti di travi longitudinali.

4.2 CARICHI AGENTI IN FASE 2A - 2B

4.2.1 Cordoli e sovraccarichi permanenti (G_{k2})

Cordoli	γ_{cls}	25 kN/m ³	
	spessore	0.16 m	
	$g_{k2, \text{cordoli}}$	4.00 kN/m ²	cordolo sx=cordolo dx, L=0.75 m
Pavimentazione	γ_{pav}	24 kN/m ³	larghezza carreggiata 9.75 m
	spessore	0.11 m	
	$g_{k2, \text{pavim}}$	2.640 kN/m ²	
Barriera	$g_{k2, \text{barriera}}$	2.00 kN/m	per lato barriera sx = barriera dx
Veletta prefabbricata	$g_{k2, \text{veletta}}$	1.75 kN/m	

Tabella 4.1 Sovraccarichi permanenti

Il carico denominato barriera si intende comprensivo anche del peso dei collettori di raccolta idraulica e di eventuali altri impianti.

I sovraccarichi permanenti vengono implementati nel modello come carichi uniformemente distribuiti, agenti sugli elementi della soletta in c.a.

4.2.2 Ritiro ($G_{sh,k}$)

Nei punti precedenti sono stati valutati i parametri di base inerenti alla reologia del calcestruzzo (ritiro/viscosità). Gli effetti del creep vengono valutati con l'ausilio di coefficienti di omogeneizzazione opportunamente modificati e della deformazione di ritiro come esposto nel paragrafo relativo ai materiali.

Per quanto riguarda il ritiro della soletta, si valuta, in linea generale, l'effetto coattivo indotto dalla contrazione della soletta, primariamente rispetto alla trave composta acciaio calcestruzzo (effetti primari

del ritiro), secondariamente rispetto alla statica globale della struttura continua (effetti secondari, o iperstatici).

Gli effetti primari vengono valutati con la formula:

$$N_r = \varepsilon_{sh} * E_s / n_{f2b} * b_{eff} * t_{cls}$$
$$M_r = N_r * e$$

In particolare, con "e" si è indicata l'eccentricità fra il baricentro della soletta ed il baricentro della sezione composta omogeneizzata in fase 2b. In sede di verifica tensionale, nella soletta, alle tensioni indotte da N_r ed M_r si aggiunge lo stato di coazione locale di trazione $\sigma_{sh} = \varepsilon_{sh} * E_s / n_{f2b}$

Gli effetti del ritiro primario nelle verifiche sono calcolati automaticamente dal postprocessore "Ponti EC4" sezione per sezione, e vengono ignorati nelle zone fessurate in accordo a EN1994-2, 5.4.2.2 (8); gli effetti secondari (iperstatici) vengono presi in conto dalla modellazione globale effettuata con LUSAS, applicando, in uno specifico loadcase, una contrazione specifica agli elementi di soletta attraverso l'implementazione di una variazione termica uniforme pari a $\Delta T_{uni} = \varepsilon_{r\infty} = - 27.17 \text{ } ^\circ\text{C}$.

4.2.3 Cedimenti vincolari ($G_{k,sett}$)

I cedimenti in corrispondenza delle spalle non vengono tenuti in conto in quanto l'impalcato è semplicemente appoggiato e quindi isostatico; i cedimenti non determinano quindi effetti sugli elementi strutturali.

4.3 CARICHI AGENTI IN FASE 3

4.3.1 Variazioni termiche ($Q_{T,k}$)

I criteri per la determinazione degli effetti della temperatura sono contenuti in NTC-08, cap. 3.5 (rif. Eurocodici EN 1991-1-5). Dal momento che NTC-08 non riporta prescrizioni specifiche per il calcolo degli effetti della temperatura (in particolare i gradienti termici) per i ponti si farà riferimento ai criteri contenuti negli Eurocodici.

4.3.1.1 Variazioni termiche uniformi e lineari Δt_n e Δt_m

L'effetto delle variazioni termiche viene valutato con riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-5, corredato dall'annesso nazionale.

Si fa riferimento ad un manufatto da ponte di gruppo 2, sito in Sicilia.

La temperatura media ambientale viene posta pari a T_0 a $15.0 \text{ } ^\circ\text{C}$.

Gli effetti delle variazioni termiche vengono modellati attraverso l'applicazione di una variazione termica uniforme Δt_n ed una variazione termica lineare (gradiente), Δt_m .

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Tipo ponte	2	1: acciaio 2: composto 3: calcestruzzo			
Componente uniforme		Componente differenziale			
T min	-3.0 [°C]		$\Delta T_{M,heat}$	15.0 [°C]	
T max	44.0 [°C]		$\Delta T_{M,cool}$	-18.0 [°C]	
Te,min	1.0 [°C]		Spessore rivestimento	3	1: non rivestito / 2: impermeabilizz
Te,max	48.3 [°C]				
ΔT_N	47.3 [°C]				
			$k_{sur,heat}$	1.0 [-]	
T_0	15.0 [°C]		$k_{sur,cool}$	1.0 [-]	
$\Delta T_{N,con}$	-14.0 [°C]		$\Delta T_{M,heat}$	15.0 [°C]	
$\Delta T_{N,exp}$	33.3 [°C]		$\Delta T_{M,cool}$	-18.0 [°C]	
			Z(m)	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$
		Estradosso soletta	2.70	15.00	-18.00
		Intradosso soletta	2.40	13.33	-16.00
		Intradosso travate	0.00	0.00	0.00

Tabella 4.2 Calcolo var. termiche uniformi e lineari (EN 1991-1-5)

4.3.1.2 Combinazione degli effetti uniformi e lineari

La combinazione degli effetti dovuti alla variazione termica uniforme e lineare verrà effettuata sfruttando la formula di combinazione proposta dalla normativa, che prevede due combinazioni principali in cui Δt_M e Δt_N sono amplificati mediante differenti coefficienti di combinazione:

$$C1: \Delta t_M + 0.35 \Delta t_N$$

$$C2: 0.75 \Delta t_M + \Delta t_N$$

4.3.2 Carichi mobili (Q_k)

4.3.2.1 Verifiche globali

Per le verifiche globali dell'impalcato si utilizza il modello globale FEM precedentemente descritto.

Si seguono le disposizioni contenute nel D.M. 2008, cap. 5.1.3.3.5, equivalenti a quelle contenute in EN 1991-2. Si fa riferimento a ponti di I categoria.

Nel caso in esame, la carreggiata, di larghezza utile pari a 9.95 m, è in grado di ospitare 3 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.0 m. La parte rimanente ("remaining area") risulta pari a 0.95 m.

Corsia di carico n.1 costituita da:

- ✓ Schema di carico n.1: n. 4 carichi concentrati da 150 kN cadauno disposti ad interasse 2.00 m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

- ✓ Carico uniformemente ripartito di intensità 9.0 kN/m^2 su una larghezza di 3.00m

Corsia di carico n. 2 costituita da:

- ✓ - Schema di carico n.1 ridotto: n. 4 carichi concentrati da 100 kN cadauno disposti ad interasse 2.00m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale
- ✓ - Carico uniformemente ripartito di intensità 2.5 kN/m^2 su una larghezza di 3.00m

Corsia di carico n. 3 costituita da:

- ✓ - Schema di carico n.1 ridotto: n. 4 carichi concentrati da 50 kN cadauno disposti ad interasse 2.00m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale
- ✓ - Carico uniformemente ripartito di intensità 2.5 kN/m^2 su una larghezza di 3.00m

Corsia di carico n. 4 (Remaining area RA) costituita da :

- ✓ - Carico uniformemente ripartito di intensità 2.5 kN/m^2 sulla larghezza residua di impalcato.

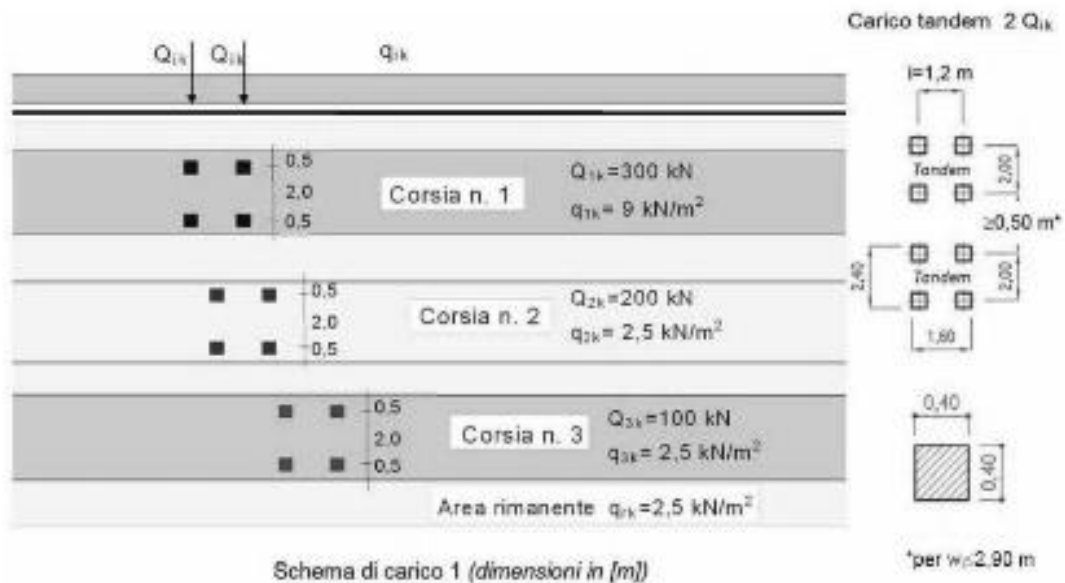


Figura 4.1: Schema di carico convenzionale 1

Le azioni da traffico sono state applicate ricorrendo alla funzione Vehicle Load Optimization (VLO), integrata nel codice di calcolo utilizzato, la quale dopo aver definito le sezioni nelle quali calcolare le linee/superfici di influenza e una caratteristica di sollecitazione, posiziona i carichi da traffico della normativa in modo tale da minimizzare/massimizzare la sollecitazione scelta fornendo anche i valori delle sollecitazioni concomitanti.

4.3.2.2 Verifiche locali

Per le verifiche locali della soletta d'impalcato si ricorre allo schema di carico 1 ed allo schema di carico 2, composto da un veicolo ad un solo asse, avente un peso complessivo pari a 400 kN.

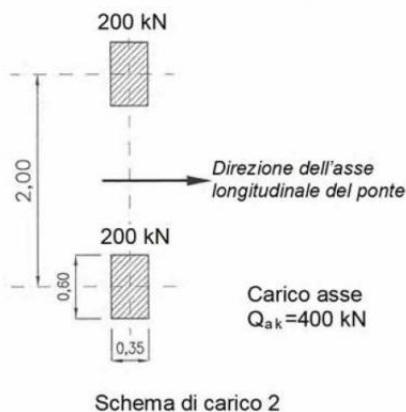


Figura 4.2: Schema di carico convenzionale 2

Dettagli riguardo alle posizioni più significative di tale carico vengono forniti nel paragrafo relativo alle verifiche locali della soletta.

Tale modello veicolare verrà impiegato anche in concomitanza al modello di urto.

4.3.2.3 Verifiche a fatica

Le verifiche a fatica vengono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti λ . Pertanto si considera il transito sulla corsia lenta del veicolo FLM3, formato da 4 assi da 120.0 kN ciascuno, ed avente la configurazione planimetrica indicata in figura.

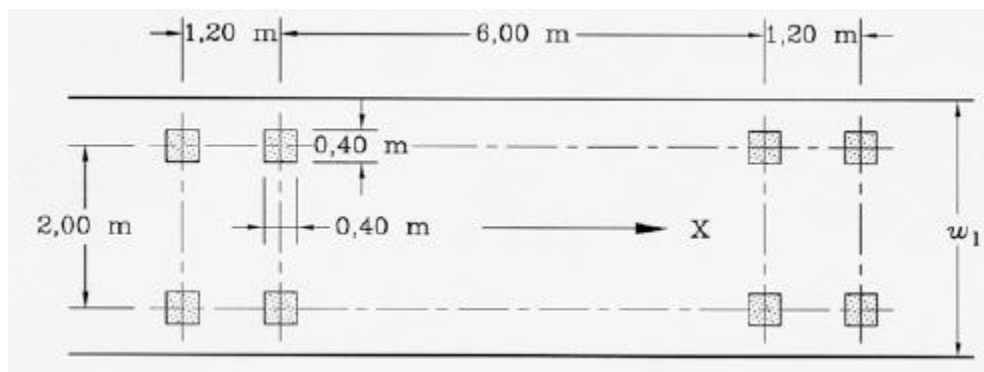


Figura 4.3: Carico convenzionale per verifiche a fatica

La struttura in esame è a carreggiata unica con unico senso di marcia e pertanto si considera la presenza di una corsia lenta, posizionata nella sua collocazione reale di progetto.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

4.3.3 Azioni di frenatura (Q_{fk})

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

$$180 \text{ kN} \leq Q_{fk} = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Essendo in questo caso:

Lunghezza del ponte = L	46.5 m	
$2 \cdot Q_{1k}$	600 kN	
q_{1k}	9.0 kN/m ²	
w	3.0 m	
Q_{fk}	485.55 kN	<900 kN
Q_{fk}	485.6 kN	
$q_{Lk \text{ tot}}$	10.442 kN/m	carico totale per unità di lunghezza
n travi	2	
$q_{Lk \text{ trave}}$	5.221 kN/m	carico per singola trave, per unità di lunghezza

4.3.4 Azione del vento ($F_{w,k}$)

Le azioni del vento vengono valutati con riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-4, corredata dal relativo annesso nazionale.

Si evidenzia che per semplicità, ed a favore di sicurezza, si è considerata la medesima pressione del vento sia nel caso di manufatto carico che scarico.

Ai fini della valutazione delle pressioni, si è considerata la singola via di corsa.

Qui di seguito di riporta la tabella contenente i parametri di sito ed il calcolo della pressione del vento.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

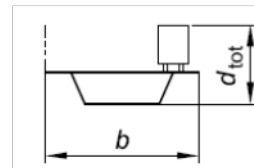
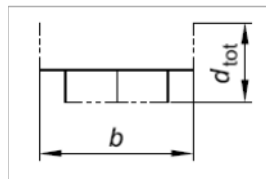
Calcolo parametri di base

Categoria sito	II II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	4 UNI EN 1991-1-4
a_s	22 m - quota sito
v_{b0}	28 4.1.(1) P
a_0	500 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
k_a	0.02 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
v_{b0}	28 4.1.(1) P
v_b	28.0 velocità di base del vento
C_{dir}	1.00 4.2.(2) P - nota 2
C_{season}	1.00 4.2.(2) P - nota 3
C_r	0.87 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
C_{scd}	1.00 fattore di struttura
k_l	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
C_o	1.00 coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
T_r	50 periodo di ritorno
k_1	0.138
n	1.000
α_r	1.00
z_0	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2
z_{0II}	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1
z_{min}	4.00 EN 1991-1-4 §4.3.2
z_{max}	200 EN 1991-1-4 §4.3.2
k_r	0.19 fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)
$v_m(z)$	24.5 EN 1991-1-4 cap. 4.3.1 (4.3)
σ_v	5.32 scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
ρ	1.25 densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
$I_v(z)$	0.22 EN 1991-1-4 cap. 4.4 (4.7)
$C_e(z)$	1.93 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9) => per deduzione
$q_p(z)$	945.37 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9)
v_b^*	25.20 EN 1991-1-4 §8.1 (4) + NAD
$v_m^*(z)$	22.05 EN 1991-1-4 cap. 4.3.1 (4.3)
$I_v^*(z)$	0.24 EN 1991-1-4 cap. 4.4 (4.7)
$c_e^*(z)$	2.06 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9) => per deduzione
$q_p^*(z)$	817.07 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9)

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Caratteristiche impalcato

b_{imp}	11.45 m (cfr. figura)
z	5 m quota baricentro struttura da p.c.
d_{sagoma}	3 (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
$d_{scarico}$	2.7 (m) d_{if} . A ponte scarico (cfr. figura)
d_{carico}	5.7 (m) d_{if} a ponte carico (cfr. figura)
ψ_0	0.6 coefficiente di combinazione (EN 1990)
$C_{fx\ scarico}$	1.30 EN 1991-1-4 - cap. 8.3.1 fig. 8.3
$C_{fx\ carico}$	1.85
$b/d_{scarico}$	4.24
b/d_{carico}	2.01
$f_{w\ scarico}$	1229 (N/m ²)
$f_{w\ carico}$	1747 (N/m ²)
f_w^*	1062 (N/m ²) pressione specifica nominale (EN 1991-1-4 cap. 8.1 (4))
$F_{w, scarico}$	3318 (N/m) Risultante a ponte scarico, caratteristico
$F_{w, carico}$	9956 (N/m) Ris. a ponte carico, caratteristico



Gli effetti del vento sul manufatto si traducono, in linea generale, in un'azione orizzontale ed una coppia torcente distribuite. Quest'ultimo contributo viene valutato, per semplicità, approssimando in corrispondenza del baricentro soletta la quota del centro di taglio dell'assieme, la coppia viene applicata con due forze verticali uguali in modulo ed opposte in verso sulle due travi longitudinali.

$$c_{fz} = 0.9 \text{ EN } 1991-1-4 \text{ §8.3.3 (1)}$$

Il vento verticale è pari a

$$f_{w, vert} = 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e(z) \cdot z_0 = 851 \text{ N/m}^2$$

Il valore è molto inferiore a quello dei carichi permanenti di oltre 10000 N/m² e viene quindi trascurato nei calcoli come anche da indicazione di EN 1991-1-4 - §8.3.3 (1)

4.3.5 Azione sismica (E)

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale VN pari a 50 anni e considerando una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico") ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_u = 2$.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Il periodo di ritorno di quest'ultima, in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti), è di 949 anni.

Essa, conformemente a quanto prescritto dalle Norme Tecniche, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste.

Tale pericolosità sismica è descritta, in termini geografici e temporali attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

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

a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno

F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

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

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

Parametri per la definizione dell'azione sismica di progetto

Latitudine: 37.28150

Longitudine: 14.97390

Stato limite	V_N (anni)	C_u	V_R (anni)	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T^*c	a_g (m/s ²)	F_v	
SLO	50		2	100	60	0.076	2.502	0.274	0.746	0.931
SLD	50		2	100	101	0.106	2.362	0.308	1.040	1.038
SLV	50		2	100	949	0.375	2.343	0.469	3.679	1.937
SLC	50		2	100	1950	0.531	2.340	0.529	5.209	2.302

Tabella 4.3: Parametri per la definizione dell'azione sismica di progetto

In quest'ultima V_N è la vita nominale dell'opera; C_u è il coefficiente relativo alla classe d'uso; V_R è il periodo di riferimento per l'azione sismica, $V_R=C_u*V_N$; T_R è il periodo di ritorno associato alla probabilità di non superamento dello stato limite della salvaguardia della vita; a_g è la massima accelerazione riferita a quella di gravità attesa sul sito su suolo di riferimento; F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; F_v è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale; T_c^* è il periodo, espresso in secondi, corrispondente alla fine del tratto orizzontale dello spettro su suolo di riferimento.

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Parametri per la definizione dello spettro orizzontale

Stato limite	Suolo	Categ. Top.	S _S	S _T	S	C _C	T _B	T _C	T _D
SLO	C	T1	1.50	1.00	1.50	1.610	0.147	0.441	1.904
SLD	C	T1	1.50	1.00	1.50	1.549	0.159	0.477	2.024
SLV	C	T1	1.17	1.00	1.17	1.348	0.211	0.632	3.100
SLC	C	T1	1.00	1.00	1.00	1.296	0.228	0.685	3.724

Tabella 4.4: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale

In quest'ultima la tipologia di suolo presente in corrispondenza dell'opera, tipologia "C", determina i valori di S_S ed S_T, rispettivamente il fattore di amplificazione stratigrafica e di amplificazione topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione S=S_S*S_T; T_B è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente orizzontale; C_C è il coefficiente che modifica il valore del periodo T_C*, T_C = C_C*T_C* è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro della componente orizzontale; T_D è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro della componente orizzontale. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se} \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{se} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se} \quad T_D \leq T$$

L'impalcato è isolato con isolatori elastomerici ad elevato smorzamento (15%) e quindi lo spettro è scalato di

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

η=1 fino a 0,8 del periodo dell'impalcato isolato T_i ed η=0,71 a partire da 0.8 del periodo dell'impalcato isolato.

Periodo dell'isolatore

Isolato	true
Tisol	1.769 s
csi	15.000 %
q	1.00
η	0.71

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Tabella 4.5: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale

Con riferimento al caso specifico, si riporta in figura lo spettro elastico per componente orizzontale.

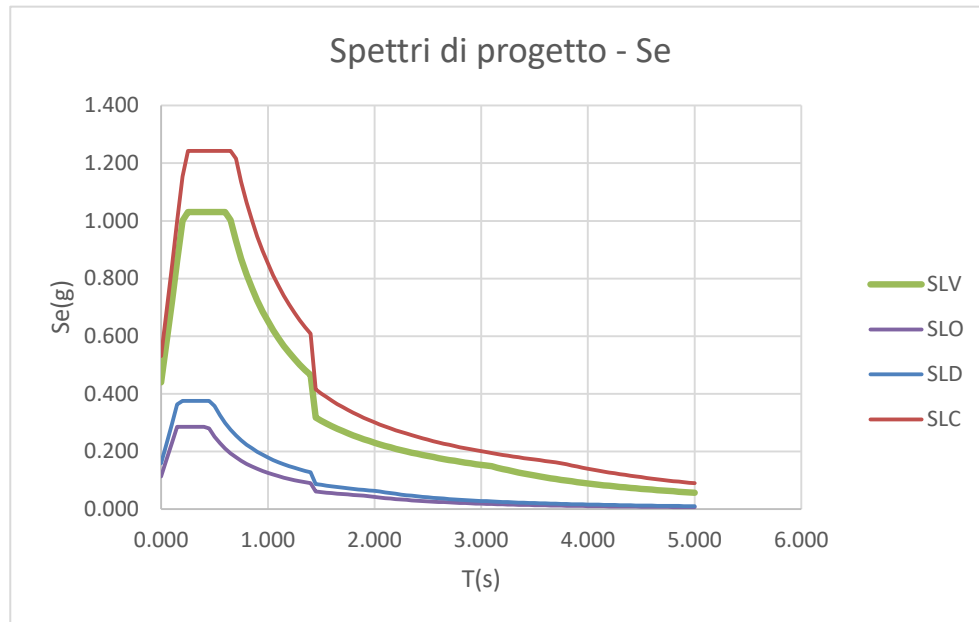


Figura 4.4: Spettro elastico per la componente orizzontale

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente verticale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

Parametri per la definizione dello spettro verticale

Stato limite	Suolo	Categ. Top.	S_s	S_T	S	C_c	T_B	T_c	T_D
SLO	C	T1	1.00	1.00	1.00	1.610	0.050	0.150	1.000
SLD	C	T1	1.00	1.00	1.00	1.549	0.050	0.150	1.000
SLV	C	T1	1.00	1.00	1.00	1.348	0.050	0.150	1.000
SLC	C	T1	1.00	1.00	1.00	1.296	0.050	0.150	1.000

Tabella 4.5: Parametri per la definizione dello spettro elastico verticale

In quest'ultima la tipologia di suolo presente in corrispondenza dell'opera, tipologia "C", determina i valori di S_s ed S_T , rispettivamente il fattore di amplificazione stratigrafica e di amplificazione topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione $S=S_s*S_T$; T_B è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente orizzontale; C_c è il coefficiente che modifica il valore del periodo T_c^* , $T_c = C_c*T_c^*$ è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro della componente orizzontale; T_D è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro della componente verticale. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se} \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad \text{se} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se} \quad T_D \leq T$$

Con riferimento al caso specifico, si riporta in figura lo spettro elastico per componente verticale.

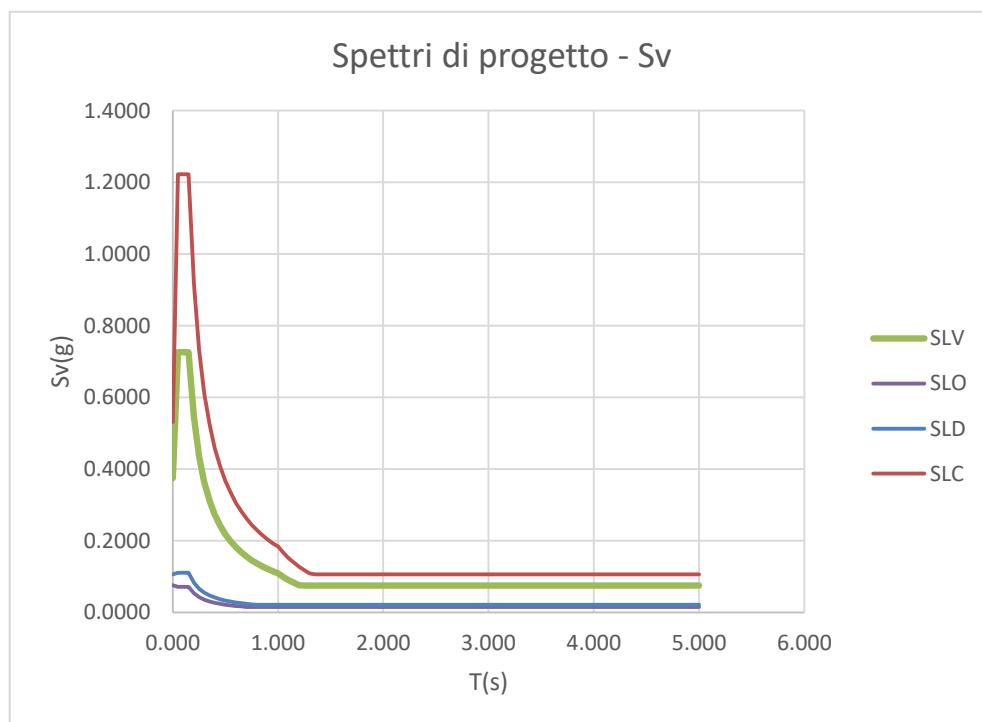


Figura 4.6: Spettro elastico per la componente verticale

Le azioni sismiche sono calcolate considerando come spettro di progetto lo spettro elastico, cioè considerando $q=1$ ma non sono dimensionanti per il calcolo degli elementi principali dell'impalcato.

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Per l'impalcato in esame, si evidenzia preliminarmente che, tra le azioni variabili da traffico nelle verifiche globali, si considereranno solamente i carichi di gruppo 1.

Per le formulazioni generali delle combinazioni di carico nell'ambito dei vari S.L. si rimanda a NTC-08 cap. 2.5.3 (rif. Eurocodice EN 1990-annex.A2, cap. A2.3, A2.4).

S.L.U. - fondamentale

Con riferimento ai carichi significativi, la combinazione assume la seguente forma:

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{sett} G_{ksett} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,1} (Q_{k,TS} + Q_{k,UDL}) + \gamma_{q,2} \psi_{0,2} Q_{k,T} + \gamma_{q,3} \psi_{0,3} Q_{k,v}$$

Per quanto riguarda i coefficienti moltiplicativi, si fa riferimento a quanto contenuto in NTC-08, cap. 5.1.3.12, tab. 5.1.V, ripreso da EN 1990, annex A.2, e relativo N.A.D.. Per i coefficienti si considera quanto segue:

γ_{G1}	1.35 - 1	coefficiente moltiplicativo dei sovraccarichi permanenti strutturali
γ_{G2}	1.35 - 1	dal momento che sono di carattere compiutamente definiti, i carichi permanenti portati verranno trattati alla stessa stregua dei carichi permanenti strutturali
γ_{sett}	1.2 - 0	coefficiente moltiplicativo per i cedimenti vincolari
γ_{sh}	1.2 - 1.2	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro,
γ_{Q1}	1.35 - 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
γ_{Q2}	1.2	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica.
γ_{Q3}	1.5	coefficiente moltiplicativo per i carichi dovuti al vento.

I coefficienti di combinazione dell'azione di temperatura e del vento, risultano (cfr. NTC-08, tab. 5.1.VI):

$$\psi_{0,2} = 0.6 \quad \psi_{0,3} = 0.6$$

Quanto evidenziato è relativo alla verifica allo S.L.U. della trave d'impalcato, per la quale risulta significativa la sola combinazione con carichi mobili dominanti.

S.L.E. - fondamentale

Con riferimento ai carichi significativi, si ha la seguente combinazione dei valori caratteristici dei carichi (indice "k").

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{ksett} + G_{sh} + (Q_{k,TS} + Q_{k,UDL}) + \psi_{0,2} Q_{k,T} + \psi_{0,3} Q_{k,v}$$

Il coefficiente di combinazione dell'azione di temperatura e del vento, risultano (cfr. NTC-08, tab. 5.1.VI):

$$\psi_{0,2} = 0.6 \quad \psi_{0,3} = 0.6$$

La combinazione S.L.E. fondamentale verrà impiegata ai fini delle seguenti verifiche:

- verifica allo S.L.E., limitazione delle tensioni

S.L.E. - frequente

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{ksett} + G_{sh} + (\psi_{1,1TS} Q_{k,TS} + \psi_{1,1UDL} Q_{k,UDL}) + \psi_{2,2} Q_{k,T} + \psi_{2,3} Q_{k,v}$$

I coefficienti di combinazione (NTC-08, tab. 5.1.VI, EN 1991-2,) risultano:

$$\psi_{1,1} = 0.75 \text{ per i contributi TS}$$

$$\psi_{1,1} = 0.4 \text{ per i contributi UDL}$$

$$\psi_{2,2} = 0.5 \text{ per la temperatura}$$

$$\psi_{2,3} = 0.0 \text{ per il vento}$$

La combinazione S.L.E. frequente viene impiegata per:

- verifiche a fessurazione
- verifiche di deformabilità
- verifica "web breathing" per la struttura composta

Si evidenzia che tale relazione costituisce anche la combinazione "base" da prendere in esame per la valutazione della parte non ciclica delle verifiche a fatica (cfr. pp seguenti).

S.L.E. - quasi permanente

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{ksett.} + G_{sh} + \psi_{2,2} Q_{k,T} + \psi_{2,3} Q_{k,v}$$

Risultano assenti i carichi mobili da traffico, i cui coefficienti quasi permanenti di combinazione sono nulli, mentre la temperatura viene associata al coefficiente di combinazione $\psi_{2,2} = 0.5$ e $\psi_{2,3} = 0.0$ per il vento.

S.L.U. – S.L.E. - sismica

$$E_d = E + G_{k1} + G_{k2} + G_{ksett.} + G_{sh} + (\psi_{2,1TS} Q_{k,TS} + \psi_{2,1UDL} Q_{k,UDL}) + \psi_{2,2} Q_{k,T} + \psi_{2,3} Q_{k,v}$$

I coefficienti di combinazione (NTC-08, tab. 5.1.VI, EN 1991-2,) risultano:

$\psi_{2,1} = 0$ per i contributi TS

$\psi_{2,1} = 0$ per i contributi UDL

$\psi_{2,2} = 0.5$ per la temperatura

$\psi_{2,3} = 0.0$ per il vento

S.L.U. - eccezionale

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{ksett.} + G_{sh} + (\psi_{2,1TS} Q_{k,TS} + \psi_{2,1UDL} Q_{k,UDL}) + \psi_{2,2} Q_{k,T} + \psi_{2,3} Q_{k,v}$$

I coefficienti di combinazione (NTC-08, tab. 5.1.VI, EN 1991-2,) risultano:

$\psi_{2,1} = 0$ per i contributi TS

$\psi_{2,1} = 0$ per i contributi UDL

$\psi_{2,2} = 0.5$ per la temperatura

$\psi_{2,3} = 0.0$ per il vento

S.L.U. - fatica

L'approccio scelto per le verifiche a fatica è quello definito "a danneggiamento".

Per la modellazione della parte ciclica dei carichi si adotta il modello di carico per fatica n.3, unitamente al metodo dei coefficienti λ , i cui criteri generali sono contenuti nelle istruzioni NTC-08 C.4.2.4.1.4.6.3 (rif. Eurocodice EN1993-1-8 cap. 6.3).

L'elaborazione della combinazione di verifica a fatica viene effettuata con riferimento a quanto previsto in EN 1992-1-1 cap. 6.8.3(P)1), sovrapponendo le sollecitazioni indotte dalla parte ciclica dei carichi a quello indotto dalla parte non ciclica. Relativamente alla parte non ciclica, si fa riferimento alla combinazione S.L.E. frequente, in cui i carichi variabili sono costituiti dai contributi "non leading" significativi (in questo caso la sola temperatura), mentre la parte ciclica è costituita dalle sollecitazioni indotte dal transito del veicolo FLM3, sulla corsia lenta reale predisposta sul piano viabile.

Pertanto, l'ampiezza del Δ di tensione viene valutata sulla base di:

$$\Sigma G_{k,j} + \psi_{2,2} Q_{k,T} + Q_{fat(FLM3)}$$

Si evidenzia che, come necessario, si tiene conto, nell'ambito del calcolo del massimo/minimo effetto, dell'eventuale cambio di "stato" (cracked/uncracked) della soletta.

Le combinazioni di carico vengono elaborate dal sistema ad elementi finiti Lusas, con un algoritmo denominato "Smart Combination" che procede, in automatico, a selezionare i due coefficienti moltiplicativi delle azioni γ_{fav} , γ_{unfav} per massimizzare/minimizzare la caratteristica di sollecitazione prescelta.

Tale possibilità rende estremamente semplice ed immediato l'elaborazione di tutte le combinazioni, individuando la situazione più sfavorevole.

6. ANALISI STRUTTURALE IMPALCATO

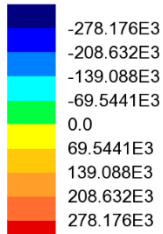
6.1 SOLLECITAZIONI TRAVE

A valle dell'analisi strutturale, effettuate per le singole condizioni di carico, vengono eseguiti gli involuppi e le combinazioni pertinenti ai vari scopi, rispettivamente per max/min V e max/min M.

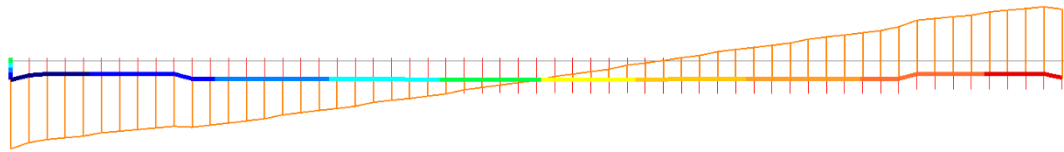
Nel seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni della travata SX organizzati per condizioni di carico elementari e per involuppi di progetto.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Analysis: Fase1
Loadcase: 2:PPacc
Results file: Buonafede_rev4~Fase1.mys
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: Fz (Units: N)

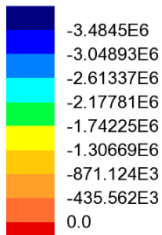


Maximum 312.613E3 at Slice_x_relaz Slice 59
Minimum -313.284E3 at Slice_x_relaz Slice 1 (+X)

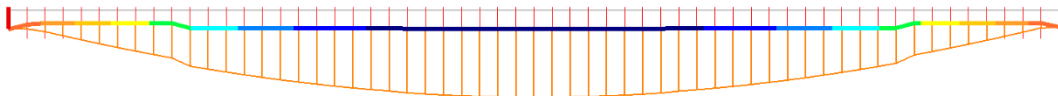


Gk1 - Peso proprio acciaio - Fz

Analysis: Fase1
Loadcase: 2:PPacc
Results file: Buonafede_rev4~Fase1.mys
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: My (Units: N.m)



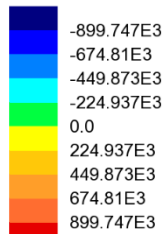
Maximum 6.18202E3 at Slice_x_relaz Slice 1 (+X)
Minimum -3.91388E6 at Slice_x_relaz Slice 30



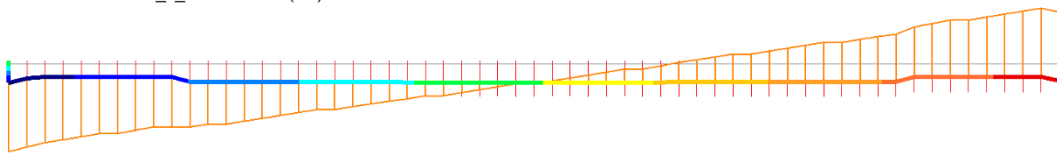
Gk1 - Peso proprio acciaio - My

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Analysis: Fase1
Loadcase: 5:PPsoletta
Results file: Buonafede_rev4~Fase1.mys
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: Fz (Units: N)

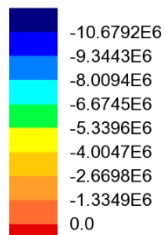


Maximum 1.01246E6 at Slice_x_relaz Slice 58
Minimum -1.01198E6 at Slice_x_relaz Slice 1 (+X)

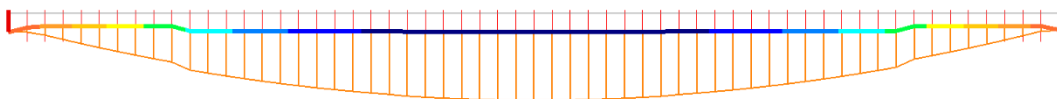


Gk1 - Peso proprio soletta - Fz

Analysis: Fase1
Loadcase: 5:PPsoletta
Results file: Buonafede_rev4~Fase1.mys
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: My (Units: N.m)



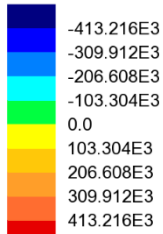
Maximum 19.3823E3 at Slice_x_relaz Slice 1 (+X)
Minimum -11.9947E6 at Slice_x_relaz Slice 30



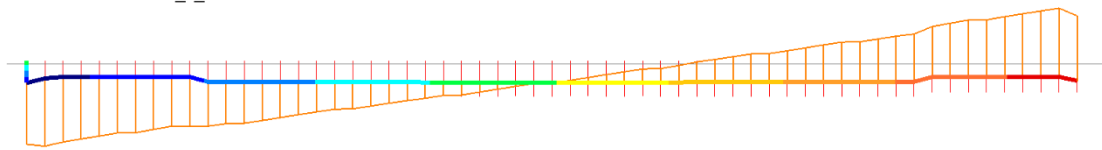
Gk1 - Peso proprio soletta - My

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Analysis: Fase2a
Loadcase: 3:Permanenti
Results file: Buonafede_rev4~Fase2a.mys
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: Fz (Units: N)

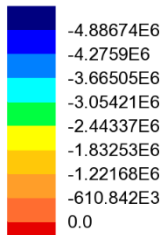


Maximum 467.973E3 at Slice_x_relaz Slice 58
Minimum -461.764E3 at Slice_x_relaz Slice 2

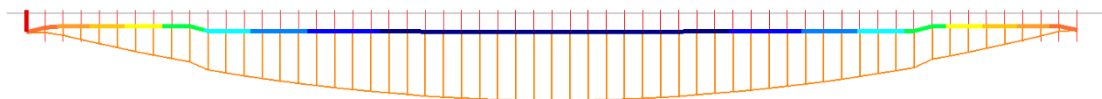


Gk2 - Permanenti non strutturali - Fz

Analysis: Fase2a
Loadcase: 3:Permanenti
Results file: Buonafede_rev4~Fase2a.mys
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: My (Units: N.m)



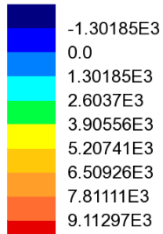
Maximum 6.59923E3 at Slice_x_relaz Slice 1 (+X)
Minimum -5.49098E6 at Slice_x_relaz Slice 30



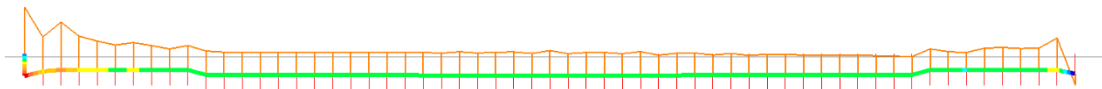
Gk2 - Permanenti non strutturali - My

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Analysis: Fase2b
Loadcase: 4:Ritiro
Results file: Buonafede_rev4~Fase2b.mys
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: Fz (Units: N)

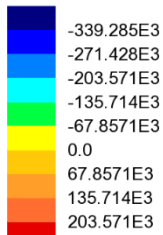


Maximum 10.1534E3 at Slice_x_relaz Slice 1 (+X)
Minimum -1.56324E3 at Slice_x_relaz Slice 59

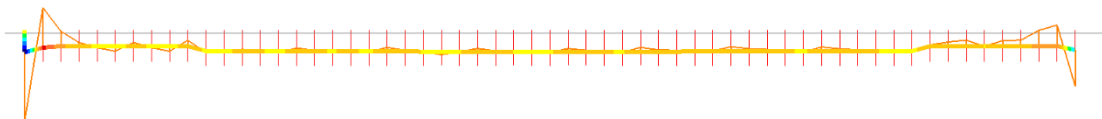


Gsh - Ritiro - Fz

Analysis: Fase2b
Loadcase: 4:Ritiro
Results file: Buonafede_rev4~Fase2b.mys
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: My (Units: N.m)



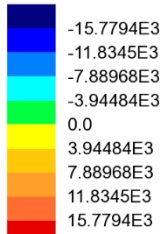
Maximum 224.977E3 at Slice_x_relaz Slice 2
Minimum -385.737E3 at Slice_x_relaz Slice 1 (+X)



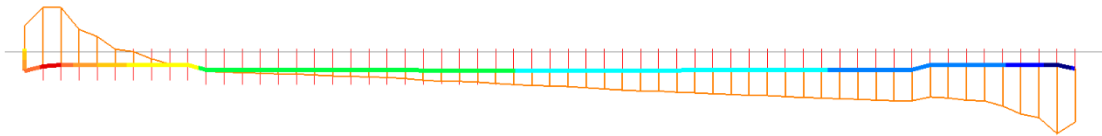
Gsh - Ritiro - My

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Analysis: Fase3
Loadcase: 1:Vento
Results file: Buonafede_rev4~Fase3.mys
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: Fz (Units: N)

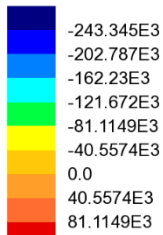


Maximum 16.4362E3 at Slice_x_relaz Slice 2
Minimum -19.0673E3 at Slice_x_relaz Slice 58

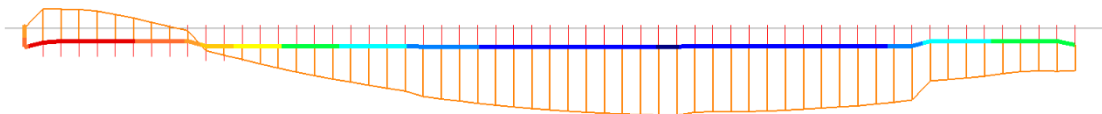


Qkv - Vento - Fz

Analysis: Fase3
Loadcase: 1:Vento
Results file: Buonafede_rev4~Fase3.mys
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: My (Units: N.m)



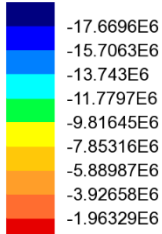
Maximum 120.412E3 at Slice_x_relaz Slice 2
Minimum -244.605E3 at Slice_x_relaz Slice 37



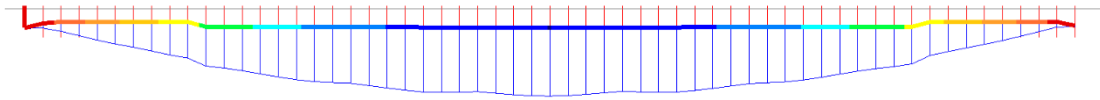
Qkv - Vento - My

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Combining on: My
Traffico_k (Min)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: My (Units: N.m)

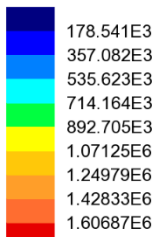


Maximum -8.67132E3 at Slice_x_relaz Slice 1 (-X)
Minimum -17.6783E6 at Slice_x_relaz Slice 30

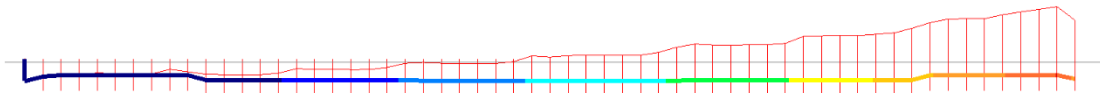


Qk - Traffico caratteristico My min

Combining on: Fz
Traffico_k (Max)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: Fz (Units: N)



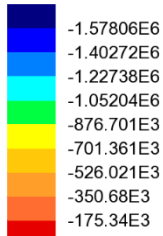
Maximum 1.61242E6 at Slice_x_relaz Slice 58
Minimum 5.55459E3 at Slice_x_relaz Slice 4



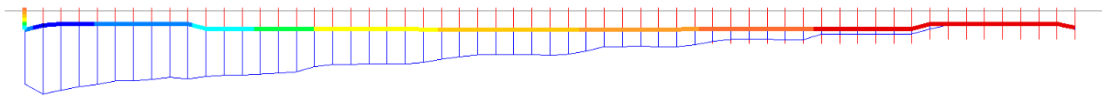
Qk - Traffico caratteristico Fz max

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Combining on: Fz
Traffico_k (Min)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: Fz (Units: N)

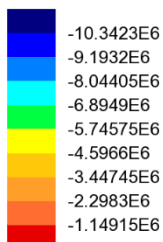


Maximum -5.48557E3 at Slice_x_relaz Slice 56
Minimum -1.58355E6 at Slice_x_relaz Slice 2

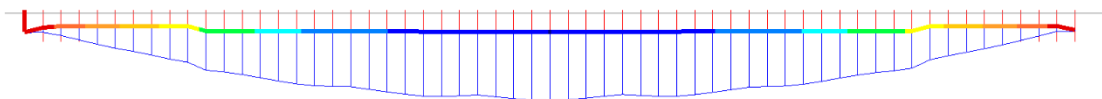


Qk - Traffico caratteristico Fz min

Combining on: My
Traffico_freq (Min)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: My (Units: N.m)



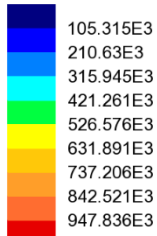
Maximum -5.24152E3 at Slice_x_relaz Slice 1 (-X)
Minimum -10.3476E6 at Slice_x_relaz Slice 30



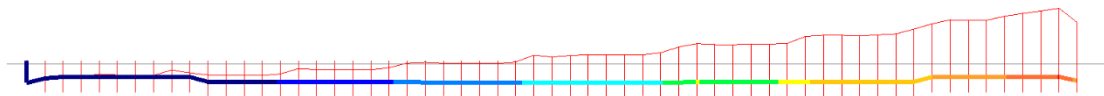
Qk - Traffico frequente My min

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Combining on: Fz
Traffico_freq (Max)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: Fz (Units: N)

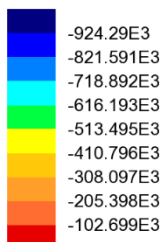


Maximum 950.073E3 at Slice_x_relaz Slice 58
Minimum 2.23703E3 at Slice_x_relaz Slice 4

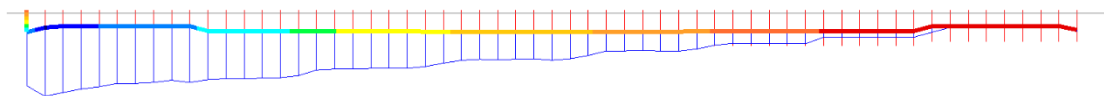


Qk - Traffico frequente Fz max

Combining on: Fz
Traffico_freq (Min)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: Fz (Units: N)



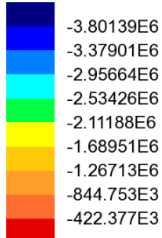
Maximum -3.66269E3 at Slice_x_relaz Slice 57
Minimum -927.953E3 at Slice_x_relaz Slice 2



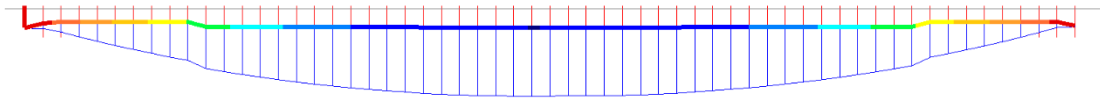
Qk - Traffico frequente Fz min

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Enveloping on: My
FLM3 (Min)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: My (Units: N.m)

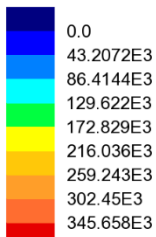


Maximum -496.579 at Slice_x_relaz Slice 1 (-X) (547:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=6)
Minimum -3.80189E6 at Slice_x_relaz Slice 29 (566:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=25)

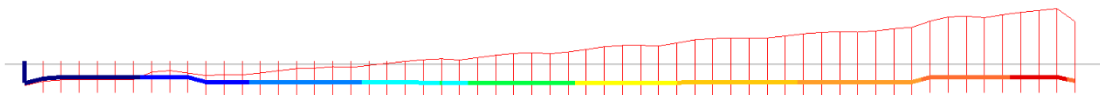


FLM3 - Fatica My min

Enveloping on: Fz
FLM3 (Max)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: Fz (Units: N)



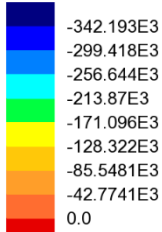
Maximum 373.738E3 at Slice_x_relaz Slice 58 (582:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=41)
Minimum -15.1266E3 at Slice_x_relaz Slice 2 (588:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=47)



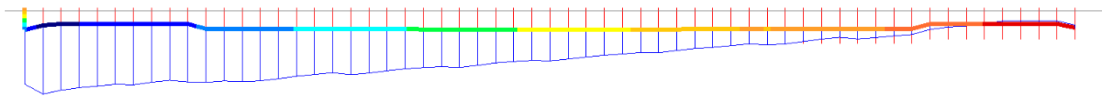
FLM3 - Fatica Fz max

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Enveloping on: Fz
FLM3 (Min)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: Fz (Units: N)

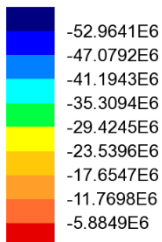


Maximum 16.2719E3 at Slice_x_relaz Slice 58 (542:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=1)
Minimum -368.695E3 at Slice_x_relaz Slice 2 (548:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=7)

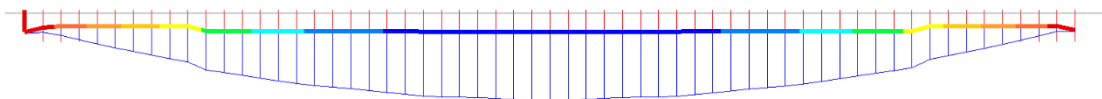


FLM3 - Fatica Fz min

Combining on: My
SLU_Fond (Min)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: My (Units: N.m)



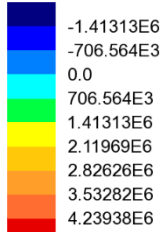
Maximum -11.0654E3 at Slice_x_relaz Slice 1 (-X)
Minimum -52.9752E6 at Slice_x_relaz Slice 30



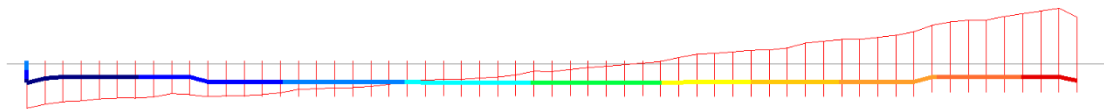
SLU fondamentale My min

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Combining on: Fz
SLU_Fond (Max)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: Fz (Units: N)

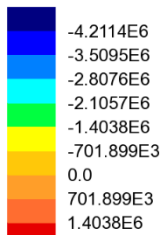


Maximum 4.61715E6 at Slice_x_relaz Slice 58
Minimum -1.74192E6 at Slice_x_relaz Slice 2

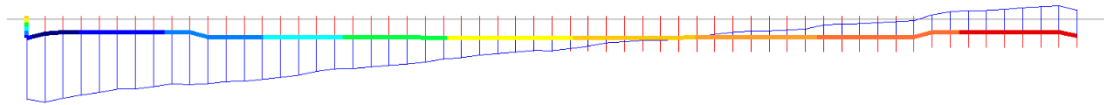


SLU fondamentale Fz max

Combining on: Fz
SLU_Fond (Min)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: Fz (Units: N)



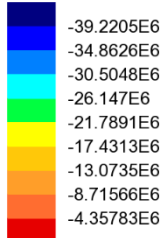
Maximum 1.7546E6 at Slice_x_relaz Slice 58
Minimum -4.56249E6 at Slice_x_relaz Slice 2



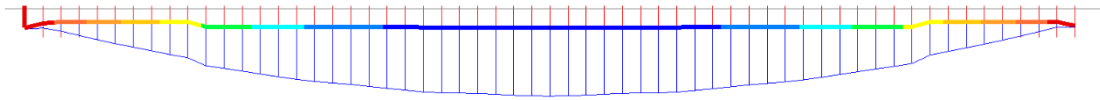
SLU fondamentale Fz min

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Combining on: My
SLE_rara (Min)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: My (Units: N.m)

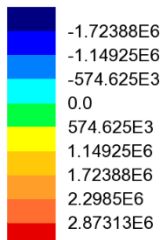


Maximum -6.9657E3 at Slice_x_relaz Slice 1 (-X)
Minimum -39.2274E6 at Slice_x_relaz Slice 30

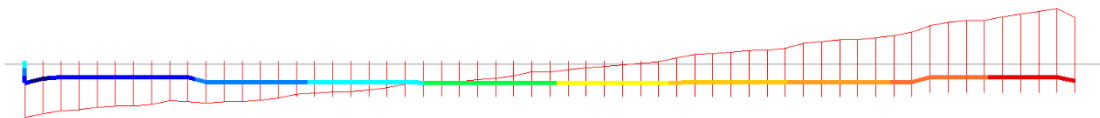


SLE caratteristica My min

Combining on: Fz
SLE_rara (Max)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: Fz (Units: N)



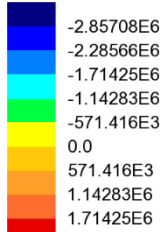
Maximum 3.41992E6 at Slice_x_relaz Slice 58
Minimum -1.75171E6 at Slice_x_relaz Slice 2



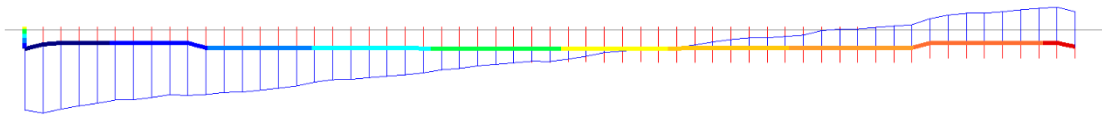
SLE caratteristica Fz max

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Combining on: Fz
SLE_rara (Min)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: Fz (Units: N)

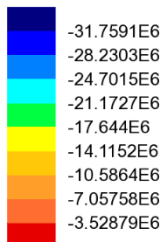


Maximum 1.76362E6 at Slice_x_relaz Slice 58
Minimum -3.37913E6 at Slice_x_relaz Slice 2

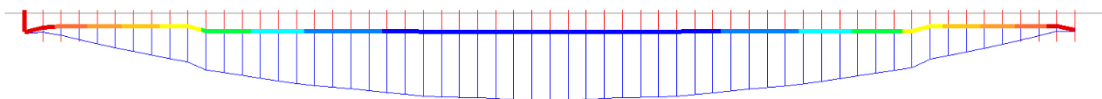


SLE caratteristica Fz min

Combining on: My
SLE_freq (Min)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: My (Units: N.m)



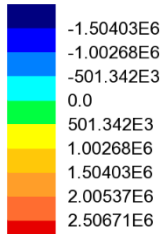
Maximum 0.0 at Slice_x_relaz Slice 1 (-X)
Minimum -31.7614E6 at Slice_x_relaz Slice 30



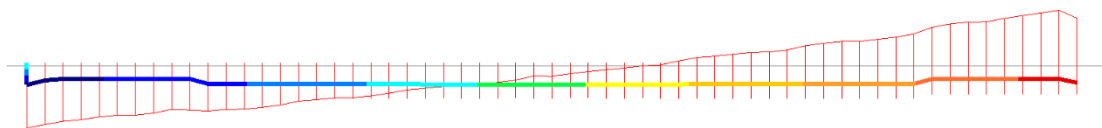
SLE frequente My min

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Combining on: Fz
SLE_freq (Max)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: Fz (Units: N)

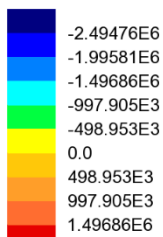


Maximum 2.74613E6 at Slice_x_relaz Slice 58
Minimum -1.76595E6 at Slice_x_relaz Slice 2

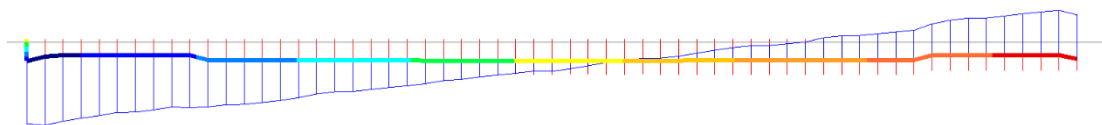


SLE frequente Fz max

Combining on: Fz
SLE_freq (Min)
Entity: Beam/Shell Slice Resultants
Component: Fz (Units: N)



Maximum 1.7769E6 at Slice_x_relaz Slice 58
Minimum -2.71367E6 at Slice_x_relaz Slice 2



SLE frequente Fz min

6.2 DEFORMAZIONI E CONTRO FRECCE

Si riporta di seguito lo stato deformato dell'impalcato a tempo infinito a fenomeni lenti esauriti, per la travata destra, in cui sono stati massimizzate le deformazioni.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Scale: 1: 135.976
Zoom: 63.5518
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
PPacc+sol
Maximum displacement 0.114301 at node 323
Deformation exaggeration: 23.7926
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 10.0
Peak/value maximum 0.0 at node 4
Peak/value minimum -0.114277 at node 323

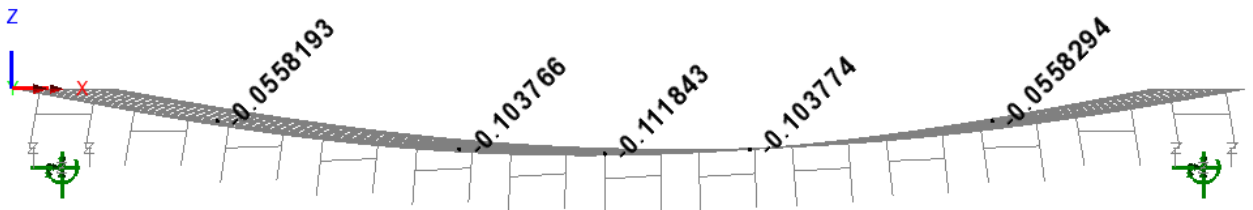


Figura 6.1: Deformata verticale peso proprio (Fase 1)

Scale: 1: 135.976
Zoom: 63.5518
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
Linear/dynamic analysis
Analysis: Fase2a
Loadcase: 3:Permanenti
Results file: Buonafede_rev5~Fase2a.mys
Maximum displacement 0.0233265 at node 323
Deformation exaggeration: 116.585
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 10.0
Peak/value maximum 0.0 at node 4
Peak/value minimum -0.023323 at node 323

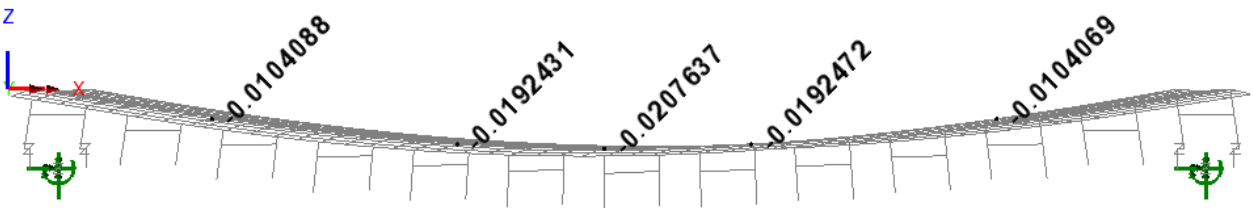


Figura 6.2: Deformata verticale carico permanente (Fase 2a)

Scale: 1: 135.976
Zoom: 63.5518
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
Combining on: DZ
Traff co_k (Min)
Maximum displacement 0.0595803 at node 323
Deformation exaggeration: 45.6445
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 10.0
Peak/value maximum 0.0 at node 4
Peak/value minimum -0.0595411 at node 323

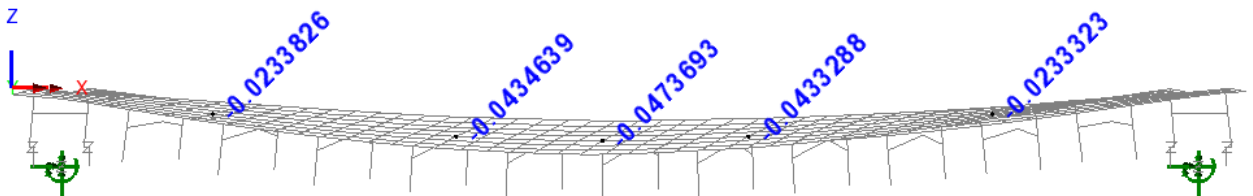


Figura 6.3: Deformata verticale carico da traffico (Fase 3b)

6.2.1 Verifica massime deformazioni impalcato

Come si può notare, le frecce permangono contenute entro limiti ampiamente soddisfacenti, rilevandosi:
 $L/\delta_{max} = 982$ per effetto dei soli carichi mobili

6.2.2 Calibrazione contromonte d'officina

Si prevedono opportune contromonte d'officina per compensare le frecce dovute ai carichi permanenti e ad una parte dei carichi da traffico (20%).

La calibrazione di tali contromonte avviene sulla base delle frecce dovute ai carichi di peso proprio, permanente e di un'aliquota dei carichi accidentali fissata nel 20 %.

Nella tabella e nel grafico che seguenti si riportano gli spostamenti teorici rilevati nei giunti della travata, e le rispettive contro frecce.

Node	X [m]	PP DZ[m]	PERM DZ[m]	TRAFFICO K DZ[m]	PP+PERM+20% TRAFFICO K DZ[m]	CONTROFRECCIA DZ[m]
446	0	-	-	-	-	-
453	7.25	-0.056	-0.010	-0.023	-0.071	-0.080
464	17.25	-0.104	-0.019	-0.044	-0.132	-0.150
470	23.25	-0.112	-0.021	-0.047	-0.142	-0.150
476	29.25	-0.104	-0.019	-0.043	-0.132	-0.150
487	39.25	-0.056	-0.010	-0.023	-0.071	-0.080
494	46.5	-	-	-	-	-

Tabella 6.1 Tabella contromonte

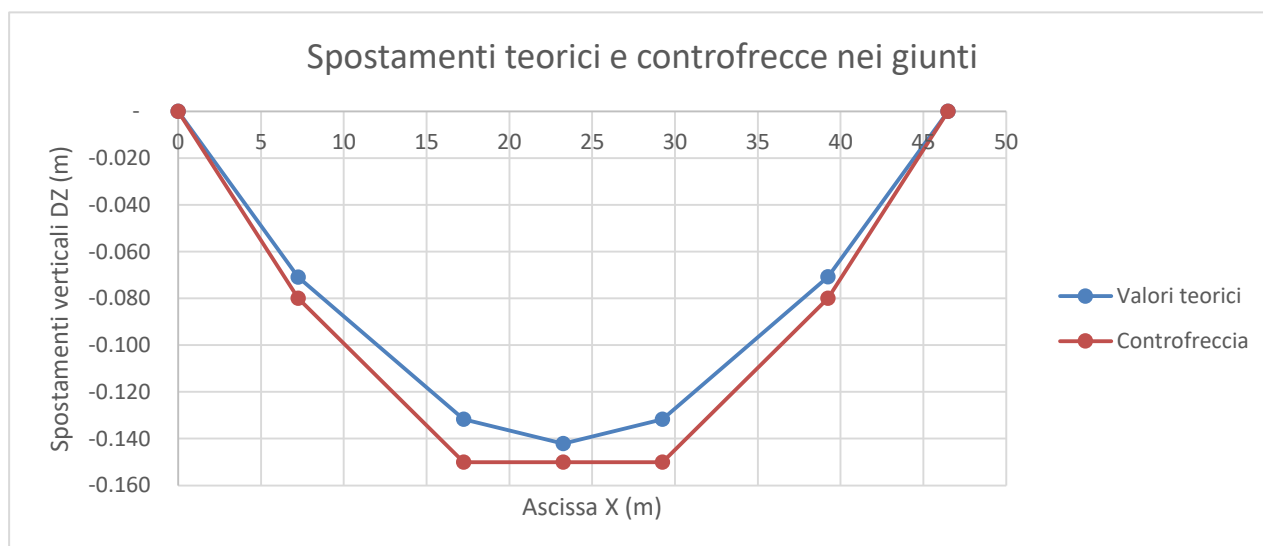


Figura 6.4: Frecce teoriche e controfrecce dovute a peso proprio, permanente ed aliquota di traffico

7. VERIFICA IMPALCATO METALLICO

Per le modalità operative proprie del software di verifica PontiEC4, si rimanda ai capitoli introduttivi.

Nei capitoli seguenti si riportano tutti i risultati inerenti il ciclo di verifica della sezione composta, risultati che vengono esposti in forma diagrammatica, in termini di rapporto di sfruttamento.

7.1 VERIFICA TRAVI LONGITUDINALI

Le sollecitazioni di verifica vengono direttamente dedotte dalle combinazioni del modello ad elementi finiti.

Data la configurazione planimetrica dell'opera, che presenta asse rettilineo, l'attenzione viene focalizzata sulla trave longitudinale posta sul lato avente sbalzo di dimensioni maggiori.

7.1.1 S.L.U. - resistenza delle sezioni – rapporti di sfruttamento

Si riportano di seguito i diagrammi, per l'intero impalcato, dei seguenti rapporti di sfruttamento:

max η assoluto

Derivante dall'interazione N/M/V (EN1993-1-5, 7.1.(1)); nei casi in cui non vi è interazione, tale valore coincide con il rapporto di sfruttamento a flessione η_1 .

max η assoluto in fase 1

Derivante dall'interazione N/M/V (EN1993-1-5, 7.1.(1)) per la sola fase 1, quindi con la sola trave in acciaio reagente; si rende necessaria in quanto la trave, senza il contributo resistente della soletta, è in classe 4 e risulta, in fase 1, precaricata.

max η_1/η_{11}

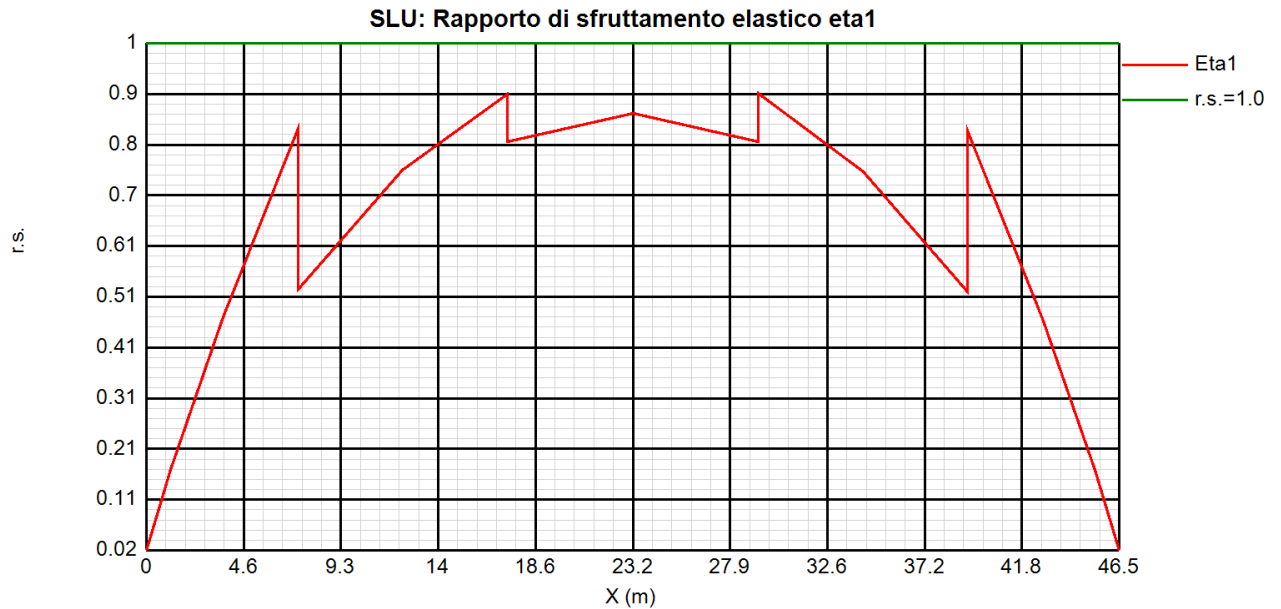
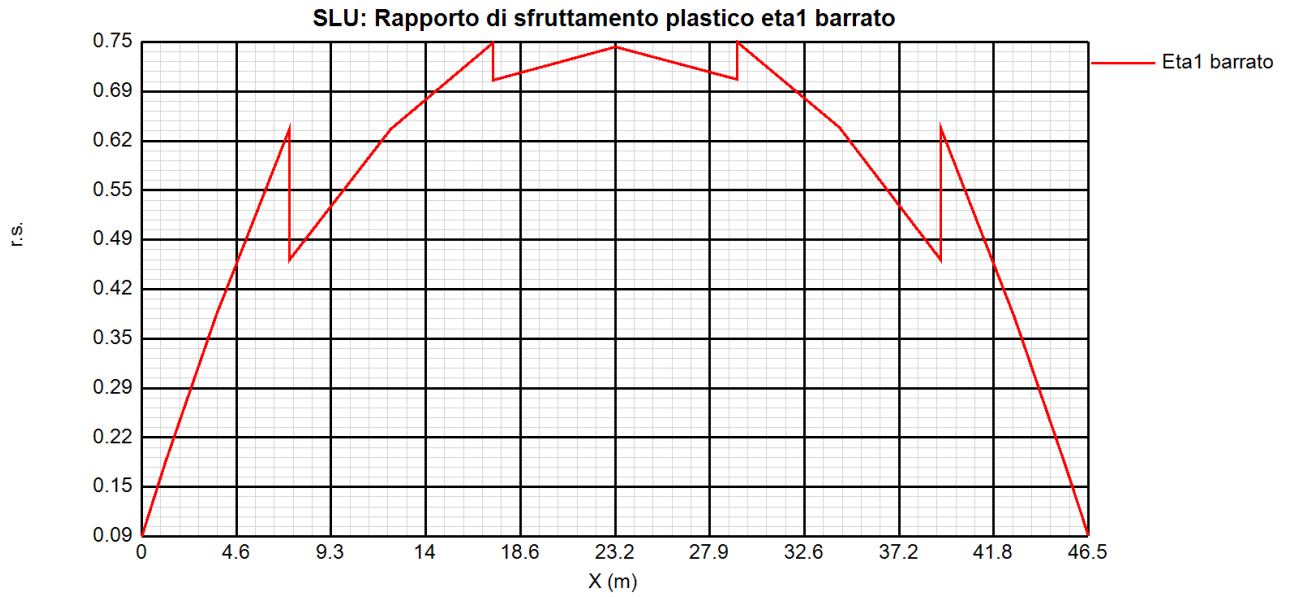
Rapporto di sfruttamento a flessione; nell'ambito delle condizioni di applicabilità dell'analisi plastica, esso coincide con il rapporto $\eta_{11} = M_{Ed}/M_{pl}$ (rapporto di sfruttamento plastico); in tutti gli altri casi è pari a $\eta_1 = \sigma_{Ed}/(\gamma_{mo}f_{yk})$. I rapporti di sfruttamento a flessione, risp. elastici e plastici vengono tracciati indipendentemente dal campo di applicabilità; in ogni caso, il valore considerato nel calcolo del rapporto di sfruttamento assoluto considera di volta in volta il rapp. elastico/plastico in funzione degli effettivi limiti di applicabilità.

max η_3 (*)

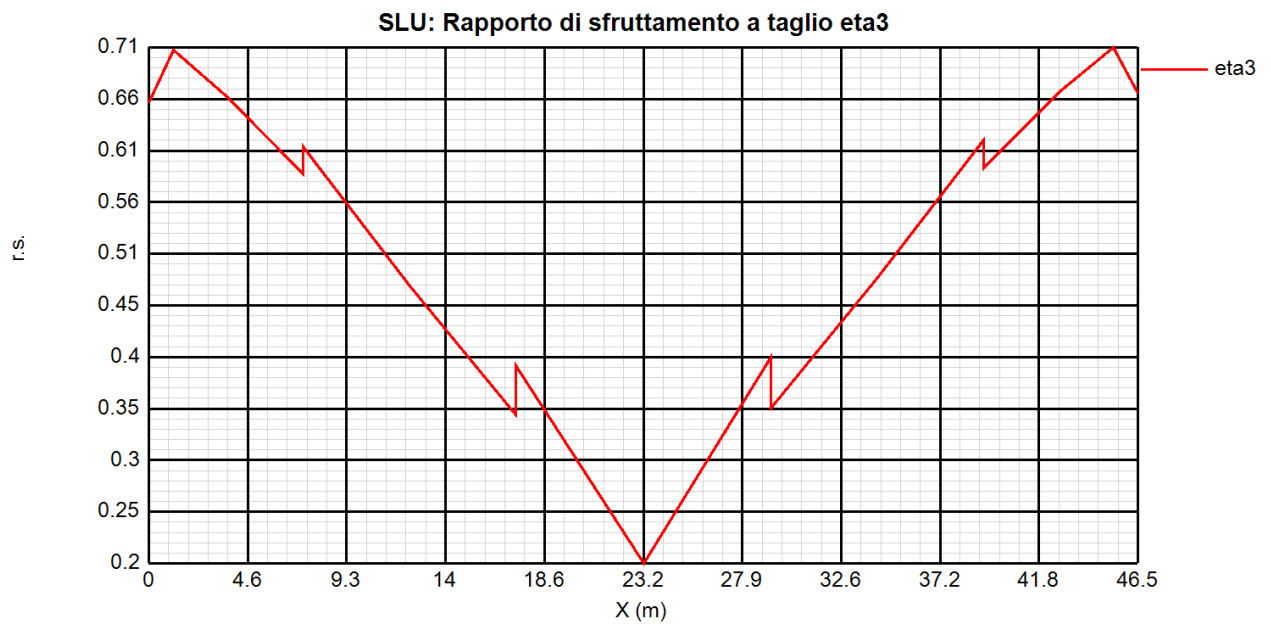
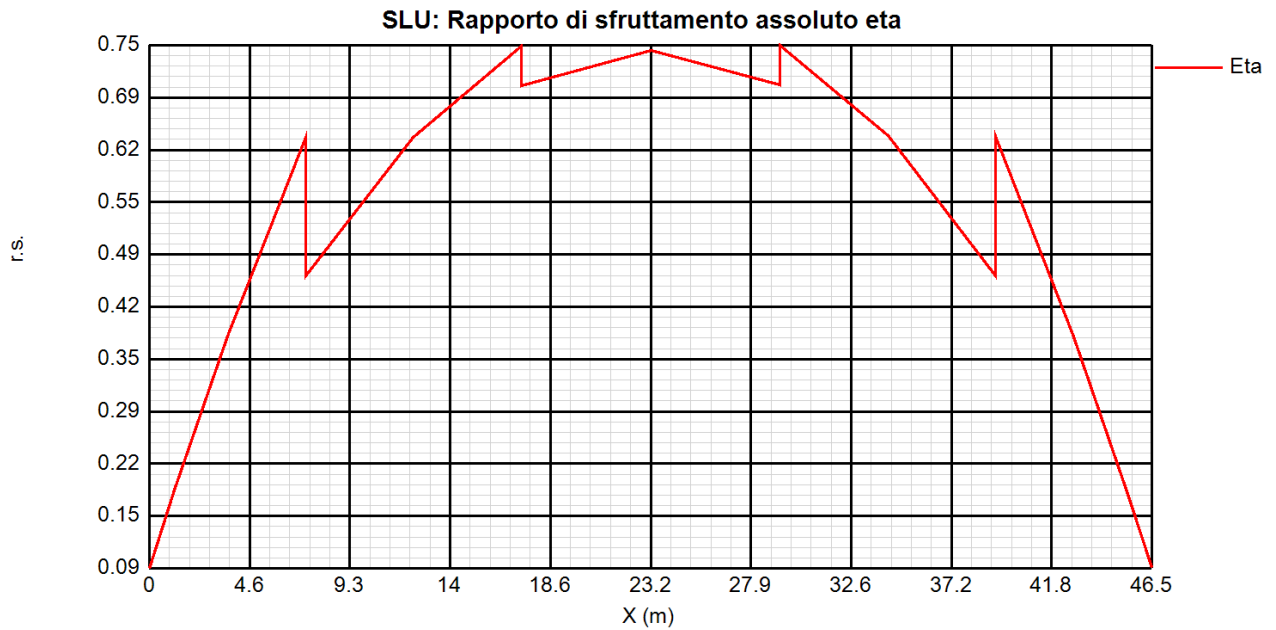
Rapporto di sfruttamento a taglio $\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd}$

(*) Si riporta il calcolo del rapporto di sfruttamento a taglio, nella condizione più gravosa, corrispondente a "non rigid" end post. Nella condizione "rigid" end post si hanno infatti coefficienti di sfruttamento inferiori.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede



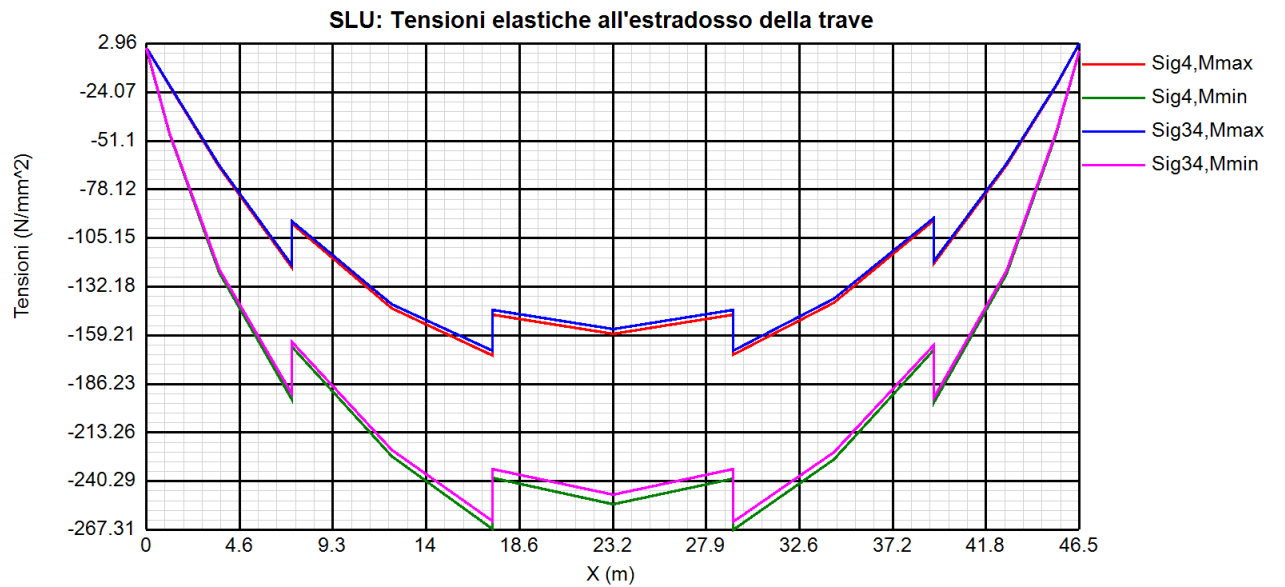
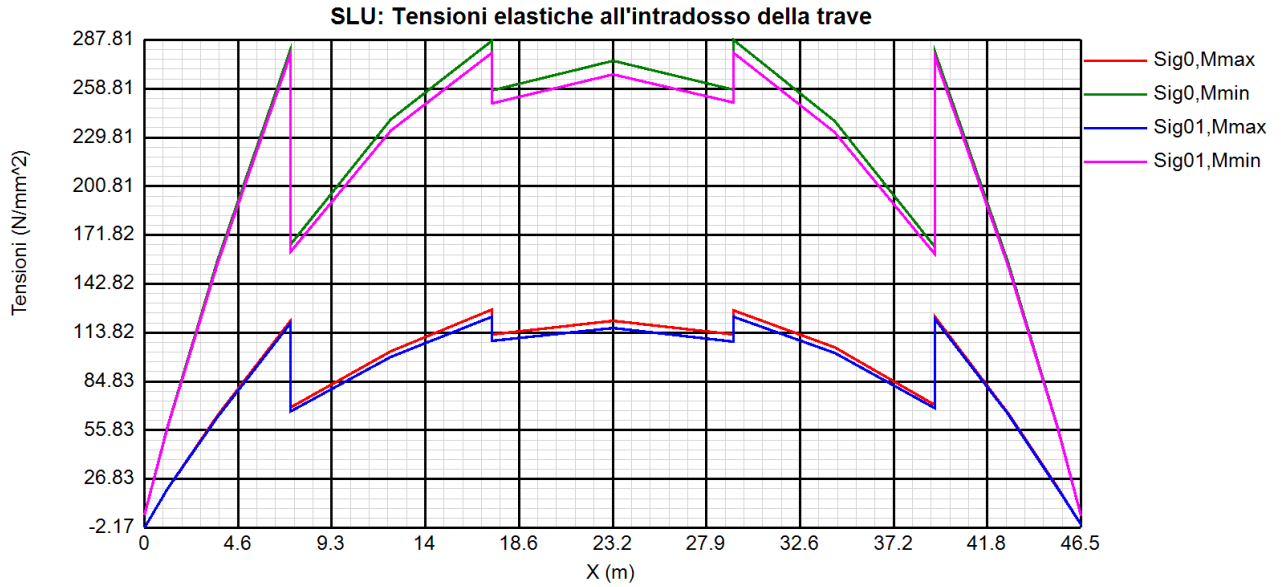
RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede



Come si nota, i rapporti di sfruttamento rilevati risultano in tutti i casi soddisfacentemente al di sotto dell'unità.

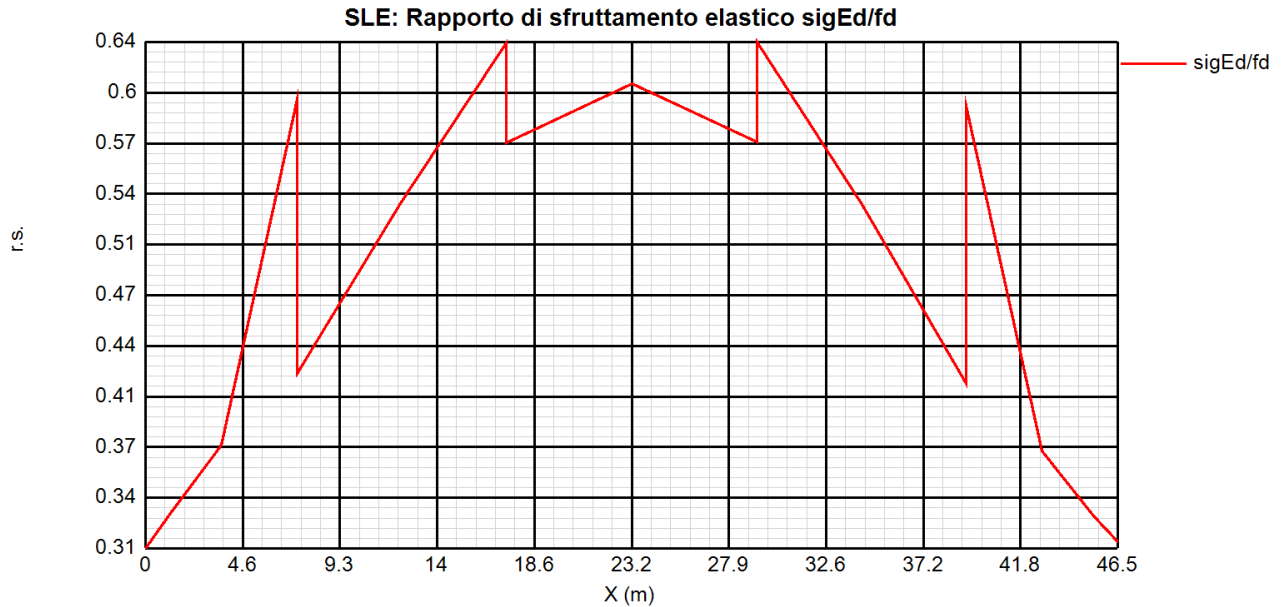
Si riportano anche i diagrammi relativi alle tensioni S.L.U. rilevate sulla piattabanda inferiore e superiore della trave (valori in MPa).

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede



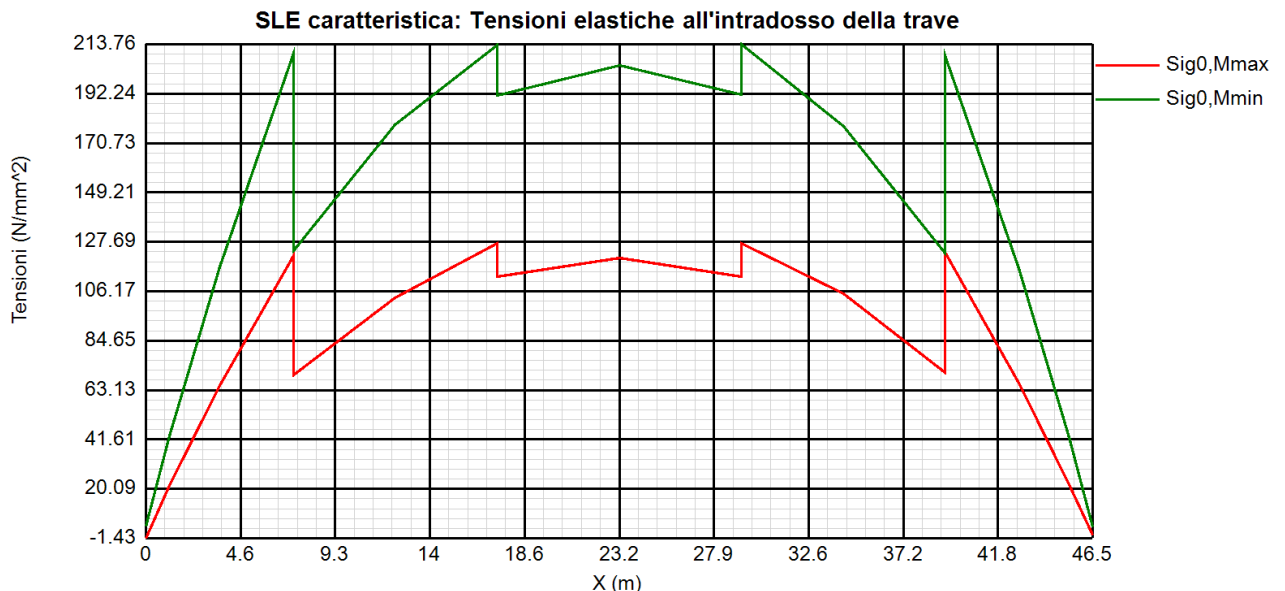
7.1.2 S.L.E. - limitazione delle tensioni – rapporti di sfruttamento

Di seguito si riporta l'andamento del rapporto di sfruttamento S.L.E. tra tensione di Von Mises e tensione di riferimento.

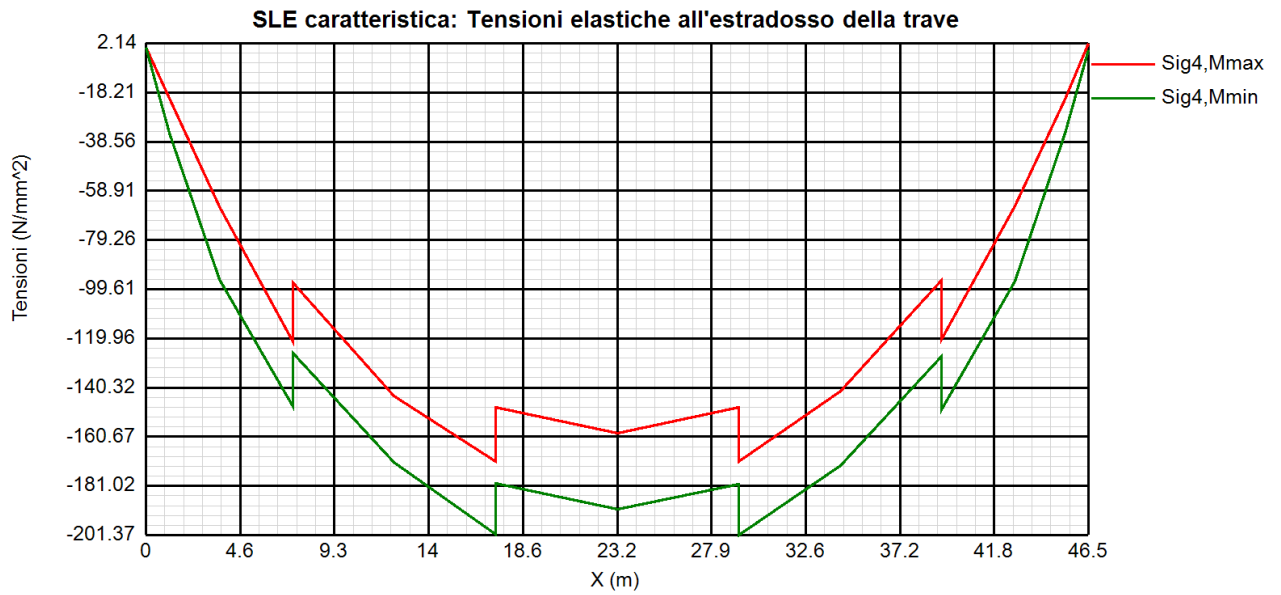


Come si può notare dall'esame del diagramma, i rapporti di sfruttamento S.L.E. appaiono soddisfacentemente al di sotto dell'unità.

Si riportano anche in questo caso i diagrammi relativi alle tensioni all'intradosso ed estradosso della trave. (MPa).

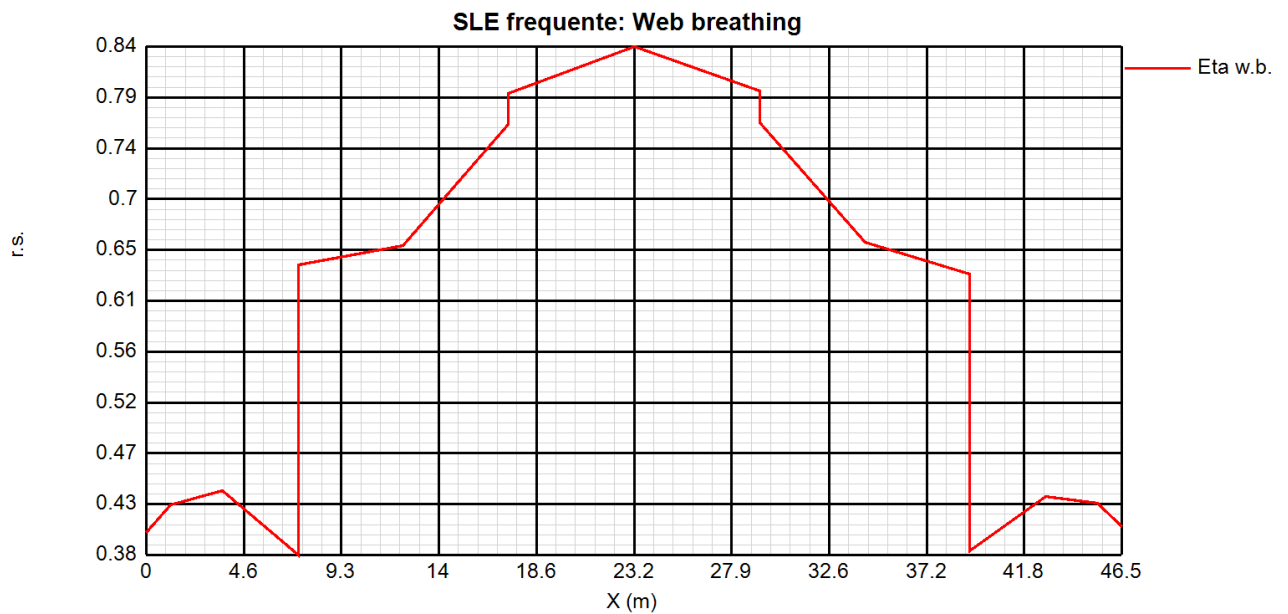


RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede



7.1.3 S.L.E. frequente- "web breathing" – rapporti di sfruttamento

Relativamente alla verifica di Web Breathing, i diagrammi seguenti riportano l'andamento del rapporto di sfruttamento.



RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

7.1.4 Verifiche a fatica – calcolo $\Delta\sigma_E$

Per la determinazione dei coefficienti λ per il calcolo delle tensioni equivalenti, si sono adottate le ipotesi riassunte in tabella.

<i>Coefficienti parziali di sicurezza per la carpenteria:</i>	
Metodo di verifica:	Safe life
Conseguenza del danno:	High consequence
γ_{FF}	1
γ_{MF}	1.35
<i>Fattore equivalente di danno per flessione e taglio:</i>	$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4$
<i>Dati per il calcolo di λ_1</i>	
Campata	
Luce per il momento (m):	Luce della campata
Luce per il taglio (m):	0.4*Luce della campata
Appoggi:	
Luce per il momento (m):	Media delle luci adiacenti
Luce per il taglio (m):	Luce della campata considerata
<i>Dati per il calcolo di λ_2, λ_{v2}</i>	
Q_0 (kN)	480
N_0	500000
N_{obs}	500000
Q_{ml} (kN)	457.37
Categoria di traffico (Table 4.5n - EN 1991-2):	Roads and motorways with medium flow rates of lorries
Distribuzione del traffico (Table 4.7 - EN 1991-2):	Long distance (20% Q1, 5% Q2, 50% Q3, 15% Q4, 10% Q5)
λ_2	0.928
<i>Dati per il calcolo di λ_3, λ_{v3}</i>	
Vita di progetto in anni:	100
λ_3	1.00
<i>Fattore equivalente di danno per i pioli:</i>	$\lambda_v = \lambda_{v1} * \lambda_{v2} * \lambda_{v3} * \lambda_{v4}$
<i>Coefficienti parziali di sicurezza per i pioli:</i>	
γ_{FF}	1
γ_{MF}	1.15

Per la verifica a fatica dei **dettagli di carpenteria**, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num. dettaglio dedotti dalle rispettive tabelle di EN 1993-1-9:

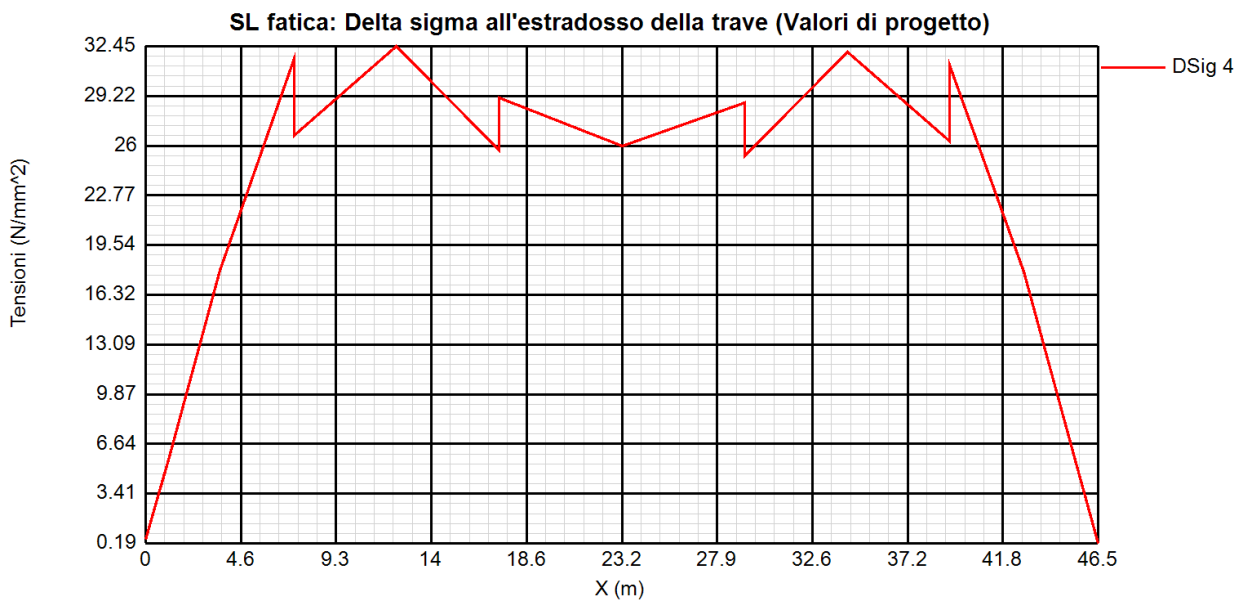
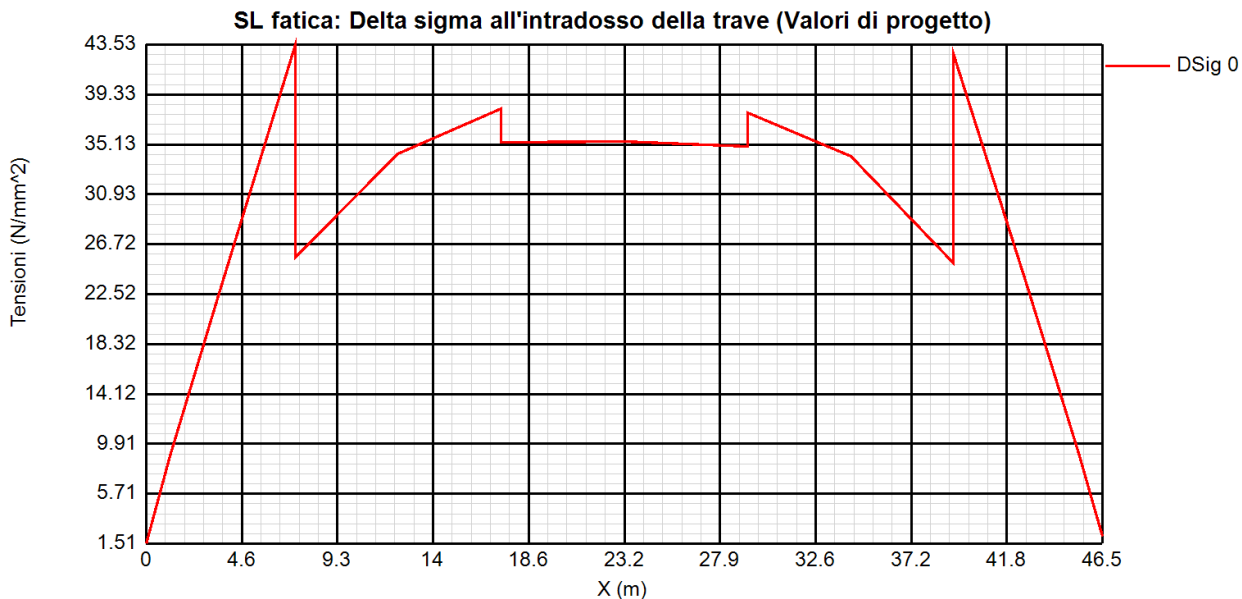
Piattabande - tensioni normali	categoria/dettaglio:	125/5	tab. 8.1 EN 1993-1-9
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio:	100/6	tab. 8.1 EN 1993-1-9
Saldatura composizione anima-piatt.	categoria/dettaglio:	112/3	tab. 8.2 EN 1993-1-9
Saldatura di testa piatt inf. e sup.	categoria/dettaglio:	112/4(*)	tab. 8.3 EN 1993-1-9
Attacco irr. vert. - piattabande	categoria/dettaglio:	80/6(**)	tab. 8.4 EN 1993-1-9
Attacco irr. vert. - anima	categoria/dettaglio:	80/7(**)	tab. 8.4 EN 1993-1-9

(*) si conteggia il size effect $k_s = (25/t)^{0.2}$

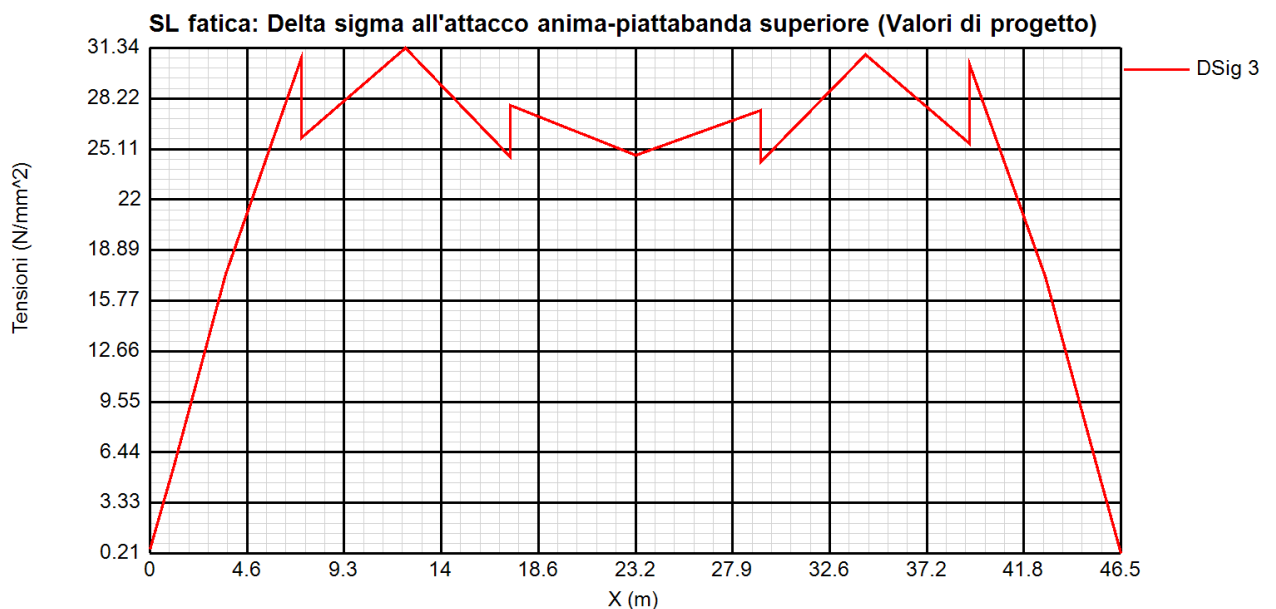
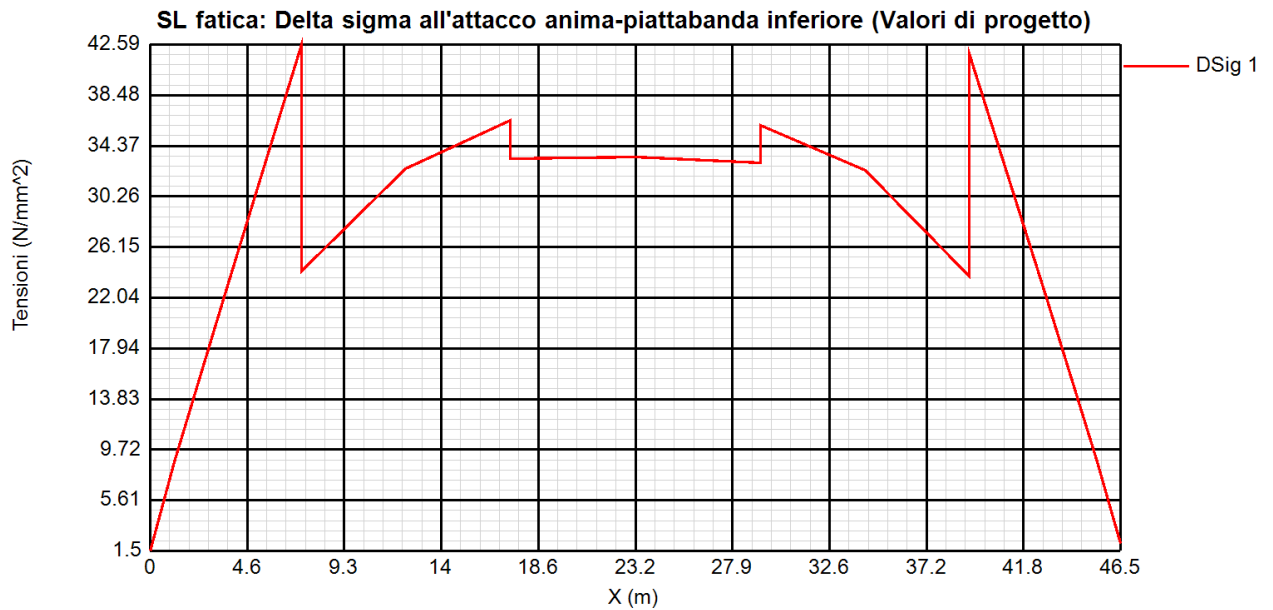
(**) $t < 50$ mm in tutti i casi

Di seguito si riporta l'ampiezza di $\Delta\sigma_E$ rilevati in corrispondenza della piattabanda inferiore e superiore e dell'attacco anima/piattabanda inferiore e superiore di ciascun concio.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede



RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede



Si esplicita pertanto, a titolo di esempio, la verifica del dettaglio più critico, rappresentato dalla saldatura piattabanda/irrigidente (cat. 80), sulla sezione maggiormente critica (concio 1, Sez. 4), valore rilevato in corrispondenza della trave di destra.

$\gamma_f \Delta \sigma_E = 42.59$ MPa su attacco anima piattabanda inferiore

$\gamma_f \Delta \sigma_E = 31.34$ MPa su attacco anima piattabanda superiore

$\Delta \sigma_{RS} / \gamma_m = 80 / 1.35 = 59.26$ MPa

Le verifiche risultano pertanto positive.

7.1.5 Verifica connessione trave/soletta

7.1.5.1 Caratteristiche piolatura e detailing

Il sistema di connessione trave/soletta è formato da pioli tipo Nelson elettrosaldati, di diametro ϕ 19 mm ed altezza pari a 220 mm, come dettagliato in tabella.

Concio	Piole				
	n pioli (lm)				
C1	20*	4 ϕ 19/20, h=220 mm			
C2	20	4 ϕ 19/20, h=220 mm			
C3	20	4 ϕ 19/20, h=220 mm			
C4	20	4 ϕ 19/20, h=220 mm			
C5	15	3 ϕ 19/20, h=220 mm			

(*) Piole di estremità, da retrotrave x 6 m, 35 pioli/m (4 ϕ 19/20+3 ϕ 19/20, h=220 mm)

Tabella 7.1 Organizzazione piolature

Per il singolo piolo, i valori di riferimento nell'ambito delle verifiche S.L.U. e S.L.E. sono pertanto i seguenti:

$$P_{Rd,SLU} = 81.66 \text{ kN}$$

Ponendo $k_s = 0.60$, conformemente a quanto previsto dal N.A.D. di EN 1994-2 (cfr. Istruzioni della NTC-08) si ha

$$P_{Rd,SLE} = 0.6 * P_{Rd,SLU} = 49.00 \text{ kN}$$

7.1.5.2 Dettagli costruttivi

Con riferimento alle figure sottostanti, si riportano le varie verifiche dei dettagli costruttivi dei connettori.

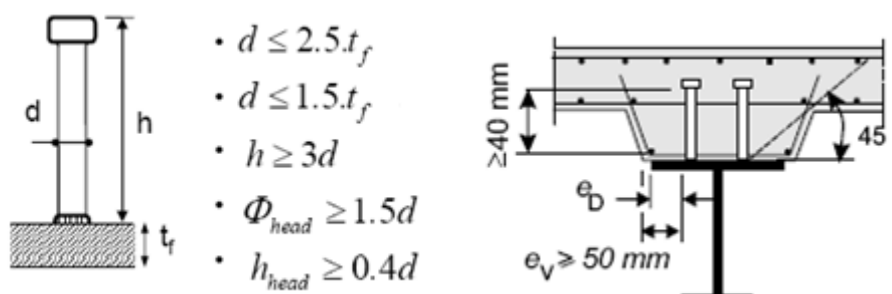


Figura 7.1: Dettagli dei pioli

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Dettagli per i pioli			
$\varepsilon =$	0.81		
$t_{f \text{ min}} =$	30 mm		
$h_{\text{ pioli}} =$	220 mm		
$d_{\text{ pioli}} =$	19 mm		
$t_{\text{ slab}} =$	300 mm		
$h_{\text{ min}} =$	57 mm (=3*d)		EN 1994-2 6.6.5.7 (1)
$\Phi_{\text{ head}} \geq$	28.5 mm (=1.5*d)		EN 1994-2 6.6.5.7 (2)
$h_{\text{ head}} \geq$	7.6 mm (= 0.4*d)		EN 1994-2 6.6.5.7 (2)
$d \leq$	45 mm (=1.5*t _{f min})		EN 1994-2 6.6.5.7 (3)
Spaziatura longitudinale e			
$e_{\text{ long}} \leq$	535 mm (= 22 * t _{f min} * ε)		EN1994-2 6.6.5.5 (2)
$e_{\text{ long}} \leq$	800 mm (= min { 4*t _{slab} , 800 mm })		EN1994-2 6.6.5.5 (3)
$e_{\text{ long}} \geq$	95 mm (= 5*d)		EN1994-2 6.6.5.7.(4)
Spaziatura trasversale			
$e_{\text{ trasv}} \geq$	47.5 mm (=2.5*d)		EN1994-2 6.6.5.7.(4)
Distanza pioli esterni - bordo flangia e_D			
$e_D \leq$	219 mm (= 9 * t _{f min} * ε)		EN1994-2 6.6.5.5 (2)

Tabella 7.2 Dettagli dei pioli

7.1.5.3 Riepilogo rapporti di sfruttamento verifica elastica S.L.U. - S.L.E. - fatica

Le verifiche vengono effettuate con il programma PontiEC4, su tutti i traversi della struttura.

Il calcolo dello scorrimento nelle varie sezioni di verifica ed il confronto con la piolatura di progetto viene effettuato in automatico dal programma PontiEC4 nell'ambito delle condizioni considerate ($M_{\text{max/min}}$ e $V_{\text{max/min}}$).

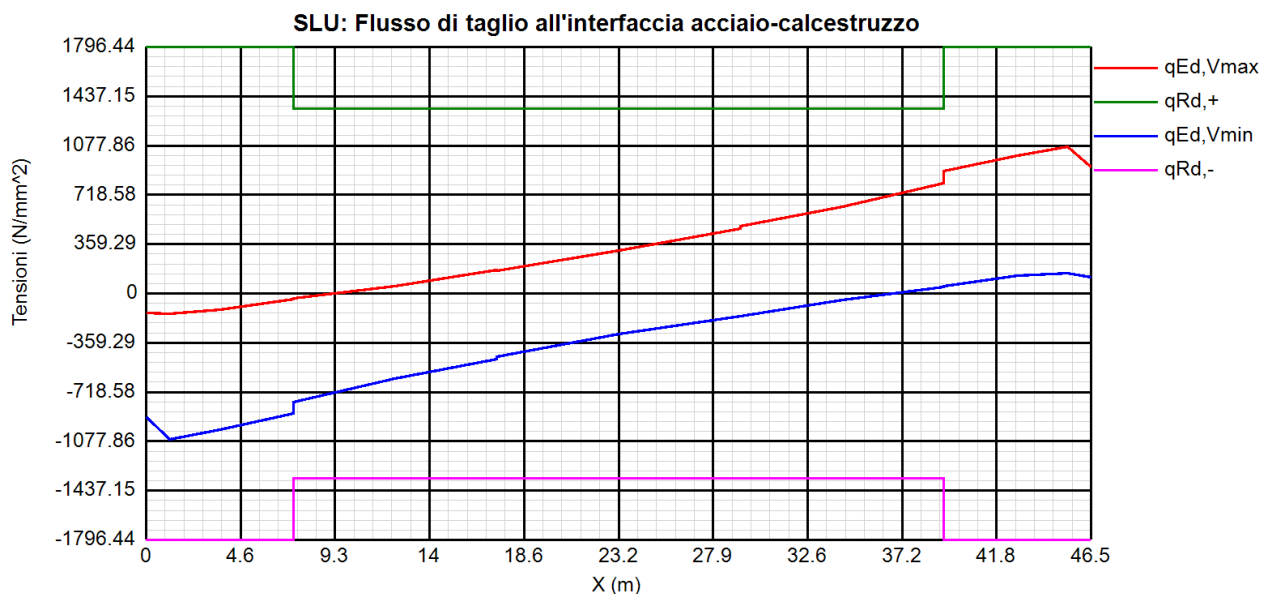
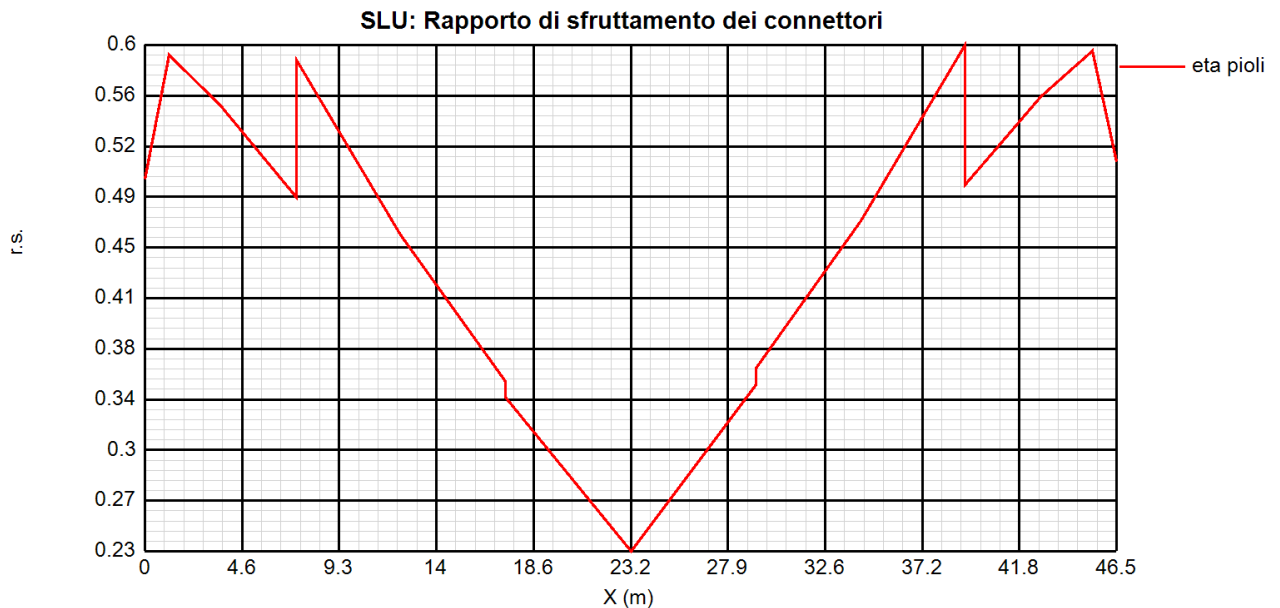
I diagrammi seguenti riportano, oltre alla copertura S.L.U. del flusso di taglio acciaio calcestruzzo, l'andamento del rapporto di sfruttamento dei connettori allo S.L.U., S.L.E. e S.L.F.; in quest'ultimo caso, il rapporto di sfruttamento indicato è il maggiore relativo alle varie modalità di collasso.

Per la determinazione dei coefficienti λ_v per il calcolo delle tensioni equivalenti a fatica, si sono adottate le ipotesi riassunte in tabella.

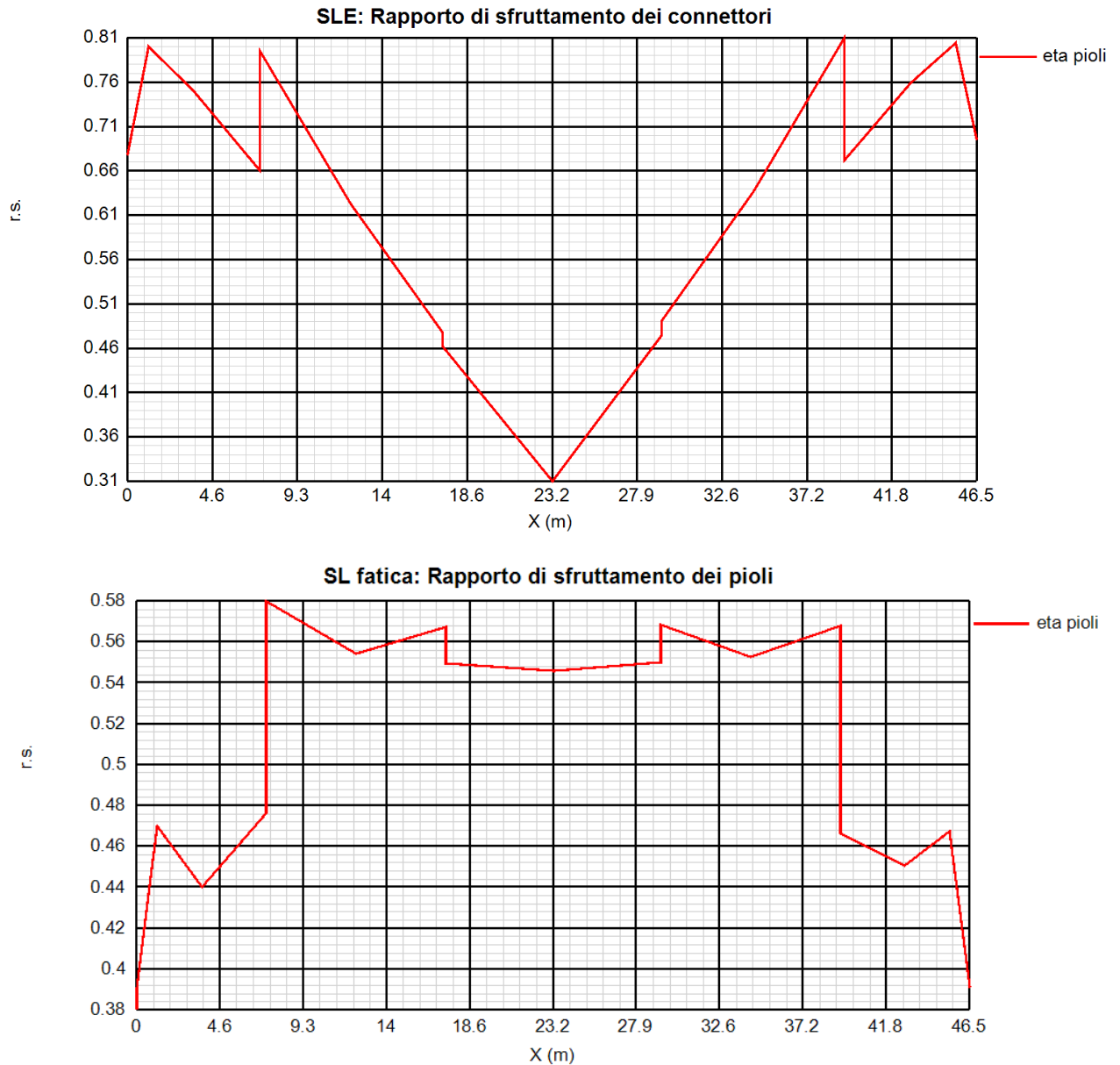
<i>Coefficienti parziali di sicurezza per la carpenteria:</i>	
<i>Fattore equivalente di danno per i pioli:</i>	$\lambda_v = \lambda_{v1} * \lambda_{v2} * \lambda_{v3} * \lambda_{v4}$
λ_{v1}	1.55
<i>Dati per il calcolo di λ_{v2}, λ_{v3}</i>	
Q_0 (kN)	480
N_0	500000
N_{obs}	500000
Q_{mi} (kN)	457.37
Categoria di traffico (Table 4.5n - EN 1991-2):	Roads and motorways with medium flow rates of lorries
Distribuzione del traffico (Table 4.7 - EN 1991-2):	Long distance (20% Q1, 5% Q2, 50% Q3, 15% Q4, 10% Q5)

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

λ_{v2}	0.953
<i>Dati per il calcolo di λ_{v3}, λ_{v3}</i>	
Vita di progetto in anni:	100
λ_{v3}	1.00
<i>Coefficienti parziali di sicurezza per i pioli:</i>	
γ_{Ft}	1
γ_{Mf}	1.15



RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede



7.1.5.4 Verifica dei pioli di estremità - influenza di ritiro e variazione termica - (SLU)

Si riporta il calcolo del numero minimo dei pioli da disporre alle estremità delle travi, per una lunghezza pari ad almeno $b_{eff} = 5.7$ m, per assorbire gli sforzi di scorrimento prodotti dalle azioni di Ritiro e di Variazione termica.

Resistenza a taglio del piolo, $P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 \gamma_v$, (N)	81656.28
Resistenza per schiacciamento del calcestruzzo, $P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} / \gamma_v$, (N)	88513.63
Resistenza di progetto del piolo $P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd1}, P_{Rd2})$, (N)	81656.28
Flusso caratteristico per Ritiro: $v_{L,k}$ (N/mm)	839

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Flusso caratteristico per Variazione termica (-): $v_{L,k}$ (N/mm)	807
Flusso di progetto totale: $v_{L,Ed}$ (N/mm)	$1.2 \cdot 839 + 1.5 \cdot 807 = 2218$
Numero minimo di pioli in testata: n_{min} (m ⁻¹)	$2218 \cdot 1000 / 81656.28 = 27.17$

7.1.6 Verifica del sistema di irrigidimento

Come accennato in premessa, il sistema di irrigidimento d'anima si compone di:

- Irrigidenti verticali intermedi
- Irrigidenti verticali d'appoggio

Le verifiche "standard" degli stiffeners vengono effettuate secondo in criteri di EN 1993-3-5, cap. 9.

Vengono effettuate le seguenti verifiche (*):

- 1) Verifica requisiti di rigidezza (EN 1993-1-5. cap. 9.3.3.(2))
- 2) Verifica di resistenza (S.L.U.) (EN 1993.1.5., cap. 9.2.1)

Le verifiche vengono effettuate in automatico dal programma Ponti EC4, con riferimento all'effettivo quadro tensionale rilevato nelle varie sezioni, ed alle caratteristiche geometriche di riferimento.

(*) la verifica nei confronti del lateral torsional buckling non appare significativa, dal momento che gli irrigidimenti risultano torsionalmente incastrati alla base, e vincolati dalla presenza del traverso intermedio.

Irrigidenti intermedi

Si prevede l'adozione di stiffeners a "T", formati da piatti 240x20 + 200x16.

La verifica dei requisiti di rigidezza viene effettuata per tutte le tipologie di concio.

Le tabelle seguenti riportano il calcolo dei vari parametri e l'esito della verifica.

Conci "C1"

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_w^3 t_w^3 / a^2 \quad a / h_w < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_w t_w^3 \quad a / h_w \geq \sqrt{2}$$

$I_{st} = 2.157E+8 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 1.869E+7 \text{ mm}^4$

VERIFICA SODDISFATTA

$a = 3875 \text{ mm} \quad h_w = 2340 \text{ mm} \quad a/h_w = 1.656$

$t_w = 22 \text{ mm} \quad b_w = 557 \text{ mm}$

$A_{st} = 20253.7 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 72 \text{ mm}^2$

Conci "C2"

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_w^3 t_w^3 / a^2 \quad a / h_w < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_w t_w^3 \quad a / h_w \geq \sqrt{2}$$

$I_{st} = 2.019E+8 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 1.377E+7 \text{ mm}^4$

VERIFICA SODDISFATTA

$a = 3875 \text{ mm} \quad h_w = 2295 \text{ mm} \quad a/h_w = 1.688$

$t_w = 20 \text{ mm} \quad b_w = 508.2 \text{ mm}$

$A_{st} = 18163.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 79.8 \text{ mm}^2$

Conci "C3"

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_w^3 t_w^3 / a^2 \quad a / h_w < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_w^3 t_w^3 \quad a / h_w \geq \sqrt{2}$$

$$I_{st} = 1.868E+8 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 9.951E+6 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 3875 \text{ mm} \quad h_w = 2275 \text{ mm} \quad a/h_w = 1.703$$

$$t_w = 18 \text{ mm} \quad b_w = 459.4 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 16268.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 88.6 \text{ mm}^2$$

Verifica resistenza

Si riporta l'esito della verifica effettuata per lo stiffener maggiormente impegnato, posto in corrispondenza della sezione C1-17 (combinazione Vmax).

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

Tensione massima Spostamento massimo

$$\sigma_{\max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$w \leq \frac{h_w}{300}$$

$$\sigma_{\max} = 0 < 322.7 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 0 < 7.8 \text{ mm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 0E+00 + 1.454E+4 = 1.454E+4 \text{ N}$$

$$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 0E+00 = 0E+00 \text{ N}$$

$$\sigma_m = 0.026 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C)/\sigma_{cr}(P) = 0 \Rightarrow 0.5$$

$$\sigma_{cr}(P) = 1E+300 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C) = 6.12 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Ed} = 2.376E+5 \text{ N} \quad \lambda_w = 1.34 \quad N_{cr,st} = 8.166E+7 \text{ N}$$

$$e_1 = 72 \text{ mm} \quad e_{\max} = 195 \text{ mm} \quad w_0 = 7.8 \text{ mm}$$

$$\delta_m = 0$$

$$(I_{st \text{ min}} = 1.07E+5 \text{ mm}^4 \quad u = 1.784)$$

Irrigidenti di spalla

La verifica viene effettuata considerando, oltre alla funzione di stabilizzazione anima, ed il relativo impegno statico, anche la reazione verticale concentrata trasmessa dall'appoggio.

In questo caso, la tipologia del profilo di irrigidimento è caratterizzata da piatti 400x35 disposti simmetricamente rispetto all'anima della trave.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Per quanto riguarda le azioni esterne sollecitanti, si fa riferimento alle reazioni S.L.U. trasmesse agli appoggi per le quali, per ulteriori dettagli, si rimanda alla relazione di calcolo delle sottostrutture.

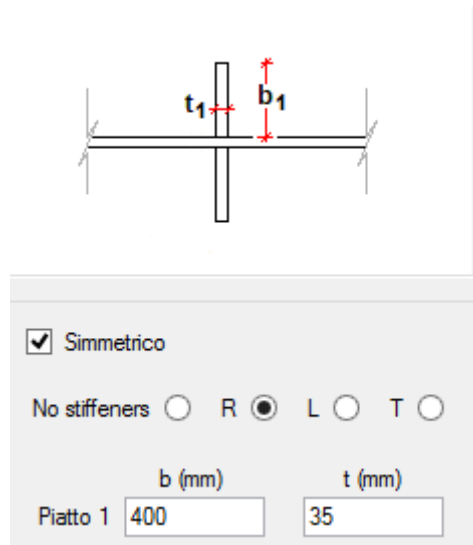
Si farà quindi riferimento ai seguenti valori:

$$N_{Ed,S.L.U.,spalla} = -4770 \text{ kN}$$

Di seguito l'output della verifica, relativo alla sezione d'appoggio lato spalla (concio C1).

Caratteristiche

Si prevede l'adozione di un irrigidente simmetrico rettangolare formato da due piatti 400x35.



Requisiti di rigidezza

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_w^3 t_w^3 / a^2 \quad a / h_w < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_w t_w^3 \quad a / h_w \geq \sqrt{2}$$

$$I_{st} = 1.62E+9 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 1.869E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 3875 \text{ mm} \quad h_w = 2340 \text{ mm} \quad a/h_w = 1.656$$

$$t_w = 22 \text{ mm} \quad b_w = 572 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 40583.7 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 0 \text{ mm}^2$$

Requisiti di resistenza

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

Tensione massima

Spostamento massimo

$$\sigma_{max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$w \leq \frac{h_w}{300}$$

$$\sigma_{max} = 127 < 322.7 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 0.1 < 7.8 \text{ mm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 4.77E+6 + 0E+00 = 4.77E+6 \text{ N}$$

$$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 4.77E+6 = 4.77E+6 \text{ N}$$

$$\sigma_m = 0 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C)/\sigma_{cr}(P) = 0 \Rightarrow 0.5$$

$$\sigma_{cr}(P) = 1E+300 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C) = 6.12 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Ed} = 0E+00 \text{ N} \quad \lambda_w = 1.34 \quad N_{cr,st} = 6.134E+8 \text{ N}$$

$$e_1 = 0 \text{ mm} \quad e_{max} = 411 \text{ mm} \quad w_0 = 7.8 \text{ mm}$$

8. VERIFICA TRAVERSI

8.1 TRAVERSI DI CAMPATA (CORRENTI)

I traverzi correnti sono costituiti da un profilo tipo HEA800.

Qui di seguito si riporta il quadro delle sollecitazioni insistenti sui traverzi dedotti dagli involuppi max/min M, max/min V per i seguenti S.L.:

S.L.U.

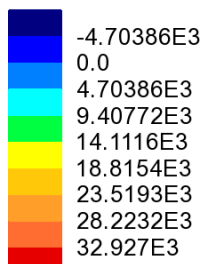
S.L.E. caratteristico

S.L.Fatica

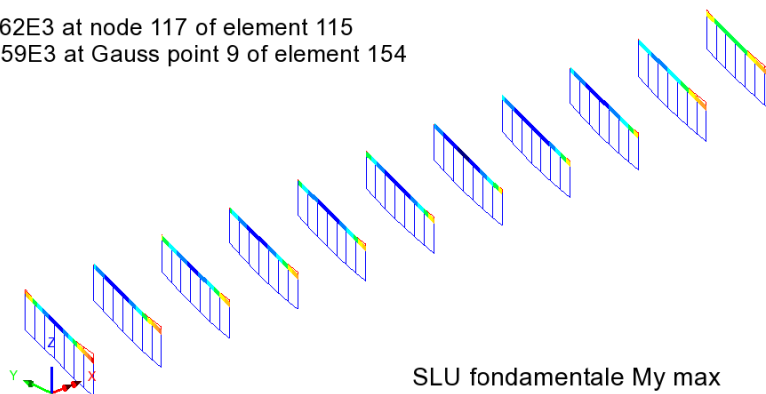
Negli involuppi S.L.U. , si includono anche gli effetti inerenti la stabilizzazione della piattabanda inferiore, valutati secondo le modalità esposte in 4.3.6.

Si riportano i diagrammi.

Combining on: My
SLU_Fond_Traversi (Max)
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Component: My (Units: N.m)

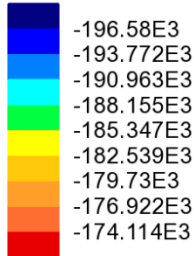


Maximum 37.0362E3 at node 117 of element 115
Minimum -5.29859E3 at Gauss point 9 of element 154

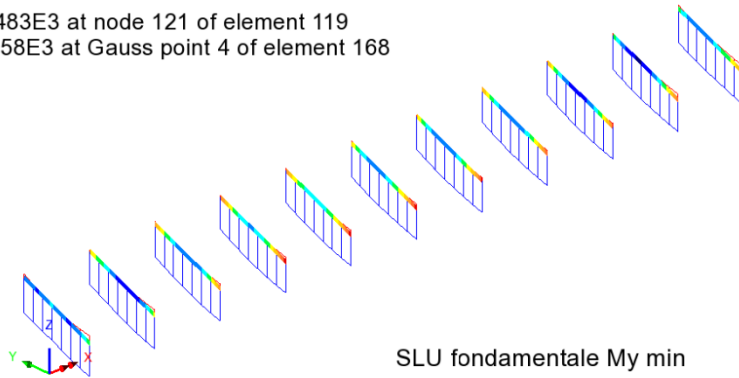


RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

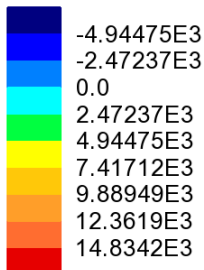
Combining on: My
SLU_Fond_Traversi (Min)
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Component: My (Units: N.m)



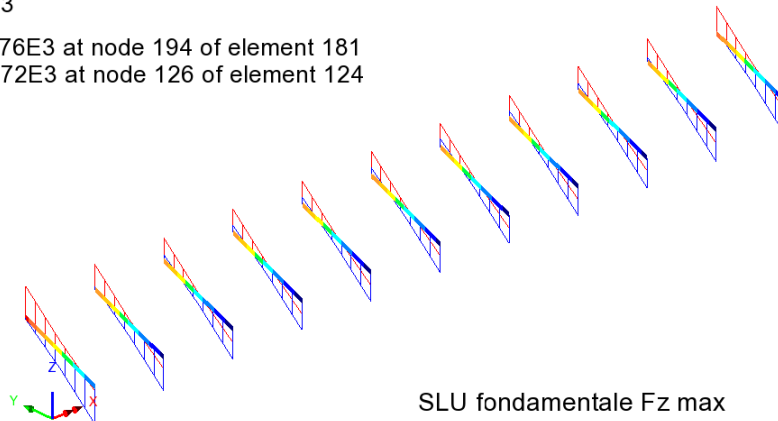
Maximum -171.483E3 at node 121 of element 119
Minimum -196.758E3 at Gauss point 4 of element 168



Combining on: Fz
SLU_Fond_Traversi (Max)
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Component: Fz (Units: N)

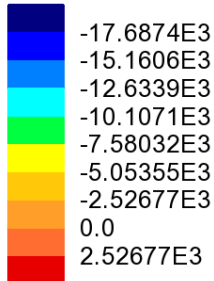


Maximum 15.5476E3 at node 194 of element 181
Minimum -6.70372E3 at node 126 of element 124

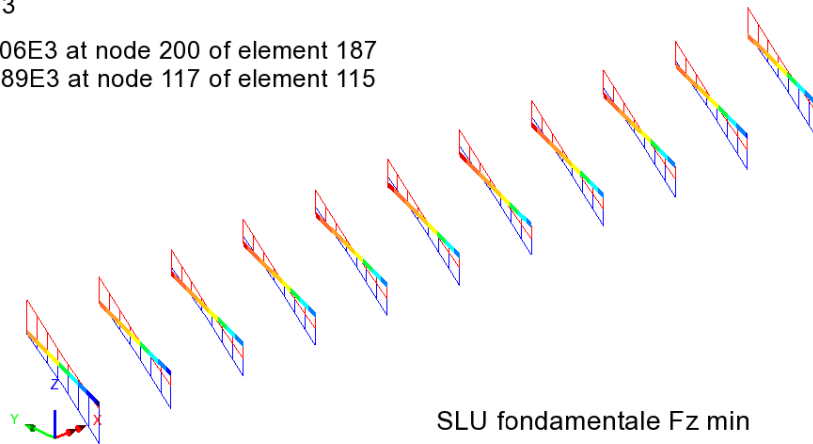


RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

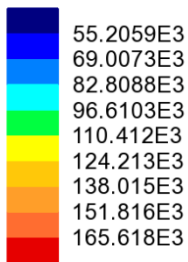
Combining on: Fz
SLU_Fond_Traversi (Min)
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Component: Fz (Units: N)



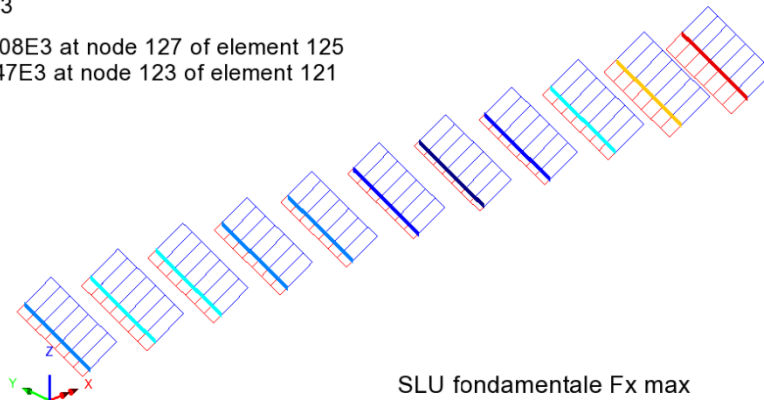
Maximum 4.02206E3 at node 200 of element 187
Minimum -18.7189E3 at node 117 of element 115



Combining on: Fx
SLU_Fond_Traversi (Max)
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Component: Fx (Units: N)

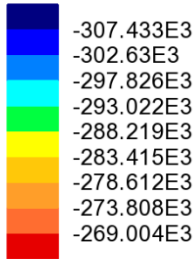


Maximum 173.708E3 at node 127 of element 125
Minimum 49.4947E3 at node 123 of element 121

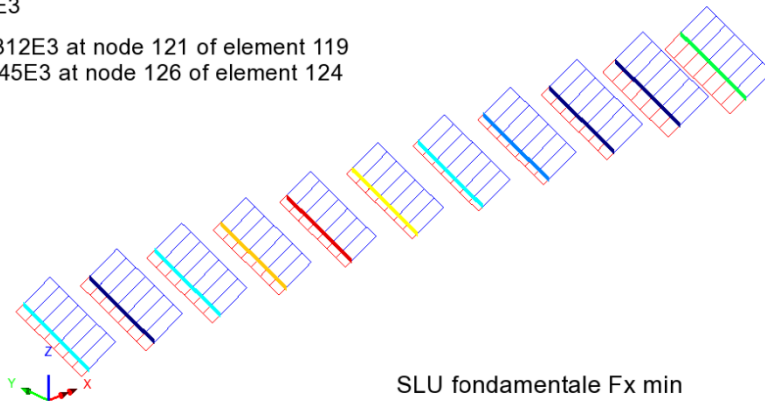


RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

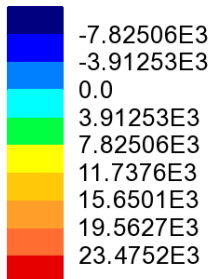
Combining on: Fx
SLU_Fond_Traversi (Min)
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Component: Fx (Units: N)



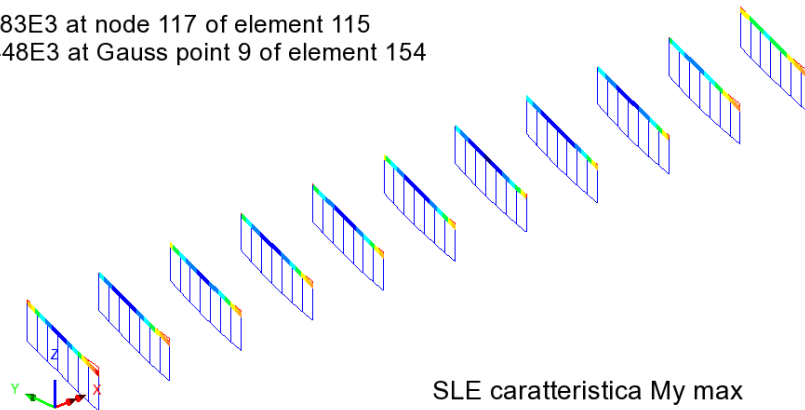
Maximum -268.312E3 at node 121 of element 119
Minimum -311.545E3 at node 126 of element 124



Combining on: My
SLE_rara (Max)
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Component: My (Units: N.m)

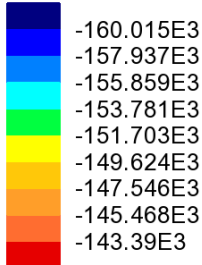


Maximum 27.2383E3 at node 117 of element 115
Minimum -7.97448E3 at Gauss point 9 of element 154

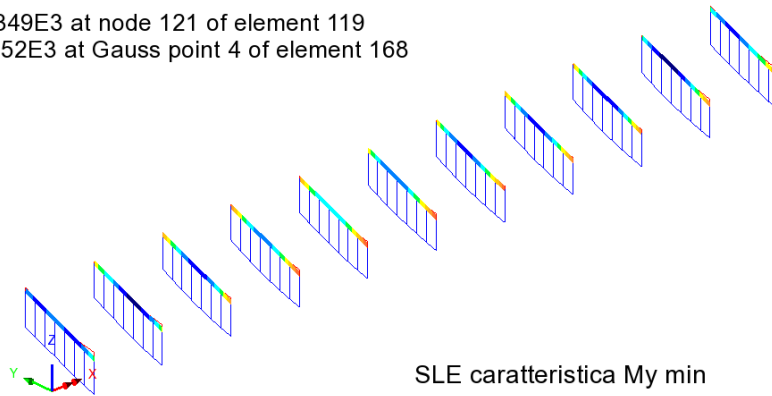


RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

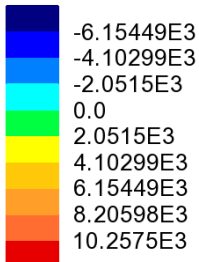
Combining on: My
SLE_rara (Min)
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Component: My (Units: N.m)



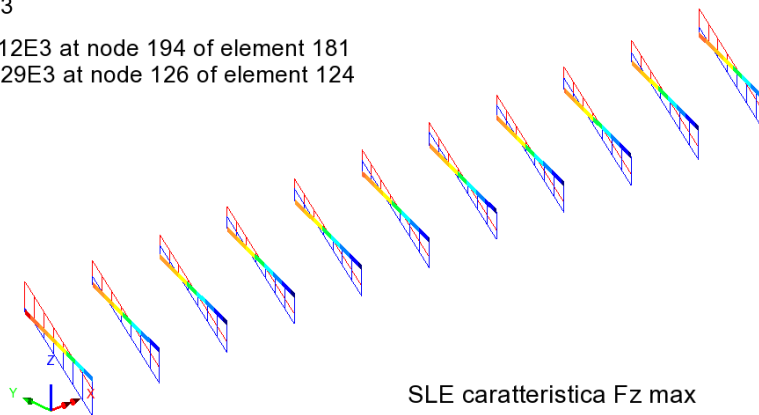
Maximum -142.349E3 at node 121 of element 119
Minimum -161.052E3 at Gauss point 4 of element 168



Combining on: Fz
SLE_rara (Max)
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Component: Fz (Units: N)

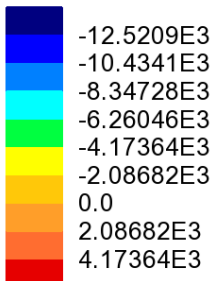


Maximum 11.3612E3 at node 194 of element 181
Minimum -7.10229E3 at node 126 of element 124

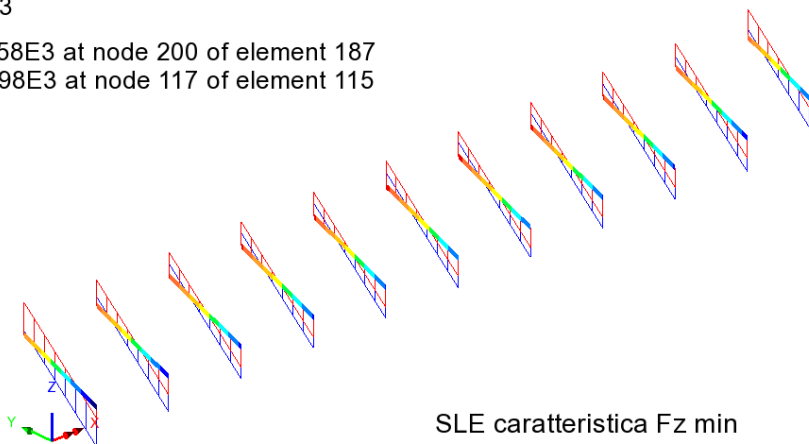


RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

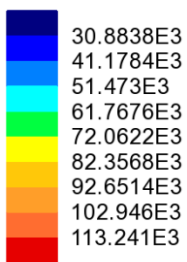
Combining on: Fz
SLE_rara (Min)
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Component: Fz (Units: N)



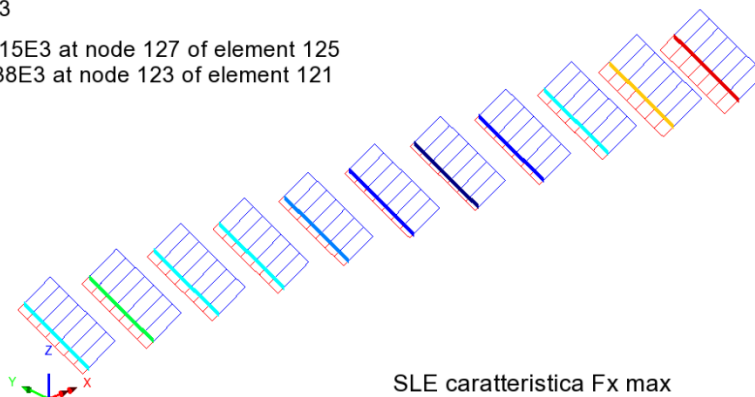
Maximum 4.96158E3 at node 200 of element 187
Minimum -13.8198E3 at node 117 of element 115



Combining on: Fx
SLE_rara (Max)
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Component: Fx (Units: N)

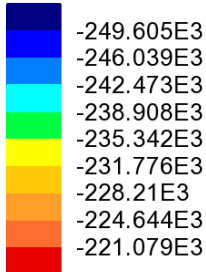


Maximum 123.215E3 at node 127 of element 125
Minimum 30.5638E3 at node 123 of element 121

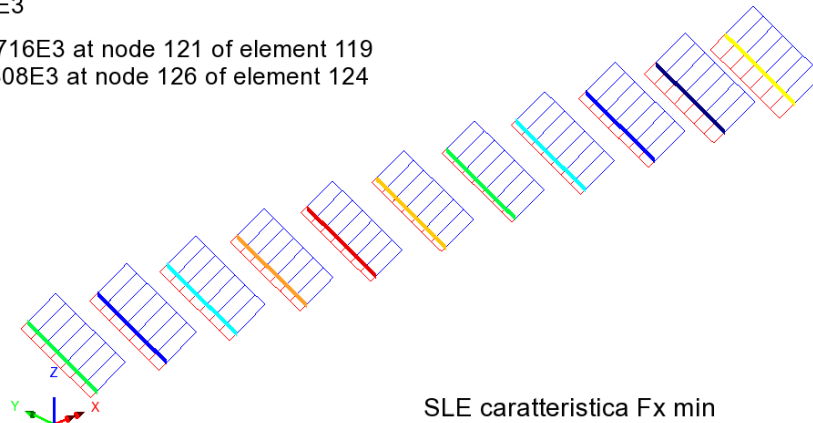


RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Combining on: Fx
SLE_rara (Min)
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Component: Fx (Units: N)

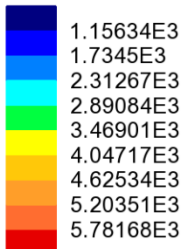


Maximum -217.716E3 at node 121 of element 119
Minimum -249.808E3 at node 126 of element 124

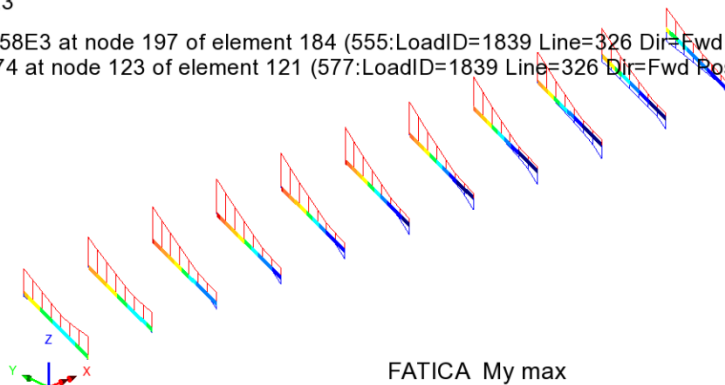


SLE caratteristica Fx min

Enveloping on: My
FLM3 (Max)
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Component: My (Units: N.m)



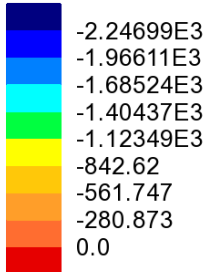
Maximum 6.07258E3 at node 197 of element 184 (555:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=14)
Minimum 869.074 at node 123 of element 121 (577:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=36)



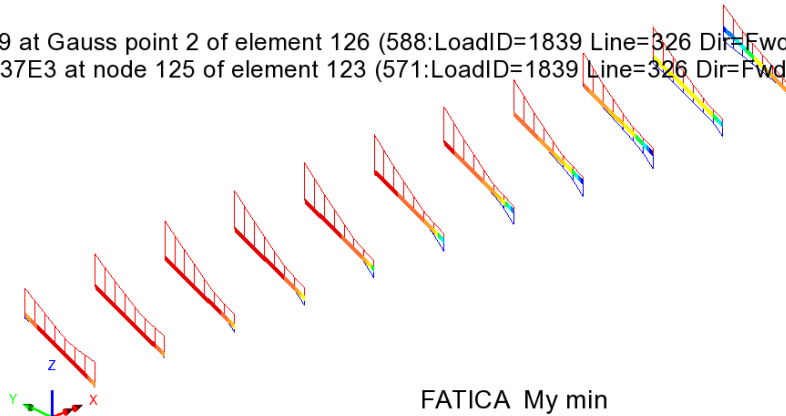
FATICA My max

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

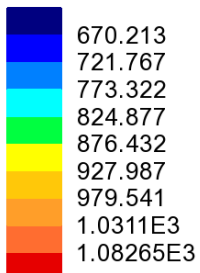
Enveloping on: My
FLM3 (Min)
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Component: My (Units: N.m)



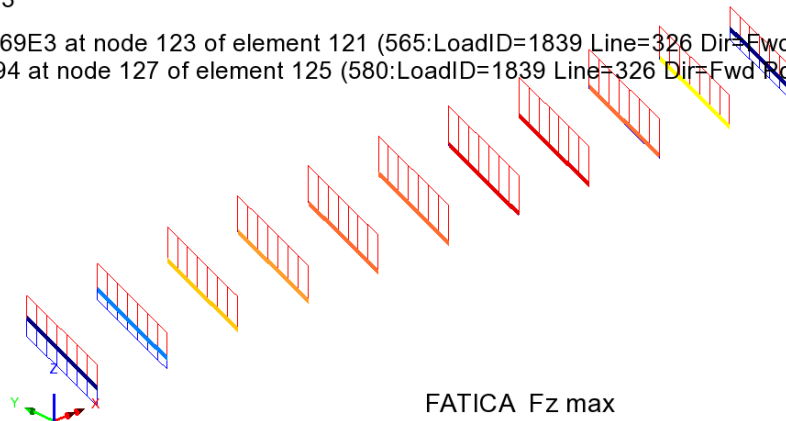
Maximum 176.49 at Gauss point 2 of element 126 (588:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=47)
Minimum -2.35137E3 at node 125 of element 123 (571:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=30)



Enveloping on: Fz
FLM3 (Max)
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Component: Fz (Units: N)

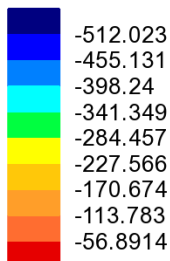


Maximum 1.09269E3 at node 123 of element 121 (565:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=24)
Minimum 628.694 at node 127 of element 125 (580:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=39)

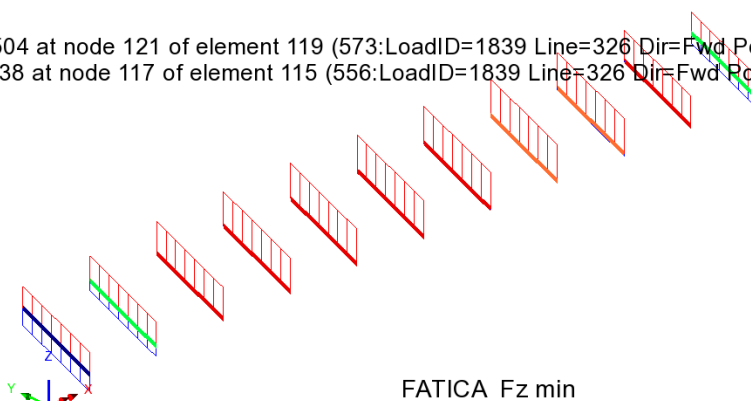


RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Enveloping on: Fz
FLM3 (Min)
Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Component: Fz (Units: N)



Maximum -4.11504 at node 121 of element 119 (573:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=32)
Minimum -516.138 at node 117 of element 115 (556:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=15)



La tabella seguente riepiloga le sollecitazioni di progetto.

Combinazione	Fx(kN)	Fz(kN)	My(kNm)
SLU Fondamentale	+174/-312	19	-197
SLE Caratteristica	124/-250	14	-161
Fatica max My			6.1
Fatica min My			-2.35

Tabella 8.1 Sollecitazioni di progetto trasverso intermedio

Le verifiche della membratura vengono effettuate, previa classificazione del profilo, allo S.L.U. elastico. Pertanto le verifiche S.L.E. – tensioni non verranno effettuate perché automaticamente soddisfatte.

Le azioni di combinazione S.L.E. verranno considerate ai soli fini del calcolo dello scorrimento dell'unione bullonata.

La verifica a fatica non viene effettuata in quanto non dimensionante per l'esiguità dell'escursione dei momenti My max - My min.

8.1.1 Verifica di SLU

Sezione Traverso S1

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	790 mm
Piattabanda superiore	300x28 mm
Piattabanda inferiore	300x28 mm
Anima	15x734 mm, Inclinazione: 0

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 3
A (mm ²)	2.781E+4
z _G (mm)	395
J _y (mm ⁴)	2.934E+9
W _{y,0} (mm ³)	-7.428E+6
W _{y,1} (mm ³)	-7.995E+6
W _{y,3} (mm ³)	7.995E+6
W _{y,4} (mm ³)	7.428E+6

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Mmin)

Sollecitazioni (Comb. Mmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
Totale	-3.12E+5	1.9E+4	-1.97E+5	0E+00

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Mmin)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Classe
Anima	48.93	364.24	0.54	-0.37	1
Piattabanda superiore	5.09				1
Piattabanda inferiore	5.09				1
classe della sezione					1

Analisi plastica: APPLICABILE

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Mmin)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N _{Ed} (N)	-3.12E+5	M _{Ed} (Nm)	-1.97E+5	N _{Ed} (N)	-3.12E+5
N _{Rd} (N)	-9.402E+6	M _{Rd} (Nm)	-2.847E+6	M _{Ed} (Nm)	-1.97E+5
				M _{Rd} (Nm)	-2.842E+6
N _{Ed} / N _{Rd}	0.033	M _{Ed} / M _{Rd}	0.069	M _{Ed} / M _{Rd}	0.069

VERIFICA SODDISFATTA

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmin)

	$F_{3\ tot}$	η_1
σ_4	-37.7	0.112
σ_3	-35.9	0.106
σ_2	-11.2	0.033
σ_1	13.4	0.04
σ_0	15.3	0.045

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.112 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA
NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling
 $h_w/t_w=48.933 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5}=48.798$ Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA

Resistenza a taglio Shear buckling: $V_{b,Rd}=2.462E+6$ N

Essendo:

$a/h_w=8.924$, $\eta=1.2$, $K_\tau=5.39$
contributo anima: $V_{bw,Rd}=2.459E+6$ N, contributo flange: $V_{bf,Rd}=3.871E+4$ N
 $\chi_w=1.199$, $\lambda_w=0.692$, $\tau_{cr}=427.7$, $C=1942.5$
 $M_{Ed}=-1.97E+5$ Nm, $M_{f,Rd}=-2.049E+6$ Nm, $M_{Ed}/M_{f,Rd}=0.096$

Resistenza plastica: $V_{pl,Rd}=2.579E+6$ N

Resistenza a taglio: $V_{Rd}=\min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd})=2.462E+6$ N

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.008, \quad (= > \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.008, \quad \eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.069$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} < 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

8.1.2 Stabilità laterale torsionale

Si effettua la valutazione del momento critico per stabilità laterale torsionale del profilo.

La valutazione viene effettuata con il tool LTBeam, applicando alle estremità del profilo il massimo momento di progetto S.L.U. .

Per una valutazione qualitativa completa del comportamento nei confronti della stabilità laterale torsionale, la valutazione viene effettuata considerando sia una situazione di carico ai nodi "antisimmetrica", in cui le coppie agiscono con identico verso, sia una situazione "simmetrica", con coppie di estremità agenti con verso opposto. La prima situazione è quella che maggiormente rispecchia la condizione di carico tipica del traverso.

Qui di seguito si riporta il calcolo di $M_{cr,LT}$ e la deformata critica nei due casi.

Beam - Section - Steel

Beam

Total Length L m Nb elements N

Steel

E MPa ν G MPa

Section

In Catalogue
 By Dimensions
 By Properties

Double symmetrical I profiles

Selected Profile

HEA 800

Open Catalogue

I_z cm⁴

I_t cm⁴

I_w cm⁶

β_z mm

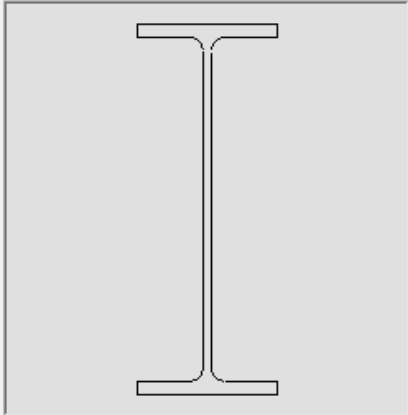


Tabella 8.2 Caratteristiche profilo

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

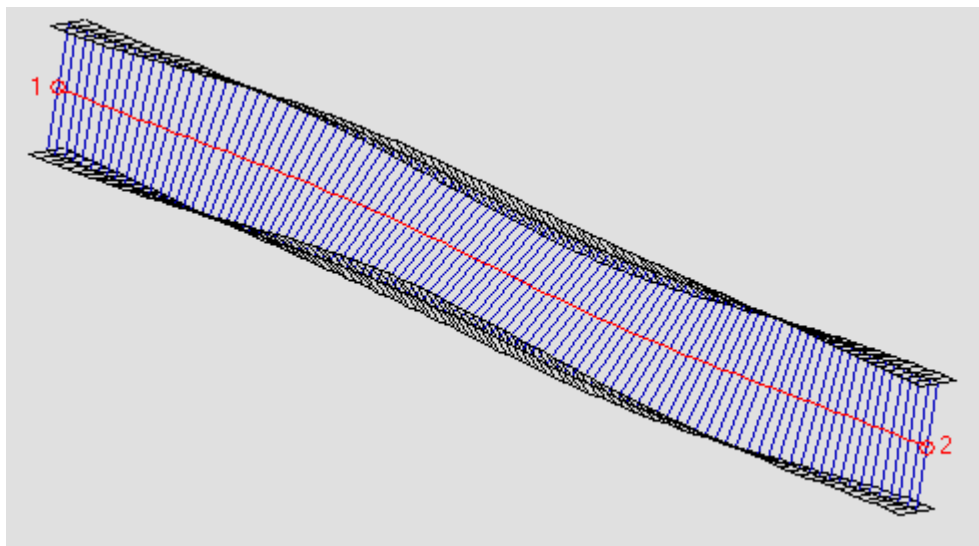
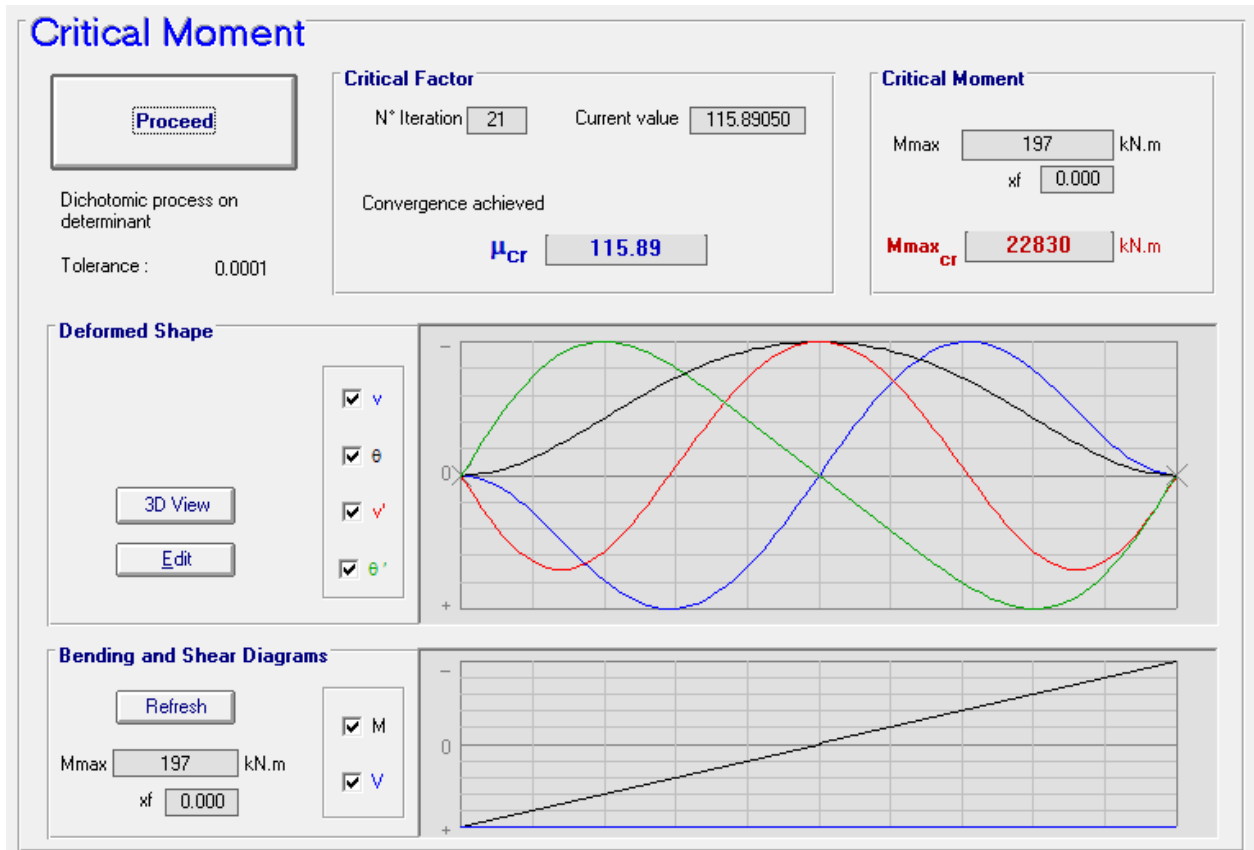


Figura 8.1 Stabilità torsionale - caso antisimmetrico

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

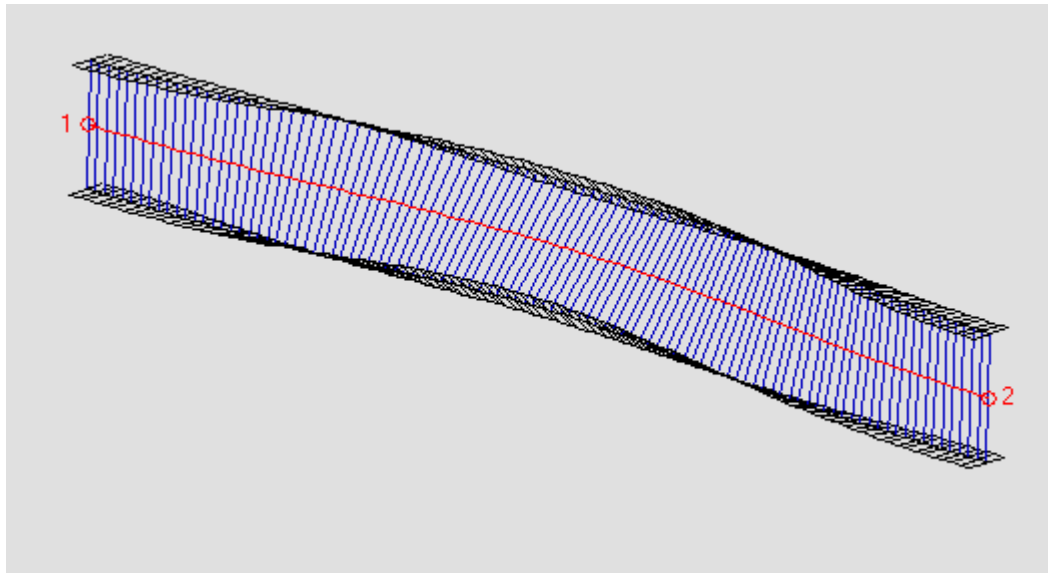
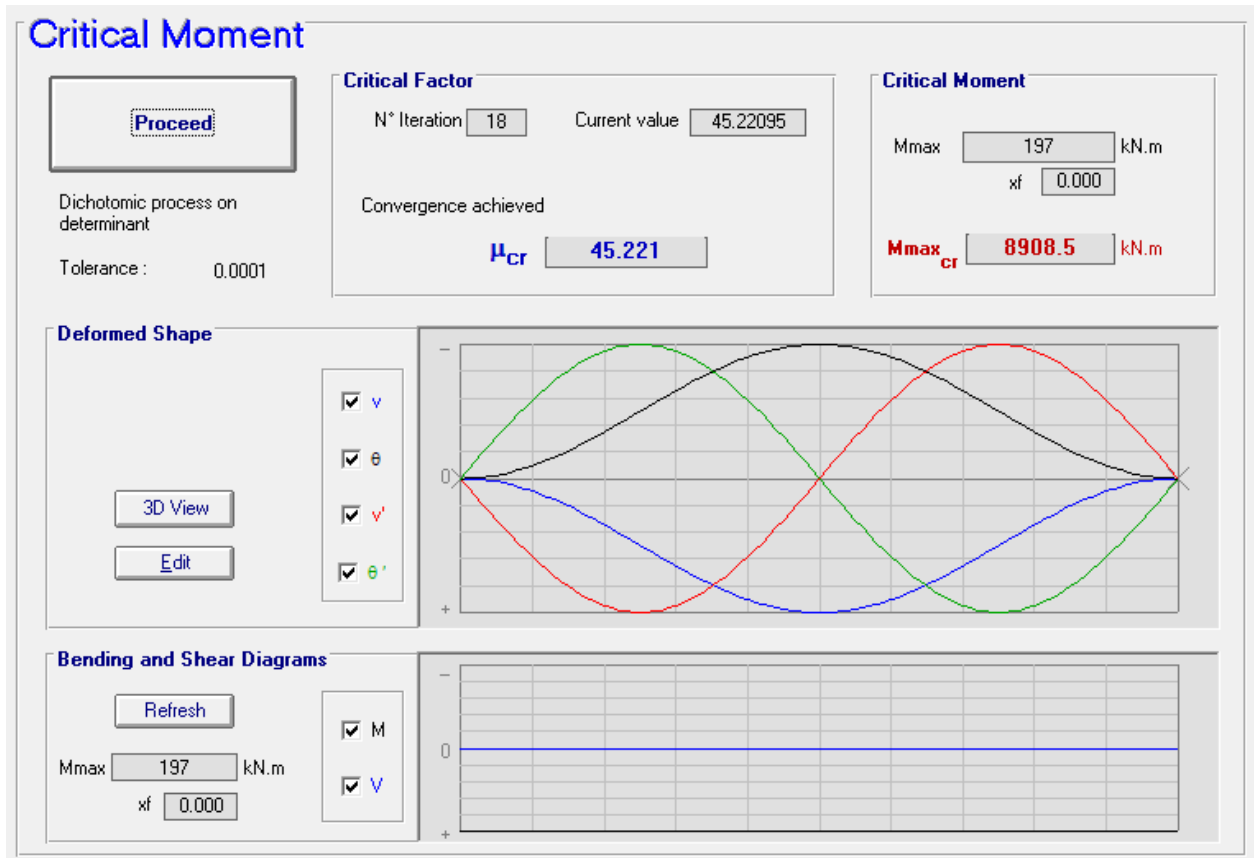


Figura 8.2 Stabilità torsionale - caso simmetrico - def. critica associata

La valutazione preliminare degli effetti della stabilità laterale torsionale viene effettuata con riferimento ai criteri contenuti in EN 1993-1-1 cap. 6.3.2.2.(1)), valutando la snellezza adimensionalizzata, effettiva λ_{LT} e di base $\lambda_{Lt,0}$. Per le verifiche si fa riferimento alla curva di stabilità "b" (rolled "I" sections, $h/b > 2$).

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Traversi correnti				
f_y	355	Mpa	$M_{cr,LT,min}$	8908.00 kNm
W	7.43E+06	mm ³	M_{Ed}	197.00 kNm
			$M_{Ed}/M_{cr,LT}$	0.02
Curva imperf. (tab. 6.3)				
α_{LT}	0.49		λ_{LT}	0.54
			λ_{LTO}	0.4
			λ_{LTO}^2	0.16

Risultando $M_{Ed}/M_{cr,LT,min} = 0.02 \ll \lambda_{LTO}^2$, si può concludere che è possibile ignorare gli effetti dell'instabilità torsionale nelle verifiche del profilo (EN1993-1-1 6.3.2.2(4)).

8.1.3 Verifica del Giunto bullonato

Materiali

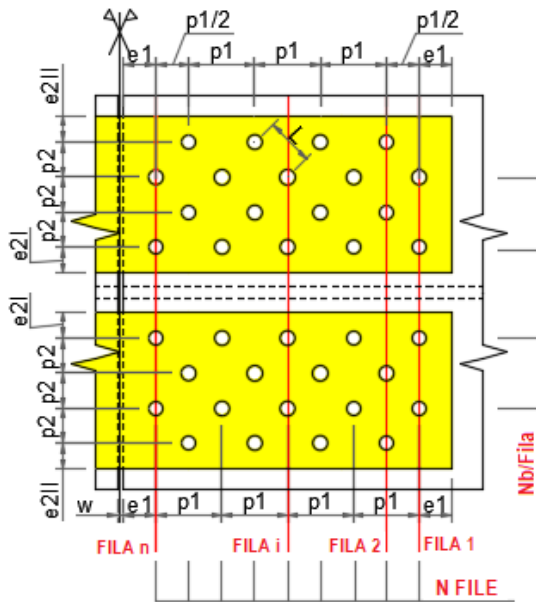
Bulloni		Piastrine	
		t ≤ 40 mm	t > 40 mm
Classe	10.9	f_u (N/mm ²)	510
		f_y (N/mm ²)	355
			470
			335
<input checked="" type="radio"/> Taglio su parte filettata <input type="radio"/> Taglio su parte non filettata			

Resistenza allo scorcimento		Coefficienti di sicurezza	
k_s	1	γ_{M2}	1.25
μ	0.3	$\gamma_{M3,SLU}$	1.25
		$\gamma_{M3,SLE}$	1.1

Geometria del giunto

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

FLANGIA SUPERIORE ED INFERIORE



Bulloni

N file	6
Nb/fila	2
d (mm)	24
d0 (mm)	25.5

Distanze Interassi

e1 (mm)	50
p1 (mm)	100
e2I (mm)	35
e2II (mm)	35
p2 (mm)	40

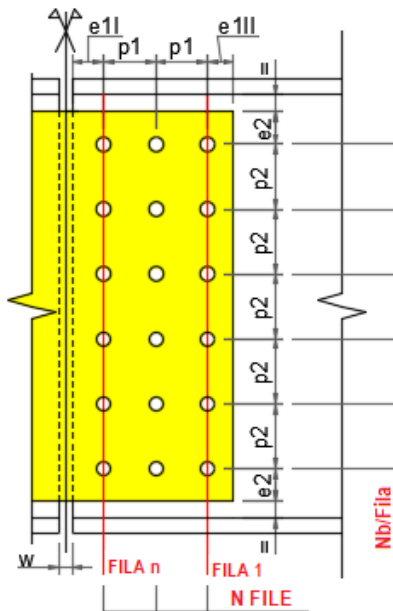
Piatti d'imbottitura

t SX (mm)	0
t DX (mm)	0

Piatti interni/esterni

t (mm)	22
--------	----

ANIMA



Bulloni

N file	2
Nb/fila	9
d (mm)	24
d0 (mm)	24.5

Distanze Interassi

e1I (mm)	50
e1II (mm)	50
p1 (mm)	70
e2 (mm)	50
p2 (mm)	65
w (mm)	10

Piatti d'imbottitura

t SX (mm)	0
t DX (mm)	0

Piatti interni/esterni

t (mm)	10
--------	----

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

L'esito delle verifiche è riassunto nella tabella seguente.

Comb.	Comp.	FvEd/FvRd	FbEd/FbRd	VEd/VplRd	N-MEd/N-MRd	VEd/VplpRd	N-MEd/N-MpRd
SLU, Mmin	Ali sup.	0.089	0.067	-	0.109	-	0.094
	Anima	0.084	0.1	0.014	0.139	0.012	0.16
	Ali inf.	0.035	0.026	-	0.047	-	0.044

Comb.	Comp.	FvEd/FsRd
SLE c., Mmin	Ali sup.	0.151
	Anima	0.142
	Ali inf.	0.06

Comb.	combinazione di progetto
Comp.	componenti da collegare; ali superiori, anima, ali inferiori
F_{vEd}/F_{vRd}	coefficiente di utilizzo a taglio dei bulloni (SLU, Cat. A e B)
F_{bEd}/F_{bRd}	coefficiente di utilizzo a rifollamento di piatti-profilo (SLU, Cat. A, B e C)
V_{Ed}/V_{pyRd}	coefficiente di utilizzo a taglio dei piatti coprigiunto d'anima (SLU)
$N-M_{Ed}/N-M_{pRd}$	coefficiente di utilizzo a presso flessione dei piatti coprigiunto (SLU)
F_{vEd}/F_{sRd}	coefficiente di utilizzo a scorrimento dei bulloni (SLE caratteristica, Cat. B o SLU, Cat. C)
$N-M_{Ed}/N-M_{RD}$	coefficiente di utilizzo a trazione su area netta profilo (SLU, Cat. C)

8.2 VERIFICA TRAVERSI IN ASSE APPOGGI

I traversi di pile e di spalle sono realizzati con profili a composizione saldata a doppio T, con le seguenti caratteristiche:

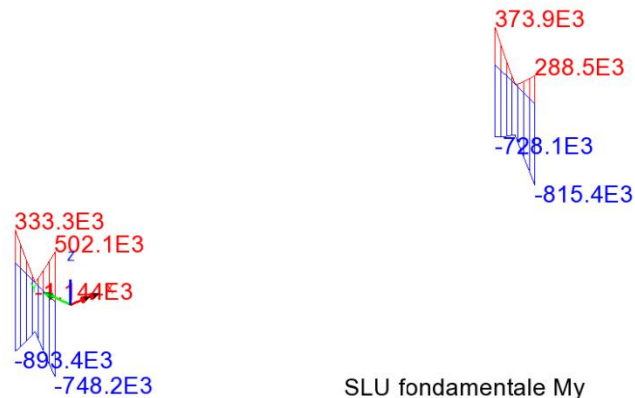
Lamiere (PilaSpalla)	
bs (mm)	350
ts (mm)	40
hmet (mm)	1300
twr (mm)	30
alfa	0
bi (mm)	350
ti (mm)	40

Le sollecitazioni di stato limite ultimo sono rappresentate nei diagrammi riportati di seguito, si riportano inoltre le sollecitazioni per l'SLV sismico, per la Combinazione caratteristica e per la fatica.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

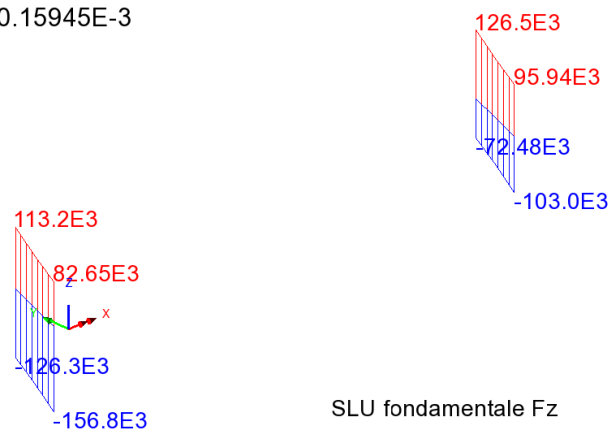
Scale: 1: 111.17
Zoom: 39.8406
Eye: (-0.6152, -0.655027, 0.438712)
Combining on: My
SLU_Fond_Traversi (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 502.126E3 at node 205 of element 192
Diagram minimum -893.355E3 at node 219 of element 204
Diagram scale: 1: 27.9844E-6



Scale: 1: 111.17
Zoom: 39.8406
Eye: (-0.6152, -0.655027, 0.438712)
Combining on: Fz
SLU_Fond_Traversi (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum 126.45E3 at node 220 of element 205
Diagram minimum -156.789E3 at node 205 of element 192
Diagram scale: 1: 0.15945E-3



RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Scale: 1: 111.17
Zoom: 39.8406
Eye: (-0.6152, -0.655027, 0.438712)
Combining on: Fx
SLU_Fond_Traversi (Max)

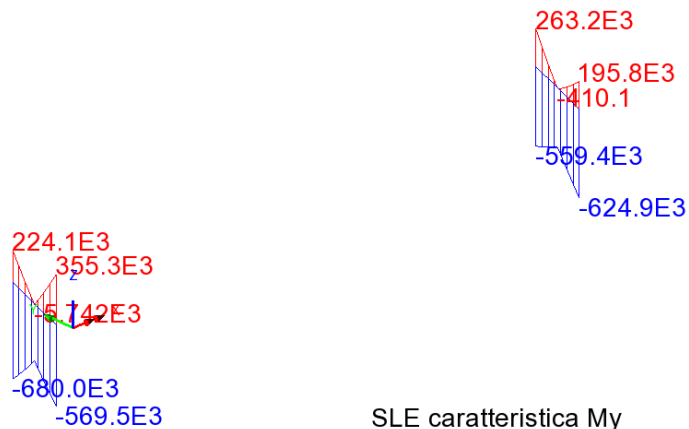
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fx (Units: N)
Diagram maximum 313.234E3 at node 206 of element 193
Diagram minimum -530.075E3 at node 205 of element 192
Diagram scale: 1: 47.1631E-6



SLU fondamentale Fx

Scale: 1: 111.17
Zoom: 39.8406
Eye: (-0.6152, -0.655027, 0.438712)
Combining on: My
SLE_rara (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 355.283E3 at node 205 of element 192
Diagram minimum -680.02E3 at node 219 of element 204
Diagram scale: 1: 36.7636E-6

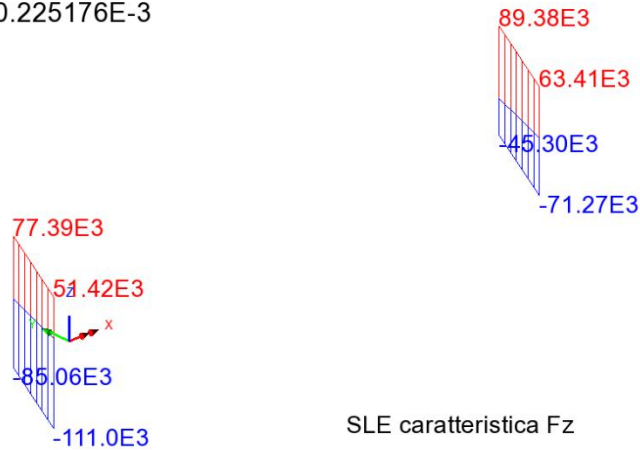


SLE caratteristica My

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Scale: 1: 111.17
Zoom: 39.8406
Eye: (-0.6152, -0.655027, 0.438712)
Combining on: Fz
SLE_rara (Max)

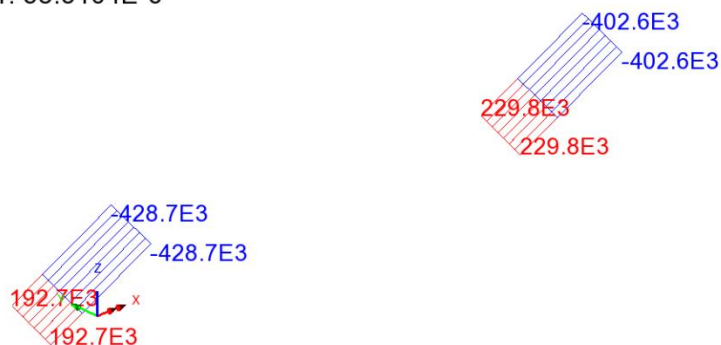
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum 89.3791E3 at node 220 of element 205
Diagram minimum -111.024E3 at node 205 of element 192
Diagram scale: 1: 0.225176E-3



SLE caratteristica Fz

Scale: 1: 111.17
Zoom: 39.8406
Eye: (-0.6152, -0.655027, 0.438712)
Combining on: Fx
SLE_rara (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fx (Units: N)
Diagram maximum 229.752E3 at node 206 of element 193
Diagram minimum -428.74E3 at node 205 of element 192
Diagram scale: 1: 58.3104E-6



SLE caratteristica Fx

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Scale: 1: 111.17
Zoom: 39.8406
Eye: (-0.6152, -0.655027, 0.438712)
Enveloping on: My
FLM3 (Max)

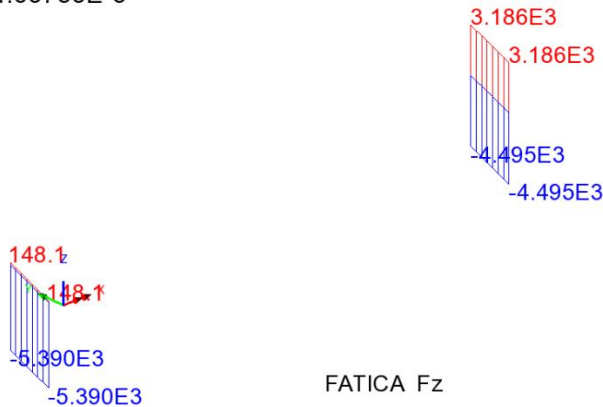
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 16.4089E3 at node 206 of element 193 (569:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=28)
Diagram minimum -24.3154E3 at node 219 of element 204 (551:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=10)
Diagram scale: 1: 1.02816E-3



FATICA My

Scale: 1: 111.17
Zoom: 39.8406
Eye: (-0.6152, -0.655027, 0.438712)
Enveloping on: Fz
FLM3 (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum 3.18601E3 at node 206 of element 193 (584:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=43)
Diagram minimum -5.39043E3 at node 205 of element 192 (552:LoadID=1839 Line=326 Dir=Fwd Pos=11)
Diagram scale: 1: 4.63785E-3



FATICA Fz

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

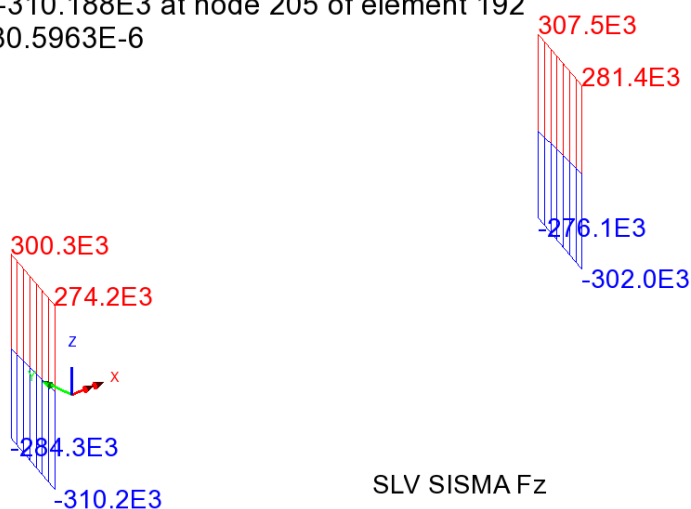
Scale: 1: 111.17
Zoom: 39.8406
Eye: (-0.6152, -0.655027, 0.438712)
Combining on: My
Ed_SLV (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 999.646E3 at node 205 of element 192
Diagram minimum -1.34199E6 at node 219 of element 204
Diagram scale: 1: 18.629E-6



Scale: 1: 111.17
Zoom: 39.8406
Eye: (-0.6152, -0.655027, 0.438712)
Combining on: Fz
Ed_SLV (Max)

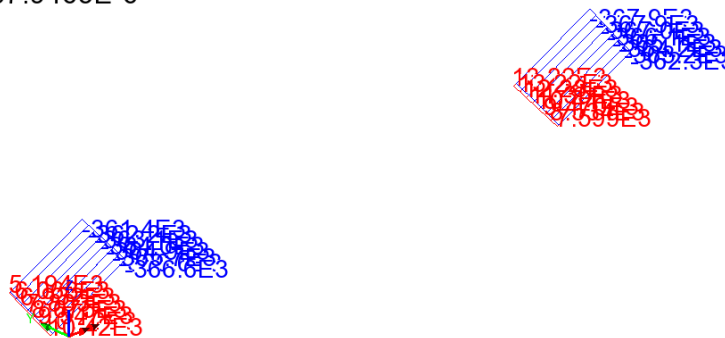
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum 307.454E3 at node 220 of element 205
Diagram minimum -310.188E3 at node 205 of element 192
Diagram scale: 1: 80.5963E-6



RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Scale: 1: 111.17
Zoom: 39.8406
Eye: (-0.6152, -0.655027, 0.438712)
Combining on: Fx
Ed_SLV (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fx (Units: N)
Diagram maximum 13.2238E3 at node 218 of element 205
Diagram minimum -367.936E3 at node 218 of element 205
Diagram scale: 1: 67.9465E-6



SLV SISMA Fx

In sintesi si ha:

Combinazione	Fx(kN)	Fz(kN)	My(kNm)
SLU Fondamentale	314/-530	157	-894
SLE Caratteristica	230/-429	112	-680
Fatica max My			16.5
Fatica min My			-24.5
ENV SISMA SLV	13/-368	311	1342

La verifica a fatica non viene effettuata in quanto non dimensionante per l'esiguità dell'escursione dei momenti My max - My min.

Le verifiche di resistenza della membratura vengono effettuate, previa classificazione del profilo, allo S.L.U. elastico e per la sola combinazione ENV SISMA SLV in quanto più gravosa.

Pertanto le verifiche S.L.E. – tensioni non verranno effettuate perché automaticamente soddisfatte. Le azioni di combinazione S.L.E. verranno considerate ai soli fini del calcolo dello scorrimento dell'unione bullonata.

A favore di sicurezza, si sono utilizzate le sollecitazioni massime di Flessione, Taglio e Sforzo normale, anche se non concomitanti.

8.2.1 Verifica di SLU

Sezione PilaSpalla S1

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	1300 mm
Piattabanda superiore	350x40 mm
Piattabanda inferiore	350x40 mm
Anima	30x1220 mm, Inclinazione: 0

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 3
A (mm ²)	6.46E+4
z _G (mm)	650
J _y (mm ⁴)	1.566E+10
W _{y,0} (mm ³)	-2.409E+7
W _{y,1} (mm ³)	-2.567E+7
W _{y,3} (mm ³)	2.567E+7
W _{y,4} (mm ³)	2.409E+7

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Mmin)

Sollecitazioni (Comb. Mmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
Totale	-3.68E+5	3.11E+5	1.34E+6	0E+00

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Mmin)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Classe
Anima	40.67	668.14	0.51	-0.8	1
Piattabanda superiore	4				1
Piattabanda inferiore	4				1
classe della sezione					1

Analisi plastica: APPLICABILE

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Mmin)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N _{Ed} (N)	-3.68E+5	M _{Ed} (Nm)	1.342E+6	N _{Ed} (N)	-3.68E+5
N _{Rd} (N)	-2.184E+7	M _{Rd} (Nm)	9.738E+6	M _{Ed} (Nm)	1.342E+6
				M _{Rd} (Nm)	9.735E+6
N _{Ed} /N _{Rd}	0.017	M _{Ed} /M _{Rd}	0.138	M _{Ed} /M _{Rd}	0.138

VERIFICA SODDISFATTA

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmin)

	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η_1
σ_4	50	50	50	0.148
σ_3	46.6	46.6	46.6	0.138
σ_2	-5.7	-5.7	-5.7	0.017
σ_1	-58	-58	-58	0.171
σ_0	-61.4	-61.4	-61.4	0.182

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.182 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA
NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling
 $h_w/t_w=40.667 < 31/\eta * \epsilon_w *(K_\tau)^{0.5}=49.13$ Verifica a Shear Buckling: NON NECESSARIA

Resistenza a taglio Shear buckling: **$V_{b,Rd}=8.183E+6$ N**

Essendo:

$a/h_w=5.687$, $\eta=1.2$, $K_\tau=5.464$
contributo anima: $V_{bw,Rd}=8.183E+6$ N, contributo flange: $V_{bf,Rd}=9.118E+4$ N
 $\chi_w=1.2$, $\lambda_w=0.572$, $\tau_{cr}=627.7$, $C=1873.7$
 $M_{Ed}=1.342E+6$ Nm, $M_{f,Rd}=5.739E+6$ Nm, $M_{Ed}/M_{f,Rd}=0.234$

Resistenza plastica: **$V_{pl,Rd}=8.573E+6$ N**

Resistenza a taglio: **$V_{Rd}=V_{pl,Rd}=8.573E+6$ N**

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.036, (= > \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.038, \eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.138$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} < 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

8.2.2 Stabilità laterale torsionale

Si effettua la valutazione del momento critico per stabilità laterale torsionale del profilo, seguendo i medesimi criteri generali adottati per la verifica dei travi di campata.

Qui di seguito si riporta il calcolo di $M_{cr,LT}$ e la deformata critica per stabilità laterale torsionale per il caso antisimmetrico e risp. caso antisimmetrico.

Beam - Section - Steel

Beam

Total Length L m Nb elements N

Steel

E MPa ν G MPa

Section

In Catalogue By Dimensions By Properties

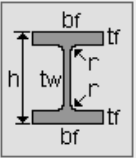
h mm

tw mm

bf mm

tf mm

r mm



OK

lz cm⁴

lt cm⁴

lw cm⁶

β_z mm

More...




Tabella 8.3 Caratteristiche profilo

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

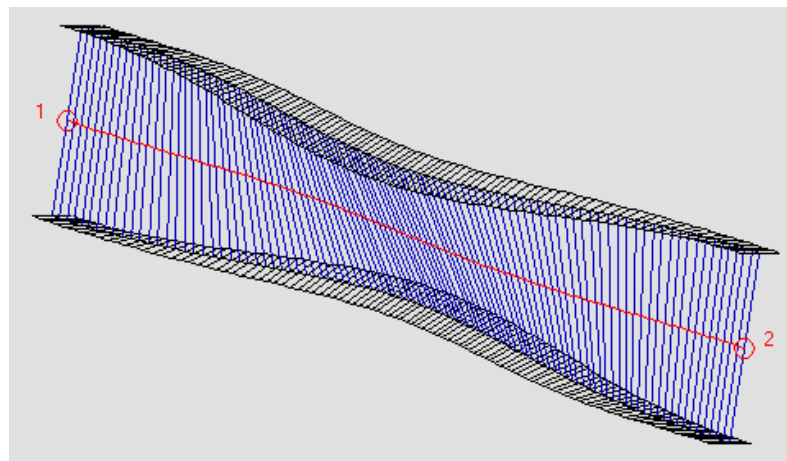
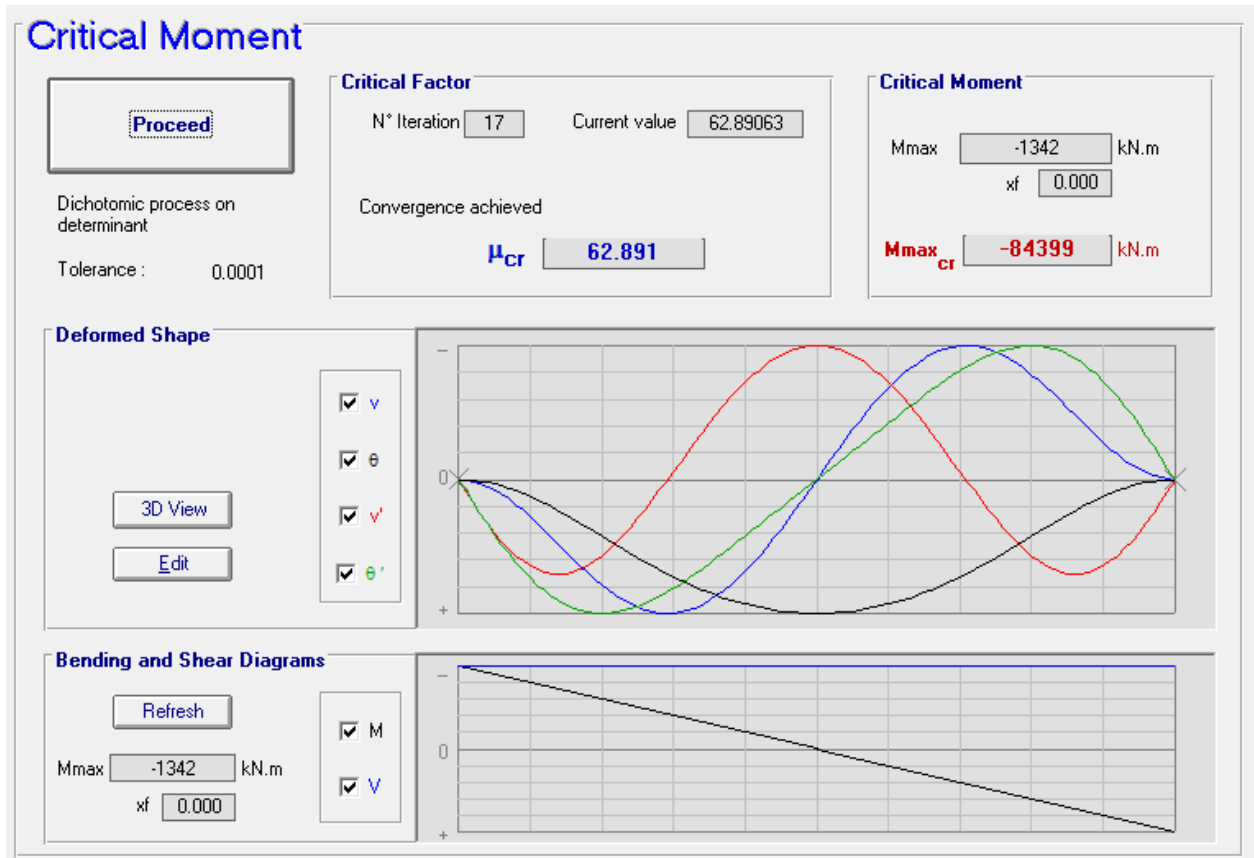


Figura 8.3 Stabilità torsionale - caso antisimmetrico

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

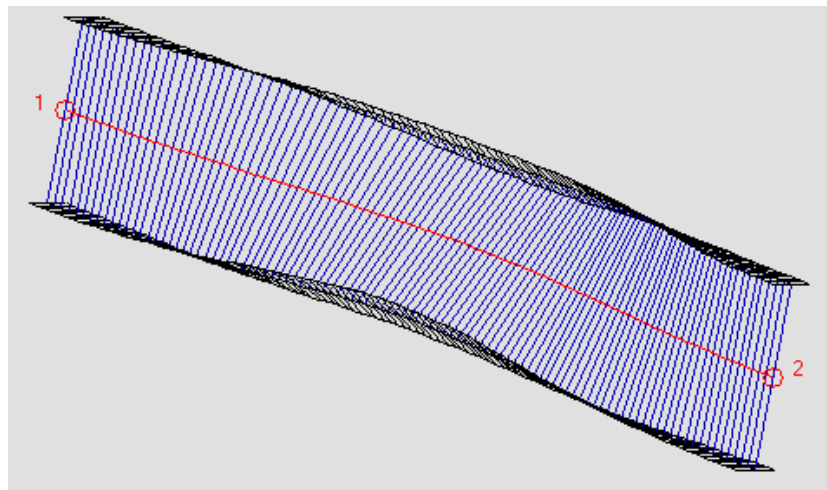
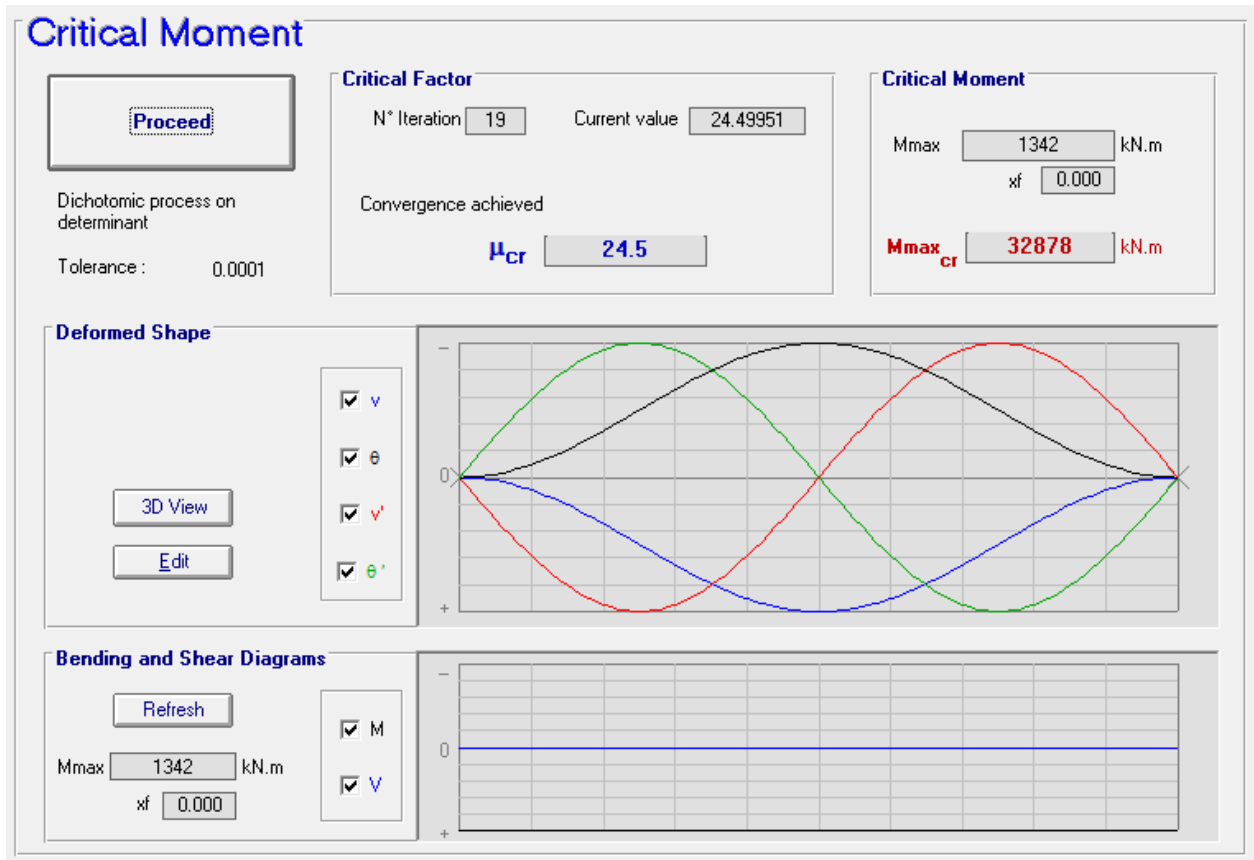


Figura 8.4 Stabilità torsionale - caso simmetrico - def. critica associata

La valutazione preliminare degli effetti della stabilità laterale torsionale viene effettuata con riferimento ai criteri contenuti in EN 1993-1-1 cap. 6.3.2.2.(1)), valutando la snellezza adimensionalizzata, effettiva λ_{LT} e di base $\lambda_{Lt,0}$. Per le verifiche si fa riferimento, a favore di sicurezza, alla curva di stabilità "d" (welded "I" sections, $h/b > 2$)

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Traversi Pila-Spalla				
f_y	355	Mpa	$M_{cr,LT,min}$	32878.00 kNm
W	2.41E+07	mm ³	M_{Ed}	1342.00 kNm
			$M_{Ed}/M_{cr,LT}$	0.04
Curva imperf. (tab. 6.3)				
α_{LT}	0.76		λ_{LT}	0.51
			λ_{LTO}	0.4
			λ_{LTO}^2	0.16

Risultando $M_{Ed}/M_{cr,LT,min} < \lambda_{LTO}^2$, si può concludere che è possibile ignorare gli effetti dell'instabilità torsionale nelle verifiche del profilo (EN1993-1-1 6.3.2.2(4)).

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

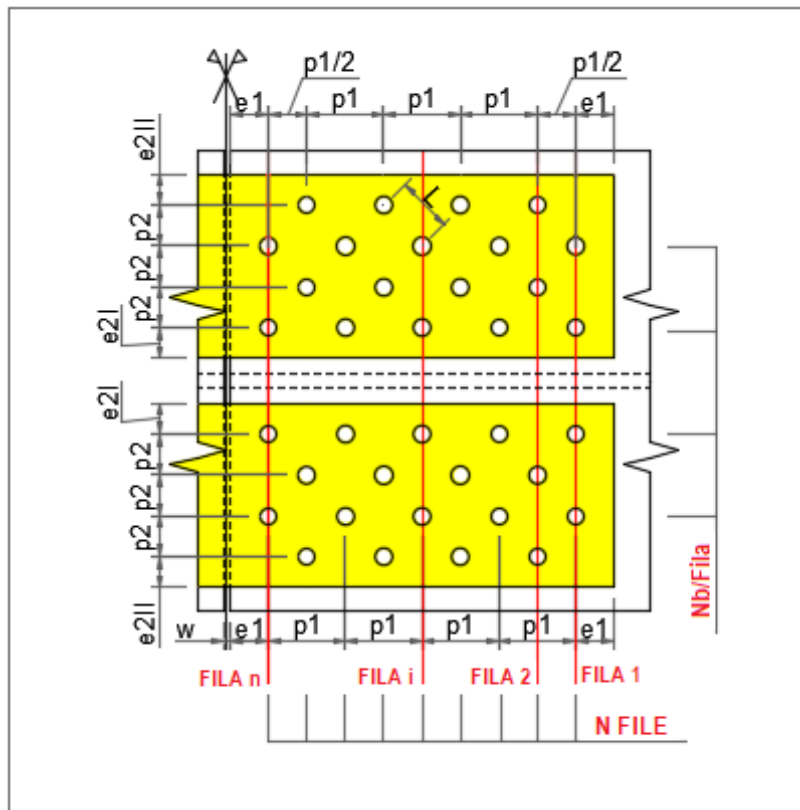
8.2.3 Verifica del Giunto bullonato

Materiali

Bulloni		Piatti	
Classe	10.9	t ≤ 40 mm	t > 40 mm
<input checked="" type="radio"/> Taglio su parte filettata		fu (N/mm ²)	510 / 470
<input type="radio"/> Taglio su parte non filettata		fy (N/mm ²)	355 / 335
Resistenza allo scorcimento		Coefficienti di sicurezza	
ks	1	γ _{M2}	1.25
μ	0.3	γ _{M3,SLU}	1.25
		γ _{M3,SLE}	1.1

Geometria del giunto

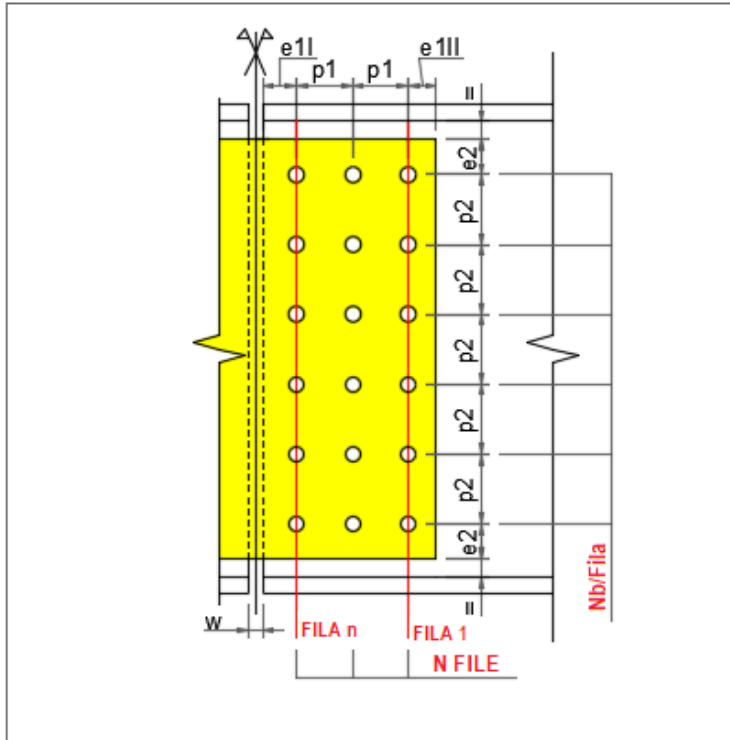
FLANGIA SUPERIORE ED INFERIORE



Bulloni	
N file	8
Nb/fila	2
d (mm)	24
d0 (mm)	25.5
Distanze \ Interassi	
e1 (mm)	50
p1 (mm)	80
e2I (mm)	40
e2II (mm)	40
p2 (mm)	70
Piatti d'imbottitura	
t SX (mm)	0
t DX (mm)	0
Piatti interni \ esterni	
t (mm)	30

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

ANIMA



Bulloni

N file	2
Nb/fila	16
d (mm)	24
d0 (mm)	25.5

Distanze \ Interassi

e1I (mm)	50
e1II (mm)	50
p1 (mm)	70
e2 (mm)	50
p2 (mm)	70
w (mm)	10

Piatti d'imbottitura

t SX (mm)	0
t DX (mm)	0

Piatti interni \ esterni

t (mm)	20
--------	----

L'esito delle verifiche è riassunto nella tabella seguente.

Comb.	Comp.	FvEd/FvRd	FbEd/FbRd	VEd/VpIRd	N-MEd/N-MRd	VED/VplpRd	N-MEd/N-MpRd
SLU, Mmin	Ali sup.	0.146	0.066	-	0.154	-	0.14
	Anima	0.252	0.174	0.069	0.24	0.054	0.217
	Ali inf.	0.18	0.082	-	0.177	-	0.153

Comb.	Comp.	FvEd/FsRd
SLE c., Mmin	Ali sup.	0.215
	Anima	0.291
	Ali inf.	0.131

Comb. combinazione di progetto
 Comp. componenti da collegare; ali superiori, anima, ali inferiori
 F_{vEd}/F_{vRd} coefficiente di utilizzo a taglio dei bulloni (SLU, Cat. A e B)
 F_{bEd}/F_{bRd} coefficiente di utilizzo a rifollamento di piatti-profilo (SLU, Cat. A, B e C)
 V_{Ed}/V_{pIRd} coefficiente di utilizzo a taglio dei piatti coprigiunto d'anima (SLU)
 $N-M_{Ed}/N-M_{pRd}$ coefficiente di utilizzo a presso flessione dei piatti coprigiunto (SLU)
 F_{vEd}/F_{sRd} coefficiente di utilizzo a scorrimento dei bulloni (SLE caratteristica, Cat. B o SLU, Cat. C)
 $N-M_{Ed}/N-M_{RD}$ coefficiente di utilizzo a trazione su area netta profilo (SLU, Cat. C)

9. VERIFICA A FESSURAZIONE IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Si assume come limite dell'apertura delle fessure $w_k=0.2$ mm, in accordo a NTC2008 par. 4.1.2.2.4.5 Tabella 4.1.IV, per ambiente tipo XF4 (Molto aggressivo).

9.1 AREA MINIMA

Ai fini del controllo della fessurazione, si calcola l'area minima di armatura prevista da EN 1994-2 7.4.2. (1).

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s$$

In cui si pone

$$k_s = 0.9$$

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} + 0.3 \leq 1.0$$

coefficiente che tiene conto della distribuzione di tensioni nella sezione immediatamente prima della fessurazione

z_0 = distanza tra i baricentri della soletta non fessurata e della sezione omogeneizzata in fase 3 e non fessurata

A_{ct} = area della soletta in trazione per effetto dei carichi diretti e del ritiro immediatamente prima della fessurazione (per semplicità si assume l'area dell'intera soletta)

σ_s = massima tensione di trazione nelle armature dopo la formazione delle fessure, assunta pari ad f_{yk} .

Il calcolo di A_{smin} ed il relativo confronto con A_{sreale} viene effettuato in automatico, con riferimento alle armature effettivamente presenti entro la larghezza efficace di volta in volta prevista per le varie sezioni; il risultato è riportato nella tabella seguente.

Sezione	z0 fase3 (mm)	kc	Act (mm^2)	As,min (mm^2)	As,reale (mm^2)	Verifica (As min)
C1_1	447	1	1355712	6722	17746	SI
C1_2	446	1	1359888	6743	17801	SI
C1_3	444	1	1368888	6787	17919	SI
C1_4	441	1	1382088	6853	18091	SI
C1_13	441	1	1382088	6853	18091	SI
C1_15	444	1	1368888	6787	17919	SI
C1_16	446	1	1359888	6743	17801	SI
C1_17	447	1	1355712	6722	17746	SI
C2_5	611	1	1382088	6853	18091	SI
C2_6	606	1	1398000	6932	18300	SI
C2_8	606	1	1398000	6932	18300	SI
C2_10	606	1	1398000	6932	18300	SI
C2_12	606	1	1398000	6932	18300	SI
C2_14	611	1	1382088	6853	18091	SI
C3_7	636	1	1398000	6932	18300	SI
C3_9	636	1	1398000	6932	18300	SI
C3_11	636	1	1398000	6932	18300	SI

9.2 CONTROLLO DELLA FESSURAZIONE PER CARICHI INDIRETTI

La verifica a fessurazione, per carichi indiretti, è eseguita secondo il seguente schema, ricavando la tensione nell'armatura σ_s a partire dalla formula inversa utilizzata per determinare l'area minima di armatura. Quindi in funzione del diametro equivalente e della ampiezza caratteristica ammessa delle fessure (ϕ^* , w_k), ed in funzione del passo e dell'ampiezza (p , w_k) si ricava la massima tensione ammissibile nell'armatura σ_{amm} confrontata con σ_s .

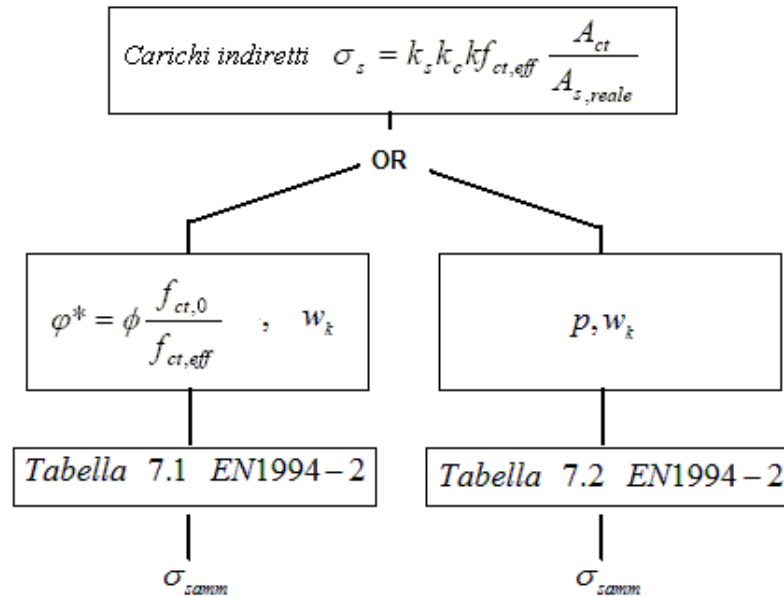


Tabella 9.1: Schema per la verifica a fessurazione per carichi indiretti

Nella tabella in seguente si riportano i relativi risultati, con il seguente significato dei simboli utilizzati.

fimax/pmax	diametro massimo/passaggio massimo in millimetri dell'armatura superiore ed inferiore della soletta
Sigc rara	tensione massima nel calcestruzzo all'estradosso della soletta per la combinazione SLE caratteristica
Stato (c. rara)	stato della sezione per la combinazione SLE caratteristica; <i>Fessurata</i> se Sig c rara > 2*fctm, altrimenti <i>Non fessurata</i>
Sig,s	tensione nell'armatura quando la sezione si fessura; valore riportato solo se lo stato della sezione è <i>Fessurata</i>
Fi*	ϕ^* diametro massimo per ricavare dalla Tabella 7.1, EN 1994-2, 7.4.2 la tensione ammissibile Sig am(Fi)
Sig am(Fi)	Tensione ammissibile che garantisce il controllo dell'ampiezza delle fessure al di sotto di w_k per un diametro Fi^* , ricavata dalla Tabella 7.1
Sig am (p)	Tensione ammissibile che garantisce il controllo dell'ampiezza delle fessure al di sotto di w_k per un passo massimo p , ricavata dalla Tabella 7.2, EN 1994-2, 7.4.2
Verifica (carichi indiretti)	Esito della verifica, che applica solo se la sezione è fessurata

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Sezione	fimax/ pmax	Sigc rara (N/mm2)	Stato (c. rara)	Sig,s (N/mm2)	Fi* (mm)	Sig am(Fi) (N/mm2)	Sig am (p) (N/mm2)	Verifica (carichi indiretti)
C1_1	20\200	1.24	Non Fess.	----	18.72	188	160	----
C1_2	20\200	1.15	Non Fess.	----	18.72	188	160	----
C1_3	20\200	0.85	Non Fess.	----	18.72	188	160	----
C1_4	20\200	0.5	Non Fess.	----	18.72	188	160	----
C1_13	20\200	0.58	Non Fess.	----	18.72	188	160	----
C1_15	20\200	0.88	Non Fess.	----	18.72	188	160	----
C1_16	20\200	1.15	Non Fess.	----	18.72	188	160	----
C1_17	20\200	1.33	Non Fess.	----	18.72	188	160	----
C2_5	20\200	0.72	Non Fess.	----	18.72	188	160	----
C2_6	20\200	0.39	Non Fess.	----	18.72	188	160	----
C2_8	20\200	0.36	Non Fess.	----	18.72	188	160	----
C2_10	20\200	0.37	Non Fess.	----	18.72	188	160	----
C2_12	20\200	0.53	Non Fess.	----	18.72	188	160	----
C2_14	20\200	0.8	Non Fess.	----	18.72	188	160	----
C3_7	20\200	0.51	Non Fess.	----	18.72	188	160	----
C3_9	20\200	0.45	Non Fess.	----	18.72	188	160	----
C3_11	20\200	0.51	Non Fess.	----	18.72	188	160	----

9.3 CONTROLLO DELLA FESSURAZIONE PER CARICHI DIRETTI

La verifica a fessurazione, per carichi diretti, è eseguita secondo il seguente schema, calcolando la tensione nelle armature per la combinazione frequente delle azioni:

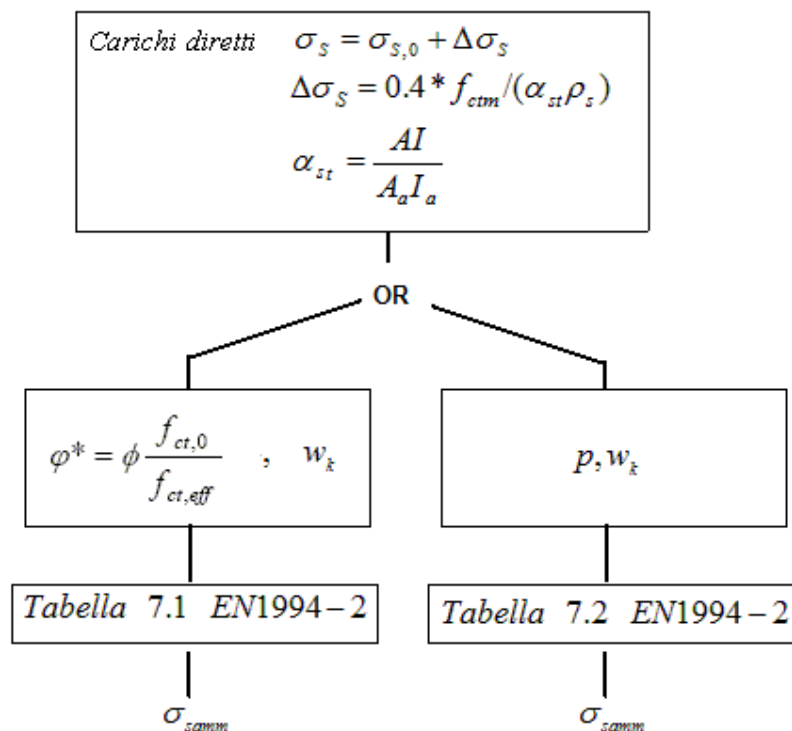


Tabella 9.2: Schema per la verifica a fessurazione per carichi diretti

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Nella tabella in seguente si riportano i relativi risultati, con il seguente significato dei simboli utilizzati.

fimax/pmax	diametro massimo/passo massimo in millimetri dell'armatura superiore ed inferiore della soletta
Fi*	ϕ^* diametro massimo per ricavare dalla Tabella 7.1, EN 1994-2, 7.4.2 la tensione ammissibile Sig am(Fi)
Sig am(Fi)	Tensione ammissibile che garantisce il controllo dell'ampiezza delle fessure al di sotto di wk per un diametro Fi*, ricavata dalla Tabella 7.1
Sig am (p)	Tensione ammissibile che garantisce il controllo dell'ampiezza delle fessure al di sotto di wk per un passo massimo p, ricavata dalla Tabella 7.2, EN 1994-2, 7.4.2
Sigs max freq	Massima tensione nell'armatura per la combinazione SLE frequente
Tension stiff.	Incremento di tensione per effetto del "Tension stiffening"
Sgs+DSig	Tensione totale Sigs max freq+ Tension stiff.
Verifica (carichi diretti)	Esito della verifica, che applica solo se la tensione massima rilevata nell'armatura è di trazione

Sezione	fimax/pmax	Fi* (mm)	Sig am(Fi) (N/mm ²)	Sig am (p) (N/mm ²)	Sigs max freq (N/mm ²)	Tension stiff. (N/mm ²)	Sgs+DSig	Verifica (carichi diretti)
C1_1	20\200	18.72	188	160	0	63	63	SI (0.34)
C1_2	20\200	18.72	188	160	-5	----	----	----
C1_3	20\200	18.72	188	160	-15	----	----	----
C1_4	20\200	18.72	188	160	-27	----	----	----
C1_13	20\200	18.72	188	160	-28	----	----	----
C1_15	20\200	18.72	188	160	-15	----	----	----
C1_16	20\200	18.72	188	160	-5	----	----	----
C1_17	20\200	18.72	188	160	1	63	65	SI (0.34)
C2_5	20\200	18.72	188	160	-22	----	----	----
C2_6	20\200	18.72	188	160	-33	----	----	----
C2_8	20\200	18.72	188	160	-39	----	----	----
C2_10	20\200	18.72	188	160	-39	----	----	----
C2_12	20\200	18.72	188	160	-33	----	----	----
C2_14	20\200	18.72	188	160	-23	----	----	----
C3_7	20\200	18.72	188	160	-35	----	----	----
C3_9	20\200	18.72	188	160	-38	----	----	----
C3_11	20\200	18.72	188	160	-35	----	----	----

10.VERIFICA SOLETTA IN CALCESTRUZZO

La soletta in calcestruzzo ha la primaria funzione di elemento di ripartizione delle azioni trasmesse dagli elementi giacenti sul piano stradale sugli elementi principali dell'ossatura metallica. Essa collabora inoltre alla statica longitudinale dell'impalcato, costituendo, tramite l'azione degli elementi di connessione, parte integrante della sezione resistente; questo comportamento è stato analizzato ai capitoli precedenti.

Nel presente capitolo si studia il comportamento della soletta nella sua funzione di elemento ripartitore, con particolare riferimento alla statica trasversale, ed al dimensionamento delle relative armature.

La soletta in calcestruzzo viene posta in opera con l'ausilio di "predalles" prefabbricate, formate da elementi al lastra in calcestruzzo, armati mediante tralicci elettrosaldati, destinati a sostenere il getto del calcestruzzo.

Ai fini delle verifiche, si effettua il dimensionamento delle predalles, calibrando opportune fasi di getto allo scopo di limitare il quadro tensionali negli elementi resistenti della predalla, e di contenere le deformazioni permanenti indotte dal getto del calcestruzzo fresco.

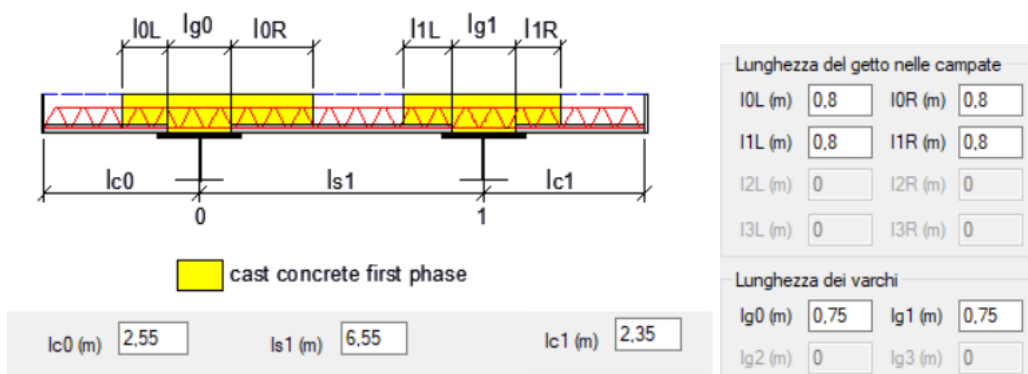
La verifica in esercizio della soletta verrà effettuata considerando lo spessore complessivo del getto + predalla, per un totale di 30 cm, trascurando cautelativamente la presenza delle armature longitudinali della predalla, ed ipotizzando l'azione del peso proprio direttamente sull'elemento finale.

Nei capitoli a seguire, si studia la statica trasversale della soletta.

10.1 VERIFICA DELLE PREDALLE

La soletta poggia su due travi principali ad interasse 6,55 m, si prevede di utilizzare delle predalle con uno sbalzo variabile da 2,55 m a 2,35 m per la carreggiata destra e da 2,45 m a 2,25 m per la carreggiata sinistra, si effettua la verifica per la sola carreggiata destra e si estendono i risultati a quella sinistra.

- fase 1: viene gettata la zona fra travi principali secondo lo schema che segue.



- fase 2: viene gettata la parte residua degli sbalzi della soletta.
- Fase 3 viene gettato il cordolo

Il viadotto è sghembo di circa 20° le predalle saranno posizionate parallelamente alle testate del viadotto, per tenere in conto di questo i coefficienti di utilizzazione delle verifiche devono essere inferiori a $\text{Cos}(20^\circ)=0.93$ in quanto la armatura efficace in direzione ortogonale alle travi longitudinali è ridotta del fattore 0.93 rispetto a quella disposta in obliquo.

Il varco sopra le travi viene considerato con la sua lunghezza in obliquo di 750 mm a fronte dei 700 mm in ortogonale.

Oltre al peso del getto, per uno spessore di 240 mm, ed al peso della predalle, si tiene conto dei seguenti ulteriori carichi:

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Carichi permanenti e di servizio	
Incremento spessore calcestruzzo (mm)	0
Carico estremità sbalzo (Fase 1) (kN/m)	0
Carico estremità sbalzo (Fase 2) (kN/m)	1,75
Carico di servizio durante il getto (kN/mq)	1,5

La sezione trasversale delle predalle prefabbricate è riportata di seguito.

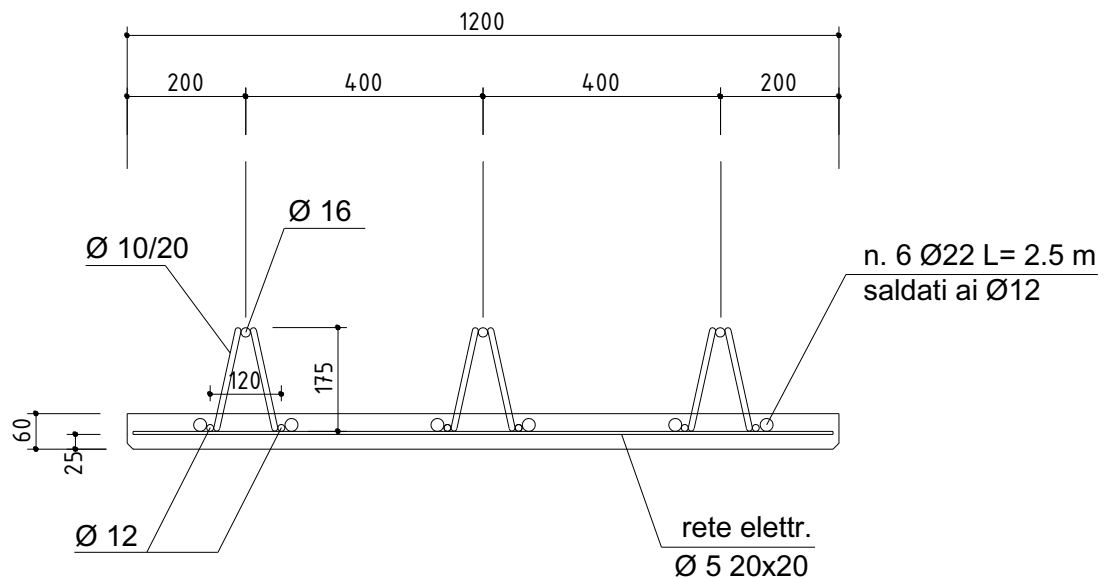


Figura 10.1: Sezione trasversale predalle

Appoggio minimo predalle su ala superiore trave in carpenteria .100 mm

Il comportamento della predalle in fase 1 è stato schematizzato come trave semplicemente appoggiata, mentre in fase 2 si è ipotizzato un vincolo di incastro agli appoggi.

Nelle figure seguenti si riportano le sollecitazioni mediante diagrammi ed i coefficienti di utilizzo (u.r.) per le sezioni analizzate.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

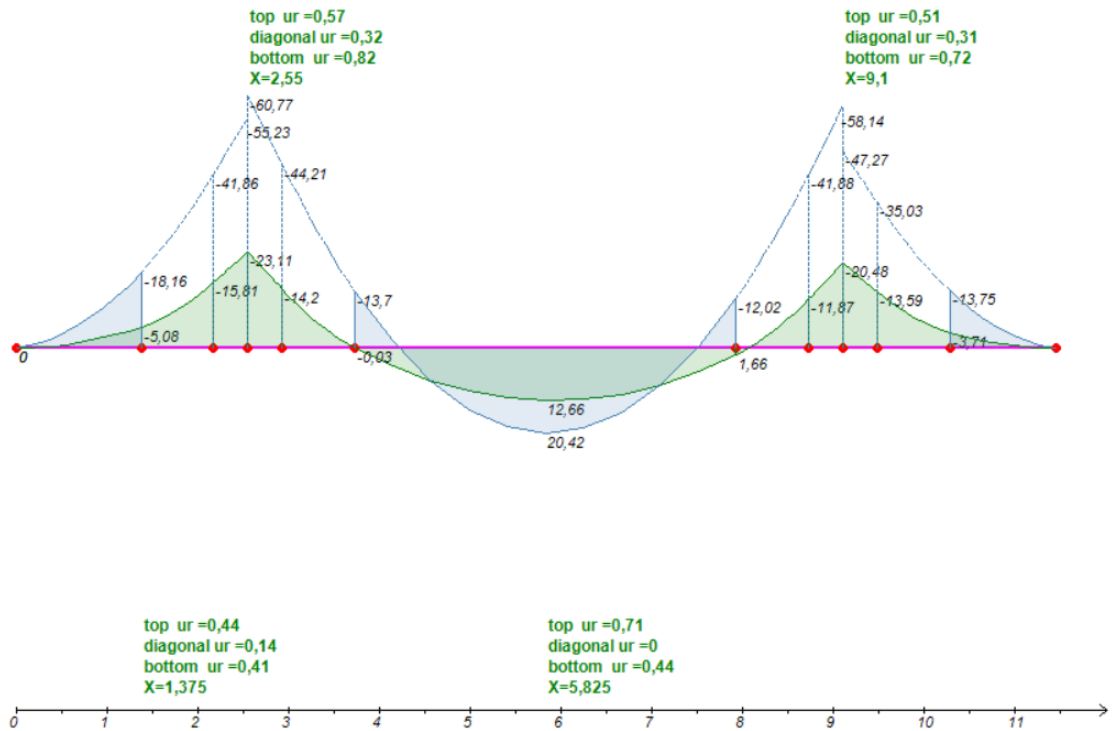


Figura 10.2: Diagrammi dei momenti flettenti nelle varie fasi ed esito verifiche

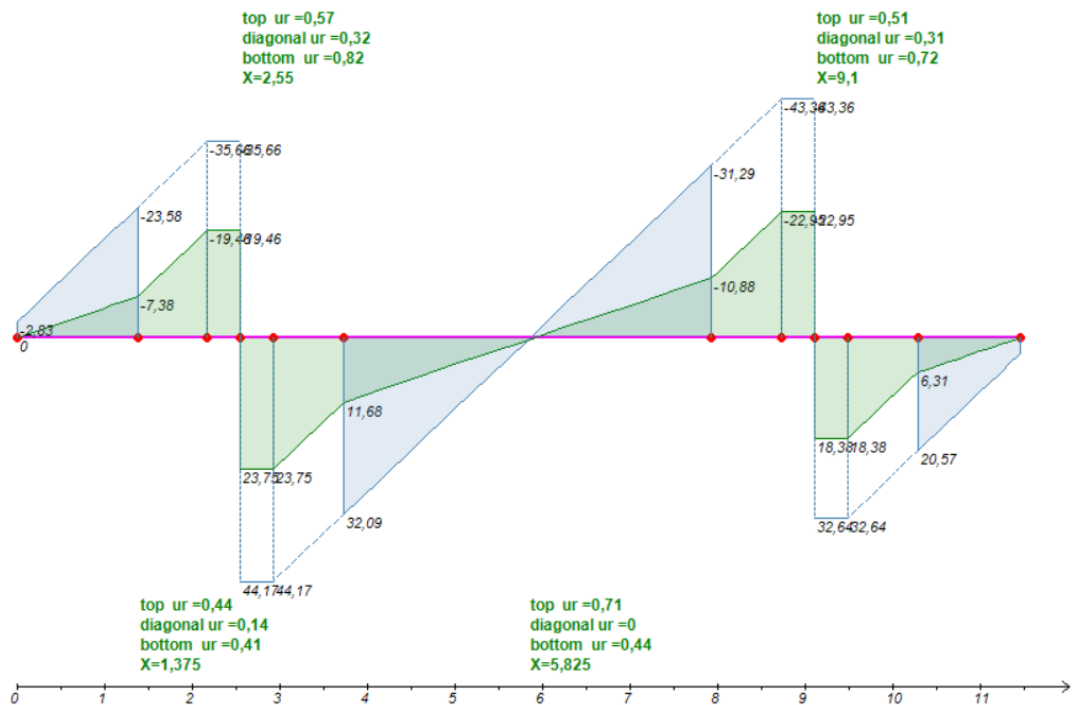
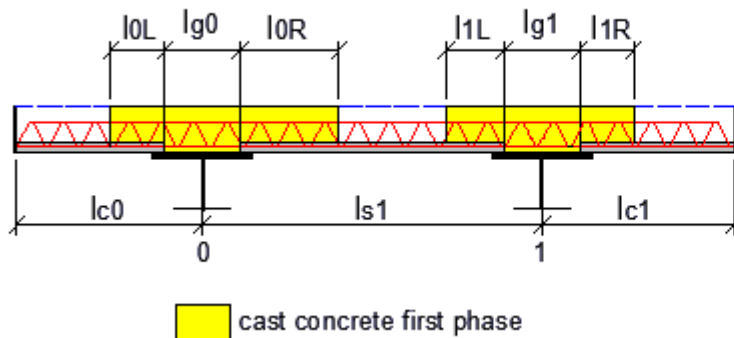


Figura 10.3: Diagrammi del taglio nelle varie fasi ed esito verifiche

Seguono i tabulati con i dettagli del calcolo.

GEOMETRIA



Numero di sbalzi: 2
 Numero di campate: 1
 Luce della campata 1: $ls1=6,55$ m
 Lunghezza dello sbalzo di sinistra: $lc0=2,55$ m
 Lunghezza dello sbalzo di destra: $lc1=2,35$ m
 Varco tra le predalle su appoggio 0: $lg0=0,75$ m
 Varco tra le predalle su appoggio 1: $lg1=0,75$ m
 Tipologia di getto in 1^ fase: Getto del calcestruzzo in corrispondenza degli appoggi
 Lunghezza del getto a SX dell'appoggio 0: $l0L=0,8$ m
 Lunghezza del getto a DX dell'appoggio 0: $l0R=0,8$ m
 Lunghezza del getto a SX dell'appoggio 1: $l1L=0,8$ m
 Lunghezza del getto a DX dell'appoggio 1: $l1R=0,8$ m

PREDALLE

Spessore della predalle: $hcf=60$ mm
 Larghezza della predalle: $wpred=1200$ mm
 Numero di trallicci: $Nt=3$
 Altezza fuori tutto del traliccio: $htot=175$ mm
 Diametro delle barre del corrente superiore: $dtop=16$ mm
 Diametro delle barre del corrente inferiore: $dbot=12$ mm
 Diametro delle barre diagonali: $ddiag=10$ mm
 Passo degli elementi diagonali: $sdiag=200$ mm
 Interasse fra le barre del corrente inferiore: $sdbot=120$ mm
 Lunghezza delle saldature sul corrente superiore: $lwt=10$ mm
 Lunghezza delle saldature sul corrente inferiore: $lwb=10$ mm
 Copriferro: $c=25$ mm
 Numero di barre aggiuntive agli appoggi (intera predalle): $Nab=6$
 Diametro delle barre aggiuntive: $dab=22$ mm
 Momento di inerzia flessionale delle predalle: $Jypred=1,157E+8$ mm⁴ ($yG=37,68$ mm)
 Momento di inerzia flessionale della soletta: $Jyslab=2,7E+9$ mm⁴

MATERIALI

ACCIAIO
 Tensione di snervamento caratteristica: $fyk=450$ N/mm²
 Coefficiente di sicurezza per la resistenza: $\gamma_{M0}=1,05$
 Coefficiente di sicurezza per la stabilita': $\gamma_{M1}=1,1$

CARICHI CARATTERISTICI

Peso predalle: $1,978$ kN/m
 Spessore del getto: $hcc=240$ mm
 Sovrappessore del getto: $Dhcc=0$ mm
 Peso totale del getto: $7,2$ kN/m
 Carico di estremità sbalzo in fase 1: 0 kN/m
 Carico di estremità sbalzo in fase 2: $1,75$ kN/m
 Sovraccarico accidentale in esecuzione: $1,5$ kN/m² => $1,8$ kN/m

Deduzione del peso del getto dai varchi: SI

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

Coeff. per carichi permanenti: 1,35 (SLU)

Coeff. per carichi di servizio: 1,5 (SLU)

Coeff. per carichi permanenti: 1 (SLS)

Coeff. per carichi di servizio: 1 (SLS)

VERIFICA SLU PER SEZIONE APPOGGIO 0

Coefficiente di utilizzo del corrente superiore: 0,573

Coefficiente di utilizzo dei diagonali: 0,319

Coefficiente di utilizzo del corrente inferiore: 0,816

SOLLECITAZIONI

Momento flettente $M_{Ed} = -23,111$ kNm (Intera predalle)

Taglio $V_{Ed} = 23,753$ kN (Intera predalle)

Ascissa $X = 2,55$ m

DETTAGLI CORRENTE SUPERIORE

Sforzo di trazione agente $N_{Ed} = 49,382$ kN

Sforzo normale resistente a trazione $N_{tRd} = N_{plRd} = 86,169$ kN rif. EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6)

DETTAGLI DIAGONALE

Sforzo di compressione agente $N_{Ed} = -4,754$ kN

Sforzo normale resistente a compressione $N_{bRd} = 14,895$ kN rif. EN 1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)

Coefficiente $\chi = 0,464$

Coefficiente $\eta = 1,38$ rif. EN 1993-1-1 6.3.1.2(4)

Lunghezza libera di inflessione $l_0 = 193,352$ mm

Snellezza adimensionale $\lambda_{dasgn} = 1,14$

Fattore di imperfezione (curva c) $\alpha = 0,49$ rif. EN 1993-1-1 Tabella 6.1

Carico critico elastico $N_{cr} = 27,214$ kN

DETTAGLI CORRENTE INFERIORE

Strato di armature efficaci: Barre aggiuntive

Sforzo di compressione agente $N_{Ed} = -24,691$ kN

Sforzo normale resistente a compressione $N_{bRd} = 30,266$ kN rif. EN 1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)

Coefficiente $\chi = 0,195$

Coefficiente $\eta = 2,962$ rif. EN 1993-1-1 6.3.1.2(4)

Lunghezza libera di inflessione $l_0 = 750$ mm

Snellezza adimensionale $\lambda_{dasgn} = 2,009$

Fattore di imperfezione (curva c) $\alpha = 0,49$ rif. EN 1993-1-1 Tabella 6.1

Carico critico elastico $N_{cr} = 42,37$ kN

VERIFICA SLU PER SEZIONE APPOGGIO 1

Coefficiente di utilizzo del corrente superiore: 0,508

Coefficiente di utilizzo dei diagonali: 0,308

Coefficiente di utilizzo del corrente inferiore: 0,723

SOLLECITAZIONI

Momento flettente $M_{Ed} = -20,479$ kNm (Intera predalle)

Taglio $V_{Ed} = 22,95$ kN (Intera predalle)

Ascissa $X = 9,1$ m

DETTAGLI CORRENTE SUPERIORE

Sforzo di trazione agente $N_{Ed} = 43,759$ kN

Sforzo normale resistente a trazione $N_{tRd} = N_{plRd} = 86,169$ kN rif. EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6)

DETTAGLI DIAGONALE

Sforzo di compressione agente $N_{Ed} = -4,594$ kN

Sforzo normale resistente a compressione $N_{bRd} = 14,895$ kN rif. EN 1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)

Coefficiente $\chi = 0,464$

Coefficiente $\eta = 1,38$ rif. EN 1993-1-1 6.3.1.2(4)

Lunghezza libera di inflessione $l_0 = 193,352$ mm

Snellezza adimensionale $\lambda_{dasgn} = 1,14$

Fattore di imperfezione (curva c) $\alpha = 0,49$ rif. EN 1993-1-1 Tabella 6.1

Carico critico elastico $N_{cr} = 27,214$ kN

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

DETTAGLI CORRENTE INFERIORE

Sforzo di armature efficaci: Barre aggiuntive
Sforzo di compressione agente NEd = -21,879 kN
Sforzo normale resistente a compressione NbRd = 30,266 kN rif. EN 1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)
Coefficiente $\chi = 0,195$
Coefficiente $\eta = 2,962$ rif. EN 1993-1-1 6.3.1.2(4)
Lunghezza libera di inflessione $l_0 = 750$ mm
Snellezza adimensionale $\lambda_{\text{dasgn}} = 2,009$
Fattore di imperfezione (curva c) $\alpha = 0,49$ rif. EN 1993-1-1 Tabella 6.1
Carico critico elastico Ncr = 42,37 kN

VERIFICA SLU PER SEZIONE CAMPATA (MEd max)

Coefficiente di utilizzo del corrente superiore: 0,709
Coefficiente di utilizzo dei diagonali: 0
Coefficiente di utilizzo del corrente inferiore: 0,436

SOLLECITAZIONI

Momento flettente MEd = 20,416 kNm (Intera predalle)
Taglio VEd = 0 kN (Intera predalle)
Ascissa X = 5,825 m

DETTAGLI CORRENTE SUPERIORE

Sforzo di compressione agente NEd = -42,27 kN
Sforzo normale resistente a compressione NbRd = 59,612 kN rif. EN 1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)
Coefficiente $\chi = 0,725$
Coefficiente $\eta = 0,867$ rif. EN 1993-1-1 6.3.1.2(4)
Lunghezza libera di inflessione $l_0 = 190$ mm
Snellezza adimensionale $\lambda_{\text{dasgn}} = 0,7$
Fattore di imperfezione (curva c) $\alpha = 0,49$ rif. EN 1993-1-1 Tabella 6.1
Carico critico elastico Ncr = 184,698 kN

DETTAGLI DIAGONALE

Sforzo di trazione agente NEd = 0 kN
Sforzo normale resistente a trazione NtRd=NpIRd= 33,66 kN rif. EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6)

DETTAGLI CORRENTE INFERIORE

Sforzo di trazione agente NEd = 21,135 kN
Sforzo normale resistente a trazione NtRd=NpIRd= 48,47 kN rif. EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6)

VERIFICA SLU PER SEZIONE CAMPATA (MEd min)

Coefficiente di utilizzo del corrente superiore: 0,436
Coefficiente di utilizzo dei diagonali: 0,14
Coefficiente di utilizzo del corrente inferiore: 0,406

SOLLECITAZIONI

Momento flettente MEd = -18,164 kNm (Intera predalle)
Taglio VEd = -23,585 kN (Intera predalle)
Ascissa X = 1,375 m

DETTAGLI CORRENTE SUPERIORE

Sforzo di trazione agente NEd = 37,606 kN
Sforzo normale resistente a trazione NtRd=NpIRd= 86,169 kN rif. EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6)

DETTAGLI DIAGONALE

Sforzo di trazione agente NEd = 4,721 kN
Sforzo normale resistente a trazione NtRd=NpIRd= 33,66 kN rif. EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6)

DETTAGLI CORRENTE INFERIORE

Sforzo di compressione agente NEd = -18,803 kN
Sforzo normale resistente a compressione NbRd = 46,267 kN rif. EN 1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)
Coefficiente $\chi = 1$
Coefficiente $\eta = 0,451$ rif. EN 1993-1-1 6.3.1.2(4)
Lunghezza libera di inflessione $l_0 = 0$ mm
Snellezza adimensionale $\lambda_{\text{dasgn}} = 0$
Fattore di imperfezione (curva c) $\alpha = 0,49$ rif. EN 1993-1-1 Tabella 6.1

Carico critico elastico $N_{cr} = +\text{Infinito kN}$

SPOSTAMENTI (SLS)

FASE 1

Spostamento minimo = -0,4 mm, $X=9,635$ m

Spostamento massimo = 7,5 mm, $X=5,825$ m

FASE 1 + FASE 2 (Rotazione agli appoggi bloccata)

Spostamento minimo = 0 mm, $X=0$ m

Spostamento massimo = 0 mm, $X=0$ m

10.2 VERIFICA IN FASE DI ESERCIZIO

Per il calcolo statico della soletta è stato sviluppato un modello locale con elementi shell, considerandone una porzione di lunghezza 20 m.

All'interfaccia soletta-travi principali viene introdotto un vincolo di appoggio.

Vengono studiate due sezioni trasversali dell'impalcato:

- Sezione di "bordo"
- Sezione "corrente"

In queste sezioni vengono analizzati i punti:

- in asse alla trave longitudinale dove si prevede il "massimo" momento flettente positivo
- in campata fra le due travi longitudinali dove si prevede il "minimo" momento flettente negativo

Di seguito si riporta una figura della geometria del modello.

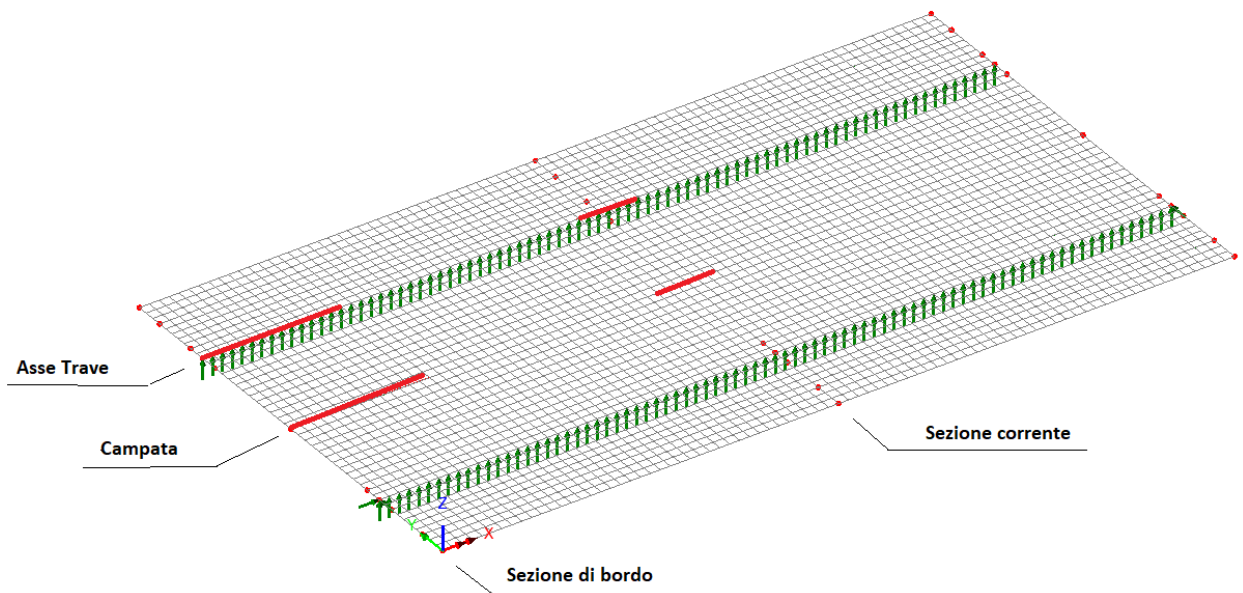


Figura 10.4: Geometria del modello con i vincoli ed evidenziati i punti oggetto di analisi

10.2.1 Analisi dei carichi

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni locali, si è tenuto conto dei seguenti contributi di carico

Pesi propri

Si è tenuto conto del peso proprio della soletta in calcestruzzo, di spesso pari a 30 cm.

Ai fini delle verifiche locali, si considera il peso proprio della soletta agire direttamente sull'elemento, inteso monolitico, di spessore complessivo di 30 cm, trascurando a favore di sicurezza la fasizzazione.

Sovraccarichi permanenti

Si sono considerati i medesimi contributi di carico assunti per la verifica globale dell'impalcato, rimandando, per ulteriori dettagli al capitolo specifico.

Azioni variabili da traffico

Si sono considerati i modelli di carico previsti dalla vigente normativa, ovvero i carichi dello schema LM1 ed LM2 posizionati in modo da determinare i momenti flettenti minimi in campata ed il momento flettente massimo in asse trave longitudinale, sia nella zona di bordo che nella zona corrente della soletta. Per l'LM1 il software, in base alle superfici di influenza, determina automaticamente le posizioni dei carichi più sfavorevoli; per LM2 vengono considerate le 3 seguenti posizioni possibili in zona corrente e di bordo:

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

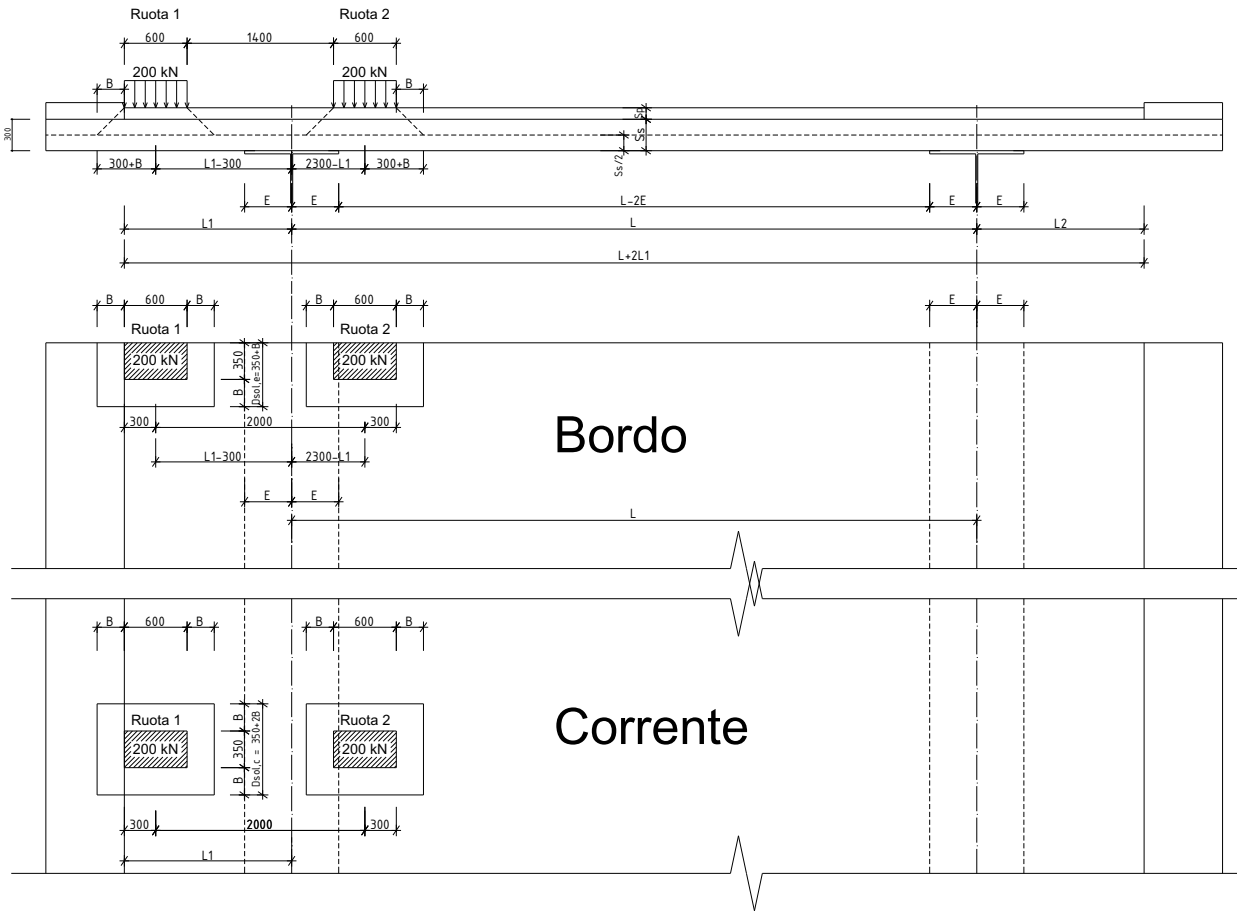


Figura 10.5: Pos. 1 carico da traffico LM2 per calcolo azioni flettenti

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

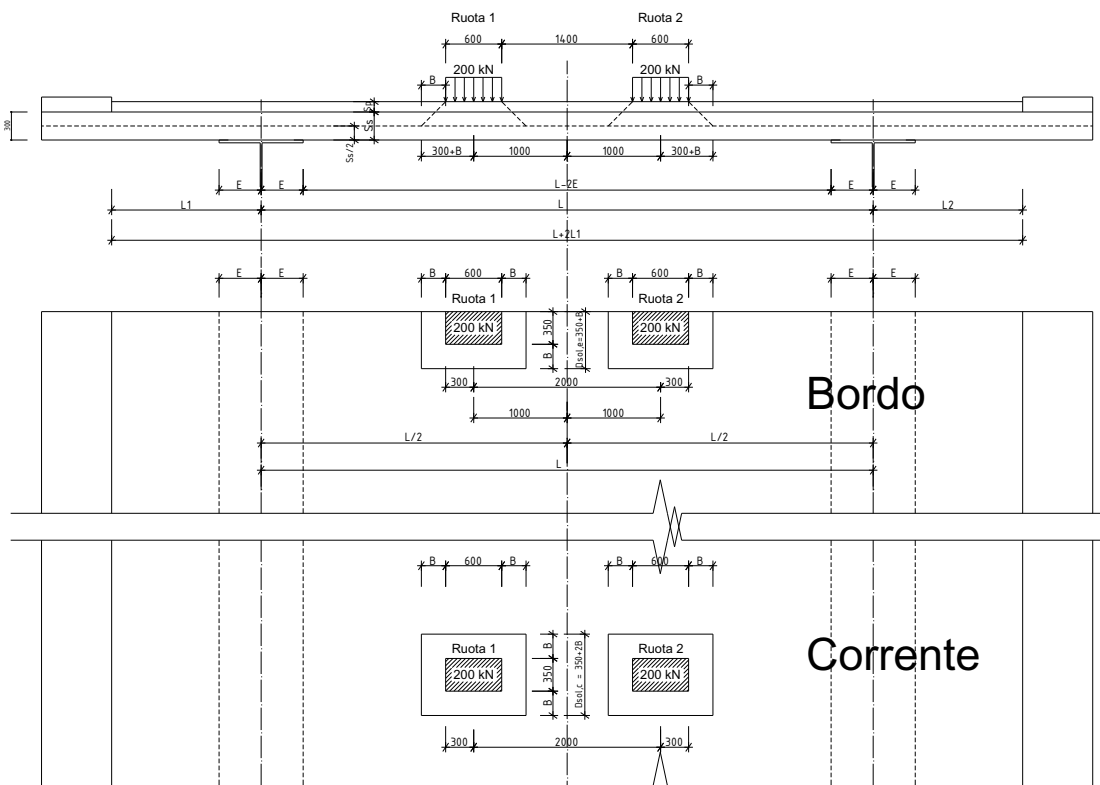


Figura 10.6: Pos. 2 carico da traffico LM2 per calcolo azioni flettenti

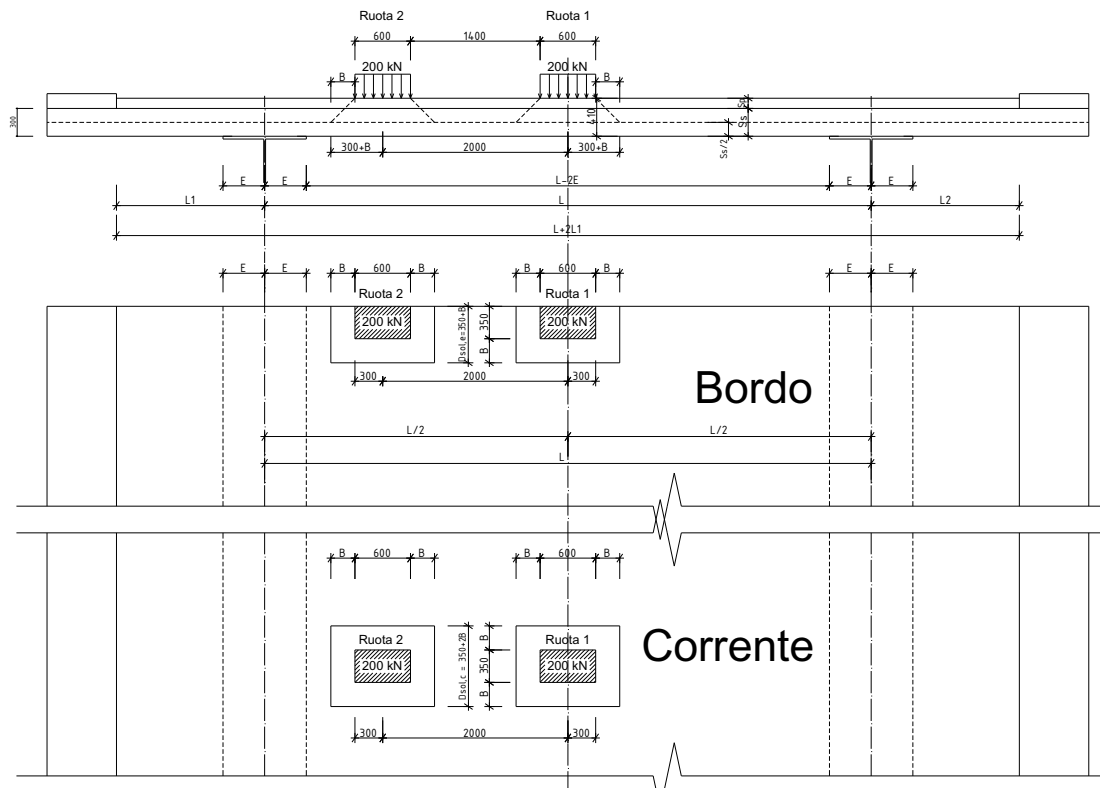


Figura 10.7: Pos. 3 carico da traffico LM2 per calcolo azioni flettenti

Azione del vento sugli elementi marginali

Si è considerata l'azione del vento agente in direzione trasversale (+/-Y) su veicolo, a ponte carico (Vento_Y), applicato nel seguente modo:

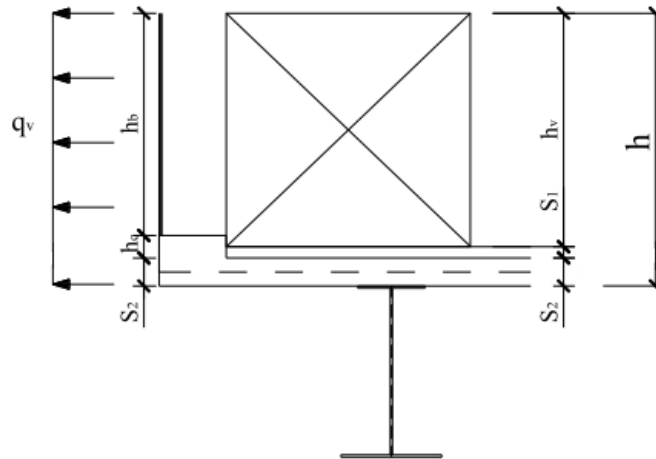


Figura 10.8: Altezze di calcolo per il vento

Nel presente caso l'altezza della sagoma del veicolo è dominante per cui il vento, avente una intensità di 1.747 kN/m^2 , viene applicato su una altezza $h = h_v + S_1 + S_2 = 3 + 0.11 + 0.3 = 3.41 \text{ m}$; il momento risultante viene applicato alla punta della soletta, la forza risultante di entità inferiore ai 10 kN/m viene trascurata.

Urto

Si è valutato l'effetto indotto sulla soletta da parte dell'urto dei veicoli sulla barriera di sicurezza.

Tale effetto è stato valutato sia in asse alla sezione "corrente" sia in corrispondenza del "bordo" della porzione di soletta, ed è simulato attraverso l'introduzione di azioni concentrate di entità pari a $100 / 50 \text{ kN}$ applicate con le modalità indicate in figura:

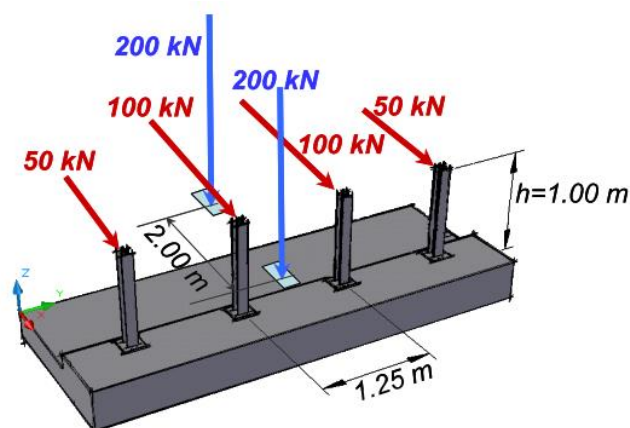


Figura 10.9: Schema di azioni per l'urto dei veicoli

Le suddette condizioni di carico elementari sono state combinate con i coefficienti di cui al paragrafo 5 per il calcolo delle sollecitazioni di progetto di Stato limite ultimo e di esercizio.

In particolare, si è assunta, nella condizione di urto, la presenza concomitante di un asse del veicolo LM2 accostato al cordolo laterale.

Le azioni variabili da traffico sono state inoltre amplificate di un coefficiente dinamico pari ad 1.3 in corrispondenza della zona di bordo.

10.2.2 Sollecitazioni di calcolo allo SLU e allo SLE

Le sollecitazioni di momento per unità di lunghezza presenti sul modello FEM nella sezione "corrente" vengono integrate in favore di sicurezza su una sezione di larghezza pari ad 1,25 metri (pari all'interasse dei montanti della barriera)

Le sollecitazioni di momento per unità di lunghezza presenti sul modello FEM nella sezione di "bordo" vengono integrate, in accordo a quanto previsto dalle linee guida ANAS, su una larghezza di 350 cm, pari alla larghezza lorda del carico LM1 ($A=160$ cm) + la larghezza di diffusione del carico fino alla mezzeria della soletta ($B=11$ pavim. + 15 metà soletta=26 cm) + $\frac{1}{4}$ della luce L fra le travi longitudinali ($C=655/4=164$ cm).

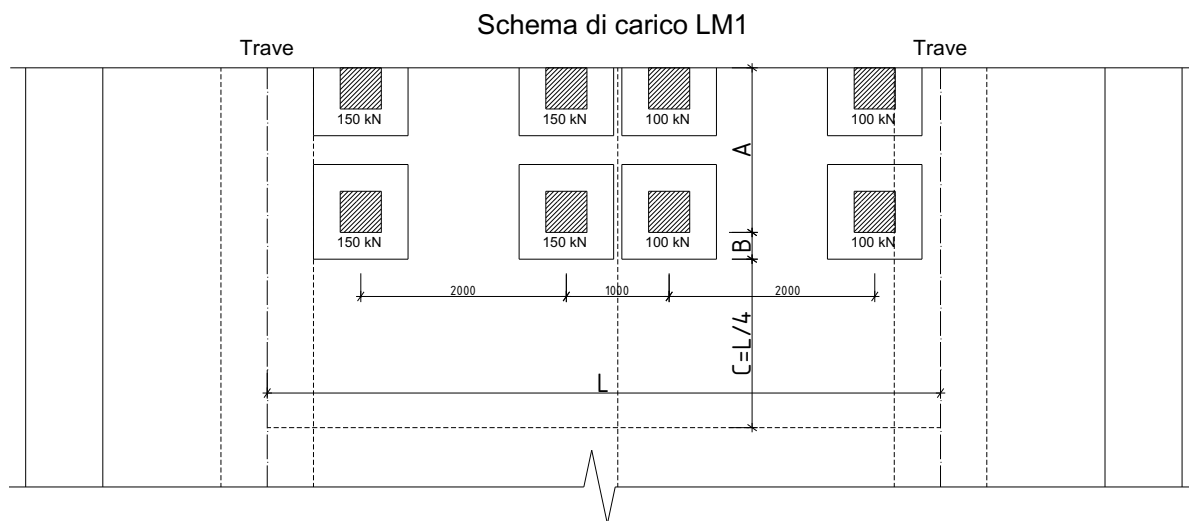


Figura 10.10: Schema per individuare la larghezza di integrazione, per la verifica a flessione delle sezioni di "bordo"

Le massime sollecitazioni di taglio lato sbalzo e lato campata, vengono invece ricavate da modelli analitici, posizionando le impronte dei carichi concentrati più gravosi diffusi a 45° fino a metà della soletta, nelle posizioni più vicine possibili al filo dell'ala della piattabanda superiore assunta come sezione di verifica.

La verifica a taglio viene effettuata nella sezione "cornete" e in quella di "bordo"; il taglio in questa ultima è sicuramente più grande di quello nella sezione "corrente" dove la larghezza di redistribuzione degli stessi carichi è più grande e non è applicata l'amplificazione dinamica.

Il filo della piattabanda superiore della trave in acciaio, è posizionato ad $E=45$ cm dall'asse della trave, verso lo sbalzo o la campata; la verifica viene effettuata nella sezione più sollecitata fra le due.

Nel presente caso la sezione più sollecitata è quella di destra, lato campata, con carico LM1 posizionato con due corsie fra le travi, con l'asse 1 della corsia 1 posizionato a filo ala, lato campata.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Le sollecitazioni di taglio al metro lineare derivano dalla distanza di ogni gruppo di carichi dalla sezione di verifica, come indicato nelle Linee guida Anas.

Ad esempio per l'asse 1 del carico tandem, il più vicino alla sezione di "bordo" di verifica, la lunghezza su cui la azione si ridistribuisce, è pari a $F1=232$ cm, pari alla larghezza lorda del carico LM1 ($A=160$ cm) + la larghezza di diffusione del carico fino alla mezzeria della soletta ($B=11$ pavim. + 15 metà soletta=26 cm) + distanza dell'asse del tandem dalla sezione di verifica ($D=46$ cm), analogamente si ricavano le lunghezze F_i su cui si ridistribuisce l'azione di taglio.

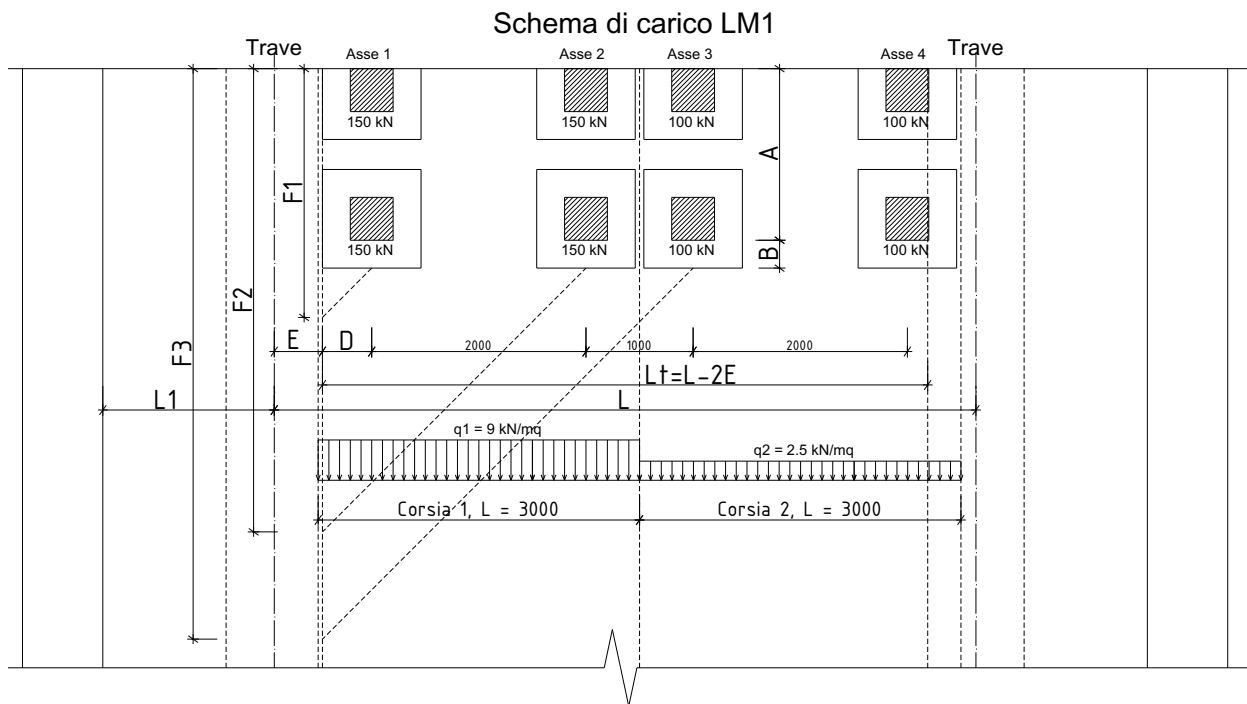


Figura 10.11: Schema per individuare la larghezza di distribuzione della azioni, per la verifica a taglio delle sezioni di "bordo"

Di seguito il calcolo del taglio sollecitante massimo $F_z (=V_{Ed})$ in appoggio, lato campata, derivante dal carico LM1 in campata, per la sezione di "bordo" e per la sezione "corrente" (il contributo dell'asse 4 risulta trascurabile).

Luce di taglio $L_t =$												
	Q_{ik} (kN)	Dist. da app. d (m)	A (m)	B (m)	D (m)	F_i (m)	$Q_{ik} * (L-d) / L / F_i$	cd	γ SLU	SLU	T SLU (kN/m)	
Tandem asse 1	300	0.46	1.6	0.26	0.46	2.32	118.78 kN/m	1.3	1.35	160.36	208.46	
Tandem asse 2	300	2.46	1.6	0.26	2.46	4.32	39.21 kN/m	1.3	1.35	52.93	68.81	
Tandem asse 3	200	3.46	1.6	0.26	3.46	5.32	14.57 kN/m	1.3	1.35	19.67	25.57	
UDL 1	26.6	1.48					19.66 kN/m	1.3	1.35	26.54	34.51	
UDL 2	6.7	4.305					1.60 kN/m	1.3	1.35	2.16	2.81	
T perm							28.65 kN/m	1	1.35	38.67	38.67	
T totale										300.34	378.83	

Tabella 10.1: Calcolo taglio massimo sezione di bordo

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Luce di taglio Lt= 5.65 m											
	Q_{ik} (kN)	Dist. da app. d (m)	A (m)	2B (m)	2D (m)	F_i (m)	$Q_{ik}*(L-d)/L/F_i$	cd	γ SLU	SLU	T SLU (kN/m)
Tandem asse 1	300	0.46	1.6	0.52	0.92	3.04	90.65 kN/m	1	1.35	122.38	122.38
Tandem asse 2	300	2.46	1.6	0.52	4.92	7.04	24.06 kN/m	1	1.35	32.48	32.48
Tandem asse 3	200	3.46	1.6	0.52	6.92	9.04	8.58 kN/m	1	1.35	11.58	11.58
UDL 1	26.6	1.48					19.66 kN/m	1	1.35	26.54	26.54
UDL 2	6.7	4.305					1.60 kN/m	1	1.35	2.16	2.16
T perm							28.65 kN/m	1	1.35	38.67	38.67
T totale										233.81	233.81

Tabella 10.2: Calcolo taglio massimo sezione corrente

I carichi da traffico LM2 posizionati sullo sbalzo determinano un taglio inferiore rispetto al carico LM1 posizionato in campata.

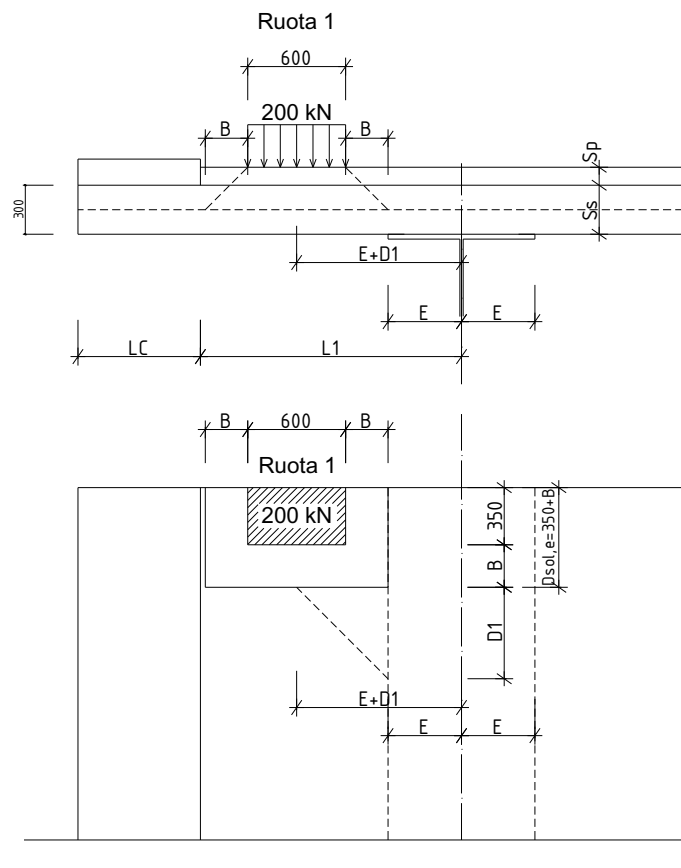


Figura 10.12: Schema di carico per il calcolo del taglio massimo in appoggio, lato sbalzo

Si ha in questo caso un taglio massimo pari a 335.19 kN/m (< 378.83 kN/m) nella zona di bordo (considerando nell'ordine carico ruota, soletta, pavimentazione, cordolo, barriera, veletta):

$$V_{Ed} = [(Q_k * cd / (D1 + B + 0.35)) + (p_{sol} * (Lc + L1 - E)) + (p_{pav} * (L1 - E)) + (p_{cord} * Lc) + p_{barr} + p_{vel}] * \gamma_{SLU}$$

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

B [m]	D1 [m]	Lc [m]	L1 [m]	E [m]	cd
0.26	0.56	0.75	1.80	0.45	1.3
Q _k [kN]	p _{sol} [kN/m ²]	p _{pav} [kN/m ²]	p _{cord} [kN/m ²]	p _{barr} [kN/m]	p _{vel} [kN/m]
200.00	7.50	2.64	4.00	2.00	1.75
Tk (kN/m)		γ SLU	V _{Ed,SLU} (kN/m)		
248.29		1.35	335.19		

Nella zona corrente si ha invece:

$$V_{Ed} = [(Q_k / (2 * D1 + 2 * B + 0.35)) + (p_{sol} * (Lc + L1 - E)) + (p_{pav} * (L1 - E)) + (p_{cord} * Lc) + p_{barr} + p_{vel}] * \gamma_{SLU}$$

2*B [m]	2*D1 [m]	Lc [m]	L1 [m]	E [m]	cd
0.52	1.12	0.75	1.80	0.45	1
Q _k [kN]	p _{sol} [kN/m ²]	p _{pav} [kN/m ²]	p _{cord} [kN/m ²]	p _{barr} [kN/m]	p _{vel} [kN/m]
200.00	7.50	2.64	4.00	2.00	1.75
Tk (kN/m)		γ SLU	V _{Ed,SLU} (kN/m)		
126.57		1.35	170.86		

Nella tabella seguente vengono riportati i valori delle sollecitazioni massime, agenti su sezioni larghe 1 m, derivanti dalle operazioni descritte in precedenza; per il taglio viene riportato il valore massimo fra la sezione in appoggio trave lato sbalzo e lato campata.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

	Sezione \ fascia	Larghezza b di integrazione (m)	Sforzo normale	Momento My su b [kN*m]	Sforzo normale	Momento My su 1 m [kN*m]	Taglio Fz su 1 m [kN]
			Fx su b [kN] (+ traz.)		Fx su 1 m [kN] (+ traz.)		
SLU fond.	Appoggio tr. princ. \ corrente	1.25	-	259.20	-	207.36	233.81
	Appoggio tr. princ. \ bordo	3.5	-	977.60	-	279.31	378.83
	Campata \ corrente	1.25	-	-247.30	-	-197.84	-
	Campata \ bordo	3.5	-	-1217.30	-	-347.80	-
SLU eccez.	Appoggio tr. princ. \ corrente	1.25	64.83	166.60	51.86	133.28	-
	Appoggio tr. princ. \ bordo	3.5	248.90	545.20	71.11	155.77	-
SLE caratt.	Appoggio tr. princ. \ corrente	1.25	-	191.20	-	152.96	-
	Appoggio tr. princ. \ bordo	3.5	-	721.80	-	206.23	-
	Campata \ corrente	1.25	-	-181.30	-	-145.04	-
	Campata \ bordo	3.5	-	-896.40	-	-256.11	-
SLE freq.	Appoggio tr. princ. \ corrente	1.25	-	143.90	-	115.12	-
	Appoggio tr. princ. \ bordo	3.5	-	538.10	-	153.74	-
	Campata \ corrente	1.25	-	-121.40	-	-97.12	-
	Campata \ bordo	3.5	-	-618.00	-	-176.57	-

Tabella 10.3: Sollecitazioni di progetto nei vari SL

Nelle immagini di seguito, si riportano le mappature delle sollecitazioni per unità di lunghezza (momenti in N*m/m, sforzi assiali in N/m) per una generica fascia "corrente" di soletta.

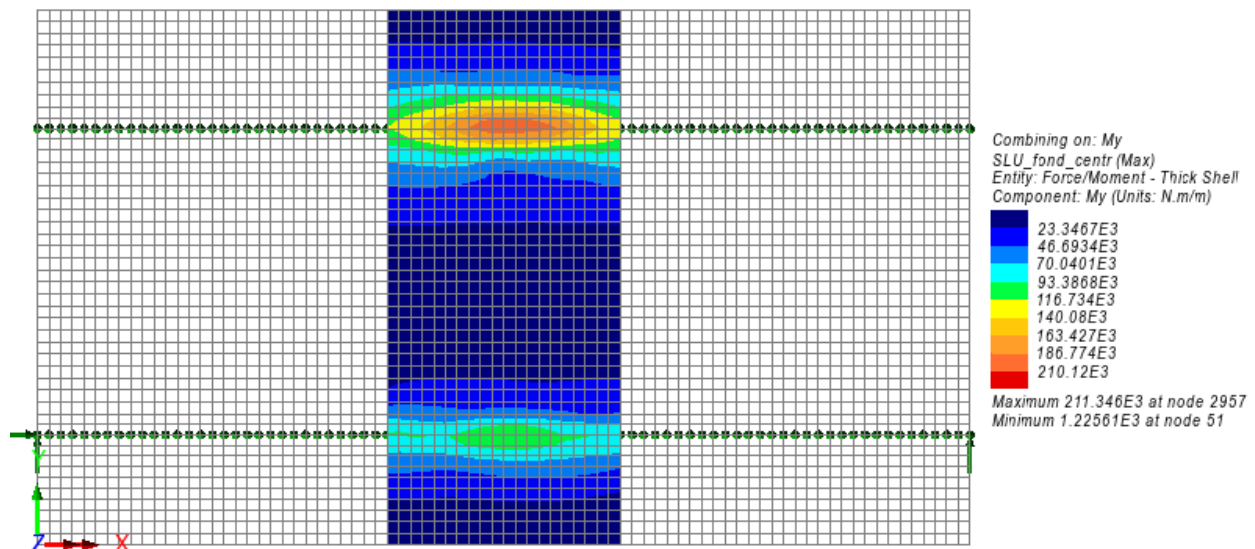


Figura 10.13: SLU fondamentale – Momento My (max)

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

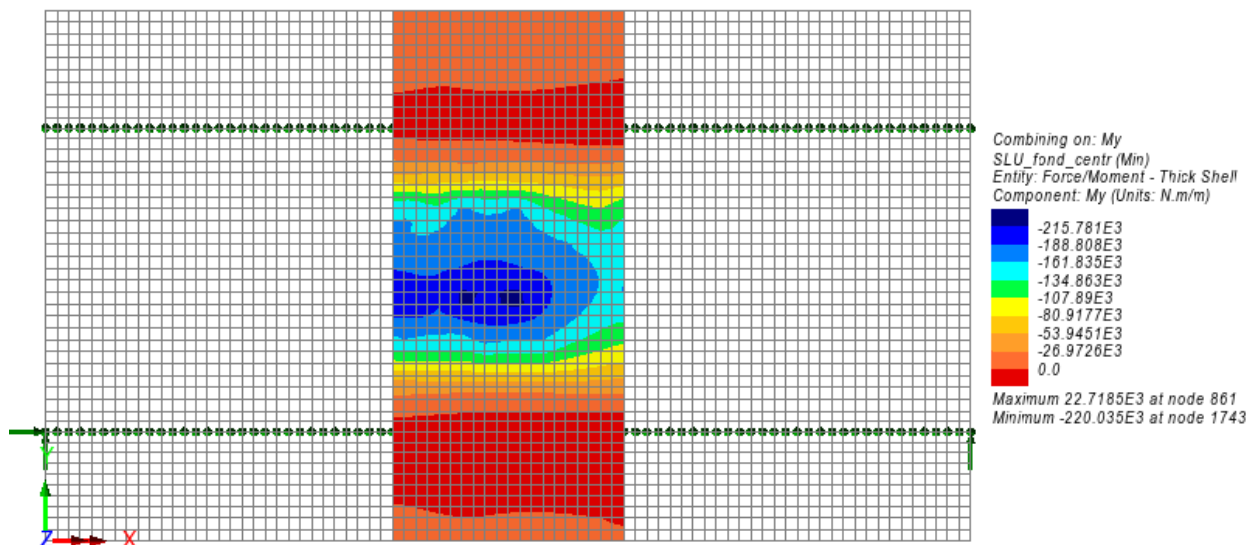


Figura 10.14: SLU fondamentale – Momento My (min)

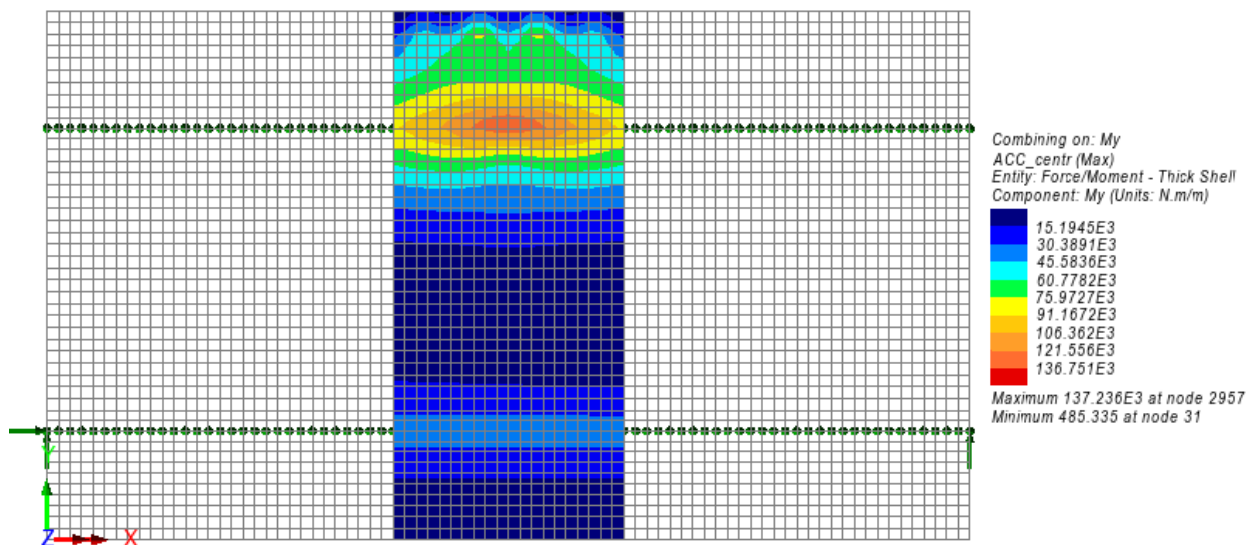


Figura 10.15: SLU eccezionale – Momento My (max)

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

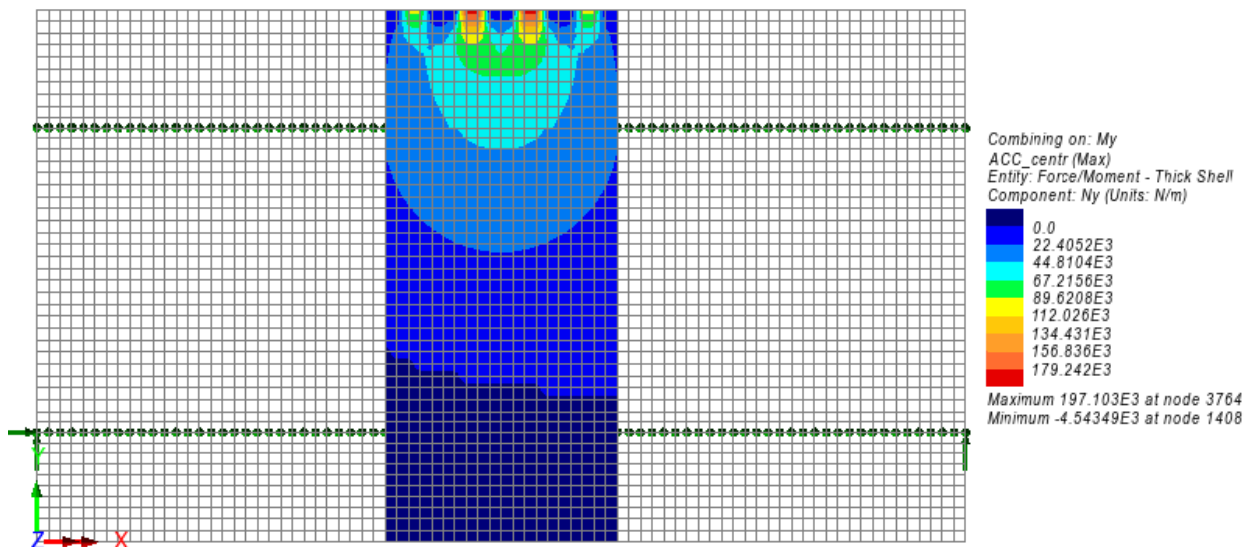


Figura 10.16: SLU eccezionale – Sforzo assiale Ny (max)

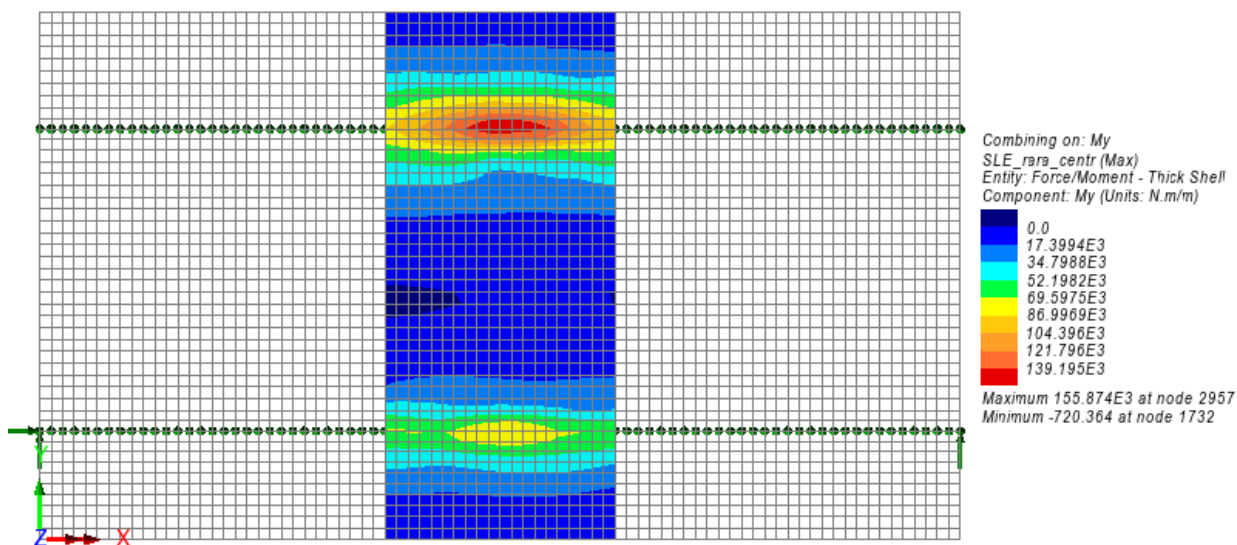


Figura 10.17: SLE rara – Momento My (max)

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

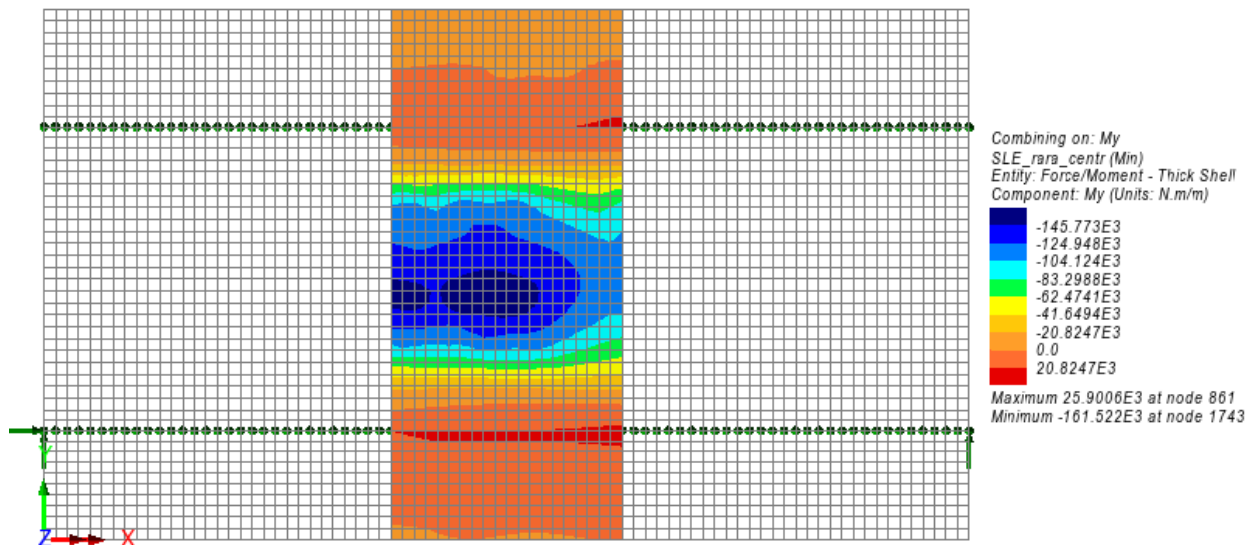


Figura 10.18: SLE rara – Momento My (min)

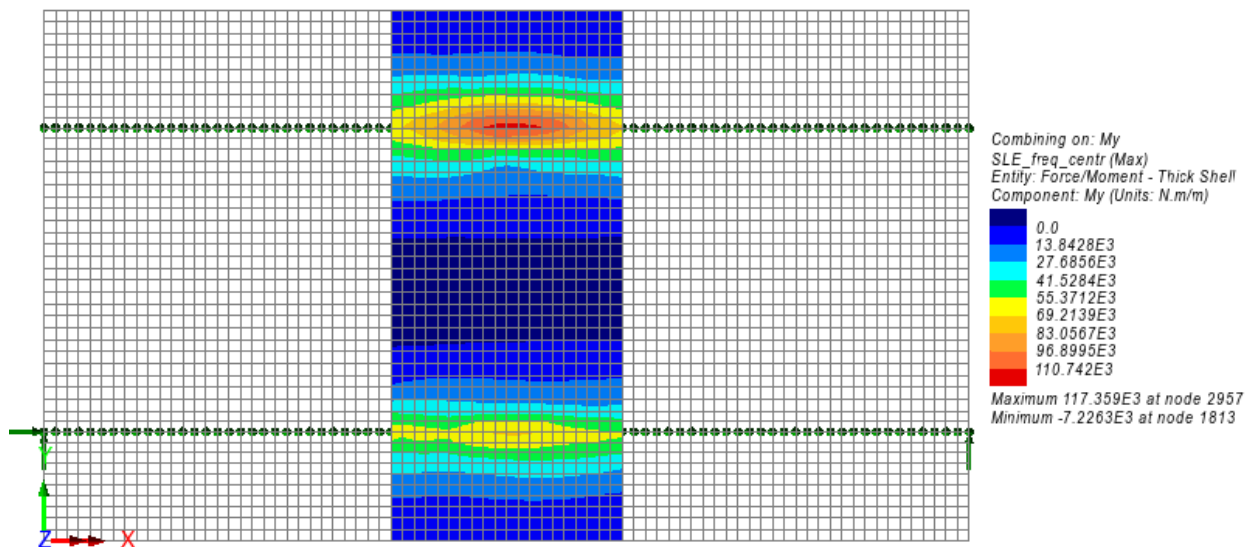


Figura 10.19: SLE frequente – Momento My (max)

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

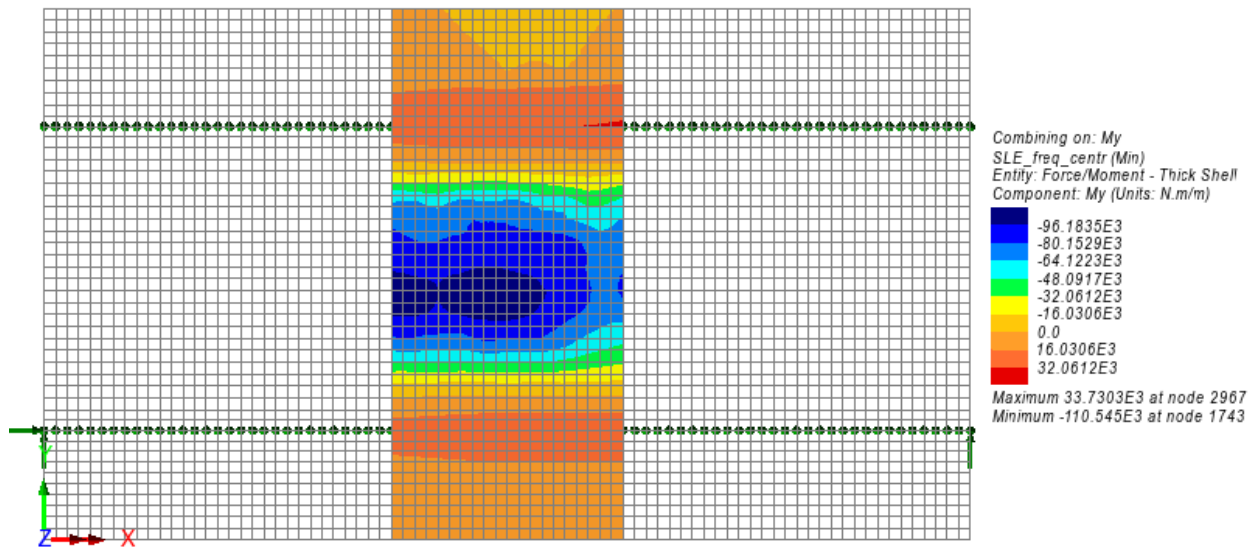


Figura 10.20: SLE frequente – Momento My (min)

Nelle immagini di seguito, si riportano i momenti My massimi e minimi in N*m allo SLU fondamentale, integrati su 1.25 m nella fascia "corrente" di soletta.

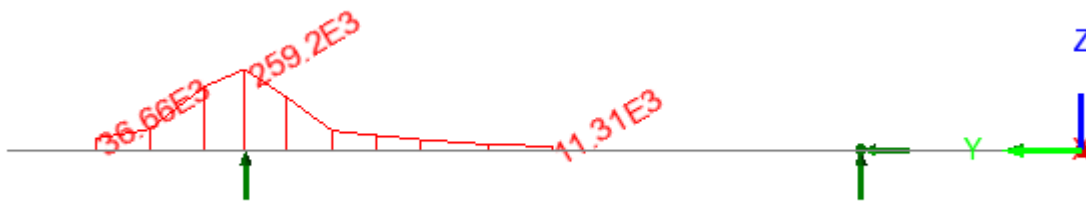


Figura 10.21: SLU fondamentale – Momento My integrato su 1.25 m (max)

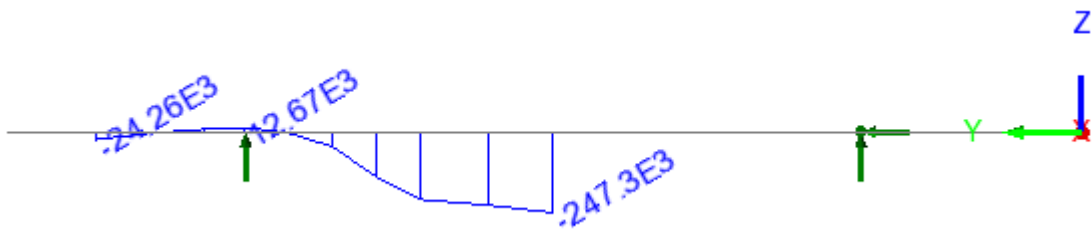


Figura 10.22: SLU fondamentale – Momento My integrato su 1.25 m (min)

Nelle immagini di seguito, si riportano le mappature delle sollecitazioni per unità di lunghezza (momenti in N*m/m, sforzi assiali in N/m) per una fascia di soletta in corrispondenza del bordo.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

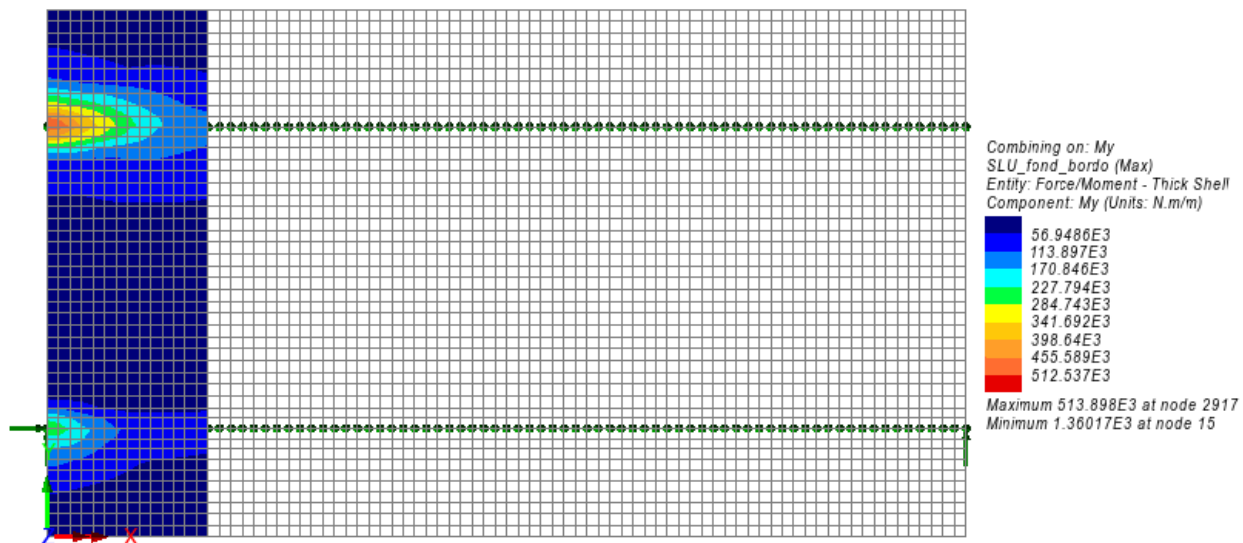


Figura 10.23: SLU fondamentale – Momento My (max)

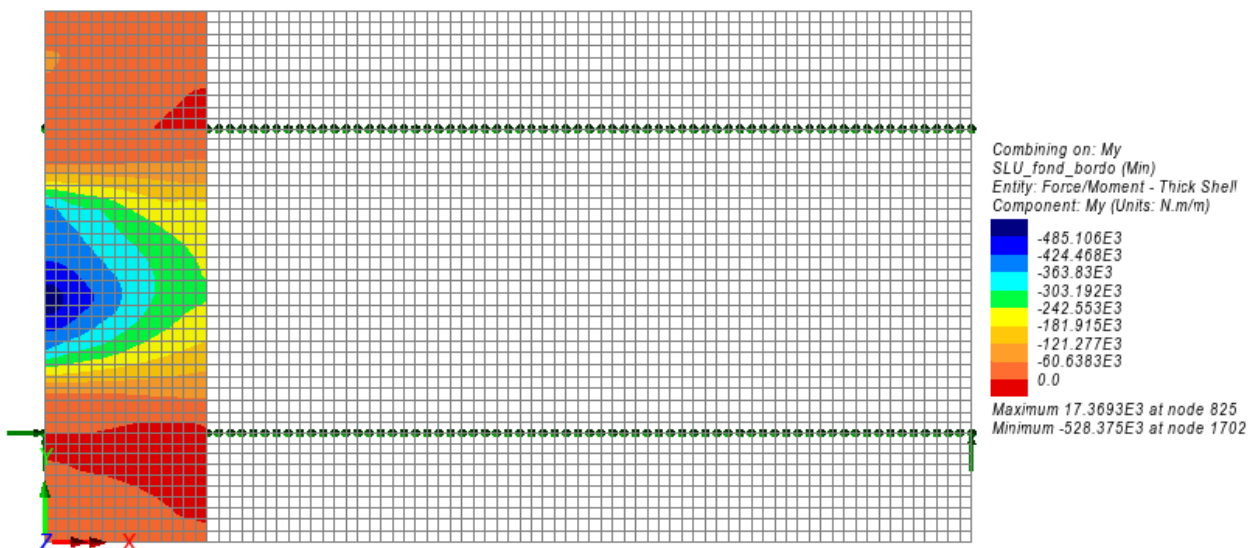


Figura 10.24: SLU fondamentale – Momento My (min)

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

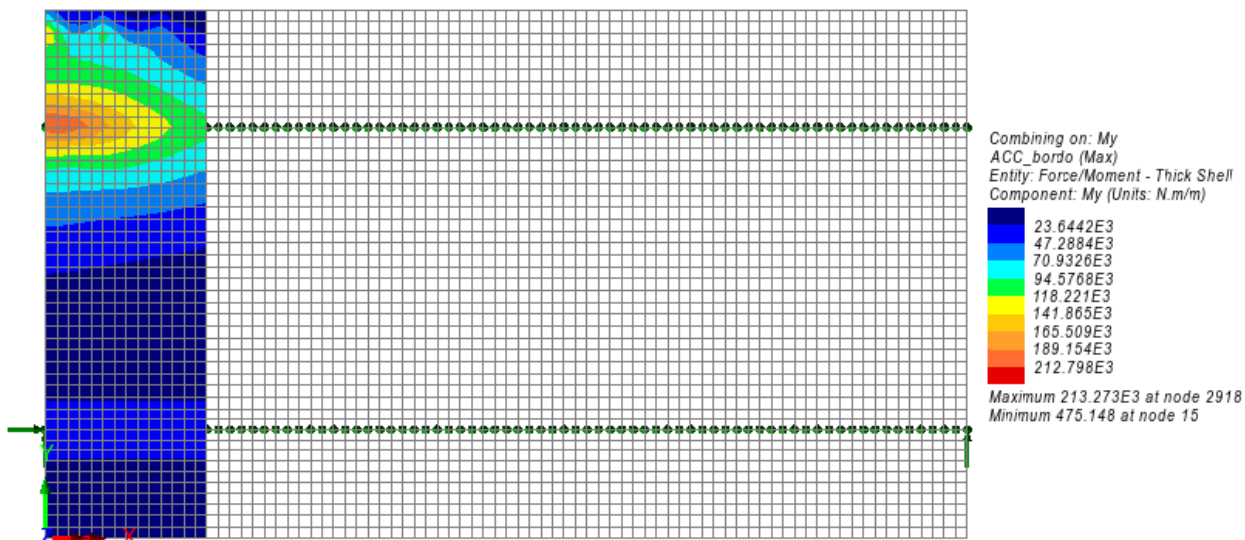


Figura 10.25: SLU eccezionale – Momento My (max)

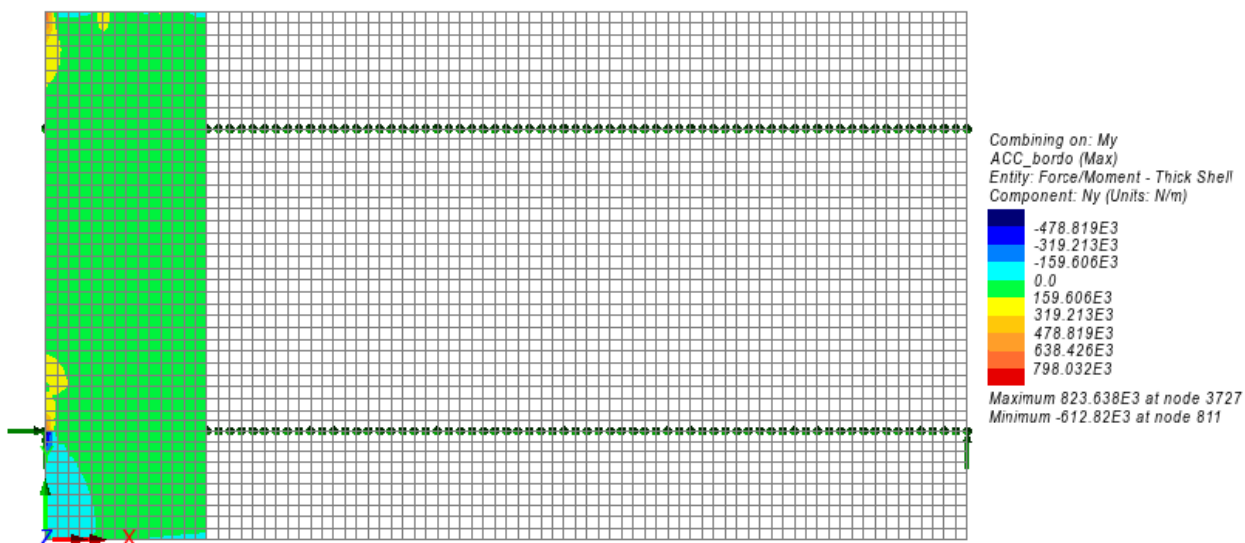


Figura 10.26: SLU eccezionale – Sforzo assiale Ny (max)

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

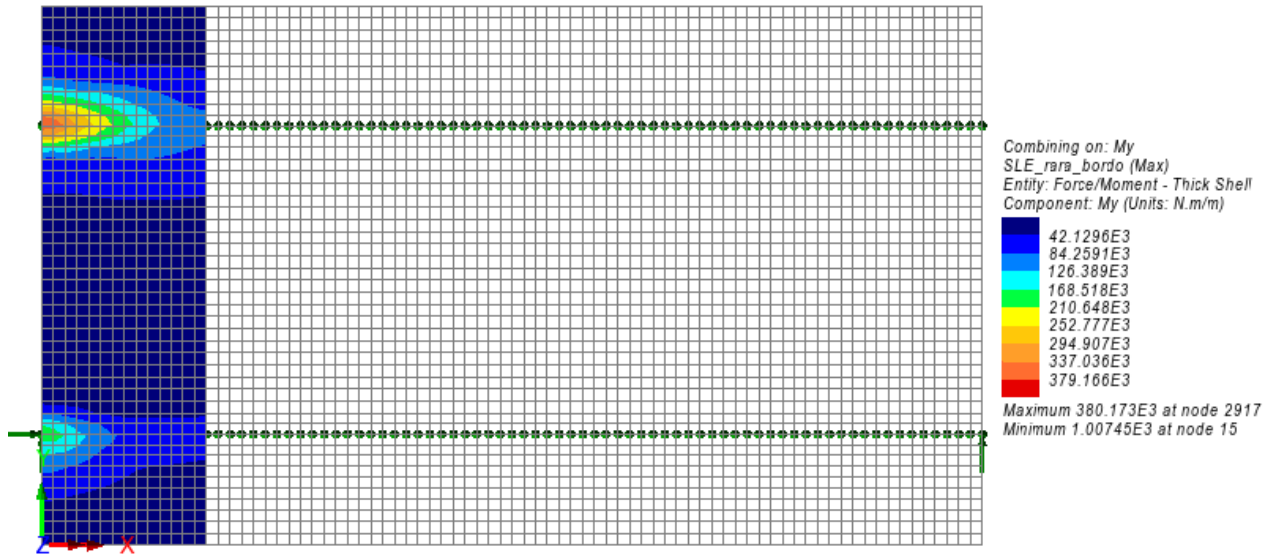


Figura 10.27: SLE rara – Momento My (max)

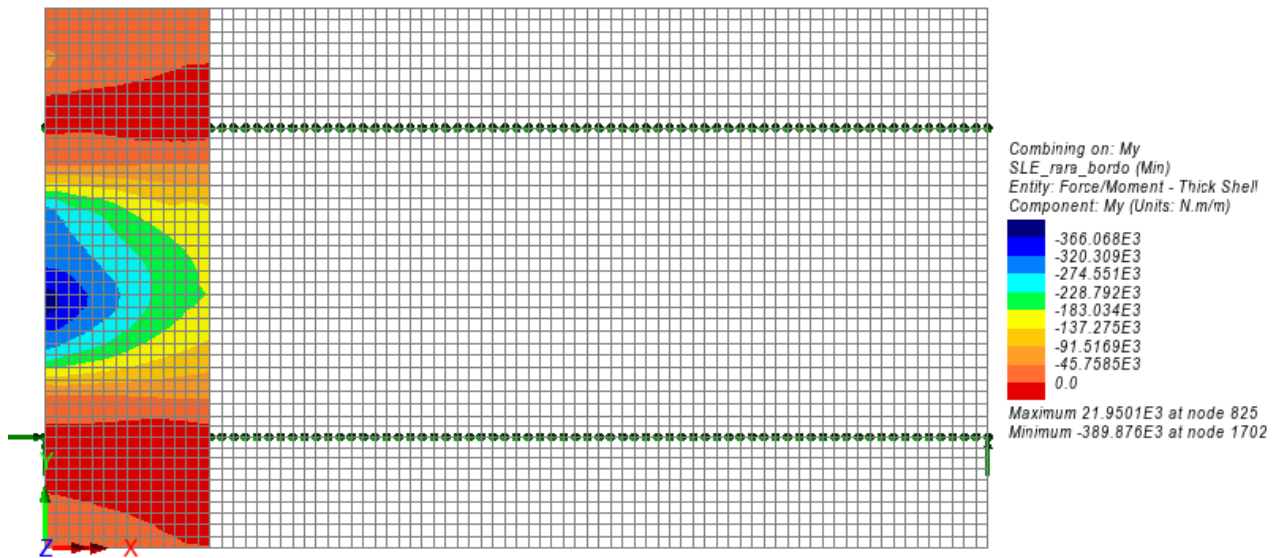


Figura 10.28: SLE rara – Momento My (min)

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

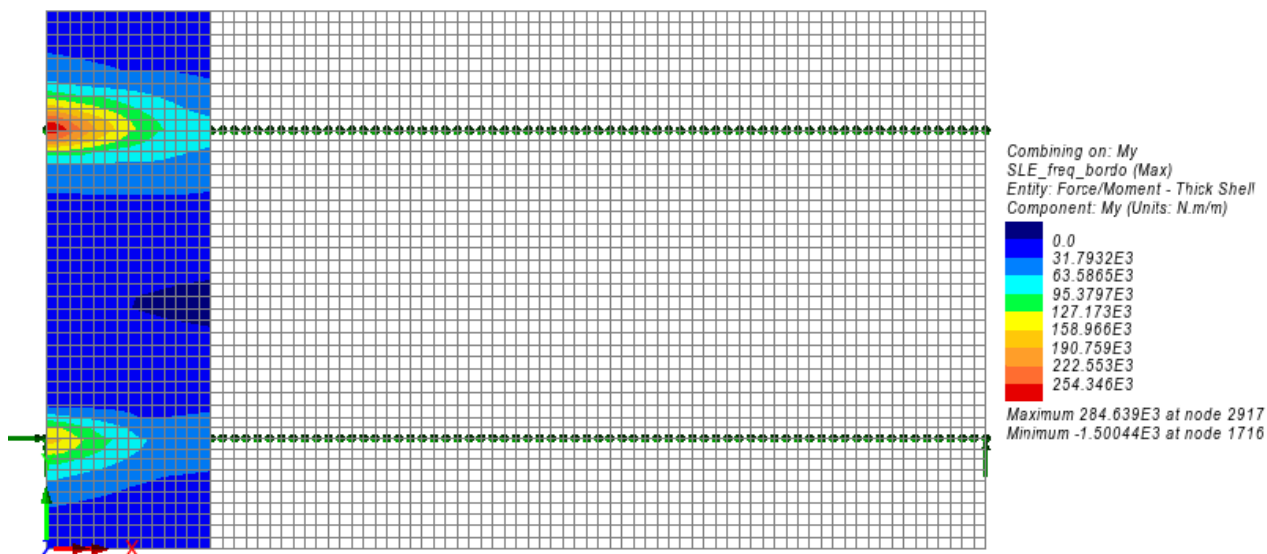


Figura 10.29: SLE frequente – Momento My (max)

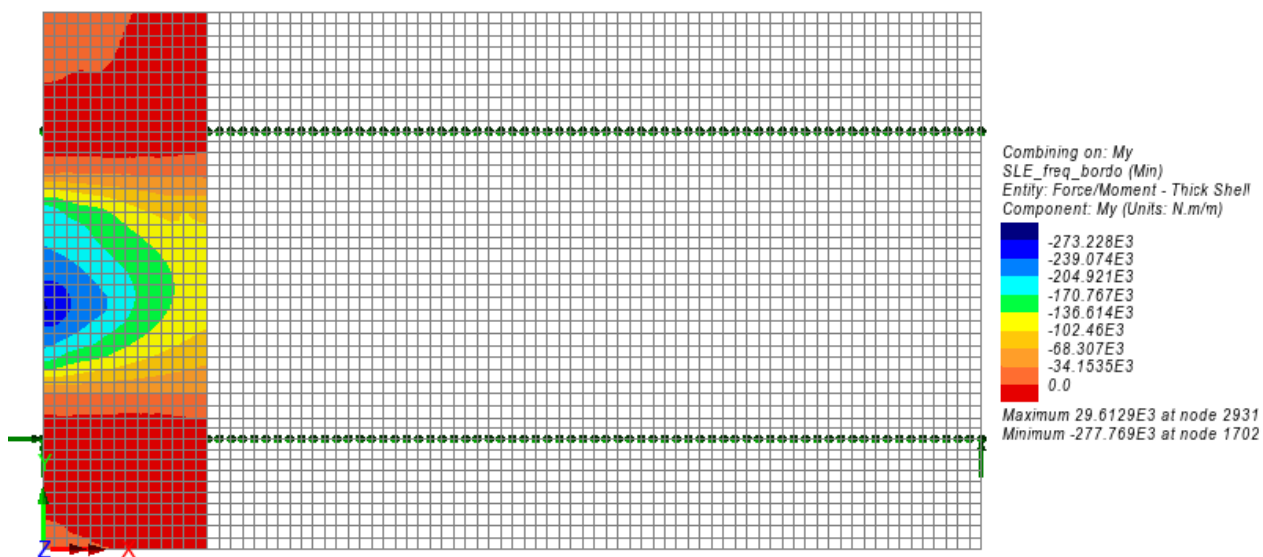


Figura 10.30: SLE frequente – Momento My (min)

Nelle immagini di seguito, si riportano i momenti My massimi e minimi in N*m allo SLU fondamentale, integrati su 3.5 m a "bordo" soletta.

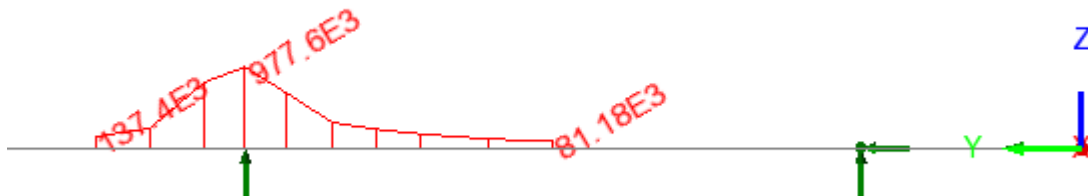


Figura 10.31: SLU fondamentale – Momento M_y integrato su 3.5 m (max)

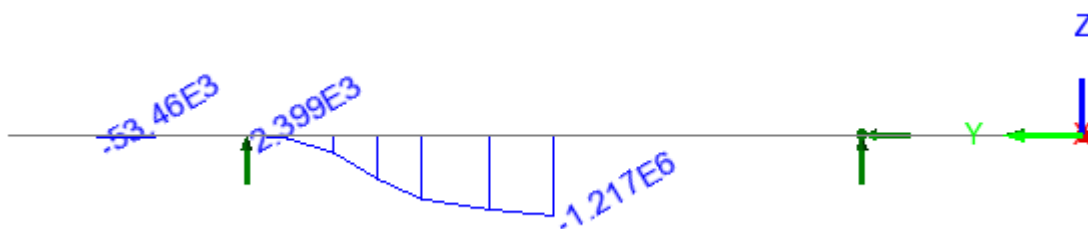


Figura 10.32: SLU fondamentale – Momento M_y integrato su 3.5 m (min)

10.2.3 Verifica fascia "corrente" di soletta

10.2.3.1 Verifica a flessione della sezione in campata fra le travi

La sezione considerata ha dimensioni 100x30 cm ed è armata superiormente con $\phi 20/20$ cm ed inferiormente con $\phi 20/10$; si trascura in favore di sicurezza l'armatura della predalle. Vengono effettuate le verifiche allo SLU fondamentale, allo SLE in combinazione rara ed allo SLE in combinazione frequente.

DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

NOME FILE SEZIONE: Sezione_corrente_campata_rev3

Descrizione Sezione:	Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Tipologia sezione:	Rettangolare
Forma della sezione:	A Sforzo Norm. costante
Percorso sollecitazione:	Molto aggressive
Condizioni Ambientali:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento Sforzi assegnati:	Zona non sismica
Riferimento alla sismicità:	

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33345.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.020 MPa

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.200	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.200	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	30.0	cm
Barre inferiori:	10Ø20	(31.4 cm ²)
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	197.84	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	145.04

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	97.12 (57.47)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.9 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

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

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	197.84	0.20	243.12	1.229	23.4	0.29	0.80	31.4 (4.0)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	30.0	0.00084	25.0	-0.00874	7.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	12.17	30.0	0.00	20.0	-238.5	25.0	6.7	668	31.4	9.6

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

wk M fess.		Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite. Momento di prima fessurazione [kNm]									
N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	sm	wk	M Fess.		
1	S	-0.00183	0.00091	0.50	0.60	0.000946 (0.000716)	276	0.261 (990.00)	57.47		

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	8.16	30.0	0.00	20.0	-159.7	25.0	6.7	668	31.4	9.6

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	sm	wk	M Fess.		
1	S	-0.00123	0.00061	0.50	0.60	0.000552 (0.000479)	276	0.152 (0.20)	57.47		

10.2.3.2 Verifica a presso\tenso flessione della sezione in appoggio sulla trave

Si considera la sezione in appoggio in asse trave in acciaio, di dimensioni 100x30 cm, armata superiormente con $\phi 20/10$ cm ed inferiormente con $\phi 20/20$; si trascura in favore di sicurezza l'armatura della predalle. Vengono effettuate le verifiche allo SLU in combinazione fondamentale, allo SLU in combinazione eccezionale, allo SLE in combinazione rara ed allo SLE in combinazione frequente. Per la verifica allo SLU in combinazione eccezionale vengono utilizzati in via cautelativa gli stessi coefficienti γ dei materiali utilizzati per la verifica allo SLU fondamentale.

Di seguito si indica con:

Comb. 1: SLU fondamentale\SLE rara\SLE freq.

Comb. 2: SLU eccezionale

DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

NOME FILE SEZIONE: Sezione_corrente_appoggio_rev3

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai)senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33345.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.020 MPa

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.200	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.200	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1\beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	30.0	cm
Barre inferiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Barre superiori:	10Ø20	(31.4 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-207.36	0.00	0.00
2	-51.86	-133.28	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-152.96

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-115.12 (-60.46)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.9	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

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

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	-207.36	-0.26	-264.15	1.274	7.7	0.31	0.82	31.4 (4.4)
2	S	-51.86	-133.28	-51.60	-259.85	1.965	7.5	0.30	0.82	31.4 (4.4)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	0.0	0.00032	7.0	-0.00786	25.0
2	0.00350	0.0	0.00024	7.0	-0.00815	25.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	11.75	0.0	0.00	10.8	-232.4	7.0	6.4	641	31.4	9.6

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

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00157	0.00088	0.50	0.60	0.000923 (0.000697)	205	0.189 (990.00)	-60.46

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	8.84	0.0	0.00	10.8	-174.9	7.0	6.4	641	31.4	9.6

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00118	0.00066	0.50	0.60	0.000635 (0.000525)	205	0.130 (0.20)	-60.46

10.2.3.3 Verifica a taglio

La verifica a taglio viene effettuata sulla sezione di dimensioni 100x30 cm a filo ala superiore della trave in acciaio, a distanza 45 cm dall'asse, lato interno campata, considerando come armatura a taglio le armature dei trallicci delle predalles, costituiti da ferri $\phi 10$ a 5 braccia / 20 cm sulla larghezza considerata di 100 cm, per la zona corrente (1 traliccio ogni 40 cm).

Come altezza utile in via cautelativa, si considera l'altezza del traliccio stesso pari a 175 mm. La verifica è di seguito riportata.

VERIFICA A TAGLIO DELLA SOLETTA CONSIDERANDO LE ARMATURE SPECIFICHE A TAGLIO									
d	175	mm							
b _w	1000	mm							
f _{yd}	391.3	N/mm ²							
f _{cd}	18.81	N/mm ²							
f' _{cd}	9.41	N/mm ²							
cot θ	2.50								
φ _w	10	mm							
α	60	°							1 ≤ ctg θ ≤ 2,5
n bracci	5								
s	200	mm							
A _{sw}	393	mm ²							
α _c	1	membrature non compresse							
V _{Rcd} = 0.9 d b _w α _c f _{cd} (cot α + cot θ) / (1+cot ² θ) =	627.65	kN							
V _{Rsd} = 0.9 d A _{sw} / s f _{yd} (cot α + cot θ) sin α =	322.70	kN							
V _{Rd} = min(V _{Rcd} , V _{Rsd}) =	322.70	kN							
V _{Ed} =	233.81	kN							
c. sic. = V_{Rd}/V_{Ed} =	1.38	> 1							Verifica soddisfatta

10.2.4 Verifica fascia "di bordo" della soletta

10.2.4.1 Verifica a presso\tenso flessione delle sezioni in appoggio ed in campata fra le travi

Vengono verificate di seguito le sezioni in appoggio in asse trave, ed in campata; la sezione ha dimensioni 100x30 cm ed è armata sia superiormente che inferiormente con $\phi 26/10$ cm; si trascura in favore di sicurezza l'armatura della predalle. Vengono effettuate le verifiche allo SLU in combinazione fondamentale, allo SLU in combinazione eccezionale, allo SLE in combinazione rara ed allo SLE in combinazione frequente. Per la verifica allo SLU in combinazione eccezionale vengono utilizzati in via cautelativa gli stessi coefficienti γ dei materiali utilizzati per la verifica allo SLU fondamentale.

Di seguito si indica con:

- Comb. 1: SLU fondamentale\SLE rara\SLE freq., verifica in campata
- Comb. 2: SLU fondamentale\SLE rara\SLE freq., verifica all'appoggio
- Comb. 3: SLU eccezionale, verifica all'appoggio

DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

NOME FILE SEZIONE: Sezione_bordo

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33345.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.020	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.200	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.200	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta 1 \cdot \beta 2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta 1 \cdot \beta 2$:	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Base:	100.0	cm
Altezza:	30.0	cm
Barre inferiori:	10Ø26	(53.1 cm ²)
Barre superiori:	10Ø26	(53.1 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.3	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.3	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	347.80	0.00	0.00
2	0.00	-279.31	0.00	0.00
3	-71.11	-155.77	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	256.11
2	0.00	-206.23

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	176.57 (68.20)
2	0.00	-153.74 (-71.43)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.3	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

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

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	347.80	0.07	385.77	1.109	22.7	0.32	0.84	53.1 (4.0)
2	S	0.00	-279.31	-0.21	-408.39	1.462	9.1	0.37	0.90	53.1 (4.3)
3	S	-71.11	-155.77	-71.28	-402.95	2.594	9.0	0.36	0.89	53.1 (4.3)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	30.0	0.00095	24.7	-0.00741	7.3
2	0.00350	0.0	0.00070	7.3	-0.00599	24.7
3	0.00350	0.0	0.00065	7.3	-0.00614	24.7

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	15.09	30.0	0.00	19.5	-261.8	24.7	6.5	649	53.1	9.5
2	S	11.87	0.0	0.00	11.7	-197.7	7.3	6.1	610	53.1	9.5

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

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00209	0.00113	0.50	0.60	0.001144 (0.000785)	258	0.295 (990.00)	68.20
2	S	-0.00139	0.00089	0.50	0.60	0.000830 (0.000593)	187	0.155 (990.00)	-71.43

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	10.40	30.0	0.00	19.5	-180.5	24.7	6.5	649	53.1	9.5
2	S	8.85	0.0	0.00	11.7	-147.4	7.3	6.1	610	53.1	9.5

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00144	0.00078	0.50	0.60	0.000737 (0.000542)	258	0.190 (0.20)	68.20
2	S	-0.00104	0.00066	0.50	0.60	0.000578 (0.000442)	187	0.108 (0.20)	-71.43

10.2.4.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio viene effettuata sulla sezione di dimensioni 100x30 cm a filo ala superiore della trave in acciaio, a distanza 45 cm dall'asse, lato interno campata, considerando come armatura a taglio le armature dei tralici delle predalles, costituiti da ferri $\phi 10$ a 10 braccia / 20 cm sulla larghezza considerata di 100 cm, per la zona di bordo (1 traliccio ogni 20 cm);

Come altezza utile in via cautelativa, si considera l'altezza del traliccio stesso pari a 175 mm. La verifica è di seguito riportata.

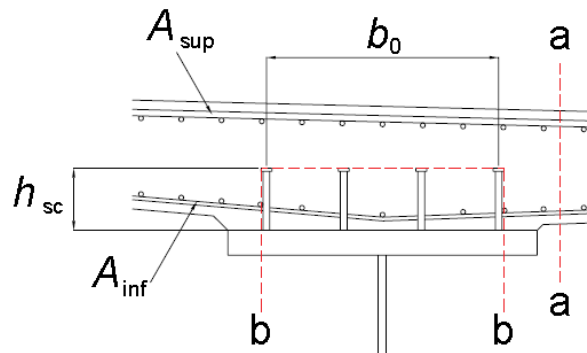
VERIFICA A TAGLIO DELLA SOLETTA CONSIDERANDO LE ARMATURE SPECIFICHE A TAGLIO									
d	175	mm							
b _w	1000	mm							
f _{yd}	391.3	N/mm ²							
f _{cd}	18.81	N/mm ²							
f' _{cd}	9.41	N/mm ²							
cot θ	2.50								
ϕ_w	10	mm							
α	60	°							$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$
n bracci	10								
s	200	mm							
A _{sw}	785	mm ²							
α_c	1	membrature non compresse							
$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta) =$	627.65	kN							
$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw} / s f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha =$	645.40	kN							
$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) =$	627.65	kN							
$V_{Ed} =$	378.83	kN							
c. sic. = $V_{Rd}/V_{Ed} =$	1.66	> 1							Verifica soddisfatta

10.3 RESISTENZA AL TAGLIO LONGITUDINALE

Il massimo sforzo di scorrimento all'interfaccia trave-soletta è determinato sulla base delle sollecitazioni riscontrate nel modello globale della struttura ed è utilizzato nel progetto della piolatura. Bisogna

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

assicurarsi, in accordo al 6.6.6 dell' Eurocodice 4, che il massimo sforzo di taglio longitudinale sia sopportato anche da una qualunque sezione della soletta a filo della trave, come meglio esplicitato in figura.

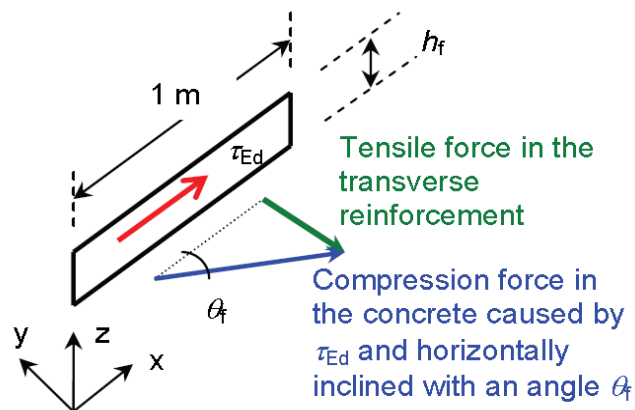


Nella tabella seguente si riportano i dati necessari alla verifica:

$A_{f_{sup}}$	3142.0	mmq	armatura superiore trasversale per unità di lunghezza di soletta
$A_{f_{inf}}$	1571.0	mmq	armatura inferiore trasversale per unità di lunghezza di soletta
V_{Ed}	1068	KN/m	azione di taglio longitudinale sui connettori per unità di lunghezza

Di seguito si riportano nel dettaglio le verifiche nelle due sezioni d'interesse a-a e b-b.

10.3.1 Verifica della sezione a-a



$V_{Ed,a}$	534	N/mm	azione di taglio longitudinale agente sulla sezione di verifica a-a
h_f	300	mm	altezza sezione di soletta reagente
τ_{Ed}	1.78	N/mmq	tensione media di taglio longitudinale sulla soletta
A_s	4173.0	mmq/m	area resistente delle armature

Verifica dell'armatura trasversale

$\cotan(\theta_f)$	1.25	
θ_f	0.67	rad

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

f_{sd}	391.3	N/mmq	resistenza delle barre
f_{Ed}	90.64	N/mmq	tensione di sollecitazione sulle barre per taglio longitudinale

$$f_{sd} > f_{Ed} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Verifica della biella compressa del calcestruzzo

f_{ck}	33.2	N/mmq	resistenza caratteristica a compressione
γ_c	1.5		coefficiente parziale calcestruzzo
v	0.52032		fattore di riduzione della resistenza a taglio
f_{cd}	18.37	N/mmq	resistenza di calcolo del calcestruzzo
f_{Ed}	7.01	N/mmq	tensione di sollecitazione delle barre per taglio longitudinale

$$f_{cd} > f_{Ed} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

10.3.2 Verifica della sezione b-b

Nella tabella di seguito si riportano i dati geometrici d'interesse utilizzati nella verifica della sezione b-b.

$v_{Ed,b}$	1068	N/mm	azione di taglio longitudinale agente sulla sezione di verifica b-b
b_o	600	mm	distanza massima trasversale tra i connettori
ϕ_{conn}	19	mm	diametro connettori
h_{conn}	220	mm	altezza connettori
h_f	1059	mm	lunghezza della superficie di taglio
τ_{Ed}	1.008	Mpa	tensione media di taglio longitudinale sulla soletta
A_s	3142	mmq/m	area resistente delle armature

Verifica dell'armatura trasversale

$\cotan(\theta_f)$	1.25		
θ_f	0.67	rad	
f_{sd}	391.3	Mpa	resistenza delle barre
f_{Ed}	271.93	Mpa	tensione di sollecitazione delle barre per taglio longitudinale

$$f_{sd} > f_{Ed} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

10.4 VERIFICA CORDOLO NEI CONFRONTI DELL'AZIONE D'URTO

Le caratteristiche dimensionali e di resistenza dell'ancoraggio della barriera dipendono dal modello prescelto per l'installazione, la cui scelta dovrà ovviamente essere effettuata rispettando i requisiti richiesti dal dispositivo in termini di larghezza minima del cordolo di installazione e resistenza minima del calcestruzzo di base.

Si rimanda pertanto alla documentazione d'omologazione del dispositivo, che dovrà essere prodotta in fase di installazione, per tutti gli approfondimenti inerenti caratteristiche e resistenza dei tirafondo, oltre che per la valutazione di sicurezza dell'ancoraggio della piastra di base.

Si effettua in questa fase una verifica locale dell'oggetto del cordolo, di altezza pari a 150 mm, nei confronti dell'azione orizzontale nominale indotta dall'urto.

Data l'altezza limitata dell'oggetto, il meccanismo resistente è del tipo "shear friction", caratteristico delle mensole "molto tozze", ed impegna la sezione A-A indicata in figura.

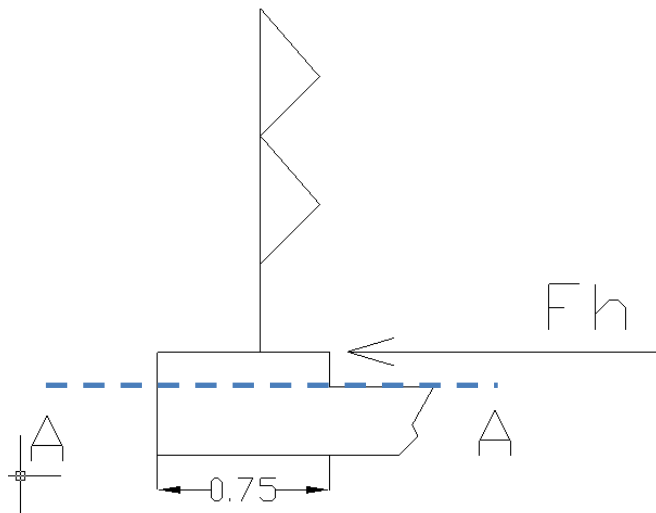


Figura 10.33 Sezione di verifica shear friction

Per l'individuazione e la valutazione dei meccanismi resistenti tipo "shear friction" si rimanda a EN 1992-1-1, cap. 6.2.5.

Con riferimento alla formula 6.25 del par. 6.2.5.(1), la resistenza unitaria di progetto è data in generale dalla somma dei tre contributi indotti da:

- Coesione
- Attrito indotto dalle azioni verticali
- Armature passanti

Risultando:

$$V_{Rd} = c f_{ctd} + \mu \sigma_N + \rho f_{yd} \mu < 0.5 v f_{cd}$$

Per il caso in esame, a favore di sicurezza, si considera esclusivamente il contributo della staffatura passante attraverso la sezione di interfaccia. Infatti risultano teoricamente pressochè nulle le azioni esterna

normali alla superficie, mentre si ritiene cautelativo strascurare il contributo della "coesione", dato che la sezione risulta teoricamente impegnata anche da azioni normali di trazione.

Si assume pertanto:

$$\mu = 0.6$$

$$\rho = 2 \times 154 / (200 \times 750) = 2.05 \text{ e-}3 \quad \text{staffe a due braccia } \varnothing 14/20$$

$$v_{Rd,max} = 0.5 \times 0.5 \times 32 / 1.5 = 5.33 \text{ MPa} \quad (v = 0.5 \text{ e } f_{ck} = 32 \text{ MPa})$$

$$f_{ctd} = 2.12 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd} = 0.6 \times 2.05 \text{ e-}3 \times 450 / 1 = 0.55 \text{ MPa} \quad (*)$$

(*) Trattandosi di una verifica in condizione eccezionale, si considera $g_M = 1$ per il calcolo del contributo dell'acciaio.

L'azione orizzontale di progetto, coincide con l'azione nominale massima trasmessa dal singolo paletto più caricato, in fase di urto.

Ipotizzando cautelativamente una diffusione a 45° a partire dall'asse paletto, si considera un'ampiezza di diffusione media pari a $b_{max} = 0.75 \text{ m}$.

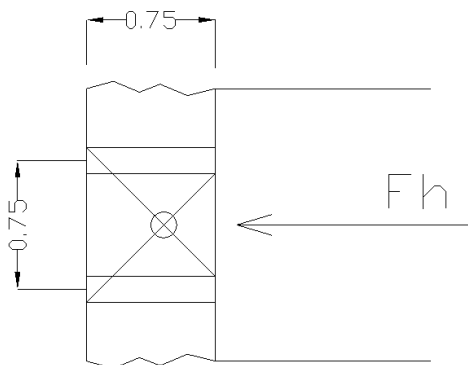


Figura 10.34 Diffusione orizzontale azione trasmessa dal paletto

Si ottiene:

$$v_{Ed} = 100000 / (750 \times 750) = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\eta = v_{Ed} / v_{Rd} = 0.18 / 0.55 = 0.33$$

La verifica risulta soddisfatta

11. VERIFICA FASE DI SOLLEVAMENTO

11.1 DIMENSIONAMENTO MARTINETTI DI SOLLEVAMENTO

Per consentire le operazioni di sollevamento impalcato necessarie alla manutenzione dei dispositivi di vincolo, l'impalcato verrà sollevato predisponendo una batteria di martinetti idraulici in corrispondenza delle apposite riserve predisposte a fianco delle travi principali.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Tali riserve sono state specificatamente progettate, predisponendo gli opportuni piatti di irrigidimento necessari per convogliare l'azione dei martinetti lungo gli elementi principali.

In condizione di sollevamento, la batteria di martinetti dovrà garantire una portata atta a vincere la reazione verticale complessiva indotta dai pesi propri e sovraccarichi permanenti, oltre alla coazione indotta dall'iperstaticità della struttura per effetto dello spostamento imposto in corrispondenza dei vincoli.

Il dimensionamento terrà inoltre conto dell'eventuale possibilità di mantenere il flusso veicolare, considerando la reazione dei carichi da traffico in condizione frequente.

A favore di sicurezza, la portata del martinetto verrà dimensionata sulla base del complesso di questi carichi (ipotizzando quindi di operare il sollevamento in contemporanea alla presenza del traffico).

Il sollevamento del manufatto verrà effettuato posizionando i martinetti in corrispondenza di opportuni irrigidimenti previsti lateralmente rispetto agli appoggi.

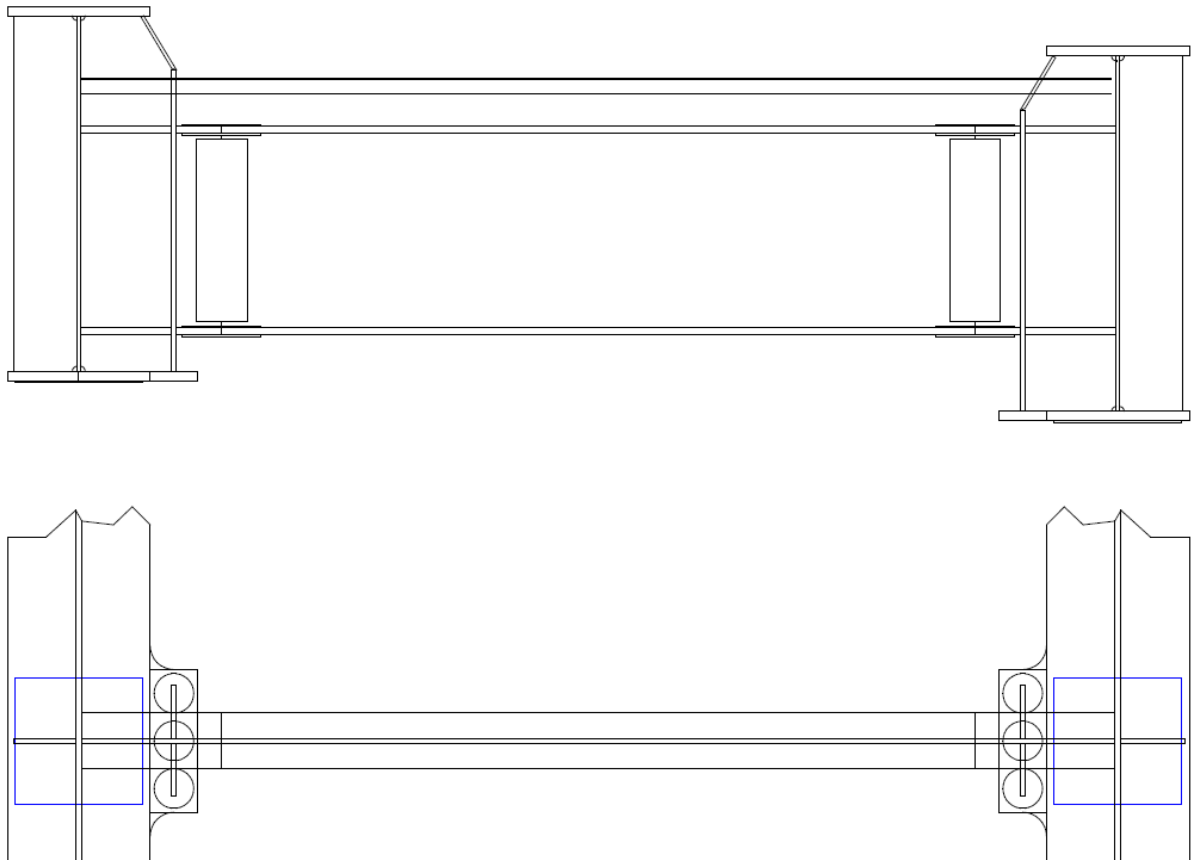


Figura 11.1 Irrigidimenti per sollevamento impalcato

La massima deformazione impressa dai martinetti sarà limitata al valore massimo di 30 mm.

Si considera concomitante all'operazione di sollevamento, la presenza dei carichi da traffico frequenti.

Le reazioni al martinetto saranno pertanto fornite dalla somma dei seguenti contributi:

$N_{ED,QP} = -1840$ kN azione di progetto afferente alla comb. S.L.E. quasi permanente

$N_{ED,Qkfr} = -941$ kN azione di progetto afferente i carichi mobili frequenti

L'azione ai martinetti risulta pertanto:

$$N_{Ed,soil} = -2781 \text{ kN}$$

Di seguito sono presentate le verifiche eseguite sull'irrigidimento verticale del viadotto Margi che presenta analoga geometria e sollecitazioni notevolmente superiori.

Le reazioni al martinetto saranno pertanto fornite dalla somma dei seguenti contributi:

$N_{ED,QP} = -3466 \text{ kN}$	azione di progetto afferente alla comb. S.L.E. quasi permanente
$N_{ED,Qkfr} = -1246 \text{ kN}$	azione di progetto afferente i carichi mobili frequenti
$N_{ED,Soil} = -202 \text{ kN}$	azione di progetto per effetto di $\Delta z = 30 \text{ mm}$ su entrambi gli appoggi

L'azione di progetto con cui dimensionare la batteria di martinetti risulta pertanto:

$$F_{z,soil} = 5000 \text{ kN} \quad \text{per i martinetti da predisporre in pila}$$

11.2 VERIFICA SEMPLIFICATA DI STABILITÀ

In prima battuta si studia la stabilità globale dell'asta del montante. Lo studio viene effettuato in maniera semplificata, studiando l'asta, modellata come un elemento compatto, vincolata ad incastro all'estremità superiore e caricata dall'azione eccentrica dei martinetti.

L'asta viene modellata come una "beam", assumendo le proprietà geometriche del profilo composto dai piatti principali dell'irrigidente. Viene assunta collaborante una porzione di anima pari a $15 \varepsilon t_w$ da ciascun lato degli irrigidenti trasversali principali.

In figura si riporta lo schema del modello, il rendering e la prima deformata critica.



Figura 11.2 Rendering del modello

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Scale: 1: 15.7623
Zoom: 71.178
Eye: (-0.447971, 0.85114, 0.273646)
Eigenvalue analysis
Analysis: 01 analisi buckling
Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 1 Load Factor = 96.6260
Results file: colonna_montante-01 analisi buckling.mys
Eigenvalue: 96.626
Load factor: 96.626
Amplification factor: 1.01046
Error norm: 70.5588E-9
Maximum displacement 1.0205 at node 2
Deformation exaggeration: 0.697483

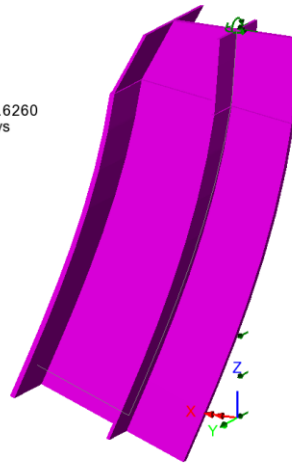


Figura 11.3 mesh E.F Prima defoemata critica

Risultando un moltiplicatore euleriano pari a 97, vengono esclusi fenomeni connessi all'instabilità "di colonna".

11.3 STRESS ANALYSIS

La stress analysis è basata su di un modello tridimensionale, implementato tramite il sistema Lusas, attraverso il quale si intende valutare la corretta distribuzione delle azioni nei piatti di irrigidimento predisposti.

Il modello è basato sull'utilizzo di elementi tipo "thick shell" a 8 nodi, dotati di funzioni di forma quadratiche. La mesh, opportunamente infittita in prossimità delle zone a più elevato gradiente, presenta dimensione caratteristica compresa tra 125 e 250 mm.

Il modello comprende un tratto di trave metallica, di lunghezza complessiva pari a 8 m, modellata simmetricamente rispetto all'asse appoggi di pila, che viene caricato dal basso verso l'alto dalla pressione equivalente alla batteria di martinetti.

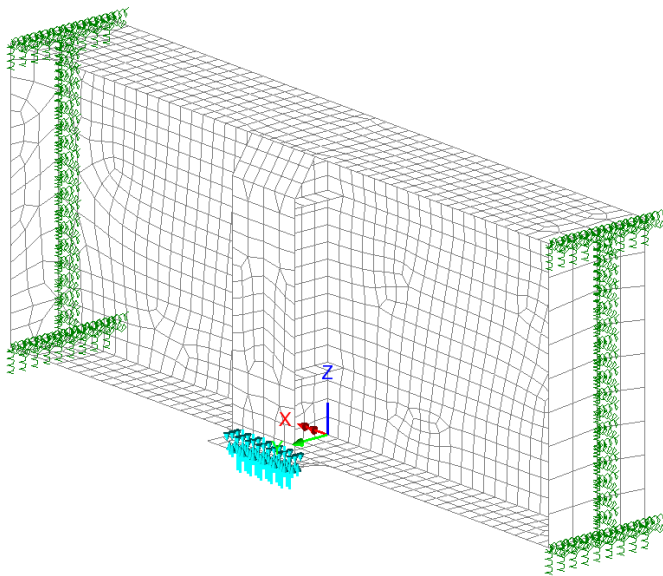
La struttura è fittiziamente vincolata alle sezioni di estremità mediante vincoli elasto-rigidi, atti a garantire l'equilibrio del tronco di trave senza introdurre particolari gradienti di tensione.

Dato che lo scopo principale del modello è una valutazione numerico-qualitativa della diffusione delle tensioni localizzate e della presenza di eventuali fenomeni distorsivi, NON si procede alla modellazione dell'elemento di traverso né della soletta.

Le figure seguenti riportano la mesh ed il rendering del modello, con riepilogo degli spessori di shell impiegati.

L'area di impronta dei martinetti è stata assunta di dimensioni pari a 700 x 100 mm.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede



Scale: 1: 22.1423
Zoom: 63.5518
Eye: (-0.725587, 0.612258, 0.314108)
Linear/dynamic analysis
Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Sollevamento
Results file: pil_loc_1~Analysis 1.mys

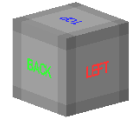
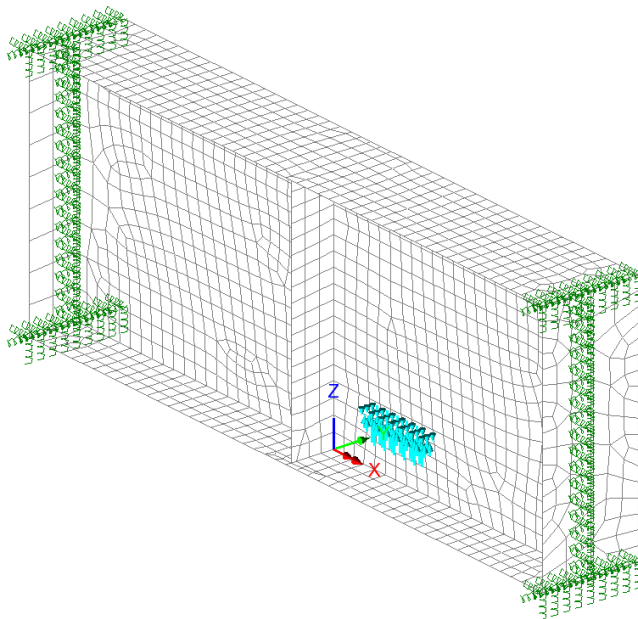


Figura 11.4 mesh E.F. , carichi e vincoli - lato interno



Scale: 1: 22.1423
Zoom: 63.5518
Eye: (0.712005, -0.575492, 0.402315)
Linear/dynamic analysis
Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Sollevamento
Results file: pil_loc_1~Analysis 1.mys



Figura 11.5 mesh E.F. , carichi e vincoli - lato esterno

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

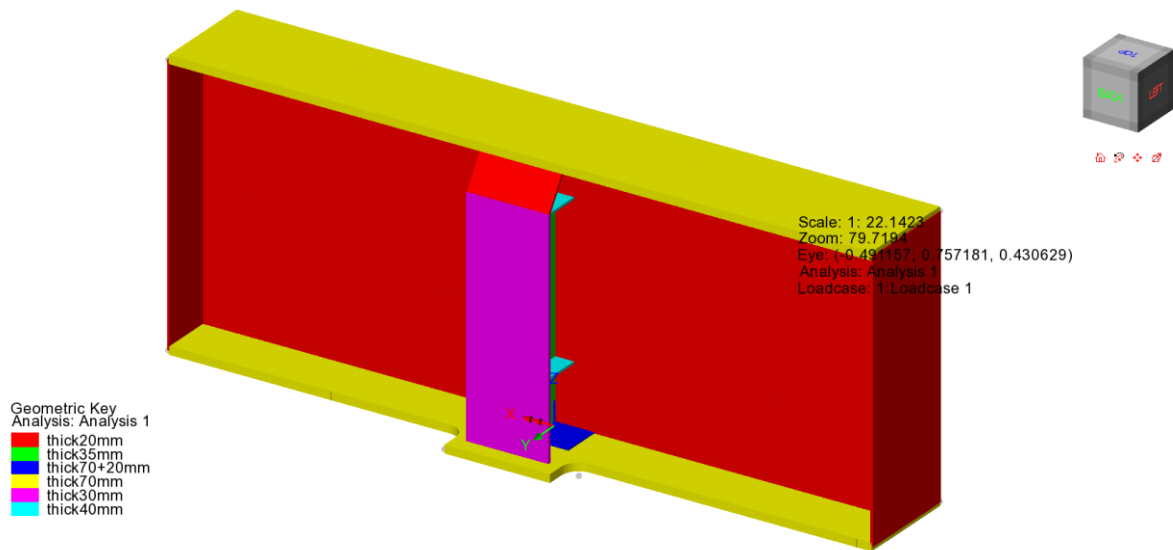


Figura 11.6 Rendering + spessori di calcolo – lato interno

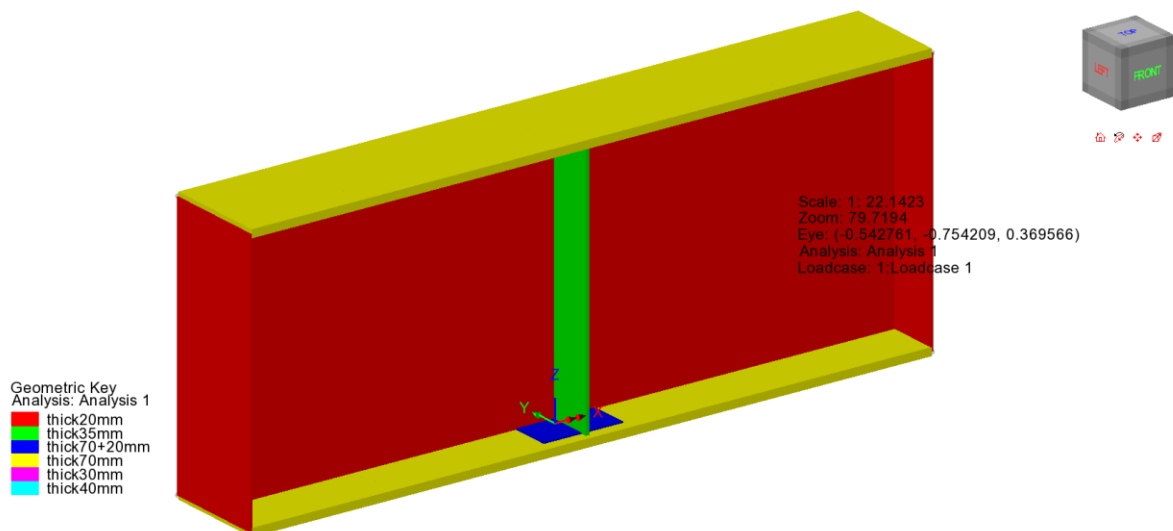


Figura 11.7 Rendering + spessori di calcolo – lato esterno

La forza introdotta dai martinetti viene implementata come carico "global distributed", di intensità specifica pari a:

$$q_z = 4914 / (0.7 \times 0.1) = 70200 \text{ kN/m}^2$$

La valutazione delle tensioni viene effettuata esaminando le tensioni di Von Mises in corrispondenza dei piani principali.

Di seguito si riporta il diagramma delle tensioni di Von Mises in forma "unaveraged", allo scopo di non falsare i risultati attraverso l'interpolazione ai nodi di elementi afferenti a differenti spessori.

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Sollevamento
Results file: pil_loc_1~Analysis 1.mys
Entity: Stress (middle) - Thick Shell
Component: SE (Units: N/m²)



Maximum 221.4E6 at node 1494 of element 526
Minimum 83.12E3 at node 3083 of element 1026

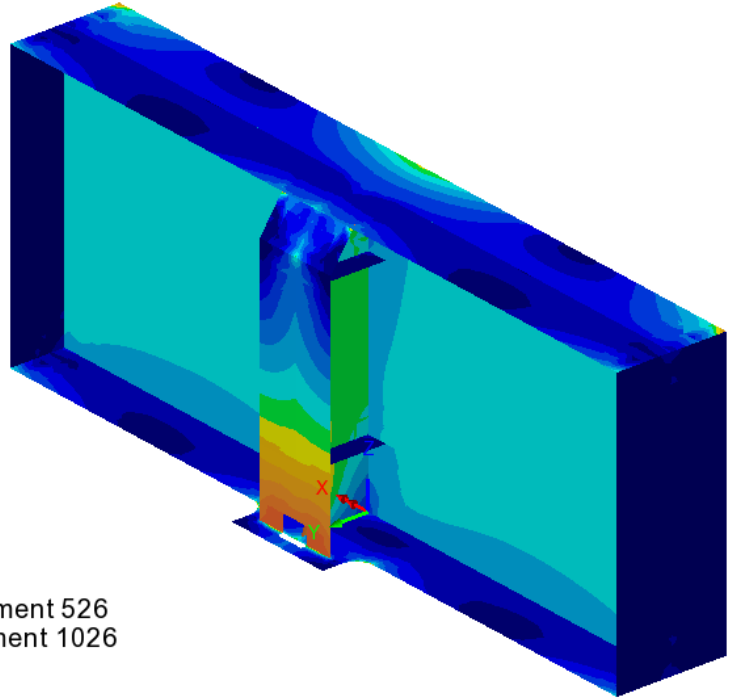
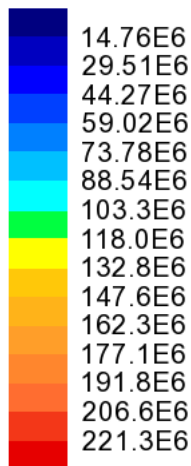


Figura 11.8 Tensioni Von Mises - p.m. lastre - lato interno

Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Sollevamento
Results file: pil_loc_1~Analysis 1.mys
Entity: Stress (middle) - Thick Shell
Component: SE (Units: N/m²)



Maximum 221.4E6 at node 1494 of element 526
Minimum 83.12E3 at node 3083 of element 1026

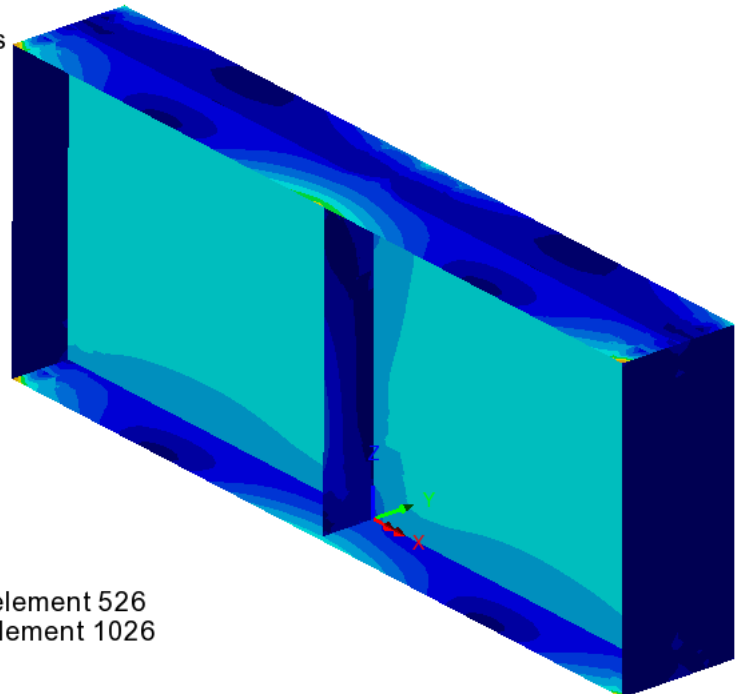


Figura 11.9 Tensioni Von Mises - p.m. lastre - lato esterno

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Il diagramma seguente riporta il dettaglio dell'andamento delle tensioni riferito ai piatti del sistema di irrigidimento

Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Sollevamento
Results file: pil_loc_1~Analysis 1.mys
Entity: Stress (middle) - Thick Shell
Component: SE (Units: N/m²)



Maximum 268.0E6 at node 1294 of element 457
Minimum 4.204E6 at node 1370 of element 430

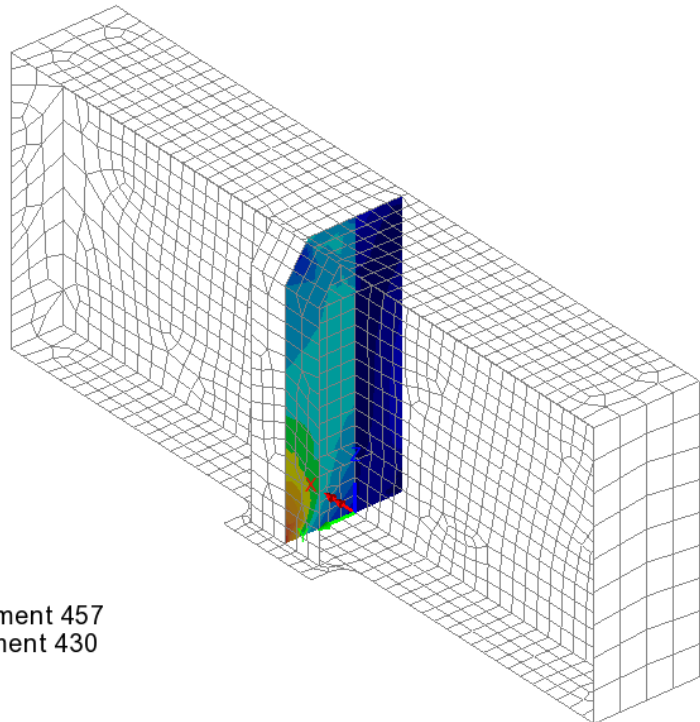


Figura 11.10 Tensioni Von Mises - p.m. lastre – 1

Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Sollevamento
Results file: pil_loc_1~Analysis 1.mys
Entity: Stress (middle) - Thick Shell
Component: SE (Units: N/m²)



Maximum 253.6E6 at node 1294 of element 459
Minimum 1.717E6 at node 4635 of element 1566

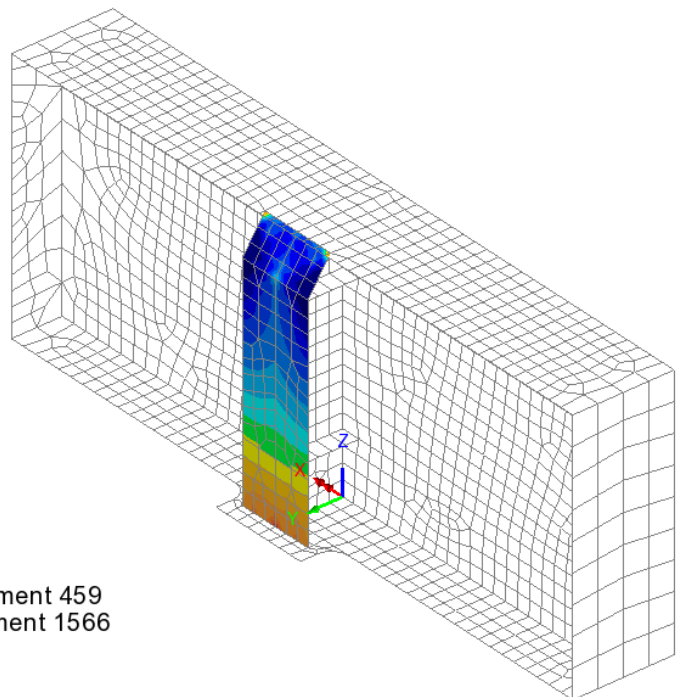


Figura 11.11 Tensioni Von Mises - p.m. lastre – 2

Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Sollevamento
Results file: pil_loc_1~Analysis 1.mys
Entity: Stress (middle) - Thick Shell
Component: SE (Units: N/m²)



Maximum 227.2E6 at node 1294 of element 403
Minimum 1.999E6 at node 1347 of element 408

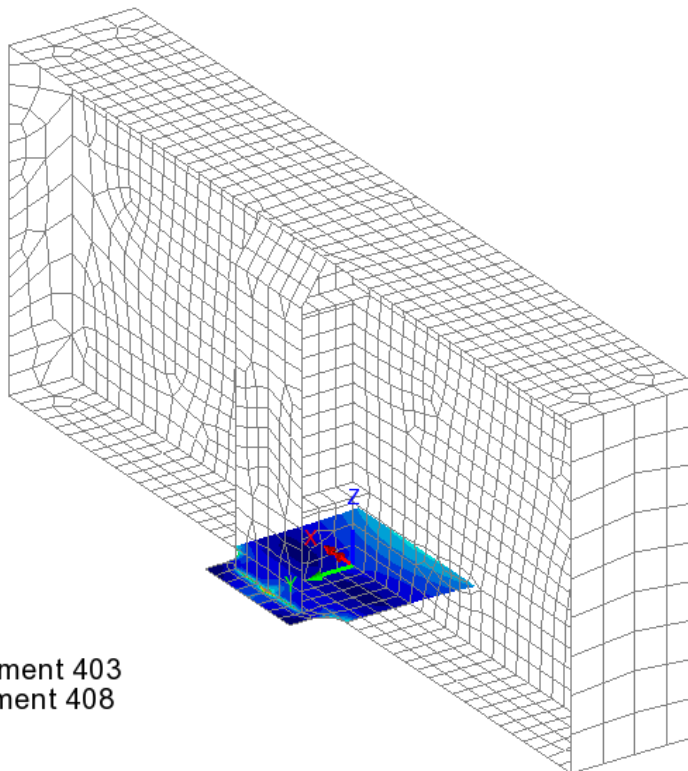


Figura 11.12 Tensioni Von Mises - p.m. lastre – 3

Come si può notare dall'esame dei diagrammi, le tensioni di Von Mises valutate in corrispondenza del piano medio delle lastre, raggiungono un valore di punta intorno ai 268 MPa, in una zona molto localizzata, posta praticamente a diretto contatto con l'azione localizzata dei martinetti.

La tensione media, al di fuori delle zone poste nell'immediata vicinanza delle azioni localizzate si attestano su valori di poco superiori a 210 Mpa.

La verifica durante l'operazione transitoria del sollevamento del manufatto può essere pertanto ritenuta soddisfatta con buon margine.

12.CONTROLLI TRAMITE VALUTAZIONI INDIPENDENTI

La modellazione F.E.M. dell'impalcato e della soletta è stata sottoposta ad un ciclo completo di controlli che ha compreso uno step preliminare consistente in:

- visualizzazione di ciascuna combinazione di carico, allo scopo di cogliere macroscopici errori di input
- esame di dettaglio dei valori numerici dei seguenti model attributes, oltre che delle corrette assegnazioni ai rispettivi elementi:
 - o geometria sezioni

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

o caratteristiche materiali

- esame di dettaglio della completezza e correttezza di ogni singola combinazione di carico e/o involuppo, comprendente il controllo dei fattori moltiplicativi $\gamma_{fav} / \gamma_{unfav}$. Tale esame è stato effettuato sistematicamente per tutte le combinazioni, ed attraverso la stampa, a campione, degli effettivi coefficienti impiegati nell'ambito di predeterminate verifiche – obiettivo.

Sono stati effettuati dei controlli di tipo "diretto", ripercorrendo taluni aspetti del calcolo mediante metodologie completamente indipendenti da quelle impiegate nello sviluppo.

In particolare, si riporta di seguito il controllo indipendente delle sollecitazioni sulla trave di bordo del manufatto.

Il controllo è stato effettuato prendendo in esame i contributi di carico più "dimensionanti", costituiti dal complesso dei pesi propri e permanenti (G1, G2) e dei carichi mobili, ed effettuando una stima semplificata delle azioni interne di momento flettente e taglio lungo la trave più caricata.

Allo scopo, si è elaborato un modello semplificato di trave continua, monodimensionale, riprodotto la successione di campate, e dotato di caratteristiche omogenee per quanto riguarda geometrie e materiali.

Per i contributi di carico indotti dalle azioni permanenti si ipotizza una uniforme distribuzione sulle 2 travi principali relativamente a ciascun contributo.

Il calcolo indipendente del carico distribuito dovuto a G1 e G2 è riportato in tabella.

		Carichi di trave (G1, G2)										
				b _{rif} (m)	N/m	L	kN					
peso acciaio - G1'	219.00	x	-10.00	=	-2190.00	x	11.25 = -24637.50	110.00	= -2710.13			
soletta - G1''	0.30	x	2500.00	x	-10.00	=	-7500.00	x	11.25 = -84375.00	x	110.00	= -9281.25
manto - G2'	0.11	x	2400.00	x	-10.00	=	-2640.00	x	9.75 = -25740.00	x	110.00	= -2831.40
cordoli G2''	0.15	x	2500.00	x	-10.00	=	-3750.00	x	1.50 = -5625.00	x	110.00	= -618.75
barriere G2'''							= -4000.00	x	110.00	= -440.00		
velette G2''''							= -3500.00	x	110.00	= -385.00		
										-16266.53		
G1, totale							-109012.50	N/m	=	-54506.25	N/m/trave	
G2, totale							-35365.00	N/m	=	-17682.5	N/m/trave	

Tabella 12.1 Valutazione indipendente G1, G2

Le risultanti complessive sono state confrontate con i valori riportati nei file ".out" di lusas per i rispettivi casi di carico, di cui si riportano gli screenshots.

OUTPUT GROUP	Fx N	Fy N	Fz N	
LOAD CASE TOTALS FOR STRUCTURE	2	0.000000E+00	0.000000E+00	-0.130739E+07 -0
LOAD CASE TOTALS FOR STRUCTURE	5	0.000000E+00	0.000000E+00	-0.399562E+07 -0

Figura 12.1 File ".out" analisi di fase 1 - contributi G1

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

ORCE	RESULTANT APPLIED LOAD AT ORIGIN IN G			
OUTPUT GROUP	Fx N	Fy N	Fz N	Mx N .M
OAD CASE	3			
OTALS FOR				
TRUCTURE	0.000000E+00	0.000000E+00	-0.431640E+07	-0.242797E

AVERAGE ASPECT RATIO OF STRUCTURAL ELEMENTS (EXCEPT JOINTS, B
AVERAGE VALUE OF POISSON'S RATIO (FOR ISOTROPIC MATERIALS ONL

Figura 12.2 File ".out" analisi di fase 1 - contributi G2

Si rileva preliminarmente, quindi un perfetto accordo tra quanto calcolato per via alternativa e quanto implementato nel modello F.E.M.

$$G1+G2 \text{ F.E.M.} = 7140 \text{ kN} \quad \cong \quad G1+G2 \text{ check} = 7152 \text{ kN}$$

Per i contributi di carico indotti dai carichi mobili, si ipotizza, ai fini del controllo indipendente, una ripartizione "alla courbon" dei carichi posizionati trasversalmente secondo lo schema di figura, avente l'obiettivo di massimizzare il carico sulla trave laterale.

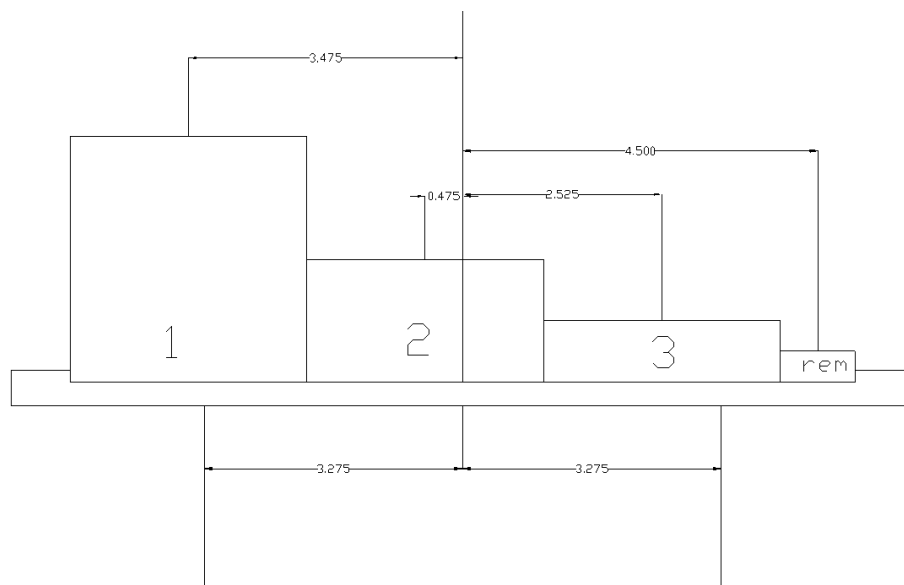


Figura 12.3 Disposizione carichi max m trave esterna

La tabella seguente riporta il calcolo dei coefficienti di ripartizione di ciascuna colonna di carico sulla trave esterna (gli effetti della corsia "rem." risultano sgravanti e non vengono pertanto considerati).

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Carichi di trave (traffico, Q)

						Coefficients di ripartizione trave 1		UDL (N/m)	
						TS (N)			
						Qtot	Qi	qtot	qi
			ei (m)	k(d1)					
	di	di ²	e1	-3.475	1.03	300.00	309.16	27.00	27.82
d1	-3.28	10.73	e2	-0.475	0.57	200.00	114.50	7.50	4.29
d2	3.275	10.73	e3	2.525	0.11	100.00	11.45	7.50	0.86
			e4	4.5	-0.19		0.00	7.50	-1.40
n	0.5								
Sdi ²	21.45								
						Qi (N)	435.11	qi (N/m)	31.57

Tabella 12.2 Calcolo coefficienti di ripartizione

Ai fini della massimizzazione delle azioni flettenti lungo la campata intermedia n. 2, il carico TS verrà posizionato a circa metà luce, ed il carico UDL sulla sola campata 2.

Qui di seguito si riportano i grafici di azione tagliante e momento flettente calcolato sulla base del modello semplificato "di controllo", e quello dedotto dalla modellazione F.E.M. per la somma dei contributi G1 + G2 + Q.

Scale: 1: 382.545
Zoom: 71.178
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
G1+G2+Qk

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum 2.80568E6 at node 23 of element 23
Diagram minimum -2.80568E6 at node 1 of element 1
Diagram scale: 1: 3.56419E-6

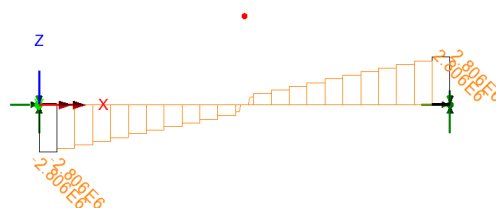


Figura 12.4 Fz - G1+G2+Q - F.E.M. controllo

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Scale: 1: 382.545
Zoom: 71.178
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
G1+G2+Qk

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram minimum -38.6085E6 at Gauss point 3 of element 12
Diagram scale: 1: 0.25901E-6

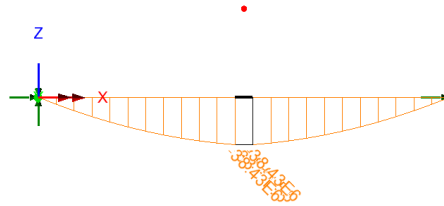


Figura 12.5 My - G1+G2+Q - F.E.M. controllo

Scale: 1: 261.056
Zoom: 157.352
Eye: (-0.778613, -0.522781, 0.347077)
G1+G2+Qk

Diagram entity: Beam/Shell Slice Resultants
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum 2.86431E6 at CDM_Travata_dx 14
Diagram minimum -2.86458E6 at CDM_Travata_dx 2
Diagram scale: 1: 3.49091E-6

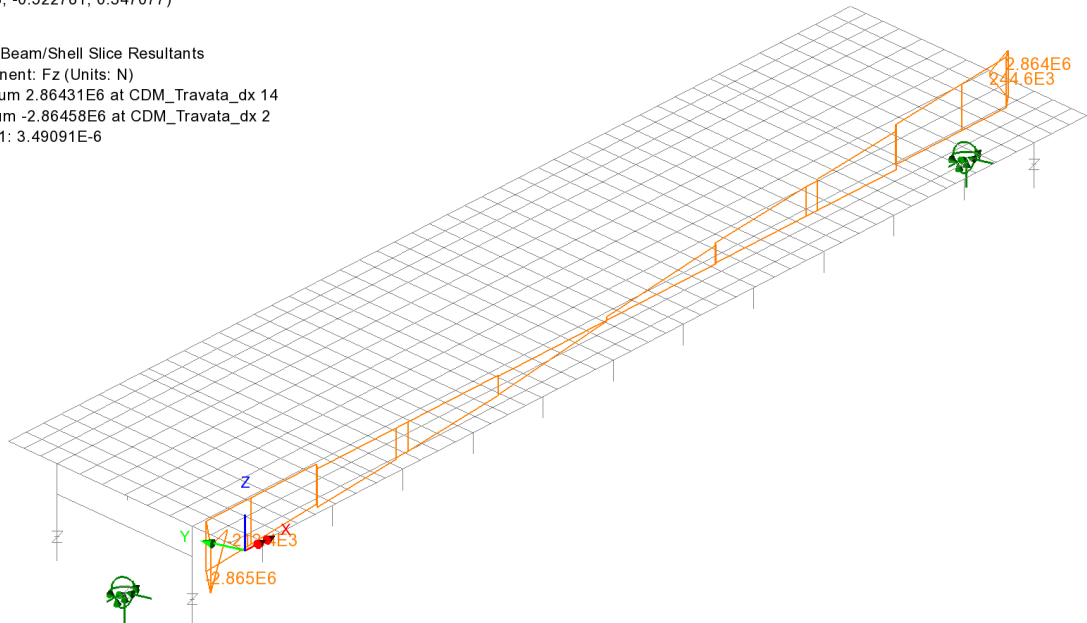


Figura 12.6 Fz - G1+G2+Q - modello F.E.M. originale

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Scale: 1: 261.056
Zoom: 157.352
Eye: (-0.778613, -0.522781, 0.347077)
G1+G2+Qk

Diagram entity: Beam/Shell Slice Resultants
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 31.8279E3 at CDM_Travata_dx 15 (+X)
Diagram minimum -39.2119E6 at CDM_Travata_dx 8 (-X)
Diagram scale: 1: 0.255025E-6

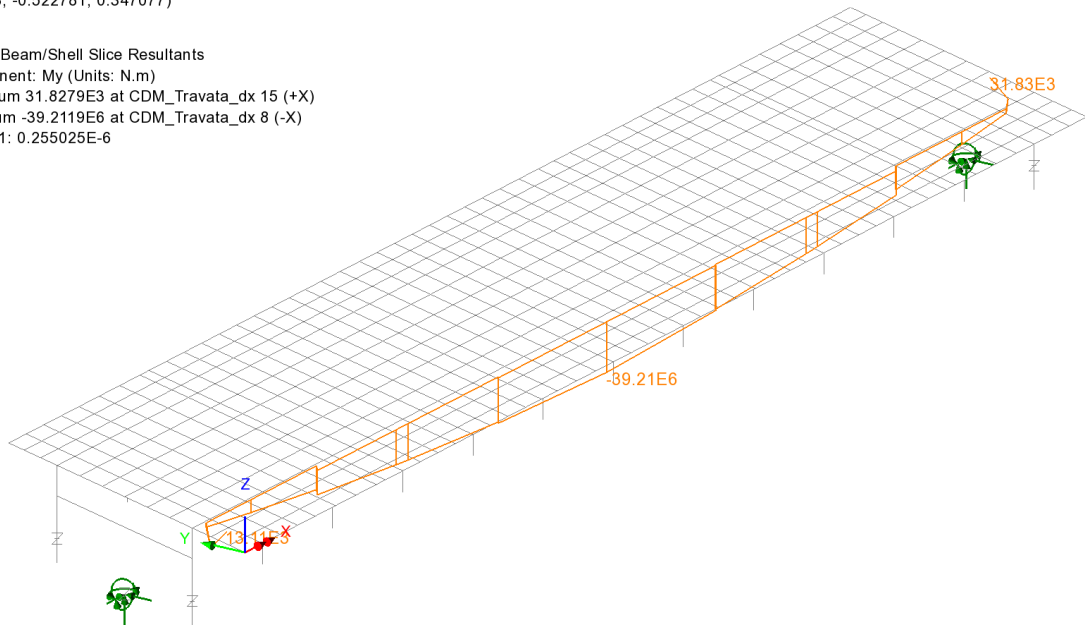


Figura 12.7 My - G1+G2+Q - modello F.E.M. originale

Il confronto tra i risultati ottenuti attraverso la modellazione semplificata restituisce risultati pienamente soddisfacenti.

1 ALLEGATO 1

1.1 SEZIONE C1_16

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2400 mm
Piattabanda superiore	900x30 mm
Piattabanda inferiore	1000x30 mm
Anima	22x2340 mm, Inclinazione: 0
Soletta	5666x240 mm
Raccordo	700x60 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 30 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 220 mm, numero 20/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3875 mm
Tipo	T da un solo lato
Piatto 1	240x20 mm
Piatto 2	200x16 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.085E+5	2.066E+5	2.096E+5	1.916E+5	3.441E+5	1.263E+5
Z _G (mm)	1167.229	1836.587	1847.242	1778.399	2133.631	1363.558
J _y (mm ⁴)	1.034E+11	2.062E+11	2.079E+11	1.972E+11	2.525E+11	1.332E+11
W _{y,0} (mm ³)	-8.86E+7	-1.123E+8	-1.125E+8	-1.109E+8	-1.183E+8	-9.766E+7
W _{y,1} (mm ³)	-9.094E+7	-1.141E+8	-1.144E+8	-1.128E+8	-1.2E+8	-9.986E+7
W _{y,3} (mm ³)	8.598E+7	3.866E+8	3.976E+8	3.333E+8	1.068E+9	1.323E+8
W _{y,4} (mm ³)	8.389E+7	3.66E+8	3.761E+8	3.173E+8	9.48E+8	1.285E+8
W _{y,5} (mm ³)	1E+300	3.308E+8	3.392E+8	2.893E+8	7.737E+8	1.215E+8
W _{y,6} (mm ³)	1E+300	3.156E+8	3.234E+8	2.771E+8	7.086E+8	1.182E+8
W _{y,7} (mm ³)	1E+300	2.599E+8	2.656E+8	2.316E+8	5.087E+8	1.052E+8
W _{y,8} (mm ³)	1E+300	2.388E+8	2.438E+8	2.14E+8	4.458E+8	9.964E+7
S _{y,1} (mm ³)	3.457E+7	5.465E+7	5.497E+7	5.29E+7	6.356E+7	4.046E+7
S _{y,2} (mm ³)	4.879E+7	9.055E+7	9.129E+7	8.653E+7	1.122E+8	6.002E+7
S _{y,3} (mm ³)	3.288E+7	8.742E+7	8.829E+7	8.268E+7	1.116E+8	4.888E+7
S _{y,4} (mm ³)	1.118E-8	7.261E+7	7.377E+7	6.63E+7	1.048E+8	2.13E+7
n _E	1E+300	16.924	16.314	20.809	6.242	1E+300

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Mmin)

Sollecitazioni (Comb. Mmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-2.17E+4	1.72E+6	-1.99E+6	4.48E+5
2a	5.04E+4	6.09E+5	-7.04E+5	2.12E+5
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	-5.71E+6	0	-4.18E+6	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	1.95E+5	1.98E+6	-2.53E+6	4.88E+5
Totale	-5.48E+6	4.31E+6	-9.41E+6	1.15E+6

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Mmin)

	<i>c/t</i>	<i>z_{pl}</i> (mm)	<i>α</i>	<i>ψ</i>	Classe
Anima	106.36	2383.66	-0.01	-1.22	1
Piattabanda superiore	14.63				1
Piattabanda inferiore	16.3				1
classe della sezione					1

Analisi plastica: APPLICABILE

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Mmin)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N _{Ed} (N)	-5.484E+6	M _{Ed} (Nm)	-9.413E+6	N _{Ed} (N)	-5.484E+6
N _{Rd} (N)	-6.889E+7	M _{Rd} (Nm)	-5.086E+7	M _{Ed} (Nm)	-9.413E+6
				M _{Rd} (Nm)	-5.226E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.08	M _{Ed} /M _{Rd}	0.185	M _{Ed} /M _{Rd}	0.18

VERIFICA SODDISFATTA

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η ₁
σ ₈	0	-0.2	0	1.5	0	0	0	0	0	0	-0.8	0	0	0
σ ₇	-0.2	-2.5	-6.3	-43	0	0	0	-6.3	0	0	-4.4	-22.6	-28.9	0.074
σ ₆	-0.2	-2	-5.6	-40.2	0	0	0	-5.6	0	0	-3	-19.9	-25.5	0.065
σ ₅	0	-0.1	0	1.8	0	0	0	0	0	0	-0.4	0	0	0
σ ₄	-24	-1.7	-5.1	-38.3	0	0	0	-29	0	0	-2.1	-18.2	-47.2	0.14
σ ₃	-23.4	-1.6	-4.9	-37.7	0	0	0	-28.3	0	0	-1.8	-17.6	-45.9	0.136
σ ₂	-0.2	0.2	0.4	-27.2	0	0	0	0.2	0	0	0.6	1.5	1.7	0.005
σ ₁	21.7	6.4	7.4	9.3	0	0	0	29.2	0	0	21.7	26.9	56.1	0.166
σ ₀	22.3	6.5	7.6	9.9	0	0	0	29.9	0	0	22	27.5	57.4	0.17

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.17 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 1.32 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 1.66 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0.5 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 1.23 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w = 106.364 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 54.804 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: **V_{b,Rd} = 6.137E+6 N**

Essendo:

$$a/h_w = 1.656, \quad \eta = 1.2, \quad K_\tau = 6.799$$

$$\text{contributo anima: } V_{bw,Rd} = 5.941E+6 \text{ N}, \quad \text{contributo flange: } V_{bf,Rd} = 1.957E+5 \text{ N}$$

$$\chi_w = 0.619, \quad \lambda_w = 1.34, \quad \tau_{cr} = 114.2, \quad C = 1015.1$$

$$M_{Ed} = -9.413E+6 \text{ Nm}, \quad M_{f,Rd} = -3.083E+7 \text{ Nm}, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} = 0.305$$

Resistenza plastica: **V_{pl,Rd} = 1.206E+7 N**

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Resistenza a taglio: $V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 6.137E+6 \text{ N}$

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed} / V_{Rd} = 0.702, \quad (\Rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd} = 0.725, \quad \eta_1 = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.18$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 > 0.5, \quad M_{Ed} / M_{f,Rd} < 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Vmax)

Sollecitazioni (Comb. Vmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-2.17E+4	1.72E+6	-1.99E+6	4.48E+5
2a	5.04E+4	6.09E+5	-7.04E+5	2.12E+5
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	2.99E+5	2.06E+6	-2.34E+6	6.12E+5
Totale	3.28E+5	4.38E+6	-5.04E+6	1.27E+6

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Vmax)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Classe
Anima	106.36	2393.21	-0.01	-1.85	1
Piattabanda superiore	14.63				1
Piattabanda inferiore	16.3				1
classe della sezione					1

Analisi plastica: APPLICABILE

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Vmax)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N _{Ed} (N)	3.275E+5	M _{Ed} (Nm)	-5.037E+6	N _{Ed} (N)	3.275E+5
N _{Rd} (N)	4.364E+7	M _{Rd} (Nm)	-5.086E+7	M _{Ed} (Nm)	-5.037E+6
				M _{Rd} (Nm)	-5.078E+7
N _{Ed} / N _{Rd}	0.008	M _{Ed} / M _{Rd}	0.099	M _{Ed} / M _{Rd}	0.099

VERIFICA SODDISFATTA

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Vmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η ₁
σ ₈	0	-0.2	0	0	0	0	0	-0.2	0	0	-0.7	0	-0.9	0.046
σ ₇	-0.2	-2.5	-6.3	0	0	0	0	-2.5	0	0	-3.7	-19.9	-6.2	0.016
σ ₆	-0.2	-2	-5.6	0	0	0	0	-2	0	0	-2.4	-17.4	-4.4	0.011
σ ₅	0	-0.1	0	0	0	0	0	-0.1	0	0	-0.3	0	-0.5	0.024
σ ₄	-24	-1.7	-5.1	0	0	0	0	-25.6	0	0	-1.6	-15.9	-27.2	0.081
σ ₃	-23.4	-1.6	-4.9	0	0	0	0	-25	0	0	-1.3	-15.3	-26.3	0.078
σ ₂	-0.2	0.2	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0.9	2.4	0.9	0.003
σ ₁	21.7	6.4	7.4	0	0	0	0	28.1	0	0	20.4	25.8	48.5	0.143

σ_0	22.3	6.5	7.6	0	0	0	0	28.8	0	0	20.6	26.3	49.5	0.146
------------	------	-----	-----	---	---	---	---	------	---	---	------	------	------	-------

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.146 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = -0.16 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = -0.11 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Non fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -0.86 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -0.46 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w=106.364 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5}=54.804 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: **$V_{b,Rd}=6.15E+6$ N**

Essendo:

$$a/h_w=1.656, \quad \eta=1.2, \quad K_\tau=6.799$$

$$\text{contributo anima: } V_{bw,Rd}=5.941E+6 \text{ N, } \text{contributo flange: } V_{bf,Rd}=2.092E+5 \text{ N}$$

$$\chi_w=0.619, \quad \lambda_w=1.34, \quad \tau_{cr}=114.2, \quad C=1015.1$$

$$M_{Ed}=-5.037E+6 \text{ Nm, } M_{f,Rd}=-2.871E+7 \text{ Nm, } M_{Ed}/M_{f,Rd}=0.175$$

Resistenza plastica: **$V_{pl,Rd}=1.206E+7$ N**

Resistenza a taglio: **$V_{Rd}=\min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd})=6.15E+6$ N**

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.712, \quad (= > \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.737, \quad \eta_1 = M_{Ed}/M_{f,Rd} = 0.099$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 > 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} < 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica a stato limite delle tensioni (Comb. Mmin)

Sollecitazioni (Comb. Mmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.61E+4	1.27E+6	-1.48E+6	3.32E+5
2a	3.74E+4	4.51E+5	-5.21E+5	1.57E+5
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	-4.76E+6	0	-3.49E+6	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	1.47E+5	1.47E+6	-1.87E+6	3.63E+5
Totale	-4.59E+6	3.19E+6	-7.35E+6	8.52E+5

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	σ_d	η_1
σ_8	0	-0.1	0	1.2	0	0	0	0	0	0	-0.6	0	0	0	0
σ_7	-0.1	-1.8	-4.7	-35.8	0	0	0	-4.7	0	0	-3.3	-16.6	-21.3	21.3	0.059
σ_6	-0.1	-1.5	-4.1	-33.5	0	0	0	-4.1	0	0	-2.2	-14.7	-18.8	18.8	0.052

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

σ_5	0	-0.1	0	1.5	0	0	0	0	0	-0.3	0	0	0	0	
σ_4	-17.7	-1.2	-3.8	-32	0	0	0	-21.5	0	0	-1.5	-13.4	-34.9	34.9	0.098
σ_3	-17.3	-1.2	-3.6	-31.5	0	0	0	-21	0	0	-1.3	-13	-33.9	93.6	0.264
σ_2	-0.1	0.2	0.3	-22.7	0	0	0	0.1	0	0	0.4	1.2	1.3	115.3	0.325
σ_1	16.1	4.7	5.5	7.8	0	0	0	21.6	0	0	16	19.9	41.5	89.6	0.252
σ_0	16.5	4.8	5.6	8.3	0	0	0	22.1	0	0	16.2	20.3	42.5	42.5	0.12
τ_4	0	0.2	0.1	0	0	0	0	0.1	0	0	0.7	0.3	0.3		
τ_3	18.4	8.7	7.5	0	0	0	0	25.9	0	0	29.5	24.5	50.4		
τ_2	27.3	9	9.2	0	0	0	0	36.5	0	0	29.6	30.1	66.6		
τ_1	19.3	5.4	6.2	0	0	0	0	25.6	0	0	16.8	20.3	45.8		
τ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.325 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 1.11 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 1.39 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0.51 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 1.08 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Fessurata (m.)

Verifica a stato limite delle tensioni (Comb. Vmax)

Sollecitazioni (Comb. Vmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.61E+4	1.27E+6	-1.48E+6	3.32E+5
2a	3.74E+4	4.51E+5	-5.21E+5	1.57E+5
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	2.18E+5	1.52E+6	-1.74E+6	4.51E+5
Totale	2.39E+5	3.24E+6	-3.74E+6	9.4E+5

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Vmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	σ_{id}	η_1
σ_8	0	-0.1	0	0	0	0	0	-0.1	0	0	-0.5	0	-0.6	0.6	0.032
σ_7	-0.1	-1.8	-4.7	0	0	0	0	-1.8	0	0	-2.8	-14.8	-4.6	4.6	0.013
σ_6	-0.1	-1.5	-4.1	0	0	0	0	-1.5	0	0	-1.8	-13	-3.3	3.3	0.009
σ_5	0	-0.1	0	0	0	0	0	-0.1	0	0	-0.3	0	-0.3	0.3	0.017
σ_4	-17.7	-1.2	-3.8	0	0	0	0	-19	0	0	-1.2	-11.8	-20.2	20.2	0.057
σ_3	-17.3	-1.2	-3.6	0	0	0	0	-18.5	0	0	-1	-11.4	-19.5	101.7	0.287
σ_2	-0.1	0.2	0.3	0	0	0	0	0	0	0	0.6	1.7	0.7	116.1	0.327
σ_1	16.1	4.7	5.5	0	0	0	0	20.8	0	0	15.1	19.1	36	81.4	0.229
σ_0	16.5	4.8	5.6	0	0	0	0	21.3	0	0	15.3	19.5	36.7	36.7	0.103
τ_4	0	0.2	0.1	0	0	0	0	0.2	0	0	0.7	0.3	0.9		
τ_3	18.4	8.7	7.5	0	0	0	0	27.1	0	0	30.6	25.4	57.6		
τ_2	27.3	9	9.2	0	0	0	0	36.3	0	0	30.7	31.2	67		
τ_1	19.3	5.4	6.2	0	0	0	0	24.8	0	0	17.4	21	42.2		
τ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.327 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = -0.12 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = -0.08 N/mm²

- La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Non fessurata (m.)
3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -0.64 N/mm²
4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -0.34 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

SLE: Verifica a web breathing (Comb. Mmin)

Sollecitazioni (Comb. Mmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.61E+4	1.27E+6	-1.48E+6	3.32E+5
2a	3.74E+4	4.51E+5	-5.21E+5	1.57E+5
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	-4.76E+6	0	-3.49E+6	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	1.01E+5	8.58E+5	-1.08E+6	1.92E+5
Totale	-4.63E+6	2.58E+6	-6.56E+6	6.81E+5

Tensioni normali sulla sezione efficace (Comb. Mmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot
σ_8	0	-0.1	0	0	0	0	0	-0.1	0	0	-0.3	0	-0.5
σ_7	-0.1	-1.8	-4.7	0	0	0	0	-1.8	0	0	-1.8	-9.5	-3.7
σ_6	-0.1	-1.5	-4.1	0	0	0	0	-1.5	0	0	-1.2	-8.4	-2.7
σ_5	0	-0.1	0	0	0	0	0	-0.1	0	0	-0.2	0	-0.3
σ_4	-17.7	-1.2	-3.8	0	0	0	0	-19	0	0	-0.8	-7.6	-19.8
σ_3	-17.3	-1.2	-3.6	0	0	0	0	-18.5	0	0	-0.7	-7.4	-19.2
σ_2	-0.1	0.2	0.3	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0.8	0.3
σ_1	16.1	4.7	5.5	0	0	0	0	20.8	0	0	9.3	11.6	30.1
σ_0	16.5	4.8	5.6	0	0	0	0	21.3	0	0	9.4	11.9	30.8

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = -0.12 N/mm²
2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = -0.08 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Non fessurata (m.)
3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -0.46 N/mm²
4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -0.26 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Verifica dell'intera anima (Comb. Mmin)

	Anima
b (mm)	2340
σ_{sup} (N/mm ²)	-19.2
σ_{inf} (N/mm ²)	30.13
σ_{Ed} (N/mm ²)	19.2
K_σ	39.48
σ_{cr0E} (N/mm ²)	16.79
τ_{Ed} (N/mm ²)	43.91
$\sigma_{cr}(P)$ (N/mm ²)	663.02
$\sigma_{cr}(C)$ (N/mm ²)	6.12
ξ	1
σ_{cr} (N/mm ²)	663.02
K_τ	6.8
$K_{\tau sl}$	0
Coefficienti di utilizzo	0.424

Esito	VERIFICA SODDISFATTA
-------	----------------------

SLE: Verifica a web breathing (Comb. Vmax)

Sollecitazioni (Comb. Vmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.61E+4	1.27E+6	-1.48E+6	3.32E+5
2a	3.74E+4	4.51E+5	-5.21E+5	1.57E+5
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	1.1E+5	8.83E+5	-1.06E+6	2.29E+5
Totale	1.31E+5	2.61E+6	-3.05E+6	7.18E+5

Tensioni normali sulla sezione efficace (Comb. Vmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot
σ_8	0	-0.1	0	0	0	0	0	-0.1	0	0	-0.3	0	-0.4
σ_7	-0.1	-1.8	-4.7	0	0	0	0	-1.8	0	0	-1.8	-9.2	-3.6
σ_6	-0.1	-1.5	-4.1	0	0	0	0	-1.5	0	0	-1.2	-8.1	-2.6
σ_5	0	-0.1	0	0	0	0	0	-0.1	0	0	-0.2	0	-0.3
σ_4	-17.7	-1.2	-3.8	0	0	0	0	-19	0	0	-0.8	-7.4	-19.8
σ_3	-17.3	-1.2	-3.6	0	0	0	0	-18.5	0	0	-0.7	-7.1	-19.2
σ_2	-0.1	0.2	0.3	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0.9	0.4
σ_1	16.1	4.7	5.5	0	0	0	0	20.8	0	0	9.1	11.5	30
σ_0	16.5	4.8	5.6	0	0	0	0	21.3	0	0	9.3	11.7	30.6

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = -0.12 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = -0.08 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Non fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -0.45 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -0.25 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Verifica dell'intera anima (Comb. Vmax)

	Anima
b (mm)	2340
σ_{sup} (N/mm ²)	-19.15
σ_{inf} (N/mm ²)	29.96
σ_{Ed} (N/mm ²)	19.15
K_{σ}	39.31
σ_{cr0E} (N/mm ²)	16.79
τ_{Ed} (N/mm ²)	44.61
$\sigma_{cr}(P)$ (N/mm ²)	660.27
$\sigma_{cr}(C)$ (N/mm ²)	6.12
ξ	1
σ_{cr} (N/mm ²)	660.27
K_{τ}	6.8
$K_{\tau sl}$	0
Coefficienti di utilizzo	0.431
Esito	VERIFICA SODDISFATTA

Verifica connessione trave soletta

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Caratteristiche generali

Numero di pioli per unita' di lunghezza, n (m^{-1})	20
Diametro dei pioli, d (mm)	19
Altezza dei pioli, h (mm)	220
Resistenza ultima dei pioli, α	1
Coefficiente di sicurezza parziale, γ_v	1.25
Resistenza ultima dei pioli, f_u (N/mm^2)	450
Coefficiente E_{cm} (N/mm^2)	33643
Resistenza caratteristica cilindrica, f_{ck} (N/mm^2)	33.2

Resistenza della connessione

Resistenza a taglio del piolo, $P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$, (N)	81656.28
Resistenza per schiacciamento del calcestruzzo, $P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} / \gamma_v$, (N)	88513.63
Resistenza di progetto del piolo $P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd1}, P_{Rd2})$, (N)	81656.28

Verifica elastica allo SLU

Coefficiente di utilizzo (Comb. Vmax)

Resistenza di progetto per unita' di lunghezza, $v_{Rd} = n P_{Rd} \kappa_s$ (N/mm)	1633.1
Fattore di riduzione, κ_s	1.00
Flusso di taglio all'interfaccia acciaio calcestruzzo v_{Ed} (N/mm)	1067.6
Coefficiente di utilizzo v_{Ed} / v_{Rd}	0.654
VERIFICA SODDISFATTA	

Flusso di taglio all'interfaccia acciaio calcestruzzo (Comb. Vmax)

Fase	V_{Ed} (N)	$S_{y,4}$ (mm^3)	J_y (mm^4)	V_{Ed} (N/mm)
Fase 2a	6.086E+5	7.261E+7	2.062E+11	214.3
Fase 2b	0E+00	7.377E+7	2.079E+11	0
Fase 2c	0E+00	6.63E+7	1.972E+11	0
Fase 3a	0E+00	1.048E+8	2.525E+11	0
Fase 3b	2.055E+6	1.048E+8	2.525E+11	853.2
Totale				1067.6

Verifica elastica allo SLE

Coefficiente di utilizzo (Comb. Vmax)

Resistenza di progetto per unita' di lunghezza, $v_{Rd} = n P_{Rd} \kappa_s$ (N/mm)	979.9
Fattore di riduzione, κ_s	0.6
Flusso di taglio all'interfaccia acciaio calcestruzzo v_{Ed} (N/mm)	790.4
Coefficiente di utilizzo v_{Ed} / v_{Rd}	0.807
VERIFICA SODDISFATTA	

Flusso di taglio all'interfaccia acciaio calcestruzzo (Comb. Vmax)

Fase	V_{Ed} (N)	$S_{y,4}$ (mm^3)	J_y (mm^4)	V_{Ed} (N/mm)
Fase 2a	4.509E+5	7.261E+7	2.062E+11	158.8
Fase 2b	0E+00	7.377E+7	2.079E+11	0
Fase 2c	0E+00	6.63E+7	1.972E+11	0
Fase 3a	0E+00	1.048E+8	2.525E+11	0
Fase 3b	1.521E+6	1.048E+8	2.525E+11	631.6
Totale				790.4

Verifiche allo stato limite di fatica

Sollecitazioni per dettagli di carpenteria e pioli (Comb. Mmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.61E+4	1.27E+6	-1.48E+6	3.32E+5
2a	3.74E+4	4.51E+5	-5.21E+5	1.57E+5

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	-4.76E+6	0	-3.49E+6	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b max	1.82E+3	1.62E+4	-1.55E+4	8.13E+3
3b max	4.3E+4	3.32E+5	-4.28E+5	6.8E+4

Tensioni normali sulla sezione lorda per dettagli di carpenteria e pioli (Comb. Mmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess. Max	F. 3b Fess. Max	F. 3b Non Fess. Min	F. 3b Fess. Min	Totale Non Fess. Max	Totale Fess. Max	Totale Non Fess. Min	Totale Fess. Min	$\Delta\sigma, \Delta\tau$
σ_8	0	-0.1	0	1.2	0	0	0	0	0	0	0	-0.1	0	1.1	0	1	0	0
σ_7	-0.1	-1.8	-4.7	-35.8	0	0	0	0	0	0	-0.1	-0.7	-3.7	-37.7	-4.8	-38.4	-8.4	20.7
σ_6	-0.1	-1.5	-4.1	-33.5	0	0	0	0	0	0	-0.1	-0.5	-3.3	-35	-4.2	-35.4	-7.4	3.2
σ_5	0	-0.1	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	-0.1	0	1.4	0	1.3	0	0
σ_4	-17.7	-1.2	-3.8	-32	0	0	0	0	0	0	-0.1	-0.3	-3	-51	-21.6	-51.3	-24.5	2.9
σ_3	-17.3	-1.2	-3.6	-31.5	0	0	0	0	0	0	-0.1	-0.3	-2.9	-49.9	-21.1	-50.2	-23.9	2.8
σ_2	-0.1	0.2	0.3	-22.7	0	0	0	0	0	0	0	0.1	0.3	-22.6	0.2	-22.5	0.5	0.3
σ_1	16.1	4.7	5.5	7.8	0	0	0	0	0	0.1	0.2	3.7	4.6	28.7	21.8	32.3	26.2	4.5
σ_0	16.5	4.8	5.6	8.3	0	0	0	0	0	0.1	0.2	3.7	4.7	29.8	22.3	33.4	26.9	4.6
τ_4	0	0.2	0.1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0.1	0.2	0.2	0.3	0.3	0.1
τ_3	18.4	8.7	7.5	0	0	0	0	0	0	0.3	0.3	6.7	5.5	27.4	27.4	33.7	33.7	6.3
τ_2	27.3	9	9.2	0	0	0	0	0	0	0.3	0.3	6.7	6.8	36.6	36.6	43	43	6.4
τ_1	19.3	5.4	6.2	0	0	0	0	0	0	0.2	0.2	3.8	4.6	24.9	24.9	28.6	28.6	3.6
τ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 max = 1.11 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 max = 1.39 N/mm²
La sezione a fine fase 3 max e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 min = 0.98 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 min = 1.33 N/mm²
La sezione a fine fase 3 min e' stata considerata: Fessurata (m.)

Sollecitazioni per dettagli di carpenteria e pioli (Comb. Vmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.61E+4	1.27E+6	-1.48E+6	3.32E+5
2a	3.74E+4	4.51E+5	-5.21E+5	1.57E+5
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b max	4.59E+4	3.56E+5	-4.17E+5	7.2E+4
3b max	1.82E+3	1.62E+4	-1.55E+4	8.13E+3

Tensioni normali sulla sezione lorda per dettagli di carpenteria e pioli (Comb. Vmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess. Max	F. 3b Fess. Max	F. 3b Non Fess. Min	F. 3b Fess. Min	Totale Non Fess. Max	Totale Fess. Max	Totale Non Fess. Min	Totale Fess. Min	$\Delta\sigma, \Delta\tau$
σ_8	0	-0.1	0	0	0	0	0	0	0	-0.1	0	0	0	-0.2	0	-0.1	0	0.1
σ_7	-0.1	-1.8	-4.7	0	0	0	0	0	0	-0.7	-3.6	0	-0.1	-2.5	-8.3	-1.9	-4.8	0.7
σ_6	-0.1	-1.5	-4.1	0	0	0	0	0	0	-0.5	-3.2	0	-0.1	-1.9	-7.3	-1.5	-4.2	0.4
σ_5	0	-0.1	0	0	0	0	0	0	0	-0.1	0	0	0	-0.1	0	-0.1	0	0.1

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

σ_4	-17.7	-1.2	-3.8	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	-2.9	0	-0.1	-19.3	-24.4	-19	-21.6	0.3
σ_3	-17.3	-1.2	-3.6	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	-2.8	0	-0.1	-18.7	-23.7	-18.5	-21.1	0.2
σ_2	-0.1	0.2	0.3	0	0	0	0	0	0	0	0.1	0.4	0	0	0.2	0.5	0	0.2	0.1
σ_1	16.1	4.7	5.5	0	0	0	0	0	0	0	3.6	4.5	0.1	0.2	24.4	26.1	21	21.8	3.5
σ_0	16.5	4.8	5.6	0	0	0	0	0	0	0	3.7	4.6	0.1	0.2	25	26.8	21.5	22.3	3.5
τ_4	0	0.2	0.1	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0.1	0	0	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2
τ_3	18.4	8.7	7.5	0	0	0	0	0	0	0	7.2	5.9	0.3	0.3	34.2	34.2	27.4	27.4	6.8
τ_2	27.3	9	9.2	0	0	0	0	0	0	0	7.2	7.3	0.3	0.3	43.5	43.5	36.6	36.6	6.9
τ_1	19.3	5.4	6.2	0	0	0	0	0	0	0	4.1	4.9	0.2	0.2	28.8	28.8	24.9	24.9	3.9
τ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 max = -0.25 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 max = -0.15 N/mm²
La sezione a fine fase 3 max e' stata considerata: Non fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 min = -0.12 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 min = -0.08 N/mm²
La sezione a fine fase 3 min e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Dati di calcolo per i coefficienti di sicurezza e i fattori equivalenti di danno

Coefficienti parziali di sicurezza per la carpenteria:	γ_{Ff}	1
	γ_{Mf}	1.35
Fattore equivalente di danno per flessione per la carpenteria:	$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$	2.185 x 0.928 x 1 x 1 = 2.028 > 2 => 2 (Campata)
Fattore equivalente di danno per taglio per la carpenteria:	$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$	2.464 x 0.928 x 1 x 1 = 2.286 (Campata)
Dati per il calcolo di λ_1	Collocazione della sezione:	(Campata)
	Luce per il momento (m):	46.5
	Luce per il taglio (m):	18.6
Dati per il calcolo di λ_2, λ_{v2}	Q_0 (kN)	480
	N_0	500000
	N_{obs}	500000
	Q_{ml} (kN)	0
	Categoria di traffico (Table 4.5n - EN 1991-2):	Roads and motorways with medium flow rates of lorries
	Distribuzione del traffico (Table 4.7 - EN 1991-2):	Long distance (20% Q1, 5% Q2, 50% Q3, 15% Q4, 10% Q5)
Dati per il calcolo di λ_3, λ_{v3}	Vita di progetto in anni:	100
Dati per il calcolo di γ_{Mf} per la carpenteria:	Metodo di verifica:	Safe life
	Conseguenza del danno:	High consequence
Fattore equivalente di danno per i pioli:	$\lambda_v = \lambda_{v1} * \lambda_{v2} * \lambda_{v3} * \lambda_{v4} =$	1.55 x 0.953 x 1 x 1 = 1.477
Coefficienti parziali di sicurezza per i pioli:	γ_{Ff}	1
	γ_{Mf}	1.15

Verifica a fatica dei dettagli di carpenteria

Coefficienti di utilizzo (Comb. Mmax)

	$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}$	$\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}$	c.u.
Piattabanda superiore	5.77	92.593	0.062
Piattabanda inferiore	9.105	92.593	0.098
Anima	14.585	74.074	0.197
Giunzione piattabanda superiore $\Delta \sigma_{c,red} = K_s * \Delta \sigma_c$	5.773	79.992	0.072

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

=0.964 x 112 = 108 N/mm ²			
Giunzione piattabanda inferiore $\Delta\sigma_{c,red} = \kappa_s * \Delta\sigma_c$ =0.964 x 112 = 108 N/mm ²	9.105	79.992	0.114
Attacco anima-piattabanda superiore	5.587	82.963	0.067
Attacco anima-piattabanda inferiore	8.919	82.963	0.108
Attacco irrigidente verticale - anima	8.919	59.259	0.151
Attacco irrigidente verticale - piattabanda superiore	5.587	59.259	0.094
Attacco irrigidente verticale - piattabanda inferiore	8.919	59.259	0.151
Attacco irrigidente longitudinale 1 - anima			
Attacco irrigidente longitudinale 2 - anima			

Coefficienti di utilizzo (Comb. Vmax)

	$\gamma F_f \Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c / \gamma M_f$	c.u.
Piattabanda superiore	0.59	92.593	0.006
Piattabanda inferiore	7.041	92.593	0.076
Anima	15.691	74.074	0.212
Giunzione piattabanda superiore $\Delta\sigma_{c,red} = \kappa_s * \Delta\sigma_c$ =0.964 x 112 = 108 N/mm ²	0.591	79.992	0.007
Giunzione piattabanda inferiore $\Delta\sigma_{c,red} = \kappa_s * \Delta\sigma_c$ =0.964 x 112 = 108 N/mm ²	7.041	79.992	0.088
Attacco anima-piattabanda superiore	0.495	82.963	0.006
Attacco anima-piattabanda inferiore	6.945	82.963	0.084
Attacco irrigidente verticale - anima	6.945	59.259	0.117
Attacco irrigidente verticale - piattabanda superiore	0.495	59.259	0.008
Attacco irrigidente verticale - piattabanda inferiore	6.945	59.259	0.117
Attacco irrigidente longitudinale 1 - anima			
Attacco irrigidente longitudinale 2 - anima			

Verifica a fatica dei pioli

Coefficienti di utilizzo (Comb. Mmax)

$\gamma F_f \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma M_{f,s}) \leq 1$	=1*34.14/(90/1.15) =0.436
$\gamma F_f \Delta\sigma_{E,2} / (\Delta\sigma_c / \gamma M_f) \leq 1$	=1*5.77/(80/1.35) =0.097(*)
$\gamma F_f \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma M_{f,s}) + \gamma F_f \Delta\sigma_{E,2} / (\Delta\sigma_c / \gamma M_f) \leq 1.3$	=0.436+0.097=0.534(*)
VERIFICA SODDISFATTA	

(*) Verifica non significativa (Piattabanda superiore compressa)

Coefficienti di utilizzo (Comb. Vmax)

$\gamma F_f \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma M_{f,s}) \leq 1$	=1*36.73/(90/1.15) =0.469
$\gamma F_f \Delta\sigma_{E,2} / (\Delta\sigma_c / \gamma M_f) \leq 1$	=1*0.59/(80/1.35) =0.01(*)
$\gamma F_f \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma M_{f,s}) + \gamma F_f \Delta\sigma_{E,2} / (\Delta\sigma_c / \gamma M_f) \leq 1.3$	=0.469+0.01=0.479(*)
VERIFICA SODDISFATTA	

(*) Verifica non significativa (Piattabanda superiore compressa)

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

1.2 SEZIONE C2_8

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2400 mm
Piattabanda superiore	900x40 mm
Piattabanda inferiore	1000x65 mm
Anima	20x2295 mm, Inclinazione: 0
Soletta	5825x240 mm
Raccordo	700x60 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 30 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 220 mm, numero 15/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3875 mm
Tipo	T da un solo lato
Piatto 1	240x20 mm
Piatto 2	200x16 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.469E+5	2.478E+5	2.509E+5	2.324E+5	3.892E+5	1.652E+5
z _G (mm)	976.489	1627.949	1639.669	1564.775	1973.774	1151.9
J _y (mm ⁴)	1.516E+11	3.052E+11	3.079E+11	2.902E+11	3.874E+11	1.925E+11
W _{y,0} (mm ³)	-1.552E+8	-1.875E+8	-1.878E+8	-1.855E+8	-1.963E+8	-1.671E+8
W _{y,1} (mm ³)	-1.663E+8	-1.953E+8	-1.956E+8	-1.935E+8	-2.03E+8	-1.771E+8
W _{y,3} (mm ³)	1.096E+8	4.169E+8	4.275E+8	3.649E+8	1.003E+9	1.593E+8
W _{y,4} (mm ³)	1.065E+8	3.953E+8	4.05E+8	3.474E+8	9.09E+8	1.542E+8
W _{y,5} (mm ³)	1E+300	3.668E+8	3.754E+8	3.242E+8	7.968E+8	1.471E+8
W _{y,6} (mm ³)	1E+300	3.54E+8	3.622E+8	3.136E+8	7.505E+8	1.438E+8
W _{y,7} (mm ³)	1E+300	3.045E+8	3.11E+8	2.724E+8	5.904E+8	1.302E+8
W _{y,8} (mm ³)	1E+300	2.847E+8	2.904E+8	2.556E+8	5.335E+8	1.243E+8
S _{y,1} (mm ³)	6.136E+7	1.037E+8	1.045E+8	9.96E+7	1.262E+8	7.276E+7
S _{y,2} (mm ³)	6.967E+7	1.281E+8	1.293E+8	1.221E+8	1.626E+8	8.457E+7
S _{y,3} (mm ³)	5.053E+7	1.228E+8	1.241E+8	1.158E+8	1.611E+8	6.998E+7
S _{y,4} (mm ³)	7.451E-9	9.57E+7	9.742E+7	8.642E+7	1.465E+8	2.577E+7
n _E	1E+300	16.924	16.314	20.809	6.242	1E+300

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Mmin)

Sollecitazioni (Comb. Mmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-2.18E+4	-5.11E+5	-2E+7	-1.2E+5
2a	4.02E+4	-1.72E+5	-6.94E+6	-4.07E+4
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	-5.87E+6	0	-5.52E+6	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	1.41E+5	-7.1E+5	-2.26E+7	-1.2E+5
Totale	-5.71E+6	-1.39E+6	-5.51E+7	-2.8E+5

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Mmin)

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

	<i>c/t</i>	<i>z_{pl}</i> (mm)	<i>α</i>	<i>ψ</i>	Classe
Anima	114.75	2365.46	0	-1.06	1
Piattabanda superiore	11				1
Piattabanda inferiore	7.54				1
classe della sezione					1
Analisi plastica: APPLICABILE					

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Mmin)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N _{Ed} (N)	-5.708E+6	M _{Ed} (Nm)	-5.507E+7	N _{Ed} (N)	-5.708E+6
N _{Rd} (N)	-8.155E+7	M _{Rd} (Nm)	-7.34E+7	M _{Ed} (Nm)	-5.507E+7
				M _{Rd} (Nm)	-7.566E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.07	M _{Ed} /M _{Rd}	0.75	M _{Ed} /M _{Rd}	0.728
VERIFICA SODDISFATTA					

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η ₁
σ ₈	0	-1.4	0	1.6	0	0	0	0	0	0	-6.7	0	-6.6	0.349
σ ₇	-0.1	-22.6	-53.1	-41.1	0	0	0	-53.1	0	0	-37.9	-172.7	-101.7	0.26
σ ₆	-0.1	-19.4	-48	-38.6	0	0	0	-48	0	0	-29.8	-156.3	-87.8	0.224
σ ₅	0	-1.1	0	1.9	0	0	0	0	0	0	-4.5	0	-3.7	0.198
σ ₄	-188.1	-17.4	-44.8	-37	0	0	0	-232.8	0	0	-24.5	-145.7	-267	0.79
σ ₃	-182.8	-16.5	-43.3	-36.3	0	0	0	-226.1	0	0	-22.2	-141	-257.7	0.762
σ ₂	-0.1	0.2	0.2	-23.4	0	0	0	0.1	0	0	0.4	0.9	-23	0.068
σ ₁	120.2	35.7	39.4	4.8	0	0	0	159.6	0	0	111.7	128.5	272.4	0.854
σ ₀	128.8	37.2	41.8	6	0	0	0	170.6	0	0	115.5	136.1	287.5	0.901

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.901 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.17 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.75 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -6.56 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -3.73 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w=114.75 > 31/\eta \cdot \epsilon_w \cdot (K_\tau)^{0.5}=54.579 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: **V_{b,Rd}=4.981E+6 N**

Essendo:

$$a/h_w=1.688, \quad \eta=1.2, \quad K_\tau=6.743$$

$$\text{contributo anima: } V_{bw,Rd}=4.89E+6 \text{ N, } \text{contributo flange: } V_{bf,Rd}=9.1E+4 \text{ N}$$

$$\chi_w=0.572, \quad \lambda_w=1.452, \quad \tau_{cr}=97.3, \quad C=1203.4$$

$$M_{Ed}=-5.507E+7 \text{ Nm, } M_{f,Rd}=-5.757E+7 \text{ Nm, } M_{Ed}/M_{f,Rd}=0.956$$

Resistenza plastica: **V_{pl,Rd}=1.075E+7 N**

Resistenza a taglio: **V_{Rd}=min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd})=4.981E+6 N**

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd}=0.28, \quad (\Rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

$$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd} = 0.285, \quad \eta_1 = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.728$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed} / M_{f,Rd} < 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Vmin)

Sollecitazioni (Comb. Vmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-2.18E+4	-5.11E+5	-2E+7	-1.2E+5
2a	4.02E+4	-1.72E+5	-6.94E+6	-4.07E+4
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	1.64E+5	-1.12E+6	-1.82E+7	-2.39E+5
Totale	1.83E+5	-1.8E+6	-4.52E+7	-3.99E+5

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Vmin)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Classe
Anima	114.75	2375.14	-0.01	-1.13	1
Piattabanda superiore	11				1
Piattabanda inferiore	7.54				1
classe della sezione					1

Analisi plastica: APPLICABILE

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Vmin)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N _{Ed} (N)	1.827E+5	M _{Ed} (Nm)	-4.518E+7	N _{Ed} (N)	1.827E+5
N _{Rd} (N)	5.559E+7	M _{Rd} (Nm)	-7.34E+7	M _{Ed} (Nm)	-4.518E+7
				M _{Rd} (Nm)	-7.333E+7
N _{Ed} / N _{Rd}	0.003	M _{Ed} / M _{Rd}	0.615	M _{Ed} / M _{Rd}	0.616

VERIFICA SODDISFATTA

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Vmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η ₁
σ ₈	0	-1.4	0	0	0	0	0	-1.4	0	0	-5.4	0	-6.8	0.363
σ ₇	-0.1	-22.6	-53.1	0	0	0	0	-22.6	0	0	-30.4	-139	-53.1	0.136
σ ₆	-0.1	-19.4	-48	0	0	0	0	-19.4	0	0	-23.9	-125.7	-43.3	0.111
σ ₅	0	-1.1	0	0	0	0	0	-1.1	0	0	-3.6	0	-4.7	0.25
σ ₄	-188.1	-17.4	-44.8	0	0	0	0	-205.5	0	0	-19.6	-117.2	-225.1	0.666
σ ₃	-182.8	-16.5	-43.3	0	0	0	0	-199.3	0	0	-17.7	-113.4	-217	0.642
σ ₂	-0.1	0.2	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0.4	1	0.4	0.001
σ ₁	120.2	35.7	39.4	0	0	0	0	155.9	0	0	90.2	103.9	246.1	0.771
σ ₀	128.8	37.2	41.8	0	0	0	0	166	0	0	93.3	110.1	259.2	0.813

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.813 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = -1.43 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = -1.11 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Non fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -6.84 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -4.71 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w=114.75 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5}=54.579 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: **V_{b,Rd}=5.239E+6 N**

Essendo:

$$a/h_w=1.688, \quad \eta=1.2, \quad K_\tau=6.743$$

$$\text{contributo anima: } V_{bw,Rd}=4.89E+6 \text{ N, } \text{contributo flange: } V_{bf,Rd}=3.495E+5 \text{ N}$$

$$\chi_w=0.572, \quad \lambda_w=1.452, \quad \tau_{cr}=97.3, \quad C=1203.4$$

$$M_{Ed}=-4.518E+7 \text{ Nm, } M_{f,Rd}=-5.506E+7 \text{ Nm, } M_{Ed}/M_{f,Rd}=0.82$$

Resistenza plastica: **V_{pl,Rd}=1.075E+7 N**

Resistenza a taglio: **V_{Rd}=min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd})=5.239E+6 N**

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.344, \quad (= > \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.368, \quad \eta_1 = M_{Ed}/M_{f,Rd} = 0.616$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} < 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica a stato limite delle tensioni (Comb. Mmin)

Sollecitazioni (Comb. Mmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.62E+4	-3.79E+5	-1.48E+7	-8.85E+4
2a	2.98E+4	-1.28E+5	-5.14E+6	-3.01E+4
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	-4.89E+6	0	-4.6E+6	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	1.26E+5	-5.26E+5	-1.67E+7	-9.01E+4
Totale	-4.75E+6	-1.03E+6	-4.13E+7	-2.09E+5

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	σ_{id}	η_1
σ_8	0	-1.1	0	1.3	0	0	0	0	0	0	-5	0	-4.7	4.7	0.236
σ_7	-0.1	-16.8	-39.3	-34.3	0	0	0	-39.3	0	0	-28	-127.8	-79.1	79.1	0.22
σ_6	-0.1	-14.4	-35.6	-32.2	0	0	0	-35.6	0	0	-22	-115.6	-68.6	68.6	0.19
σ_5	0	-0.8	0	1.6	0	0	0	0	0	0	-3.3	0	-2.6	2.6	0.13
σ_4	-139.3	-12.9	-33.2	-30.8	0	0	0	-172.5	0	0	-18.1	-107.8	-201.1	201.1	0.567
σ_3	-135.4	-12.2	-32.1	-30.2	0	0	0	-167.5	0	0	-16.4	-104.3	-194.2	197.2	0.556
σ_2	-0.1	0.1	0.2	-19.5	0	0	0	0.1	0	0	0.3	0.8	-19.2	43.3	0.122

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

σ_1	89	26.5	29.2	4	0	0	0	118.2	0	0	82.8	95.3	202.3	204.8	0.611
σ_0	95.4	27.6	31	5	0	0	0	126.3	0	0	85.6	100.9	213.5	213.5	0.637
τ_4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.2	-0.1	-0.3		
τ_3	-6.3	-2.6	-2.3	0	0	0	0	-8.6	0	0	-10.9	-9.6	-19.8		
τ_2	-8.7	-2.7	-2.8	0	0	0	0	-11.5	0	0	-11	-11.6	-22.4		
τ_1	-7.7	-2.2	-2.4	0	0	0	0	-10.1	0	0	-8.6	-9.9	-18.4		
τ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.637 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.27 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.73 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -4.7 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -2.58 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Verifica a stato limite delle tensioni (Comb. Vmin)

Sollecitazioni (Comb. Vmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.62E+4	-3.79E+5	-1.48E+7	-8.85E+4
2a	2.98E+4	-1.28E+5	-5.14E+6	-3.01E+4
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	1.43E+5	-8.28E+5	-1.35E+7	-1.78E+5
Totale	1.57E+5	-1.33E+6	-3.35E+7	-2.97E+5

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Vmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	σ_d	η_1
σ_8	0	-1.1	0	0	0	0	0	-1.1	0	0	-4	0	-5.1	5.1	0.254
σ_7	-0.1	-16.8	-39.3	0	0	0	0	-16.8	0	0	-22.5	-102.8	-39.3	39.3	0.109
σ_6	-0.1	-14.4	-35.6	0	0	0	0	-14.4	0	0	-17.6	-93	-32	32	0.089
σ_5	0	-0.8	0	0	0	0	0	-0.8	0	0	-2.7	0	-3.5	3.5	0.175
σ_4	-139.3	-12.9	-33.2	0	0	0	0	-152.2	0	0	-14.5	-86.7	-166.7	166.7	0.47
σ_3	-135.4	-12.2	-32.1	0	0	0	0	-147.6	0	0	-13.1	-83.9	-160.7	166.9	0.47
σ_2	-0.1	0.1	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0.4	0.9	0.4	49.8	0.14
σ_1	89	26.5	29.2	0	0	0	0	115.5	0	0	66.9	77.1	182.4	186.8	0.558
σ_0	95.4	27.6	31	0	0	0	0	122.9	0	0	69.1	81.7	192.1	192.1	0.573
τ_4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	-0.1	-0.4		
τ_3	-6.3	-2.6	-2.3	0	0	0	0	-8.9	0	0	-17.2	-15.1	-26.1		
τ_2	-8.7	-2.7	-2.8	0	0	0	0	-11.4	0	0	-17.4	-18.2	-28.8		
τ_1	-7.7	-2.2	-2.4	0	0	0	0	-9.8	0	0	-13.5	-15.7	-23.3		
τ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.573 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = -1.06 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = -0.82 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Non fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -5.05 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -3.48 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

SLE: Verifica a web breathing (Comb. Mmin)

Sollecitazioni (Comb. Mmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.62E+4	-3.79E+5	-1.48E+7	-8.85E+4
2a	2.98E+4	-1.28E+5	-5.14E+6	-3.01E+4
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	-4.89E+6	0	-4.6E+6	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	1.81E+5	-3.23E+5	-9.77E+6	-4.94E+4
Totale	-4.7E+6	-8.3E+5	-3.43E+7	-1.68E+5

Tensioni normali sulla sezione efficace (Comb. Mmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot
σ_8	0	-1.1	0	1.3	0	0	0	0	0	0	-2.9	0	-2.6
σ_7	-0.1	-16.8	-40.3	-34.8	0	0	0	-40.3	0	0	-16.1	-75.8	-67.7
σ_6	-0.1	-14.5	-36.5	-32.7	0	0	0	-36.5	0	0	-12.5	-68.6	-59.7
σ_5	0	-0.8	0	1.5	0	0	0	0	0	0	-1.9	0	-1.2
σ_4	-145.4	-13	-34.1	-31.3	0	0	0	-179.5	0	0	-10.2	-64	-199.9
σ_3	-141.4	-12.3	-33	-30.7	0	0	0	-174.4	0	0	-9.2	-61.9	-193.6
σ_2	-0.1	0.1	0.2	-19.8	0	0	0	0.1	0	0	0.5	1.1	-19.4
σ_1	88.4	26.4	29	3.7	0	0	0	117.4	0	0	48.7	56	167.2
σ_0	94.9	27.5	30.8	4.7	0	0	0	125.7	0	0	50.3	59.3	177.4

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.24 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.7 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -2.62 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -1.19 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Verifica dell'intera anima (Comb. Mmin)

	Anima
b (mm)	2295
σ_{sup} (N/mm ²)	-193.09
σ_{inf} (N/mm ²)	167.3
σ_{Ed} (N/mm ²)	193.09
K_{σ}	20.6
σ_{cr0E} (N/mm ²)	14.43
τ_{Ed} (N/mm ²)	16.29
σ_{cr} (P) (N/mm ²)	297.28
σ_{cr} (C) (N/mm ²)	5.06
ξ	1
σ_{cr} (N/mm ²)	297.28
K_{τ}	6.74
$K_{\tau sl}$	0
Coefficienti di utilizzo	0.675
Esito	VERIFICA SODDISFATTA

SLE: Verifica a web breathing (Comb. Vmin)

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Sollecitazioni (Comb. Vmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.62E+4	-3.79E+5	-1.48E+7	-8.85E+4
2a	2.98E+4	-1.28E+5	-5.14E+6	-3.01E+4
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	2.08E+5	-5.14E+5	-8.35E+6	-1.09E+5
Totale	2.21E+5	-1.02E+6	-2.83E+7	-2.28E+5

Tensioni normali sulla sezione efficace (Comb. Vmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot
σ_8	0	-1.1	0	0	0	0	0	-1.1	0	0	-2.4	0	-3.5
σ_7	-0.1	-16.8	-39.9	0	0	0	0	-16.8	0	0	-13.6	-63.9	-30.4
σ_6	-0.1	-14.5	-36.2	0	0	0	0	-14.5	0	0	-10.6	-57.8	-25
σ_5	0	-0.8	0	0	0	0	0	-0.8	0	0	-1.6	0	-2.4
σ_4	-143.1	-12.9	-33.7	0	0	0	0	-156	0	0	-8.6	-53.8	-164.7
σ_3	-139.1	-12.3	-32.7	0	0	0	0	-151.4	0	0	-7.8	-52.1	-159.2
σ_2	-0.1	0.1	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0.5	1.3	0.5
σ_1	88.7	26.4	29.1	0	0	0	0	115.1	0	0	41.7	48.3	156.8
σ_0	95.2	27.5	30.9	0	0	0	0	122.7	0	0	43.1	51.1	165.8

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = -1.06 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = -0.82 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Non fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -3.48 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -2.42 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Verifica dell'intera anima (Comb. Vmin)

	Anima
b (mm)	2295
σ_{sup} (N/mm ²)	-155.41
σ_{inf} (N/mm ²)	157.17
σ_{Ed} (N/mm ²)	155.41
K_{σ}	24.19
σ_{cr0E} (N/mm ²)	14.43
τ_{Ed} (N/mm ²)	19.99
σ_{cr} (P) (N/mm ²)	349.07
σ_{cr} (C) (N/mm ²)	5.06
ξ	1
σ_{cr} (N/mm ²)	349.07
K_{τ}	6.74
$K_{\tau sl}$	0
Coefficienti di utilizzo	0.499
Esito	VERIFICA SODDISFATTA

Verifica connessione trave soletta

Caratteristiche generali

Numero di pioli per unita' di lunghezza, n (m ⁻¹)	15
Diametro dei pioli, d (mm)	19

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Altezza dei pioli, h (mm)	220
Resistenza ultima dei pioli, α	1
Coefficiente di sicurezza parziale, γ_v	1.25
Resistenza ultima dei pioli, f_u (N/mm ²)	450
Coefficiente E_{cm} (N/mm ²)	33643
Resistenza caratteristica cilindrica, f_{ck} (N/mm ²)	33.2

Resistenza della connessione

Resistenza a taglio del piolo, $P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 \gamma_v$, (N)	81656.28
Resistenza per schiacciamento del calcestruzzo, $P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} / \gamma_v$, (N)	88513.63
Resistenza di progetto del piolo $P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd1}, P_{Rd2})$, (N)	81656.28

Verifica elastica allo SLU

Coefficiente di utilizzo (Comb. Vmin)

Resistenza di progetto per unita' di lunghezza, $v_{Rd} = n P_{Rd} \kappa_s$ (N/mm)	1224.8
Fattore di riduzione, κ_s	1.00
Flusso di taglio all'interfaccia acciaio calcestruzzo v_{Ed} (N/mm)	-476.8
Coefficiente di utilizzo v_{Ed} / v_{Rd}	0.389
VERIFICA SODDISFATTA	

Flusso di taglio all'interfaccia acciaio calcestruzzo (Comb. Vmin)

Fase	V_{Ed} (N)	$S_{y,4}$ (mm ³)	J_y (mm ⁴)	V_{Ed} (N/mm)
Fase 2a	-1.722E+5	9.57E+7	3.052E+11	-54
Fase 2b	0E+00	9.742E+7	3.079E+11	0
Fase 2c	0E+00	8.642E+7	2.902E+11	0
Fase 3a	0E+00	1.465E+8	3.874E+11	0
Fase 3b	-1.118E+6	1.465E+8	3.874E+11	-422.8
Totale				-476.8

Verifica elastica allo SLE

Coefficiente di utilizzo (Comb. Vmin)

Resistenza di progetto per unita' di lunghezza, $v_{Rd} = n P_{Rd} \kappa_s$ (N/mm)	734.9
Fattore di riduzione, κ_s	0.6
Flusso di taglio all'interfaccia acciaio calcestruzzo v_{Ed} (N/mm)	-353.1
Coefficiente di utilizzo v_{Ed} / v_{Rd}	0.481
VERIFICA SODDISFATTA	

Flusso di taglio all'interfaccia acciaio calcestruzzo (Comb. Vmin)

Fase	V_{Ed} (N)	$S_{y,4}$ (mm ³)	J_y (mm ⁴)	V_{Ed} (N/mm)
Fase 2a	-1.276E+5	9.57E+7	3.052E+11	-40
Fase 2b	0E+00	9.742E+7	3.079E+11	0
Fase 2c	0E+00	8.642E+7	2.902E+11	0
Fase 3a	0E+00	1.465E+8	3.874E+11	0
Fase 3b	-8.281E+5	1.465E+8	3.874E+11	-313.1
Totale				-353.1

Verifiche allo stato limite di fatica

Sollecitazioni per dettagli di carpenteria e pioli (Comb. Mmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.62E+4	-3.79E+5	-1.48E+7	-8.85E+4
2a	2.98E+4	-1.28E+5	-5.14E+6	-3.01E+4
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	-4.89E+6	0	-4.6E+6	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b max	7.51E+3	-1.5E+4	-2.44E+5	-6.24E+3
3b max	8.82E+4	-1.06E+5	-3.69E+6	-3.91E+4

Tensioni normali sulla sezione lorda per dettagli di carpenteria e pioli (Comb. Mmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess. Max	F. 3b Fess. Max	F. 3b Non Fess. Min	F. 3b Fess. Min	Totale Non Fess. Max	Totale Fess. Max	Totale Non Fess. Min	Totale Fess. Min	$\Delta\sigma, \Delta\tau$
σ_8	0	-1.1	0	1.3	0	0	0	0	0	-0.1	0	-1.1	0	0.2	0	-0.8	0	0.8
σ_7	-0.1	-16.8	-39.3	-34.3	0	0	0	0	0	-0.4	-1.8	-6	-27.8	-51.4	-41.1	-57.1	-67.1	49.1
σ_6	-0.1	-14.4	-35.6	-32.2	0	0	0	0	0	-0.3	-1.7	-4.7	-25.1	-46.9	-37.2	-51.3	-60.7	14.1
σ_5	0	-0.8	0	1.6	0	0	0	0	0	0	0	-0.7	0	0.7	0	0	0	0
σ_4	-139.3	-12.9	-33.2	-30.8	0	0	0	0	0	-0.2	-1.5	-3.8	-23.4	-183.3	-174	-186.9	-195.8	12.9
σ_3	-135.4	-12.2	-32.1	-30.2	0	0	0	0	0	-0.2	-1.5	-3.4	-22.6	-178.1	-169	-181.3	-190.1	12.3
σ_2	-0.1	0.1	0.2	-19.5	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0.5	-19.5	0.1	-19.3	0.6	19.4
σ_1	89	26.5	29.2	4	0	0	0	0	0	1.2	1.4	18.4	21.3	120.7	119.7	137.9	139.6	18.2
σ_0	95.4	27.6	31	5	0	0	0	0	0	1.3	1.5	19	22.6	129.2	127.8	146.9	148.9	19.1
τ_4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	0
τ_3	-6.3	-2.6	-2.3	0	0	0	0	0	0	-0.3	-0.3	-2.2	-1.9	-9.2	-9.2	-11.1	-11.1	1.9
τ_2	-8.7	-2.7	-2.8	0	0	0	0	0	0	-0.3	-0.3	-2.2	-2.3	-11.7	-11.7	-13.6	-13.6	1.9
τ_1	-7.7	-2.2	-2.4	0	0	0	0	0	0	-0.2	-0.3	-1.7	-2	-10.1	-10.1	-11.6	-11.6	1.5
τ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 max = 0.2 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 max = 0.68 N/mm²
La sezione a fine fase 3 max e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 min = -0.8 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 min = 0.03 N/mm²
La sezione a fine fase 3 min e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Sollecitazioni per dettagli di carpenteria e pioli (Comb. Vmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.62E+4	-3.79E+5	-1.48E+7	-8.85E+4
2a	2.98E+4	-1.28E+5	-5.14E+6	-3.01E+4
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b max	9.04E+4	1.14E+5	-3.03E+6	-1.91E+4
3b max	1.04E+5	-2.23E+5	-3.5E+6	-2.84E+4

Tensioni normali sulla sezione lorda per dettagli di carpenteria e pioli (Comb. Vmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess. Max	F. 3b Fess. Max	F. 3b Non Fess. Min	F. 3b Fess. Min	Totale Non Fess. Max	Totale Fess. Max	Totale Non Fess. Min	Totale Fess. Min	$\Delta\sigma, \Delta\tau$
σ_8	0	-1.1	0	0	0	0	0	0	0	-0.9	0	-1	0	-1.9	0	-2.1	0	0.1
σ_7	-0.1	-16.8	-39.3	0	0	0	0	0	0	-4.9	-22.7	-5.7	-26.3	-21.7	-62	-22.4	-65.6	0.8
σ_6	-0.1	-14.4	-35.6	0	0	0	0	0	0	-3.8	-20.5	-4.4	-23.7	-18.2	-56.1	-18.8	-59.3	0.6
σ_5	0	-0.8	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	0	-0.7	0	-1.4	0	-1.5	0	0.1
σ_4	-139.3	-12.9	-33.2	0	0	0	0	0	0	-3.1	-19.1	-3.6	-22.1	-155.3	-191.6	-155.8	-194.6	0.5
σ_3	-135.4	-12.2	-32.1	0	0	0	0	0	0	-2.8	-18.5	-3.2	-21.4	-150.4	-186	-150.8	-188.9	0.4
σ_2	-0.1	0.1	0.2	0	0	0	0	0	0	0.2	0.5	0.3	0.6	0.2	0.6	0.3	0.7	0
σ_1	89	26.5	29.2	0	0	0	0	0	0	15.2	17.7	17.5	20.4	130.6	135.9	133	138.7	2.4

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

σ_0	95.4	27.6	31	0	0	0	0	0	0	0	15.7	18.7	18.1	21.6	138.6	145	141	147.9	2.4
τ_4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.1	0	0	0	-0.1	-0.1	0.1
τ_3	-6.3	-2.6	-2.3	0	0	0	0	0	0	0	2.4	2.1	-4.6	-4.1	-6.5	-6.5	-13.5	-13.5	7
τ_2	-8.7	-2.7	-2.8	0	0	0	0	0	0	0	2.4	2.5	-4.7	-4.9	-9	-9	-16.1	-16.1	7.1
τ_1	-7.7	-2.2	-2.4	0	0	0	0	0	0	0	1.9	2.2	-3.6	-4.2	-8	-8	-13.5	-13.5	5.5
τ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 max = -1.93 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 max = -1.39 N/mm²
La sezione a fine fase 3 max e' stata considerata: Non fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 min = -2.07 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 min = -1.48 N/mm²
La sezione a fine fase 3 min e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Dati di calcolo per i coefficienti di sicurezza e i fattori equivalenti di danno

Coefficienti parziali di sicurezza per la carpenteria:	γ_{Ff}	1
	γ_{Mf}	1.35
Fattore equivalente di danno per flessione per la carpenteria:	$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$	2.185 x 0.928 x 1 x 1 = 2.028 > 2 => 2 (Campata)
Fattore equivalente di danno per taglio per la carpenteria:	$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$	2.464 x 0.928 x 1 x 1 = 2.286 (Campata)
Dati per il calcolo di λ_1	Collocazione della sezione:	(Campata)
	Luce per il momento (m):	46.5
	Luce per il taglio (m):	18.6
Dati per il calcolo di λ_2, λ_{v2}	Q_0 (kN)	480
	N_0	500000
	N_{obs}	500000
	Q_{ml} (kN)	0
	Categoria di traffico (Table 4.5n - EN 1991-2):	Roads and motorways with medium flow rates of lorries
	Distribuzione del traffico (Table 4.7 - EN 1991-2) :	Long distance (20% Q1, 5% Q2, 50% Q3, 15% Q4, 10% Q5)
Dati per il calcolo di λ_3, λ_{v3}	Vita di progetto in anni:	100
Dati per il calcolo di γ_{Mf} per la carpenteria:	Metodo di verifica:	Safe life
	Conseguenza del danno:	High consequence
Fattore equivalente di danno per i pioli:	$\lambda_v = \lambda_{v1} * \lambda_{v2} * \lambda_{v3} * \lambda_{v4} =$	1.55 x 0.953 x 1 x 1 = 1.477
Coefficienti parziali di sicurezza per i pioli:	γ_{Ff}	1
	γ_{Mf}	1.15

Verifica a fatica dei dettagli di carpenteria

Coefficienti di utilizzo (Comb. Mmax)

	$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$	c.u.
Piattabanda superiore	25.71	92.593	0.278
Piattabanda inferiore	38.172	92.593	0.412
Anima	4.376	74.074	0.059
Giunzione piattabanda superiore $\Delta\sigma_{c,red} = k_s * \Delta\sigma_c = 0.91 x 112 = 102 \text{ N/mm}^2$	25.71	75.52	0.34
Giunzione piattabanda inferiore $\Delta\sigma_{c,red} = k_s * \Delta\sigma_c = 0.826 x 112 = 92.5 \text{ N/mm}^2$	38.172	68.531	0.557
Attacco anima-piattabanda superiore	24.645	82.963	0.297

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Attacco anima-piattabanda inferiore	36.442	82.963	0.439
Attacco irrigidente verticale - anima	36.442	59.259	0.615
Attacco irrigidente verticale - piattabanda superiore	24.645	59.259	0.416
Attacco irrigidente verticale - piattabanda inferiore	36.442	59.259	0.615
Attacco irrigidente longitudinale 1 - anima			
Attacco irrigidente longitudinale 2 - anima			

Coefficienti di utilizzo (Comb. Vmax)

	$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$	c.u.
Piattabanda superiore	0.97	92.593	0.01
Piattabanda inferiore	4.881	92.593	0.053
Anima	16.183	74.074	0.218
Giunzione piattabanda superiore $\Delta\sigma_{c,red} = \kappa_s \cdot \Delta\sigma_c$ $= 0.91 \times 112 = 102 \text{ N/mm}^2$	0.971	75.52	0.013
Giunzione piattabanda inferiore $\Delta\sigma_{c,red} = \kappa_s \cdot \Delta\sigma_c$ $= 0.826 \times 112 = 92.5 \text{ N/mm}^2$	4.881	68.531	0.071
Attacco anima-piattabanda superiore	0.873	82.963	0.011
Attacco anima-piattabanda inferiore	4.723	82.963	0.057
Attacco irrigidente verticale - anima	4.723	59.259	0.08
Attacco irrigidente verticale - piattabanda superiore	0.873	59.259	0.015
Attacco irrigidente verticale - piattabanda inferiore	4.723	59.259	0.08
Attacco irrigidente longitudinale 1 - anima			
Attacco irrigidente longitudinale 2 - anima			

Verifica a fatica dei pioli

Coefficienti di utilizzo (Comb. Mmax)

$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}) \leq 1$	$= 1 \cdot 11.98 / (90 / 1.15) = 0.153$
$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} / (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) \leq 1$	$= 1 \cdot 25.71 / (80 / 1.35) = 0.434(*)$
$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}) + \gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} / (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) \leq 1.3$	$= 0.153 + 0.434 = 0.587(*)$
VERIFICA SODDISFATTA	

(*) Verifica non significativa (Piattabanda superiore compressa)

Coefficienti di utilizzo (Comb. Vmax)

$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}) \leq 1$	$= 1 \cdot 44.29 / (90 / 1.15) = 0.566$
$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} / (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) \leq 1$	$= 1 \cdot 0.97 / (80 / 1.35) = 0.016(*)$
$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}) + \gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} / (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) \leq 1.3$	$= 0.566 + 0.016 = 0.582(*)$
VERIFICA SODDISFATTA	

(*) Verifica non significativa (Piattabanda superiore compressa)

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

1.3 SEZIONE C3_9

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2400 mm
Piattabanda superiore	900x50 mm
Piattabanda inferiore	1000x75 mm
Anima	18x2275 mm, Inclinazione: 0
Soletta	5825x240 mm
Raccordo	700x60 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 30 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 220 mm, numero 15/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3875 mm
Tipo	T da un solo lato
Piatto 1	240x20 mm
Piatto 2	200x16 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.61E+5	2.619E+5	2.649E+5	2.464E+5	4.032E+5	1.792E+5
z _G (mm)	989.993	1601.294	1612.704	1540.054	1944.414	1150.276
J _y (mm ⁴)	1.741E+11	3.307E+11	3.336E+11	3.149E+11	4.193E+11	2.147E+11
W _{y,0} (mm ³)	-1.759E+8	-2.065E+8	-2.069E+8	-2.045E+8	-2.156E+8	-1.866E+8
W _{y,1} (mm ³)	-1.903E+8	-2.167E+8	-2.17E+8	-2.149E+8	-2.243E+8	-1.997E+8
W _{y,3} (mm ³)	1.28E+8	4.417E+8	4.525E+8	3.888E+8	1.034E+9	1.789E+8
W _{y,4} (mm ³)	1.235E+8	4.14E+8	4.237E+8	3.662E+8	9.203E+8	1.718E+8
W _{y,5} (mm ³)	1E+300	3.851E+8	3.937E+8	3.423E+8	8.132E+8	1.639E+8
W _{y,6} (mm ³)	1E+300	3.721E+8	3.803E+8	3.315E+8	7.685E+8	1.602E+8
W _{y,7} (mm ³)	1E+300	3.214E+8	3.279E+8	2.889E+8	6.116E+8	1.451E+8
W _{y,8} (mm ³)	1E+300	3.01E+8	3.068E+8	2.715E+8	5.549E+8	1.385E+8
S _{y,1} (mm ³)	7.144E+7	1.173E+8	1.181E+8	1.127E+8	1.43E+8	8.346E+7
S _{y,2} (mm ³)	7.897E+7	1.383E+8	1.394E+8	1.32E+8	1.745E+8	9.386E+7
S _{y,3} (mm ³)	6.233E+7	1.332E+8	1.345E+8	1.261E+8	1.73E+8	8.091E+7
S _{y,4} (mm ³)	0E+00	9.839E+7	1.002E+8	8.853E+7	1.536E+8	2.58E+7
n _E	1E+300	16.924	16.314	20.809	6.242	1E+300

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Mmin)

Sollecitazioni (Comb. Mmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-2.18E+4	-3.53E+4	-2.15E+7	1.1E+4
2a	3.37E+4	1.48E+4	-7.43E+6	2.25E+4
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	-5.87E+6	0	-5.68E+6	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	1.41E+5	1.27E+5	-2.41E+7	1.77E+5
Totale	-5.71E+6	1.06E+5	-5.87E+7	2.1E+5

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Mmin)

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

	<i>c/t</i>	<i>z_{pl}</i> (mm)	<i>α</i>	<i>ψ</i>	Classe
Anima	126.39	2356.94	0	-1.07	1
Piattabanda superiore	8.82				1
Piattabanda inferiore	6.55				1
classe della sezione					1
Analisi plastica: APPLICABILE					

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Mmin)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N _{Ed} (N)	-5.714E+6	M _{Ed} (Nm)	-5.87E+7	N _{Ed} (N)	-5.714E+6
N _{Rd} (N)	-8.525E+7	M _{Rd} (Nm)	-7.884E+7	M _{Ed} (Nm)	-5.87E+7
				M _{Rd} (Nm)	-8.123E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.067	M _{Ed} /M _{Rd}	0.745	M _{Ed} /M _{Rd}	0.723
VERIFICA SODDISFATTA					

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmin)

	<i>F. 1</i>	<i>F. 2a Non Fess.</i>	<i>F. 2a Fess.</i>	<i>F. 2b Non Fess.</i>	<i>F. 2b Fess.</i>	<i>F. 2c Non Fess.</i>	<i>F. 2c Fess.</i>	<i>F. 2 tot</i>	<i>F. 3a Non Fess.</i>	<i>F. 3a Fess.</i>	<i>F. 3b Non Fess.</i>	<i>F. 3b Fess.</i>	<i>F. 3 tot</i>	<i>η₁</i>
σ ₈	0	-1.5	0	1.7	0	0	0	0	0	0	-6.9	0	-6.7	0.354
σ ₇	-0.1	-23	-51	-39.5	0	0	0	-51	0	0	-39.1	-165.5	-101.5	0.259
σ ₆	-0.1	-19.8	-46.2	-37.1	0	0	0	-46.2	0	0	-31	-149.8	-88	0.225
σ ₅	0	-1.1	0	2	0	0	0	0	0	0	-4.7	0	-3.9	0.206
σ ₄	-174	-17.8	-43.1	-35.5	0	0	0	-217.1	0	0	-25.9	-139.6	-253.2	0.794
σ ₃	-167.9	-16.7	-41.3	-34.7	0	0	0	-209.2	0	0	-23	-134	-242.2	0.759
σ ₂	-0.1	0.1	0.2	-22.1	0	0	0	0.1	0	0	0.3	0.8	-21.8	0.064
σ ₁	112.7	34.4	37.4	4	0	0	0	150.1	0	0	107.9	121.6	259.1	0.812
σ ₀	122	36.1	40	5.3	0	0	0	162	0	0	112.2	130	275.6	0.864

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.864 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.25 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.82 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -6.65 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -3.87 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w = 126.389 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 54.481 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: **V_{b,Rd} = 4.2E+6 N**

Essendo:

$$a/h_w = 1.703, \quad \eta = 1.2, \quad K_\tau = 6.719$$

$$\text{contributo anima: } V_{bw,Rd} = 3.954E+6 \text{ N, } \text{contributo flange: } V_{bf,Rd} = 2.459E+5 \text{ N}$$

$$\chi_w = 0.518, \quad \lambda_{tw} = 1.602, \quad \tau_{cr} = 79.9, \quad C = 1322$$

$$M_{Ed} = -5.87E+7 \text{ Nm, } M_{f,Rd} = -6.522E+7 \text{ Nm, } M_{Ed}/M_{f,Rd} = 0.9$$

Resistenza plastica: **V_{pl,Rd} = 9.592E+6 N**

Resistenza a taglio: **V_{Rd} = min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 4.2E+6 N**

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.025, \quad (=> \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

$$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd} = 0.027, \quad \eta_1 = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.723$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed} / M_{f,Rd} < 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Vmax)

Sollecitazioni (Comb. Vmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-2.18E+4	3.44E+4	-2.15E+7	1.1E+4
2a	3.37E+4	1.48E+4	-7.43E+6	1.66E+4
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	7.55E+5	8.35E+5	-1.78E+7	1.37E+5
Totale	7.67E+5	8.84E+5	-4.67E+7	1.65E+5

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Vmax)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Classe
Anima	126.39	2368.23	-0.01	-1.14	1
Piattabanda superiore	8.82				1
Piattabanda inferiore	6.55				1
classe della sezione					1

Analisi plastica: APPLICABILE

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Vmax)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N _{Ed} (N)	7.67E+5	M _{Ed} (Nm)	-4.672E+7	N _{Ed} (N)	7.67E+5
N _{Rd} (N)	5.929E+7	M _{Rd} (Nm)	-7.884E+7	M _{Ed} (Nm)	-4.672E+7
				M _{Rd} (Nm)	-7.852E+7
N _{Ed} / N _{Rd}	0.013	M _{Ed} / M _{Rd}	0.593	M _{Ed} / M _{Rd}	0.595

VERIFICA SODDISFATTA

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Vmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η ₁
σ ₈	0	-1.5	0	0	0	0	0	-1.5	0	0	-4.8	0	-6.3	0.335
σ ₇	-0.1	-23	-51	0	0	0	0	-23	0	0	-27.3	-118.6	-50.2	0.128
σ ₆	-0.1	-19.8	-46.2	0	0	0	0	-19.8	0	0	-21.3	-107	-41.2	0.105
σ ₅	0	-1.1	0	0	0	0	0	-1.1	0	0	-3.2	0	-4.3	0.231
σ ₄	-174	-17.8	-43.1	0	0	0	0	-191.8	0	0	-17.5	-99.5	-209.3	0.656
σ ₃	-167.9	-16.7	-41.3	0	0	0	0	-184.6	0	0	-15.4	-95.3	-199.9	0.627
σ ₂	-0.1	0.1	0.2	0	0	0	0	0	0	0	1.9	4.2	1.9	0.006
σ ₁	112.7	34.4	37.4	0	0	0	0	147.1	0	0	81.3	93.4	228.4	0.716
σ ₀	122	36.1	40	0	0	0	0	158.1	0	0	84.5	99.7	242.6	0.76

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.76 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = -1.45 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = -1.13 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Non fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -6.29 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -4.34 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling
 $h_w/t_w=126.389 > 31/\eta * \epsilon_w *(K_\tau)^{0.5}=54.481$ Verifica a Shear Buckling: **NECESSARIA**

Resistenza a taglio Shear buckling: **V_{b,Rd}=4.522E+6 N**

Essendo:

$a/h_w=1.703$, $\eta=1.2$, $K_\tau=6.719$
contributo anima: $V_{bw,Rd}=3.954E+6$ N, contributo flange: $V_{bf,Rd}=5.684E+5$ N
 $\chi_w=0.518$, $\lambda_w=1.602$, $\tau_{cr}=79.9$, $C=1322$
 $M_{Ed}=-4.672E+7$ Nm, $M_{f,Rd}=-6.235E+7$ Nm, $M_{Ed}/M_{f,Rd}=0.749$

Resistenza plastica: **V_{pl,Rd}=9.592E+6 N**

Resistenza a taglio: **V_{Rd}=min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd})=4.522E+6 N**

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.196, \quad (= > \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.224, \quad \eta_1 = M_{Ed}/M_{f,Rd} = 0.595$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} < 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica a stato limite delle tensioni (Comb. Mmin)

Sollecitazioni (Comb. Mmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.62E+4	-2.61E+4	-1.59E+7	8.14E+3
2a	2.5E+4	1.1E+4	-5.5E+6	1.66E+4
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	-4.89E+6	0	-4.73E+6	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	1.28E+5	9.41E+4	-1.79E+7	1.31E+5
Totale	-4.75E+6	7.9E+4	-4.4E+7	1.56E+5

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	σ_{id}	η_1
σ_8	0	-1.1	0	1.4	0	0	0	0	0	0	-5.1	0	-4.8	4.8	0.239
σ_7	-0.1	-17	-37.8	-32.9	0	0	0	-37.8	0	0	-28.9	-122.4	-78.8	78.8	0.219
σ_6	-0.1	-14.7	-34.2	-30.9	0	0	0	-34.2	0	0	-22.9	-110.8	-68.5	68.5	0.19
σ_5	0	-0.8	0	1.6	0	0	0	0	0	0	-3.5	0	-2.7	2.7	0.134
σ_4	-128.9	-13.2	-31.9	-29.6	0	0	0	-160.8	0	0	-19.1	-103.3	-190.8	190.8	0.57
σ_3	-124.3	-12.4	-30.6	-28.9	0	0	0	-155	0	0	-17	-99.1	-182.6	182.6	0.545
σ_2	-0.1	0.1	0.1	-18.5	0	0	0	0	0	0	0.3	0.7	-18.1	18.4	0.052

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

σ_1	83.5	25.5	27.7	3.3	0	0	0	111.2	0	0	80	90.2	192.3	192.3	0.574
σ_0	90.3	26.8	29.6	4.4	0	0	0	120	0	0	83.2	96.4	204.7	204.7	0.611
τ_4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
τ_3	-0.5	0.2	0.2	0	0	0	0	-0.3	0	0	2.2	2	1.9		
τ_2	-0.7	0.3	0.3	0	0	0	0	-0.4	0	0	2.2	2.3	1.8		
τ_1	-0.6	0.2	0.2	0	0	0	0	-0.4	0	0	1.8	2	1.4		
τ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.611 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.35 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.79 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -4.76 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -2.68 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Verifica a stato limite delle tensioni (Comb. Vmax)

Sollecitazioni (Comb. Vmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.62E+4	-2.61E+4	-1.59E+7	8.14E+3
2a	2.5E+4	1.1E+4	-5.5E+6	1.66E+4
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	5.35E+5	6.18E+5	-1.32E+7	1.02E+5
Totale	5.44E+5	6.03E+5	-3.46E+7	1.27E+5

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Vmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	σ_d	η_1
σ_8	0	-1.1	0	0	0	0	0	-1.1	0	0	-3.6	0	-4.7	4.7	0.235
σ_7	-0.1	-17	-37.8	0	0	0	0	-17	0	0	-20.3	-88	-37.3	37.3	0.104
σ_6	-0.1	-14.7	-34.2	0	0	0	0	-14.7	0	0	-15.9	-79.4	-30.5	30.5	0.085
σ_5	0	-0.8	0	0	0	0	0	-0.8	0	0	-2.4	0	-3.2	3.2	0.162
σ_4	-128.9	-13.2	-31.9	0	0	0	0	-142.1	0	0	-13	-73.9	-155.1	155.1	0.463
σ_3	-124.3	-12.4	-30.6	0	0	0	0	-136.7	0	0	-11.4	-70.8	-148.1	150.1	0.448
σ_2	-0.1	0.1	0.1	0	0	0	0	0	0	0	1.3	3	1.3	24.1	0.068
σ_1	83.5	25.5	27.7	0	0	0	0	109	0	0	60.2	69.1	169.2	170.3	0.508
σ_0	90.3	26.8	29.6	0	0	0	0	117.1	0	0	62.6	73.7	179.6	179.6	0.536
τ_4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0.1	0.3		
τ_3	-0.5	0.2	0.2	0	0	0	0	-0.3	0	0	14.2	12.9	13.9		
τ_2	-0.7	0.3	0.3	0	0	0	0	-0.4	0	0	14.3	15	13.9		
τ_1	-0.6	0.2	0.2	0	0	0	0	-0.4	0	0	11.7	13.3	11.3		
τ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.536 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = -1.08 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = -0.84 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Non fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -4.67 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -3.23 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

SLE: Verifica a web breathing (Comb. Mmin)

Sollecitazioni (Comb. Mmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.62E+4	-2.61E+4	-1.59E+7	8.14E+3
2a	2.5E+4	1.1E+4	-5.5E+6	1.66E+4
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	-4.89E+6	0	-4.73E+6	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	1.96E+5	6.91E+4	-1.04E+7	9.24E+4
Totale	-4.68E+6	5.4E+4	-3.66E+7	1.17E+5

Tensioni normali sulla sezione efficace (Comb. Mmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot
σ_8	0	-1.1	0	1.4	0	0	0	0	0	0	-2.9	0	-2.6
σ_7	-0.1	-17.1	-38.8	-33.4	0	0	0	-38.8	0	0	-16.5	-72.6	-67.1
σ_6	-0.1	-14.8	-35.2	-31.4	0	0	0	-35.2	0	0	-13	-65.7	-59.2
σ_5	0	-0.8	0	1.6	0	0	0	0	0	0	-2	0	-1.2
σ_4	-134.7	-13.3	-32.8	-30.1	0	0	0	-167.5	0	0	-10.8	-61.3	-188.9
σ_3	-130	-12.5	-31.5	-29.4	0	0	0	-161.6	0	0	-9.6	-58.9	-181.5
σ_2	-0.1	0.1	0.1	-18.8	0	0	0	0	0	0	0.5	1.1	-18.4
σ_1	82.7	25.4	27.5	3	0	0	0	110.2	0	0	47	52.9	158.2
σ_0	89.7	26.7	29.4	4.1	0	0	0	119.2	0	0	48.9	56.6	169.4

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.31 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.75 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -2.62 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -1.22 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Verifica dell'intera anima (Comb. Mmin)

	Anima
b (mm)	2275
σ_{sup} (N/mm ²)	-181.07
σ_{inf} (N/mm ²)	158.3
σ_{Ed} (N/mm ²)	181.07
K_{σ}	20.78
σ_{cr0E} (N/mm ²)	11.89
τ_{Ed} (N/mm ²)	1.14
σ_{cr} (P) (N/mm ²)	247.21
σ_{cr} (C) (N/mm ²)	4.1
ξ	1
σ_{cr} (N/mm ²)	247.21
K_{τ}	6.72
$K_{\tau sl}$	0
Coefficienti di utilizzo	0.733
Esito	VERIFICA SODDISFATTA

SLE: Verifica a web breathing (Comb. Vmax)

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Sollecitazioni (Comb. Vmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.62E+4	-2.61E+4	-1.59E+7	8.14E+3
2a	2.5E+4	1.1E+4	-5.5E+6	1.66E+4
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	2.03E+5	3.95E+5	-8.45E+6	5.63E+4
Totale	2.12E+5	3.8E+5	-2.99E+7	8.1E+4

Tensioni normali sulla sezione efficace (Comb. Vmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot
σ_8	0	-1.1	0	0	0	0	0	-1.1	0	0	-2.4	0	-3.4
σ_7	-0.1	-17.1	-38.6	0	0	0	0	-17.1	0	0	-13.3	-58.3	-30.4
σ_6	-0.1	-14.8	-35	0	0	0	0	-14.8	0	0	-10.5	-52.7	-25.2
σ_5	0	-0.8	0	0	0	0	0	-0.8	0	0	-1.6	0	-2.4
σ_4	-133.5	-13.3	-32.7	0	0	0	0	-146.8	0	0	-8.7	-49.2	-155.5
σ_3	-128.9	-12.4	-31.4	0	0	0	0	-141.3	0	0	-7.6	-47.2	-149
σ_2	-0.1	0.1	0.1	0	0	0	0	0	0	0	0.5	1.2	0.5
σ_1	82.9	25.5	27.6	0	0	0	0	108.4	0	0	38.2	43.2	146.6
σ_0	89.9	26.7	29.5	0	0	0	0	116.6	0	0	39.7	46.2	156.3

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = -1.08 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = -0.84 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Non fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -3.43 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -2.42 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Verifica dell'intera anima (Comb. Vmax)

	Anima
b (mm)	2275
σ_{sup} (N/mm ²)	-148.62
σ_{inf} (N/mm ²)	146.64
σ_{Ed} (N/mm ²)	148.62
K_{σ}	23.54
σ_{cr0E} (N/mm ²)	11.89
τ_{Ed} (N/mm ²)	8.2
σ_{cr} (P) (N/mm ²)	279.95
σ_{cr} (C) (N/mm ²)	4.1
ξ	1
σ_{cr} (N/mm ²)	279.95
K_{τ}	6.72
$K_{\tau sl}$	0
Coefficienti di utilizzo	0.543
Esito	VERIFICA SODDISFATTA

Verifica connessione trave soletta

Caratteristiche generali

Numero di pioli per unita' di lunghezza, n (m ⁻¹)	15
Diametro dei pioli, d (mm)	19

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Altezza dei pioli, h (mm)	220
Resistenza ultima dei pioli, α	1
Coefficiente di sicurezza parziale, γ_v	1.25
Resistenza ultima dei pioli, f_u (N/mm ²)	450
Coefficiente E_{cm} (N/mm ²)	33643
Resistenza caratteristica cilindrica, f_{ck} (N/mm ²)	33.2

Resistenza della connessione

Resistenza a taglio del piolo, $P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 \gamma_v$, (N)	81656.28
Resistenza per schiacciamento del calcestruzzo, $P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} / \gamma_v$, (N)	88513.63
Resistenza di progetto del piolo $P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd1}, P_{Rd2})$, (N)	81656.28

Verifica elastica allo SLU

Coefficiente di utilizzo (Comb. Vmax)

Resistenza di progetto per unita' di lunghezza, $V_{Rd} = n P_{Rd} \kappa_s$ (N/mm)	1224.8
Fattore di riduzione, κ_s	1.00
Flusso di taglio all'interfaccia acciaio calcestruzzo V_{Ed} (N/mm)	310.2
Coefficiente di utilizzo V_{Ed} / V_{Rd}	0.253
VERIFICA SODDISFATTA	

Flusso di taglio all'interfaccia acciaio calcestruzzo (Comb. Vmax)

Fase	V_{Ed} (N)	$S_{y,4}$ (mm ³)	J_y (mm ⁴)	V_{Ed} (N/mm)
Fase 2a	1.484E+4	9.839E+7	3.307E+11	4.4
Fase 2b	0E+00	1.002E+8	3.336E+11	0
Fase 2c	0E+00	8.853E+7	3.149E+11	0
Fase 3a	0E+00	1.536E+8	4.193E+11	0
Fase 3b	8.348E+5	1.536E+8	4.193E+11	305.8
Totale				310.2

Verifica elastica allo SLE

Coefficiente di utilizzo (Comb. Vmax)

Resistenza di progetto per unita' di lunghezza, $V_{Rd} = n P_{Rd} \kappa_s$ (N/mm)	734.9
Fattore di riduzione, κ_s	0.6
Flusso di taglio all'interfaccia acciaio calcestruzzo V_{Ed} (N/mm)	229.7
Coefficiente di utilizzo V_{Ed} / V_{Rd}	0.313
VERIFICA SODDISFATTA	

Flusso di taglio all'interfaccia acciaio calcestruzzo (Comb. Vmax)

Fase	V_{Ed} (N)	$S_{y,4}$ (mm ³)	J_y (mm ⁴)	V_{Ed} (N/mm)
Fase 2a	1.099E+4	9.839E+7	3.307E+11	3.3
Fase 2b	0E+00	1.002E+8	3.336E+11	0
Fase 2c	0E+00	8.853E+7	3.149E+11	0
Fase 3a	0E+00	1.536E+8	4.193E+11	0
Fase 3b	6.18E+5	1.536E+8	4.193E+11	226.4
Totale				229.7

Verifiche allo stato limite di fatica

Sollecitazioni per dettagli di carpenteria e pioli (Comb. Mmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.62E+4	-2.61E+4	-1.59E+7	8.14E+3
2a	2.5E+4	1.1E+4	-5.5E+6	1.66E+4
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	-4.89E+6	0	-4.73E+6	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b max	1.05E+4	-1.53E+4	-3.3E+5	-5.08E+3
3b max	8.82E+4	2.26E+4	-3.83E+6	-3.59E+4

Tensioni normali sulla sezione lorda per dettagli di carpenteria e pioli (Comb. Mmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess. Max	F. 3b Fess. Max	F. 3b Non Fess. Min	F. 3b Fess. Min	Totale Non Fess. Max	Totale Fess. Max	Totale Non Fess. Min	Totale Fess. Min	$\Delta\sigma, \Delta\tau$
σ_8	0	-1.1	0	1.4	0	0	0	0	0	-0.1	0	-1.1	0	0.3	0	-0.7	0	0.7
σ_7	-0.1	-17	-37.8	-32.9	0	0	0	0	0	-0.5	-2.2	-6	-25.9	-50.4	-40	-56	-63.7	50.4
σ_6	-0.1	-14.7	-34.2	-30.9	0	0	0	0	0	-0.4	-2	-4.8	-23.4	-46	-36.2	-50.4	-57.6	14.1
σ_5	0	-0.8	0	1.6	0	0	0	0	0	-0.1	0	-0.7	0	0.7	0	0.1	0	0.1
σ_4	-128.9	-13.2	-31.9	-29.6	0	0	0	0	0	-0.3	-1.9	-3.9	-21.8	-172.1	-162.7	-175.7	-182.6	13
σ_3	-124.3	-12.4	-30.6	-28.9	0	0	0	0	0	-0.3	-1.8	-3.5	-20.9	-165.9	-156.7	-169.1	-175.9	12.4
σ_2	-0.1	0.1	0.1	-18.5	0	0	0	0	0	0	0.1	0.2	0.5	-18.4	0.1	-18.2	0.5	18.3
σ_1	83.5	25.5	27.7	3.3	0	0	0	0	0	1.5	1.7	17.3	19.7	113.8	112.9	129.6	130.9	16.7
σ_0	90.3	26.8	29.6	4.4	0	0	0	0	0	1.6	1.8	18	21	123.1	121.8	139.5	141	17.7
τ_4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
τ_3	-0.5	0.2	0.2	0	0	0	0	0	0	-0.3	-0.3	0.5	0.5	-0.6	-0.6	0.2	0.2	0.9
τ_2	-0.7	0.3	0.3	0	0	0	0	0	0	-0.4	-0.4	0.5	0.5	-0.8	-0.8	0.1	0.1	0.9
τ_1	-0.6	0.2	0.2	0	0	0	0	0	0	-0.3	-0.3	0.4	0.5	-0.7	-0.7	0	0	0.7
τ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 max = 0.26 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 max = 0.73 N/mm²
La sezione a fine fase 3 max e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 min = -0.73 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 min = 0.07 N/mm²
La sezione a fine fase 3 min e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Sollecitazioni per dettagli di carpenteria e pioli (Comb. Vmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	-1.62E+4	-2.61E+4	-1.59E+7	8.14E+3
2a	2.5E+4	1.1E+4	-5.5E+6	1.66E+4
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b max	1.03E+5	1.66E+5	-3.56E+6	6.38E+3
3b max	1.04E+5	-1.69E+5	-3.51E+6	-5.83E+3

Tensioni normali sulla sezione lorda per dettagli di carpenteria e pioli (Comb. Vmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess. Max	F. 3b Fess. Max	F. 3b Non Fess. Min	F. 3b Fess. Min	Totale Non Fess. Max	Totale Fess. Max	Totale Non Fess. Min	Totale Fess. Min	$\Delta\sigma, \Delta\tau$
σ_8	0	-1.1	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	-1	0	-2.1	0	-2	0	0
σ_7	-0.1	-17	-37.8	0	0	0	0	0	0	-5.6	-24	-5.5	-23.6	-22.6	-61.8	-22.5	-61.4	0.1
σ_6	-0.1	-14.7	-34.2	0	0	0	0	0	0	-4.4	-21.6	-4.3	-21.3	-19.1	-55.9	-19	-55.5	0.1
σ_5	0	-0.8	0	0	0	0	0	0	0	-0.7	0	-0.6	0	-1.5	0	-1.5	0	0
σ_4	-128.9	-13.2	-31.9	0	0	0	0	0	0	-3.6	-20.2	-3.6	-19.8	-145.7	-181	-145.7	-180.7	0.1
σ_3	-124.3	-12.4	-30.6	0	0	0	0	0	0	-3.2	-19.3	-3.1	-19	-139.9	-174.3	-139.8	-174	0.1
σ_2	-0.1	0.1	0.1	0	0	0	0	0	0	0.3	0.6	0.3	0.6	0.3	0.6	0.3	0.6	0
σ_1	83.5	25.5	27.7	0	0	0	0	0	0	16.1	18.4	15.9	18.2	125.1	129.6	124.9	129.3	0.2

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

σ_0	90.3	26.8	29.6	0	0	0	0	0	0	0	16.8	19.7	16.5	19.4	133.9	139.6	133.6	139.3	0.2
τ_4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.1	0	-0.1	0	0.1	0.1	-0.1	-0.1	0.1
τ_3	-0.5	0.2	0.2	0	0	0	0	0	0	0	3.8	3.5	-3.9	-3.5	3.5	3.5	-4.1	-4.1	7.7
τ_2	-0.7	0.3	0.3	0	0	0	0	0	0	0	3.8	4	-3.9	-4.1	3.4	3.4	-4.3	-4.3	7.7
τ_1	-0.6	0.2	0.2	0	0	0	0	0	0	0	3.2	3.6	-3.2	-3.6	2.8	2.8	-3.6	-3.6	6.4
τ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 max = -2.06 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 max = -1.5 N/mm²
La sezione a fine fase 3 max e' stata considerata: Non fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 min = -2.05 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 min = -1.49 N/mm²
La sezione a fine fase 3 min e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Dati di calcolo per i coefficienti di sicurezza e i fattori equivalenti di danno

Coefficienti parziali di sicurezza per la carpenteria:	γ_{Ff}	1
	γ_{Mf}	1.35
Fattore equivalente di danno per flessione per la carpenteria:	$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$	2.185 x 0.928 x 1 x 1 = 2.028 > 2 => 2 (Campata)
Fattore equivalente di danno per taglio per la carpenteria:	$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$	2.464 x 0.928 x 1 x 1 = 2.286 (Campata)
Dati per il calcolo di λ_1	Collocazione della sezione:	(Campata)
	Luce per il momento (m):	46.5
	Luce per il taglio (m):	18.6
Dati per il calcolo di λ_2, λ_{v2}	Q_0 (kN)	480
	N_0	500000
	N_{obs}	500000
	Q_{ml} (kN)	0
	Categoria di traffico (Table 4.5n - EN 1991-2):	Roads and motorways with medium flow rates of lorries
	Distribuzione del traffico (Table 4.7 - EN 1991-2) :	Long distance (20% Q1, 5% Q2, 50% Q3, 15% Q4, 10% Q5)
Dati per il calcolo di λ_3, λ_{v3}	Vita di progetto in anni:	100
Dati per il calcolo di γ_{Mf} per la carpenteria:	Metodo di verifica:	Safe life
	Conseguenza del danno:	High consequence
Fattore equivalente di danno per i pioli:	$\lambda_v = \lambda_{v1} * \lambda_{v2} * \lambda_{v3} * \lambda_{v4} =$	1.55 x 0.953 x 1 x 1 = 1.477
Coefficienti parziali di sicurezza per i pioli:	γ_{Ff}	1
	γ_{Mf}	1.15

Verifica a fatica dei dettagli di carpenteria

Coefficienti di utilizzo (Comb. Mmax)

	$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}$	$\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}$	c.u.
Piattabanda superiore	25.99	92.593	0.281
Piattabanda inferiore	35.392	92.593	0.382
Anima	2.001	74.074	0.027
Giunzione piattabanda superiore $\Delta \sigma_{c,red} = k_s * \Delta \sigma_c = 0.871 x 112 = 97.5 \text{ N/mm}^2$	25.99	72.223	0.36
Giunzione piattabanda inferiore $\Delta \sigma_{c,red} = k_s * \Delta \sigma_c = 0.803 x 112 = 89.9 \text{ N/mm}^2$	35.392	66.598	0.531
Attacco anima-piattabanda superiore	24.712	82.963	0.298

RELAZIONE DI CALCOLO – Viadotto Buonafede

Attacco anima-piattabanda inferiore	33.474	82.963	0.403
Attacco irrigidente verticale - anima	33.474	59.259	0.565
Attacco irrigidente verticale - piattabanda superiore	24.712	59.259	0.417
Attacco irrigidente verticale - piattabanda inferiore	33.474	59.259	0.565
Attacco irrigidente longitudinale 1 - anima			
Attacco irrigidente longitudinale 2 - anima			

Coefficienti di utilizzo (Comb. Vmax)

	$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$	c.u.
Piattabanda superiore	0.12	92.593	0.001
Piattabanda inferiore	0.481	92.593	0.005
Anima	17.717	74.074	0.239
Giunzione piattabanda superiore $\Delta\sigma_{c,red} = \kappa_s \cdot \Delta\sigma_c$ $= 0.871 \times 112 = 97.5 \text{ N/mm}^2$	0.119	72.223	0.002
Giunzione piattabanda inferiore $\Delta\sigma_{c,red} = \kappa_s \cdot \Delta\sigma_c$ $= 0.803 \times 112 = 89.9 \text{ N/mm}^2$	0.481	66.598	0.007
Attacco anima-piattabanda superiore	0.107	82.963	0.001
Attacco anima-piattabanda inferiore	0.462	82.963	0.006
Attacco irrigidente verticale - anima	0.462	59.259	0.008
Attacco irrigidente verticale - piattabanda superiore	0.107	59.259	0.002
Attacco irrigidente verticale - piattabanda inferiore	0.462	59.259	0.008
Attacco irrigidente longitudinale 1 - anima			
Attacco irrigidente longitudinale 2 - anima			

Verifica a fatica dei pioli

Coefficienti di utilizzo (Comb. Mmax)

$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}) \leq 1$	$= 1 \cdot 4.82 / (90 / 1.15) = 0.062$
$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} / (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) \leq 1$	$= 1 \cdot 25.99 / (80 / 1.35) = 0.439(*)$
$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}) + \gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} / (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) \leq 1.3$	$= 0.062 + 0.439 = 0.5(*)$
VERIFICA SODDISFATTA	

(*) Verifica non significativa (Piattabanda superiore compressa)

Coefficienti di utilizzo (Comb. Vmax)

$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}) \leq 1$	$= 1 \cdot 42.65 / (90 / 1.15) = 0.545$
$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} / (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) \leq 1$	$= 1 \cdot 0.12 / (80 / 1.35) = 0.002(*)$
$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}) + \gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} / (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) \leq 1.3$	$= 0.545 + 0.002 = 0.547(*)$
VERIFICA SODDISFATTA	

(*) Verifica non significativa (Piattabanda superiore compressa)