

1.	Introduzione	6
1.1	Descrizione generale dell'opera	6
1.1.1	Impalcato	6
1.1.2	Apparecchiture di vincolo	8
1.1.3	Spalle	8
1.2	Modalità realizzative	9
1.3	Normative di riferimento	9
1.4	Contestualizzazione	10
1.4.1	Condizioni ambientali e classi di esposizione	10
1.4.2	Sismicità	11
1.4.3	Parametri geotecnici	11
1.5	Caratteristiche materiali	11
1.5.1	Tensioni limite e proprietà di riferimento	12
1.5.2	Coefficienti parziali di sicurezza	13
1.6	Software di calcolo	14
1.7	Convenzioni generali	15
2.	Impostazioni delle analisi e delle verifiche	17
2.1	Analisi della struttura composta (impalcato)	17
2.1.1	Fasi	17
2.1.2	Coefficienti di omogeneizzazione	18
2.1.3	Modellazione/idealizzazione della struttura	19
2.1.4	Sintesi step di analisi	20
2.2	Analisi sismica	21
2.3	Dati generali delle sezioni di impalcato (travi e traversi)	21
2.3.1	Larghezze collaboranti di soletta	23
2.3.2	Armature longitudinali	24
2.3.3	Stiffeners d'anima	24
2.3.4	Proprietà geometrico-statiche sezioni di impalcato	24
2.4	Sezioni di verifica	28
2.5	Stato fessurativo della soletta	29
2.6	Verifiche eseguite	29
2.6.1	Verifiche sezioni impalcato	29
2.6.2	Verifica pile	30
2.6.3	Verifica spalle	30
3.	Analisi dei carichi	31
3.1	Carichi agenti in fase 1	31
3.1.1	Pesi propri acciaio (G_{k1}')	31
3.1.2	Peso proprio coppelle (G_{k1}'')	31
3.1.3	Peso proprio soletta (G_{k1}''')	31

3.2	Carichi agenti in fase 2a - 2b	32
3.2.1	Sovraccarichi permanenti (G_{k2})	32
3.2.2	Reologia calcestruzzo ($G_{sh,k}$)	32
3.3	Carichi agenti in fase 3	34
3.3.1	Variazioni termiche (T_k)	34
3.3.2	Carichi mobili (Q_k)	35
3.3.3	Azioni di frenatura (Q_{fk})	40
3.3.4	Azione del vento ($F_{w,k}$)	41
3.4	Azioni sismiche (E_d)	43
4.	Combinazioni di carico	47
5.	Analisi strutturale impalcato	50
5.1	Generalità	50
5.2	Report sollecitazioni trave esterna	51
6.	Deformazioni e controfrecce	53
6.1	Deformazioni massime	53
6.2	Controfrecce	57
7.	Verifiche travi	59
7.1	Generalità	59
7.2	S.L.U. - resistenza delle sezioni	59
7.2.1	Riepilogo coefficienti di sfruttamento	61
7.2.2	Esempio esteso di verifica	64
7.3	S.L.E. - limitazione delle tensioni	64
7.3.1	Riepilogo coefficienti di sfruttamento	64
7.4	S.L.E. - "web breathing"	64
7.4.1	Riepilogo coefficienti di sfruttamento w.b.	65
7.5	Verifica connessione trave soletta	65
7.5.1	Generalità	65
7.5.2	Caratteristiche piolatura corrente	70
7.5.3	Detailing	70
7.5.4	Riepilogo rapporti di sfruttamento verifica elastica S.L.U. - S.L.E.	72
7.6	Verifiche a fatica	72
7.6.1	Generalità	72
7.6.2	Coefficienti λ	73
7.6.3	Amplificazione dinamica	77
7.6.4	Dettagli e Coefficienti di sicurezza	77
7.6.5	Sintesi verifiche	78
7.7	Dimensionamento saldature di composizione	80
8.	Fessurazione soletta in c.a. in direzione longitudinale	82
8.1	Metodologia di verifica	82

8.2 Sintesi dei risultati	83
9. Verifica irrigidenti	86
9.1 Irrigidenti intermedi	87
9.1.1 Stabilità flesso torsionale	87
9.1.2 Rigidezza flessionale	87
9.1.3 Verifica di resistenza	88
9.2 Irrigidenti d'appoggio	92
9.2.1 Stabilità flesso torsionale	92
9.2.2 Rigidezza flessionale	92
9.2.3 Verifica di resistenza	93
10. Verifica traversi	95
10.1 Traversi principali di spalla	95
10.1.1 Calcolo sollecitazioni	95
10.1.2 Verifica diagonali	98
10.1.3 Verifica corrente inferiore	99
10.1.4 Verifica collegamenti	100
10.2 Traversi principali di pila	100
10.2.1 Calcolo sollecitazioni	101
10.2.2 Verifica diagonali	103
10.2.3 Verifica corrente inferiore	104
10.2.4 Verifica collegamenti	105
10.3 Traversi secondari	106
10.3.1 Calcolo sollecitazioni insistenti nei traversi	106
10.3.2 Verifica diagonali	108
10.3.3 Verifica corrente inferiore	109
10.3.4 Verifica collegamenti	110
11. Verifica controventatura inferiore	111
11.1.1 Calcolo sollecitazioni insistenti nei diagonali	111
11.1.2 Verifica diagonali	113
11.1.3 Verifica collegamenti	117
12. Verifica coppella	118
13. Verifica soletta	123
13.1 Verifica in fase di esercizio	123
13.1.1 Generalità	123
13.1.2 Carichi e combinazioni di carico	123
13.2 Sollecitazioni	125
13.3 Verifiche in direzione trasversale	125
13.4 Quadro deformativo locale	134

14.	Isolatori sismici e escursione giunti	136
15.	Verifica pile	138
15.1	Descrizione della struttura	138
15.2	Sollecitazioni di verifica	138
15.3	Verifiche della sezione di spiccato	140
16.	Verifica spalla	144
16.1	Sollecitazioni massime e minime per i singoli elementi strutturali	146
16.2	Verifica elementi strutturali	149
16.2.1	Verifica paraghiaia	149
16.2.2	Verifica setto di elevazione o paramento	151
16.2.3	Verifica del cordolo di fondazione	153
17.	Pali di fondazione	155
17.1	Verifica dei pali di fondazione	155
17.1.1	Sollecitazioni di verifica	155
17.1.2	Pali di fondazione delle pile	160
17.1.3	Pali di fondazione delle spalle	161

Allegato 1 - Esempio esteso di verifica in PontiEC4

Errore. Il segnalibro non è definito.

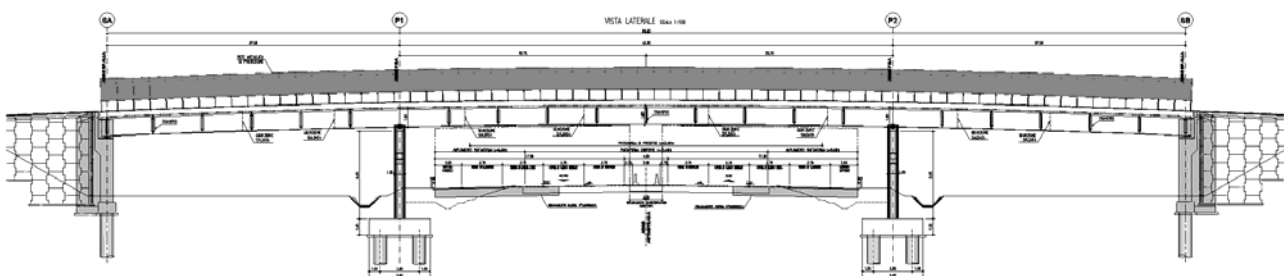
1. Introduzione

Nel presente elaborato sono riportati i calcoli statici relativi alla proposta tipologica di cavalcavia in acciaio calcestruzzo a tre campate semplicemente appoggiate.

1.1 Descrizione generale dell'opera

Lo schema statico adottato è quello di travi semplicemente appoggiate in corrispondenza delle spalle e delle pile. L'impalcato è composto da due cassoncini torsio-rigidi ciascuno realizzato con due travi ad altezza costante connesse fra loro mediante traversi reticolari verticali a K e da un adeguato controvento orizzontale di torsione. Le travi principali verranno realizzate mediante assemblaggio a piè d'opera di conci metallici, di lunghezza non superiore a 13.50 m. Il collegamento dei singoli conci verrà realizzato mediante saldature a piena penetrazione, da effettuarsi in cantiere. Per la realizzazione del getto, si prevede l'adozione di coppelle metalliche aventi funzione di cassero a perdere, premontate prima del sollevamento in opera della travata.

La struttura di spalla viene realizzata mediante un setto in c.a. installato su di un allineamento di pali di grande diametro, disposti ravvicinati. Il piano appoggi è protetto a tergo da un paraghiaia, in sommità al quale viene installata la soletta di transizione, atta a garantire la continuità con il rilevato di tergo spalla. Allo scopo di minimizzare l'influenza dei significativi cedimenti verticali attesi per effetto della realizzazione/ampliamento del rilevato, esso verrà mantenuto completamente indipendente dal corpo spalla, mediante l'adozione di sistemi di ritenuta orizzontale tipo "terra armata", in grado di isolare la spalla dal rilevato di tergo. A favore di sicurezza, la paratia che compone la spalla verrà comunque calcolata considerando le spinta orizzontali del terreno insistenti sulla parte sommitale del paraghiaia. La continuità del piano viabile tra spalla e rilevato è assicurata da una soletta di transizione in c.a., alloggiata su di una opportuna mensola ricavata a tergo del paraghiaia. Mediante tale soluzione è quindi possibile compensare l'evoluzione di cedimenti verticali anche di rilevante entità, procedendo ad opportune ricariche del piano stradale sul rilevato, senza intervenire sulle strutture portanti in c.a. A completamento della struttura di spalla, vengono realizzati dei muri d'ala laterali, incastrati nel setto principale, dello spessore di 20 cm e lunghezza 2.30 m, aventi la sola funzione di chiusura e protezione del vano vuoto ubicato a tergo spalla.



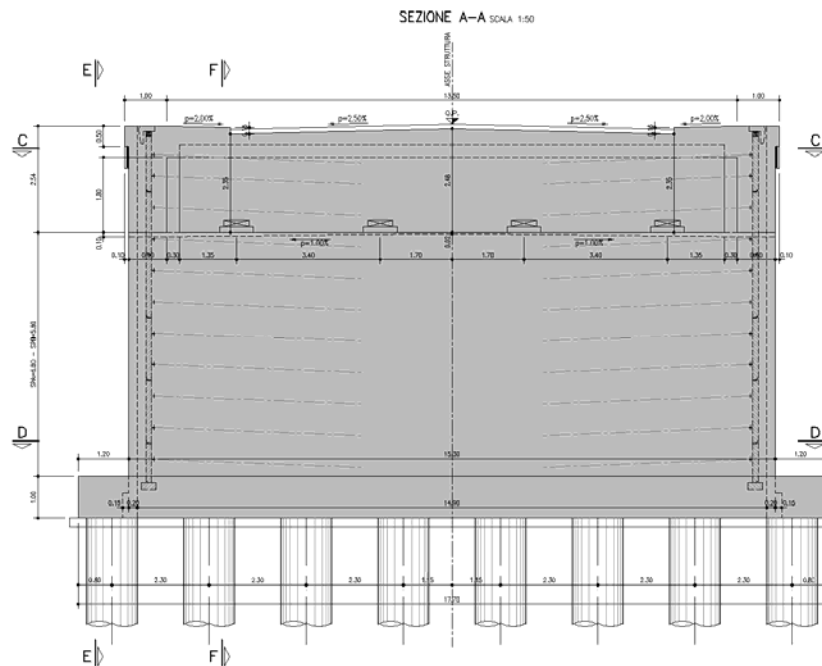
Profilo longitudinale.

1.1.1 Impalcato

La scheda identificativa recante i dati sintetici dell'opera è di seguito riportata, unitamente agli schemi grafici recanti sezione trasversale e longitudinale della struttura.

Sovrastruttura

Materiale			
	Acciaio/cls		
Tipologia			
	Bicassone torsorigido		
Schema statico			
	Ponte semplicemente appoggiato		
Luci			
	27.0		m
	45.5		m
	27.0		m
Travi principali			
	Tipo	"I", in composizione saldata	
	Numero travi principali	4	
	Interasse trasversale travi	3.4	m
	Altezza	1.8	m
	Stiffeners verticali	piatto 300x25 mm	
	Rib longitudinali	non presenti	
Traversi spalla			
	Tipo	reticolari a "K"	
	Interasse longitudinale	4.55	m
	Corrente inferiore	2L 120x12	
	Corrente superiore	2L 80x8	
	Diagonali	2L 120x12	
Traversi intermedi			
	Tipo	reticolari a "K"	
	Interasse longitudinale	4.55	m
	Corrente inferiore	2L 120x12	
	Corrente superiore	2L 80x8	
	Diagonali	2L 120x12	
Traversi pila			
	Tipo	reticolari a "K"	
	Interasse lg. trasversi	45.5	m
	Corrente inferiore	"I"	h _w =450 t _w =25 [mm] b _{sup} =400 t _{sup} =25 [mm] b _{inf} =400 t _{inf} =25 [mm]
	Corrente superiore	2L 80x8	
	Diagonali	2L 120x12	
Controventi orizzontali			
	Tipo	crociera di angolari (2L 130x12)	
	Funzione	fornire rigidezza torsionale	
Giunzioni travi principali			
	Saldate		
Giunzioni trasversi			
	Bulloni attrito categoria "B"		
Soletta			
	Tipo	piastra c.a. su predalla collaborante	
	Spessore tot.	0.316	m
	Larghezza	13.5	m
	Sbalzo max	1.65	
	Piano viabile	10.5	m
	Marciapiede sx	1.5	m
	Marciapiede sx	1.5	m
	Spessore marciapiede	0.16	m
	Predalla	4	mm (acciaio)



1.1.2 Apparecchiature di vincolo

Lo schema di vincolo prevede la predisposizione di appoggi in elastomero armato ad alto smorzamento, mediante il quale è possibile ottenere un favorevole disaccoppiamento del moto tra sottostrutture e sovrastruttura e la conseguente limitazione del quadro tensionale in fase sismica.

Le apparecchiature prescelte presentano le seguenti caratteristiche identificative:

rigidezza: 4.5kN/mm

smorzamento: 10%

Valore riferito alla condizione di massimo spostamento

Per quanto riguarda la portata e le massime deformazioni, si rimanda al prosieguo della presente relazione.

1.1.3 Spalle

Le caratteristiche identificative delle spalle sono riportate nella scheda seguente, da riferirsi alle figure esplicative allegate.

Spalle tradizionali

Materiale

c.a.

Tipologia

Setto in c.a. su pali

Larghezza

15.3 m

Caratteristiche componenti (cfr. schema)

Paraghiaia

altezza 2.35 ÷ 2.48 m
 larghezza 15.3 m
 lunghezza (spessore) 0.3 m

Setto di elevazione

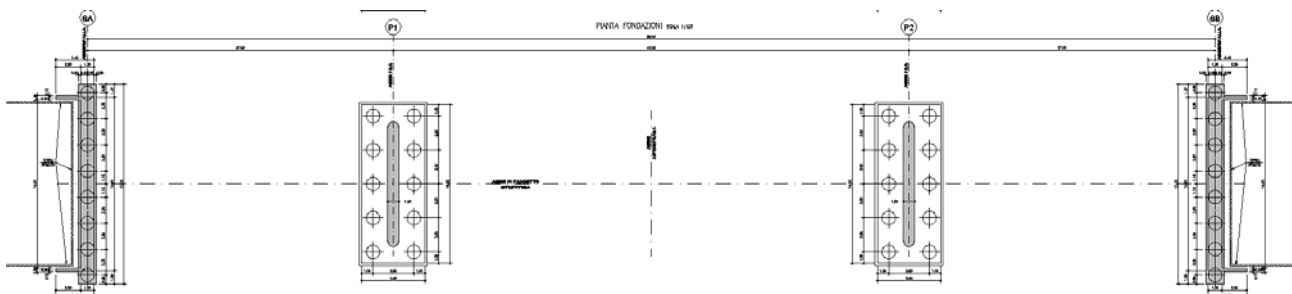
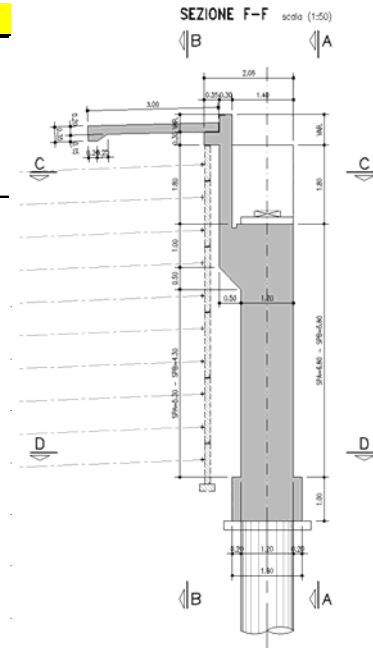
altezza 5.8 m
 larghezza 15.3 m
 lunghezza (spessore) 1.2 m

Cordolo di testa palo

altezza 1 m
 larghezza 15.3 m
 lunghezza (spessore) 1.6 m

Pali (d)

n variabile
 diametro 1.2 m
 interasse trv. variabile



Pianta fondazioni.

1.2 Modalità realizzative

Le fasi realizzative vengono indicate di seguito:

- Realizzazione palificate;
- Realizzazione della spalla (cordolo di testa palo, setto di elevazione e paraghiaia);
Realizzazione delle pile (fondazione, elevazione);
- Assemblaggio e posa delle travate su appositi appoggi antisismici;
- Getto della soletta d'impalcato, adottando coppelle metalliche premontate sulle travate principali, ed aventi funzione di cassero a perdere; il getto verrà effettuato a partire dalla zona di centro campata, proseguendo alternativamente verso le due spalle;
- Realizzazione terre armate e rilevato;
- Completamento dell'opera mediante posa delle finiture d'impalcato.

1.3 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 (NTC-08) e da quella europea (Eurocodici, EN). 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* (NAD's), verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente Normativa nazionale.

In dettaglio:

- D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC-08")
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008
- 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 - 1: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali
- UNI EN 1090 - 2: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti tecnici per strutture in acciaio.

1.4 Contestualizzazione

Le opere della presente tipologia vengono realizzate nell'ambito dell'intervento di ampliamento alla terza corsia, Autostrada A13 – Padova Sud – Monselice.

Nei punti seguenti vengono richiamati i temi che, in maniera più o meno significativa, necessitano di una opportuna contestualizzazione.

La particolare ubicazione delle opere richiede l'opportuna contestualizzazione dei seguenti parametri, la cui influenza è esposta dettagliatamente nei capitoli a seguire.

1.4.1 Condizioni ambientali e classi di esposizione

Per l'opera in esame si prevede l'esposizione al seguente "range" di temperature:

$$T_{\min} = -11 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\max} = 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Per l'umidità ambientale si assume:

RH = 80 %

Per quanto riguarda le classi di esposizione, si prevede l'alternarsi di cicli di gelo/disgelo, in presenza di agenti disgelanti, per cui, applicheranno le seguenti classi di esposizione:

soletta:	XF4
elevazione spalla:	XF2
elevazione pile:	XF2
cordoli spalla:	XF4
fondazioni:	XC2
pali:	XC2

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno pertanto rispettare, oltre i requisiti di resistenza indicati al punto seguente, anche i criteri previsti dalla vigente Normativa (EN 11104 e EN 206) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate.

1.4.2 Sismicità

L'opera viene dimensionata con riferimento ai seguenti parametri caratteristici:

Vita nominale:	50 anni
Classe d'uso:	IV → Cu = 2.0
Vita di riferimento:	100 anni
ag:	0.08 g \cong 0.78 m/s ²
cat. topografica:	T1
suolo:	tipo D

1.4.3 Parametri geotecnici

Per quanto riguarda l'inquadramento di dettaglio relativo alle caratteristiche geotecniche dei terreni ricadenti nella tratta di impiego della presente tipologia si rimanda alla relazione geotecnica.

1.5 Caratteristiche materiali

Vengono di seguito elencati i materiali impiegati per la realizzazione dell'opera, unitamente ai rispettivi parametri di riferimento.

1.5.1 Tensioni limite e proprietà di riferimento

Carpenteria metallica

Tipo e grado (*)			
S355	JO	J3	t ≤ 20 mm
S355	J2	G3	20 < t ≤ 40 mm
S355	K2	G3	40 < t ≤ 65 mm
S355	JO		el. non saldati, profili, piastre
Tensioni di riferimento (f _y)			
t ≤ 40 mm	355.00 Mpa		
t > 40 mm	335.00 Mpa		
riferimenti:			
NTC 08 tab. 11.3.IX			
EN 10025-1			
EN 10025-2			
Caratteristiche			
E _s	210000.00 Modulo di Young		
ν	0.30 Coefficiente di Poisson		
G _s	80769.00 Mod. el. Tangenziale		

riferimenti:

NTC 08 tab. 11.3.IX
EN 1993-1-10 2.3.2(1)
EN 10025-1
EN 10025-2

(*) Valutazione grado acciaio secondo EN 1993-1-10 tab. 2.1

Ipotesi:

° T_r, ° T_s, ° T_r, ° T_s, ° T_{cf} = 0T_{ed} = T_{md} = -15 °C° E_d = 0.75 f_y(t)

Connettori a piolo (tipo Nelson)

Tipo e grado		
S235	J2	G3
Tensioni di riferimento		
f _{y,k}	350.00 Mpa	Snervamento
f _u	450.00 Mpa	rottura a trazione

riferimenti:

EN 13918

Giunzioni bullonate (sistema HRC)

Tipo e classe	
viti	cl. 10.9
Dadi	cl. 8
Rosette	Acc. C50
cl. Sup.	B
Tensioni di riferimento	
f _{y,b}	900.00
f _{u,b}	1000.00

riferimenti:

NTC 08 tab. 11.3.XIII
EN 1993-1-8 3.1.1(3)
EN 14399
EN 1090-2

Calcestruzzo

elemento	classe	f _{ck}	R _{bk}	f _{cm}	f _{ctm}	E _{cm}
soletta	C35/45	35	45	43.00	3.21	34000.00
spalla	C28/35	28	35	36.00	2.77	32000.00
pali	C28/35	28	35	36.00	2.77	32000.00

riferimenti:

EN 206
NTC-08 cap. 11.2.10
EN 1992-1-1 3.1.2. tab. 3.1

Acciaio in barre per c.a.

tipo	B450C	
f_{yk}	450.00 Mpa	snervamento
f_{tk}	540.00 Mpa	rottura a trazione
E_s	210000.00 Mpa	modulo di Young

riferimenti:

NTC-08 cap. 11.3
 EN 1992-1-1 cap. 3.2 + ann. C
 EN 1994-2 cap. 3.2(2)

1.5.2 Coefficienti parziali di sicurezza

Relativamente ai coefficienti parziali dei materiali si fa riferimento, nell'ambito delle rispettive verifiche, a quanto contenuto in tabella.

Coefficienti di sicurezza materiali**Carpenteria metallica**

γ_{mo}	1.05 verifiche S.L.U. - resistenza
γ_{m1}	1.10 verifiche S.L.U. - buckling
γ_{m2}	1.25 verifiche S.L.U. - frattura in trazione
$\gamma_{m,ser}$	1.00 verifiche S.L.E. - limitazione delle tensioni
γ_f	1.00 verifiche S.L. fatica
γ_{mf}	1.35 non fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.V
 EN 1993-1-1 6.1.(1) + N.A.D.
 EN 1993-2
 EN 1993-1-9 cap. 3.(8) - cap. 8.

Piolature

γ_w	1.25 verifiche S.L.U. - resistenza
k_s	0.60 verifiche S.L.E.
γ_{mf}	1.15 fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.3.3
 EN 1994-2 cap. 6.6.3.1.(1)

Bullonature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
γ_{m3}	1.25 scorrimento S.L.U. (bull. Cat. C)
$\gamma_{m3,ser}$	1.10 scorrimento S.L.E. (bull. Cat. B)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.XI
 EN 1993-1-8 2.2.(2) + N.A.D.
 EN 1090-2

Saldature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
γ_w	0.90 correlation factor (cord. Angolo)

riferimenti:

NTC 08 4.2.8.2.4
 EN 1993-1-8 4.5.3.2.(4) + N.A.D.
 EN 1090-2

Calcestruzzo

γ_{cc}	0.85 carichi di lunga durata (quando rilevante)
γ_c	1.50 S.L.U.

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.1
 NTC 08 cap. 4.3.3
 EN 1992-1-1 2.4.2.4

Acciaio in barre

γ_s	1.15 resistenza S.L.U.
------------	------------------------

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.3
 NTC 08 cap. 4.3.3

1.6 Software di calcolo

Per l'analisi strutturale dell'impalcato si adotta il metodo degli elementi finiti; si utilizza, a tale fine, il pacchetto software denominato "**LUSAS (vers. 14.5)**", fornito da F.E.A. Ltd. (U.K.) su piattaforma windows XP. Il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base e all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti.

Per le verifiche delle sezioni in acciaio calcestruzzo si adotta il programma "**Ponti EC4**" sviluppato 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.

In particolare, la procedura opera, per ciascuna sezione, le seguenti verifiche:

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

S.L.U. :

- identificazione delle sezioni, consistente nella preclassificazione dei singoli componenti, e nella classificazione effettiva, effettuata sulla base di ciascuna combinazione di carico.
- verifica per tensioni normali (interazione N/M):
 - sezioni cl. 1 e 2: analisi e verifica plastica di ciascuna sezione e deduzione del rapporto di sfruttamento plastico;
 - sezioni classe 3: analisi tensionale elastica su sezione lorda con calcolo del rapporto di sfruttamento elastico;
 - sezioni classe 4: analisi tensionale elastica su sezione efficace con calcolo del rapporto di sfruttamento elastico;
- verifica a taglio (V)
 - calcolo taglio resistente plastico $V_{pl,Rd}$ / verifica *shear buckling*, con calcolo taglio resistente $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$.
- verifica interazione pressoflessione - taglio (N-M-V)
 - deduzione del rapporto di sfruttamento finale della sezione
- verifica rapporto v_{Ed}/v_{Rd} piolature (sezioni con rapporto di sfruttamento plastico a flessione ≤ 1 ;
- calcolo plastico piolature (sezioni con rapporto di sfruttamento plastico a flessione > 1).

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.

Per le verifiche delle spalle ed in particolare delle sezioni in cemento armato si ricorre al programma “**RC-SEC**” sviluppato da Geostru Software S.a.s., in grado di effettuare verifiche sia tensionali che a rottura.

1.7 Convenzioni generali

Nel prosieguo del presente elaborato si adotteranno le notazioni contemplate dalle varie orme EN di riferimento.

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

lunghezze:	m
forze - coppie:	kN
tensioni:	MPa

Per quanto riguarda le convenzioni di segno si considerano, in generale, positive le trazioni. Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano x-y orizzontale, con x posto tangente al tracciato nel punto in esame ed asse z verticale.

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

F_x	azione assiale
F_y	azione tagliante agente nel piano orizzontale
F_z	azione tagliante agente nel piano verticale
M_x	momento torcente
M_y	momento flettente agente nel piano verticale
M_z	momento flettente agente nel piano orizzontale

Le verifiche dell'impalcato verranno eseguite esclusivamente con riferimento alle caratteristiche F_x , F_z , M_x , M_y , dal momento che risultano non significativi i contributi F_y ed M_z .

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

M (M_f)	in luogo di M_y
V	in luogo di F_z
T	in luogo di M_x

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

Ulteriori convenzioni specifiche relative alla paratia verranno indicate di volta in volta.

2. Impostazioni delle analisi e delle verifiche

2.1 Analisi della struttura composta (impalcato)

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 varie verifiche vengono effettuate con riferimento alla condizione di lungo termine (analisi "long term"), che si rivela essere la più gravosa in particolare per gli elementi in acciaio delle travi principali.

Vengono prese in esame 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 (di intensità costante nel tempo) applicati ad istante t_1 dal getto.
- fase 2b: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per carichi applicati ad istante t_1 immediatamente dopo il getto ed aventi sviluppo nel tempo parallelo a quello dei fenomeni differiti (ritiro, cedimenti vincolari "lenti");
- fase 2c: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per coazioni e/o cedimenti vincolari permanenti (di intensità costante nel tempo) imposti all'istante t_1 dal getto.
- fase 3: presenza della soletta, con modulo elastico valutato a breve termine.
- fase "cracked": soletta fessurata (conteggio delle sole armature longitudinali presenti in soletta).

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

La soletta verrà considerata "cracked" al superamento del doppio della resistenza a trazione media f_{ctm} del conglomerato, sotto l'azione della combinazione di carico S.L.E. caratteristica.

La tabella seguente riporta, fase per fase, i vari contributi di carico considerati per l'opera in esame.

analisi long term				
fase	carico	sigla	sezione resistente	stato connessione
1	peso proprio elementi in acciaio	G_{k1}'	sezione metallica	non attiva
	peso proprio coppelle	G_{k1}''	sezione metallica	
	peso proprio getto soletta in c.a.	G_{k1}'''	sezione metallica	
2a	carichi permanenti portati effetto scavo/reinterro spalla	G_{k2} $G_{k,earth}$	sez. omog. con $n=n_L$ perm.	attiva
2b	ritiro cedimenti vincolari	$G_{sh,k}$ $G_{settl,k}$	sez. omog. con $n=n_L$ ritiro	attiva
3	Variazioni termiche uniformi	$T_{k,N}$	sez. omog. con $n=n_0$	attiva
	Variazioni termiche lineari	$T_{k,M}$		
	Azione del vento	$F_{w,k}$		
	Attrito agli appoggi	$Q_{fr,k}$		
	Carchi mobili gr. i (*)	Q_k		

(*)Azione multicomponente

La configurazione dettagliata dell'azione multicomponente Q_k è indicata nel seguito della relazione.

2.1.2 Coefficienti di omogeneizzazione

La valutazione dei coefficienti di viscosità finale, propedeutica alla valutazione dei coefficienti di omogeneizzazione, viene effettuata secondo i criteri contenuti nell'annex B della EN 1992-1-1 a partire dai seguenti dati di base:

RH = 80 %	umidità relativa dell'atmosfera
$f_{cm} = 35.0$ MPa	resistenza cil. media del calcestruzzo
Tipo cemento:	N
$A_c = 4\,266\,000$ mm ²	area getto soletta calcestruzzo (escl. coppella)
$u = 13\,500 + 2 \cdot 316 + 2 \cdot 1\,500 = 17\,100$ mm	lato inferiore + 2 bordi laterali + 2 sup. marciapiedi.
$h_0 = 2 \cdot A_c / u = 498.95$ mm	spessore fittizio soletta

Ai fini della valutazione degli effetti del ritiro e dei cedimenti lenti ($t_{01} = 1$ gg, $t_{\infty} = 25550.0$ gg) si ha pertanto:

$t_{01} = 1$ gg	per gli effetti dei carichi da ritiro e cedimento lento (cfr. EN 1994-2-cap. 5.4.2.2.(4))
$t_{02} = 30$ gg	per gli effetti dei sovraccarichi permanenti
$t_{\infty} = 25\,550$ gg	

La valutazione dei coefficienti di omogeneizzazione da assegnarsi alla soletta nelle varie fasi di vita indicate al punto precedente viene effettuata secondo i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 5.4.2.1..

Il calcolo dei vari valori di n_{Li} (coefficiente di omogeneizzazione per carico di lunga durata, nella fase "i"), viene effettuato sulla base di:

$$n_{Li} = n_0 (1 + \psi_L \varphi_t) \quad \text{cfr. eq. 5.6 in EN 1994-2 5.4.2.2.(1)}$$

in cui:

$$n_0 = E_s / E_{cm(0)} (G_s / G_{c(0)}) \quad \text{coefficiente di omogeneizzazione per carichi di breve durata}$$

$\psi_L =$ "creep multiplier" avente valore variabile in funzione del tipo di carico, ovvero (cfr. EN 1994-2 5.4.2.2.(2)):

$\psi_L = 1.10$	per i carichi permanenti
$\psi_L = 1.50$	per i cedimenti vincolari istantanei e deformazioni imposte
$\psi_L = 0.55$	per l'azione del ritiro e cedimenti lenti

La tabella seguente riporta i coefficienti di viscosità calcolati, unitamente ai parametri intermedi necessari al calcolo. La colonna di destra riporta il riferimento alle formule adottate, tratte dall'annex B della EN 1992-1-1.

α_1	0.866			B.8c
α_2	0.960			B.8c
α_3	0.902			B.8c
α	0			B.9
$\beta(f_{cm})$	2.56			B.4
β_h	1332.91			B.8a / B.8b
φ_{RH}	1.169			B.3a / B.3b
	t_{01}	t_{02}	t_{03}	
t_{0i}	30	1	30	
$t_{0i,mod}$	30	1	30	B.5
$\beta(t_0)$	0.482	0.909	0.482	B.2
φ_0	1.444	2.723	1.444	B.2
$\varphi(t_0, t_w)$	1.422	2.682	1.422	B.1

La tabella seguente riassume, per le fasi considerate, i coefficienti di omogeneizzazione adottati rispettivamente per il modulo elastico e per il modulo di deformabilità tangenziale nelle varie fasi considerate. Per uniformità con gli indici adottati nel prosieguo della relazione, il coefficiente di omogeneizzazione di base n_0 viene indicato con n_3 (il pedice indica il nome della fase cui si riferisce).

	mE	mG	$E_{cm(t)}$
n_1	0.00	0.00	0
n_{2a}	15.80	14.59	13288
n_{2b}	15.25	14.08	13768
n_{2c}	19.31	28.57	10875
n_3	6.16	5.69	34077

2.1.3 Modellazione/idealizzazione della struttura

Le analisi condotte considerano quattro differenti sottosistemi: impalcato, spalla, pile e pali di fondazione.

Il sistema-impalcato, detto "sistema 1", è schematizzato da 2 cassoncini torsio-rigidi semplicemente appoggiati su 4 appoggi disposti sulle spalle e sulle pile. I gradi di libertà di questi appoggi riguardano la rotazione, mentre per le traslazioni nelle due direzioni del piano fornisce una rigidezza che deve essere opportunamente calibrata. Ciò consente di assorbire e trasmettere alle sottostrutture le sollecitazioni orizzontali sia di natura statica sia sismica. L'impalcato verrà modellato mediante un sistema composto da una coppia di elementi monodimensionali torsio-rigidi, orditi in asse a ciascun cassoncino, trasversalmente collegati dagli elementi di soletta.

Il sistema-spalla, detto "sistema 2", viene modellato ed analizzato in maniera completamente separata, considerando le azioni derivanti dall'impalcato ed agenti in corrispondenza degli appoggi con l'effettiva eccentricità, nonché i pesi propri della spalla stessa, ed i sovraccarichi agenti a tergo. A favore di sicurezza, si considereranno inoltre le spinte derivanti dal terreno e agenti sul paraghiaia, anche se la soluzione

adottata prevede l'adozione di un sistema di terre armate interno alla struttura del corpo spalla che assolve il compito di assorbire le pressioni del terreno contenuto.

Il sistema-pila, detto "sistema 4", viene modellato ed analizzato in maniera completamente separata, considerando le azioni derivanti dall'impalcato ed agenti in corrispondenza degli appoggi con l'effettiva eccentricità, nonchè i pesi propri della pila stessa.

Per l'analisi delle palificate, detto "sistema 3", si rimanda alla relazione geotecnica.

Pertanto, con riferimento alle procedure di calcolo in uso, il sistema 1/3 (impalcato/pila) verrà studiato in maniera a sé stante, mediante un modello elastico lineare ad elementi finiti a grigliato elaborato con il programma *LUSAS – rel. 14.5*, vincolando le estremità delle travi mediante "joint" in grado di riprodurre gli effettivi gradi di vincolo degli appoggi previsti.

Parallelamente, il sistema 2 (spalla) viene studiato in maniera a sé stante elaborando un opportuno foglio elettronico mediante "Excel" in cui vengono dedotte le sollecitazioni massime agenti sulle sezioni principali della struttura:

- sezione 1: spiccato parte superiore paraghiaia;
- sezione 2: spiccato paramento;
- sezione 3: spiccato fondazione.

2.1.4 Sintesi step di analisi

Di seguito si espongono i passi principali della metodologia di analisi seguita.

a) Sollecitazioni lungo l'impalcato e verifiche

L'analisi strutturale dell'impalcato viene eseguita tramite la sovrapposizione degli effetti delle sollecitazioni derivanti diversi steps di costruzione e vita dell'opera. L'impalcato si considera appoggiato su isolatori sismici.

Dapprima si considera l'impalcato atto a simulare la fase di posa delle travi metalliche e del getto della soletta. Le caratteristiche sezionali sono quelle relative alla fase 1 (presenza di sole travi metalliche)

- fase 1: per lo studio dei carichi propri delle travi metalliche e del getto della soletta.

Quindi si passa a considerare l'impalcato atto a modellare il comportamento della struttura sotto l'azione di tutti i carichi di tipo "gravitazionale". Le caratteristiche sezionali impiegate sono le seguenti:

- fase 2a: per lo studio dei carichi permanenti portati.
- fase 2b: per lo studio degli effetti iperstatici del ritiro (effetti secondari) e dei cedimenti vincolari.
- fase 3: per lo studio degli effetti dei carichi variabili (traffico, temperatura) e dei permanenti portati.

Quanto indicato ai punti precedenti è sintetizzato nelle figure e nella tabella seguenti.

carico	fase	
G_{k1} : carichi di peso proprio	1	permanenti
G_{k2} : sovraccarichi di finitura	2a	
$G_{k,sett.}$: - cedimenti vincolari	2b	
$g_{sh,k}$ I - effetti secondari del ritiro	2b	
$g_{sh,k}$ II - effetti primari del ritiro	2b	
Q_k , gr. 1	3	variabili
T_k : - inviluppo comb. termica	3	

b) Sollecitazioni lungo la spalla e verifiche

Viene ricostruito l'andamento delle sollecitazioni lungo la spalla necessario alle verifiche geotecniche ed alle verifiche strutturali del corpo spalla.

Tale andamento viene ricavato mediante un foglio di calcolo ad hoc. In esso viene costruito il modello della spalla e applicate in testa le sollecitazioni rilevate in corrispondenza delle connessioni dell'impalcato dedotte dall'analisi a grigliato. Si procederà implementando, nell'ambito di ciascuno S.L. in esame, le caratteristiche di sollecitazione derivanti dalle opportune combinazioni delle azioni elementari.

c) Sollecitazioni lungo la pila e verifiche

Vengono ricavati gli andamenti delle sollecitazioni lungo la pila tramite la sovrapposizione degli effetti delle sollecitazioni derivanti dai diversi steps di costruzione opportunamente combinati. Tali sollecitazioni risultano necessarie alle verifiche geotecniche delle strutture di fondazione e alle verifiche strutturali dell'elevazione della pila.

2.2 Analisi sismica

Essendo poco significativa l'influenza delle azioni sismiche sulla struttura di impalcato; l'analisi si focalizza essenzialmente sul quadro tensionale insistente sulle sottostrutture.

Ai fini dell'analisi sismica, si terrà conto dei seguenti contributi di carico:

- carichi quasi permanenti: $G_k + 0.5 T_k$
- azione sismica (sovraspinta terreno) agente sul corpo spalla
- azioni inerziali, concordi con il verso dell'azione sismica, agenti su masse impalcato e masse sottostrutture.

Per quanto riguarda lo S.L. sismico, si fa riferimento a:

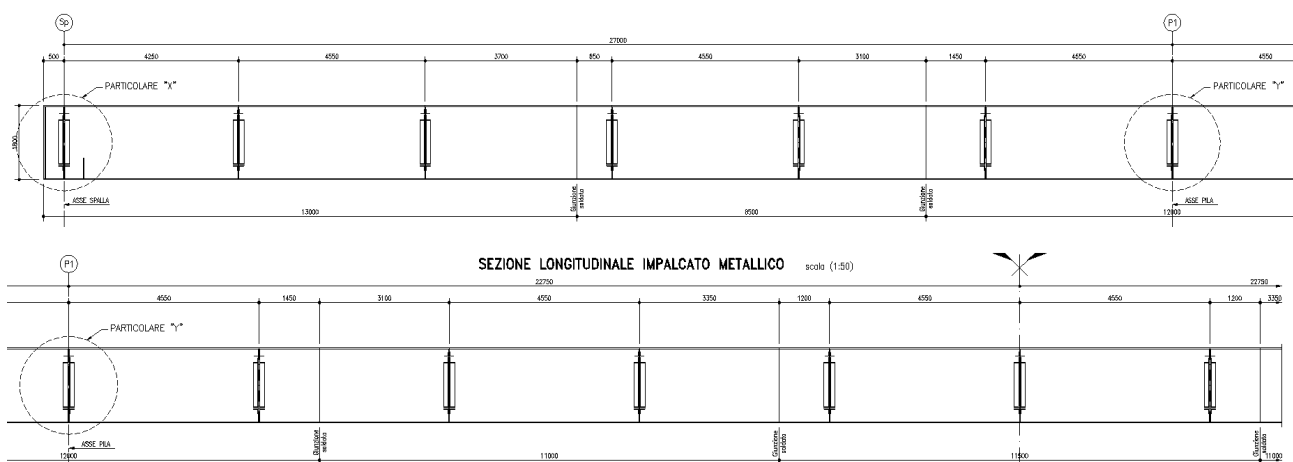
SLC: per il dimensionamento delle apparecchiature di vincolo

SLV: per la verifica slu degli elementi strutturali e del varco giunti.

SLD: per il dimensionamento delle escursioni dei giunti (per i quali si ammette il danneggiamento allo SLV)

2.3 Dati generali delle sezioni di impalcato (travi e traversi)

Le travi principali presentano un'altezza costante come indicato dallo schema seguente.



Ciascuna delle quattro travi è suddivisa in complessivi 9 conci raggruppati in 5 tipologie principali, indicate, nel prosieguo come A, B, C, D e E, ed aventi rispettivamente lunghezza pari a:

conci A: 12.00 m

conci B: 11.00 m

conci C: 11.50 m

conci D: 8.50 m

conci E: 13.00 m

I traversi vengono realizzati mediante profili ad "L" accoppiati mediante imbottiture bullonate, collegati mediante giunzioni bullonate agli irrigidimenti verticali d'anima. Essi sono di tipo reticolare a "K" e si compongono di correnti superiori, inferiori e diagonali ciascuno realizzato con 2 profili a "L" di dimensioni indicate nel §1.1.1, ad eccezione del traverso di pila che ha un corrente inferiore di tipo "I" per consentire il sollevamento della struttura in fase di sostituzione degli appoggi.

Per i piatti componenti le travate metalliche si prevede l'impiego di lamiere di spessore massimo pari a 60.0 mm.

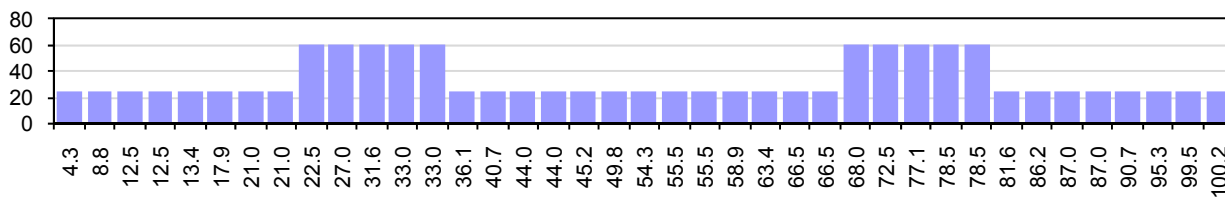
Le tabelle seguenti riportano le caratteristiche dimensionali distintive dei vari conci di trave. Si indicano rispettivamente con il pedice _sez1 e _sez2 rispettivamente i dati relativi alla sezione "iniziale" e "finale" di ciascun concio.

Caratteristiche dimensionali sezioni trasversali

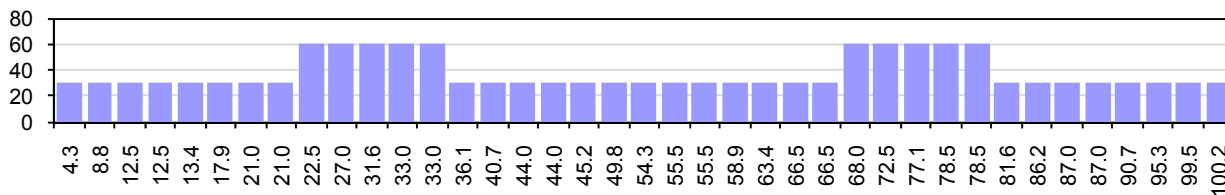
	ConcioA_sez1	ConcioA_sez2	ConcioA_sez3	ConcioB_sez1	ConcioB_sez2	ConcioC_sez1	ConcioC_sez2	ConcioD_sez1	ConcioD_sez2	ConcioE_sez1	ConcioE_sez2	Legenda	
Sezione metallica	h_{tot}	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	h_s	altezza trave metallica
	b_{bot}	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	b_{inf}	larghezza piattabanda inferiore
	t_{bot}	60	60	60	30	30	30	30	30	30	30	t_{inf}	spessore piattabanda inferiore
	b_{top}	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	b_{sup}	larghezza piattabanda superiore
	t_{top}	60	60	60	25	25	25	25	25	25	25	t_{sup}	spessore piattabanda superiore
	h_{web}	1680	1680	1680	1745	1745	1745	1745	1745	1745	1745	h_{web}	altezza anima
	t_{web}	22	22	22	16	16	14	14	16	16	14	t_{web}	spessore anima
Soletta	h_{cls}	316	316	316	316	316	316	316	316	316	316	h_{cls}	spessore complessivo soletta
	h_{cop}	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	h_{cop}	spessore di calcolo coppella
	t_{sol}	312	312	312	312	312	312	312	312	312	312	t_{sol}	spessore di calcolo soletta
	b_{reale}	3375	3375	3375	3375	3375	3375	3375	3375	3375	3375	b_{reale}	larghezza reale soletta
	b_{eff}	3350	3350	3350	3350	3350	3350	3350	3350	3350	3350	b_{eff}	larghezza collaborante soletta
Armatura	\varnothing_{sup}	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	\varnothing_{sup}	diametro armature superiori
	passo _{sup}	100	100	100	150	150	200	200	150	150	200	passo _{sup}	passo armature superiori
	c_{sup}	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	c_{sup}	copriferro armature superiori
	\varnothing_{inf}	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	\varnothing_{inf}	diametro armature inferiori
	passo _{inf}	100	100	100	150	150	200	200	150	150	200	passo _{inf}	passo armature inferiori
	c_{inf}	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	c_{inf}	copriferro armature inferiori

I grafici seguenti visualizzano gli spessori impiegati, rispettivamente per la lamiera inferiore, la piattabanda superiore e l'anima, lungo l'intero sviluppo di ciascun filo di trave.

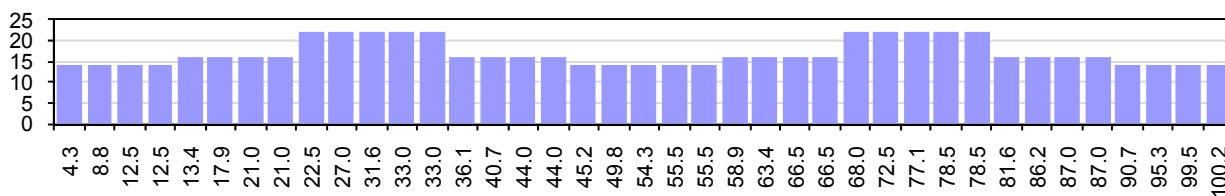
Spessore Piattabanda superiore



Spessore Piattabanda inferiore



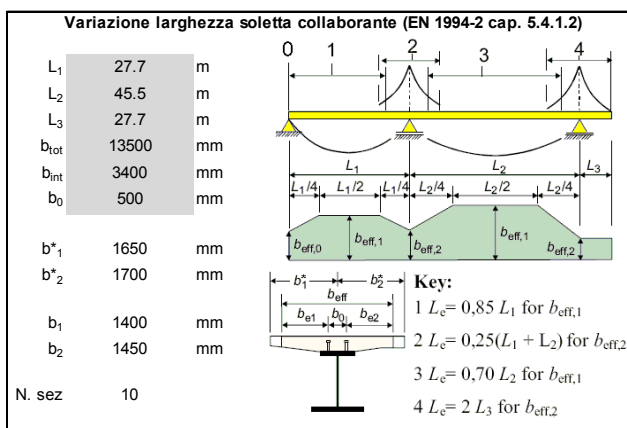
Spessore Anime



2.3.1 Larghezze collaboranti di soletta

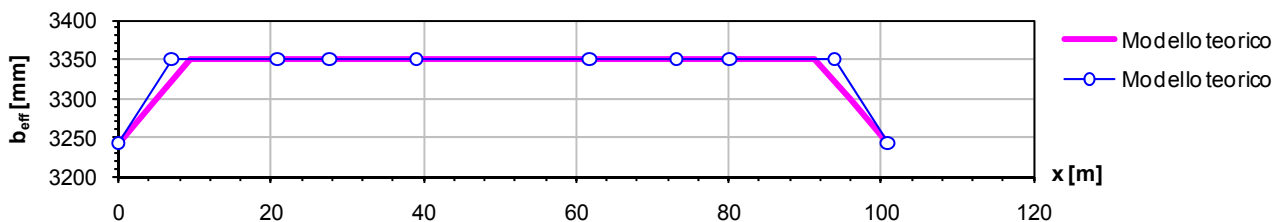
Le larghezze collaboranti di soletta vengono valutate sulla base dei criteri contenuti in EN 1994-2, (cap. 5.4.1.2/NTC-08, cap. 4.3.2.3).

La tabella riportata al punto seguente restituisce il calcolo delle larghezze collaboranti lungo la trave.



1 Sez. 1: x = 0.0m					6 Sez. 6: x = 61.775m				
Campo	0	$\beta_1 = 0.970$	$b_{e1} = 1357.6 \text{ mm}$	$b_{eff} = 3243 \text{ mm}$	Campo	3	$\beta_1 = 1.000$	$b_{e1} = 1400.0 \text{ mm}$	$b_{eff} = 3350 \text{ mm}$
$L_e =$	23503 m	$\beta_2 = 0.955$	$b_{e2} = 1385.1 \text{ mm}$		$L_e =$	31850 m	$\beta_2 = 1.000$	$b_{e2} = 1450.0 \text{ mm}$	
2 Sez. 2: x = 6.9125m					7 Sez. 7: x = 73.15m				
Campo	1	$\beta_1 = 1.000$	$b_{e1} = 1400.0 \text{ mm}$	$b_{eff} = 3350 \text{ mm}$	Campo	2	$\beta_1 = 1.000$	$b_{e1} = 1400.0 \text{ mm}$	$b_{eff} = 3350 \text{ mm}$
$L_e =$	23503 m	$\beta_2 = 1.000$	$b_{e2} = 1450.0 \text{ mm}$		$L_e =$	18288 m	$\beta_2 = 1.000$	$b_{e2} = 1450.0 \text{ mm}$	
3 Sez. 3: x = 20.7375m					8 Sez. 8: x = 80.0625m				
Campo	1	$\beta_1 = 1.000$	$b_{e1} = 1400.0 \text{ mm}$	$b_{eff} = 3350 \text{ mm}$	Campo	1	$\beta_1 = 1.000$	$b_{e1} = 1400.0 \text{ mm}$	$b_{eff} = 3350 \text{ mm}$
$L_e =$	23503 m	$\beta_2 = 1.000$	$b_{e2} = 1450.0 \text{ mm}$		$L_e =$	23503 m	$\beta_2 = 1.000$	$b_{e2} = 1450.0 \text{ mm}$	
4 Sez. 4: x = 27.65m					9 Sez. 9: x = 93.8875m				
Campo	2	$\beta_1 = 1.000$	$b_{e1} = 1400.0 \text{ mm}$	$b_{eff} = 3350 \text{ mm}$	Campo	1	$\beta_1 = 1.000$	$b_{e1} = 1400.0 \text{ mm}$	$b_{eff} = 3350 \text{ mm}$
$L_e =$	18288 m	$\beta_2 = 1.000$	$b_{e2} = 1450.0 \text{ mm}$		$L_e =$	23503 m	$\beta_2 = 1.000$	$b_{e2} = 1450.0 \text{ mm}$	
5 Sez. 5: x = 39.025m					10 Sez. 10: x = 100.8m				
Campo	3	$\beta_1 = 1.000$	$b_{e1} = 1400.0 \text{ mm}$	$b_{eff} = 3350 \text{ mm}$	Campo	0	$\beta_1 = 0.970$	$b_{e1} = 1357.6 \text{ mm}$	$b_{eff} = 3243 \text{ mm}$
$L_e =$	31850 m	$\beta_2 = 1.000$	$b_{e2} = 1450.0 \text{ mm}$		$L_e =$	23503 m	$\beta_2 = 0.955$	$b_{e2} = 1385.1 \text{ mm}$	

Andamento larghezze collaboranti



Nell'ambito delle verifiche sezionali, a ciascuna sezione di verifica verrà assegnata l'effettiva larghezza collaborante di competenza (andamento "teorico" del diagramma precedente).

2.3.2 Armature longitudinali

Ai fini del calcolo delle proprietà geometrico statiche delle sezioni, e per le verifiche delle travi principali, si considera la presenza, in prima battuta, delle seguenti armature longitudinali:

concio A: $\varnothing 20/10$ inferiori/superiori

concio B-C-D: $\varnothing 20/20$ inferiori/superiori

concio E: $\varnothing 16/20$ inferiori/superiori

Si segnala che, per il soddisfacimento delle verifiche a fessurazione in direzione longitudinale nelle sezioni prossime al concio A, l'armatura a passo fitto ($\varnothing 20/10$) verrà estesa per 3 m sul concio B e sul concio D).

2.3.3 Stiffeners d'anima

Il sistema di stiffeners è formato da piatti verticali $300 \times 25 \text{ mm}$, disposti sul lato interno dell'anima. Le sue caratteristiche sono riportate di seguito:

$b \times t = 300 \times 25 \text{ mm}$ piatto semplice

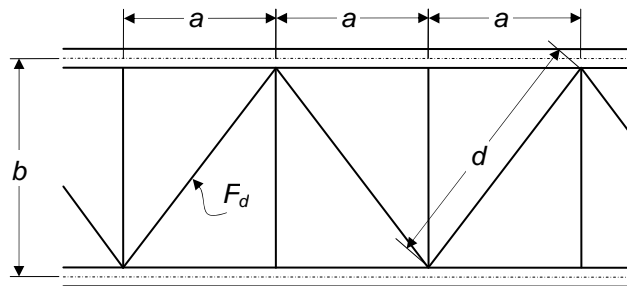
2.3.4 Proprietà geometrico-statiche sezioni di impalcato

Nell'ambito della modellazione adottata (grigliato a due travi torsiorigide), le proprietà geometrico statiche delle sezioni di impalcato verranno determinate con riferimento al singolo cassoncino metallico, composto da una coppia di travi e dalla relativa porzione di soletta collaborante.

L'inerzia trasversale di ciascuna trave verrà calibrata in modo da restituire l'effettiva inerzia trasversale della travata di impalcato.

La rigidezza torsionale dell'unica cella del singolo cassone è stata dedotta calcolando lo fittizio equivalente equivalente alla controventatura inferiore ($t^* = t_{inf}$) in accordo con quanto previsto in *Torsion in Structures* di C.F.Kollbrunner e K. Basler:

$$t^* = E/G \cdot ab / [d^3/F_d + a^3/3 \cdot (1/F_0 + 1/F_u)]$$



F_d è l'area dei profili del controvento torsionale inferiore (2L130x12).

Sulla base dei dati riportati di seguito si è dedotto lo spessore fittizio della controventatura inferiore e la rigidezza torsionale del cassone nelle diverse fasi modellate.

h_s	1800 Altezza complessiva parte metallica cassone (per calcolo propr. torsionali)
ec. ctrv. sup	0 distanza asse ctrv. tors. superiore da estradosso (per calcolo propr. torsionali)
Fd inf	5994 Area profili ctrv. tors. inferiore (2L130x12) per calcolo spessore ctrv. Inf.
int. lg	2275 interasse lg trasversi per calcolo spessore ctrv. sup.
t eq. sup.	4 spessore equivalente traliccio superiore per calcolo propr. torsionali
interasse tra	3400 interasse travi celle
h_{cls}	316 Spessore tot. soletta
t_{inf}	1.76 Spessore t_{anima1} [mm]

Concio	Spessore delle anime	
A	anima f. A	22 Spessore anime esterne
B	anima f. A	16 Spessore anime esterne
C	anima f. A	14 Spessore anime esterne
D	anima f. A	16 Spessore anime esterne
E	anima f. A	14 Spessore anime esterne

Concio		Rigidzze torsionali					
		fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_2c	fase_3	cracked
A	$k_{t \text{ glob. 1 cella}}$	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_2c	fase_3	cracked
		5.083E+10	7.816E+10	7.835E+10	7.330E+10	8.161E+10	8.161E+10
B	$k_{t \text{ glob. 1 cella}}$	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_2c	fase_3	cracked
		4.979E+10	7.593E+10	7.611E+10	7.133E+10	7.918E+10	7.918E+10
C	$k_{t \text{ glob. 1 cella}}$	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_2c	fase_3	cracked
		4.927E+10	7.481E+10	7.498E+10	7.034E+10	7.796E+10	7.796E+10
D	$k_{t \text{ glob. 1 cella}}$	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_2c	fase_3	cracked
		4.979E+10	7.593E+10	7.611E+10	7.133E+10	7.918E+10	7.918E+10
E	$k_{t \text{ glob. 1 cella}}$	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_2c	fase_3	cracked
		4.927E+10	7.481E+10	7.498E+10	7.034E+10	7.796E+10	7.796E+10

Le tabelle seguenti riepilogano le caratteristiche geometriche delle sezioni impiegate per i vari conci componenti ciascun cassoncino, idealizzato come trave equivalente torsorigida.

Concio tipo ConcioA_sez1

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_3	cracked
A	2.18E+05	3.92E+05	3.97E+05	5.99E+05	2.60E+05
y _g	900.00	1369.28	1376.39	1573.28	1068.78
J _{xx}	1.26E+11	2.36E+11	2.38E+11	2.849E+11	1.652E+11
J _{yy}	6.38E+11	1.48E+12	1.50E+12	2.47E+12	2.47E+12
Asy	2.18E+08	3.92E+08	3.97E+08	5.99E+08	2.60E+08
Asz	7.92E+04	7.92E+04	7.92E+04	7.92E+04	7.92E+04
k _t	5.07E+10	7.82E+10	7.84E+10	7.33E+10	8.16E+10
W _{xxcls}		3.16E+08	3.21E+08	5.25E+08	
W _{xxreinf}		4.12E+08	4.20E+08	7.72E+08	1.89E+08
W _{xx5}	1.405E+08	5.478E+08	5.610E+08	1.257E+09	2.260E+08
W _{xx4}	1.51E+08	6.36E+08	6.54E+08	1.71E+09	2.46E+08
W _{xx2}	-1.51E+08	-1.80E+08	-1.81E+08	-1.88E+08	-1.64E+08
W _{xx1}	-1.40E+08	-1.72E+08	-1.73E+08	-1.81E+08	-1.55E+08
S _{xx5}		1.02E+08	1.04E+08	1.47E+08	3.68E+07
S _{xx4}	6.26E+07	1.31E+08	1.32E+08	1.61E+08	8.73E+07
S _{xx3 reale}	7.82E+07	1.34E+08	1.35E+08	1.61E+08	9.72E+07
S _{xx2}	6.26E+07	9.64E+07	9.69E+07	1.11E+08	7.48E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	900	431	424	227	731

Concio tipo ConcioA_sez2

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_3	cracked
A	2.18E+05	3.92E+05	3.97E+05	5.99E+05	2.60E+05
y _g	900.00	1369.28	1376.39	1573.28	1068.78
J _{xx}	1.26E+11	2.36E+11	2.38E+11	2.849E+11	1.652E+11
J _{yy}	6.38E+11	1.48E+12	1.50E+12	2.47E+12	2.47E+12
Asy	2.18E+08	3.92E+08	3.97E+08	5.99E+08	2.60E+08
Asz	7.92E+04	7.92E+04	7.92E+04	7.92E+04	7.92E+04
k _t	5.07E+10	7.82E+10	7.84E+10	7.33E+10	8.16E+10
W _{xxcls}		3.16E+08	3.21E+08	5.25E+08	
W _{xxreinf}		4.12E+08	4.20E+08	7.72E+08	1.89E+08
W _{xx5}	1.405E+08	5.478E+08	5.610E+08	1.257E+09	2.260E+08
W _{xx4}	1.51E+08	6.36E+08	6.54E+08	1.71E+09	2.46E+08
W _{xx2}	-1.51E+08	-1.80E+08	-1.81E+08	-1.88E+08	-1.64E+08
W _{xx1}	-1.40E+08	-1.72E+08	-1.73E+08	-1.81E+08	-1.55E+08
S _{xx5}		2.83E+08	2.92E+08	6.80E+08	3.68E+07
S _{xx4}	6.26E+07	3.12E+08	3.21E+08	6.95E+08	8.73E+07
S _{xx3 reale}	7.82E+07	3.15E+08	3.24E+08	6.95E+08	9.72E+07
S _{xx2}	6.26E+07	9.64E+07	9.69E+07	1.11E+08	7.48E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	900	431	424	227	731

Concio tipo ConcioB_sez1

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_3	cracked
A	1.22E+05	2.82E+05	2.87E+05	4.89E+05	1.50E+05
y _g	858.18	1482.51	1490.46	1684.53	1061.18
J _{xx}	6.58E+10	1.51E+11	1.52E+11	1.797E+11	9.292E+10
J _{yy}	3.56E+11	1.13E+12	1.15E+12	2.12E+12	2.12E+12
Asy	1.22E+08	2.82E+08	2.87E+08	4.89E+08	1.50E+08
Asz	5.76E+04	5.76E+04	5.76E+04	5.76E+04	5.76E+04
k _t	5.07E+10	7.82E+10	7.84E+10	7.33E+10	8.16E+10
W _{xxcls}		2.38E+08	2.43E+08	4.16E+08	
W _{xxreinf}		3.28E+08	3.36E+08	6.96E+08	1.05E+08
W _{xx5}	6.985E+07	4.749E+08	4.906E+08	1.556E+09	1.258E+08
W _{xx4}	7.18E+07	5.15E+08	5.34E+08	1.99E+09	1.30E+08
W _{xx2}	-7.94E+07	-1.04E+08	-1.04E+08	-1.09E+08	-9.01E+07
W _{xx1}	-7.67E+07	-1.02E+08	-1.02E+08	-1.07E+08	-8.76E+07
S _{xx5}		2.72E+08	2.81E+08	6.72E+08	2.47E+07
S _{xx4}	2.79E+07	2.81E+08	2.90E+08	6.75E+08	4.65E+07
S _{xx3 reale}	4.13E+07	2.83E+08	2.92E+08	6.75E+08	5.47E+07
S _{xx2}	3.04E+07	5.28E+07	5.31E+07	6.01E+07	3.77E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	942	317	310	115	739

Concio tipo ConcioB_sez2

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_3	cracked
A	1.22E+05	2.82E+05	2.87E+05	4.89E+05	1.50E+05
y _g	858.18	1482.51	1490.46	1684.53	1061.18
J _{xx}	6.58E+10	1.51E+11	1.52E+11	1.797E+11	9.292E+10
J _{yy}	3.56E+11	1.13E+12	1.15E+12	2.12E+12	2.12E+12
Asy	1.22E+08	2.82E+08	2.87E+08	4.89E+08	1.50E+08
Asz	5.76E+04	5.76E+04	5.76E+04	5.76E+04	5.76E+04
k _t	5.07E+10	7.82E+10	7.84E+10	7.33E+10	8.16E+10
W _{xxcls}		2.38E+08	2.43E+08	4.16E+08	
W _{xxreinf}		3.28E+08	3.36E+08	6.96E+08	1.05E+08
W _{xx5}	6.985E+07	4.749E+08	4.906E+08	1.556E+09	1.258E+08
W _{xx4}	7.18E+07	5.15E+08	5.34E+08	1.99E+09	1.30E+08
W _{xx2}	-7.94E+07	-1.04E+08	-1.04E+08	-1.09E+08	-9.01E+07
W _{xx1}	-7.67E+07	-1.02E+08	-1.02E+08	-1.07E+08	-8.76E+07
S _{xx5}		2.72E+08	2.81E+08	6.72E+08	2.47E+07
S _{xx4}	2.79E+07	2.81E+08	2.90E+08	6.75E+08	4.65E+07
S _{xx3 reale}	4.13E+07	2.83E+08	2.92E+08	6.75E+08	5.47E+07
S _{xx2}	3.04E+07	5.28E+07	5.31E+07	6.01E+07	3.77E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	942	317	310	115	739

Concio tipo ConcioC_sez1

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_3	cracked
A	1.15E+05	2.68E+05	2.73E+05	4.75E+05	1.36E+05
y _g	855.49	1485.57	1493.87	1692.21	1023.84
J _{xx}	6.40E+10	1.45E+11	1.46E+11	1.730E+11	8.526E+10
J _{yy}	3.36E+11	1.07E+12	1.09E+12	2.07E+12	2.07E+12
Asy	1.15E+08	2.68E+08	2.73E+08	4.75E+08	1.36E+08
Asz	5.04E+04	5.04E+04	5.04E+04	5.04E+04	5.04E+04
k _t	5.07E+10	7.82E+10	7.84E+10	7.33E+10	8.16E+10
W _{xxcls}		2.30E+08	2.35E+08	4.08E+08	
W _{xxrein}		3.18E+08	3.26E+08	6.91E+08	9.28E+07
W _{xx5}	6.776E+07	4.614E+08	4.775E+08	1.605E+09	1.098E+08
W _{xx4}	6.96E+07	5.01E+08	5.20E+08	2.09E+09	1.14E+08
W _{xx2}	-7.75E+07	-9.97E+07	-9.99E+07	-1.04E+08	-8.58E+07
W _{xx1}	-7.48E+07	-9.77E+07	-9.78E+07	-1.02E+08	-8.33E+07
S _{xx5}		2.69E+08	2.78E+08	6.70E+08	1.93E+07
S _{xx4}	2.80E+07	2.78E+08	2.87E+08	6.73E+08	4.22E+07
S _{xx3 reale}	3.98E+07	2.79E+08	2.88E+08	6.73E+08	5.01E+07
S _{xx2}	3.03E+07	5.29E+07	5.32E+07	6.04E+07	3.63E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	945	314	306	108	776

Concio tipo ConcioC_sez2

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_3	cracked
A	1.15E+05	2.68E+05	2.73E+05	4.75E+05	1.36E+05
y _g	855.49	1485.57	1493.87	1692.21	1023.84
J _{xx}	6.40E+10	1.45E+11	1.46E+11	1.730E+11	8.526E+10
J _{yy}	3.36E+11	1.07E+12	1.09E+12	2.07E+12	2.07E+12
Asy	1.15E+08	2.68E+08	2.73E+08	4.75E+08	1.36E+08
Asz	5.04E+04	5.04E+04	5.04E+04	5.04E+04	5.04E+04
k _t	5.07E+10	7.82E+10	7.84E+10	7.33E+10	8.16E+10
W _{xxcls}		2.30E+08	2.35E+08	4.08E+08	
W _{xxrein}		3.18E+08	3.26E+08	6.91E+08	9.28E+07
W _{xx5}	6.776E+07	4.614E+08	4.775E+08	1.605E+09	1.098E+08
W _{xx4}	6.96E+07	5.01E+08	5.20E+08	2.09E+09	1.14E+08
W _{xx2}	-7.75E+07	-9.97E+07	-9.99E+07	-1.04E+08	-8.58E+07
W _{xx1}	-7.48E+07	-9.77E+07	-9.78E+07	-1.02E+08	-8.33E+07
S _{xx5}		2.69E+08	2.78E+08	6.70E+08	1.93E+07
S _{xx4}	2.80E+07	2.78E+08	2.87E+08	6.73E+08	4.22E+07
S _{xx3 reale}	3.98E+07	2.79E+08	2.88E+08	6.73E+08	5.01E+07
S _{xx2}	3.03E+07	5.29E+07	5.32E+07	6.04E+07	3.63E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	945	314	306	108	776

Concio tipo ConcioD_sez1

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_3	cracked
A	1.22E+05	2.82E+05	2.87E+05	4.89E+05	1.50E+05
y _g	858.18	1482.51	1490.46	1684.53	1061.18
J _{xx}	6.58E+10	1.51E+11	1.52E+11	1.797E+11	9.292E+10
J _{yy}	3.56E+11	1.13E+12	1.15E+12	2.12E+12	2.12E+12
Asy	1.22E+08	2.82E+08	2.87E+08	4.89E+08	1.50E+08
Asz	5.76E+04	5.76E+04	5.76E+04	5.76E+04	5.76E+04
k _t	5.07E+10	7.82E+10	7.84E+10	7.33E+10	8.16E+10
W _{xxcls}		2.38E+08	2.43E+08	4.16E+08	
W _{xxrein}		3.28E+08	3.36E+08	6.96E+08	1.05E+08
W _{xx5}	6.985E+07	4.749E+08	4.906E+08	1.556E+09	1.258E+08
W _{xx4}	7.18E+07	5.15E+08	5.34E+08	1.99E+09	1.30E+08
W _{xx2}	-7.94E+07	-1.04E+08	-1.04E+08	-1.09E+08	-9.01E+07
W _{xx1}	-7.67E+07	-1.02E+08	-1.02E+08	-1.07E+08	-8.76E+07
S _{xx5}		2.72E+08	2.81E+08	6.72E+08	2.47E+07
S _{xx4}	2.79E+07	2.81E+08	2.90E+08	6.75E+08	4.65E+07
S _{xx3 reale}	4.13E+07	2.83E+08	2.92E+08	6.75E+08	5.47E+07
S _{xx2}	3.04E+07	5.28E+07	5.31E+07	6.01E+07	3.77E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	942	317	310	115	739

Concio tipo ConcioD_sez2

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_3	cracked
A	1.22E+05	2.82E+05	2.87E+05	4.89E+05	1.50E+05
y _g	858.18	1482.51	1490.46	1684.53	1061.18
J _{xx}	6.58E+10	1.51E+11	1.52E+11	1.797E+11	9.292E+10
J _{yy}	3.56E+11	1.13E+12	1.15E+12	2.12E+12	2.12E+12
Asy	1.22E+08	2.82E+08	2.87E+08	4.89E+08	1.50E+08
Asz	5.76E+04	5.76E+04	5.76E+04	5.76E+04	5.76E+04
k _t	5.07E+10	7.82E+10	7.84E+10	7.33E+10	8.16E+10
W _{xxcls}		2.38E+08	2.43E+08	4.16E+08	
W _{xxrein}		3.28E+08	3.36E+08	6.96E+08	1.05E+08
W _{xx5}	6.985E+07	4.749E+08	4.906E+08	1.556E+09	1.258E+08
W _{xx4}	7.18E+07	5.15E+08	5.34E+08	1.99E+09	1.30E+08
W _{xx2}	-7.94E+07	-1.04E+08	-1.04E+08	-1.09E+08	-9.01E+07
W _{xx1}	-7.67E+07	-1.02E+08	-1.02E+08	-1.07E+08	-8.76E+07
S _{xx5}		2.72E+08	2.81E+08	6.72E+08	2.47E+07
S _{xx4}	2.79E+07	2.81E+08	2.90E+08	6.75E+08	4.65E+07
S _{xx3 reale}	4.13E+07	2.83E+08	2.92E+08	6.75E+08	5.47E+07
S _{xx2}	3.04E+07	5.28E+07	5.31E+07	6.01E+07	3.77E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	942	317	310	115	739

Concio tipo ConcioE_sez1

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_3	cracked
A	1.15E+05	2.63E+05	2.68E+05	4.64E+05	1.35E+05
y _g	855.49	1476.76	1485.10	1685.57	1019.25
J _{xx}	6.40E+10	1.44E+11	1.45E+11	1.721E+11	8.468E+10
J _{yy}	3.36E+11	1.06E+12	1.08E+12	2.03E+12	2.03E+12
Asy	1.15E+08	2.63E+08	2.68E+08	4.64E+08	1.35E+08
Asz	5.04E+04	5.04E+04	5.04E+04	5.04E+04	5.04E+04
k _t	5.07E+10	7.82E+10	7.84E+10	7.33E+10	8.16E+10
W _{xxcls}		2.25E+08	2.30E+08	4.00E+08	
W _{xxrein}		3.09E+08	3.17E+08	6.70E+08	9.17E+07
W _{xx5}	6.776E+07	4.453E+08	4.605E+08	1.504E+09	1.085E+08
W _{xx4}	6.96E+07	4.83E+08	5.00E+08	1.92E+09	1.12E+08
W _{xx2}	-7.75E+07	-9.95E+07	-9.97E+07	-1.04E+08	-8.56E+07
W _{xx1}	-7.48E+07	-9.75E+07	-9.77E+07	-1.02E+08	-8.31E+07
S _{xx5}		2.60E+08	2.69E+08	6.49E+08	1.88E+07
S _{xx4}	2.80E+07	2.70E+08	2.78E+08	6.52E+08	4.19E+07
S _{xx3 reale}	3.98E+07	2.71E+08	2.80E+08	6.52E+08	4.99E+07
S _{xx2}	3.03E+07	5.26E+07	5.29E+07	6.01E+07	3.62E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	945	323	315	114	781

Concio tipo ConcioE_sez2

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_3	cracked
A	1.15E+05	2.68E+05	2.73E+05	4.75E+05	1.36E+05
y _g	855.49	1485.57	1493.87	1692.21	1023.84
J _{xx}	6.40E+10	1.45E+11	1.46E+11	1.730E+11	8.526E+10
J _{yy}	3.36E+11	1.07E+12	1.09E+12	2.07E+12	2.07E+12
Asy	1.15E+08	2.68E+08	2.73E+08	4.75E+08	1.36E+08
Asz	5.04E+04	5.04E+04	5.04E+04	5.04E+04	5.04E+04
k _t	5.07E+10	7.82E+10	7.84E+10	7.33E+10	8.16E+10
W _{xxcls}		2.30E+08	2.35E+08	4.08E+08	
W _{xxrein}		3.18E+08	3.26E+08	6.91E+08	9.28E+07
W _{xx5}	6.776E+07	4.614E+08	4.775E+08	1.605E+09	1.098E+08
W _{xx4}	6.96E+07	5.01E+08	5.20E+08	2.09E+09	1.14E+08
W _{xx2}	-7.75E+07	-9.97E+07	-9.99E+07	-1.04E+08	-8.58E+07
W _{xx1}	-7.48E+07	-9.77E+07	-9.78E+07	-1.02E+08	-8.33E+07
S _{xx5}		2.69E+08	2.78E+08	6.70E+08	1.93E+07
S _{xx4}	2.80E+07	2.78E+08	2.87E+08	6.73E+08	4.22E+07
S _{xx3 reale}	3.98E+07	2.79E+08	2.88E+08	6.73E+08	5.01E+07
S _{xx2}	3.03E+07	5.29E+07	5.32E+07	6.04E+07	3.63E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	945	314	306	108	776

2.4 Sezioni di verifica

Al fine di facilitare l'interpretazione dei risultati in output, le sezioni di verifica verranno posizionate lungo l'intero sviluppo della trave compreso tra i fili estremi di spalla.

Ai fini delle verifiche delle travi, si prendono in esame complessivamente 39 sezioni di verifica, ubicate nei seguenti punti significativi:

- sezione a filo appoggio impalcato
- sezioni poste rispettivamente alla destra e sinistra dell'attacco trasversi
- sezioni poste rispettivamente alla destra e sinistra delle giunzioni tra i conci di trave
- sezione di mezzeria

L'interasse tipico tra le sezioni di verifica varia pertanto tra 0.85 e 4.55 m, in grado pertanto di restituire un quadro pienamente esaustivo dello sfruttamento delle sezioni di impalcato.

In corrispondenza delle giunzioni, la verifica verrà effettuata considerando rispettivamente le caratteristiche del concio di arrivo e del concio di partenza, la sezione di verifica verrà pertanto sdoppiata.

La tabella seguente riepiloga la posizione delle sezioni di verifica, unitamente alla corrispondenza delle stesse con le varie tipologie di concio, la relativa altezza e larghezza collaborante di soletta (effettiva), ed il numero elemento/gauss point cui si riferisce nel modello E.F.

Nome	Posizione	Elemento	Gauss Point	Progr. [m]	h_{trave} [mm]	b_{col} [mm]
E_S1	Spalla A	3	1	0.650	1800	3250
E_S2	Traverso tipo	7	1	4.900	1800	3298
E_S3	Traverso tipo	11	1	9.450	1800	3350
E_S4	Giunzione	15	1	13.150	1800	3350
D_S5	Giunzione	15	1	13.150	1800	3350
D_S6	Traverso tipo	17	1	14.000	1800	3350
D_S7	Traverso tipo	21	1	18.550	1800	3350
D_S8	Giunzione	25	1	21.650	1800	3350
A_S9	Giunzione	25	1	21.650	1800	3350
A_S10	Traverso tipo	27	1	23.100	1800	3350
A_S11	Traverso pila	31	1	27.650	1800	3350
A_S12	Traverso tipo	35	1	32.200	1800	3350
A_S13	Giunzione	37	1	33.650	1800	3350
B_S14	Giunzione	37	1	33.650	1800	3350
B_S15	Traverso tipo	41	1	36.750	1800	3350
B_S16	Traverso tipo	45	1	41.300	1800	3350
B_S17	Giunzione	49	1	44.650	1800	3350
C_S18	Giunzione	49	1	44.650	1800	3350
C_S19	Traverso tipo	51	1	45.850	1800	3350
C_S20	Traverso tipo	55	1	50.400	1800	3350
C_S21	Traverso tipo	58	11	54.950	1800	3350
C_S22	Giunzione	60	11	56.150	1800	3350
B_S23	Giunzione	60	11	56.150	1800	3350
B_S24	Traverso tipo	64	11	59.500	1800	3350
B_S25	Traverso tipo	68	11	64.050	1800	3350
B_S26	Giunzione	72	11	67.150	1800	3350
A_S27	Giunzione	72	11	67.150	1800	3350
A_S28	Traverso tipo	74	11	68.600	1800	3350
A_S29	Traverso pila	78	11	73.150	1800	3350
A_S30	Traverso tipo	82	11	77.700	1800	3350
A_S31	Giunzione	84	11	79.150	1800	3350
D_S32	Giunzione	84	11	79.150	1800	3350
D_S33	Traverso tipo	88	11	82.250	1800	3350
D_S34	Traverso tipo	92	11	86.800	1800	3350
D_S35	Giunzione	94	11	87.650	1800	3350
E_S36	Giunzione	94	11	87.650	1800	3350
E_S37	Traverso tipo	98	11	91.350	1800	3350
E_S38	Traverso tipo	102	11	95.900	1800	3298
E_S39	Spalla A	106	11	100.150	1800	3250

2.5 Stato fessurativo della soletta

Le caratteristiche geometriche utilizzate ai fini dell'analisi strutturale vengono selezionate in funzione dello stato fessurativo atteso per la soletta. A tale proposito si seguono i criteri contemplati da EN 1994-2 cap. 5.4.2.3(2)/ NTC 2008 4.3.2.2.1.

2.6 Verifiche eseguite

In linea generale vengono sviluppati i calcoli relativi a:

- a) trave di impalcato set completo di verifiche
- b) pile calcolo sollecitazioni/dimensionamento armature/verifiche geotecniche
- c) spalle calcolo sollecitazioni/dimensionamento armature/verifiche geotecniche

Lo S.L. sismico viene preso in esame con solo riferimento alle verifiche delle sottostrutture.

2.6.1 Verifiche sezioni impalcato

I criteri per la verifica della resistenza delle sezioni (cross section checks) sono contenuti in Eurocodice+N.A.D. (rif. EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2) / NTC-08 cap 4.2., 4.3 e relative Istruzioni.

Nel prosieguo si farà riferimento puntuale ai contenuti dell'Eurocodice, caratterizzato da una trattazione più omogenea, e da un riferimento più puntuale relativamente alle varie regole applicative.

Nell'ambito dei vari S.L. considerati, si effettuano le seguenti verifiche sezionali:

S.L.U.

resistenza delle sezioni (incluse verifiche di local buckling)

S.L.E.

limitazione delle tensioni

web breathing

controllo fessurazione soletta

Fatica

verifica dell'ampiezza dei $\Delta\sigma$ (metodo dei coefficienti λ)

I medesimi S.L. verranno esaminati per la verifica della connessione trave-soletta.

Il complesso delle precedenti verifiche viene effettuato in automatico dal programma "Ponti EC4", di cui nel seguito vengono espone in dettaglio le modalità operative.

Le verifiche vengono effettuate per la condizione di lungo termine (cumulo tensioni fasi 1, 2a, 2b e 3).

Si riportano i quadri sintetici ed i diagrammi delle tensioni lungo l'impalcato, relativamente ai vari elementi strutturali studiati, limitatamente alla condizione di lungo termine, apparsa quella in generale più gravosa ai fini delle verifiche dell'impalcato.

2.6.2 Verifica pile

Si valuta l'andamento delle azioni flettenti nei vari S.L. agenti lungo lo sviluppo delle pile. Vengono effettuate le verifiche delle sezioni in c.a. più significative, con riferimento, in generale, a:

S.L.U. tensioni normali	combinazione S.L.U. Fondamentale
S.L.U. tensioni taglianti	combinazione S.L.U. Fondamentale
S.L.E. tensioni normali	combinazioni S.L.E. Rara Caratteristica e S.L.E. Quasi Permanente
S.L.E. fessurazione	combinazione S.L.E. Frequente (se significativa anche la S.L.E. Quasi Permanente)

2.6.3 Verifica spalle

Si valuta l'andamento delle azioni flettenti nei vari S.L. agenti lungo lo sviluppo delle spalle. Vengono effettuate le verifiche delle sezioni in c.a. più significative, con riferimento, in generale, a:

S.L.U. tensioni normali	combinazione S.L.U. Fondamentale
S.L.U. tensioni taglianti	combinazione S.L.U. Fondamentale
S.L.E. tensioni normali	combinazioni S.L.E. Rara Caratteristica e S.L.E. Quasi Permanente
S.L.E. fessurazione	combinazione S.L.E. Frequente (se significativa anche la S.L.E. Quasi Permanente)

3. Analisi dei carichi

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

3.1 Carichi agenti in fase 1

3.1.1 Pesì propri acciaio (G_{k1}')

Il peso dei vari elementi strutturali metallici è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale di 78.50 kN/m^3 , considerato rispettivamente per travi e vestizione.

Per la valutazione del peso complessivo si è fatto riferimento alle sezioni nette dei vari elementi strutturali (conci principali di trave e traversi), aggiungendo i contributi di vestizione valutati forfetariamente secondo quanto riportato nella tabella seguente.

Calcolo contributo vestizione

Su travi principali		kN/m	forf.
1)	saldature	0.06	1%
2)	piastrame bull.	0.30	5%
3)	irr. anima pr.	0.15	2%
4)	Irr. An. sec.	0.00	
5)	pioli	0.17	2%
6)	Trv. Princ.	0.62	
9)	Ctrv. Tors.	0.46	
10)	Ctrv. Mont.	0.00	
totale		1.75 kN/m	

Il calcolo del peso lordo, uniformemente distribuito, applicato a travi e traversi è riportato in tabella.

concio tipo	A (mm ²)	L _{tot}	P _{netto} (kN/m)	P _{lordo} (kN/m)	P _{tot} (kN)	P _{prorio a trave} g _{k1'} (N/m)
concioA	108960	96.0	8.55	10.30	988.9	10301
concioB	60920	88.0	4.78	6.53	574.6	6530
concioC	57430	46.0	4.51	6.26	287.8	6256
concioD	60920	68.0	4.78	6.53	444.0	6530
concioE	57430	105.2	4.51	6.26	658.1	6256
Aggiuntivi di spalla					0.00	
Peso complessivo struttura in acciaio: totale					2953.30 kN	
					i. (kg/m²)	217.03 kg/m²

3.1.2 Peso proprio coppelle (G_{k1}'')

Il peso complessivo delle coppelle in acciaio risulta:

$$g_{k1}'' = 78.5 \cdot (13.5 \cdot 0.004) = 4.24 \text{ kN/m} \quad (t = 4.0 \text{ mm})$$

Su ciascun cassone graverà pertanto un carico distribuito pari a $g_{k1}'' = 2.1195 \text{ kN/m}$.

3.1.3 Peso proprio soletta (G_{k1}''')

Il peso del getto in calcestruzzo viene valutato sulla base di uno spessore medio della soletta pari a:

$$t_{\text{med}} = 312 \text{ mm}$$

$$g_{k1''' } = 25.0 \cdot (13.5 \cdot 0.312) = 105.3 \text{ kN/m}$$

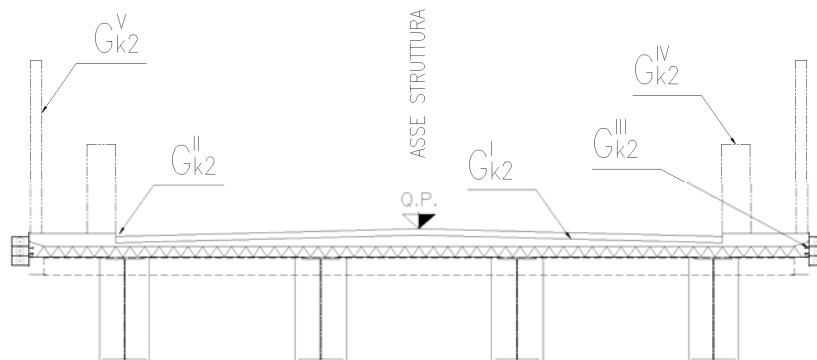
Su ciascun cassone graverà pertanto un carico distribuito pari a $g_{k1''' } = 52.65 \text{ kN/m}$.

3.2 Carichi agenti in fase 2a - 2b

3.2.1 Sovraccarichi permanenti (G_{k2})

Per i sovraccarichi permanenti si considera quanto riportato in tabella (cfr. schema).

Sovraccarichi permanenti $G_{k,2}$								
		n	b (m)	t (m)	g (kN/m ²)	g _i (kN/m)	g _k (kN/m)	
a) Manto asfaltatura	g_{k2}^I	1	10.50		3.00	31.50	31.50	kN/m
b) Marciapiedi laterali	$g_{k2}^{'''}$	2	1.50	0.16	25.00	6.00	12.00	kN/m
c) Guardavia	g_{k2}^{IV}	2				1.50	3.00	kN/m
d) Veletta laterale	g_{k2}^V	2				1.56	3.12	kN/m
e) Reti di protezione	g_{k2}^{VI}	2				0.50	1.00	kN/m
totale							50.62	kN/m
totale/trave							12.66	kN/m/trave



Su ciascun cassone graverà pertanto un carico distribuito pari a $g_{k2} = 25.31 \text{ kN/m}$. L'azione dei sovraccarichi permanenti verrà considerata in fase 2a.

3.2.2 Reologia calcestruzzo ($G_{sh,k}$)

Il calcolo delle deformazioni conseguenti alla viscosità e al ritiro viene effettuato in accordo ai criteri contenuti nel cap. 3 e nell'Appendice B della norma EN 1992-1-1.

Gli effetti del creep vengono valutati con l'ausilio di coefficienti di omogeneizzazione opportunamente modificati, come esposto ai capitoli precedenti.

La tabella seguente, compilata in automatico dal foglio che effettua il calcolo delle proprietà delle sezioni, riporta il valore finale del ritiro, ed il calcolo dei vari parametri che influenzano il fenomeno.

Dati e parametri per valutazione ritiro	
h_o	498.95 mm
t_s	2
α_{ds1}	4 cemento tipo N
α_{ds2}	0.12 cemento tipo N
β_{RH}	0.7564 (1992-1-1- B.12)
$\varepsilon_{cd}(0)$	2.533E-04 ε_{sh} essiccamento (EN1992-1-1 B.11)
$\varepsilon_{ca}(\infty)$	6.250E-05 ε_{sh} autogeno (EN1992-1-1 - 3.11)
k_h	0.70 EN 1992-1-1 - prospett 3.3
$\varepsilon_{cs}(\infty)$	-2.368E-04

Gli effetti del ritiro sulla struttura vengono effettuati secondo i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 5.4.2.2.

Vengono valutati separatamente gli effetti primari del ritiro e gli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura). Gli effetti primari vengono valutati con la formula:

$$N_r = \varepsilon_{sh} \cdot E_s / n_{r2b} \cdot b_{eff} \cdot t_{cls}$$

Il valore massimo gravante sul singolo cassone è pari a ($b_{eff} = b_{reale}$):

$$N_r = 2.368 \cdot 10^{-4} \cdot 210\,000 \text{ N/mm}^2 / 15.25 \cdot 6750 \text{ mm} \cdot 312 \text{ mm} = -6870.26 \text{ kN}$$

Gli effetti secondari vengono calcolati assegnando al modello E.F. delle variazioni termiche (var. unif. + gradiente) valutate in funzione della larghezza effettiva b_{eff} e del braccio della soletta rispetto al baricentro della sezione omogeneizzata; per semplicità, si considera, a tale riguardo il braccio "medio" valutato con riferimento ai parametri delle sezioni di inizio e fine di ciascuna tipologia di concio.

La tabella seguente riporta il calcolo delle azioni termiche equivalenti.

Valutazione effetti secondari ritiro con il metodo delle deformazioni imposte									
concio tipo	$\Delta c/s/omog$	$\eta (b_{eff}/b)$	N_r (kN)	A [mm ²]	J [mm ⁴]	ε_{runif}	ε_{rgrad}	Δt uni	Δt grad
ConcioA_sez1	583.61	0.99	-6816	3.97E+05	2.38E+11	-8.11E-05	-7.91E-05		
ConcioA_sez2	583.61	0.99	-6816	3.97E+05	2.38E+11	-8.11E-05	-7.91E-05		
ConcioA_sez3	583.61	0.99	-6816	3.97E+05	2.38E+11	-8.11E-05	-7.91E-05		
ConcioB_sez1	469.54	0.99	-6816	3.97E+05	2.38E+11	-8.11E-05	-6.37E-05		
ConcioB_sez2	469.54	0.99	-6816	3.97E+05	2.38E+11	-8.11E-05	-6.37E-05		
ConcioC_sez1	466.13	0.99	-6816	3.97E+05	2.38E+11	-8.11E-05	-6.32E-05		
ConcioC_sez2	466.13	0.99	-6816	3.97E+05	2.38E+11	-8.11E-05	-6.32E-05		
ConcioD_sez1	469.54	0.99	-6816	3.97E+05	2.38E+11	-8.11E-05	-6.37E-05		
ConcioD_sez2	469.54	0.99	-6816	3.97E+05	2.38E+11	-8.11E-05	-6.37E-05		
ConcioE_sez1	474.90	0.96	-6597	3.97E+05	2.38E+11	-7.60E-05	-6.03E-05		
ConcioE_sez2	466.13	0.99	-6816	3.97E+05	2.38E+11	-8.11E-05	-6.32E-05		
ConcioA						-8.11E-05	-7.91E-05	-8.11	-7.91
ConcioB						-8.11E-05	-6.37E-05	-8.11	-6.37
ConcioC						-8.11E-05	-6.32E-05	-8.11	-6.32
ConcioD						-8.11E-05	-6.37E-05	-8.11	-6.37
ConcioE						-7.86E-05	-6.18E-05	-7.86	-6.18

3.2.2.1 Cedimenti vincolari

Per tenere conto forfettariamente delle ripercussioni sulla struttura dovute ai cedimenti dei sostegni, si tiene conto di un cedimento di progetto di entità pari allo 0.2‰ delle luci concorrenti sul sostegno in esame.

Pertanto, per l'opera in oggetto, si considera quanto segue:

Sostegno	δv (m)	L1	L2
Settl. Ab.A	-0.0054	27.00	27.00
Settl. Pila1	-0.0073	27.00	45.50
Settl. Pila2	-0.0073	45.50	27.00
Settl. Ab.B	-0.0054	27.00	27.00

L'effetto del cedimento sui singoli sostegni verranno opportunamente combinati in modo da cogliere le situazioni più sfavorevoli per impalcato, sostegni ed appoggi.

3.3 Carichi agenti in fase 3

3.3.1 Variazioni termiche (T_k)

Per la determinazione degli effetti della temperatura si fa riferimento a EN 1991-1-5 (NTC-08, cap. 3.5).

3.3.1.1 Variazioni termiche uniformi Δt_N

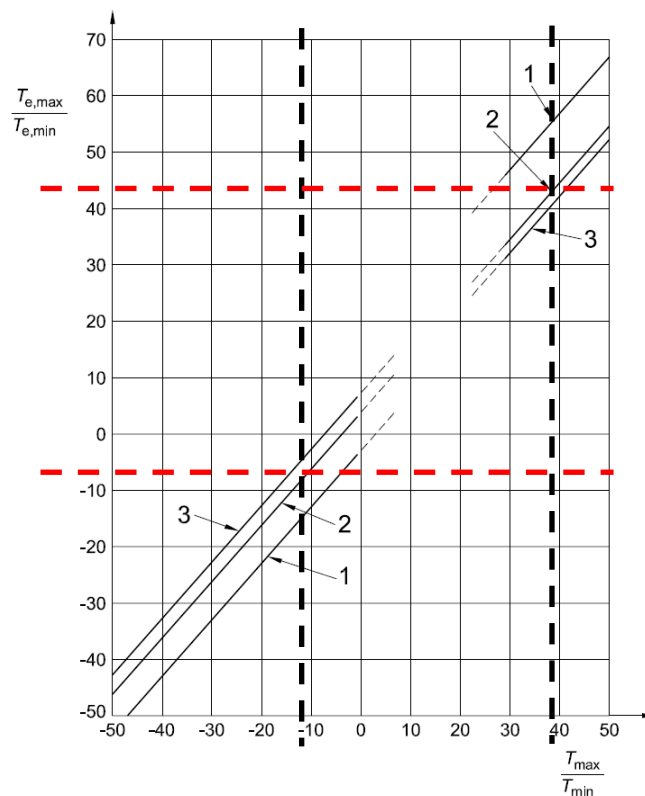
Per l'opera in esame il "range" di temperatura dell'aria all'ombra ("shade air temperature") è definito da (Cfr. N.A.D.):

Zona: Veneto

$T_{\min} = -11 \text{ }^\circ\text{C}$

$T_{\max} = +40 \text{ }^\circ\text{C}$

La temperatura della struttura risulta dalla tabella di correlazione riportata in fig. 6.1 di EN 1991-1-5, cap. 6.1.3.2(4) per ponti di gruppo 2.



$T_{e,\min} = -7 \text{ }^\circ\text{C}$

$T_{e,\max} = +44.5 \text{ }^\circ\text{C}$

Fissando T_0 a $15.0 \text{ }^\circ\text{C}$ si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

$\Delta TN_{\text{comp}} = -22.0 \text{ }^\circ\text{C}$

$$\Delta T_{N_{exp}} = +29.5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

$$\Delta T_N = 51.5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

3.3.1.2 Variazioni termiche lineari Δt_M

Per la valutazione della componente lineare di variazione della temperatura si fa riferimento alle metodologie contenute nell'approccio 1 (EN 1991-1-5 cap. 6.1.4.1.(1)).

Per ponti di gruppo 2, i valori caratteristici delle variazioni lineari di temperatura (gradiente tra intradosso ed estradosso) risultano:

$$\Delta T_{M,heat} = 15.0 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{estradosso pi\`u caldo dell'intradosso}$$

$$\Delta T_{M,cool} = -18.0 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{estradosso pi\`u freddo dell'intradosso}$$

Il valore del coefficiente k_{sur} per spessore di manto pari a 100 mm assume valore unitario (EN 1991-1-5 cap. 6.1.4.1., tab. 6.2).

nome concio	h_{media}	ΔTM_{pos}	ΔTM_{neg}
concioA	1800	8.33	-10.00
concioB	1800	8.33	-10.00
concioC	1800	8.33	-10.00
concioD	1800	8.33	-10.00
concioE	1800	8.33	-10.00

3.3.1.3 Combinazione degli effetti uniformi e lineari

La concomitanza degli effetti uniformi e lineari verr\`a gestita mediante le seguenti combinazioni (EN 1991-1-5 cap. 6.1.5(1)):

$$\Delta T_M \text{ leading:} \quad \Delta t_M + 0.35 \Delta t_N$$

$$\Delta T_N \text{ leading:} \quad 0.75 \Delta t_M + \Delta t_N$$

Le verifiche verranno effettuate considerando sistematicamente la pi\`u sfavorevole delle due combinazioni indicate.

3.3.2 Carichi mobili (Q_k)

Si seguono le disposizioni contenute in EN 1991-2. capp.4/5/ + NAD (NTC-08 cap. 5.1.3.3.5) con riferimento a ponti di I categoria.

Nel caso in esame, la carreggiata, di larghezza utile pari a 10.50 m, \`e in grado di ospitare 3 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.00 m. La parte rimanente ("*remaining part*") risulta pari a 1.50 m.

3.3.2.1 Statica globale

Ai fini del calcolo sollecitazioni nella statica globale, si considera il Load Model 1, formato da carichi concentrati (TS) e distribuiti (UDL), posizionati su corsie convenzionali di carico di ampiezza massima pari a 3.00 m, unitamente al carico q_{fk} , posizionato rispettivamente sui marciapiedi laterali.

Nel caso in esame, la superficie utile del ponte è così configurata:

piano viabile,	$b = 10.50$ m
marciapiede dx,	$b = 1.50$ m
marciapiede sx,	$b = 1.50$ m

Le corsie verranno denominate secondo le convenzioni di norma, partendo dalla più “pesante” detta “corsia 1”.

Ai fini delle verifiche globali dell'impalcato si considera il carico TS e UDL, riferendo le rispettive intensità a quanto riportato in tabella.

Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{ik}) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{ik})	0	2,5

Sui marciapiedi si considera il modello di carico 5, con valore di combinazione pari a 2.5 kN/m² (cfr. NTC-08, tab. 5.I.IV, EN 1991-2 tab. 4.4.a + N.A.D.).

Le varie condizioni di carico mobile si differenziano per la differente disposizione trasversale delle corsie di carico, quindi per il differente posizionamento longitudinale del veicolo TS, e per la segmentazione delle stese di carico UDL, in funzione della geometria della linea di influenza oggetto dello studio.

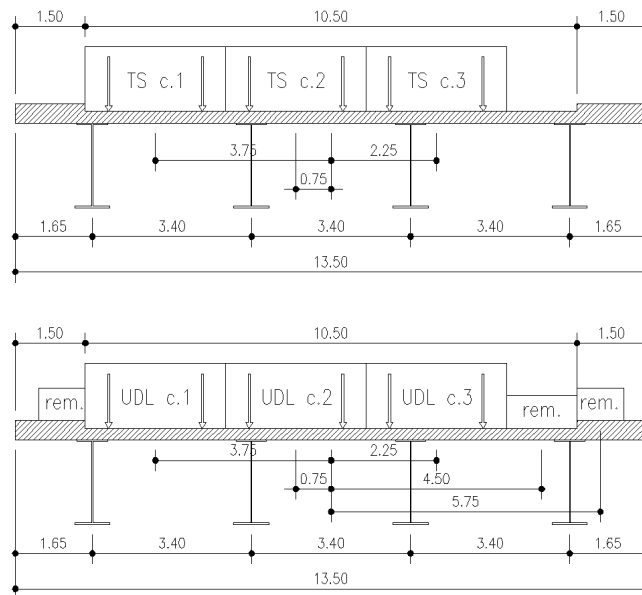
L'analisi dei carichi mobili verrà effettuata con riferimento alle quattro disposizioni trasversali di carico:

A/max:	massima azione verticale, massimo momento torcente concomitante	(ecc. vs. dx)
A/min:	massima azione verticale, massimo momento torcente concomitante	(ecc. vs. sx)
B/max:	massimo momento torcente, massima azione verticale concomitante	(ecc. vs. dx)
B/min:	massimo momento torcente, massima azione verticale concomitante	(ecc. vs. sx)

Di seguito si riporta lo schema di carico di ciascuna condizione e le relative intensità.

Condizioni A_{max} – A_{min}

In figura si riporta la configurazione schematica della disposizione tipo A_{max} in corrispondenza della sezione tipo dell'impalcato.



La condizione A_{\min} è simmetrica rispetto a quella evidenziata, attorno all'asse soletta.

Rispetto all'asse impalcato le corsie presentano la seguente eccentricità:

corsia 1: $e = \pm 3.75$ m

corsia 2: $e = \pm 0.75$ m

corsia 3: $e = \pm 2.25$ m

rem. part (globale) $e = \pm 4.50$ m riferita al totale piano viabile + marciapiedi

Con riferimento alla disposizione evidenziata, la risultante globale in asse impalcato risulta:

$Q_{k,(TS)} = 300+200+100 = 600$ kN carico concentrato verticale/asse

$M_{k,(TS)} = 300 \cdot 3.75 + 200 \cdot 0.75 - 100 \cdot 2.25 = \pm 1050.0$ kNm coppia concentrata torcente/asse

$q_{k,(UDL)} = 9 \cdot 3 + 2.5 \cdot (3+3+1.5 + 1.0+1.0) = 50.75$ kN/m carico verticale distribuito

$m_{k,(UDL)} = 27.0 \cdot 3.75 + 7.5 \cdot (0.75 - 2.25) = 73.13$ kNm/m coppia torcente distribuita

Condizioni $B_{\max} - B_{\min}$

In figura si riporta la configurazione schematica della disposizione tipo B/max in corrispondenza della sezione tipo dell'impalcato.

UDL				V_{T1}	V_{T2}	V_{T3}	V_{T4}	Cass. 1		Cass. 2	
A_{max}	$q_{k,UDL,tot}$	Somma dei UDL presenti su ciascun asse	50.75 kN/m	19.1	14.8	10.5	6.2	34.0	7.3	16.8	7.3
	$m_{k,UDL}$	Momento totale dovuto ai UDL su ciascun asse	-73.13 kNm/m								
A_{min}	$q_{k,UDL,tot}$	Somma dei UDL presenti su ciascun asse	50.75 kN/m	6.2	10.5	14.8	19.1	16.8	-7.3	34.0	-7.3
	$m_{k,UDL}$	Momento totale dovuto ai UDL su ciascun asse	73.13 kNm/m								
B_{max}	$q_{k,UDL,tot}$	Somma dei UDL presenti su ciascun asse	37.00 kN/m	19.9	12.8	5.7	-1.4	32.8	12.1	4.2	12.1
	$m_{k,UDL}$	Momento totale dovuto ai UDL su ciascun asse	-121.25 kNm/m								
B_{min}	$q_{k,UDL,tot}$	Somma dei UDL presenti su ciascun asse	37.00 kN/m	-1.4	5.7	12.8	19.9	4.2	-12.1	32.8	-12.1
	$m_{k,UDL}$	Momento totale dovuto ai UDL su ciascun asse	121.25 kNm/m								

I carichi relativi alla posizione A_{min}/B_{min} discendono dai precedenti, per inversione degli indici delle travi. La disposizione di carico mobile più sfavorevole ai fini delle verifiche viene definita come specificato di seguito:

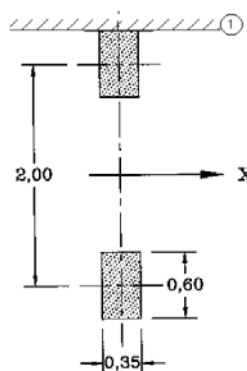
Carichi TS Viene fatto “viaggiare” lungo l’impalcato il set di azioni concentrate relativo ai due assi TS, con intervallo longitudinale pari a 1.00 m. Verrà quindi dedotto l’involuppo delle sollecitazioni nell’ambito di ciascuna verifica.

Carichi UDL Viene fatto “viaggiare” lungo l’impalcato un segmento elementare, di lunghezza pari a 1.00 m, relativo al set di azioni UDL. A valle dell’analisi, e nell’ambito di ciascuna verifica, l’effettiva segmentazione più sfavorevole verrà determinata sovrapponendo gli effetti derivanti dai soli segmenti elementari significativi.

Con riferimento alla modellazione a doppio cassone equivalente, si considera su ciascuno di essi la risultante in termini di azione verticale V e momento torcente T delle azioni sulle singole travi indicate alla tabella precedente.

3.3.2.2 Statica locale

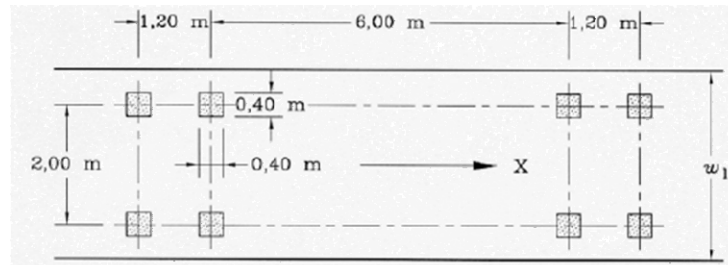
Per le verifiche locali della soletta d’impalcato si ricorre invece al Modello di carico 2 (LM2), mostrato in figura, composto da un veicolo ad un solo asse, avente un peso complessivo pari a 400 kN. Dettagli riguardo alle posizioni più significative di tale carico vengono forniti nel paragrafo relativo alle verifiche locali della soletta.



Anche in questo caso, l’involuppo delle sollecitazioni più sfavorevoli viene determinato involupando gli effetti delle “n” posizioni del veicolo LM2, transitante sull’impalcato con step pari a 1.00 m.

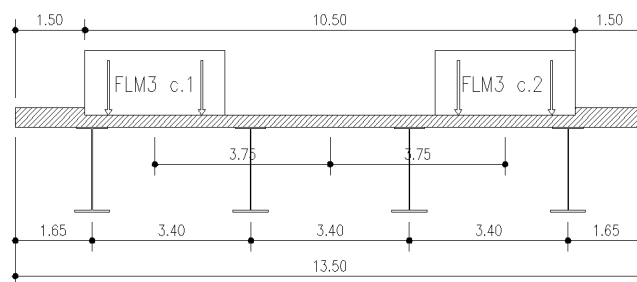
3.3.2.3 Verifiche a fatica

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 kN ciascuno, ed avente la configurazione planimetrica indicata in figura.



La struttura in esame è a carreggiata unica. Indipendentemente dalla destinazione finale, ed a favore di sicurezza essa verrà considerata in prima battuta a doppio senso di marcia. Il numero delle corsie lente considerate nei calcoli è pertanto pari a due (una per ogni senso di marcia). Il posizionamento trasversale delle corsie viene effettuato indipendentemente dall'organizzazione reale del piano viabile, assumendo la suddivisione proposta da EN 1992-1 in notional lanes da 3.00 m vista al punto precedente.

La figura seguente riporta la posizione trasversale delle due corsie lungo le quali viene fatto transitare il FLM3.



Le azioni equivalenti di trave relative al FLM3 sono le seguenti.

FLM3				V_{T1}	V_{T2}	V_{T3}	V_{T4}	Cass. 1		Cass. 2	
FLM3_{max}	$Q_{k,FLM3,tot}$	Somma dei FLM3 presenti su ciascun asse	120.0 kN/m	69.7	43.2	16.8	-9.7	112.9	45.0	7.1	45.0
	$M_{k,FLM3}$	Momento totale dovuto ai FLM3 su ciascun asse	-450.0 kNm/m								
FLM3_{min}	$Q_{k,FLM3,tot}$	Somma dei FLM3 presenti su ciascun asse	120.0 kN/m	-9.7	16.8	43.2	69.7	7.1	-45.0	112.9	-45.0
	$M_{k,FLM3}$	Momento totale dovuto ai FLM3 su ciascun asse	450.0 kNm/m								

L'involuppo delle sollecitazioni più sfavorevoli viene determinato involuppando gli effetti delle "n" posizioni del veicolo FLM3, transitante sull'impalcato con step pari a 1 m.

3.3.3 Azioni di frenatura (Q_{fk})

Per l'azione di frenatura si fa riferimento a quanto indicato in EN 1991-2, 4.4.1 (NTC-08, cap. 5.1.3.5). Si ha pertanto:

$$Q_{fk} = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L < 900 \text{ kN} \quad \text{EN 1991-2, 4.4.1.(2)}$$

dove:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3.0 \text{ m}$$

$$L = 100.80 \text{ m}$$

La forza di frenatura distribuita uniformemente sulla travata risulta quindi:

$$q_x = \pm 632.16 \text{ kN} / 100.80 \text{ m} / 2 \text{ cassoni} = \pm 3.136 \text{ kN/m}$$

L'azione di frenatura si accompagna ai carichi da traffico, presi con il relativo valore frequente, a formare i carichi di Gruppo 2a EN 1991-2, tab. 4.4.a (cfr. NTC-08, tab. 5.1.IV).

Tale azione verrà presa in esame per il solo dimensionamento delle apparecchiature di vincolo e sottostrutture.

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

Si considera direttamente l'azione del vento agente trasversalmente all'asse dell'impalcato, insistente sulle sole superfici di prospetto dell'impalcato.

Per il calcolo della pressione del vento, si fa riferimento a quanto contenuto in EN 1991-1-4+NAD.

L'azione del vento è, in generale, fornita dalla relazione:

$$F_w = c_e(z) \cdot c_f \cdot A_{ref}$$

Di seguito si riportano le tabelle recanti il calcolo della pressione dinamica di base e dell'azione complessiva del vento sulle varie superfici di prospetto considerate.

In grassetto vengono indicati i dati caratterizzanti il sito/opera in esame.

Calcolo azione del vento secondo EN

Caratteristiche del sito

Categoria terreno	2 0 - 1 - 2 - 3 - 4
Zona	2 UNI EN 1991-1-4
a_s	10 m - quota sito
v_{b0}	25 4.1.(1) P
a_0	750 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
k_a	0.015 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
v_{b0}	25 4.1.(1) P
v_b	31.8 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	1.01 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
C_{scd}	1.00 fattore di struttura
k_1	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
C_o	1.00 coeff. orografia (Annex A3)
T_r	1000 periodo di ritorno
k_1	0.14
n	1
α_r	1.27
z	10 m altezza dal suolo (quota stradale)
z_0	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2
z_{min}	2 EN 1991-1-4 §4.3.2
z_{max}	200 EN 1991-1-4 §4.3.2
K_r	0.19 fattore di terreno
v_m	32.0 Velocità media del vento
σ_v	6.04 scarto comp. turbolenta vel. vento (4.6)
ρ	1.25 densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
q_b	640.6 pressione dinamica di base (4.10)
$C_e(z)$	2.32
I_v	0.19
q_v	846.3 N/m ²
q_p	1486.9 N/m ²

Dati per vento concomitante al traffico

v_b^* 28.6 m/s

Caratteristiche della struttura

b_{imp} 13.5 m

quota str. 10 m

	ponete scarico	ponete carico
d	3.01	5.41
b/d	4.49	2.50
C_{fx}	1.30	1.71
f_w (N/m ²)	1907	2515
F_w (N/m)	5741	13604
f_w^*	1545	2037
F_w^* (N/m)	4651	11019
ψ_0	0.6	0.6
$\psi_0 F_w$	3445	8162
	psi0·Fw < F*w	psi0·Fw < F*w

La risultante complessiva agente sull'impalcato risulta pari a

$$F_{wk,tot} = 11\,019 \text{ N/m} \cdot 100.80 \text{ m} = 1110.71 \text{ kN}$$

Di seguito si riportano le tabelle recanti il calcolo della pressione dinamica di base e dell'azione complessiva del vento sulle pile di prospetto considerate.

In grassetto vengono indicati i dati caratterizzanti il sito/opera in esame.

Caratteristiche delle PILE

d_{pile} 8.7 m
 quota str. 10 m

b	1
d/b	8.70
$c_{f,0}$	0.93
r	0.50
r/b	0.50
ψ_r	0.50
λ	70.0
φ	1.0
ψ_a	0.93
c_f	0.43
f_w (N/m ²)	628
F_w (N/m)	628

La risultante complessiva agente su ciascuna pile risulta pari a

$$F_{wk,tot} = 628 \text{ N/m} \cdot 8.70 \text{ m} = 5.46 \text{ kN}$$

Si evidenzia che, per l'opera in esame, l'azione del vento non risulta essere significativa ai fini delle verifiche tensionali dell'impalcato. Essa verrà considerata ai soli fini del dimensionamento delle apparecchiature di appoggio.

3.4 Azioni sismiche (E_d)

La caratterizzazione dell'azione sismica dell'opera in esame viene effettuata ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 e relative istruzioni. In particolare, come introdotto in § 1.4.2, si fa riferimento ai seguenti parametri legati all'opera in sé:

- Vita utile dell'opera = 50 anni
- Classe d'uso = IV \rightarrow $C_u = 2.0$
- Vita di riferimento = 100 anni
- $A_g = 0.08 \text{ g} \cong 0.78 \text{ m/s}^2$
- Probabilità di superamento P_{RV} (SLD) = 63% - dimensionamento giunto
- Probabilità di superamento P_{RV} (SLV) = 10% - dimensionamento sottostrutture
- Probabilità di superamento P_{RV} (SLC) = 5% - dimensionamento appoggi (cfr. NTC)

I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

- Categoria di sottosuolo: D
- Condizione topografica: T1

Nel seguente prospetto si riassumono i valori delle variabili dipendenti dai parametri appena individuati, utilizzati allo scopo di definire gli spettri di risposta.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_n	0.042 g
F_n	2.629
T_n^*	0.290 s
S_a	1.800
C_c	2.319
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.800
η	0.667
T_B	0.225 s
T_C	0.674 s
T_D	1.769 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_a \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)
 $\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)
 $T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)
 $T_C = C_c \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)
 $T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

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

$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
 $T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$
 $T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
 $T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

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

Punti dello spettro di risposta

T [s]	$S_e [g]$
0.000	0.076
0.225	0.128
0.674	0.128
0.726	0.119
0.778	0.111
0.830	0.104
0.882	0.098
0.935	0.093
0.987	0.088
1.039	0.083
1.091	0.079
1.143	0.076
1.195	0.072
1.248	0.069
1.300	0.067
1.352	0.064
1.404	0.062
1.456	0.059
1.508	0.057
1.561	0.055
1.613	0.054
1.665	0.052
1.717	0.050
1.769	0.049
1.876	0.044
1.982	0.039
2.088	0.035
2.194	0.032
2.300	0.029
2.407	0.026
2.513	0.024
2.619	0.022
2.725	0.021
2.832	0.019
2.938	0.018
3.044	0.017
3.150	0.015
3.256	0.014
3.363	0.014
3.469	0.013
3.575	0.012
3.681	0.011
3.788	0.011
3.894	0.010
4.000	0.010

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.079 g
F_n	2.792
T_n^*	0.370 s
S_a	1.800
C_c	2.054
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.800
η	0.667
T_B	0.254 s
T_C	0.761 s
T_D	1.918 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_a \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)
 $\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)
 $T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)
 $T_C = C_c \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)
 $T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

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

$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
 $T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$
 $T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
 $T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

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

Punti dello spettro di risposta

T [s]	$S_e [g]$
0.000	0.143
0.254	0.266
0.761	0.266
0.816	0.248
0.871	0.232
0.926	0.219
0.981	0.206
1.036	0.195
1.091	0.185
1.146	0.177
1.201	0.168
1.257	0.161
1.312	0.154
1.367	0.148
1.422	0.142
1.477	0.137
1.532	0.132
1.587	0.128
1.642	0.123
1.697	0.119
1.752	0.115
1.807	0.112
1.862	0.109
1.918	0.106
2.017	0.095
2.116	0.087
2.215	0.079
2.314	0.072
2.413	0.067
2.513	0.061
2.612	0.057
2.711	0.053
2.810	0.049
2.909	0.046
3.008	0.043
3.108	0.040
3.207	0.038
3.306	0.036
3.405	0.033
3.504	0.032
3.603	0.030
3.703	0.028
3.802	0.027
3.901	0.026
4.000	0.024

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.098 g
F_{a1}	2.747
T_c	0.392 s
S_s	1.800
C_c	1.997
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.800
η	0.667
T_B	0.261 s
T_C	0.782 s
T_D	1.994 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_s \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)
 $\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)
 $T_B = T_c / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)
 $T_C = C_c \cdot T_c$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)
 $T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

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

$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
 $T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$
 $T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
 $T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

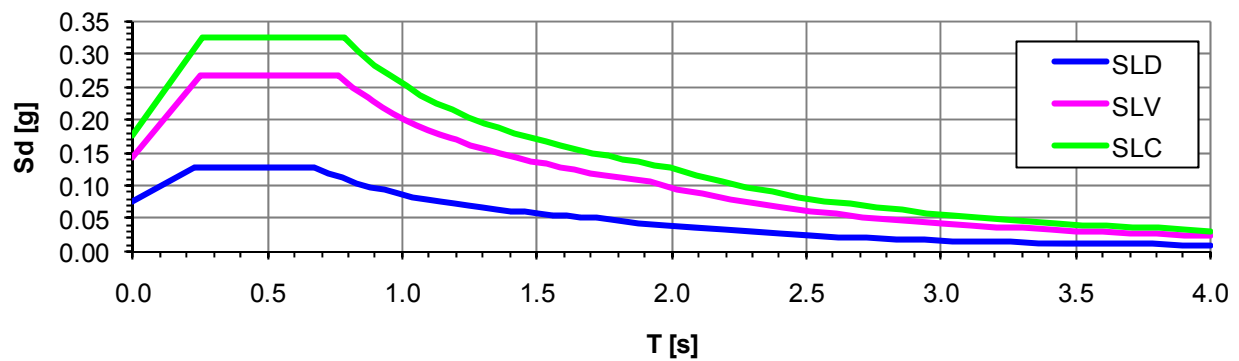
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo q con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_e [g]
0.000	0.177
0.261	0.325
0.782	0.325
0.840	0.302
0.898	0.283
0.956	0.266
1.013	0.251
1.071	0.237
1.129	0.225
1.186	0.214
1.244	0.204
1.302	0.195
1.359	0.187
1.417	0.179
1.475	0.172
1.532	0.166
1.590	0.160
1.648	0.154
1.705	0.149
1.763	0.144
1.821	0.140
1.879	0.135
1.936	0.131
1.994	0.127
2.089	0.116
2.185	0.106
2.280	0.097
2.376	0.090
2.472	0.083
2.567	0.077
2.663	0.071
2.758	0.067
2.854	0.062
2.949	0.058
3.045	0.055
3.140	0.051
3.236	0.048
3.331	0.046
3.427	0.043
3.522	0.041
3.618	0.039
3.713	0.037
3.809	0.035
3.904	0.033
4.000	0.032

La seguente figura mostra lo spettro di risposta utilizzato per la definizione delle componenti sismiche orizzontali nei diversi stati limite.

Spettro di risposta per lo stato limite: SLD / SLV / SLC



La valutazione delle spinte sismiche sulla struttura di sostegno si avvarrà dei seguenti parametri:

Caratteristiche terreno		
ϕ rilevato ($^{\circ}$ / rad) (M1)	35.00	0.61
Attrito terra muro- δ ($^{\circ}$ /rad) (M1)	17.50	0.31
ϕ rilevato ($^{\circ}$ /rad) (M2)	29.26	0.51
Attrito terra muro- δ ($^{\circ}$ /rad) (M2)	14.63	0.26
Incl. paramento - ψ ($^{\circ}$ / rad)	90.00	1.57
Incl scarpata - β ($^{\circ}$ / rad)	0.00	0.00
γ_t rilevato (kN/m ³)	20.00	

Coefficienti di spinta	
k_0 statico (M1)	0.4264
k_a statico (M1)	0.2461
k_a din.1 (M1)	0.2567
k_a din.2 (M1)	0.2565
k_0 statico (M2)	0.511
k_a statico (M2)	0.3105
k_a din.1 (M2)	0.3225
k_a din.2 (M2)	0.3222

4. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento a:

- EN 1990 tab. A.2.4.B + N.A.D./NTC-08, tab. 5.1.V per i coefficienti moltiplicativi
- EN 1990 tab. A.2.1+N.A.D./NTC-08 tab. 5.1.VI per i coefficienti di combinazione

Per la formulazione generale delle combinazioni di carico si rimanda a EN 1990-annex.A2, cap. A2.3, A2.4/NTC-08 cap. 2.5.3.+ N.A.D..

Ai fini della verifica dell'impalcato si possono prendere in esame, nell'ambito delle azioni da traffico, i soli carichi di gruppo 1.

Le azioni variabili dominanti di interesse sono:

- carichi mobili Q_k
- variazioni termiche T_k

Esse verranno considerate di volta in volta dominanti, nell'elaborazione delle combinazioni S.L.U., S.L.E. caratteristica e S.L.E. frequente.

In dettaglio:

S.L.U. - STR

Si considera l'involuppo delle seguenti combinazioni.

S.L.U. - Q_k dominante

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{G3} G_{k,ep} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,1} Q_{k,gr1} + \gamma_{q,2} 0.6 T_k$$

S.L.U. - T_k dominante

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{G3} G_{k,ep} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,2} T_k + \gamma_{q,1} (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL})$$

I parametri di scelta nazionale indicati dal N.A.D. sono i seguenti:

γ_{G1}	1.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio
γ_{G2}	1.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
γ_{G3}	1.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo per l'effetto della spinta delle terre
γ_{sh}	1.20	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro
γ_{Q1}	0.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
γ_{Q2}	1.20	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica.

S.L.U. - GEO

Ai soli fini delle verifiche geotecniche, si considerano le medesime combinazioni viste per lo S.L.U. – STR, impiegando i seguenti coefficienti di combinazione:

γ_{G1}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio e di pretensione stralli
γ_{G2}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente

γ_{G3}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo per l'effetto della spinta delle terre
γ_{sh}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro
γ_{Q1}	1.15 - 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
γ_{Q2}	1.0 - 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica.

S.L.E. – caratteristica

Si considera l'inviluppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. fond. - Q_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{sh} + Q_{k,gr1/2} + 0.6 T_k$$

S.L.E. fond. - T_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{sh} + T_k + (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL})$$

S.L.E. - frequente

Si considera l'inviluppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. freq. - Q_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{sh} + (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}) + 0.5 T_k$$

S.L.E. freq. - T_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{sh} + 0.6 T_k$$

S.L.E. - quasi permanente

Si considera la seguente combinazione.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{sh} + 0.5 T_k$$

S.L.U. - fatica

L'approccio scelto per le verifiche a fatica è quello relativo alla "vita illimitata", per i cui criteri di base si rimanda alle EN 1991-1-9 cap. 3(1)/(7)b (NTC-08 cap. C.4.2.4.1.4.6.1).

Per la modellazione della parte ciclica dei carichi si adotta il modello di carico per fatica n.3 (FLM3), unitamente al metodo dei coefficienti λ , i cui criteri generali sono contenuti in EN1993-1-8 cap. 6.3/EN1993-2 cap. 9.5.2 (istr. NTC-08 C.4.2.4.1.4.6.3).

L'elaborazione della combinazione di verifica a fatica viene effettuata con riferimento a quanto previsto in EN 1992-1-1 6.8.3(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 dominanti significativi (T_k , F_{wk}), mentre la parte ciclica è costituita dalle sollecitazioni indotte dal transito del veicolo FLM3, alternativamente sulle corsie lente predisposte sul piano viabile.

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

$$\Sigma G_{k,j} + G_{kep} + G_{sh} + 0.5 T_k + Q_{fat(FLM3)}$$

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

S.L.U. - sismica

Ai fini delle verifiche in fase sismica, si considera la seguente combinazione:

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{sh} + 0.5 T_k + E_d$$

E_d sollecitazione sismica.

Tutte le combinazioni ed involuppi indicati vengono effettuati in automatico dal sistema ad elementi finiti Lusas, che provvede inoltre a selezionare, nell'ambito dei coefficienti di combinazione quello di volta in volta più gravoso.

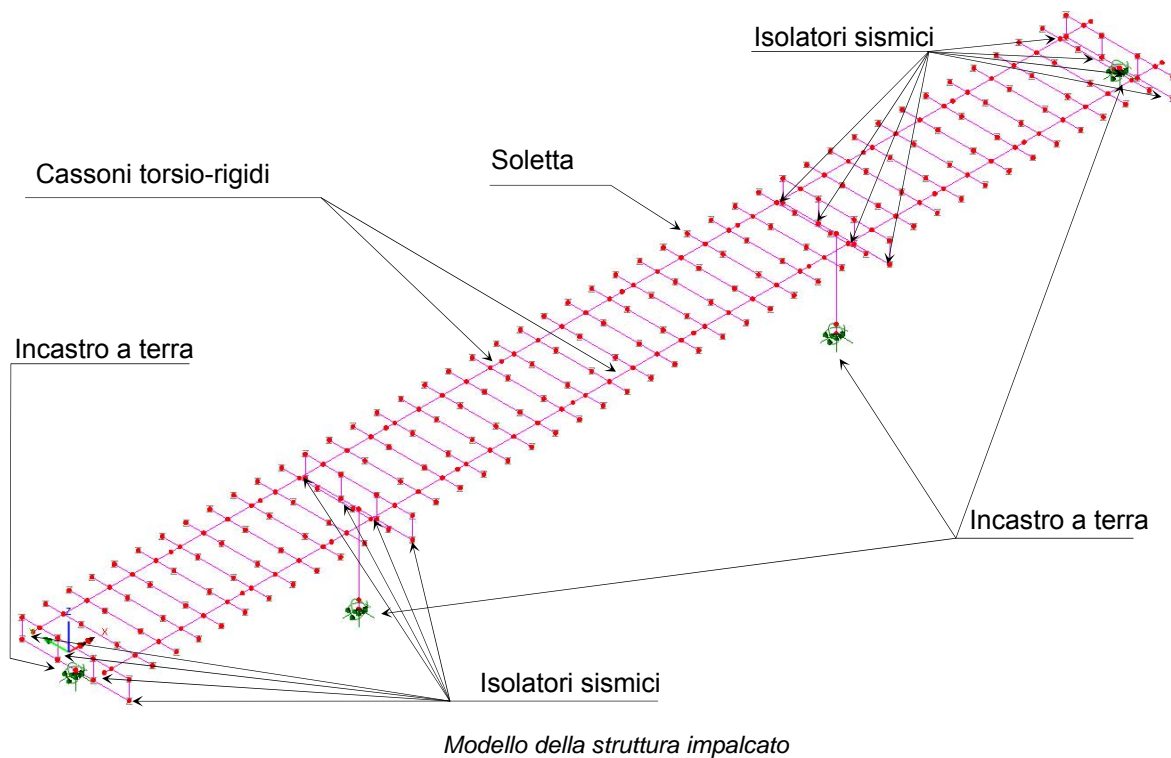
5. Analisi strutturale impalcato

5.1 Generalità

L'impalcato viene modellato mediante un grigliato di elementi "beam" lineari a due nodi, con vincoli e proprietà geometriche variabili in funzione della fase studiata e del tipo di contributo di carico, così come accennato nei capitoli introduttivi.

Le presenza della controventatura inferiore è tenuta conto nel calcolo delle proprietà geometriche dei due fili di trave che simulano i cassoncini. Il collegamento fra di essi è garantito da elementi rigidi a cui sono agganciati, mediante 6 nodi, gli elementi che simulano la soletta posta sulla piattabanda superiore.

In corrispondenza della coda del singolo cassoncino, viene simulata la presenza dei due isolatori sismici per parte con l'ausilio di 4 braccetti rigidi disposti lungo la direzione trasversale e di altrettanti rigidi che li riportano nell'effettiva posizione in direzione verticale. La struttura viene poi vincolata a terra posti in corrispondenza delle spalle e delle pile. Al fine di collegare la struttura di impalcato alle pile e spalle sono stati impiegati elementi rigidi. La figura seguente riporta il modello della struttura.

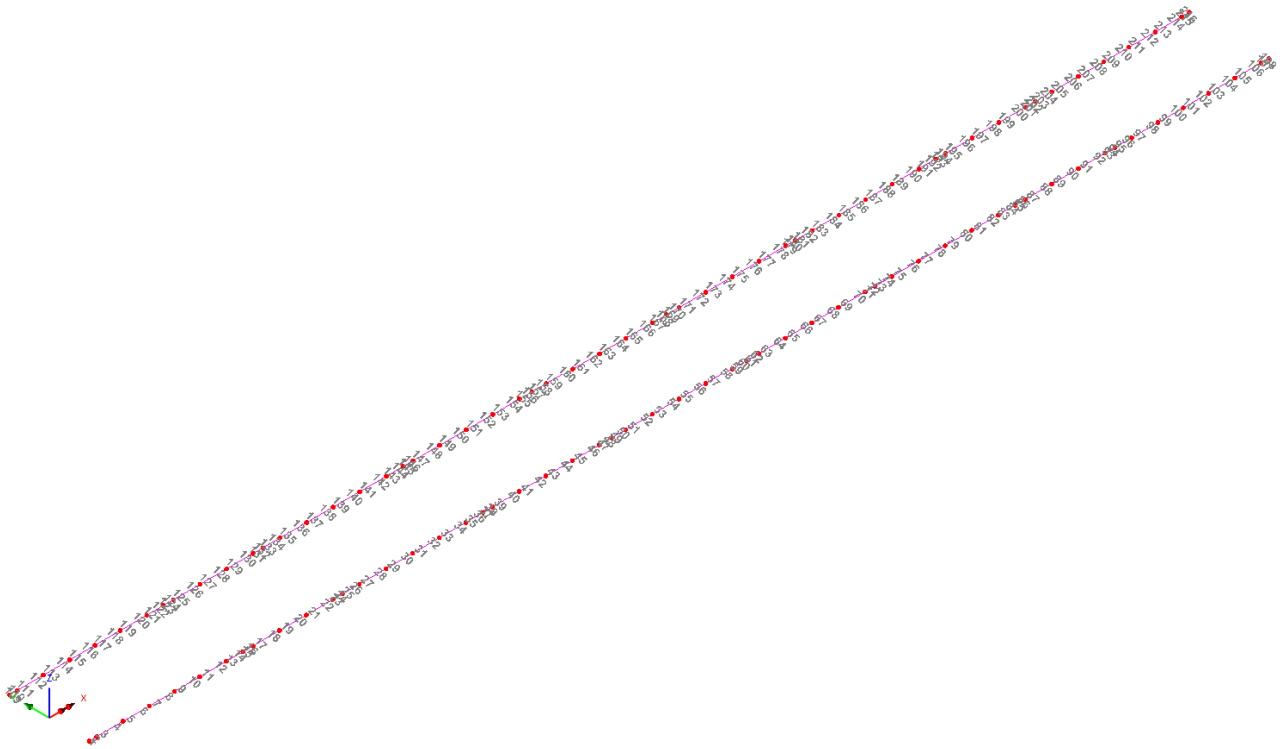


Il piano nodale dell'impalcato è modellato, per convenzione, a quota estradosso trave metallica ed ha andamento orizzontale. Tutti gli elementi strutturali (soletta e rigidi) sono modellati, nell'ambito delle specifiche fasi, considerando le effettive eccentricità dell'asse baricentrico rispetto a tale riferimento.

La numerazione degli elementi delle travate è sequenziale, e prevede:

elementi da n. 1 a n. 108 per il filo "destra"

elementi da n. 109 a n. 216 per il filo "sinistra"



Elementi di travi principali

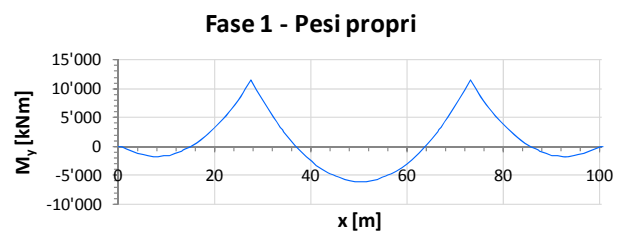
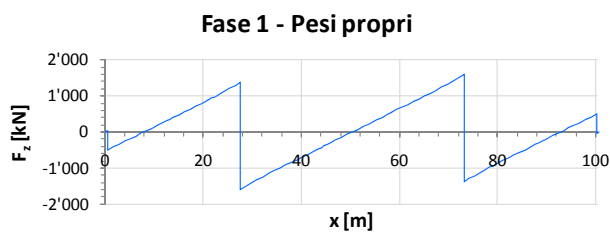
5.2 Report sollecitazioni trave esterna

A valle dell'analisi strutturale, effettuate per le singole azioni caratteristiche, vengono effettuati in automatico dal programma Lusas gli involuipi e le combinazioni di carico pertinenti ai vari scopi, rispettivamente per $V_{\max/\min}$ e $M_{\max/\min}$. In fase di combinazione il programma procede in automatico a selezionare il coefficiente $\gamma_{fav}/\gamma_{unfav}$.

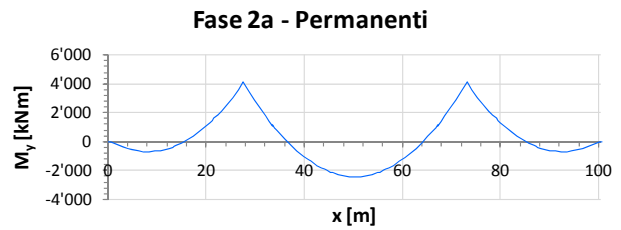
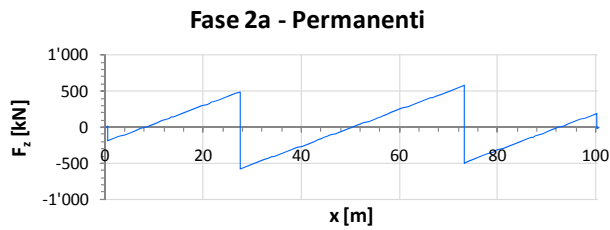
L'output delle azioni variabili viene effettuato attraverso involuipi e combinazioni volti a massimizzare/minimizzare l'azione tagliante V ed il momento flettente M.

Nel seguito si riportano i diagrammi qualitativi delle sollecitazioni rilevate per le varie famiglie di carico, (valori caratteristici) riepilogati nella mappa seguente. Tutti i valori sono espressi in N e Nm per il singolo cassone equivalente, e sono riferiti all'intero sviluppo della travata reale relativo al filo di destra. Vengono omessi i diagrammi non significativi.

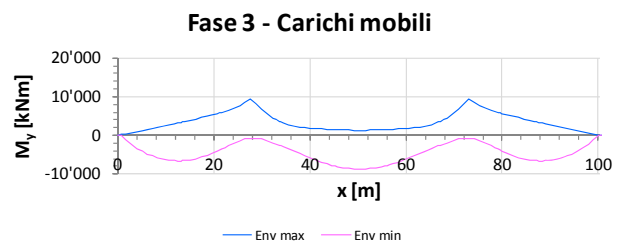
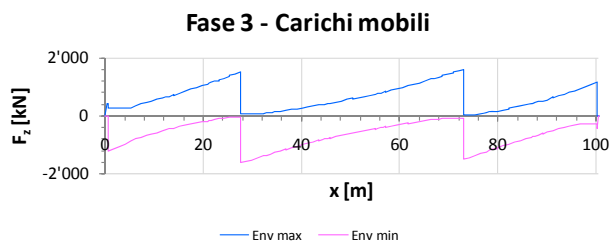
1) Pesì propri (G_{k1})



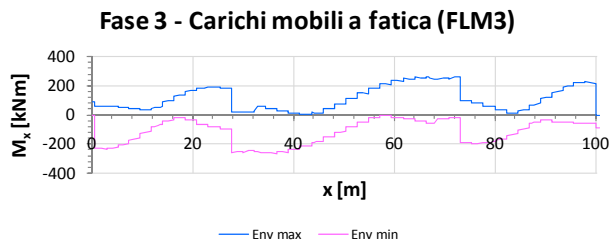
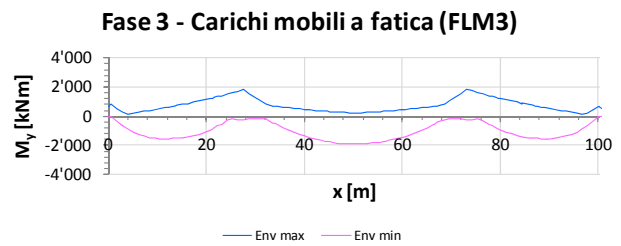
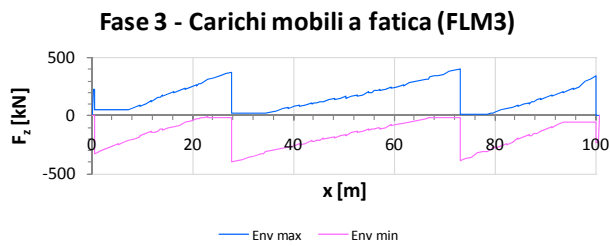
2) Sovraccarichi permanenti (G_{k2})



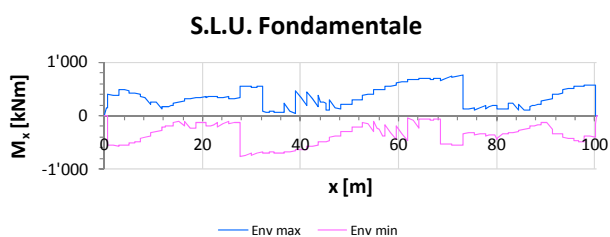
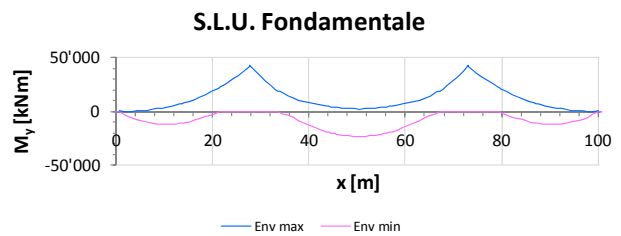
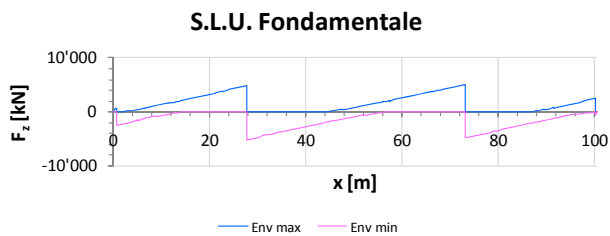
3) Involuppo MOBILI gruppo 1 ($Q_{TS,k} + Q_{UDL,k}$)



4) Involuppo carichi FATICA



5) Involuppo S.L.U.



6. Deformazioni e controfrecce

6.1 Deformazioni massime

Si riporta di seguito l'involuppo della deformata delle travi di impalcato per:

- Carichi di fase 1
- Combinazione S.L.E. Quasi Permanente
- Combinazione S.L.E. Frequente (*)
- Combinazione S.L.E. Caratteristica
- Carichi mobili, valore caratteristico Q_k (involuppo TS + UDL)
- Carichi mobili, valore "frequente" (involuppo 0.75 TS + 0.4 UDL)

I diagrammi sono riferiti in tutti i casi alla condizione lungo termine.

(*) In accordo a EN 1993-2,7.8.1.(2), la combinazione S.L.E. frequente viene presa come riferimento per la valutazione qualitativa del comportamento deformativo dell'opera.

a) Carichi di Fase 1

Scale: 1: 263.5

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

F1 - Peso Proprio_M

Maximum displacement 0.0682642 at node 1085

Deformation exaggeration: 23.8732

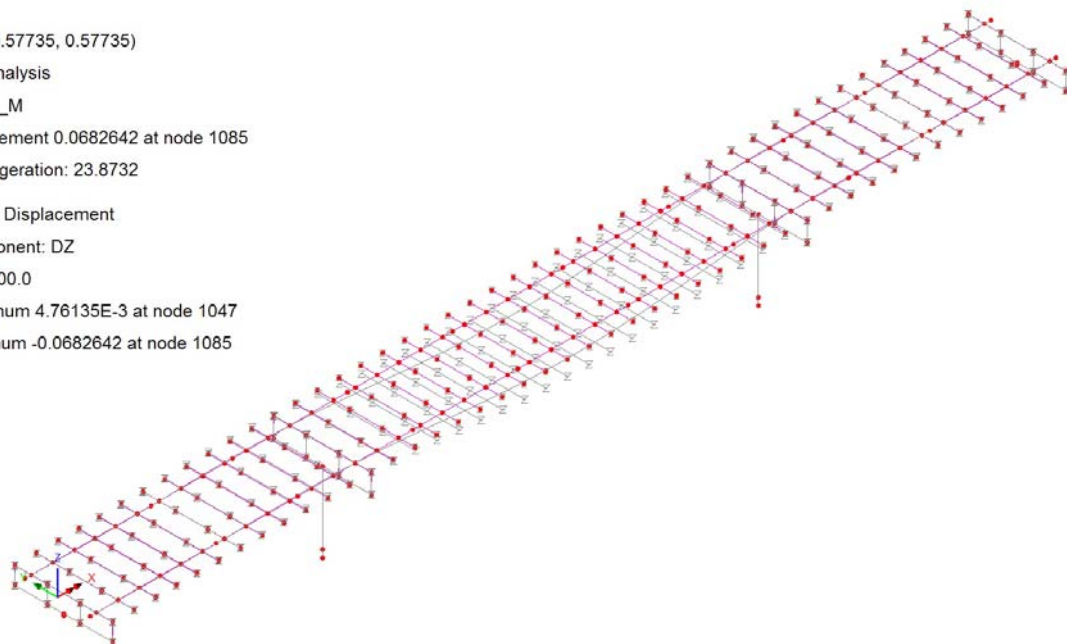
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 100.0

Peak/value maximum 4.76135E-3 at node 1047

Peak/value minimum -0.0682642 at node 1085



b) S.L.E. Quasi Permanente

Scale: 1: 263.947

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

SLS Q.Perm - STR (Min)

Maximum displacement 0.0881878 at node 1085

Deformation exaggeration: 18.4411

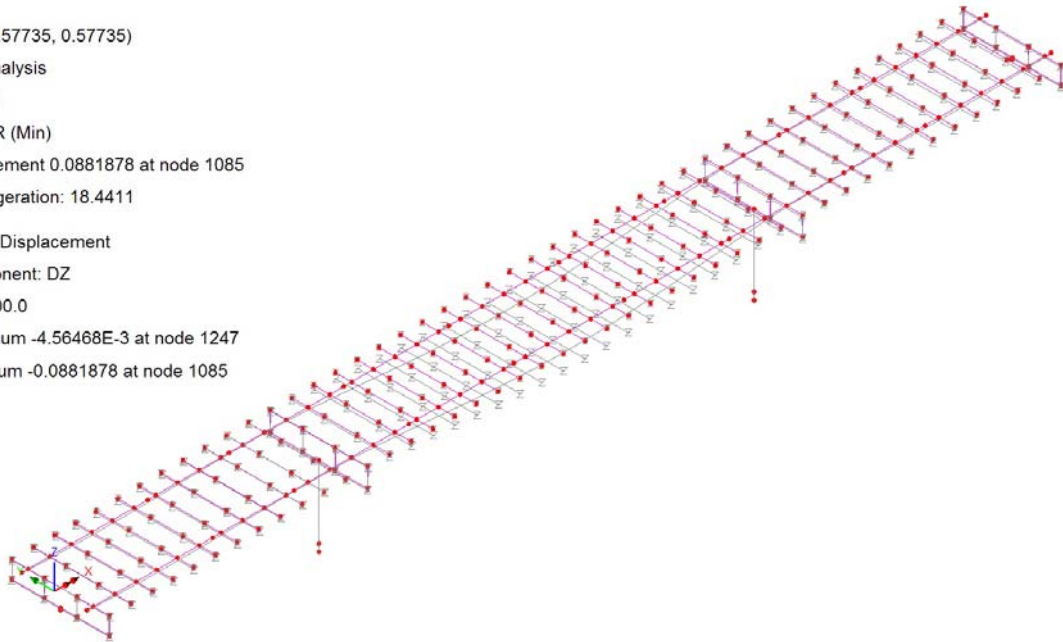
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 100.0

Peak/value maximum -4.56468E-3 at node 1247

Peak/value minimum -0.0881878 at node 1085

**c) S.L.E. Frequente**

Scale: 1: 264.162

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

SLS Freq - STR (Min)

Maximum displacement 0.111316 at node 1084

Deformation exaggeration: 14.626

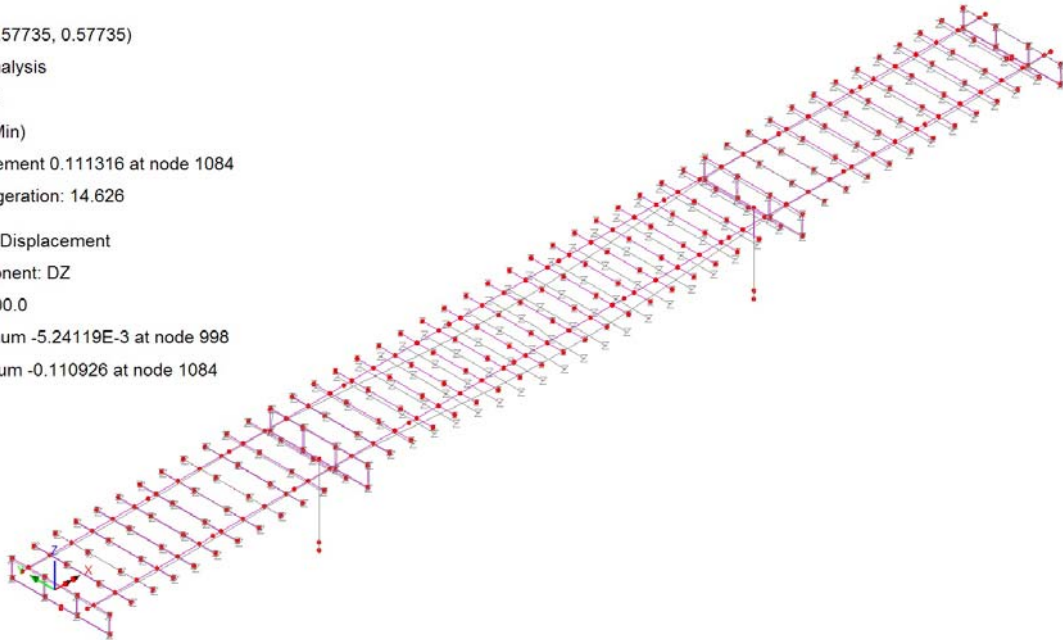
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 100.0

Peak/value maximum -5.24119E-3 at node 998

Peak/value minimum -0.110926 at node 1084



d) S.L.E. Caratteristica

Scale: 1: 264.164

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

SLS Rara - STR (Min)

Maximum displacement 0.129273 at node 1084

Deformation exaggeration: 12.6008

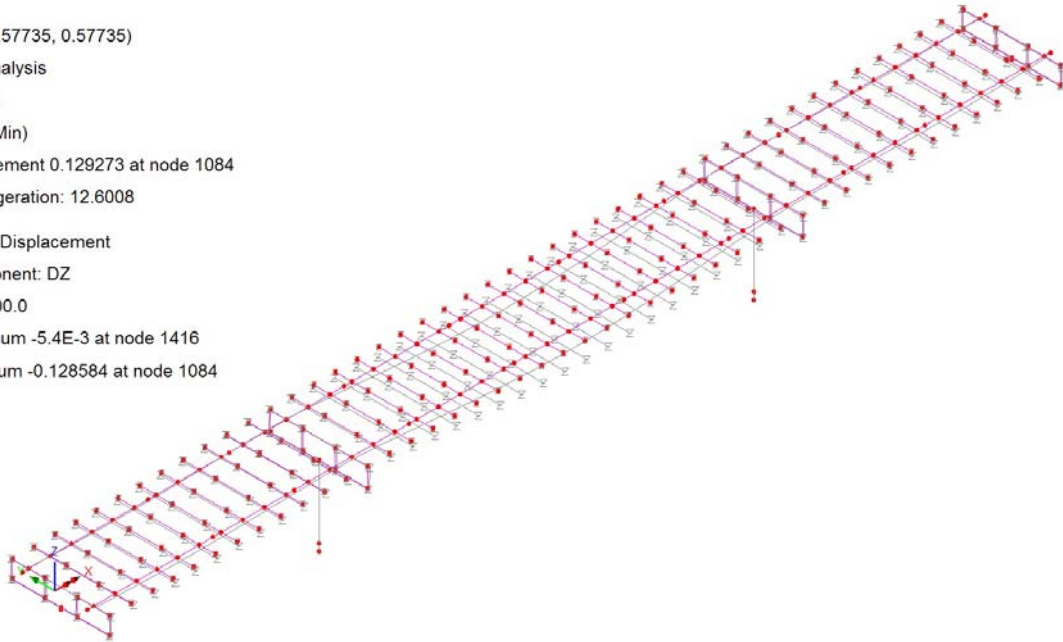
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 100.0

Peak/value maximum -5.4E-3 at node 1416

Peak/value minimum -0.128584 at node 1084

**e) Carichi mobili Qk (TS + UDL)**

Scale: 1: 263.569

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

F3b - Mobili dom_M (Min)

Maximum displacement 0.0397004 at node 1084

Deformation exaggeration: 40.984

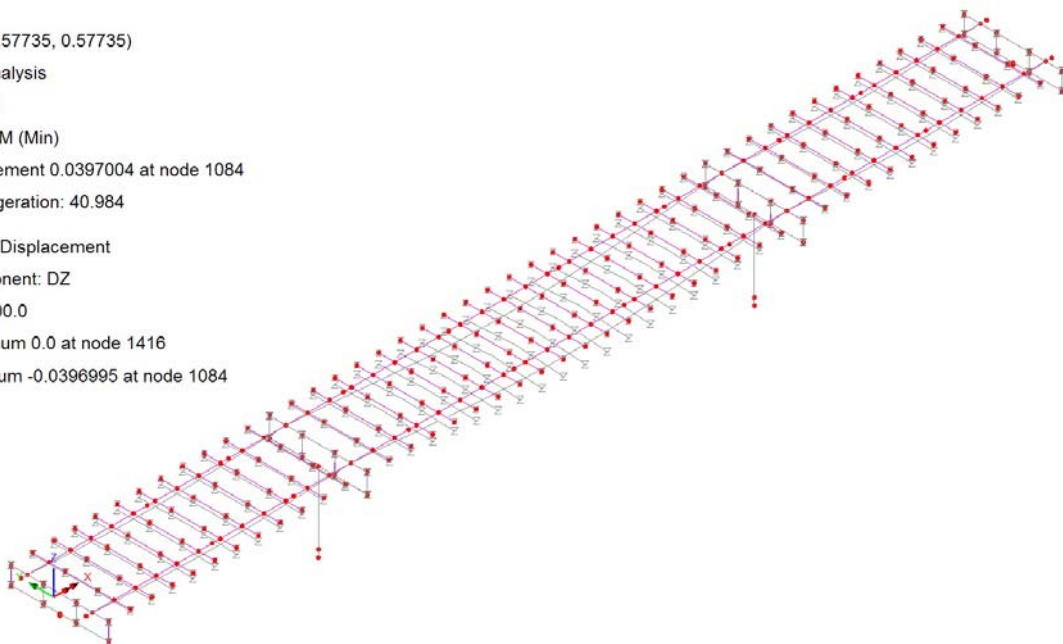
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 100.0

Peak/value maximum 0.0 at node 1416

Peak/value minimum -0.0396995 at node 1084



f) Carichi mobili frequenti Qk (075 TS + 0.4 UDL)

Scale: 1: 266.412

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

F3b - Mobili conc_M (Min)

Maximum displacement 0.0245682 at node 1075

Deformation exaggeration: 66.7993

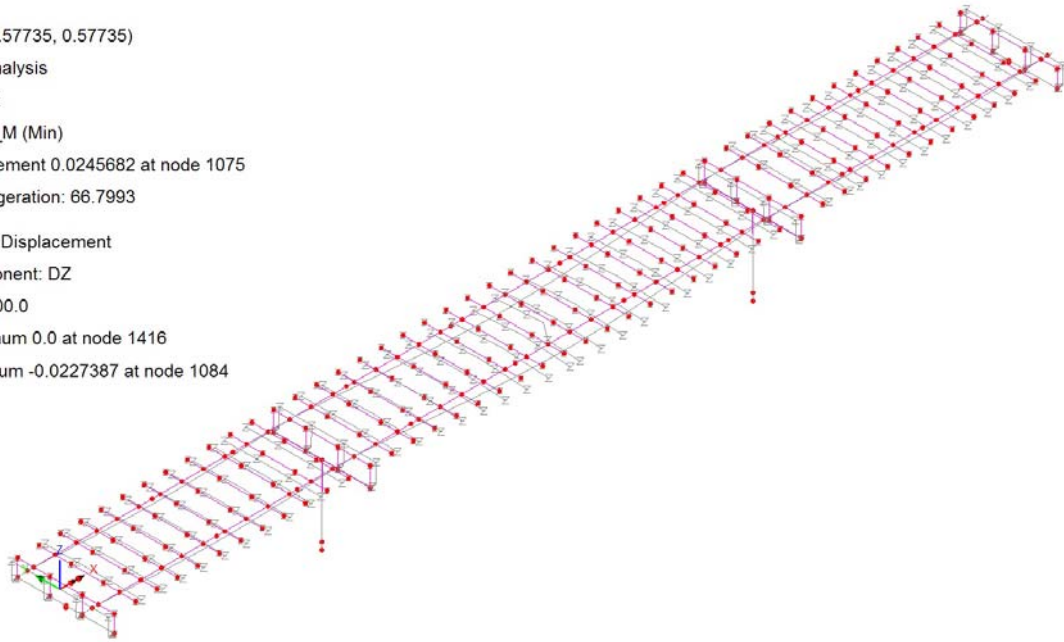
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 100.0

Peak/value maximum 0.0 at node 1416

Peak/value minimum -0.0227387 at node 1084



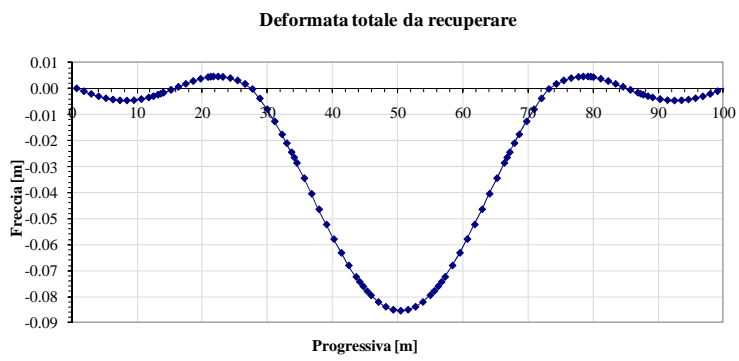
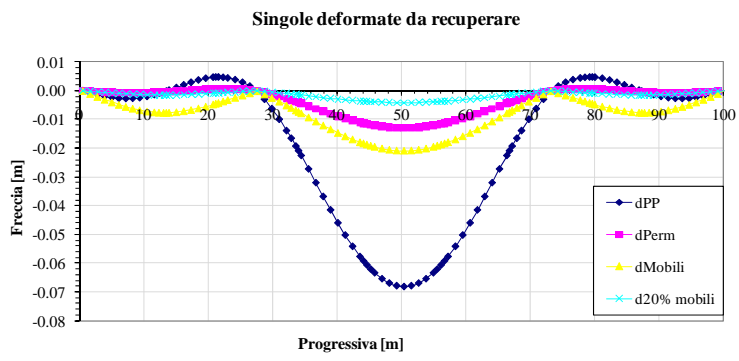
Le frecce massime sono riepilogate nella tabella seguente, unitamente al rapporto luce/freccia.

	δ [mm]	δ / L
Carichi di fase 1	68	1 / 662
S.L.E. Quasi Permanente	88	1 / 511
S.L.E. Frequente (*)	111	1 / 405
S.L.E. Caratteristica	129	1 / 349
Carichi mobili, val. car.	40	1 / 1125
Carichi mobili, val. freq.	23	1 / 1957

6.2 Controfreccce

Viene fornita alle travi metalliche una contromonta determinata sulla base delle frecce dovute ai carichi di peso proprio, permanente ed un'aliquota dei carichi accidentali fissata nel 20 %.

Progr [m]	Deformate [mm]				
	d _{pp}	d _{Perm}	d _{Mobili}	d _{20% mobili}	d _{tot}
0.000	0.0002	0.0000	-0.0001	-0.0000	0.0000
0.325	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.650	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1.775	-0.0007	-0.0002	-0.0011	-0.0002	-0.0011
2.900	-0.0014	-0.0004	-0.0021	-0.0004	-0.0021
4.025	-0.0020	-0.0005	-0.0031	-0.0005	-0.0031
5.150	-0.0024	-0.0006	-0.0040	-0.0006	-0.0040
6.225	-0.0027	-0.0007	-0.0049	-0.0010	-0.0049
7.300	-0.0028	-0.0008	-0.0056	-0.0011	-0.0055
8.375	-0.0027	-0.0008	-0.0063	-0.0013	-0.0055
9.450	-0.0024	-0.0008	-0.0068	-0.0014	-0.0055
10.587	-0.0020	-0.0007	-0.0072	-0.0014	-0.0054
11.725	-0.0014	-0.0006	-0.0075	-0.0015	-0.0054
12.438	-0.0010	-0.0005	-0.0076	-0.0015	-0.0053
E→D	13.150	-0.0005	-0.0005	-0.0077	-0.0015
13.575	-0.0001	-0.0004	-0.0077	-0.0015	-0.002
14.000	0.0002	-0.0004	-0.0077	-0.0015	-0.002
15.138	0.0011	-0.0002	-0.0075	-0.0015	-0.001
16.275	0.0020	0.0000	-0.0071	-0.0014	-0.001
17.412	0.0029	0.0001	-0.0067	-0.0013	0.002
18.550	0.0037	0.0003	-0.0061	-0.0012	0.003
19.688	0.0043	0.0004	-0.0055	-0.0011	0.004
20.825	0.0047	0.0006	-0.0048	-0.0010	0.004
21.238	0.0048	0.0006	-0.0045	-0.0009	0.004
D→A	21.650	0.0048	0.0006	-0.0042	-0.0008
22.375	0.0046	0.0006	-0.0037	-0.0007	0.005
23.100	0.0044	0.0006	-0.0032	-0.0006	0.004
24.238	0.0038	0.0005	-0.0024	-0.0005	0.004
25.375	0.0029	0.0004	-0.0016	-0.0003	0.003
26.513	0.0016	0.0002	-0.0008	-0.0002	0.002
27.650	-0.0002	-0.0001	-0.0001	-0.0000	0.000
28.788	-0.0030	-0.0006	-0.0012	-0.0002	-0.004
29.925	-0.0063	-0.0013	-0.0025	-0.0005	-0.008
31.063	-0.0100	-0.0020	-0.0037	-0.0007	-0.013
32.200	-0.0139	-0.0028	-0.0051	-0.0010	-0.018
32.925	-0.0166	-0.0033	-0.0060	-0.0012	-0.021
A→B	33.650	-0.0193	-0.0038	-0.0068	-0.0014
34.062	-0.0209	-0.0042	-0.0074	-0.0015	-0.027
34.475	-0.0226	-0.0045	-0.0079	-0.0016	-0.029
35.612	-0.0273	-0.0054	-0.0093	-0.0019	-0.035
36.750	-0.0321	-0.0063	-0.0107	-0.0021	-0.041
37.887	-0.0369	-0.0072	-0.0121	-0.0024	-0.046
39.025	-0.0416	-0.0081	-0.0135	-0.0027	-0.052
40.162	-0.0461	-0.0089	-0.0147	-0.0029	-0.058
41.300	-0.0503	-0.0097	-0.0159	-0.0032	-0.063
42.438	-0.0542	-0.0104	-0.0170	-0.0034	-0.068
43.575	-0.0578	-0.0111	-0.0180	-0.0036	-0.072
44.112	-0.0593	-0.0114	-0.0184	-0.0037	-0.074
B→C	44.650	-0.0607	-0.0116	-0.0188	-0.0038
45.250	-0.0622	-0.0119	-0.0192	-0.0038	-0.078
45.850	-0.0635	-0.0121	-0.0196	-0.0039	-0.080
46.988	-0.0656	-0.0125	-0.0202	-0.0040	-0.082
48.125	-0.0671	-0.0128	-0.0206	-0.0041	-0.084
49.262	-0.0680	-0.0129	-0.0209	-0.0042	-0.085
50.400	-0.0683	-0.0130	-0.0210	-0.0042	-0.085
51.537	-0.0680	-0.0129	-0.0209	-0.0042	-0.085
52.675	-0.0671	-0.0128	-0.0206	-0.0041	-0.084
53.812	-0.0656	-0.0125	-0.0202	-0.0040	-0.082
54.950	-0.0635	-0.0121	-0.0196	-0.0039	-0.080
55.550	-0.0622	-0.0119	-0.0192	-0.0038	-0.078
C→B	56.150	-0.0607	-0.0116	-0.0188	-0.0038
56.688	-0.0593	-0.0114	-0.0184	-0.0037	-0.074
57.225	-0.0578	-0.0111	-0.0180	-0.0036	-0.072
58.362	-0.0542	-0.0104	-0.0170	-0.0034	-0.068
59.500	-0.0503	-0.0097	-0.0159	-0.0032	-0.063
60.637	-0.0461	-0.0089	-0.0147	-0.0029	-0.058
61.775	-0.0416	-0.0081	-0.0135	-0.0027	-0.052
62.912	-0.0369	-0.0072	-0.0121	-0.0024	-0.046
64.050	-0.0321	-0.0063	-0.0107	-0.0021	-0.041
65.188	-0.0273	-0.0054	-0.0093	-0.0019	-0.035
66.325	-0.0226	-0.0045	-0.0079	-0.0016	-0.029
66.738	-0.0209	-0.0042	-0.0074	-0.0015	-0.027
B→A	67.150	-0.0193	-0.0038	-0.0068	-0.0014
67.875	-0.0166	-0.0033	-0.0060	-0.0012	-0.021
68.600	-0.0139	-0.0028	-0.0051	-0.0010	-0.018
69.738	-0.0100	-0.0020	-0.0037	-0.0007	-0.013
70.875	-0.0063	-0.0013	-0.0025	-0.0005	-0.008
72.012	-0.0030	-0.0006	-0.0012	-0.0002	-0.004
73.150	-0.0002	-0.0001	-0.0001	0.0000	0.000
74.288	0.0016	0.0002	-0.0008	-0.0002	0.002
75.425	0.0029	0.0004	-0.0016	-0.0003	0.003
76.562	0.0038	0.0005	-0.0024	-0.0005	0.004
77.700	0.0044	0.0006	-0.0032	-0.0006	0.004
78.425	0.0046	0.0006	-0.0037	-0.0007	0.005
A→D	79.150	0.0048	0.0006	-0.0042	-0.0008
79.562	0.0048	0.0006	-0.0045	-0.0009	0.004
79.975	0.0047	0.0006	-0.0048	-0.0010	0.004
81.112	0.0043	0.0004	-0.0055	-0.0011	0.004
82.250	0.0037	0.0003	-0.0061	-0.0012	0.003
83.388	0.0029	0.0001	-0.0067	-0.0013	0.002
84.525	0.0020	0.0000	-0.0071	-0.0014	0.001
85.662	0.0011	-0.0002	-0.0075	-0.0015	-0.001
86.800	0.0002	-0.0004	-0.0076	-0.0015	-0.002
87.225	-0.0001	-0.0004	-0.0077	-0.0015	-0.002
D→E	87.650	-0.0005	-0.0005	-0.0077	-0.0015
88.362	-0.0010	-0.0005	-0.0076	-0.0015	-0.003
89.075	-0.0014	-0.0006	-0.0076	-0.0015	-0.004
90.212	-0.0020	-0.0007	-0.0072	-0.0014	-0.004
91.350	-0.0024	-0.0008	-0.0068	-0.0014	-0.005
92.425	-0.0027	-0.0008	-0.0063	-0.0015	-0.005
93.500	-0.0028	-0.0008	-0.0056	-0.0015	-0.005
94.575	-0.0027	-0.0007	-0.0049	-0.0014	-0.004
95.650	-0.0024	-0.0006	-0.0041	-0.0013	-0.004
96.775	-0.0020	-0.0005	-0.0031	-0.0011	-0.003
97.900	-0.0014	-0.0004	-0.0021	-0.0008	-0.002
99.025	-0.0007	-0.0002	-0.0011	-0.0005	-0.001
100.150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000
100.475	0.0002	0.0000	-0.0001	0.0000	0.000
100.800	0.0004	0.0001	-0.0003	-0.0001	0.000



Compatibilmente con la disposizione delle giunzioni, le contromonte verranno fornite nel seguente modo:

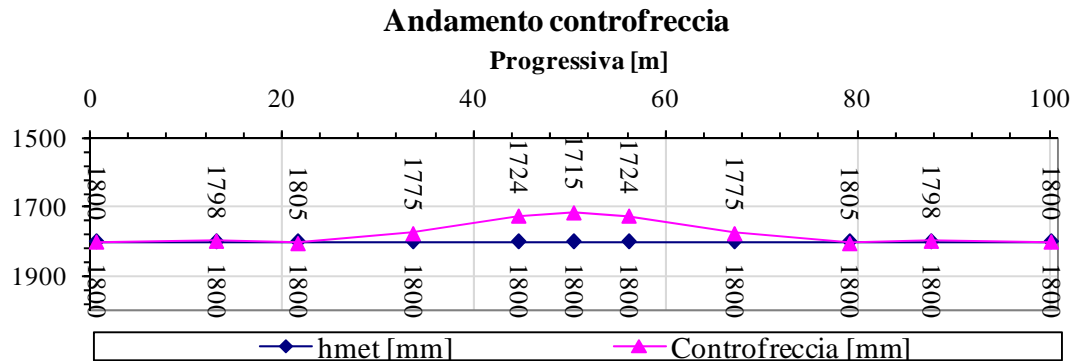
$\delta = + 2.45 \text{ mm}$ alla giunzione tra conci E-D

$\delta = - 4.52 \text{ mm}$ alla giunzione tra conci D-A

$\delta = + 24.53 \text{ mm}$ alla giunzione tra conci A-B

$\delta = + 76.09 \text{ mm}$ alla giunzione tra conci B-C

L'allineamento delle travi assumerà pertanto la forma diagrammata qualitativamente di seguito.



7. Verifiche travi

7.1 Generalità

Le verifiche vengono effettuate considerando la sezione a doppio "T", con la relativa porzione collaborante di soletta superiore. Le sollecitazioni di verifica di ciascuna trave vengono direttamente dedotte dalle combinazioni del modello ad elementi finiti.

Il passaggio dalle caratteristiche di sollecitazione di cassone equivalente a quelle relative alla singola trave a doppio T viene effettuato con riferimento alla seguente formula:

$$M_{Ed, trave} = \frac{1}{2} \cdot M_{Ed, cassone}$$

$$V_{Ed, trave} = \frac{1}{2} \cdot V_{Ed, cassone} + T_{Ed, cassone} / b \quad \text{con } b = \text{interasse travi del cassone equivalente}$$

Si fa riferimento ai criteri per la verifica della resistenza delle sezioni (cross section checks) contenuti in EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2/NTC-08 cap 4.2., 4.3 e relative Istruzioni.

Nell'ambito dei vari S.L. considerati, si effettuano le seguenti verifiche sezionali:

S.L.U. Fondamentale

resistenza delle sezioni (incluse verifiche di local buckling)

S.L.E. Caratteristica

limitazione delle tensioni

S.L.E. Frequente

web breathing

fessurazione soletta

Fatica

verifica dell'ampiezza dei $\Delta\sigma$ (metodo dei coefficienti λ)

Il complesso delle precedenti verifiche viene effettuato in automatico, dal programma "Ponti EC4" per le sezioni di verifica individuate nei capitoli introduttivi, e per le quali si riporta di seguito il quadro identificativo.

7.2 S.L.U. - resistenza delle sezioni

Le verifica S.L.U. di resistenza delle sezioni viene effettuata sistematicamente considerando le combinazioni S.L.U. – $M_{max}/M_{min}/V_{max}/V_{min}$, tenendo ovviamente conto, di volta in volta, delle rispettive caratteristiche di sollecitazione concomitanti. Si sintetizzano di seguito i passi principali della verifica:

- Preclassificazione della sezione

Effettuata sulla base delle caratteristiche geometriche dei singoli sottocomponenti

- Analisi plastica

Tracciamento dei domini di resistenza della sezione N/M_{rd} ed $N/M_{f,rd}$ (dominio della sezione privata dell'anima)

- Classificazione effettiva della sezione

Effettuata sulla base dell'effettivo valore di N_{Ed} , M_{Ed} per la combinazione in esame (max/min M_{Ed} , max/min V_{Ed} , con i rispettivi valori concomitanti)

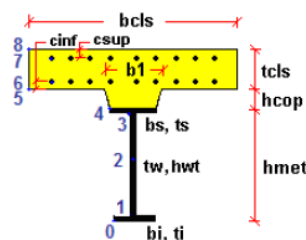
- Verifica plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

Valutazione del massimo rapporto di sfruttamento plastico $\eta_{1,}$; effettuata con riferimento a N_{Ed} , M_{Ed} agenti isolatamente, e per effetto combinato.

- Verifica elastica a pressoflessione (sezioni cl. 3-4)

valutazione del massimo rapporto di sfruttamento elastico η_1 , effettuata rispettivamente per le sezioni in classe 3/4 con riferimento alle caratteristiche geometriche lorde/efficaci. Le caratteristiche geometriche efficaci vengono dedotte in maniera iterativa, tenendo conto delle flessioni parassite che nascono per effetto dell'eccentricità assunta dall'azione assiale di progetto causata dallo "shift" progressivo dell'a.n.e..

Le tensioni vengono valutate in corrispondenza delle 8 fibre indicate nello schema seguente.



Nell'ambito del calcolo tensionale, la soletta viene considerata "cracked" (non reagente) all'atto dell'annullamento della tensione di compressione valutata in corrispondenza della fibra media. Contestualmente all'annullamento della soletta, si annullano anche le sollecitazioni da ritiro primario.

- Verifica a taglio - sezioni non soggette a "shear buckling"

Viene valutata la suscettibilità o meno delle sezioni allo shear buckling, procedendo quindi come segue:

sezioni non soggette a "shear buckling"

Viene effettuato il calcolo del taglio resistente plastico, ed il calcolo del rapporto di sfruttamento a taglio.

sezioni suscettibili di "shear buckling"

per sezioni soggette a "shear buckling" viene valutato il coefficiente di riduzione χ_w , e successivamente valutato il taglio resistente $V_{b,Rd}$ come somma dei contributo resistenti dell'anima $V_{bw,Rd}$ e, se applicabile, delle flange $V_{bf,Rd}$.

- Verifica interazione azione assiale - flessione - taglio (tutte le classi)

Si adotta univocamente, per tutte le classi di sezione, l'approccio proposto da EN 1993-1-5, cap. 7.1, che consiste nella valutazione di un rapporto di sfruttamento modificato in funzione dei singoli rapporti di sfruttamento valutati per pressoflessione e taglio agenti separatamente. L'adozione di questa formulazione risulta a rigore solo leggermente più cautelativa di quella riservata alle sezioni di classe 1 - 2, per le quali l'interazione N-M-V si risolverebbe con la deduzione di un rapporto di sfruttamento elastico per tensioni normali valutato con riferimento ad una anima opportunamente ridotta per tenere conto dell'influenza del taglio (cfr. EN 1994-2 cap. 6.2.2.4.(2)).

Un'ulteriore ipotesi cautelativa, riservata alla verifica di sezioni in classe 3-4, è l'utilizzo sistematico del rapporto di sfruttamento elastico η_1 in luogo di quello plastico $\bar{\eta}_1$, indipendentemente dall'andamento delle tensioni lungo l'anima (a rigore la EN 1993-1-5, cap. 7.1.(4) e (5) prevede tale accortezza solo qualora l'anima risulta interamente in compressione).

Come già evidenziato relativamente al calcolo del contributo resistente a taglio delle flange, le resistenze plastiche della sezione completa e della sezione privata dell'anima sono rilevate direttamente dai rispettivi domini di interazione, per cui:

$$M_{pl,Rd} = M_{pl(N),Rd}$$

$$M_{f,Rd} = M_{f(N),Rd}$$

7.2.1 Riepilogo coefficienti di sfruttamento

Si riporta il riepilogo dei coefficienti di sfruttamento significativi in forma tabellare e grafica. In allegato si riporta, a titolo di esempio, lo sviluppo completo del ciclo di verifica per una delle sezioni più significativa.

Le tabelle seguenti riepilogano, per ciascuna delle quattro combinazioni base esaminate ($M_{max/min}$, $V_{max/min}$), l'esito delle verifiche S.L.U. – resistenza delle sezioni, tramite le seguenti grandezze:

a) classificazione effettiva della sezione

effettuata sulla base dell'effettiva posizione dell'a.n. el./pl., qui riportata direttamente in fase3

b) rapporto di sfruttamento plastico $\eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd}$

significativo (applicabile) solo quando la classe della sezione ≤ 2 ; in tutti gli altri casi la casella relativa appare ombreggiata

c) rapporto di sfruttamento elastico $\eta_1 = \sigma_{Ed}/\gamma_{mo}f_{yk}$

significativo solo quando la classe della sezione ≥ 2 ; in tutti gli altri casi la casella relativa appare ombreggiata

d) rapporto di sfruttamento a taglio $\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd}$

somma dei contributi resistenti di anima e flange: $V_{Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$

e) rapporto di sfruttamento a taglio della sola anima V_{Ed}/V_{bw}

rapporto di sfruttamento a flessione della sezione formata dalle sole flange M_{Ed}/M_{fRd}

f) rapporto di sfruttamento assoluto ($V/M/N$)

indica il rapporto di sfruttamento complessivo, in presenza di interazione taglio/tensioni normali; in assenza di interazione non risulta significativo

Sezione	Comb.	Classe	M_{Ed}/M_{Rd}	$\sigma_{Ed}/\gamma_{m0}f_{yk}$	V_{Ed}/V_{Rd}	$M_{Ed}/M_{L,Rd}$	$V_{Ed}/V_{Dw,Rd}$	V/M/N	$V_{Ed}/(n \cdot P_{Rd})$	$V_{Ed}/(k_{sn} \cdot P_{Rd})$
E_S1	Mmax	1	0.10	0.27	0.11	0.29	No int.	0.101	0.10	
E_S2	Mmax	1	0.09	0.09	0.1	0.10	No int.	0.083	0.11	
E_S3	Mmax	1	0.10	0.16	0.01	0.17	No int.	0.095	0.12	
E_S4	Mmax	4		0.29	0.22	0.34	0.23	No int.	0.102	0.14
D_S5	Mmax	4		0.27	0.18	0.34	0.19	No int.	0.129	0.17
D_S6	Mmax	4		0.31	0.19	0.39	0.20	No int.	0.13	0.17
D_S7	Mmax	4		0.60	0.32	0.76	0.33	No int.	0.174	0.21
D_S8	Mmax	4		0.85	0.40	1.07	0.40	No int.	0.2	0.24
A_S9	Mmax	3		0.48	0.22	0.45	0.24	No int.	0.177	0.21
A_S10	Mmax	3		0.57	0.26	0.54	0.27	No int.	0.204	0.24
A_S11	Mmax	3		0.90	0.47	0.93	0.47	No int.	0.416	0.45
A_S12	Mmax	3		0.50	0.34	0.46	0.36	No int.	0.311	0.34
A_S13	Mmax	3		0.41	0.24	0.35	0.26	No int.	0.177	0.19
B_S14	Mmax	4		0.73	0.44	0.92	0.44	No int.	0.199	0.22
B_S15	Mmax	4		0.44	0.30	0.55	0.31	No int.	0.116	0.15
B_S16	Mmax	4		0.27	0.15	0.26	0.15	No int.	0.054	0.07
B_S17	Mmax	1	0.10	0.10	0.04	0.10	No int.	0.039	0.05	
C_S18	Mmax	1	0.10	0.12	0.03	0.13	No int.	0.052	0.07	
C_S19	Mmax	1	0.10	0.09	0.06	0.10	No int.	0.037	0.05	
C_S20	Mmax	1	0.10	0.02	0.1	0.02	No int.	0.018	0.02	
C_S21	Mmax	1	0.10	0.09	0.06	0.10	No int.	0.037	0.05	
C_S22	Mmax	1	0.10	0.12	0.03	0.13	No int.	0.052	0.07	
B_S23	Mmax	1	0.10	0.10	0.04	0.10	No int.	0.039	0.05	
B_S24	Mmax	4		0.27	0.15	0.26	0.15	No int.	0.054	0.07
B_S25	Mmax	4		0.44	0.30	0.55	0.31	No int.	0.119	0.15
B_S26	Mmax	4		0.73	0.44	0.92	0.44	No int.	0.202	0.22
A_S27	Mmax	3		0.41	0.25	0.35	0.26	No int.	0.18	0.20
A_S28	Mmax	3		0.50	0.34	0.46	0.36	No int.	0.305	0.33
A_S29	Mmax	3		0.90	0.47	0.93	0.47	No int.	0.413	0.45
A_S30	Mmax	3		0.57	0.26	0.54	0.27	No int.	0.206	0.24
A_S31	Mmax	3		0.48	0.22	0.45	0.24	No int.	0.177	0.21
D_S32	Mmax	4		0.85	0.40	1.07	0.40	No int.	0.2	0.24
D_S33	Mmax	4		0.60	0.32	0.76	0.33	No int.	0.174	0.21
D_S34	Mmax	4		0.31	0.19	0.39	0.20	No int.	0.13	0.17
D_S35	Mmax	4		0.27	0.18	0.34	0.19	No int.	0.129	0.17
E_S36	Mmax	4		0.29	0.22	0.34	0.23	No int.	0.102	0.14
E_S37	Mmax	1	0.10	0.16	0.01	0.17	No int.	0.095	0.12	
E_S38	Mmax	1	0.09	0.09	0.1	0.10	No int.	0.083	0.11	
E_S39	Mmax	1	0.10	0.27	0.12	0.28	No int.	0.099	0.09	
E_S1	Mmin	1	0.10	0.06	0.14	0.06	No int.	0.022	0.01	
E_S2	Mmin	1	0.29	0.22	0.43	0.23	No int.	0.117	0.14	
E_S3	Mmin	1	0.36	0.04	0.53	0.04	No int.	0.044	0.06	
E_S4	Mmin	1	0.34	0.13	0.5	0.14	No int.	0.027	0.02	
D_S5	Mmin	1	0.32	0.11	0.5	0.11	No int.	0.034	0.03	
D_S6	Mmin	1	0.31	0.13	0.48	0.13	No int.	0.043	0.04	
D_S7	Mmin	1	0.19	0.23	0.3	0.24	No int.	0.132	0.15	
D_S8	Mmin	1	0.10	0.32	0.11	0.33	No int.	0.187	0.21	
A_S9	Mmin	1	0.07	0.18	0.08	0.20	No int.	0.167	0.19	
A_S10	Mmin	1	0.07	0.19	0.02	0.21	No int.	0.164	0.19	
A_S11	Mmin	3		0.16	0.21	0.18	No int.	0.039	0.07	
A_S12	Mmin	1	0.07	0.20	0.02	0.21	No int.	0.149	0.18	
A_S13	Mmin	1	0.06	0.19	0.09	0.21	No int.	0.156	0.19	
B_S14	Mmin	1	0.09	0.34	0.11	0.35	No int.	0.174	0.21	
B_S15	Mmin	1	0.21	0.33	0.33	0.34	No int.	0.199	0.22	
B_S16	Mmin	1	0.41	0.29	0.65	0.30	No int.	0.172	0.19	
B_S17	Mmin	1	0.52	0.19	0.81	0.19	No int.	0.11	0.12	
C_S18	Mmin	1	0.54	0.23	0.81	0.24	No int.	0.146	0.16	
C_S19	Mmin	1	0.57	0.19	0.85	0.19	No int.	0.12	0.13	
C_S20	Mmin	1	0.61	0.01	0.92	0.01	No int.	0.009	0.01	
C_S21	Mmin	1	0.57	0.19	0.85	0.19	No int.	0.116	0.13	
C_S22	Mmin	1	0.54	0.23	0.81	0.24	No int.	0.143	0.15	
B_S23	Mmin	1	0.52	0.19	0.81	0.19	No int.	0.108	0.12	
B_S24	Mmin	1	0.41	0.29	0.64	0.30	No int.	0.173	0.19	
B_S25	Mmin	1	0.21	0.33	0.33	0.34	No int.	0.195	0.21	
B_S26	Mmin	1	0.09	0.33	0.11	0.35	No int.	0.172	0.21	
A_S27	Mmin	1	0.06	0.19	0.09	0.21	No int.	0.154	0.19	
A_S28	Mmin	1	0.07	0.20	0.02	0.21	No int.	0.15	0.18	
A_S29	Mmin	3		0.16	0.21	0.18	No int.	0.039	0.07	
A_S30	Mmin	1	0.07	0.19	0.02	0.21	No int.	0.165	0.19	
A_S31	Mmin	1	0.07	0.18	0.08	0.20	No int.	0.165	0.18	
D_S32	Mmin	1	0.10	0.32	0.11	0.33	No int.	0.184	0.21	
D_S33	Mmin	1	0.19	0.23	0.3	0.24	No int.	0.128	0.14	
D_S34	Mmin	1	0.31	0.13	0.48	0.14	No int.	0.048	0.04	
D_S35	Mmin	1	0.32	0.10	0.5	0.11	No int.	0.031	0.02	
E_S36	Mmin	1	0.34	0.13	0.5	0.13	No int.	0.025	0.02	
E_S37	Mmin	1	0.36	0.15	0.53	0.16	No int.	0.121	0.14	
E_S38	Mmin	1	0.29	0.34	0.42	0.35	No int.	0.195	0.22	
E_S39	Mmin	1	0.10	0.06	0.14	0.06	No int.	0.022	0.01	

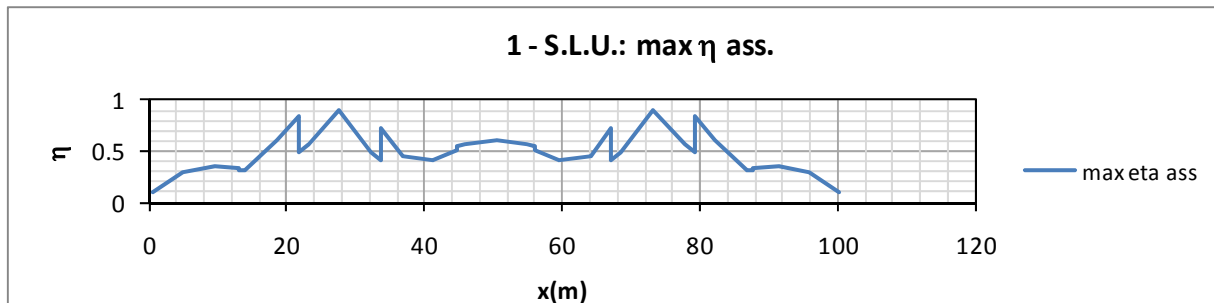
E_S1	Vmax	1	0.10		0.02	0.14	0.02	No int.	0.074	0.09
E_S2	Vmax	1	0.15		0.09	0.23	0.09	No int.	0.08	0.10
E_S3	Vmax	1	0.20		0.23	0.3	0.24	No int.	0.136	0.17
E_S4	Vmax	1	0.13		0.36	0.2	0.38	No int.	0.183	0.22
D_S5	Vmax	1	0.13		0.29	0.2	0.30	No int.	0.231	0.27
D_S6	Vmax	1	0.11		0.32	0.17	0.33	No int.	0.247	0.29
D_S7	Vmax	4		0.27	0.46	0.34	0.48	No int.	0.331	0.38
D_S8	Vmax	4		0.58	0.57	0.74	0.58	No int.	0.386	0.44
A_S9	Vmax	3		0.33	0.32	0.25	0.34	No int.	0.348	0.40
A_S10	Vmax	3		0.44	0.35	0.37	0.37	No int.	0.368	0.42
A_S11	Vmax	3		0.32	0.16	0.23	0.17	No int.	0.034	0.06
A_S12	Vmax	3		0.13	0.12	0.01	0.13	No int.	0.025	0.05
A_S13	Vmax	1	0.07		0.11	0.07	0.12	No int.	0.016	0.04
B_S14	Vmax	1	0.10		0.19	0.09	0.20	No int.	0.021	0.05
B_S15	Vmax	1	0.18		0.14	0.28	0.14	No int.	0.002	0.02
B_S16	Vmax	1	0.33		0.05	0.51	0.06	No int.	0.042	0.03
B_S17	Vmax	1	0.40		0.01	0.61	0.02	No int.	0.077	0.08
C_S18	Vmax	1	0.41		0.02	0.61	0.02	No int.	0.102	0.10
C_S19	Vmax	1	0.43		0.05	0.64	0.05	No int.	0.122	0.13
C_S20	Vmax	1	0.31		0.19	0.46	0.19	No int.	0.208	0.23
C_S21	Vmax	1	0.33		0.34	0.49	0.36	No int.	0.297	0.32
C_S22	Vmax	1	0.30		0.39	0.44	0.41	No int.	0.325	0.35
B_S23	Vmax	1	0.29		0.31	0.45	0.32	No int.	0.246	0.27
B_S24	Vmax	1	0.19		0.41	0.3	0.43	No int.	0.302	0.33
B_S25	Vmax	4		0.18	0.54	0.23	0.57	No int.	0.375	0.41
B_S26	Vmax	4		0.53	0.64	0.68	0.66	No int.	0.423	0.46
A_S27	Vmax	3		0.31	0.36	0.24	0.39	No int.	0.382	0.42
A_S28	Vmax	3		0.41	0.39	0.36	0.42	No int.	0.404	0.44
A_S29	Vmax	3		0.81	0.50	0.82	0.50	No int.	0.462	0.50
A_S30	Vmax	1	0.06		0.10	0	0.11	No int.	0.018	0.03
A_S31	Vmax	1	0.06		0.09	0.05	0.09	No int.	0.005	0.01
D_S32	Vmax	1	0.09		0.15	0.06	0.16	No int.	0.01	0.02
D_S33	Vmax	1	0.15		0.09	0.23	0.10	No int.	0.02	0.02
D_S34	Vmax	1	0.26		0.02	0.41	0.02	No int.	0.085	0.09
D_S35	Vmax	1	0.27		0.04	0.43	0.04	No int.	0.101	0.11
E_S36	Vmax	1	0.29		0.05	0.43	0.05	No int.	0.08	0.09
E_S37	Vmax	1	0.32		0.18	0.47	0.18	No int.	0.133	0.15
E_S38	Vmax	1	0.28		0.34	0.41	0.36	No int.	0.199	0.22
E_S39	Vmax	1	0.09		0.52	0.13	0.55	No int.	0.27	0.30
E_S1	Vmin	1	0.09		0.52	0.13	0.55	No int.	0.273	0.30
E_S2	Vmin	1	0.27		0.34	0.41	0.35	No int.	0.196	0.22
E_S3	Vmin	1	0.31		0.17	0.47	0.18	No int.	0.13	0.15
E_S4	Vmin	1	0.28		0.05	0.42	0.05	No int.	0.079	0.09
D_S5	Vmin	1	0.27		0.04	0.42	0.04	No int.	0.099	0.11
D_S6	Vmin	1	0.27		0.02	0.42	0.02	No int.	0.09	0.10
D_S7	Vmin	1	0.15		0.09	0.23	0.09	No int.	0.027	0.02
D_S8	Vmin	1	0.09		0.15	0.07	0.16	No int.	0.008	0.02
A_S9	Vmin	1	0.06		0.09	0.06	0.09	No int.	0.004	0.01
A_S10	Vmin	3		0.13	0.11	0	0.11	No int.	0.02	0.03
A_S11	Vmin	3		0.81	0.50	0.81	0.50	No int.	0.464	0.50
A_S12	Vmin	3		0.41	0.39	0.36	0.42	No int.	0.404	0.44
A_S13	Vmin	3		0.30	0.36	0.23	0.39	No int.	0.383	0.42
B_S14	Vmin	4		0.52	0.64	0.66	0.66	No int.	0.424	0.46
B_S15	Vmin	4		0.17	0.54	0.22	0.57	No int.	0.377	0.41
B_S16	Vmin	1	0.19		0.41	0.29	0.43	No int.	0.301	0.33
B_S17	Vmin	1	0.29		0.31	0.46	0.33	No int.	0.247	0.27
C_S18										

$\sigma_{Ed}/(\gamma_{mo}f_{yk})$. 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.

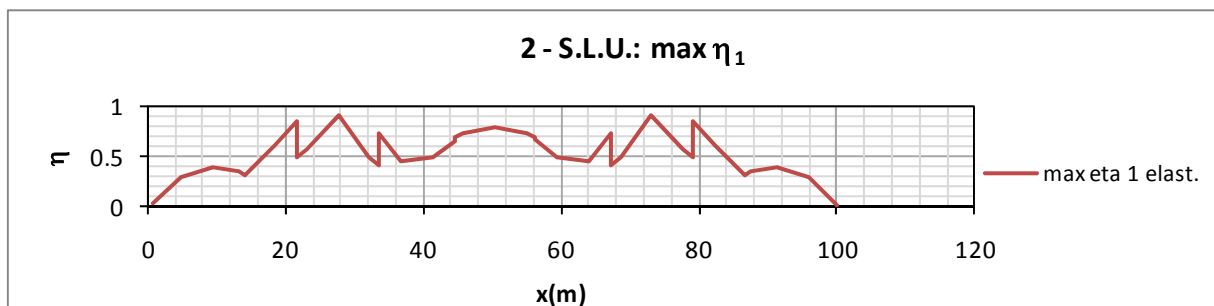
max η_3

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

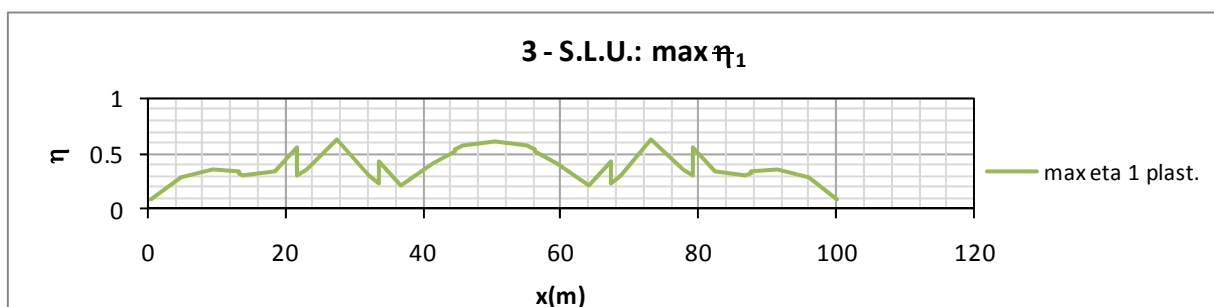
Rapporto di sfruttamento assoluto fili (max η)



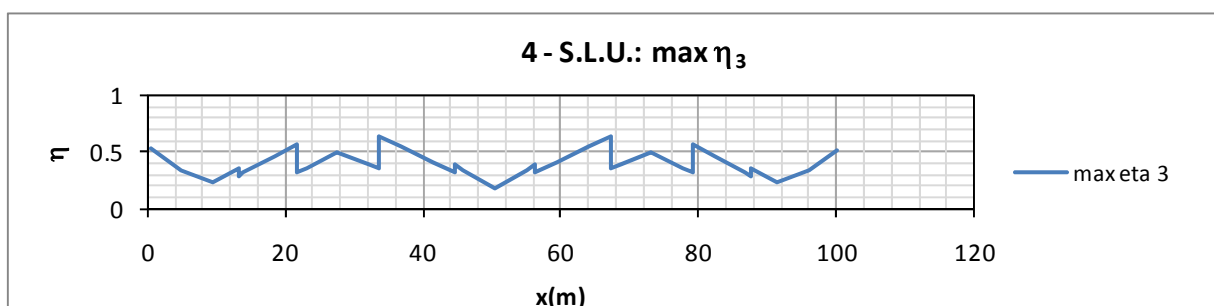
Rapporto di sfruttamento elastico a flessione (max η_1)



Rapporto di sfruttamento plastico a flessione (max η_1)



Rapporto di sfruttamento a taglio max η_3



7.2.2 Esempio esteso di verifica

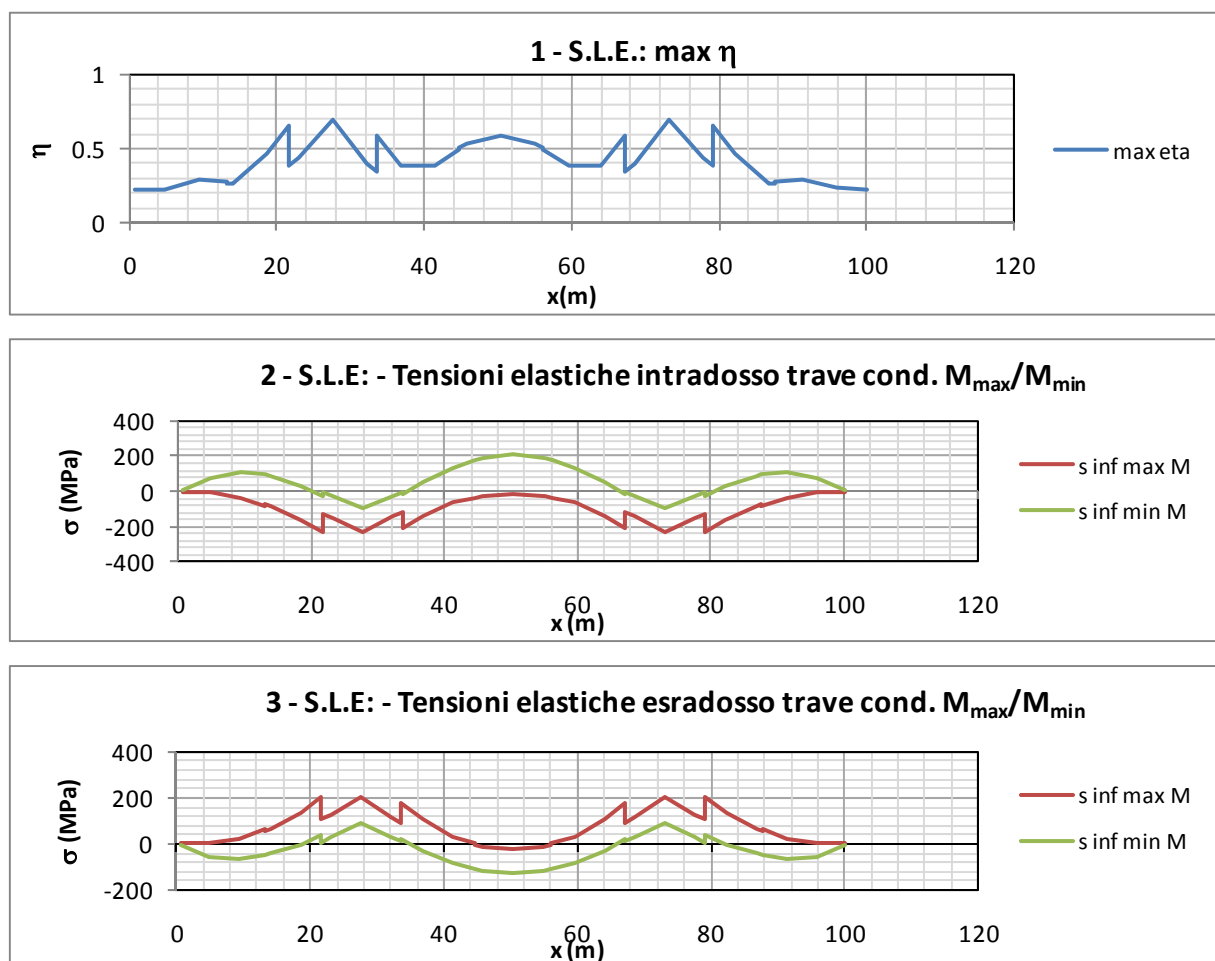
Si riporta nell' "Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.", a titolo di esempio la verifica estesa relativa alla sezione C_S19 recante tutti i passaggi effettuati dal programma Ponti EC4

7.3 S.L.E. - limitazione delle tensioni

La verifica viene condotta con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale S.L.E., applicando il coefficiente di materiale $\gamma_{m,ser} = 1.0$.

7.3.1 Riepilogo coefficienti di sfruttamento

Il diagramma seguente propone i coefficienti di sfruttamento S.L.E. rilevati lungo le sezioni di verifica, sviluppati in automatico dal programma Ponti EC4.



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

7.4 S.L.E. - "web breathing"

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli sottopannelli. Per i criteri di verifica, si rimanda a EN 1993-2, cap. 7.4/istr. NTC08, cap. 4.2.4.1.3.4.

La verifica viene effettuata mediante il metodo rigoroso, consistente nella verifica diretta della stabilità dei sottopannelli con riferimento al quadro tensionale della combinazione S.L.E. frequente.

Viene pertanto confrontato il quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente, rappresentato da $\sigma_{x,Ed,ser}$ (calcolate però con riferimento all'area efficace, se pertinente) e $\tau_{xy,Ed,ser}$, con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello, mediante la relazione (cfr. 1993-2 cap. 7.4.(3)):

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

In cui:

$\sigma_E = 186200(t/h)^2$ tensione critica Euleriana

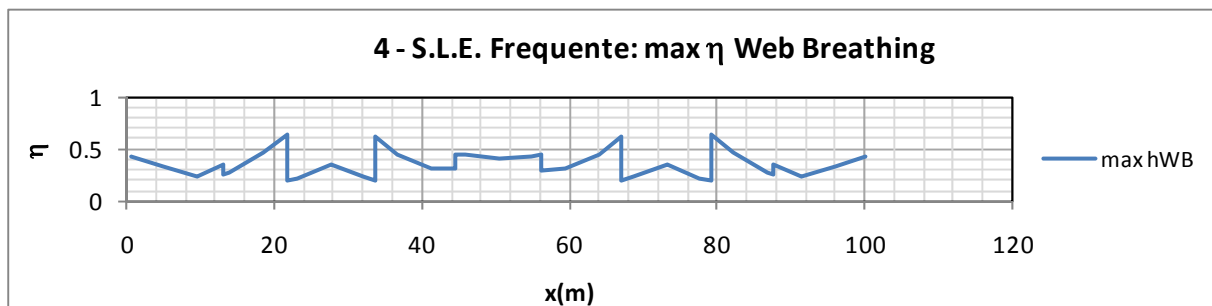
$k_{\sigma}, k_{\tau} =$ coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e stato di sforzo del pannello.

La verifica viene effettuata in automatico dal programma Ponti EC4, sulla base delle combinazioni S.L.E. frequenti elaborate per tutte le sezioni di verifica, rispettivamente per Mmax/min e Vmax/min.

La tensione normale critica viene valutata a partire da quella Euleriana, tenendo conto della eventuale sovrapposizione dei fenomeni di instabilità di piastra e di colonna tramite il coefficiente ξ , seguendo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 - 4.5.4.(1).

7.4.1 Riepilogo coefficienti di sfruttamento w.b.

Relativamente alla verifica di Web Breathing, i diagrammi seguenti riportano l'andamento del rapporto di sfruttamento (inteso come il risultato della radice quadrata della formula precedente).



Come si può notare dall'esame del diagramma, la verifica di Web Breathing appare soddisfatta. La situazione più gravosa viene riscontrata in corrispondenza della sezione D_S32, nella combinazione S.L.E. freq, Vmin, con $\eta_{WB} = 0.644 < 1.1$

7.5 Verifica connessione trave soletta

7.5.1 Generalità

Si fa riferimento a quanto contenuto in EN 1994-1/EN 1994-2/NTC-08, 4.3.4.1.2 + istr. cap. C.4.3.4.

Le piolature adottate sono tutte a completo ripristino di resistenza.

Il ciclo di verifica completo delle piolature comprende i seguenti passi:

Verifica tensioni S.L.U. (valido per sezioni con $\eta_1 \leq 1$)

Deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio allo S.L.U. sul singolo piolo, nell'ambito delle condizioni M_{max}/M_{min} , V_{max}/V_{min} , e confronto con la portanza del piolo allo S.L.U.:

$$v_{L,Ed}(x) = V_{Ed}(x) S/J$$

$$v_{L,Ed}^{ULS} \leq 1.1 N_i/l_i P_{Rd}$$

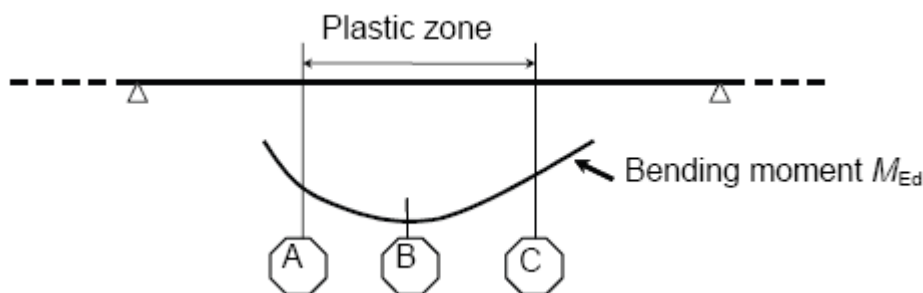
In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche "uncracked"

Tale approccio risulta ovviamente valido solamente per le sezioni che non attingono alle proprie risorse extra elastiche ($\eta_1 \leq 1$). Per sezioni di classe 1-2, qualora il rapporto di sfruttamento elastico η_1 risulta maggiore di 1, non risulta più valido l'approccio di calcolo dello scorrimento ($v = VS/J$), ed è quindi necessario tenere conto in maniera non lineare della relazione tra azione tagliante V_e scorrimento v_L mediante l'approccio non lineare indicato al punto seguente.

Verifica plastica S.L.U. (obbligatorio per sezioni con $\eta_1 > 1$)

Nelle zone plasticizzate (in generale a momento negativo) non risulta più valido l'approccio di calcolo dell'azione nei pioli basata sul flusso elastico: in questo caso, infatti, il legame fra il taglio per unità di lunghezza, le forze interne della soletta ed il momento flettente non è più lineare (EN 1994-2 cap. 6.6.2.2).

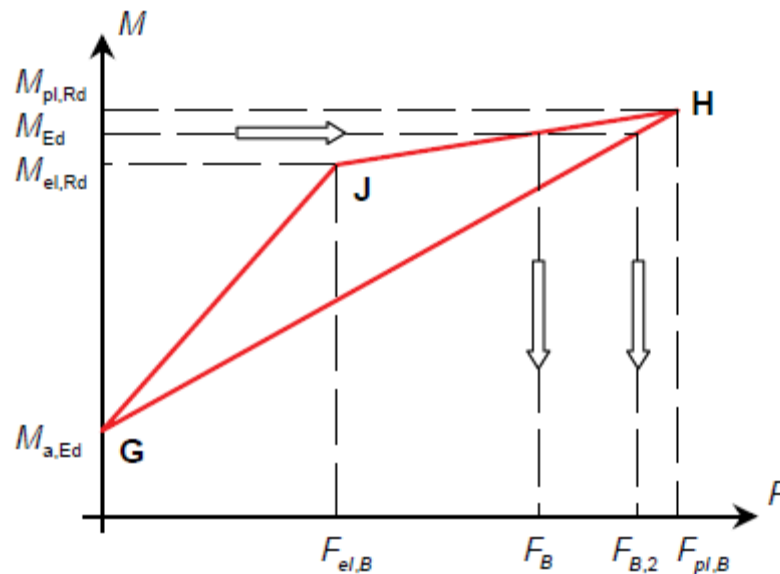
Il calcolo viene effettuato individuando, propedeuticamente, la regione entro la quale le sezioni attingono alle proprie risorse extra-elastiche. Tale regione (simmetrica nel caso in esame), è schematicamente rappresentata dai due punti di boundary A e C e dal punto di minimo momento (mezzeria) indicati nello schema seguente. I punti di boundary sono individuate dalle sezioni nelle quali la massima tensione è pari allo snervamento del materiale.



La verifica è di tipo "globale", e comprende la valutazione dello scorrimento in maniera diretta, mediante considerazioni di equilibrio del concio dei concio di soletta compresi tra la boundary ed il punto di minimo momento (concio di soletta compreso tra A e B e concio di soletta compreso tra B e C).

L'azione assiale insistente ai confini della zona plastica (punti A / B) è pari all'integrale delle tensioni rilevate lungo la soletta in calcestruzzo; a tale azione va aggiunta l'effetto del ritiro primario.

L'azione assiale N_B è la risultante delle azioni in soletta, da valutarsi con riferimento all'effettivo stato, parzialmente "plastico" della sezione. Per il calcolo, si fa riferimento ai criteri di "non linear resistance to bending" contenuti in EN 1994-2 cap. 6.2.1.4.(6), con l'ausilio della costruzione riportata nel diagramma seguente, che riporta in un sistema d'assi M/N, i possibili stati della sezione di minimo momento flettente.



Si indica con:

- $M_{a,Ed}$ momento flettente agente sulla sola trave metallica
- $M_{el,Rd}$ momento flettente elastico
- M_{Ed} momento flettente di progetto
- $M_{pl,Rd}$ momento plastico della sezione
- $F_{el,B}$ azione assiale agente nella soletta, al raggiungimento del momento elastico (N_B)

Il diagramma è caratterizzato dai seguenti punti notevoli:

- G punto corrispondente al momento flettente della trave in fase 1
- H punto che individua il raggiungimento dello stato plastico della sezione, caratterizzato da $M_{pl,Rd}$ ed $F_{pl,B}$ (azione assiale plastica in soletta).
- J punto corrispondente allo yielding del prima fibra della sezione, caratterizzato da $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$ (risultante tensioni in soletta sotto l'azione di $M_{el,Rd}$).

Come si nota dal diagramma, l'effettiva azione assiale F_B insistente in soletta nel reale stato della sezione è rappresentato dalla linea verticale che interseca la retta JH all'ordinata corrispondente al momento di progetto M_{Ed} . In alternativa, operando in maniera semplificata, risulta possibile stabilire un limite superiore a N_B , intercettando direttamente la retta GH.

Si segue l'approccio "rigoroso" che, pur comportando la necessità di valutare $M_{el,Rd}$, comporta una stima più accurata di N_B .

Per il calcolo di $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$, viene valutato il fattore "k" (≤ 1) che, applicato al momento flettente agente sulla sezione composta $M_{c,Ed}$ (derivante da fase 2 e fase 3) comporta un quadro tensionale al limite di snervamento, e che implica pertanto l'espressione:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed}$$

Si avrà pertanto, con riferimento alle fibre estreme della sezione:

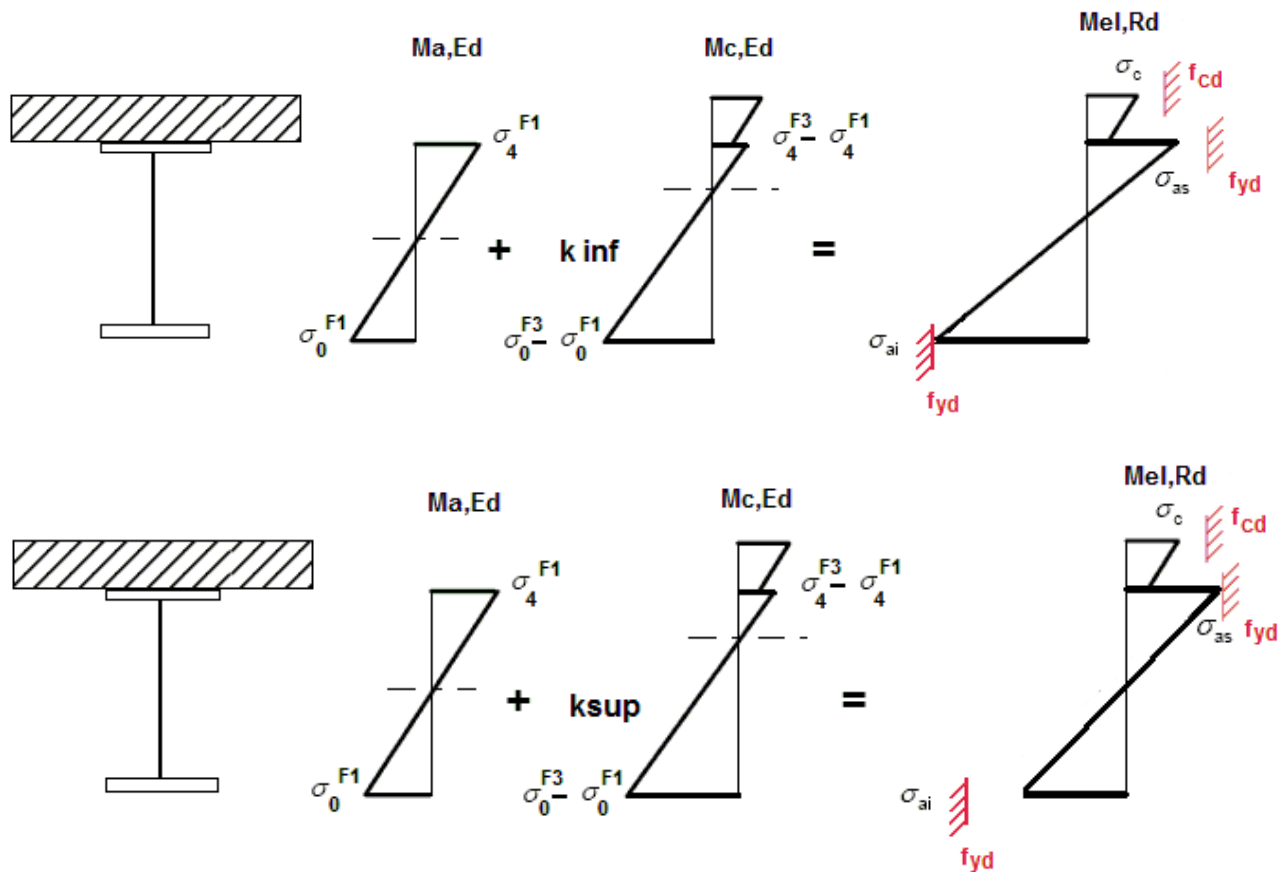
$$k = f_{yd} - \sigma_{if1} / \Delta\sigma_i$$

$i = 1$ o 4 (lembo inferiore/superiore trave metallica)

σ_{if1} = tensione alla fibra "i" della sezione in fase 1

$\Delta\sigma_i$ = variazione di tensione alla fibra "i" tra la fase 3 e la fase 1

Si utilizza uno dei due schemi di calcolo riportati nelle figure sottostanti, a seconda che la tensione di snervamento sia stata superata nella fibra inferiore oppure in quella superiore.



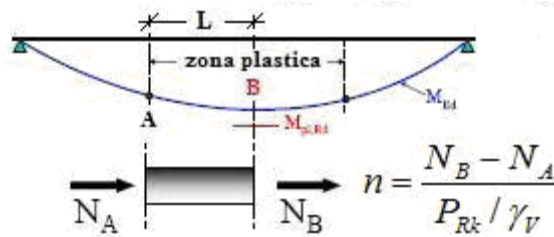
Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente k risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico.

Nota k è immediato valutare $M_{el,Ed}$ e la corrispondente azione assiale di soletta, tramite integrazione delle tensioni:

$$N_{el,Ed} = k \cdot (\sigma_5 + \sigma_8) / 2 \cdot A_{soletta}$$

Essendo σ_5 e σ_8 le tensioni normali nella soletta in fase 3, calcolate a partire da $M_{el,Ed}$.

Il numero di pioli necessario nella zona plastica è infine calcolabile, con riferimento allo schema ed alla formula seguente.



Verifica tensioni S.L.E.

Deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio allo S.L.E. sul singolo piolo, nell'ambito delle condizioni M_{max}/M_{min} , V_{max}/V_{min} , e confronto con la portanza del piolo allo S.L.E..

Il criterio di confronto dello scorrimento con la portanza della piolatura è identico a quello visto per la verifica delle tensioni S.L.U., con ovvia sostituzione delle grandezze.

$$v_{L,Ed}^{SLS}(x) \leq N_i/l_i \cdot (k_s P_{Rd})$$

Verifica concentrazione scorrimenti per effetto del ritiro nelle zone di estremità trave

L'ammontare delle azioni di scorrimento per ritiro nelle zone di coda verrà affidato per intero ai pioli. Vengono pertanto riassunte le caratteristiche della piolatura assunta in corrispondenza delle zone di coda.

d [mm]	h [mm]	α	n°/m	f_{cu} [N/mm ²]	γ_v	f_{ck} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]
19	225	1	25	450	1.25	35	34077

Tabella 1 – Riepilogo dati pioli

Le resistenze del singolo elemento di connessione sono così calcolate (cfr. EN 1994-2, 6.6.3.1.(1)):

$$P_{Rk1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi d^2 / 4 = 0.8 \cdot 450 \text{ N/mm}^2 \cdot \pi (19 \text{ mm})^2 / 4 = 102070.3 \text{ N} \quad \text{rottura gambo}$$

$$P_{Rk2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{1/2} = 0.29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot (35 \cdot 34077)^{1/2} = 114332.5 \text{ N} \quad \text{rottura calcestruzzo}$$

Discende pertanto il valore di progetto della resistenza ultima, dal minimo dei valori riscontrati diviso per il coefficiente di sicurezza:

$$P_{Rd2} = \min(P_{Rk1}; P_{Rk2}) / \gamma_V = 81656 \text{ N}$$

Il flusso di taglio derivante dal ritiro è calcolato come:

$$v_{L,Ed}(x) = -2 \cdot N_c / b_{eff} = -2 \cdot 3.45 \cdot 10^6 / 3350 = 2061 \text{ N/mm}$$

Il numero minimo di pioli da prevedere è pertanto:

$$n_{min,ritiro} = v_{L,Ed} / P_{Rd} = 2061 \cdot 10^3 / 81656 = 25.24$$

Considerando che tale numero minimo è riferito alla sola azione di ritiro e che gli altri carichi sollecitanti contribuiscono a ridurre tale azione assiale, si ritiene sufficiente l'assunzione di n. 25 pioli/m per le zone di estremità.

7.5.2 Caratteristiche piolatura corrente

Per la trave in esame, si prevede l'adozione delle seguenti tipologie di piolatura:

Piolatura tipo 1 - concio tipo E: n. 25 pioli/m

Piolatura tipo 2 - conci tipo D-A-B: n. 20 pioli/m

Piolatura tipo 3 - conci tipo C: n. 15 pioli/m

Si adottano pioli $\varnothing 19$ con altezza massima pari a 225 mm.

I valori di riferimento nell'ambito delle verifiche S.L.U. e S.L.E. sono pertanto i seguenti:

$$P_{Rd,SLU} = 102.1 \text{ kN}$$

Ponendo $k_s = 0.75$, conformemente a quanto previsto dal N.A.D. di EN 1994-2 (cfr. Istruzioni della NTC-08) si ha

$$P_{Rd,S.L.E.} = 0.6 \cdot 102.1 = 61.3 \text{ kN}$$

7.5.3 Detailing

Per i limiti dimensionali da rispettare nel detailing delle piolature si fa riferimento ai contenuti di NTC-08 cap. 4.3.4.3.4/EN 1994-2 cap. 6.6.5.. Di seguito si evidenzia il riferimento specifico a quest'ultimo testo normativo, più puntuale.

Il massimo interasse longitudinale delle piolature dovrà rispettare le seguenti limitazioni (EN1994-2 6.6.5.5(2)):

$$e_{max}/t_f \leq 22 \varepsilon$$

$$e_{max}/t_f \leq 22 \cdot 0.81 = 17.9$$

Essendo $t_{fmax} = 25 \text{ mm}$ (conci E-D-B-C) e $t_{fmax} = 60 \text{ mm}$ (concio A), ne consegue:

$$e_{max} = 447 \text{ mm} \quad (\text{conci E-D-B-C})$$

$$e_{max} = 1074 \text{ mm} \quad (\text{concio A})$$

La distanza delle file longitudinali di pioli dal bordo dovrà rispettare le seguenti limitazioni (EN1994-2 6.6.5.5(2)):

$$e_d/t_f \leq 9 \varepsilon$$

$$e_d/t_f \leq 9 \cdot 0.81 = 7.29$$

Pertanto:

$$e_{d,max} = 7.29 \cdot 25 = 182.2 \text{ mm} \quad (\text{conci E-D-B-C})$$

$$e_{d,max} = 7.29 \cdot 60 = 437.4 \text{ mm} \quad (\text{concio A})$$

Inoltre:

$$e_{d,\min} = 25.0 \text{ mm} \quad (1994-2 \text{ 6.6.5.6(2)})$$

La minima distanza misurata tra la parte inferiore della testa del piolo e lo strato inferiore di armatura dovrà essere $> 40 \text{ mm}$.

I pioli dovranno rispettare le seguenti limitazioni dimensionali:

$$h_p \geq 3d \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(1)} \quad h_p = \text{altezza piolo}$$

$$d_t \geq 1.5d \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(2)} \quad d_t = \text{diametro testa}$$

$$h_t \geq 0.4d \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(2)} \quad h_t = \text{altezza testa}$$

$$d_p \geq 1.5t_{\text{sup}} \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(3)} \quad d_p = \text{diam. piolo, } t_{\text{sup}} = \text{spessore flangia (*)}$$

(*) per piattabande in tensione, soggette a fatica

$$d_p \geq 2.5t_{\text{sup}} \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(5)} \quad d_p = \text{diam. piolo, } t_{\text{sup}} = \text{spessore flangia (**)}$$

(**) per tutte le piattabande

$$d_p \geq 1.5t_{\text{sup}} \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(3)} \quad d_p = \text{diam. piolo, } t_{\text{sup}} = \text{spessore flangia}$$

L'interasse dei pioli dovrà rispettare le seguenti limitazioni dimensionali (EN1994-2 6.6.5.7.(4)):

$$s_{lg} \geq 5 d_p \quad \text{in direzione longitudinale}$$

$$s_{tv} \geq 2.5 d_p \quad \text{in direzione trasversale}$$

Nel rispetto delle limitazioni dimensionali esposte, per le tipologie previste di piolatura, la disposizione sulla piattabanda verrà organizzata come segue.

$$e_d = 60.0 \text{ mm} \quad \text{distanza dell'asse piolo dal bordo libero}$$

Per la **piolatura tipo 1** (25 pioli/m) si prevede:

$$s_{lg} = 200.0 \text{ mm}$$

$$s_{tv} = (600 - 2 \cdot 60) / 4 = 120 \text{ mm}$$

Per la **piolatura tipo 2** (20 pioli/m) si prevedono i seguenti interassi:

$$s_{lg} = 200.0 \text{ mm}$$

$$s_{tv} = (600 - 2 \cdot 60) / 3 = 160 \text{ mm}$$

Per la **piolatura tipo 3** (15 pioli/m) si prevedono i seguenti interassi:

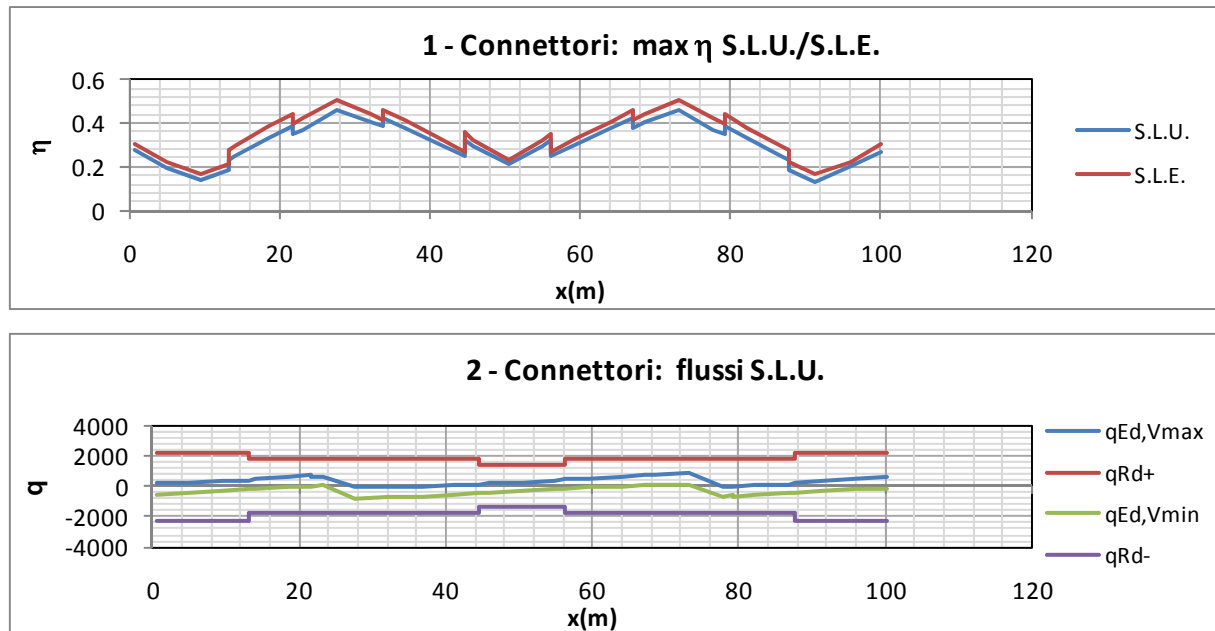
$$s_{lg} = 200.0 \text{ mm}$$

$$s_{tv} = (600 - 2 \cdot 60) / 2 = 240 \text{ mm}$$

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

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 ($M_{\max/\min}$ e $V_{\max/\min}$).

I diagrammi seguenti riportano l'andamento del rapporto di sfruttamento dei connettori allo S.L.U. ed allo S.L.E. e l'andamento dei flussi di taglio S.L.U. massimi e minimi (q_{Ed}) insistenti sui connettori (valori in N/m), rapportati alle rispettive capacità (q_{Rd}).



7.6 Verifiche a fatica

7.6.1 Generalità

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo dei coefficienti λ , associato al veicolo a fatica FLM3 (EN 1993-2 cap. 9/istr. NTC-08, cap. 4.2.4.1.4.6.3.).

In estrema sintesi, il metodo consiste nell'estrazione, per i vari punti di interesse, del range di sforzi $\Delta\sigma_p$ dovuto al singolo transito di uno specifico modello di carico (FLM3), da calibrarsi opportunamente mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, in modo da fornire il medesimo impatto del traffico reale.

Si ha pertanto:

$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,\max} - \sigma_{p,\min}|$ ampiezza escursione tensioni, valutata dalla combinazione di progetto a fatica (comp. non ciclica + comp. ciclica da FLM3).

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Delta\sigma_p$ ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per 2E6 cicli

con:

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4$ fattore equivalente di danno

Verifica:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

In ottemperanza a quanto previsto dalle istruzioni e dal N.A.D. e nell'ottica del concetto "safe life", si pone:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

Si pone inoltre, per lo specifico caso:

$$\gamma_{Mf} = 1.35 \quad \text{alta conseguenza a seguito della rottura del dettaglio (fail safe)}$$

$$\gamma_{Mf} = 1.15 \quad \text{bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio (non fail safe)}$$

Tutti i dettagli vengono ascritti alla categoria fail safe ad eccezione dei pioli.

7.6.2 Coefficienti λ

Il valore dei coefficienti $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 cap. 6.8.6.2 rispettivamente per i dettagli di carpenteria e per le piolature (in quest'ultimo caso i coefficienti λ verranno indicati con il pedice aggiuntivo "v").

Per l'individuazione delle caratteristiche distintive la tipologia di traffico ed il modello di carico, si fa riferimento a EN 1991-2 cap. 4.6 (NTC-08, cap. 5).

Con riferimento alla tabella seguente, tratta da EN 1991-2, cap. 4.6.1.(3), si assume, in mancanza di dettagli più puntuali, che la strada ospitata dalla struttura in esame sia di categoria 1 (alta densità di traffico).

Table 4.5(n) - Indicative number of heavy vehicles expected per year and per slow lane

Traffic categories		N_{obs} per year and per slow lane
1	Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries	$2,0 \times 10^6$
2	Roads and motorways with medium flow rates of lorries	$0,5 \times 10^6$
3	Main roads with low flow rates of lorries	$0,125 \times 10^6$
4	Local roads with low flow rates of lorries	$0,05 \times 10^6$

coefficiente $\lambda_1 - \lambda_{v1}$

Il coefficiente λ_1 dipende dalla lunghezza e tipologia della linea di influenza.

Per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), viene dedotto dai grafici di seguito riportati, rispettivamente per la zona di centro campata (conci B, C, D, E) e per la zona di semplice appoggio (concio A), con riferimento alle luci dell'opera: $L = 27.00$ m per le campate laterali e $L = 45.50$ m per la campata centrale (cfr. EN 1993-2 cap. 9.5.2.(2)).

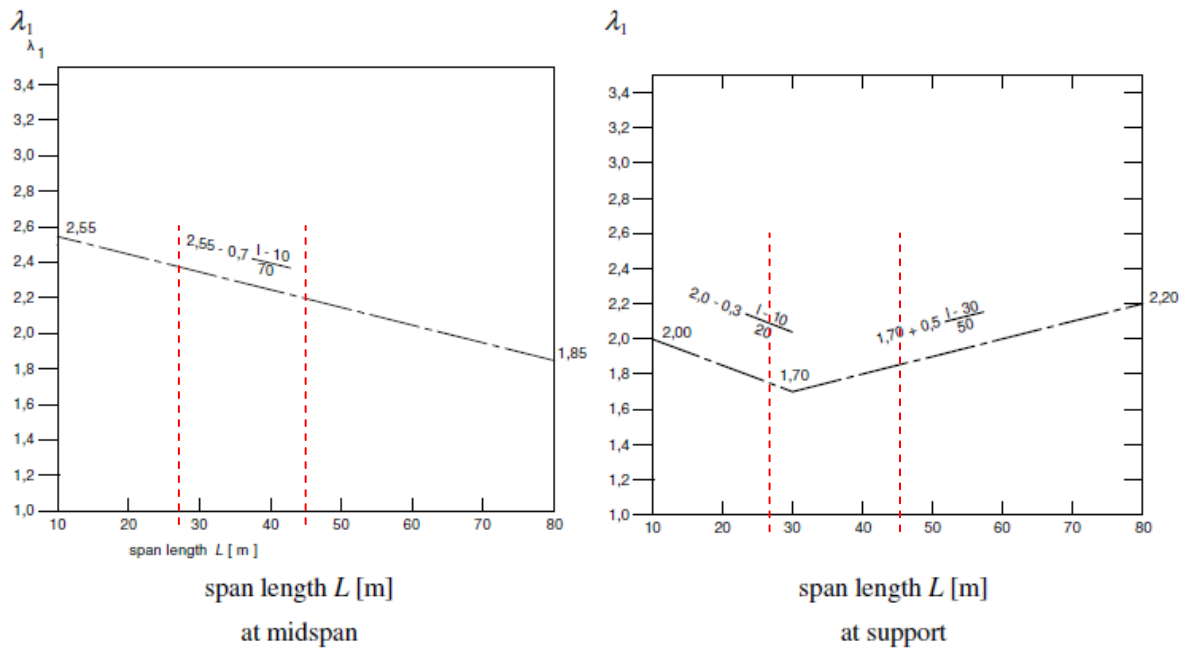


Figure 9.5: λ_1 for moments for road bridges

Per interpolazione, si ha pertanto:

$\lambda_1 = 1.855$ conci A (all'appoggio)

$\lambda_1 = 2.38$ conci D, E (in mezzeria)

$\lambda_1 = 2.195$ conci B, C (in mezzeria)

Per la verifica del sistema di connessione (pioli), con riferimento a EN 1994-2, cap. 6.8.6.2(4), si ha invece (valore valido per tutte le sezioni):

$$\lambda_1 = \lambda_{v1} = 1.55$$

coefficiente $\lambda_2 - \lambda_{v2}$

Il coefficiente λ_2 dipende dalla tipologia e dal volume di traffico.

Per l'assessment dei dettagli di carpenteria, si fa riferimento a EN 1993-2 cap. 9.5.2.(3). il coefficiente λ_2 viene determinato in funzione del flusso atteso di veicoli pesanti (N_{Obs}), e dal peso medio degli stessi Q_{m1} , tramite la relazione (*):

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5}$$

Con:

$N_{Obs} = 0.5 \cdot 10^6$ flusso medio veicoli pesanti/anno (strada cat 1 - cfr. tab. precedente)

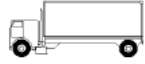

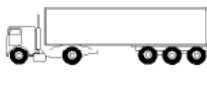
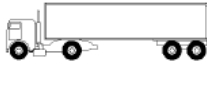

$N_0 = 0.5 \cdot 10^6$ flusso di riferimento

Q_{m1} peso medio dei veicoli, dedotto secondo la composizione di traffico dei "frequent lorries" per strade di collegamento tipo "long distance" (ip. cautelativa), e valutato secondo la seguente relazione:

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

Per la i valori di Q_i e n_i si adotta la tabella 4.7 di EN 1991-2 cap. 4.6.5.(1), equivalente alla tabella contenuta in NTC-08 cap. 5, e di seguito riportata.

Table 4.7 - Set of equivalent lorries

VEHICLE TYPE			TRAFFIC TYPE			
1	2	3	4	5	6	7
			Long distance	Medium distance	Local traffic	
LORRY	Axle spacing (m)	Equivalent axle loads (kN)	Lorry percentage	Lorry percentage	Lorry percentage	Wheel type
	4,5	70 130	20,0	40,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C

Si ottiene pertanto: $\lambda_2 = 0.928$

Per la verifica dei connettori, si adotta quanto previsto in EN 1994-2 6.8.6.2.(4), sostituendo l'esponente 1/5 con 1/8 nelle relazioni precedentemente esposte.

Si ha pertanto: $\lambda_{v2} = 0.953$

coefficiente $\lambda_3 - \lambda_{v3}$

Il coefficiente λ_3 dipende dalla vita di progetto della struttura.

Per i dettagli di carpenteria, con riferimento a EN 1993-2 cap. 9.5.2.(5), mediante la relazione:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5}$$

t_{Ld} = vita di progetto prevista.

Si ottengono pertanto i valori tabellari indicati di seguito.

Table 9.2: λ_3

Design life in years	50	60	70	80	90	100	120
Factor λ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

Per la vita di progetto si considera in prima battuta il valore raccomandato di 100 anni, ribadito anche dal N.A.D., ottenendo:

$$\lambda_3 = 1.00$$

Per la verifica dei connettori, la sostituzione dell'esponente 1/5 con 1/8 porta in questo caso al medesimo valore:

$$\lambda_{v3} = 1.00$$

coefficiente $\lambda_4 - \lambda_{v4}$

Il coefficiente λ_4 dipende dall'organizzazione delle corsie di carico in direzione trasversale, e dalla loro posizione relativa sulla linea di influenza trasversale di ciascuna trave.

La formulazione, tratta da EN 1993-2 cap. 9.5.3.(6), prevede:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5}$$

Nel caso in esame (doppio senso di marcia) si ha:

$k = 2$ numero corsia

$N_1 = N_2$ numero di veicoli viaggianti su ciascuna corsia

$Q_{m1} = Q_{m2}$ peso medio veicoli viaggianti sulle due corsie

$\eta_1 = \frac{1}{2} - e_1/b = \frac{1}{2} + 5.1/6.8 = 1.25$ intensità carico l.d.i. carico verticale su trave esterna lane 1

$\eta_2 = \frac{1}{2} - e_2/b = \frac{1}{2} - 5.1/6.8 = -0.25$ intensità carico l.d.i. carico verticale su trave esterna lane 2

Pertanto, su ambedue le travi, si ha:

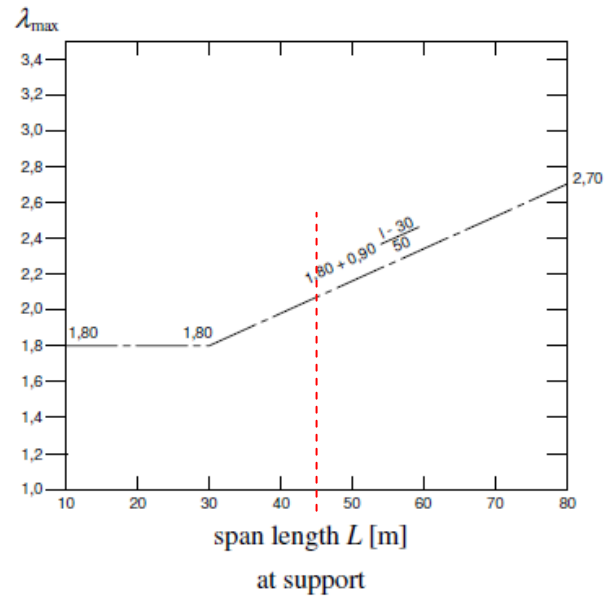
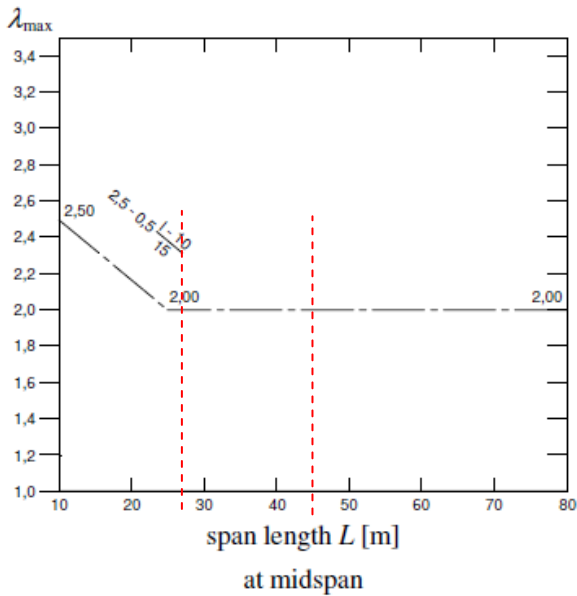
$$\lambda_4 = (1 + (-0.25/1.25)^5)^{(1/5)} \cong 1$$

Per la verifica delle piolature, a seguito della sostituzione dell'esponente 5 con 8, si ottiene univocamente:

$$\lambda_{v4} = (1 + (-0.25/1.25)^5)^{(1/8)} \cong 1$$

coefficiente $\lambda - \lambda_v$

Il fattore equivalente di danno è limitato superiormente da fattore λ_{max} , da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9.5.2.(7) in funzione della posizione della sezione verificata e della luce del ponte, con riferimento ai grafici estratti dalla norma, riportati di seguito.



Per $L = 45.80$ m, si ha pertanto:

$\lambda_{\max} = 2.08$ sezioni si appoggio

$\lambda_{\max} = 2.00$ sezioni in campata

Con riferimento ai fattori parziali calcolati poco sopra, si ha pertanto:

$\lambda = 1.855 \cdot 0.928 \cdot 1 \cdot 1 = 1.721$ per i conci tipo A (estremità)

si utilizza pertanto $\lambda = \lambda_{\max} = 2.08$

$\lambda = 2.38 \cdot 0.928 \cdot 1 \cdot 1 = 2.208$ per i conci B, C, D, E (zona mezzeria)

si utilizza pertanto $\lambda = \lambda_{\max} = 2.00$

Per la verifica delle piolature si adotta univocamente:

$\lambda_v = 1.55 \cdot 0.953 \cdot 1 \cdot 1 = 1.477$

7.6.3 Amplificazione dinamica

Con riferimento a quanto previsto in EN 1991-2, il fattore di amplificazione dinamica è già incluso nella calibrazione del modello di carico FLM3.

Come indicato dalla norma si considera il fattore di impatto per le zone in prossimità dei giunti secondo i criteri indicati al cap. 4.6.1.(6), funzione della distanza dal giunto stesso:

$$\Phi = 1.3(1-D/26)$$

Essendo $D < 6$ m la distanza dal giunto.

7.6.4 Dettagli e Coefficienti di sicurezza

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:	125/5	tab. 8.1 EN 1993-1-9
Saldatura composizione anima-piatt.	categoria/dettaglio:	125/1	tab. 8.2 EN 1993-1-9
Saldatura di testa piatt inf. e sup.	categoria/dettaglio:	90/6(*)	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

Per la verifica a fatica delle **piolature** si seguono i criteri generali contenuti in EN 1994-2. Vengono presi in esame i seguenti dettagli (EN 1993-1-9- cap. 8.):

Saldatura piolo - rottura piatt.	categoria/dettaglio:	80/9 (*)	tab. 8.4 EN 1993-1-9
Saldatura piolo - rottura piolo	categoria/dettaglio:	90/10	

Il ciclo di verifica segue quanto previsto in EN 1994-2 cap. 6.8.7.2.(2), comprendendo la verifica separata per rottura del piolo e per rottura della piattabanda.

Per le piattabande in tensione si tiene conto dell'interazione dei due fenomeni, sfruttando la relazione:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1.0 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.0$$

Per tutti i dettagli, nell'ambito dell'approccio "safe life", si adatteranno i seguenti coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{Mf} = 1.35$ per tutti i dettagli di carpenteria

$\gamma_{Mf} = 1.15$ per la rottura del piolo

7.6.5 Sintesi verifiche

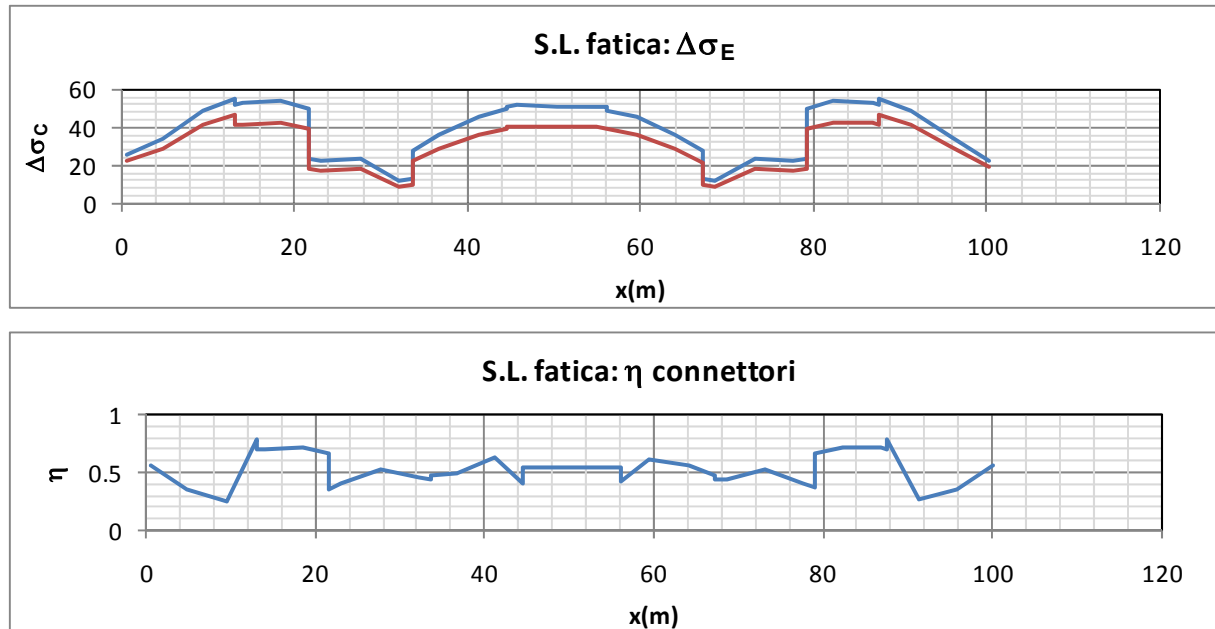
L'ampiezza dei $\Delta\sigma_p$ di tensione viene calcolata sulla base di σ_{max} e σ_{min} derivanti dalla combinazione di carico a fatica, elaborata con riferimento a EN 1992-1-1 cap. 6.8.3.(2), che prevede la sovrapposizione della componente "non ciclica" delle sollecitazioni, derivata dalla combinazione S.L.E. frequente, con la componente "ciclica", derivata dall'involuppo delle sollecitazioni dovute al transito del veicolo FLM3.

Le verifiche vengono effettuate in automatico dal programma Ponti EC4, per tutte le sezioni di verifica.

Relativamente alle sollecitazioni di input, il programma gestisce in automatico le sollecitazioni derivanti dalla combinazione S.L.E. frequente, elaborata come d'uso per $M_{max/min}$ e $V_{max/min}$, sovrapponendole alle sollecitazioni derivanti dall'involuppo per $M_{max/min}$ $V_{max/min}$ derivanti dal transito di FLM3, con l'obiettivo di estrarre il massimo valore di ampiezza di $\Delta\sigma_p$. Il programma procede quindi al calcolo del range "caratteristico" $\Delta\sigma_E$, tramite applicazione dei coefficienti λ , ed al confronto del valore calcolato con i $\Delta\sigma_c$.

tabellari, opportunamente modificati mediante l'applicazione del size effect k_s , quando rilevante, e del coefficiente di sicurezza γ_{Mf} .

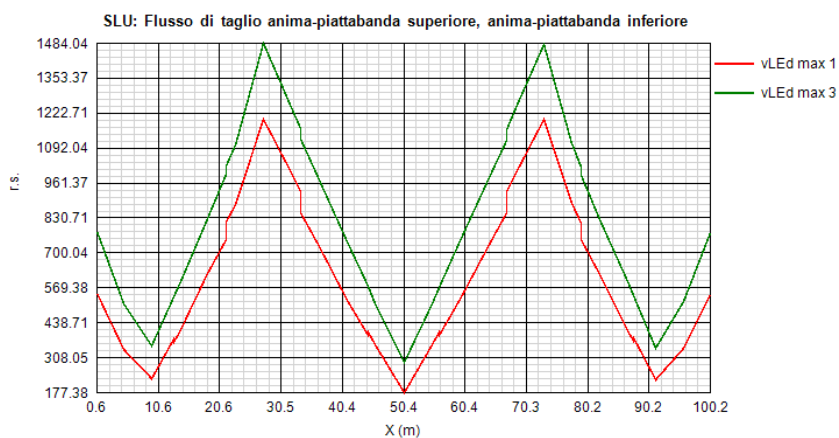
Di seguito si riporta l'ampiezza dei $\Delta\sigma_p$ e risp. $\Delta\sigma_E$ rilevati in corrispondenza della piattabanda inferiore e superiore di ciascun concio.



È immediato notare il soddisfacimento delle verifiche nell'ambito dei singoli dettagli strutturali.

7.7 Dimensionamento saldature di composizione

Si verificano le minime dimensioni da assegnare ai cordoni di composizione anima/piattabanda. Il flusso di taglio tra anima e piattabanda superiore ed inferiore è riportato nel grafico seguente.



X (m)	vLEd max 1 (N/mm)	vLEd max 3 (N/mm)	Sezione
0.65	548	781	E_S1
4.90	338	510	E_S2
9.45	231	351	E_S3
13.15	380	536	E_S4
13.15	366	536	D_S5
14.00	403	585	D_S6
18.55	623	830	D_S7
21.65	751	993	D_S8
21.65	815	1'027	A_S9
23.10	881	1'105	A_S10
27.65	1'202	1'484	A_S11
32.20	998	1'244	A_S12
33.65	931	1'165	A_S13
33.65	850	1'124	B_S14
36.75	723	974	B_S15
41.30	524	742	B_S16
44.65	392	574	B_S17
44.65	406	573	C_S18
45.85	356	510	C_S19
50.40	177	290	C_S20
54.95	355	508	C_S21
56.15	405	571	C_S22
56.15	391	572	B_S23
59.50	525	744	B_S24
64.05	723	971	B_S25
67.15	849	1'121	B_S26
67.15	929	1'162	A_S27
68.60	998	1'245	A_S28
73.15	1'200	1'482	A_S29
77.70	884	1'109	A_S30
79.15	812	1'023	A_S31
79.15	749	989	D_S32
82.25	620	826	D_S33
86.80	407	591	D_S34
87.65	369	541	D_S35
87.65	383	540	E_S36
91.35	226	343	E_S37
95.90	342	517	E_S38
100.15	544	774	E_S39

Lo scorrimento complessivo risulta pertanto, come indicato:

Il criterio di resistenza è fornito da EN 1993-1-8 cap. 4.5.3/NTC-08 cap. 4.2.8.2, e risulta:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad \text{and} \quad \sigma_{\perp} \leq 0.9 f_u / \gamma_{M2}$$

Con:

$\beta_w = 0.9$ fattore di correlazione (tab. 4.1 En 1993-1-8)

$\gamma_{M2} = 1.25$

$f_u = 510.0$ Mpa

Essendo il cordone assoggettato a sole tensioni $\tau_{//}$, risulta indifferente la posizione di riferimento del piano considerato rispetto alla sezione di gola, pertanto si ottiene:

$$f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{m2}) = 453.33 \text{ MPa}$$

Con riferimento, pertanto ai massimi scorrimenti rilevati sulle varie tipologie di concio, si rileva pertanto la minima ampiezza dei cordoni da garantire di volta in volta:

$$a_{\min} = \text{Flusso [N/mm]} / \{1/3^{0.5} \cdot 2 \cdot [f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{m2})]\}$$

conci A

$$a_{\min} = 1'484.0 / (1/\sqrt{3} \cdot 2 \cdot 453.33) = 2.84 \text{ mm} \quad \text{gola}$$

$$b_{\min} = a_{\min} / \cos 45^\circ = 4.01 \text{ mm} \quad \text{lato}$$

conci B

$$a_{\min} = 1'123.9 / (1/\sqrt{3} \cdot 2 \cdot 453.33) = 2.15 \text{ mm} \quad \text{gola}$$

$$b_{\min} = a_{\min} / \cos 45^\circ = 3.04 \text{ mm} \quad \text{lato}$$

conci C

$$a_{\min} = 573.3 / (1/\sqrt{3} \cdot 2 \cdot 453.33) = 1.10 \text{ mm} \quad \text{gola}$$

$$b_{\min} = a_{\min} / \cos 45^\circ = 1.55 \text{ mm} \quad \text{lato}$$

conci D

$$a_{\min} = 993.4 / (1/\sqrt{3} \cdot 2 \cdot 453.33) = 1.90 \text{ mm} \quad \text{gola}$$

$$b_{\min} = a_{\min} / \cos 45^\circ = 2.68 \text{ mm} \quad \text{lato}$$

conci E

$$a_{\min} = 781.4 / (1/\sqrt{3} \cdot 2 \cdot 453.33) = 1.49 \text{ mm} \quad \text{gola}$$

$$b_{\min} = a_{\min} / \cos 45^\circ = 2.11 \text{ mm} \quad \text{lato}$$

8. Fessurazione soletta in c.a. in direzione longitudinale

Si esegue la verifica a fessurazione della soletta, per effetto della statica globale longitudinale.

8.1 Metodologia di verifica

La massima ampiezza di progetto per le fessure viene assunta pari a:

$$w_k = 0.20 \text{ mm.}$$

Per le verifiche nei confronti dello S.L. di fessurazione si seguono in criteri proposti da EN-1994-2.

L'esame dello S.L. prevede i seguenti passi:

- Verifica presenza minimi quantitativi di armatura (EN 1994-2 cap. 7.4.2.):

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

- Controllo dell'ampiezza delle fessure per effetto dei carichi indiretti (EN 1994-2 cap. 7.4.2.):

verifica eseguita per le sezioni in cui la tensione di trazione nel calcestruzzo per effetto della combinazione S.L.E. caratteristica supera il valore $2 f_{ctm}$. Essa consiste nel confronto della tensione nelle armature per carichi indiretti σ_s con quella di riferimento prevista nelle tabelle 7.1/7.2 di EN 1994-2 (tab. C.4.1.II/C.4.1.III delle Istruzioni NTC-08), in funzione del diametro/passo delle barre e dell'ampiezza di fessura limite, e che di seguito vengono riportate.

Table 7.1: Maximum bar diameters for high bond bars

Steel stress σ_s (N/mm ²)	Maximum bar diameter ϕ^s (mm) for design crack width w_k		
	$w_k=0.4\text{mm}$	$w_k=0.3\text{mm}$	$w_k=0.2\text{mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Table 7.2 Maximum bar spacing for high bond bars

Steel stress σ_s (N/mm ²)	Maximum bar spacing (mm) for design crack width w_k		
	$w_k=0.4\text{mm}$	$w_k=0.3\text{mm}$	$w_k=0.2\text{mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

La tensione per carichi indiretti viene valutata con riferimento alla medesima formula impiegata per la deduzione del minimo quantitativo di armatura, riformulata nel seguente modo:

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

- controllo dell'ampiezza delle fessure per effetto dei carichi indiretti (EN 1994-2 cap. 7.4.3.):

viene confrontata la tensione nell'acciaio per la combinazione di carico S.L.E. frequente, incrementata del contributo del tension stiffening con il valore limite tabellare riferito all'effettivo diametro/passo delle armature ricavato dalle tabelle 7.1/7.2 del medesimo capitolo EN.

8.2 Sintesi dei risultati

Le verifiche vengono effettuate in automatico dal programma PontiEC4. La sintesi dei calcoli e dei risultati della verifica è riportata di seguito, in forma tabellare, per ciascuna sezione di verifica. L'esito finale delle verifiche è riscontrabile nell'ultima colonna più a destra della seconda tabella relativa a ciascun gruppo di sezioni.

Tab. I

Sezione	z0	f3	kc	Act	As,min	As,reale	Ver. (As min)	ϕ_{max}/ρ_{max}	σ_c rara	Stato
E_S1	275	1	1027000.00	5275.00	6535.00	SI	16\200	0.82	Non Fess.	
E_S2	272	1	1042168.00	5353.00	6631.00	SI	16\200	1.51	Non Fess.	
E_S3	269	1	1058600.00	5437.00	6736.00	SI	16\200	2.32	Non Fess.	
E_S4	269	1	1058600.00	5437.00	6736.00	SI	16\200	3.23	Non Fess.	
E_S36	269	1	1058600.00	5437.00	6736.00	SI	16\200	3.23	Non Fess.	
E_S37	269	1	1058600.00	5437.00	6736.00	SI	16\200	2.32	Non Fess.	
E_S38	272	1	1042168.00	5353.00	6631.00	SI	16\200	1.51	Non Fess.	
E_S39	275	1	1027000.00	5275.00	6535.00	SI	16\200	0.76	Non Fess.	
D_S5	276	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	3.29	Non Fess.	
D_S6	276	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	3.50	Non Fess.	
D_S7	276	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	4.79	Non Fess.	
D_S8	276	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	6.01	Non Fess.	
D_S32	276	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	6.01	Non Fess.	
D_S33	276	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	4.79	Non Fess.	
D_S34	276	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	3.50	Non Fess.	
D_S35	276	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	3.29	Non Fess.	
A_S9	383	1	1058600.00	5437.00	21049.00	SI	20\100	5.37	Non Fess.	
A_S10	383	1	1058600.00	5437.00	21049.00	SI	20\100	5.77	Non Fess.	
A_S11	383	1	1058600.00	5437.00	21049.00	SI	20\100	7.51	Fess.	
A_S12	383	1	1058600.00	5437.00	21049.00	SI	20\100	5.47	Non Fess.	
A_S13	383	1	1058600.00	5437.00	21049.00	SI	20\100	4.84	Non Fess.	
A_S27	383	1	1058600.00	5437.00	21049.00	SI	20\100	4.84	Non Fess.	
A_S28	383	1	1058600.00	5437.00	21049.00	SI	20\100	5.47	Non Fess.	
A_S29	383	1	1058600.00	5437.00	21049.00	SI	20\100	7.51	Fess.	
A_S30	383	1	1058600.00	5437.00	21049.00	SI	20\100	5.78	Non Fess.	
A_S31	383	1	1058600.00	5437.00	21049.00	SI	20\100	5.37	Non Fess.	
B_S14	276	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	5.34	Non Fess.	
B_S15	276	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	4.51	Non Fess.	
B_S16	276	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	3.83	Non Fess.	
B_S17	276	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	3.51	Non Fess.	
B_S23	276	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	3.51	Non Fess.	
B_S24	276	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	3.83	Non Fess.	
B_S25	276	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	4.51	Non Fess.	
B_S26	276	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	5.34	Non Fess.	
C_S18	265	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	3.51	Non Fess.	
C_S19	265	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	3.43	Non Fess.	
C_S20	265	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	3.27	Non Fess.	
C_S21	265	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	3.43	Non Fess.	
C_S22	265	1	1058600.00	5437.00	10524.00	SI	20\200	3.51	Non Fess.	

Tab. II

Sezione	σ_s	ϕ^*	$\sigma_{am}(\phi)$	$\sigma_{am}(p)$	Ver (c. indir-)	$\sigma_{s,max}$	fr.	Tens. stiff.	$\sigma_s + \Delta\sigma$	Ver. (car. dir.)
E_S1	---	14.45	215	160	---	---	5	149	154	SI (0.71)
E_S2	---	14.45	215	160	---	---	18	148	166	SI (0.77)
E_S3	---	14.45	215	160	---	---	41	147	189	SI (0.88)
E_S4	---	14.45	215	160	---	---	66	147	214	SI (0.99)
E_S36	---	14.45	215	160	---	---	66	147	214	SI (0.99)
E_S37	---	14.45	215	160	---	---	41	147	189	SI (0.88)
E_S38	---	14.45	215	160	---	---	18	148	166	SI (0.77)
E_S39	---	14.45	215	160	---	---	3	149	152	SI (0.7)
D_S5	---	18.07	191	160	---	---	57	83	140	SI (0.74)
D_S6	---	18.07	191	160	---	---	63	83	146	SI (0.76)
D_S7	---	18.07	191	160	---	---	98	83	181	SI (0.95)
D_S8	---	18.07	191	160	---	---	127	83	210	NO (1.1)
D_S32	---	18.07	191	160	---	---	127	83	210	NO (1.1)
D_S33	---	18.07	191	160	---	---	98	83	181	SI (0.95)
D_S34	---	18.07	191	160	---	---	63	83	146	SI (0.76)
D_S35	---	18.07	191	160	---	---	57	83	140	SI (0.74)
A_S9	---	18.07	191	240	---	---	64	41	105	SI (0.44)
A_S10	---	18.07	191	240	---	---	71	41	112	SI (0.47)
A_S11	116	18.07	191	240	SI (0.61)	---	98	41	140	SI (0.58)
A_S12	---	18.07	191	240	---	---	67	41	108	SI (0.45)
A_S13	---	18.07	191	240	---	---	60	41	101	SI (0.42)
A_S27	---	18.07	191	240	---	---	60	41	101	SI (0.42)
A_S28	---	18.07	191	240	---	---	67	41	108	SI (0.45)
A_S29	116	18.07	191	240	SI (0.61)	---	98	41	140	SI (0.58)
A_S30	---	18.07	191	240	---	---	71	41	112	SI (0.47)
A_S31	---	18.07	191	240	---	---	64	41	105	SI (0.44)
B_S14	---	18.07	191	160	---	---	119	83	203	NO (1.06)
B_S15	---	18.07	191	160	---	---	97	83	180	SI (0.94)
B_S16	---	18.07	191	160	---	---	75	83	158	SI (0.83)
B_S17	---	18.07	191	160	---	---	64	83	147	SI (0.77)
B_S23	---	18.07	191	160	---	---	64	83	147	SI (0.77)
B_S24	---	18.07	191	160	---	---	75	83	158	SI (0.83)
B_S25	---	18.07	191	160	---	---	97	83	180	SI (0.94)
B_S26	---	18.07	191	160	---	---	119	83	203	NO (1.06)
C_S18	---	18.07	191	160	---	---	65	82	147	SI (0.77)
C_S19	---	18.07	191	160	---	---	62	82	144	SI (0.76)
C_S20	---	18.07	191	160	---	---	57	82	139	SI (0.73)
C_S21	---	18.07	191	160	---	---	62	82	144	SI (0.76)
C_S22	---	18.07	191	160	---	---	65	82	147	SI (0.77)

Si conferma pertanto l'armatura prevista in soletta come indicata di seguito:

concio A: Ø20/10 inferiori/superiori

concio B-C-D: Ø20/20 inferiori/superiori

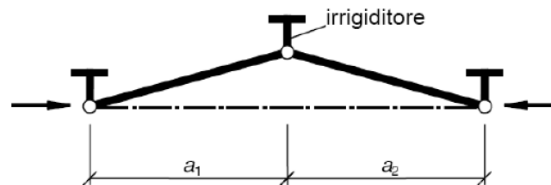
concio E: Ø16/20 inferiori/superiori

Il soddisfacimento delle verifiche a fessurazione in direzione longitudinale è garantito nelle sezioni prossime al concio A con l'estensione dell'armatura a passo fitto (ϕ 20/10) verrà per 3 m sul concio B e sul concio D.

9. Verifica irrigidenti

In questa sezione vengono verificati gli elementi di irrigidimento trasversale (transverse stiffeners).

Gli irrigidenti trasversali sono solitamente assunti come elementi rigidi, ciò consente di studiare i pannelli posti tra due stiffeners indipendentemente ovvero trascurando l'interazione che avrebbero con i pannelli adiacenti.



Sezione longitudinale

Il sistema di stiffeners verticali deve essere pertanto in grado di fornire un adeguato vincolo sufficientemente rigido nei confronti del pannello che stabilizzano, oltre a garantire il necessario ancoraggio alle bande diagonali di trazione, all'atto dell'imbozzamento dei pannelli. Le verifiche effettuate, condotte in accordo con EN1993-1-5 (cfr. Istruzioni delle NTC-08 cap. 4.2.4.1.3.4), comprendono:

- stabilità flesso torsionale
- rigidità flessionale
- resistenza

Le tre verifiche verranno effettuate, in generale, trascurando il vincolo intermedio offerto dal traverso, e considerando l'elemento stiffener come una "colonna" incernierata alle estremità.

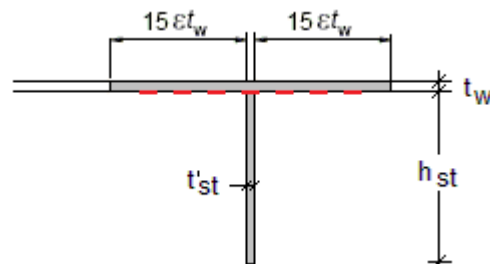
Nell'ambito della verifica di resistenza, mediante analisi separata, si considera anche l'adeguatezza del sistema composto da stiffeners e traversa metallica nei riguardi della stabilizzazione delle piattabande inferiori compresse, ai fini della stabilità flesso torsionale delle travi.

9.1 Irrigidenti intermedi

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche e di materiale necessarie alle seguenti verifiche:

Materiali

$f_y =$	355	N/mm ²
$E_a =$	210000	N/mm ²
$\nu =$	0.3	
$G =$	80769	N/mm ²
$\varepsilon =$	0.814	
$\gamma_{M1} =$	1	



Geometria

$a =$	4050	mm	interasse fra stiff. verticali
$t_w =$	20	mm	spessore minimo anima
$h_w =$	1735	mm	altezza massima anima
$h_{st} =$	300	mm	
$t'_{st} =$	25	mm	
$b = 2 \cdot 15 \cdot \varepsilon \cdot t_w + t'_{st} =$	513	mm	

9.1.1 Stabilità flessione torsionale

Relativamente alle problematiche connesse con la stabilità nei confronti del buckling torsionale, si considera quanto proposto in EN 1993-1-5 (8):

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \frac{f_y}{E}$$

dove I_t e I_p sono rispettivamente l'inerzia polare (attorno all'asse vincolato) e l'inerzia torsionale del piatto.

Si ha pertanto:

Torsional buckling (Vertical/Horizontal stiffner)

EN1993-1-5, 9.2.1(8)

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \frac{f_y}{E_a}$$

$I_T =$	$1/3 \cdot h_{st} \cdot t'_{st}{}^3 = 1.563E+06 \text{ mm}^4$	(without web contribution)
$I_{Gy} =$	$1/12 \cdot t'_{st} \cdot h_{st}{}^3 = 5.625E+07 \text{ mm}^4$	
$I_{Gz} =$	$h_{st} \cdot t'_{st}{}^3/12 + t'_{st} \cdot h_{st} \cdot (t'_{st}/2)^2 = 1.563E+06 \text{ mm}^4$	
$I_p =$	$I_{Gy} + I_{Gz} = 5.781E+07 \text{ mm}^4$	
$\sigma_{cr} =$	$G \cdot I_T / I_p = 2183 \text{ N/mm}^2$	$> 2 f_y = 710 \text{ N/mm}^2 \quad \text{c.u.} = 0.33$
$I_T / I_p =$	0.0270	$> 5.3 \cdot f_y / E_a = 0.0090 \quad \text{c.u.} = 0.33$

9.1.2 Rigidezza flessionale

Si effettua dapprima il controllo dimensionale relativo al rapporto larghezza/spessore del piatto:

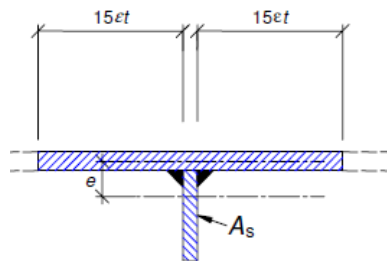
Controllo dimensionale

EN 1993-1-1 tab. 5.2

$$\begin{aligned} h_{st}/t'_{st,lim} &= 14 \cdot \varepsilon = 11.39 \\ h_{st}/t'_{st} &= 12.00 \end{aligned}$$

Il controllo relativo all'adeguatezza della rigidità flessionale dello stiffener viene effettuato secondo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 cap. 9.3.3(3).

Le caratteristiche dello stiffener vengono valutate con riferimento allo schema di figura, conteggiando una porzione di anima collaborante pari a $15 \varepsilon t_{web}$ (EN 1993-1-5 9.1.(2)).



La verifica consiste nel confrontare l'inerzia dello stiffener I_{st} con quella limite, da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-1-5 cap. 9.3.3.(3):

$$\begin{aligned} a/h_w < \sqrt{2} : I_{st} &\geq 1,5 h_w^3 t^3 / a^2 \\ a/h_w \geq \sqrt{2} : I_{st} &\geq 0,75 h_w t^3 \end{aligned}$$

Per semplicità, il controllo viene effettuato, calcolando le caratteristiche del profilo equivalente indipendentemente dalla sua reale posizione sulle varie tipologie di concio.

La tabella seguente riporta il calcolo di I_{st} effettuato per le varie tipologie di concio, ed il relativo confronto con la rilevante inerzia minima.

Verifica del requisito di rigidità per stiffeners verticali intermedi

Concio	t_w [mm]	h_w [mm]	a [mm]	a/h_w	b [mm]	$I_{st,lim}$ [mm ⁴]	A_{st} [mm ²]	S_{st} [mm ³]	e [mm]	I_{st} [mm ⁴]	I_{stG} [mm ⁴]	Verifica
E	14	1745	4550	2.61	367	3.59E+06	12634.1	1265938.456	100.2	2.25E+08	1.31E+08	VERIFICATO
D	16	1745	4550	2.61	416	5.36E+06	14148.6	1298188.599	91.8	2.26E+08	1.44E+08	VERIFICATO
A	22	1680	4550	2.71	562	1.34E+07	19863.7	1426000.83	71.8	2.26E+08	1.77E+08	VERIFICATO
B	16	1745	4550	2.61	416	5.36E+06	14148.6	1298188.599	91.8	2.26E+08	1.44E+08	VERIFICATO
C	14	1745	4550	2.61	367	3.59E+06	12634.1	1265938.456	100.2	2.25E+08	1.31E+08	VERIFICATO

La rigidità minima è pertanto soddisfatta.

9.1.3 Verifica di resistenza

Si adotta il metodo semplificato proposto da EN 1993-1-5, cap. 9.3.3.(3). Le azioni insistenti sullo stiffener, nel caso più generale, sono quelle dovute a differenti meccanismi, quali:

a) ancoraggio bande di trazione del pannello stabilizzato.

L'azione di compressione insistente sull'elemento viene valutata come differenza tra il taglio agente V_{Ed} e l'azione tagliante critica sviluppata in corrispondenza del medesimo pannello.

$$\left(V_{Ed} - \frac{1}{\lambda_w^2} f_{yw} h_w t / (\sqrt{3} \gamma_{M1}) \right)$$

b) contributo alla stabilità dell'anima sotto l'azione di azioni normali.

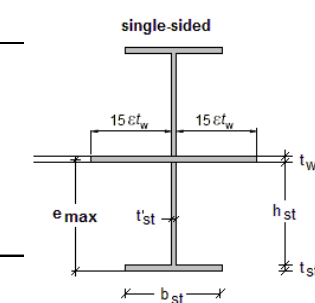
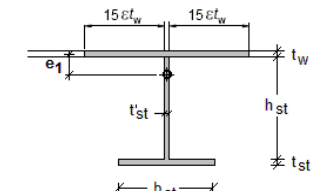
Per la valutazione dell'azione destabilizzante trasmessa dall'anima, si applica la formulazione contenuta in EN 1993-1-5 9.2.1(5). Il quadro tensionale e geometrico caratterizzante il pannello viene tratto direttamente dall'output di PontiEC4 per le sezioni esaminate, qui riportato.

	E_S2	E_S3	E_S4	D_S5	D_S6	D_S7	D_S8	A_S9	A_S10	A_S12	A_S13	B_S14	B_S15	B_S16	B_S17	C_S18	C_S19	C_S20
b	1745.0	1745.0	1745.0	1745.0	1745.0	1745.0	1745.0	1680.0	1680.0	1680.0	1680.0	1745.0	1745.0	1745.0	1745.0	1745.0	1745.0	1745.0
σ_{cr0E}	12.2	12.2	12.2	16.0	16.0	16.0	16.0	32.6	32.6	32.6	32.6	16.0	16.0	16.0	16.0	12.2	12.2	12.2
σ_{sup}	-71.6	-66.7	-53.4	-52.1	-47.3	-8.0	43.5	20.1	37.5	109.2	79.5	158.5	53.5	-58.4	-118.5	-124.1	-136.8	-163.9
σ_{inf}	93.1	108.7	93.6	90.6	88.0	29.2	-25.5	-12.8	-32.5	-123.6	-89.3	-165.9	-53.9	62.9	122.8	125.7	138.9	221.7
ψ	-1.3	-1.6	-1.8	-1.7	-1.9	-3.6	-1.7	-1.6	-1.2	-0.9	-0.9	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-1.0	-1.0	-1.4
K_σ	31.7	41.4	45.3	44.8	48.9	95.7	43.8	39.5	27.7	21.0	21.1	22.7	23.7	25.8	24.8	24.2	24.3	33.1
λ_p	1.0	0.8	0.8	0.7	0.7	0.5	0.7	0.5	0.6	0.7	0.7	1.0	1.0	0.9	1.0	1.1	1.1	0.9
b_c	758.3	663.4	634.1	637.2	610.0	376.0	645.0	654.0	780.2	891.8	889.0	892.4	876.1	840.4	857.0	867.1	866.2	741.8
b_{c,sup}	303.3	265.3	253.6	254.9	244.0	150.4	387.0	392.4	468.1	535.1	533.4	535.4	525.7	336.2	342.8	346.8	346.5	296.7
b_{c,inf}	455.0	398.0	380.5	382.3	366.0	225.6	258.0	261.6	312.1	356.7	355.6	357.0	350.5	504.3	514.2	520.2	519.7	445.1
ρ_{loc}	0.9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.9	0.9	1.0	0.9	0.8	0.8	1.0
b_{c,eff}	714.7	663.4	634.1	637.2	610.0	376.0	645.0	654.0	780.2	891.8	889.0	800.1	801.1	802.0	801.9	712.9	712.9	715.4
b_{c,eff,sup}	285.9	265.3	253.6	254.9	244.0	150.4	387.0	392.4	468.1	535.1	533.4	480.1	480.6	320.8	320.8	285.2	285.2	286.2
b_{c,eff,inf}	428.8	398.0	380.5	382.3	366.0	225.6	258.0	261.6	312.1	356.7	355.6	320.0	320.4	481.2	481.1	427.8	427.8	429.2
ø_{foro}	43.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	92.3	75.1	38.4	55.1	154.1	153.2	26.4

c) azione di carichi verticali di tipo diretto.

Per il caso in esame i contributi del tipo c sono assenti; inoltre, visto il passo non particolarmente fitto prescelto per gli stiffener, i contributi del tipo b) non risultano particolarmente significativi, come dimostrato dal calcolo per esteso effettuato nel seguito.

Sezione	E_S2	E_S3	E_S4	D_S5	D_S6	D_S7	D_S8	A_S9	A_S10	Rif.	
a =	4550	4550	4550	4550	4550	4550	4550	4550	4550	mm	
h _w =	1745	1745	1745	1745	1745	1745	1745	1680	1680	mm	
double=2 ; single = 1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
t _w =	14	14	14	16	16	16	16	22	22	mm	
h _{st} =	300	300	300	300	300	300	300	300	300	mm	
t' _{st} =	25	25	25	25	25	25	25	25	25	mm	
b _{st} =	0	0	0	0	0	0	0	0	0	mm	
t _{st} =	0	0	0	0	0	0	0	0	0	mm	
f _y =	355	355	355	355	355	355	355	355	355	N/mm ²	
E _{acc} =	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	N/mm ²	
γ _{M1} =	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1		
c	0.814	0.814	0.814	0.814	0.814	0.814	0.814	0.814	0.814		
b =	2·15·c·t _w + t' _{st} =	367	367	367	416	416	416	416	562	562	mm
A _{st} =	b·t _w +h _{st} ·t' _{st} +t _{st} ·b _{st} =	12634	12634	12634	14149	14149	14149	14149	19864	19864	mm ²
S _{st} =	t' _{st} ·h _{st} ·(h _{st} +t _w)/2+t _{st} ·b _{st} ·(t _{st} /2+h _{st} +t _w /2) =	1177500	1177500	1177500	1185000	1185000	1185000	1185000	1207500	1207500	mm ³
e ₁ =	S _{st} /A _{st} =	93.2	93.2	93.2	83.8	83.8	83.8	83.8	60.8	60.8	mm
I _{st} =	b·t _w ³ /12+b·t _w ·e ₁ ² + 1/12·t' _{st} ·h _{st} ³ +t' _{st} ·h _{st} ·(h _{st} /2+t _w /2-e ₁) ² + 1/12·b _{st} ·t _{st} ³ +t _{st} ·b _{st} ·(t _{st} /2+h _{st} +t _w /2-e ₁) ² =	1.31E+08	1.31E+08	1.31E+08	1.44E+08	1.44E+08	1.44E+08	1.44E+08	1.78E+08	1.78E+08	mm ⁴
e _{max} =		--	--	--	--	--	--	--	--	--	mm
V _{Ed} =		9.23E+05	4.68E+05	1.32E+05	1.32E+05	7.24E+04	3.05E+05	5.13E+05	5.13E+05	6.28E+05	N
b _c =		758.3	663.4	634.1	637.2	610	376	645	654	780.2	mm
ψ =		1.301	1.63	1.752	1.739	1.86	3.641	1.705	1.569	1.153	
σ _{max} =		93.14	108.74	93.56	90.57	88.04	29.18	43.45	20.1	37.51	N/mm ²
σ _{cr,p} =		387.3	506.05	553.85	716.39	781.59	1528.35	699.07	1285.64	903.39	N/mm ²
σ _{cr,c} =		1.8	1.8	1.8	2.35	2.35	2.35	2.35	4.44	4.44	N/mm ²
k _τ =	5.34+4·(a/h _w) ² =	5.93	5.93	5.93	5.93	5.93	5.93	5.93	5.89	5.89	
τ _{cr} =	k _τ ·190000·(t _w /h _w) ² =	72.5	72.5	72.5	94.7	94.7	94.7	94.7	191.8	191.8	N/mm ²
λ _w =	0.76·(f _y /τ _{cr}) ^{0.5} =	1.682	1.682	1.682	1.471	1.471	1.471	1.471	1.034	1.034	
V _{cr} =	1/λ _w ² ·f _y ·h _w ·t _w /(√3·g _{M1}) =	1.61E+06	1.61E+06	1.61E+06	2.40E+06	2.40E+06	2.40E+06	2.40E+06	6.44E+06	6.44E+06	N
N _{st1,Ed} =	V _{Ed} ·√3 (>=0) =	0	0	0	0	0	0	0	0	0	N
N _{st2,Ed} =	=	0	0	0	0	0	0	0	0	0	N
N _{st,ten} =	N _{st1,Ed} +N _{st2,Ed} =	0	0	0	0	0	0	0	0	0	N
N _{Ed} =	ψ ^{1/2} ·σ _{sup} ·b _c ·t _w =	6.432E+05	8.231E+05	7.276E+05	8.029E+05	7.991E+05	3.196E+05	3.823E+05	2.269E+05	3.712E+05	N
0.5 < σ _{cr,c} /σ _{cr,p} < 1.0		0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	
σ _m =	σ _{cr,c} /σ _{cr,p} ·N _{Ed} /h _w [1/(a/2)+1/(a/2)] =	0.162	0.207	0.183	0.202	0.201	0.081	0.096	0.059	0.097	N/mm ²
ΔN _{st,Ed} =	σ _m ·h _w ² /π ² =	4.999E+04	6.397E+04	5.655E+04	6.240E+04	6.211E+04	2.484E+04	2.971E+04	1.698E+04	2.777E+04	N
ΣN _{st,Ed} =	N _{st,Ed} +ΔN _{st,Ed} =	4.999E+04	6.397E+04	5.655E+04	6.240E+04	6.211E+04	2.484E+04	2.971E+04	1.698E+04	2.777E+04	N
N _{cr} =	π ² ·E·I _{st} /h _w ² =	8.948E+07	8.948E+07	8.948E+07	9.827E+07	9.827E+07	9.827E+07	9.827E+07	1.305E+08	1.305E+08	N
w ₀ =	min(h _w /300 ; a/300) =	5.82	5.82	5.82	5.82	5.82	5.82	5.82	5.60	5.60	mm
f	w + w ₀ =	--	--	--	--	--	--	--	--	--	mm
w < h _w /300	w ₀ /(N _{cr,st} /ΣN _{st,Ed} -1) =	--	--	--	--	--	--	--	--	--	mm
σ _{max} < f _y /γ _{M1}	N _{st,ten} /A _{st} +ΣN _{st,Ed} ·e _{max} /I _{st} ·f =	--	--	--	--	--	--	--	--	--	N/mm ²
δ _m	N _{st,ten} ·e ₁ /(ΣN _{st,Ed} ·w ₀) =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	mm
w < h _w /300	w ₀ /(N _{cr} /ΣN _{st,Ed} -1)·(1+1.25·δ _m) =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	mm
σ _{max} < f _y /γ _{M1}	N _{st,Ed} /A _{st} +ΣN _{st,Ed} ·e ₁ /I _{st} ·w ₀ /(1-ΣN _{st,Ed} /N _{cr,st})·(1+1.11·δ _m) =	0.21	0.26	0.23	0.21	0.21	0.08	0.10	0.03	0.05	N/mm ²



single-sided

double-sided

EN 1993-1-5, A.1-A.2

EN 1993-1-5, A.3

EN 1993-1-5, A.3(1)

EN 1993-1-5, 5.3 (3)

EN 1993-1-5, 9.3.3.(3)

axial force in the stiffener from tension field action external force

longitudinal compression force in the panel

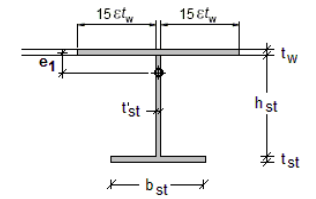
EN 1993-1-5, 9.2 (5)

EN 1993-1-5, 9.2 (6)

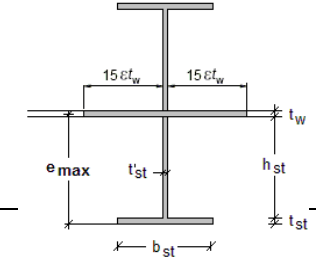
double sided

single sided

Sezione	A_S12	A_S13	B_S14	B_S15	B_S16	B_S17	C_S18	C_S19	C_S20	Rif.	
a =	4550	4550	4550	4550	4550	4550	4550	4550	4550	mm	
h _w =	1680	1680	1745	1745	1745	1745	1745	1745	1745	mm	
double=2 ; single = 1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
t _w =	22	22	16	16	16	16	14	14	14	mm	
h _{st} =	300	300	300	300	300	300	300	300	300	mm	
t' _{st} =	25	25	25	25	25	25	25	25	25	mm	
b _{st} =	0	0	0	0	0	0	0	0	0	mm	
t _{st} =	0	0	0	0	0	0	0	0	0	mm	
f _y =	355	355	355	355	355	355	355	355	355	N/mm ²	
E _{acc} =	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	N/mm ²	
γ _{M1} =	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1		
ε	0.814	0.814	0.814	0.814	0.814	0.814	0.814	0.814	0.814		
b =	2 · 15 · ε · t _w + t' _{st} =	562	562	416	416	416	416	367	367	mm	
A _{st} =	b · t _w + h _{st} · t' _{st} + t _{st} · b _{st} =	19864	19864	14149	14149	14149	14149	12634	12634	mm ²	
S _{st} =	t' _{st} · h _{st} · (h _{st} + t _w) / 2 + t _{st} · b _{st} · (t _{st} / 2 + h _{st} + t _w / 2) =	1207500	1207500	1185000	1185000	1185000	1185000	1177500	1177500	mm ³	
e ₁ =	S _{st} / A _{st} =	60.8	60.8	83.8	83.8	83.8	83.8	93.2	93.2	mm	
I _{st} =	b · t _w ³ / 12 + b · t _w · e ₁ ² + 1/12 · t' _{st} · h _{st} ³ + t' _{st} · h _{st} · (h _{st} / 2 + t _w / 2 - e ₁) ² + 1/12 · b _{st} · t _{st} ³ + t _{st} · b _{st} · (t _{st} / 2 + h _{st} + t _w / 2 - e ₁) ² =	1.78E+08	1.78E+08	1.44E+08	1.44E+08	1.44E+08	1.44E+08	1.31E+08	1.31E+08	mm ⁴	
e _{max} =	--	--	--	--	--	--	--	--	--	mm	
V _{Ed} =		2.31E+06	2.16E+06	2.16E+06	1.86E+06	1.40E+06	1.07E+06	1.07E+06	9.43E+05	4.88E+05	N
b _c =		891.8	889	892.4	876.1	840.4	857	867.1	866.2	741.8	mm
ψ =		0.884	0.89	0.955	0.992	1.076	1.036	1.013	1.015	1.353	
σ _{max} =		123.55	89.3	165.86	53.93	62.85	122.76	125.67	138.85	221.69	N/mm ²
σ _{cr,p} =		684.59	689.02	363.34	378.03	411.81	396.04	296.21	296.84	404.75	N/mm ²
σ _{cr,c} =		4.44	4.44	2.35	2.35	2.35	2.35	1.8	1.8	1.8	N/mm ²
k _τ =	5.34 + 4 · (a/h _w) ² =	5.89	5.89	5.93	5.93	5.93	5.93	5.93	5.93	5.93	
τ _{cr} =	k _τ · 190000 · (t _w /h _w) ² =	191.8	191.8	94.7	94.7	94.7	94.7	72.5	72.5	72.5	N/mm ²
λ _w =	0.76 · (f _y /τ _{cr}) ^{0.5} =	1.034	1.034	1.471	1.471	1.471	1.471	1.682	1.682	1.682	
V _{cr} =	1/λ _w ² · f _y · h _w · t _w · (√3 · g _{M1}) =	6.44E+06	6.44E+06	2.40E+06	2.40E+06	2.40E+06	2.40E+06	1.61E+06	1.61E+06	1.61E+06	N
N _{st1,Ed} =	V _{Ed} - V _{cr} (>=0) =	0	0	0	0	0	0	0	0	0	N
N _{st2,Ed} =	=	0	0	0	0	0	0	0	0	0	N
N _{st,ten} =	N _{st1,Ed} + N _{st2,Ed} =	0	0	0	0	0	0	0	0	0	N
N _{Ed} =	ψ · 1/2 · σ _{sup} · b _c · t _w =	1.071E+06	7.772E+05	1.131E+06	3.750E+05	4.547E+05	8.719E+05	7.727E+05	8.545E+05	1.558E+06	N
0.5 < σ _{cr,c} / σ _{cr,p} < 1.0		0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	
σ _m =	σ _{cr,c} / σ _{cr,p} · N _{Ed} / h _w · [1/(a/2) + 1/(a/2)] =	0.280	0.203	0.285	0.094	0.115	0.220	0.195	0.215	0.392	N/mm ²
ΔN _{st,Ed} =	σ _m · h _w ² / π ² =	8.016E+04	5.815E+04	8.788E+04	2.914E+04	3.534E+04	6.776E+04	6.005E+04	6.641E+04	1.210E+05	N
ΣN _{st,Ed} =	N _{st,Ed} + ΔN _{st,Ed} =	8.016E+04	5.815E+04	8.788E+04	2.914E+04	3.534E+04	6.776E+04	6.005E+04	6.641E+04	1.210E+05	N
N _{cr} =	π ² · E · I _{st} / h _w ² =	1.305E+08	1.305E+08	9.827E+07	9.827E+07	9.827E+07	9.827E+07	8.948E+07	8.948E+07	8.948E+07	N
w ₀ =	min(h _w /300 ; a/300) =	5.60	5.60	5.82	5.82	5.82	5.82	5.82	5.82	5.82	mm
f	w + w ₀ =	--	--	--	--	--	--	--	--	--	mm
w < h _w /300	w ₀ / (N _{cr,st} / ΣN _{st,Ed} - 1) =	--	--	--	--	--	--	--	--	--	mm
σ _{max} < f _y / γ _{M1}	N _{st,ten} / A _{st} + ΣN _{st,Ed} · e _{max} / I _{st} · f =	--	--	--	--	--	--	--	--	--	N/mm ²
δ _m	N _{st,ten} · e ₁ / (ΣN _{st,Ed} · w ₀) =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	mm
w < h _w /300	w ₀ / (N _{cr} / ΣN _{st,Ed} - 1) · (1 + 1.25 · δ _m) =	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	mm
σ _{max} < f _y / γ _{M1}	N _{st,Ed} / A _{st} + ΣN _{st,Ed} · e ₁ / I _{st} · w ₀ / (1 - ΣN _{st,Ed} / N _{cr,st}) · (1 + 1.11 · δ _m) =	0.15	0.11	0.30	0.10	0.12	0.23	0.25	0.27	0.50	N/mm ²



single-sided



double-sided

EN 1993-1-5, A.1-A.2

EN 1993-1-5, A.3

EN 1993-1-5, A.3(1)

EN 1993-1-5, 5.3 (3)

EN 1993-1-5, 9.3.3.(3)

axial force in the stiffener from tension field action
external force

longitudinal compression force in the panel

EN 1993-1-5, 9.2 (5)

EN 1993-1-5, 9.2 (6)

double sided

single sided

9.2 Irrigidenti d'appoggio

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche e di materiale necessarie alle seguenti verifiche:

Materiali	
$f_y =$	355 N/mm ²
$E_a =$	210000 N/mm ²
$\nu =$	0.3
$G =$	80769 N/mm ²
$\varepsilon =$	0.814
$\gamma_{M1} =$	1

Geometria	
$a =$	4675 mm
$t_w =$	20 mm
$h_w =$	1735 mm
$h_{st} =$	300 mm
$t'_{st} =$	25 mm
$b = 2 \cdot 15 \cdot \varepsilon \cdot t_w + t'_{st} =$	513 mm

9.2.1 Stabilità flessione torsionale

Relativamente alle problematiche connesse con la stabilità nei confronti del buckling torsionale, si considera quanto proposto in EN 1993-1-5 (8):

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \frac{f_y}{E}$$

dove I_t e I_p sono rispettivamente l'inerzia polare (attorno all'asse vincolato) e l'inerzia torsionale del piatto.

Si ha pertanto:

Torsional buckling (Vertical/Horizontal stiffner)

EN1993-1-5, 9.2.1(8)

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \frac{f_y}{E_a}$$

$I_T =$	$1/3 \cdot h_{st} \cdot t'_{st}{}^3 = 1.563E+06 \text{ mm}^4$	(without web contribution)
$I_{Gy} =$	$1/12 \cdot t'_{st} \cdot h_{st}{}^3 = 5.625E+07 \text{ mm}^4$	
$I_{Gz} =$	$h_{st} \cdot t'_{st}{}^3 / 12 + t'_{st} \cdot h_{st} \cdot (t'_{st} / 2)^2 = 1.563E+06 \text{ mm}^4$	
$I_p =$	$I_{Gy} + I_{Gz} = 5.781E+07 \text{ mm}^4$	
$\sigma_{cr} =$	$G \cdot I_T / I_p = 2183 \text{ N/mm}^2$	$> 2 f_y = 710 \text{ N/mm}^2 \quad c.u = 0.33$
$I_T / I_p =$	0.0270	$> 5.3 \cdot f_y / E_a = 0.0090 \quad c.u = 0.33$

9.2.2 Rigidezza flessionale

In prima battuta si effettua il controllo dimensionale relativo al rapporto larghezza/spessore del piatto:

Controllo dimensionale

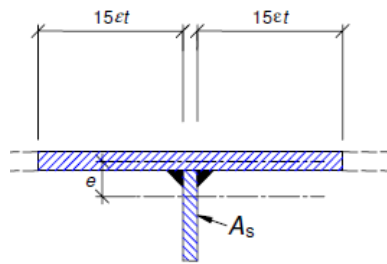
EN 1993-1-1 tab. 5.2

$$h_{st}/t'_{st,lim} = 14 \cdot \varepsilon = 11.39$$

$$h_{st}/t'_{st} = 12.00$$

Il controllo relativo all'adeguatezza della rigidità flessionale dello stiffener viene effettuato secondo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 cap. 9.3.3(3).

Le caratteristiche dello stiffener vengono valutate con riferimento allo schema di figura, conteggiando una porzione di anima collaborante pari a $15 \varepsilon t_{web}$ (EN 1993-1-5 9.1.(2)).



La verifica consiste nel confrontare l'inerzia dello stiffener I_{st} con quella limite, da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-1-5 cap. 9.3.3.(3):

$$a/h_w < \sqrt{2} : I_{st} \geq 1,5 h_w^3 t^3 / a^2$$

$$a/h_w \geq \sqrt{2} : I_{st} \geq 0,75 h_w t^3$$

Per semplicità, il controllo viene effettuato, calcolando le caratteristiche del profilo equivalente indipendentemente dalla sua reale posizione sulle varie tipologie di concio.

La tabella seguente riporta il calcolo di I_{st} effettuato per le varie tipologie di concio, ed il relativo confronto con la rilevante inerzia minima.

Verifica del requisito di rigidità per stiffeners verticali d'appoggio

Concio	t_w [mm]	h_w [mm]	a [mm]	a/h_w	b [mm]	$I_{st,lim}$ [mm ⁴]	A_{st} [mm ²]	S_{st} [mm ³]	e [mm]	I_{st} [mm ⁴]	Verifica
E	14	1745	4250	2.44	367	3.59E+06	20134.1	0	0.0	4.82E+08	VERIFICATO
A	22	1680	4250	2.53	562	1.34E+07	27363.7	0	0.0	5.02E+08	VERIFICATO

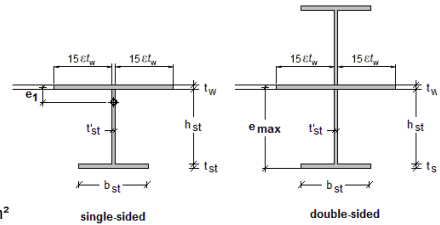
La rigidità minima è pertanto soddisfatta.

9.2.3 Verifica di resistenza

Si adotta il metodo semplificato proposto da EN 1993-1-5, cap. 9.3.3.(3). Le azioni insistenti sullo stiffener, nel caso più generale, sono quelle dovute ai tre meccanismi descritti per gli stiffeners intermedi. Il quadro tensionale e geometrico caratterizzante il pannello viene tratto direttamente dall'output di PontiEC4 per le sezioni esaminate, qui riportato.

	E_S1	A_S11
b	1745	1680
σ_{cr0E}	12.23	32.58
σ_{sup}	1.21	211.94
σ_{inf}	-0.73	-241.5
ψ	-1.662	-0.878
K_{σ}	42.4	20.9
λ_P	0.83	0.72
b_c	655.5	894.7
b_{c,sup}	393.3	536.8
b_{c,inf}	262.2	357.9
ρ_{loc}	1	1
b_{c,eff}	655.5	894.7
b_{c,eff,sup}	393.3	536.8
b_{c,eff,inf}	262.2	357.9
\emptyset_{foro}	0	0

Sezione	E_S1	A_S11	Rif.
a =	4250	4550 mm	
h _w =	1745	1680 mm	
double=2 ; single = 1	2	2	
t _w =	14	22 mm	
h _{st} =	300	300 mm	
t' _{st} =	25	25 mm	
b _{st} =	0	0 mm	
t _{st} =	0	0 mm	
f _y =	355	355 N/mm ²	
E _{acc} =	210000	210000 N/mm ²	
γ_{M1} =	1.1	1.1	
ϵ	0.814	0.814	
b =	2 · 15 · ϵ · t _w + t' _{st} =	367	562 mm
A _{st} =	b · t _w + h _{st} · t' _{st} + t _{st} · b _{st} =	20134	27364 mm ²
S _{st} =	t' _{st} · h _{st} · (h _{st} + t _w) / 2 + t _{st} · b _{st} · (t _{st} / 2 + h _{st} + t _w / 2) =	0	0 mm ³
e ₁ =	S _{st} / A _{st} =	0.0	0.0 mm
I _{st} =	b · t _w ³ / 12 + b · t _w · e ₁ ² + 1 / 12 · t' _{st} · h _{st} ³ + t' _{st} · h _{st} · (h _{st} / 2 + t _w / 2 - e ₁) ² + 1 / 12 · b _{st} · t _{st} ³ + t _{st} · b _{st} · (t _{st} / 2 + h _{st} + t _w / 2 - e ₁) ² =	4.82E+08	5.02E+08 mm ⁴
e _{max} =		307.0	311.0 mm
V _{Ed} =		1.45E+06	2.77E+06 N
b _c =		655.5	894.7 mm
ψ =		1.662	0.878
σ_{max} =		1.21	241.48 N/mm ²
$\sigma_{cr,p}$ =		518.27	679.82 N/mm ² EN 1993-1-5, A.1-A.2
$\sigma_{cr,c}$ =		1.8	4.44 N/mm ² EN 1993-1-5, A.3
k _t =	5.34 + 4 · (a/h _w) ² =	6.01	5.89 EN 1993-1-5, A.3(1)
τ_{cr} =	k _t · 190000 · (t _w /h _w) ² =	73.6	191.8 N/mm ² EN 1993-1-5, 5.3 (3)
λ_w =	0.76 · (f _y /τ _{cr}) ^{0.5} =	1.670	1.034
V _{cr} =	1 / λ _w ² · f _y · h _w · t _w · (√3 · g _{M1}) =	1.63E+06	6.44E+06 N EN 1993-1-5, 9.3.3.(3)
N _{st1,Ed} =	V _{Ed} · V _{cr} (>=0) =	0	0 N axial force in the stiffener from tension field action
N _{st2,Ed} =	=	0	0 N external force
N _{st,ten} =	N _{st1,Ed} + N _{st2,Ed} =	0	0 N
N _{Ed} =	ψ · 1/2 · σ_{sup} · b _c · t _w =	9.228E+03	2.087E+06 N longitudinal compression force in the panel
0.5 < $\sigma_{cr,c}$ / $\sigma_{cr,p}$ < 1.0		0.500	0.500
σ_m =	$\sigma_{cr,c}$ / $\sigma_{cr,p}$ · N _{Ed} / h _w [1/(a/2) + 1/(a/2)] =	0.002	0.546 N/mm ² EN 1993-1-5, 9.2 (5)
ΔN _{st,Ed} =	σ_m · h _w ² / π ² =	7.678E+02	1.561E+05 N EN 1993-1-5, 9.2 (6)
ΣN _{st,Ed} =	N _{st,Ed} + ΔN _{st,Ed} =	7.678E+02	1.561E+05 N
N _{cr} =	π ² · E · I _{st} / h _w ² =	3.283E+08	3.685E+08 N
w ₀ =	min(h _w /300 ; a/300) =	5.82	5.60 mm
f	w + w ₀ =	5.82	5.60 mm
w < h _w /300	w ₀ / (N _{cr,st} / ΣN _{st,Ed} - 1) =	0.00	0.00 mm double sided
σ_{max} < f _y / γ _{M1}	N _{st,ten} / A _{st} + ΣN _{st,Ed} · e _{max} / I _{st} · f =	0.00	0.54 N/mm ²
δ _m	N _{st,ten} · e ₁ / (ΣN _{st,Ed} · w ₀) =	--	-- mm
w < h _w /300	w ₀ / (N _{cr} / ΣN _{st,Ed} - 1) · (1 + 1.25 · δ _m) =	--	-- mm single sided
σ_{max} < f _y / γ _{M1}	N _{st,Ed} / A _{st} + ΣN _{st,Ed} · e ₁ / I _{st} · w ₀ / (1 - ΣN _{st,Ed} / N _{cr,st}) · (1 + 1.11 · δ _m) =	--	-- N/mm ²



10. Verifica traversi

Lungo l'impalcato vengono predisposti i seguenti sistemi di controvento:

- Traversi principali di spalla: disposti in corrispondenza delle spalle, aventi la funzione di trasmettere alle sottostrutture le sollecitazioni verticali e torsionali trasmesse dalle campate terminali dell'impalcato.
- Traversi di pila: disposti su ciascuna pila, aventi la funzione di trasmettere alle sottostrutture le sollecitazioni verticali e torsionali trasmesse dalle campate dell'impalcato.
- Traversi secondari: disposti in campata, ad interasse longitudinale tipico pari a 4.55 m, aventi la funzione di garantire l'indeforabilità della sezione di impalcato

Ove non diversamente specificato, tutte le verifiche dei traversi sono effettuate allo S.L.U. elastico della sezione.

10.1 Traversi principali di spalla

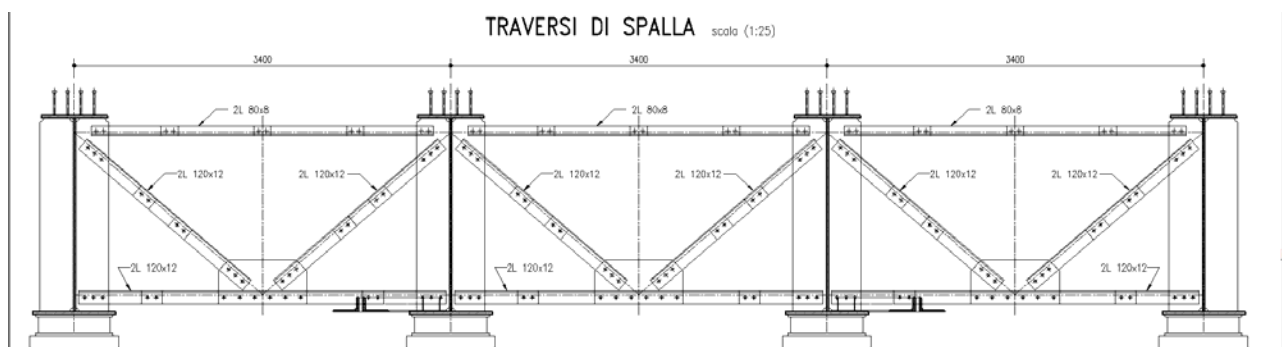
Le sollecitazioni trasmesse dall'impalcato sono scaricate sulla spalla mediante una coppia di isolatori sismici, poste alle estremità di ciascuna travata, con interasse trasversale pari a 3.4 m. Per la verifica globale del traverso si considera la massima sollecitazione torcente che caratterizza le zone di appoggio.

La struttura reticolare, di cui di seguito si riporta lo schema, prevede i seguenti elementi:

- n. 1 corrente superiore, ordito tra le estremità superiori delle due anime, realizzato mediante una coppia di profili ad L 80×80×8, accoppiati a distanza mutua pari a 20.0 mm;
- n. 2 diagonali, realizzati con una coppia di profili ad L, tipo 120×120×12, accoppiati a distanza mutua pari a 20.0 mm;
- n. 1 corrente inferiore, ordito tra le estremità inferiori delle anime, realizzato mediante una coppia di profili ad L 120×120×12, accoppiati a distanza mutua pari a 20.0 mm;

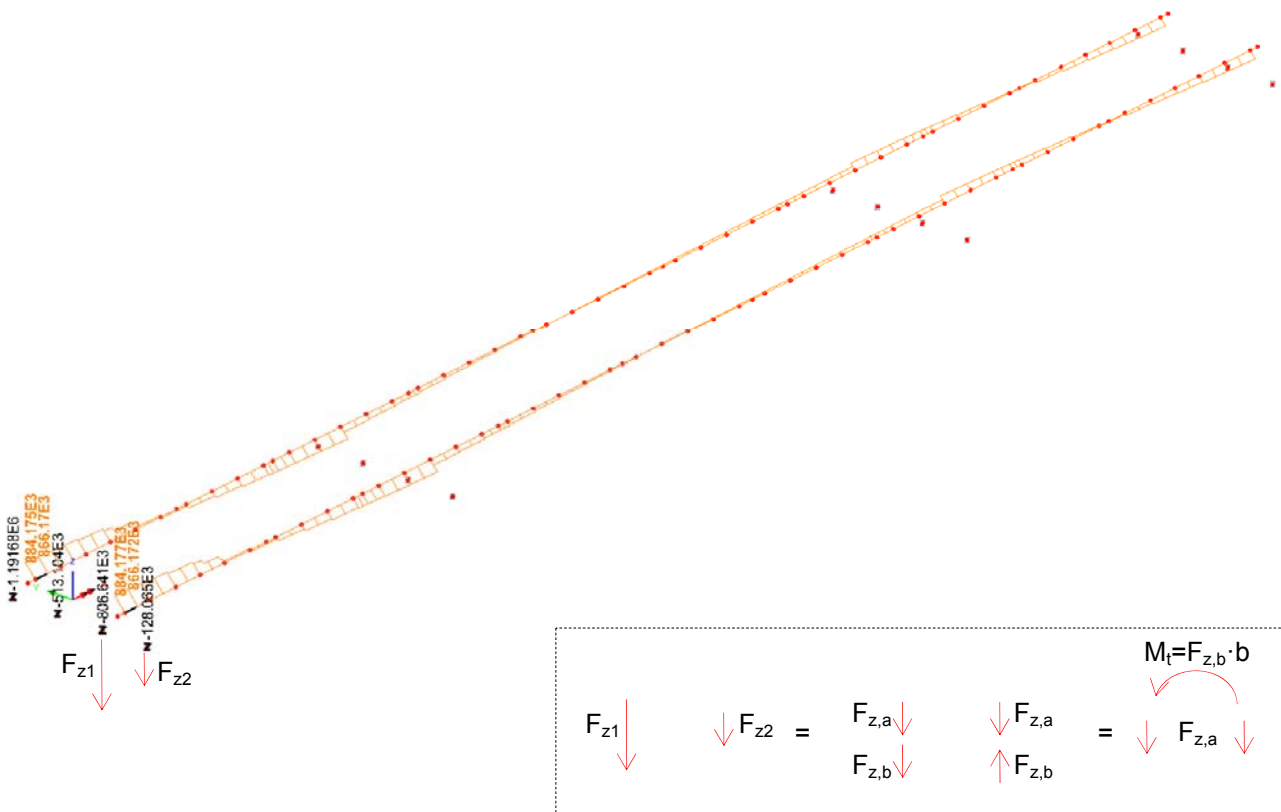
I diagonali sono collegati ai correnti per mezzo di una piastra di nodo di spessore pari a 20.0 mm.

Tutte le unioni sono realizzate ad attrito.



10.1.1 Calcolo sollecitazioni

Il traverso di estremità è sollecitato dalla massima azione torcente scaricata dal cassone in corrispondenza della sezione di estremità.



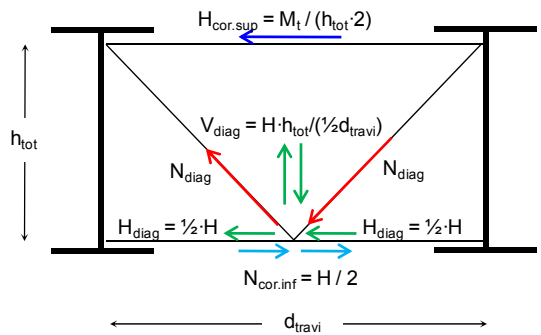
Al fine di considerare anche le coppie torcenti derivanti dall'azione orizzontale del vento che contribuiscono ad incrementare la sollecitazione torcente d'impalcato a livello del piano appoggi, si decompongono le reazioni verticali d'appoggio relative a ciascun cassone:

$b_{int} = 3.4 \text{ m}$ interasse fra le travi del singolo cassone

Cassone	$F_{z,App.1}$ [kN]	$F_{z,App.2}$ [kN]	$F_{z,a}$ [kN]	$F_{z,b}$ [kN]	M_t [kNm]
1	128.035	806.641	-339.3	467.3	-1153.6
2	513.104	1191.68	-339.3	852.4	-1153.6

$M_{t,max} = -1153.6 \text{ kNm}$

L'elaborazione viene effettuata con riferimento alla combinazione particolarmente gravosa per quanto riguarda gli effetti torcenti con riferimento allo S.L.U..



VERIFICA TRAVERSI

$M_{t, \text{traverso}} =$ 1153.6 kNm Massimo momento torcente

$h_{\text{tot}} =$ 1.46 m Altezza del traverso

$d_{\text{travi}} =$ 3.4 m Distanza travi

$q =$ $1153.5792 \cdot 1000^2 / (2 \cdot 1460 \cdot 3400) =$ 116.2 N/mm Flusso torcente

CORRENTE SUPERIORE

$F_H =$ $0.1162 \cdot 3400 =$ 395.1 kN Azione sul corrente superiore

CORRENTE INFERIORE

$N =$ $\pm 395.1 / 2 =$ 197.5 kN Azione sul corrente inferiore

DIAGONALI

$H =$ 197.5 kN Risultante orizzontale in ogni diagonale

$V =$ $197.5 \cdot 1.46 / 1.7 =$ 169.6 kN Risultante verticale in ogni diagonale

$N =$ $\pm (197.5^2 + 169.6^2)^{0.5} =$ 260.4 kN Azione assiale sul diagonale

10.1.2 Verifica diagonali

Si utilizza, per i diagonali, un profilo composto da 2L 120×12, giuntato inferiormente e superiormente mediante bulloni M27 (gioco foro/bullone 0.5 mm); l'accoppiamento dei profili verrà eseguito mediante tre imbottiture, in modo da suddividere l'elemento in quattro campi di lunghezza uguale.

VERIFICA DIAGONALI

Profili 2L 120x12

n. profili	2
L ₁	120 mm
L ₂	120 mm
t	12 mm

Bulloni M27

Ø _{foro}	27.5 mm
Ø _{bullone}	27 mm

d _{calc} =	2241 mm	Lunghezza totale diagonale (di calcolo)
A _l =	5508 mm ²	Area lorda profili
A _{res} = 5508 - 2 · (27.5 · 12) =	4848 mm ²	Area netta (detrazione di n. 2 fori ø27.5 per bullone ø27)
I _{min} =	7.35E+06 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
n	1	Numero campi
L _{cr} = 2·241 / 1 =	2241 mm	Lunghezza di libera inflessione
i _{min} =	36.54 mm	
f _{yk}	355 Mpa	
A	4848 mm ²	Area
E	210000 MPa	Modulo elastico
α =	c	Curva di instabilità (a,b,c,d)
	0.49	fattore di imperfezione
N _{cr} = π ² EI / L _{cr} =	-3035293 N	Carico critico elastico
λ = L _{cr} / i _{min} =	61	
λ ₁ = π · (f _{yk} / E) ^{0.5} =	76	
λ = λ / λ ₁ =	0.80	Snellezza adimensionale
Φ = 0.5 · [1 + α · (λ - 0.2) + λ ²] =	0.97	
χ = 1 / [Φ + (Φ ² - λ ²) ^{0.5}] =	0.66	
γ _{M0} =	1.05	
γ _{M1} =	1.10	
γ _{M2} =	1.25	

VERIFICA DIAGONALI

N _{b,Rd} = χ · A · f _{yk} / γ _{M1} =	-1033 kN	Carico critico elastico
N _{t,Rd} = A · f _{yk} / γ _{M0} =	1639 kN	Resistenza plastica della sezione lorda (EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6))
N _{Ed} =	260 kN	Trazione - Verificato a trazione c.s.=0.159
N _{Ed} =	-260 kN	Compressione - Verificato a compressione c.s.=0.252

10.1.3 Verifica corrente inferiore

Si utilizza, per il corrente inferiore, un profilo composto da 2 L120×12, giuntato ai lati ed alla piastra di nodo centrale mediante bulloni M27; l'accoppiamento dei profili verrà eseguito mediante un'imbottitura, in modo da suddividere l'intero elemento in due campi di lunghezza uguale. Per il profilo composto (distanza trasversale 20.0 mm) si hanno le seguenti caratteristiche geometriche:

VERIFICA CORRENTI INFERIORI

Profili 2L 120x12

n. profili	2
L ₁	120 mm
L ₂	120 mm
t	12 mm

Bulloni M27

Ø _{foro}	27.5 mm
Ø _{bullone}	27 mm

d _{calc} =	1700 mm	Lunghezza libera di calcolo
A _l =	5508 mm ²	Area lorda profili
A _{res} = 5508 - 2 · (27.5 · 12) =	4848 mm ²	Area netta (detrazione di n. 2 fori ø27.5 per bullone ø27)
I _{min} =	7.35E+06 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
n	1	Numero campi
L _{cr} = 1700 / 1 =	1700 mm	Lunghezza libera massima profilo singolo
i _{min} =	36.54 mm	
f _{yk}	355 Mpa	
A	4848 mm ²	Area
E	210000 MPa	Modulo elastico
α =	c	Curva di instabilità (a,b,c,d)
N _{cr} = π ² EI / L _{cr} =	0.49	fattore di imperfezione
λ = L _{cr} / i _{min} =	-5274057 N	Carico critico elastico
λ ₁ = π · (f _{yk} / E) ^{0.5} =	47	
λ = λ / λ ₁ =	76	
Φ = 0.5 · [1 + α · (λ - 0.2) + λ ²] =	0.61	Snellezza adimensionale
χ = 1 / [Φ + (Φ ² - λ ²) ^{0.5}] =	0.79	
γ _{M0} =	0.78	
γ _{M1} =	1.05	
γ _{M2} =	1.10	
	1.25	

VERIFICA CORRENTI INFERIORI

N _{b,Rd}	-1221 kN	Carico critico elastico
N _{t,Rd}	1639 kN	Resistenza plastica della sezione lorda (EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6))
N _{Ed}	198 kN	Trazione - Verificato a trazione c.s.=0.121
N _{Ed}	-198 kN	Compressione - Verificato a compressione c.s.=0.162

10.1.4 Verifica collegamenti

Tutte le bullonature vengono realizzate a taglio, con accoppiamento di precisione. La bullonatura è realizzata mediante n. 3 bulloni M27, classe 10.9 per il collegamento superiore, inferiore e per il diagonale.

Si ha quindi:

VERIFICA COLLEGAMENTI - DIAGONALI		
n. bulloni		3
Classe		10.9
$\varnothing_{\text{bullone}}$		27
n. superfici attrito		2
$\mu =$		0.3
Bullonatura	n. 3 bulloni M27 classe 10.9	
$A_{\text{res}} =$		459 mm ²
$f_{\text{tb}} =$		1000 MPa
$N_{\text{Ed,tot}} =$		260.4 kN
$\gamma_{\text{M7}} =$		1.25
$\gamma_{\text{M3}} =$		1.10
$F_{\text{p,C}} =$		292 kN
$F_{\text{s,Rd}} =$	$n \cdot \mu \cdot F_{\text{p,C}} / \gamma_{\text{M3}} =$	159.3 kN
$F_{\text{s,Rd,tot}} =$	$F_{\text{s,Rd}} \cdot n_{\text{b}} =$	478.0 kN
$N_{\text{Ed}} =$		260.4 kN < $F_{\text{s,Rd,tot}} = 478$ kN

VERIFICA COLLEGAMENTI - CORRENTE INFERIORE		
n. bulloni		3
Classe		10.9
$\varnothing_{\text{bullone}}$		27 mm
n. superfici attrito		2
$\mu =$		0.3
Bullonatura	n. 3 bulloni M27 classe 10.9	
$A_{\text{res}} =$		459 mm ²
$f_{\text{tb}} =$		1000 MPa
$N_{\text{Ed,tot}} =$		197.5 kN
$\gamma_{\text{M7}} =$		1.25
$\gamma_{\text{M3}} =$		1.10
$F_{\text{p,C}} =$		292 kN
$F_{\text{s,Rd}} =$	$n \cdot \mu \cdot F_{\text{p,C}} / \gamma_{\text{M3}} =$	159.3 kN
$F_{\text{s,Rd,tot}} =$	$F_{\text{s,Rd}} \cdot n_{\text{b}} =$	478.0 kN
$N_{\text{Ed}} =$		197.5 kN < $F_{\text{s,Rd,tot}} = 478$ kN

10.2 Traversi principali di pila

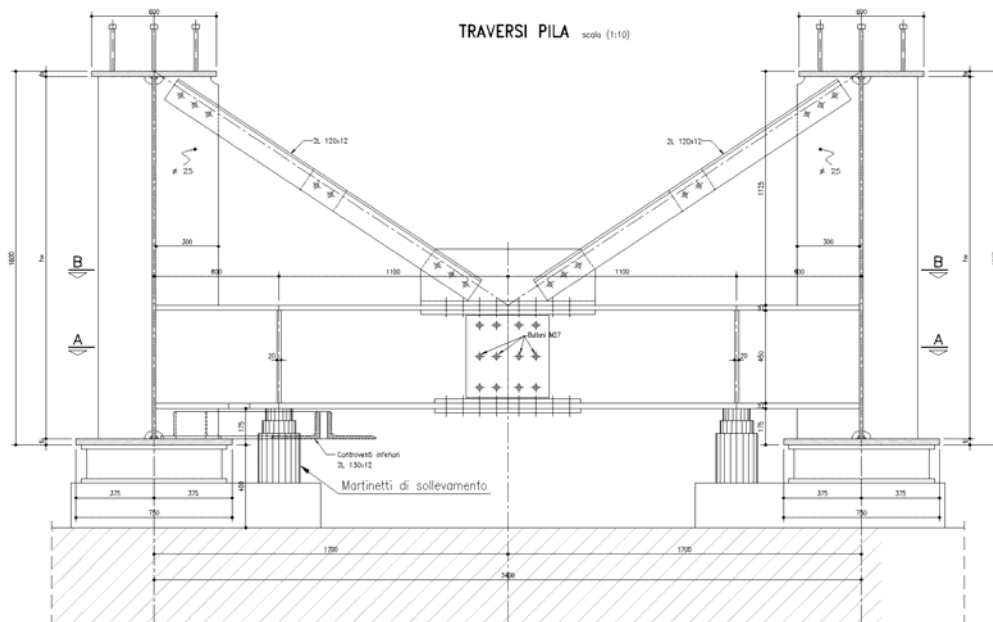
Le sollecitazioni trasmesse dall'impalcato sono scaricate sulla spalla mediante una coppia di isolatori sismici, poste alle estremità di ciascuna travata, con interasse trasversale pari a 3.4 m. Per la verifica globale del traverso si considera la massima sollecitazione torcente che caratterizza le zone di appoggio.

La struttura reticolare, di cui di seguito si riporta lo schema, prevede i seguenti elementi:

- n. 2 diagonali, realizzati con una coppia di profili ad L, tipo 120×120×12, accoppiati a distanza mutua pari a 20.0 mm;
- n. 1 corrente inferiore, ordito tra le estremità inferiori delle anime, realizzato mediante un profilo ad I avente dimensioni $h_w = 450\text{mm}$, $t_w = 25\text{mm}$, $b_{\text{inf}} = b_{\text{sup}} = 400\text{mm}$, $t_{\text{inf}} = t_{\text{sup}} = 25\text{mm}$;

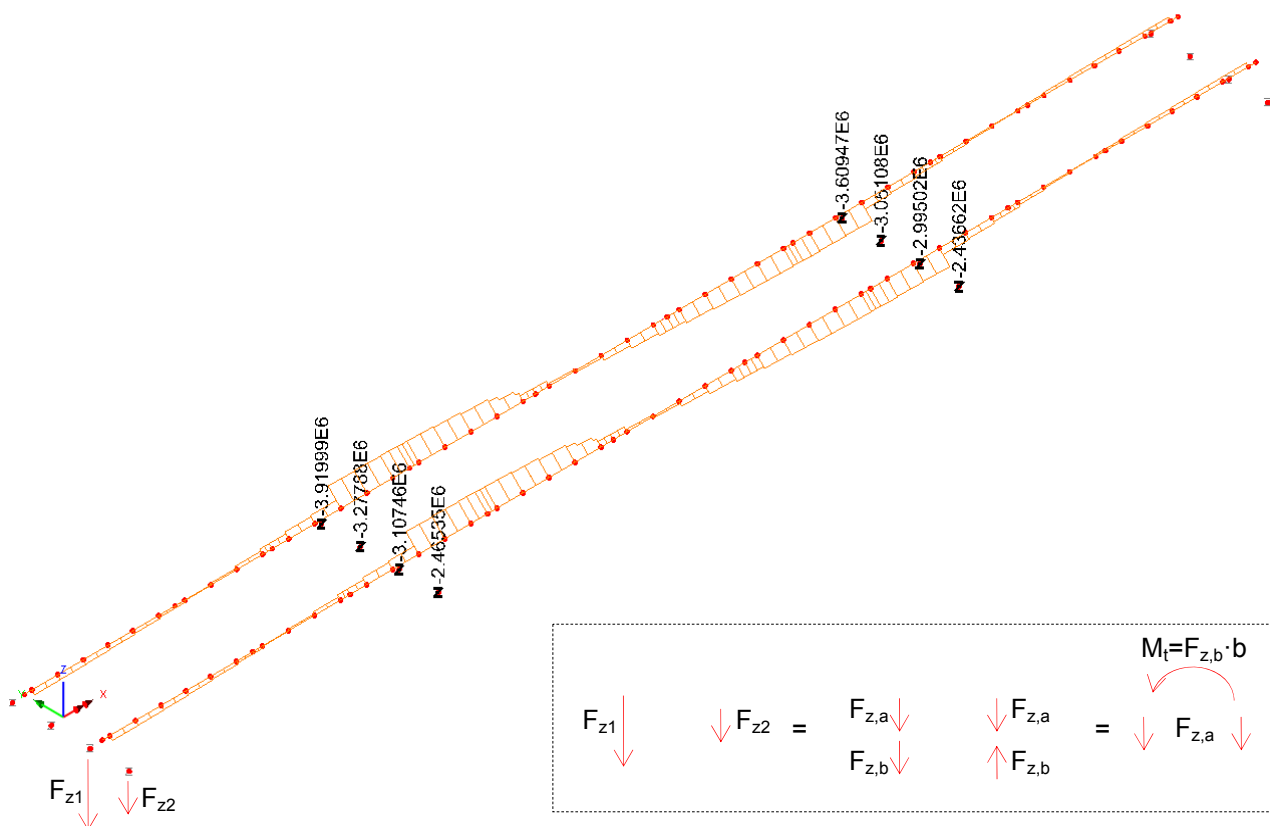
I diagonali sono collegati ai correnti per mezzo di una piastra di nodo di spessore pari a 20.0 mm.

Tutte le unioni sono realizzate ad attrito.



10.2.1 Calcolo sollecitazioni

Il traverso di estremità è sollecitato dalla massima azione torcente scaricata dal cassone in corrispondenza della sezione di estremità.



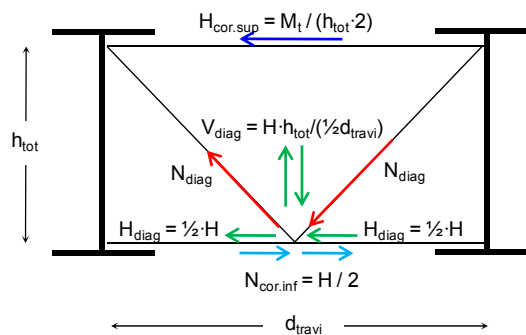
Al fine di considerare anche le coppie torcenti derivanti dall'azione orizzontale del vento che contribuiscono ad incrementare la sollecitazione torcente d'impalcato a livello del piano appoggi, si decompongono le reazioni verticali d'appoggio relative a ciascun cassone:

$b_{int} = 3.4$ m interasse fra le travi del singolo cassone

Cassone	$F_{z,App.1}$ [kN]	$F_{z,App.2}$ [kN]	$F_{z,a}$ [kN]	$F_{z,b}$ [kN]	M_t [kNm]
1	-2465.35	-3107.46	321.1	-2786.4	1091.6
2	-3277.88	-3919.99	321.1	-3598.9	1091.6
1	-2436.62	-2995.02	279.2	-2715.8	949.3
2	-3051.08	-3609.47	279.2	-3330.3	949.3

$$M_{t,max} = 1091.6 \text{ kNm}$$

L'elaborazione viene effettuata con riferimento alla combinazione particolarmente gravosa per quanto riguarda gli effetti torcenti con riferimento allo S.L.U..



VERIFICA TRAVERSI

$M_{t,transverso} =$	1091.6 kNm	Massimo momento torcente
$h_{tot} =$	1.46 m	Altezza del traverso
$d_{travi} =$	3.4 m	Distanza travi
$q = 1091.587 \cdot 1000^2 / (2 \cdot 1460 \cdot 3400) =$	110.0 N/mm	Flusso torcente

CORRENTE SUPERIORE

$F_H = 0.11 \cdot 3400 =$	373.8 kN	Azione sul corrente superiore
---------------------------	----------	-------------------------------

CORRENTE INFERIORE

$N = \pm 373.8 / 2 =$	186.9 kN	Azione sul corrente inferiore
-----------------------	----------	-------------------------------

DIAGONALI

$H =$	186.9 kN	Risultante orizzontale in ogni diagonale
$V = 186.9 \cdot 1.46 / 1.7 =$	160.5 kN	Risultante verticale in ogni diagonale
$N = \pm (186.9^2 + 160.5^2)^{0.5} =$	246.4 kN	Azione assiale sul diagonale

10.2.2 Verifica diagonali

Si utilizza, per i diagonali, un profilo composto da 2L 120×12, giuntato inferiormente e superiormente mediante bulloni M27 (gioco foro/bullone 0.5 mm); l'accoppiamento dei profili verrà eseguito mediante tre imbottiture, in modo da suddividere l'elemento in due campi di lunghezza uguale.

VERIFICA DIAGONALI

Profili 2L 120x12

n. profili	2
L ₁	120 mm
L ₂	120 mm
t	12 mm

Bulloni M27

Ø _{foro}	27.5 mm
Ø _{bullone}	27 mm

d _{calc} =	2241 mm	Lunghezza totale diagonale (di calcolo)
A _l =	5508 mm ²	Area lorda profili
A _{res} = 5508 - 2 · (27.5 · 12) =	4848 mm ²	Area netta (detrazione di n. 2 fori ø27.5 per bullone ø27)
I _{min} =	7.35E+06 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
n	1	Numero campi
L _{cr} = 2·241 / 1 =	2241 mm	Lunghezza di libera inflessione
i _{min} =	36.54 mm	
f _{yk}	355 Mpa	
A	4848 mm ²	Area
E	210000 MPa	Modulo elastico
α =	c	Curva di instabilità (a,b,c,d)
α =	0.49	fattore di imperfezione
N _{cr} = π ² EI / L _{cr} =	-3035293 N	Carico critico elastico
λ = L _{cr} / i _{min} =	61	
λ ₁ = π · (f _{yk} / E) ^{0.5} =	76	
λ = λ / λ ₁ =	0.80	Snellezza adimensionale
Φ = 0.5 · [1 + α · (λ - 0.2) + λ ²] =	0.97	
χ = 1 / [Φ + (Φ ² - λ ²) ^{0.5}] =	0.66	
γ _{M0} =	1.05	
γ _{M1} =	1.10	
γ _{M2} =	1.25	

VERIFICA DIAGONALI

N _{b,Rd} = χ · A · f _{yk} / γ _{M1} =	-1033 kN	Carico critico elastico
N _{t,Rd} = A · f _{yk} / γ _{M0} =	1639 kN	Resistenza plastica della sezione lorda (EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6))
N _{Ed} =	246 kN	Trazione - Verificato a trazione c.s.=0.150
N _{Ed} =	-246 kN	Compressione - Verificato a compressione c.s.=0.238

10.2.3 Verifica corrente inferiore

Si utilizza, per il corrente inferiore, un profilo a I avente anima di dimensioni 450x25mm e flange di 400x25mm, giuntato ai lati mediante cordoni di saldature ed alla piastra di nodo centrale mediante bulloni M27; Per il profilo si hanno le seguenti caratteristiche geometriche:

VERIFICA CORRENTI INFERIORI

Profili hw=450 tw=25 bsup=binf=400 tsup=тинf=25

h_w	450 mm
t_w	25 mm
$b_{inf} = b_{sup}$	400 mm
$t_{inf} = t_{sup}$	25 mm

Bulloni M27

ϕ_{foro}	27.5 mm
$\phi_{bullone}$	27 mm

$d_{calc} =$	1700 mm	Lunghezza libera di calcolo
$A_l =$	31250 mm ²	Area lorda profili
$A_{res} = 31250 - 3 \cdot (27.5 \cdot 25) =$	9250 mm ²	Area netta (detrazione di n. 2 fori $\phi 27.5$ per bullone $\phi 27$)
$I_{min} =$	6.42E+08 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
n	1	Numero campi
$L_{cr} = 1700 / 1 =$	1700 mm	Lunghezza libera massima profilo singolo
$i_{min} =$	143 mm	
f_{yk}	355 Mpa	
A	9250 mm ²	Area
E	210000 MPa	Modulo elastico
c		Curva di instabilità (a,b,c,d)
$\alpha =$	0.49	fattore di imperfezione
$N_{cr} = \pi^2 EI / L_{cr} =$	-460556637 N	Carico critico elastico
$\lambda = L_{cr} / i_{min} =$	12	
$\lambda_1 = \pi \cdot (f_{yk} / E)^{0.5} =$	76	
$\lambda = \lambda / \lambda_1 =$	0.16	Snellezza adimensionale
$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2] =$	0.50	
$\chi = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda^2)^{0.5}] =$	1.00	
$\gamma_{M0} =$	1.05	
$\gamma_{M1} =$	1.10	
$\gamma_{M2} =$	1.25	

VERIFICA CORRENTI INFERIORI

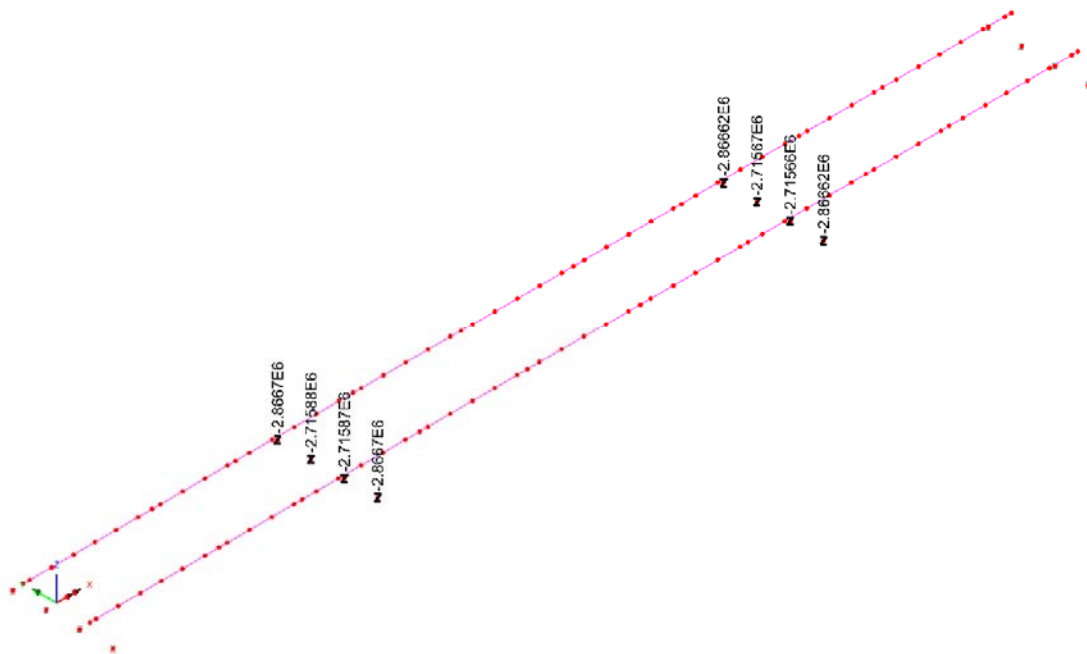
$N_{b,Rd}$	-2985 kN	Carico critico elastico
$N_{t,Rd}$	3127 kN	Resistenza plastica della sezione lorda (EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6))
N_{Ed}	187 kN	Trazione - Verificato a trazione c.s.=0.060
N_{Ed}	-187 kN	Compressione - Verificato a compressione c.s.=0.063

10.2.4 Verifica collegamenti

Tutte le bullonature vengono realizzate a taglio, con accoppiamento di precisione. La bullonatura è realizzata mediante n. 3 bulloni M27, classe 10.9 per il collegamento dei diagonale. Si ha quindi:

VERIFICA COLLEGAMENTI - DIAGONALI	
n. bulloni	3
Classe	10.9
ϕ_{bullone}	27
n. superfici attrito	2
$\mu =$	0.3
Bullonatura	n. 3 bulloni M27 classe 10.9
$A_{\text{res}} =$	459 mm ²
$f_{\text{tb}} =$	1000 MPa
$N_{\text{Ed,tot}} =$	246.4 kN
$\gamma_{\text{M7}} =$	1.25
$\gamma_{\text{M3}} =$	1.10
$F_{\text{p,C}} =$	292 kN
$F_{\text{s,Rd}} =$	$n \cdot \mu \cdot F_{\text{p,C}} / \gamma_{\text{M3}} = 159.3 \text{ kN}$
$F_{\text{s,Rd,tot}} =$	$F_{\text{s,Rd}} \cdot n_b = 478.0 \text{ kN}$
$N_{\text{Ed}} =$	246.4 kN < $F_{\text{s,Rd,tot}} = 478 \text{ kN}$

La verifica del collegamento del traverso inferiore vengono effettuate con riferimento alla condizione di sollevamento. Si considerano a tal fine le sollecitazioni di scarico sugli appoggi dedotti nella combinazione allo S.L.E. frequente, ovvero considerando la presenza di 0.75 TS e 0.4 UDL dei carichi mobili.



Il collegamento è effettuato mediante due cordoni di saldatura per parte.

Considerando i seguenti dati:

$$f_u = 510 \text{ MPa}$$

resistenza a rottura dell'acciaio S355

$$\gamma_{\text{M2}} = 1.25$$

coefficiente di sicurezza per le saldature

$$\beta_w = 0.9$$

coefficiente di correlazione

$$f_{\text{w,Rd}} = f_u / (\beta_w \sqrt{3} \gamma_{\text{M2}}) = 261.7 \text{ MPa}$$

tensione di progetto a taglio

$$F_{\text{w,Ed}} = 2866.7 \cdot 10^3 \text{ N} / 2 = 1433.35 \cdot 10^3 \text{ N}$$

taglio agente sul singolo cordone di saldatura

$$a_{\text{min}} = F_{\text{w,Ed}} / (f_{\text{w,Rd}} \cdot L) = 1433.35 \cdot 10^3 \text{ N} / (261.7 \cdot 450) = 12.2 \text{ mm}$$

profondità di gola necessaria

10.3 Traversi secondari

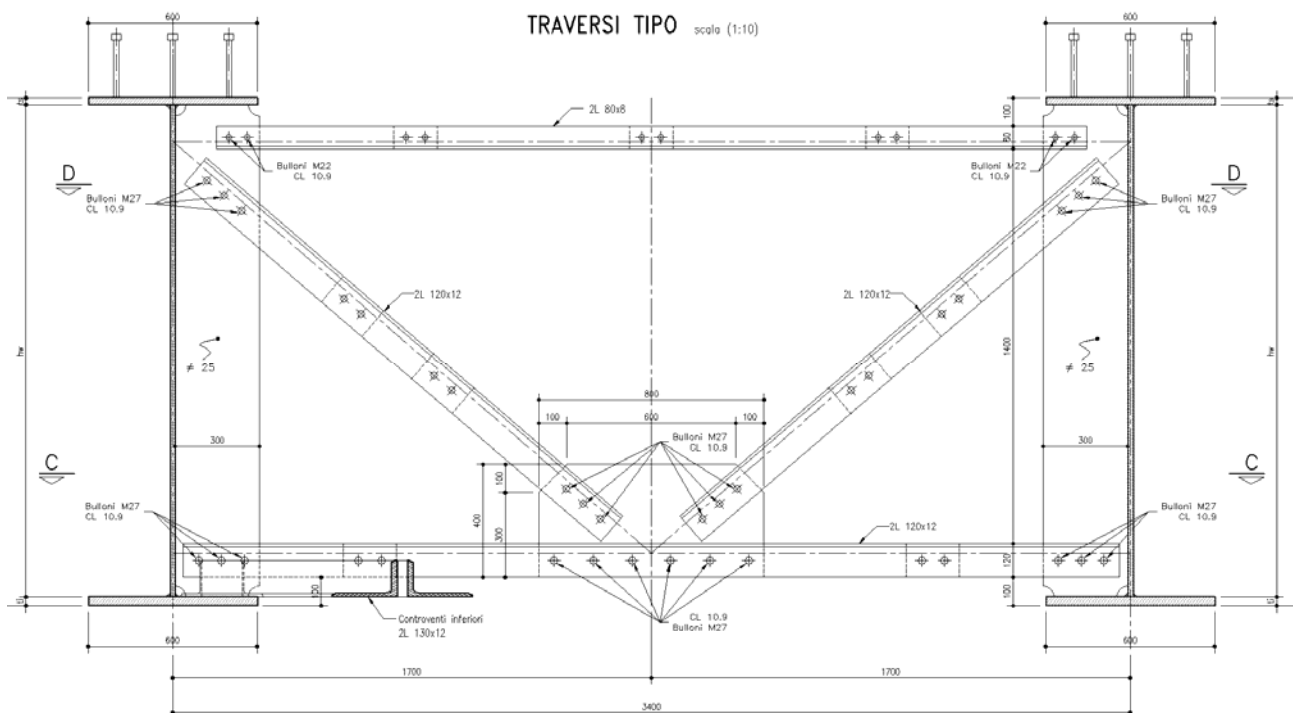
Lungo l'impalcato vengono predisposti traversi secondari, posti ad interasse longitudinale tipico pari a 4.55 m, atti a garantire l'indefornabilità della sezione trasversale del cassone sotto l'effetto dell'azione torcente.

La struttura reticolare, di cui di seguito si riporta lo schema, prevede i seguenti elementi:

- n. 1 corrente superiore (di montaggio), ordito tra le estremità superiori delle due anime, realizzato mediante una coppia di profili ad L 80x8, accoppiati a distanza mutua pari a 20.0 mm;
- n. 2 diagonali, realizzati con una coppia di profili ad L, tipo 120x12, accoppiati a distanza mutua pari a 20.0 mm;
- n. 1 corrente inferiore, ordito tra le estremità inferiori delle anime, realizzato mediante una coppia di profili ad L 120x12, accoppiati a distanza mutua pari a 20.0 mm;

I diagonali sono collegati ai correnti per mezzo di una piastra di nodo di spessore pari a 20.0 mm.

Tutte le unioni sono realizzate d attrito.



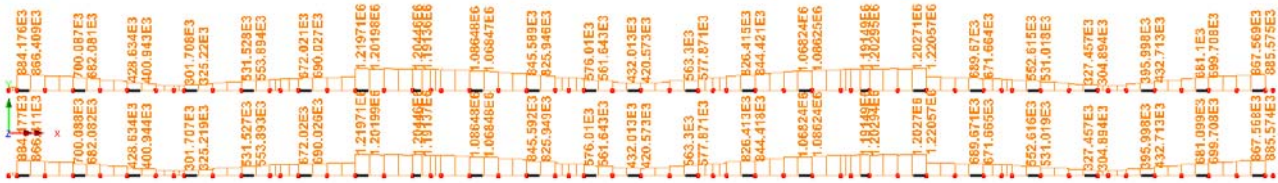
10.3.1 Calcolo sollecitazioni insistenti nei traversi

I diaframmi secondari risultano caricati dalla variazione di momento torcente che viene ad instaurarsi per effetto dei carichi esterni in corrispondenza delle sezioni che si trovano alle estremità del tratto di competenza di ciascun traverso.

Il calcolo della variazione di momento torcente viene effettuato, per semplicità ed a favore di sicurezza, considerando la variazione di momento torcente tra elemento ed elemento contigui tra loro, indipendentemente dalla propria lunghezza (che risulta al massimo intorno ai 4.55 m).

L'elaborazione viene effettuata con riferimento alla combinazione più gravosa per quanto riguarda gli effetti torcenti. Di seguito si riportano gli andamenti riferiti alla situazione di massimo momento torcente sulle spalle e sulle pile. La prima combinazione consente il dimensionamento dei traversi secondari sulle campate

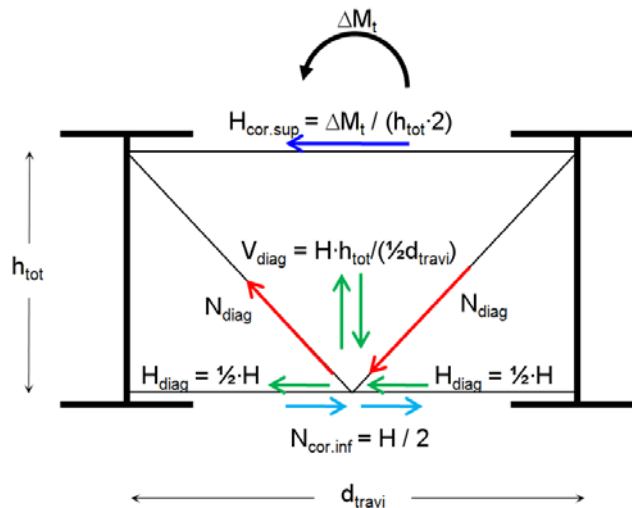
lateral, mentre la seconda combinazione è utilizzata per la verifica dei traversi secondari della campata centrale.



Allo S.L.U., l'analisi delle variazioni di momento torcente restituisce per tutti i contributi i seguenti valori:

VERIFICA TRAVERSI

$d_{\max, \text{traversi}} =$	4.55 m	Massima distanza fra i traversi
$\Delta M_{t, \text{traverso}} =$	271.5 kNm/4.55m	Variazione max di momento torcente per il singolo traverso
$h_{\text{tot}} =$	1.460 m	Altezza del traverso
$d_{\text{travi}} =$	3.4 m	Distanza travi



CORRENTE SUPERIORE

$F_H =$	$271.5 / (1.46 \cdot 2) =$	93.0 kN	Azione sul corrente superiore
---------	----------------------------	---------	-------------------------------

CORRENTE INFERIORE

$N =$	$\pm 93.0 / 2 =$	46.5 kN	Azione sul corrente inferiore
-------	------------------	---------	-------------------------------

DIAGONALI

$H =$		46.5 kN	Risultante orizzontale in ogni diagonale
$V =$	$46.5 \cdot 1.46 / 1.7 =$	39.9 kN	Risultante verticale in ogni diagonale
$N =$	$\pm (46.5^2 + 39.9^2)^{0.5} =$	61.3 kN	Azione assiale sul diagonale

10.3.2 Verifica diagonali

Si utilizza, per i diagonali, un profilo composto da 2L 120×12, giuntato inferiormente e superiormente mediante bulloni M27 (gioco foro/bullone 0.5 mm); l'accoppiamento dei profili verrà eseguito mediante due imbottiture, in modo da suddividere l'elemento in tre campi di lunghezza uguale.

VERIFICA DIAGONALI

Profili		2L 120x12	
n. profili		2	
L ₁		120 mm	
L ₂		120 mm	
t		12 mm	
Bulloni		M27	
Ø _{foro}		27.5 mm	
Ø _{bullone}		27 mm	
d _{calc} =		2241 mm	Lunghezza totale diagonale (di calcolo)
A _l =		5508 mm ²	Area lorda profili
A _{res} =	5508 - 2 · (27.5 · 12) =	4848 mm ²	Area netta (detrazione di n. 2 fori ø27.5 per bullone ø27)
I _{min} =		7.35E+06 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
n		1	Numero campi
L _{cr} =	2'241 / 1 =	2241 mm	Lunghezza di libera inflessione
i _{min} =		36.54 mm	
f _{yk}		355 Mpa	
A		4848 mm ²	Area
E		210000 MPa	Modulo elastico
α =		c	Curva di instabilità (a,b,c,d)
α =		0.49	fattore di imperfezione
N _{cr} =	π ² EI / L _{cr} =	-3035293 N	Carico critico elastico
λ =	L _{cr} / i _{min} =	61	
λ ₁ =	π · (f _{yk} / E) ^{0.5} =	76	
λ =	λ / λ ₁ =	0.80	Snellezza adimensionale
Φ =	0.5 · [1 + α · (λ - 0.2) + λ ²] =	0.97	
χ =	1 / [Φ + (Φ ² - λ ²) ^{0.5}] =	0.66	
γ _{M0}	=	1.05	
γ _{M1}	=	1.10	
γ _{M2}	=	1.25	

VERIFICA DIAGONALI

N _{b,Rd} =	χ · A · f _{yk} / γ _{M1} =	-1033 kN	Carico critico elastico
N _{t,Rd} =	A · f _{yk} / γ _{M0} =	1639 kN	Resistenza plastica della sezione lorda (EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6))
N _{Ed} =		61 kN	Trazione - Verificato a trazione c.s.=0.037
N _{Ed} =		-61 kN	Compressione - Verificato a compressione c.s.=0.059

10.3.3 Verifica corrente inferiore

Si utilizza, per il corrente inferiore, un profilo composto da 2 L120×12, giuntato ai lati ed alla piastra di nodo centrale mediante bulloni M27; l'accoppiamento dei profili verrà eseguito mediante due coppie imbottiture, in modo da suddividere l'intero elemento in sei campi di lunghezza uguale. Per il profilo composto (distanza trasversale 20.0 mm) si hanno le seguenti caratteristiche geometriche:

VERIFICA CORRENTI INFERIORI

Profili			2L 120x12		
n. profili		2			
L ₁		120 mm			
L ₂		120 mm			
t		12 mm			
Bulloni			M27		
Ø _{foro}		27.5 mm			
Ø _{bullone}		27 mm			
d _{calc} =		1700 mm			Lunghezza libera di calcolo
A _l =		5508 mm ²			Area lorda profili
A _{res} =	5508 - 2 · (27.5 · 12) =	4848 mm ²			Area netta (detrazione di n. 2 fori ø27.5 per bullone ø27)
I _{min} =		7.35E+06 mm ⁴			Momento d'inerzia minimo
n		1			Numero campi
L _{cr} =	1700 / 1 =	1700 mm			Lunghezza libera massima profilo singolo
i _{min} =		36.54 mm			
f _{yk}		355 Mpa			
A		4848 mm ²			Area
E		210000 MPa			Modulo elastico
		c			Curva di instabilità (a,b,c,d)
α =		0.49			fattore di imperfezione
N _{cr} =	π ² EI / L _{cr} =	-5274057 N			Carico critico elastico
λ =	L _{cr} / i _{min} =	47			
λ ₁ =	π · (f _{yk} / E) ^{0.5} =	76			
λ =	λ / λ ₁ =	0.61			Snellezza adimensionale
Φ =	0.5 · [1 + α · (λ - 0.2) + λ ²] =	0.79			
χ =	1 / [Φ + (Φ ² - λ ²) ^{0.5}] =	0.78			
γ _{M0}	=	1.05			
γ _{M1}	=	1.10			
γ _{M2}	=	1.25			

VERIFICA CORRENTI INFERIORI

N _{b,Rd}	-1221 kN	Carico critico elastico
N _{t,Rd}	1639 kN	Resistenza plastica della sezione lorda (EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6))
N _{Ed}	46 kN	Trazione - Verificato a trazione c.s.=0.028
N _{Ed}	-46 kN	Compressione - Verificato a compressione c.s.=0.038

10.3.4 Verifica collegamenti

Tutte le bullonature vengono realizzate a taglio, con accoppiamento di precisione.

La bullonatura è realizzata mediante n. 3 bulloni M27, classe 10.9 per il collegamento superiore, inferiore e per il diagonale. Si ha quindi:

VERIFICA COLLEGAMENTI - DIAGONALI	
n. bulloni	3
Classe	10.9
$\varnothing_{\text{bullone}}$	27
n. superfici attrito	2
$\mu =$	0.3
Bullonatura n. 3 bulloni M27 classe 10.9	
$A_{\text{res}} =$	459 mm ²
$f_{\text{tb}} =$	1000 MPa
$N_{\text{Ed,tot}} =$	61.3 kN
$\gamma_{M7} =$	1.25
$\gamma_{M3} =$	1.10
$F_{p,C} =$	292 kN
$F_{s,Rd} = n \cdot \mu \cdot F_{p,C} / \gamma_{M3} =$	159.3 kN
$F_{s,Rd,tot} = F_{s,Rd} \cdot n_b =$	478.0 kN
$N_{Ed} =$	61.3 kN < $F_{s,Rd,tot} = 478$ kN

VERIFICA COLLEGAMENTI - CORRENTE INFERIORE	
n. bulloni	3
Classe	10.9
$\varnothing_{\text{bullone}}$	27 mm
n. superfici attrito	2
$\mu =$	0.3
Bullonatura n. 3 bulloni M27 classe 10.9	
$A_{\text{res}} =$	459 mm ²
$f_{\text{tb}} =$	1000 MPa
$N_{\text{Ed,tot}} =$	46.5 kN
$\gamma_{M7} =$	1.25
$\gamma_{M3} =$	1.10
$F_{p,C} =$	292 kN
$F_{s,Rd} = n \cdot \mu \cdot F_{p,C} / \gamma_{M3} =$	159.3 kN
$F_{s,Rd,tot} = F_{s,Rd} \cdot n_b =$	478.0 kN
$N_{Ed} =$	46.5 kN < $F_{s,Rd,tot} = 478$ kN

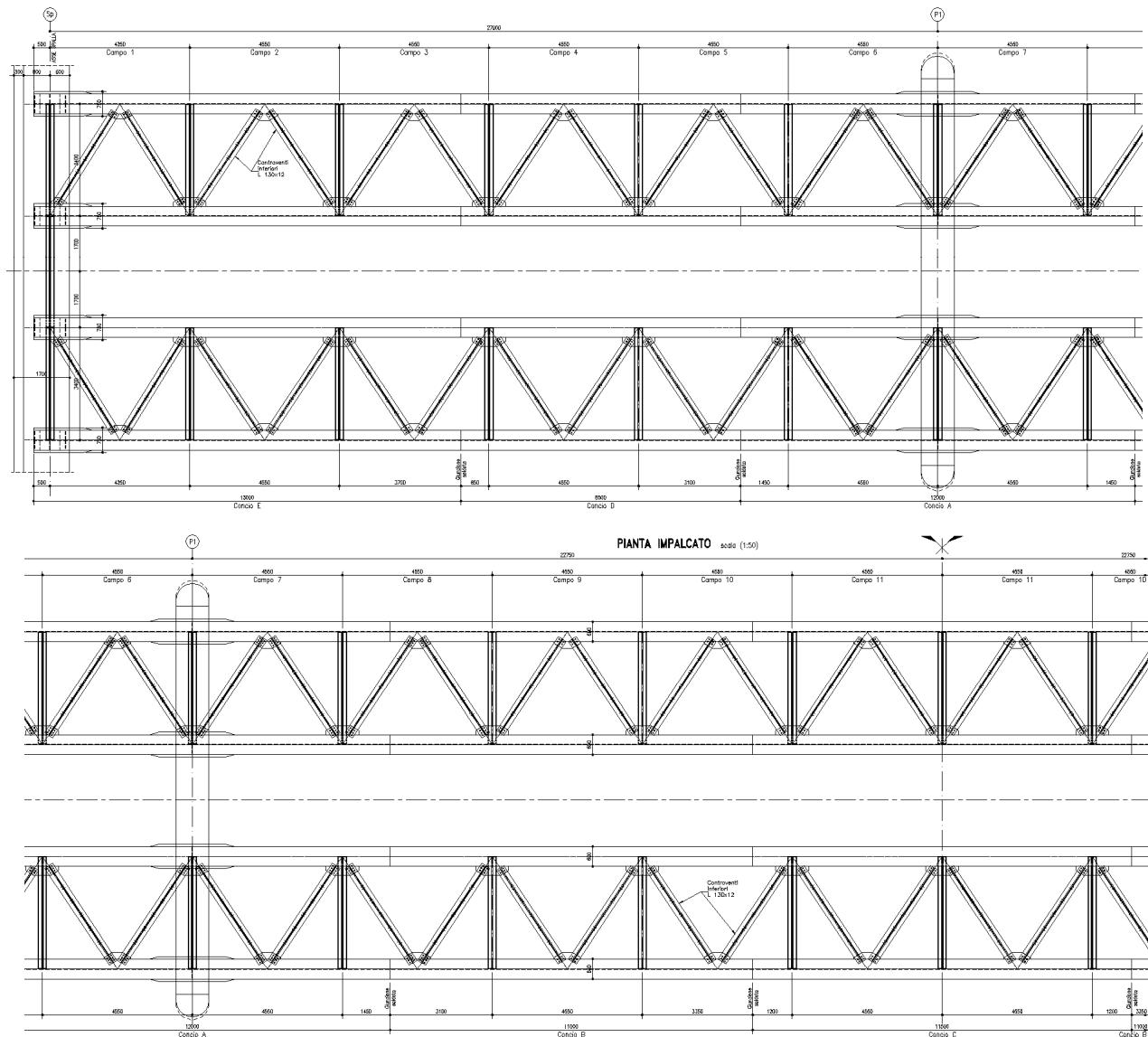
11. Verifica controventatura inferiore

Il controvento di torsione presenta una campitura tipica di 4.05m ed è della tipologia a diagonale singolo.

La struttura reticolare, di cui di seguito si riporta lo schema, prevede i seguenti elementi:

- n. 2 diagonali, realizzati con una coppia di profili ad L, tipo 130×12, accoppiati a distanza mutua pari a 20.0 mm;

I diagonali sono collegati ai correnti per mezzo di una piastra di nodo di spessore pari a 20.0 mm. Tutte le unioni sono realizzate ad attrito.



11.1.1 Calcolo sollecitazioni insistenti nei diagonali

Il calcolo viene effettuato mediante la formula:

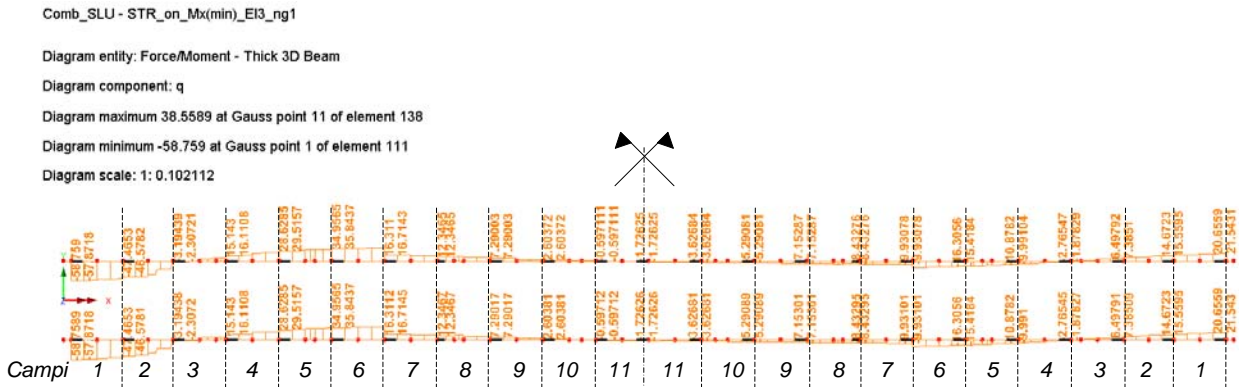
$$N_{Ed} = q \cdot d = T_{Ed} / (2 \cdot A_0) \cdot d$$

con $q = T_{Ed} / (2 \cdot A_0) =$ flusso di taglio

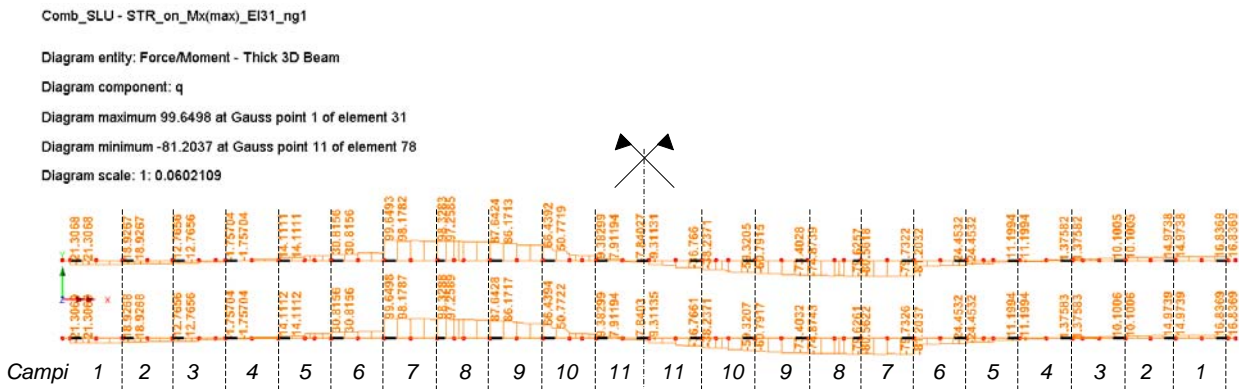
$A_0 =$ area di Bredt

$d =$ lunghezza del diagonale

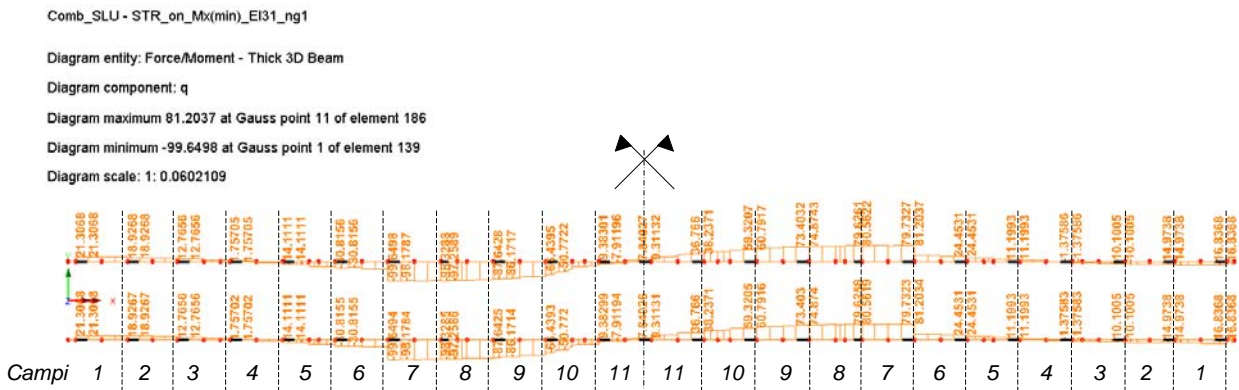
Combinazione SLU - Min T (in corrispondenza delle spalle)



Combinazione SLU - Max T (in corrispondenza delle pile)



Combinazione SLU - Min T (in corrispondenza delle pile)



Si fa notare che, dato l'andamento del flusso torrente, si decide di progettare la bullonatura dei collegamenti di controvento differenziando i campi 1-5 dai campi 6-8 e 9-11.

11.1.2 Verifica diagonali

Per i diagonali, si utilizza un profilo composto da 2L 130×12, giuntato mediante bulloni M27; l'accoppiamento dei profili verrà eseguito mediante cinque imbottiture, in modo da suddividere l'elemento in sei campi di lunghezza uguale.

VERIFICA DIAGONALI (campo 1-5)**Profili** 2L 130x12

n. profili	2
L ₁	130 mm
L ₂	130 mm
t	12 mm

Bulloni M27

ø _{foro}	27.5 mm
ø _{bullone}	27 mm

d _{calc} =	4009 mm	Lunghezza totale diagonale (di calcolo)
A _l =	5994 mm ²	Area lorda profili
A _{res} =	$5994 - 2 \cdot (27.5 \cdot 12) = 5334$ mm ²	Area netta (detrazione di n. 2 fori ø27.5 per bullone ø27)
i _{min} =	9.44E+06 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
n	1	Numero campi
L _{cr} =	$4 \cdot 009 / 1 = 4009$ mm	Lunghezza di libera inflessione
i _{min} =	39.69 mm	
f _{yk}	355 Mpa	
A	5334 mm ²	Area
E	210000 MPa	Modulo elastico
c		Curva di instabilità (a,b,c,d)
α =	0.49	fattore di imperfezione
N _{cr} =	$\pi^2 EI / L_{cr} = -1217607$ N	Carico critico elastico
λ =	$L_{cr} / i_{min} = 101$	
λ ₁ =	$\pi \cdot (f_{yk} / E)^{0.5} = 76$	
λ =	$\lambda / \lambda_1 = 1.32$	Snellezza adimensionale
Φ =	$0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 1.65$	
χ =	$1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda^2)^{0.5}] = 0.38$	
γ _{M0}	= 1.05	
γ _{M1}	= 1.10	
γ _{M2}	= 1.25	

VERIFICA DIAGONALI (campo 1-5)

N _{b,Rd} =	$\chi \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} =$	-654 kN	Carico critico elastico
N _{t,Rd} =	$A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	1803 kN	Resistenza plastica della sezione lorda (EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6))
N _{Ed} =		290 kN	Trazione - Verificato a trazione c.s.=0.161
N _{Ed} =		-290 kN	Compressione - Verificato a compressione c.s.=0.443

VERIFICA DIAGONALI (Campo 6-8)**Profili** 2L 130x12

n. profili	2
L ₁	130 mm
L ₂	130 mm
t	12 mm

Bulloni M27

Ø _{foro}	27.5 mm
Ø _{bullone}	27 mm

d _{calc} =	4091 mm	Lunghezza totale diagonale (di calcolo)
A _l =	5994 mm ²	Area lorda profili
A _{res} =	5994 - 2 · (27.5 · 12) = 5334 mm ²	Area netta (detrazione di n. 2 fori ø27.5 per bullone ø27)
I _{min} =	9.44E+06 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
n	1	Numero campi
L _{cr} =	4'091 / 1 = 4091 mm	Lunghezza di libera inflessione
i _{min} =	39.69 mm	
f _{yk}	355 Mpa	
A	5334 mm ²	Area
E	210000 MPa	Modulo elastico
c		Curva di instabilità (a,b,c,d)
α =	0.49	fattore di imperfezione
N _{cr} =	π ² EI / L _{cr} = -1169588 N	Carico critico elastico
λ =	L _{cr} / i _{min} = 103	
λ ₁ =	π · (f _{yk} / E) ^{0.5} = 76	
λ =	λ / λ ₁ = 1.35	Snellezza adimensionale
Φ =	0.5 · [1 + α · (λ - 0.2) + λ ²] = 1.69	
χ =	1 / [Φ + (Φ ² - λ ²) ^{0.5}] = 0.37	
γ _{M0}	= 1.05	
γ _{M1}	= 1.10	
γ _{M2}	= 1.25	

VERIFICA DIAGONALI (Campo 6-8)

N _{b,Rd} =	χ · A · f _{yk} / γ _{M1} =	-635 kN	Carico critico elastico
N _{t,Rd} =	A · f _{yk} / γ _{M0} =	1803 kN	Resistenza plastica della sezione lorda (EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6))
N _{Ed} =		408 kN	Trazione - Verificato a trazione c.s.=0.226
N _{Ed} =		-408 kN	Compressione - Verificato a compressione c.s.=0.642

VERIFICA DIAGONALI (Campo 9-11)**Profili** 2L 130x12

n. profili	2
L ₁	130 mm
L ₂	130 mm
t	12 mm

Bulloni M27

Ø _{foro}	27.5 mm
Ø _{bullone}	27 mm

d _{calc} =	3957 mm	Lunghezza totale diagonale (di calcolo)
A _l =	5994 mm ²	Area lorda profili
A _{res} =	5994 - 2 · (27.5 · 12) = 5334 mm ²	Area netta (detrazione di n. 2 fori ø27.5 per bullone ø27)
i _{min} =	9.44E+06 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
n	1	Numero campi
L _{cr} =	3·957 / 1 = 3957 mm	Lunghezza di libera inflessione
i _{min} =	39.69 mm	
f _{yk}	355 Mpa	
A	5334 mm ²	Area
E	210000 MPa	Modulo elastico
c		Curva di instabilità (a,b,c,d)
α =	0.49	fattore di imperfezione
N _{cr} =	π ² EI / L _{cr} = -1249873 N	Carico critico elastico
λ =	L _{cr} / i _{min} = 100	
λ ₁ =	π · (f _{yk} / E) ^{0.5} = 76	
λ =	λ / λ ₁ = 1.30	Snellezza adimensionale
Φ =	0.5 · [1 + α · (λ - 0.2) + λ ²] = 1.62	
χ =	1 / [Φ + (Φ ² - λ ²) ^{0.5}] = 0.39	
γ _{M0}	= 1.05	
γ _{M1}	= 1.10	
γ _{M2}	= 1.25	

VERIFICA DIAGONALI (Campo 9-11)

N _{b,Rd} =	χ · A · f _{yk} / γ _{M1} =	-666 kN	Carico critico elastico
N _{t,Rd} =	A · f _{yk} / γ _{M0} =	1803 kN	Resistenza plastica della sezione lorda (EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6))
N _{Ed} =		263 kN	Trazione - Verificato a trazione c.s.=0.146
N _{Ed} =		-263 kN	Compressione - Verificato a compressione c.s.=0.395

Pertanto le verifiche appaiono soddisfatte.

11.1.3 Verifica collegamenti

Tutte le bullonature vengono realizzate ad attrito. Con riferimento ai primi due campi di controventatura inferiore, la bullonatura di ciascun profilo è realizzata mediante bulloni M27, classe 10.9. Si ha quindi:

VERIFICA COLLEGAMENTI - DIAGONALI (campo 1-5)	
n. bulloni	4
Classe	10.9
$\varnothing_{\text{bullone}}$	27
n. superfici attrito	1
$\mu =$	0.3
Bullonatura n. 4 bulloni M27 classe 10.9	
$A_{\text{res}} =$	459 mm ²
$f_{\text{tb}} =$	1000 MPa
$N_{\text{Ed,tot}} =$	289.6 kN
$\gamma_{\text{M7}} =$	1.25
$\gamma_{\text{M3}} =$	1.10
$F_{\text{p,C}} =$	292 kN
$F_{\text{s,Rd}} = n \cdot \mu \cdot F_{\text{p,C}} / \gamma_{\text{M3}} =$	79.7 kN
$F_{\text{s,Rd,tot}} = F_{\text{s,Rd}} \cdot n_{\text{b}} =$	318.6 kN
$N_{\text{Ed}} =$	289.6 kN < $F_{\text{s,Rd,tot}} = 319$ kN

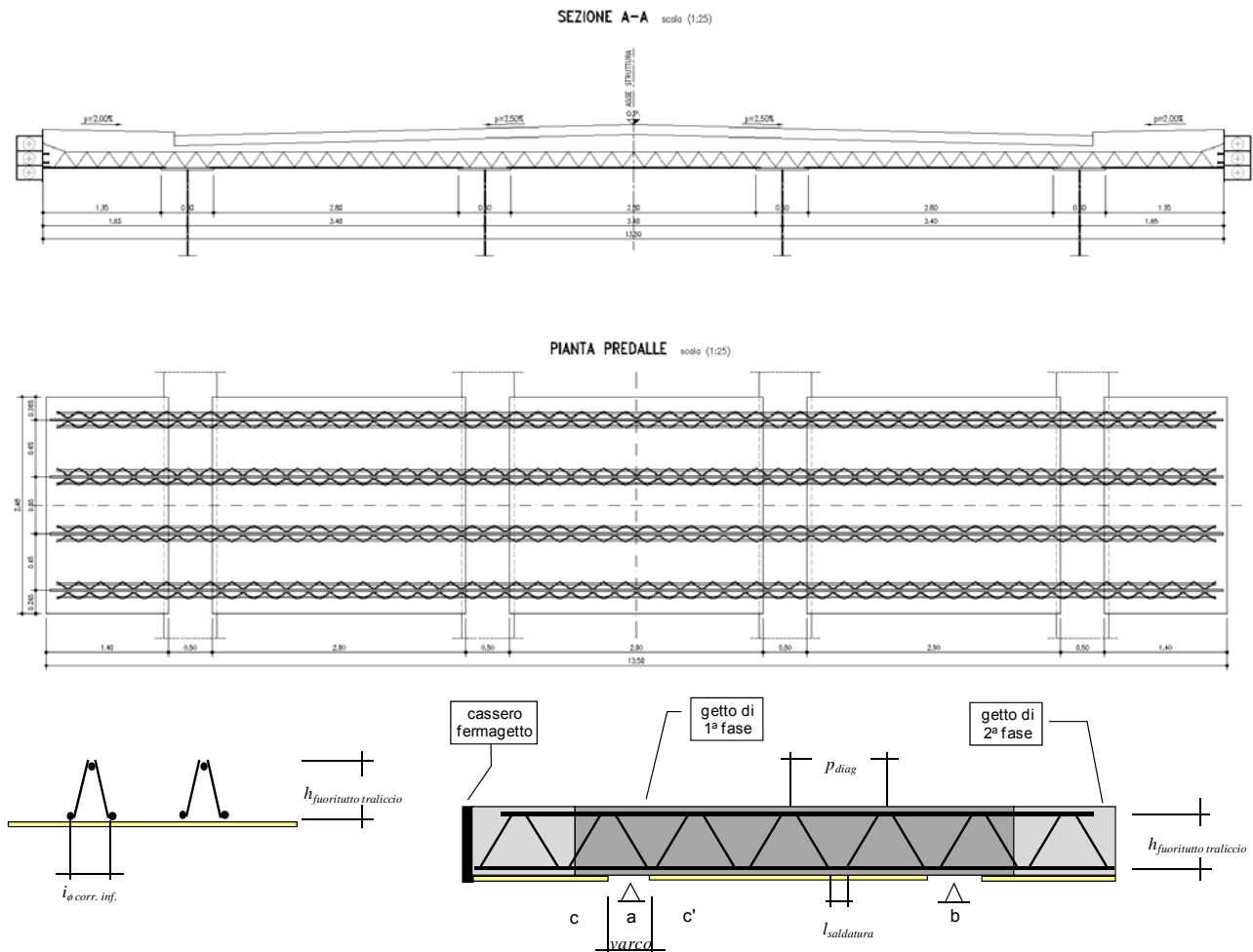
VERIFICA COLLEGAMENTI - DIAGONALI (Campo 6-8)	
n. bulloni	6
Classe	10.9
$\varnothing_{\text{bullone}}$	27
n. superfici attrito	1
$\mu =$	0.3
Bullonatura n. 6 bulloni M27 classe 10.9	
$A_{\text{res}} =$	459 mm ²
$f_{\text{tb}} =$	1000 MPa
$N_{\text{Ed,tot}} =$	407.7 kN
$\gamma_{\text{M7}} =$	1.25
$\gamma_{\text{M3}} =$	1.10
$F_{\text{p,C}} =$	292 kN
$F_{\text{s,Rd}} = n \cdot \mu \cdot F_{\text{p,C}} / \gamma_{\text{M3}} =$	79.7 kN
$F_{\text{s,Rd,tot}} = F_{\text{s,Rd}} \cdot n_{\text{b}} =$	478.0 kN
$N_{\text{Ed}} =$	407.7 kN < $F_{\text{s,Rd,tot}} = 478$ kN

VERIFICA COLLEGAMENTI - DIAGONALI (Campo 9-11)	
n. bulloni	4
Classe	10.9
$\varnothing_{\text{bullone}}$	27
n. superfici attrito	1
$\mu =$	0.3
Bullonatura n. 4 bulloni M27 classe 10.9	
$A_{\text{res}} =$	459 mm ²
$f_{\text{tb}} =$	1000 MPa
$N_{\text{Ed,tot}} =$	262.9 kN
$\gamma_{\text{M7}} =$	1.25
$\gamma_{\text{M3}} =$	1.10
$F_{\text{p,C}} =$	292 kN
$F_{\text{s,Rd}} = n \cdot \mu \cdot F_{\text{p,C}} / \gamma_{\text{M3}} =$	79.7 kN
$F_{\text{s,Rd,tot}} = F_{\text{s,Rd}} \cdot n_{\text{b}} =$	318.6 kN
$N_{\text{Ed}} =$	262.9 kN < $F_{\text{s,Rd,tot}} = 319$ kN

Pertanto la verifica appare soddisfatta.

12. Verifica coppella

Per la verifica della coppella si fa riferimento alle seguenti caratteristiche geometriche:



Di seguito si indicano le grandezze geometriche che caratterizzano la coppella metallica:

1.1. DATI D' INGRESSO.

Geometria :	luce tra gli appoggi "a" e "b":	=	3.40 m	
	lunghezza dello sbalzo di sola coppella:	=	1.40 m	
	numero degli sbalzi:	=	2	
Coppella :	spessore equivalente della coppella metallica:	=	0.0126 m	
	varco tra le coppelle (vedi figura):	=	0.500 m	
	larghezza della coppella in campata:	=	2.480 m	
	larghezza della coppella presso lo sbalzo:	=	2.480 m	
Tralicci :	numero di tralicci per coppella:	=	4	
	altezza fuoritutto del traliccio:	=	0.151 m	
	diametro delle barre del corrente superiore:	$\varnothing_{cor.sup}$	=	18 mm
	diametro delle barre del corrente inferiore:	$\varnothing_{cor.inf}$	=	16 mm
	diametro delle barre diagonali:	\varnothing_{diag}	=	10 mm
	passo degli elementi diagonali:	=	0.25 m	
	lunghezza del tratto di saldatura degli elementi diagonali al corrente superiore:	=	0.03 m	
	lunghezza del tratto di saldatura degli elementi diagonali al corrente inferiore:	=	0.03 m	
interasse fra le barre del corrente inferiore (vedi schema nell' immagine):	=	0.150 m		
Carichi :	spessore del getto (compreso maggior spessore in fase esecutiva da livellare):	=	0.246 m	
	lunghezza di getto in 1.a fase dello sbalzo da "a" a "c" ($L_{ac}=L_{ac}$):	=	1.40 m	
	sovaccarico accidentale in corso di esecuzione:	=	0.75 kN/m ²	
	cassero fermagetto:	=	0.16 kN/m	

Al fine di ricavare le azioni sui singoli elementi resistenti (corrente inferiore, superiore e diagonale) si calcolano le seguenti caratteristiche geometriche del traliccio:

1.2. DATI CALCOLATI.

Interasse verticale fra correnti superiore e inferiore:	$i_c = 0.151 - (0.018 + 0.016) / 2$	=	0.134 m
Lunghezza della proiezione longitudinale sul piano della coppella del diagonale:	$a = (0.25 - 0.03 - 0.03) / 2$	=	0.095 m
Inclinazione del diagonale rispetto alla verticale sul piano longitudinale:	$\alpha = \arctg(a / i_c) = \arctg(0.095 / 0.134)$	=	35.33 °
Lunghezza della proiezione trasversale sul piano della coppella del diagonale:	$b = (0.15 + 0.016 - 0.018) / 2$	=	0.074 m
inclinazione del diagonale rispetto alla verticale sul piano trasversale:	$\beta = \arctg(b / i_c) = \arctg(0.074 / 0.134)$	=	28.91 °

In particolare si considerano le sezioni di incastro dello sbalzo e di mezzeria della campata centrale. Le sollecitazioni taglianti e flettenti in queste due sezioni sono ricavate, a favore di sicurezza, assumendo rispettivamente lo schema statico di trave incastrata e trave semplicemente appoggiata per la fase 1 di getto e trave doppiamente incastrata per la fase di completamento del getto.

Si precisa che per il calcolo si sono adottati i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

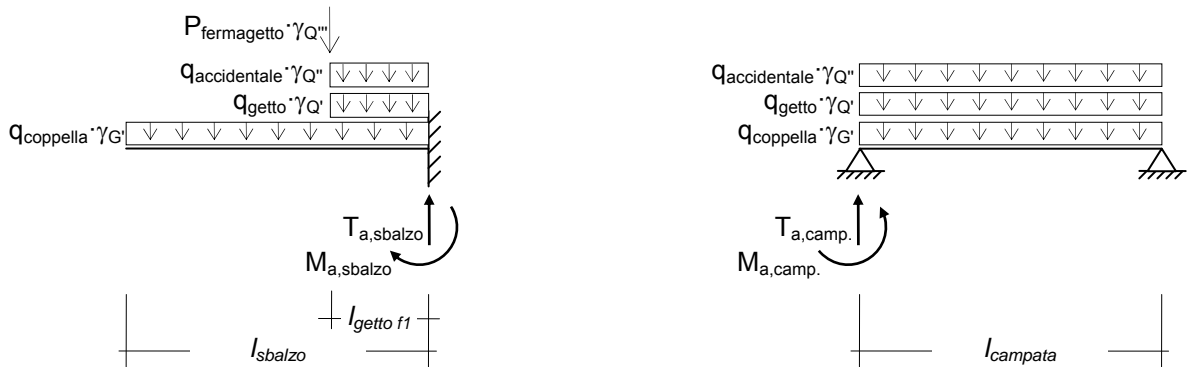
peso proprio coppella	$\gamma_G =$	1.0
getto cls*	$\gamma_Q =$	1.1
carico accidentale	$\gamma_Q =$	1.0
carico tavola fermagetto	$\gamma_Q =$	1.0
M e T ulteriori	$\gamma_Q =$	1.0

* comunque non meno di 0.75kN/m² e non più di 1.5kN/m²

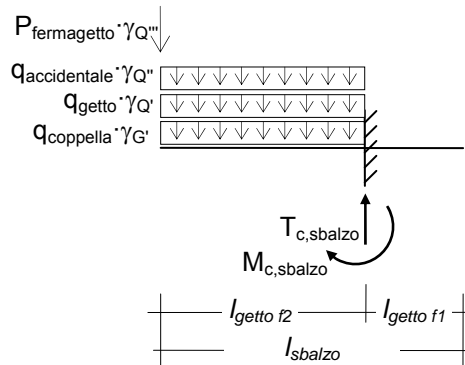
Pertanto i carichi utilizzati sono i seguenti:

$Q_{coppella} \cdot \gamma_G =$	$2.48m \cdot 0.013m \cdot 1 \cdot 25kN/m^3$	=	0.779 kN/m
$Q_{getto} \cdot \gamma_Q =$	$[(0.246m \cdot 25kN/m^3) + 0.75kN/m^2] \cdot 2.48m$	=	17.112 kN/m
$Q_{accidentale} \cdot \gamma_Q =$	$2.48m \cdot 1 \cdot 0.75kN/m^2$	=	1.860 kN/m
$P_{fermagetto} \cdot \gamma_Q =$	$2.48m \cdot 0.16kN/m \cdot 1$	=	0.397 kN

Gli schemi di calcolo assunti per le varie fasi sono riportati di seguito:



Fase 1° di getto della soletta.



Fase 2° di getto della soletta.

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni nelle sezioni di appoggio e mezzzeria della campata per la fase 1 di getto:

FASE 1 del getto:			
Fase 1: Taglio presso l'appoggio			
dallo sbalzo : coppella :	$0.779\text{kN/m} \cdot 1.4\text{m}$	=	1.09 kN/coppella
carico accidentale :	$1.860\text{kN/m} \cdot 1.4\text{m}$	=	2.60 kN/coppella
fermagetto :	0.397kN	=	0.40 kN/coppella
getto :	$17.112\text{kN/m} \cdot 1.4\text{m}$	=	23.96 kN/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	$0\text{kN} \cdot 2.48\text{m}$	=	0.00 kN/coppella
		T_{a_sbal} =	28.05 kN/coppella
dalla campata : coppella :	$0.779\text{kN/m} \cdot 3.4\text{m} / 2$	=	1.32 kN/coppella
getto :	$17.112\text{kN/m} \cdot 3.4\text{m} / 2$	=	58.18 kN/coppella
carico accidentale :	$1.860\text{kN/m} \cdot 3.4\text{m} / 2$	=	6.32 kN/coppella
		T_{a_camp} =	65.83 kN/coppella
	T_a = max [T_{a_camp} ; T_{a_sbal}] = max[28.048; 65.829]	=	65.83 kN/coppella
Fase 1: Momento presso l'appoggio			
coppella :	$1.090\text{kN} \cdot 1.4\text{m} / 2$	=	0.76 kNm/coppella
carico accidentale :	$2.604\text{kN} \cdot 1.4\text{m} / 2$	=	1.82 kNm/coppella
fermagetto :	$0.397\text{kN} \cdot 1.4\text{m}$	=	0.56 kNm/coppella
getto :	$23.957\text{kN} \cdot 1.4\text{m} / 2$	=	16.77 kNm/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	$0\text{kN} \cdot 2.48\text{m}$	=	0.00 kNm/coppella
		M_a =	19.91 kNm/coppella
Fase 1: Momento in campata			
momento dallo/dagli sbalzo/i :	$0 \cdot 2 \cdot 19.911\text{kNm}$	=	0.00 kNm/coppella
coppella :	$0.779\text{kN/m} \cdot (3.4\text{m})^2 / 8$	=	1.13 kNm/coppella
getto :	$17.112\text{kN/m} \cdot (3.4\text{m})^2 / 8$	=	24.73 kNm/coppella
carico accidentale :	$1.860\text{kN/m} \cdot (3.4\text{m})^2 / 8$	=	2.69 kNm/coppella
		M_{ab} =	28.54 kNm/coppella

Si riportano le massime sollecitazioni nelle sezioni di appoggio per la fase di completamento del getto:

FASE 2 del getto:			
Fase 2: Taglio presso l'appoggio lato sbalzo			
coppella :	$0.779\text{kN/m} \cdot (1.4\text{m} - 1.4\text{m})$	=	0.00 kN/coppella
carico accidentale :	$1.860\text{kN/m} \cdot (1.4\text{m} - 1.4\text{m})$	=	0.00 kN/coppella
fermagetto :	0kN	=	0.00 kN/coppella
getto :	$17.112\text{kN/m} \cdot (1.4\text{m} - 1.4\text{m})$	=	0.00 kN/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	$0\text{kN} \cdot 2.48\text{m}$	=	0.00 kN/coppella
		T_c =	0.00 kN/coppella
Fase 2: Momento presso l'appoggio lato sbalzo			
coppella :	$0.000\text{kN} \cdot (1.4\text{m} - 1.4\text{m}) / 2$	=	0.00 kNm/coppella
carico accidentale :	$0.000\text{kN} \cdot (1.4\text{m} - 1.4\text{m}) / 2$	=	0.00 kNm/coppella
fermagetto :	$0.000\text{kN} \cdot (1.4\text{m} - 1.4\text{m})$	=	0.00 kNm/coppella
getto :	$0.000\text{kN} \cdot (1.4\text{m} - 1.4\text{m}) / 2$	=	0.00 kNm/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	$0\text{kNm} \cdot 2.48\text{m}$	=	0.00 kNm/coppella
		M_c =	0.00 kNm/coppella

Per la verifica delle coppelle si farà riferimento alle seguenti caratteristiche meccaniche, di instabilità e ai coefficienti di sicurezza indicati:

VERIFICA DELLE COPPELLE.

Convenzione : sforzi e tensioni > 0 se di **trazione**.

MATERIALI

f_{yk}	450 Mpa		
E	210000 MPa		
α	c	Curva di instabilità (a,b,c,d)	EN 1993-1-1 Table 6.2
	0.49	fattore di imperfezione	EN 1993-1-1 Table 6.1
γ_{M1}	1.1		NTC-08 Tab. 4.2.V
γ_{M0}	1.05		NTC-08 Tab. 4.2.V

Per le verifiche si è fatto riferimento a quanto prescritto da EN1993-1-1 cap. 6.2 e 6.3. In particolare per un'azione di trazione si prevede il calcolo dell'azione plastica resistente (EN1993-1-1 6.2.3 (6.6)), quindi si verifica che il coefficiente di sfruttamento sia inferiore all'unità (EN1993-1-1 6.2.3 (6.5)):

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

Nel caso di azione assiale di compressione si procede considerando anche i fenomeni di instabilità (EN1993-1-1 6.3.1.2). Pertanto la verifica prevede il calcolo delle seguenti quantità:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \Phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Nella fattispecie si sono ottenuti i seguenti coefficienti di sfruttamento per i singoli elementi che compongono un traliccio della coppella considerata:

VERIFICA CORRENTE SUPERIORE

M_{camp}	=	-28.54 kNm/coppella	Compressione
M_{app}	=	19.91 kNm/coppella	Trazione
$\varnothing_{corr sup}$	=	18 mm	
$A_{corr sup}$	= $18^2 \cdot 3.142 / 4$	= 254 mm ²	Area
I_{min}	= $3.142 \cdot 18^4 / 64$	= 5153 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
l_0	= 250 - 30	= 220 mm	Lunghezza di libera inflessione
N_{cr}	= $-210000 \cdot 3.142^2 \cdot 5153 / 220^2$	= -220665 N	Carico critico elastico
λ	= $(254 \cdot 450 / 220665)^{0.5}$	= 0.72	Snellezza adimensionale
Φ	= $0.5 \cdot (1 + 0.49 \cdot (0.720 - 0.2) + 0.72^2)$	= 0.89	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
χ	= $1 / [0.89 + (0.89^2 - 0.72^2)^{0.5}]$	= 0.71	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
$N_{b,Rd}$	= $-0.71 \cdot 254 \cdot 450 / 1.1$	= -74.12 kN	Carico critico elastico
			EN 1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)
$N_{t,Rd}$	= $254 \cdot 450 / 1.05$	= 109.06 kN	Resistenza plastica della sezione lorda
			EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6)
N_{Ed}	= $-28.54 \text{ kN} / (0.134 \text{ m} \cdot 4)$	= -53.25 kN/barra	Verificato a compressione c.s.=0.718
N_{Ed}	= $19.91 \text{ kN} / (0.134 \text{ m} \cdot 4)$	= 37.15 kN/barra	Verificato a trazione c.s.=0.341

VERIFICA CORRENTE INFERIORE

M_{app}	=	-19.91 kNm/coppella	Compressione	
M_{camp}	=	28.54 kNm/coppella	Trazione	
$\varnothing_{corr\ inf}$		16 mm		
$A_{corr\ inf}$	= $16^2 \cdot 3.142 / 4 =$	201 mm ²	Area	
I_{min}	= $3.142 \cdot 16^4 / 64 =$	3217 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo	
l_0	= $(500 + 2 \cdot 30) / 2 =$	280 mm	Lunghezza di libera inflessione	
N_{cr}	= $-210000 \cdot 3.142^2 \cdot 3^217 / 280^2 =$	-85046 N	Carico critico elastico	
λ	= $(201 \cdot 450 / 85^046)^{0.5} =$	1.03	Snellezza adimensionale	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
Φ	= $\frac{1}{2} \cdot (1 + 0.49 \cdot (1.031 - 0.2) + 1.03^2) =$	1.24		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
χ	= $1 / [1.24 + (1.24^2 - 1.03^2)^{0.5}] =$	0.52		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
$N_{b,Rd}$	= $-0.52 \cdot 201 \cdot 450 / 1.1 =$	-42.93 kN	Carico critico elastico	EN 1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)
$N_{t,Rd}$	= $201 \cdot 450 / 1.05 =$	86.17 kN	Resistenza plastica della sezione lorda	EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6)
N_{Ed}	= $-19.91\text{kN} / (0.134\text{m} \cdot 2 \cdot 4) =$	-18.57 kN/barra	Verificato a compressione c.s.=0.433	
N_{Ed}	= $28.54\text{kN} / (0.134\text{m} \cdot 2 \cdot 4) =$	26.62 kN/barra	Verificato a trazione c.s.=0.309	

VERIFICA DIAGONALI

T_{max}	=	-65.83 kN/coppella	Compressione	
\varnothing_{diag}		10 mm		
A_{diag}	= $10^2 \cdot 3.142 / 4 =$	79 mm ²	Area	
I_{min}	= $3.142 \cdot 10^4 / 64 =$	491 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo	
l_0	= $0.134 \cdot 1000 / (\cos 35.33 \cdot \cos 28.91) =$	188 mm	Lunghezza di libera inflessione	
N_{cr}	= $-210000 \cdot 3.142^2 \cdot 491 / 188^2 =$	-28896 N	Carico critico elastico	
λ	= $(79 \cdot 450 / 28^896)^{0.5} =$	1.11	Snellezza adimensionale	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
Φ	= $\frac{1}{2} \cdot (1 + 0.49 \cdot (1.106 - 0.2) + 1.11^2) =$	1.33		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
χ	= $1 / [1.33 + (1.33^2 - 1.11^2)^{0.5}] =$	0.48		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
$N_{b,Rd}$	= $-0.48 \cdot 79 \cdot 450 / 1.1 =$	-15.46 kN	Carico critico elastico	EN 1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)
$N_{t,Rd}$	= $79 \cdot 450 / 1.05 =$	33.66 kN	Resistenza plastica della sezione lorda	EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6)
N_{Ed}	= $-65.83 / (\cos 35.33 \cdot \cos 28.91 \cdot 2 \cdot 4) =$	-11.52 kN/barra	Verificato a compressione c.s.=0.745	

Di seguito si riportano le frecce calcolate considerando un carico uniformemente distribuito gravante su di una trave semplicemente appoggiata per la sezione di campata e di una mensola incastrata per la sezione più esterna di sbalzo. Tali schematizzazioni, non tenendo conto dei contributi dovuti alle campate lareali, conducono ad una stima della deformazione a favore di sicurezza.

Calcolo freccia massima

$A_{cor_sup_tot}$	1017.9 mm ²	
$A_{cor_inf_tot}$	1608.5 mm ²	
$A_{coppella}$	9920.0 mm ²	
y_{Gcor_sup}	146 mm	
y_{Gcor_inf}	12 mm	
$y_{Gcor_coppella}$	2 mm	
A_{tot}	12546 mm ²	
S_x	187752 mm ³	
y_{G_tot}	14.96 mm	
J_{tot}	19158711.14 mm ⁴	
E	210000 Mpa	
q	19.751 N/mm	
$L_{campata}$	3400 mm	
L_{sbalzo}	1400.00 mm	
$f_{campata} =$	$5/384 \cdot qL^4/EJ =$	8.5 mm
$f_{sbalzo} =$	$qL^4/8EJ =$	2.4 mm

13. Verifica soletta

13.1 Verifica in fase di esercizio

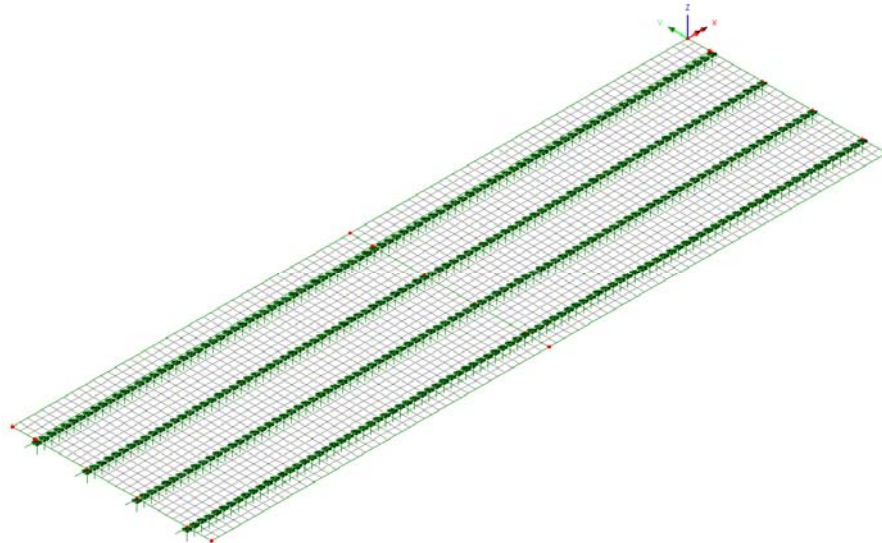
13.1.1 Generalità

Si analizza il comportamento della soletta, con riferimento alla sezione corrente. A tal fine si studia la zona di mezzera di una piastra di lunghezza complessiva pari a circa 45.5 m, vincolata rigidamente lungo i fili delle travi principali. Nell'ipotesi di "piastra indefinita", i vincoli di estremità sono liberi.

Per semplicità, l'analisi in fase di esercizio viene effettuata prescindendo dalle reali modalità realizzative (getto su coppella), ipotizzando pertanto che la soletta "nasca" direttamente con spessore pari a quello complessivo di progetto, e che il peso proprio del getto vada pertanto a gravare sul complesso delle armature predisposte lungo l'intero spessore.

Per la modellazione, effettuata mediante il programma Lusas 14.5, si adottano elementi "shell" lineari a quattro nodi, aventi dimensione caratteristica pari a 0.5 m.

La figura seguente riporta la configurazione del modello ad elementi finiti.



13.1.2 Carichi e combinazioni di carico

Si considerano i seguenti contributi di carico:

Peso proprio:

$g_1 = 25.0 \times 0.316 = 7.9 \text{ kN/m}^2$ uniformemente distribuito sulla sezione corrente

Sovraccarichi permanenti (cfr. analisi globale)

a)	Manto asfaltatura	g_{k2}^I	3.00	kN/m^2
b)	Marciaiedi	g_{k2}^{II}	3.75	kN/m^2
c)	Coppella laterale finitura	g_{k2}^{III}	1.56	kN/m
d)	Guardavia	g_{k2}^{IV}	1.5	kN/m

e) Reti di protezione g_{k2}^V 0.5 kN/m

Carichi mobili

La posizione dei carichi mobili viene definita con l'obiettivo principale di massimizzare/minimizzare il comportamento flettente trasversale e longitudinale lungo la sezione trasversale tracciata in mezzzeria della piastra.

Vengono presi in esame i modelli di carico LM1 (solo TS) ed LM2.

Per il modello LM1, i carichi TS si considerano le seguenti disposizioni trasversali:

- pos.1: corsia 1, composta da veicolo TS da 600 kN e UDL, disposti in asse corsia con la massima eccentricità positiva (3.75 m) + veicolo TS da 400 kN e UDL disposto in asse corsia con la minima eccentricità negativa (-3.75 m)
- pos.2: coppia di veicoli TS e UDL di corsia 1 e 2, disposti in asse al campo centrale soletta, affiancati alla minima distanza possibile.
- pos.3: veicoli TS e stesa UDL disposti in asse corsia con la massima eccentricità positiva (3.75 m) + veicolo T e stesa UDL disposti in asse campo centrale soletta.

Per il modello LM2 considerano le seguenti disposizioni trasversali:

- pos.1: veicolo LM2 disposto affiancato al marciapiede (e = 3.95 m)
- pos.2: veicolo LM2 disposto in asse campo centrale
- pos.3: singola ruota di LM2 disposto affiancato al marciapiede
- pos.4: singola ruota di LM2 disposto sul campo centrale

Unitamente ai precedenti, si considera il sovraccarico $q_{f,k}$ sui marciapiedi, con intensità massima pari a 2.5 kN/m^2 , distribuito su di una ampiezza pari a 1 m. Il carico verrà disposto su uno od ambedue i marciapiedi, al fine di massimizzare/minimizzare le sollecitazioni di interesse.

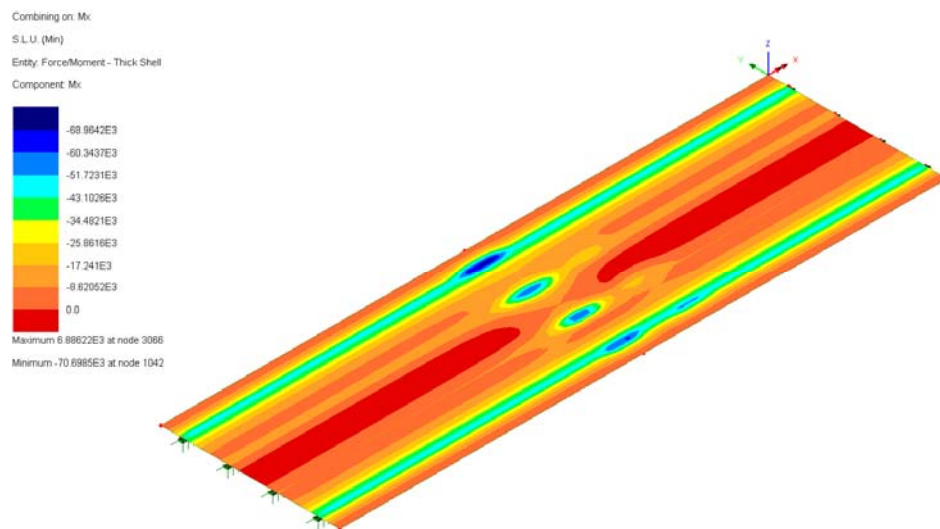
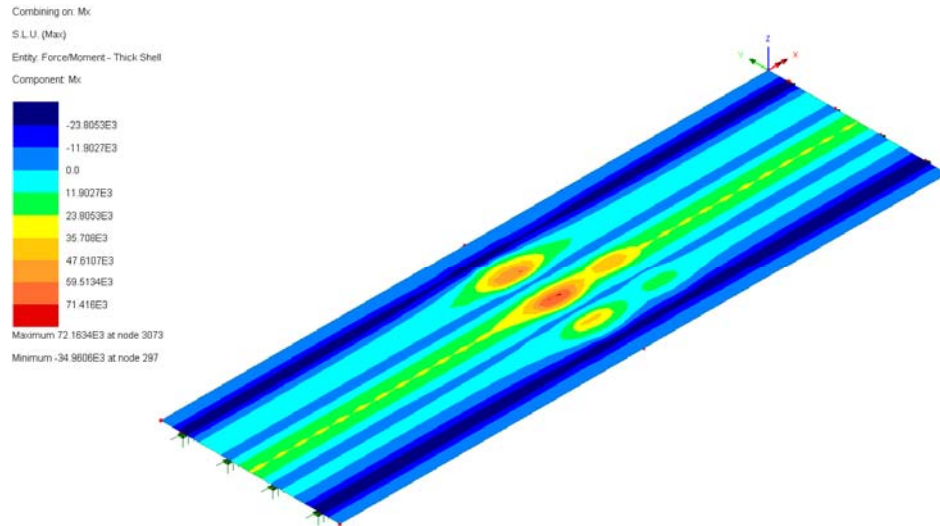
Ai fini delle verifiche locali della soletta vengono prese in esame le seguenti combinazioni di carico:

- S.L.U. fondamentale ai fini delle verifiche a collasso
- S.L.E. caratteristica ai fini delle verifiche per lo S.L. di limitazione delle tensioni
- S.L.E. frequente ai fini delle verifiche allo S.L. di fessurazione

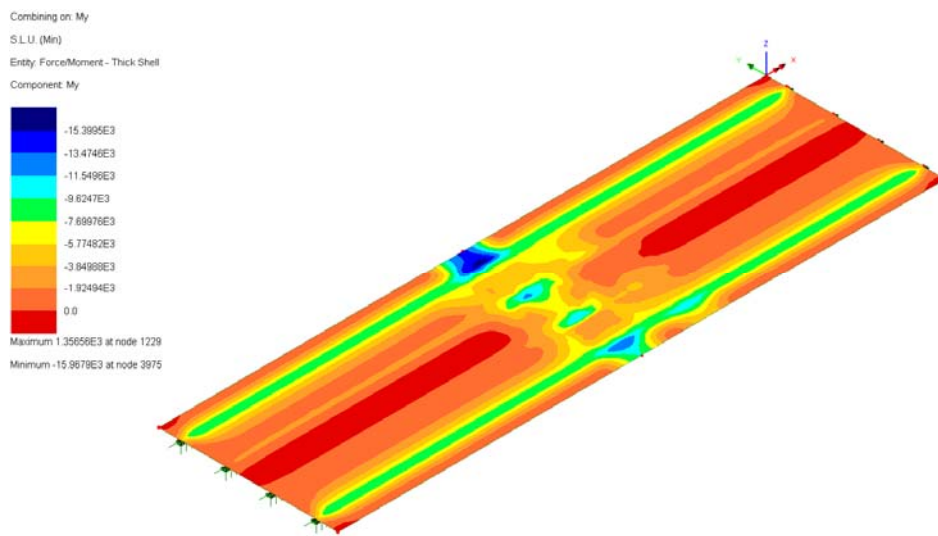
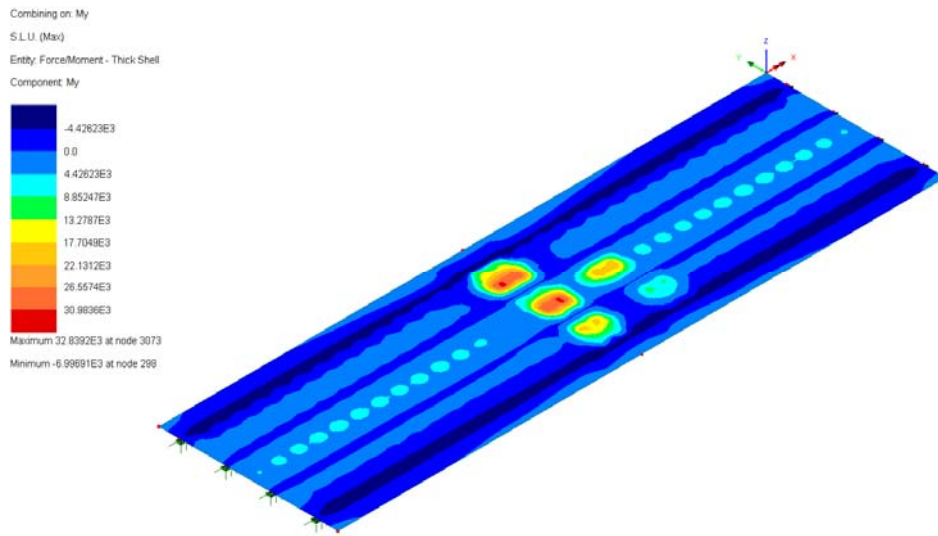
13.2 Sollecitazioni

Di seguito si riportano gli involuipi per max/min My (trasversale), max/min Mx (longitudinale) per i tre S.L. considerati. I valori indicati sono espressi in Nm/m

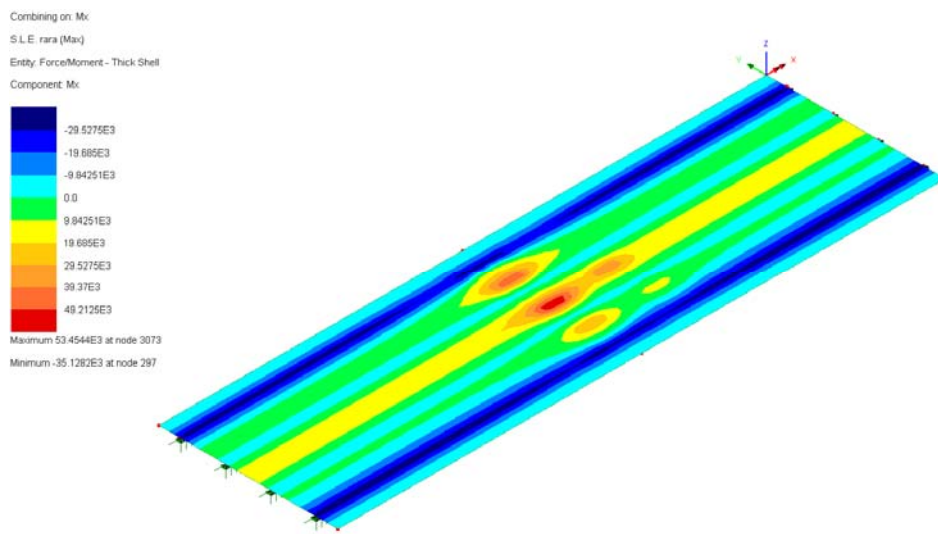
S.L.U. caratteristica – momenti trasversali

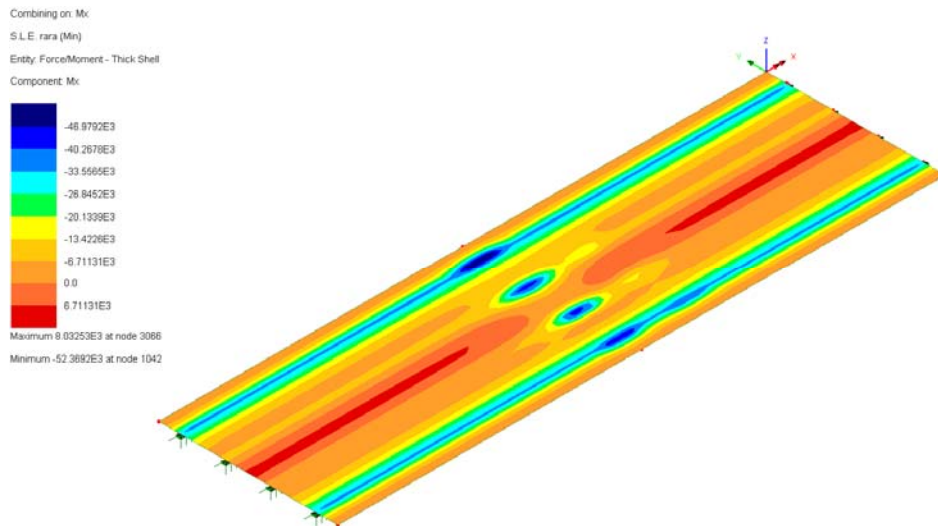


S.L.U. caratteristica – momenti longitudinali

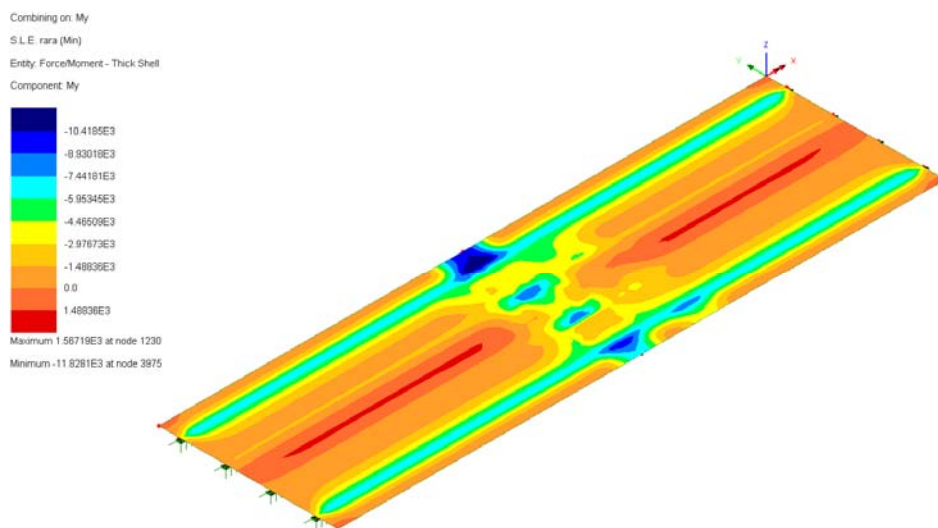
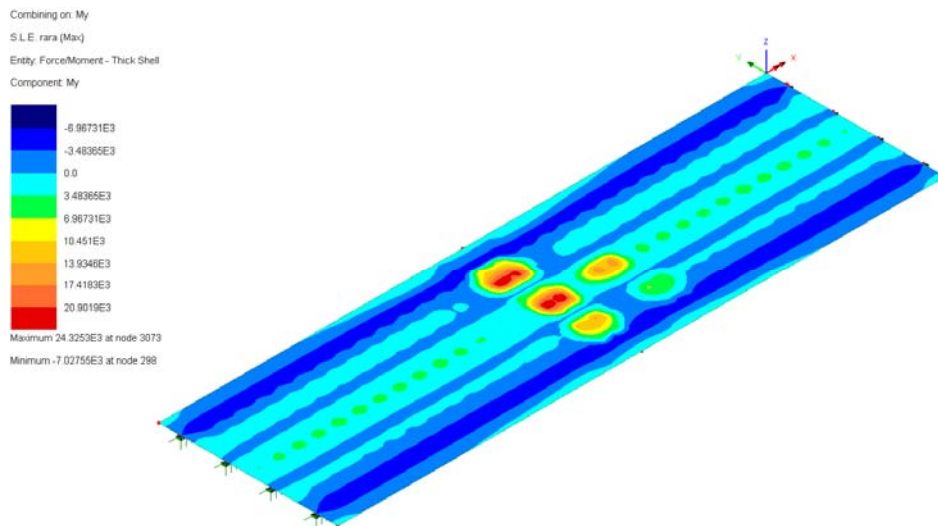


S.L.E. caratteristica – momenti trasversali

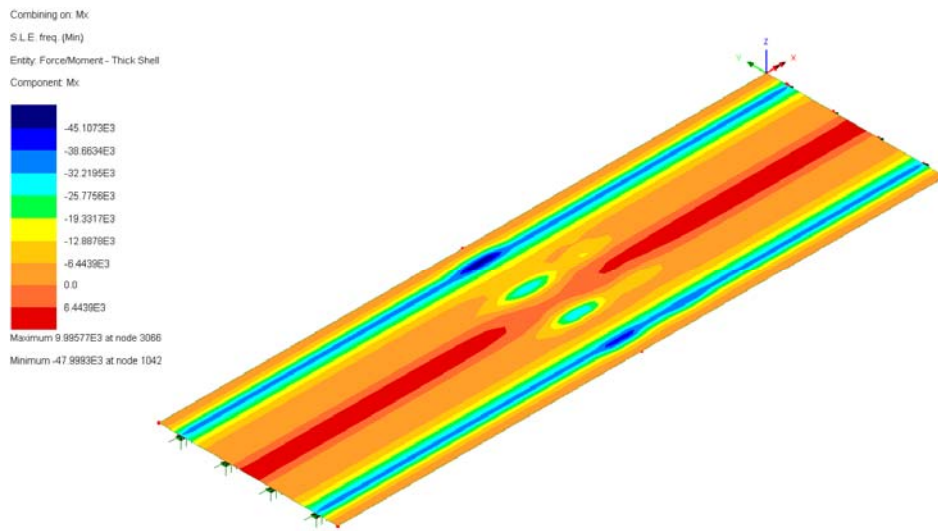
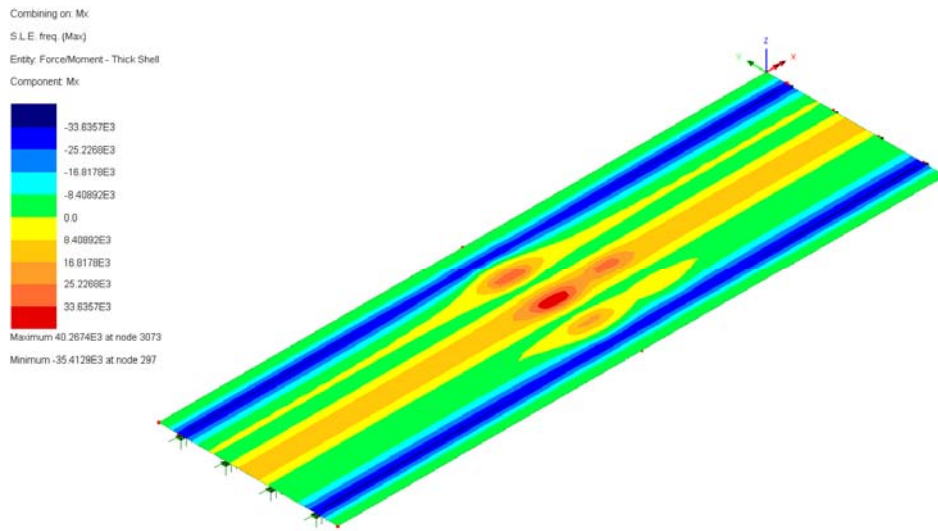




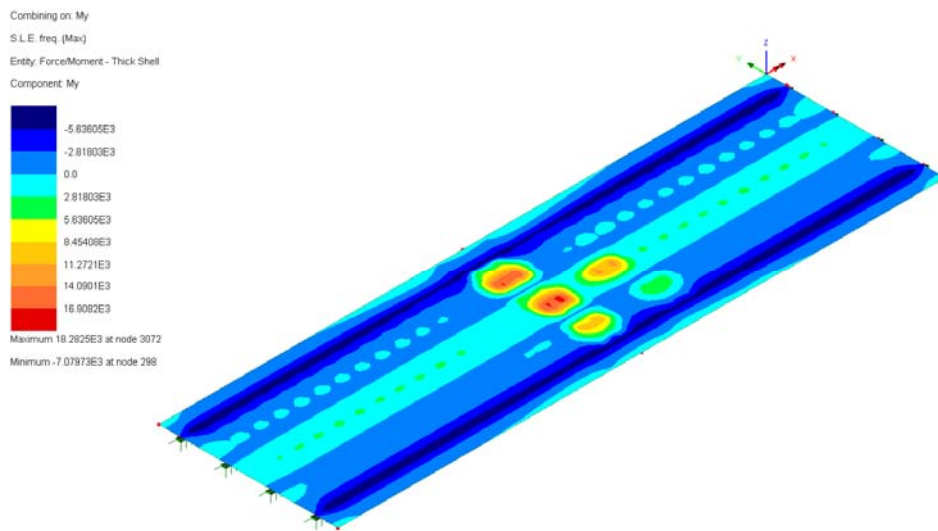
S.L.E. caratteristica – momenti longitudinali

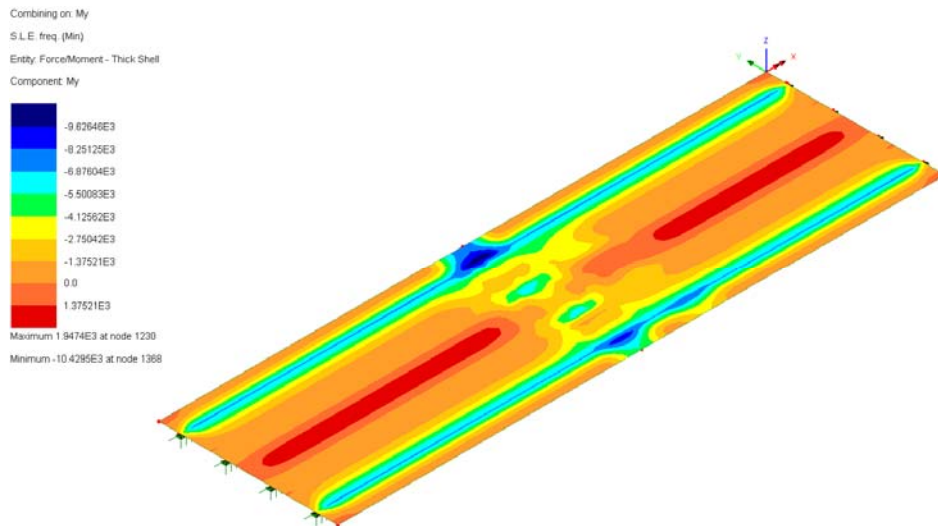


S.L.E. frequente – momenti trasversali



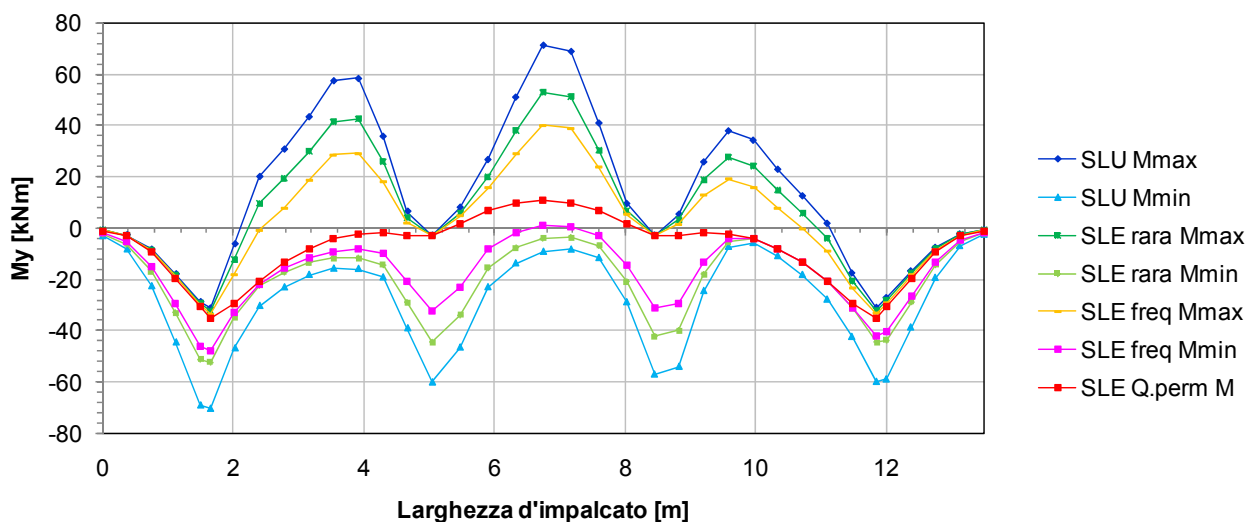
S.L.E. frequente – momenti longitudinali



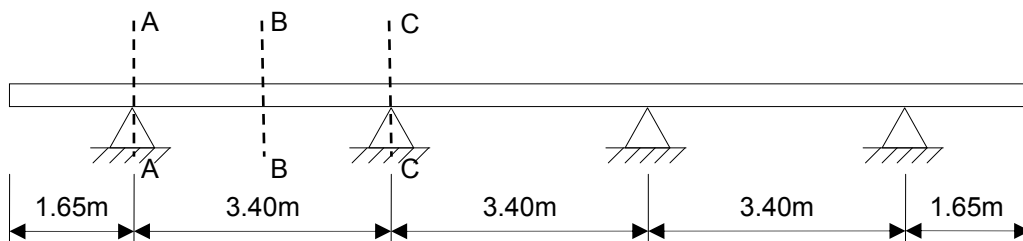


13.3 Verifiche in direzione trasversale

Il grafico seguente restituisce l'involuppo dei momenti trasversali massimi e minimi rilevati per linee di influenza disposte sulle sezioni di verifica: A, B e C.



In fase di verifica si considerano le sezioni indicate in figura.



L'armatura trasversale corrente viene realizzata mediante barre correnti $\phi 16/20$ inferiori/superiori per le sezioni di mezzeria e per le zone di appoggio trave. Ai fini delle verifiche si considera uno spessore convenzionale resistente pari a 310.0 mm.

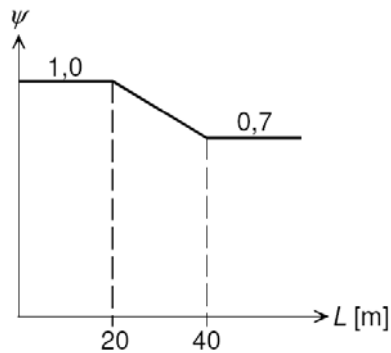
Le sollecitazioni considerate derivano dalla combinazione di quelle dedotte mediante lo studio della statica locale e globale (EN 1993-2 Annex E). L'eurocodice 3 prevede il calcolo di un coefficiente di

combinazione ψ funzione della luce del ponte da applicare alle sollecitazioni locali o globali che andranno così a sommarsi alle restanti.

$$\sigma_{Ed} = \sigma_{loc,d} + \psi \sigma_{glob,d}$$

$$\sigma_{Ed} = \psi \sigma_{loc,d} + \sigma_{glob,d}$$

La relazione che definisce il coefficiente ψ in funzione della luce della campata è riassunta nella figura seguente.



In accordo a quanto previsto nell'appendice E dell'eurocodice 3 si sono dedotte le seguenti sollecitazioni flettenti massime per le sezioni di verifica della soletta.

Larg = 2.275 m
L = 45.5 m
 $\psi = 0.7$

Sollecitazioni globali SLU - STR

Sez A-A	M_{max}	36 kNm/m
	M_{min}	-36 kNm/m
Sez B-B	M_{max}	36 kNm/m
	M_{min}	-3 kNm/m
Sez C-C	M_{max}	36 kNm/m
	M_{min}	-6 kNm/m

Sollecitazioni globali SLE RARA

Sez A-A	M_{max}	27 kNm/m
	M_{min}	-27 kNm/m
Sez B-B	M_{max}	27 kNm/m
	M_{min}	-2 kNm/m
Sez C-C	M_{max}	27 kNm/m
	M_{min}	-3 kNm/m

Sollecitazioni globali SLE FREQUENTE

Sez A-A	M_{max}	15 kNm/m
	M_{min}	-15 kNm/m
Sez B-B	M_{max}	15 kNm/m
	M_{min}	0 kNm/m
Sez C-C	M_{max}	15 kNm/m
	M_{min}	0 kNm/m

Sollecitazioni locali SLU - STR

Sez A-A	M_{max}	-31 kNm/m
	M_{min}	-70 kNm/m
Sez B-B	M_{max}	58 kNm/m
	M_{min}	-16 kNm/m
Sez C-C	M_{max}	-3 kNm/m
	M_{min}	-60 kNm/m

Sollecitazioni locali SLE RARA

Sez A-A	M_{max}	-32 kNm/m
	M_{min}	-52 kNm/m
Sez B-B	M_{max}	41 kNm/m
	M_{min}	-12 kNm/m
Sez C-C	M_{max}	-3 kNm/m
	M_{min}	-45 kNm/m

Sollecitazioni locali SLE FREQUENTE

Sez A-A	M_{max}	-34 kNm/m
	M_{min}	-48 kNm/m
Sez B-B	M_{max}	28 kNm/m
	M_{min}	-9 kNm/m
Sez C-C	M_{max}	-3 kNm/m
	M_{min}	-32 kNm/m

Sollecitazioni totali SLU - STR

Sez A-A	M_{max}	14 kNm/m
	M_{min}	-96 kNm/m
Sez B-B	M_{max}	83 kNm/m
	M_{min}	-18 kNm/m
Sez C-C	M_{max}	34 kNm/m
	M_{min}	-65 kNm/m

Sollecitazioni totali SLE RARA

Sez A-A	M_{max}	-14 kNm/m
	M_{min}	-71 kNm/m
Sez B-B	M_{max}	60 kNm/m
	M_{min}	-13 kNm/m
Sez C-C	M_{max}	25 kNm/m
	M_{min}	-47 kNm/m

Sollecitazioni totali SLE FREQUENTE

Sez A-A	M_{max}	-23 kNm/m
	M_{min}	-59 kNm/m
Sez B-B	M_{max}	39 kNm/m
	M_{min}	-9 kNm/m
Sez C-C	M_{max}	13 kNm/m
	M_{min}	-32 kNm/m

Verifica della sezione A-A**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 12.1 cm ² Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 12.1 cm ²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	1393	26	12455	8.941	27.7	0.12	0.70
2	S	0	-9591	26	-12455	1.299	3.3	0.12	0.70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	10	14361	84620	50709	100.0	21.80	1.000	0.0
2	S	10	14361	84620	50709	100.0	21.80	1.000	0.0

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 ([daN/cm ²])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
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.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	11.7	0.0	0.0	0.0	-460	3.5	8.8	781	12.1	0.0
2	S	60.2	0.0	0.0	0.0	-2377	3.5	7.8	781	12.1	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Ep1	Massima deformazione di traz. unitaria nel calcestr. in sez. fessurata
Ep2	Minima deformazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata
Ep3	Deformazione unitaria al limite dell'area efficace di calcestruzzo
K2	= (Ep1 + Ep3)/(2 Ep3) secondo la (7.13) dell'EC2
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
Eps	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls.
Srm	Distanza massima in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = Eps*Srm (7.8) EC2

N.Comb.	Ver	Ep1	Ep2	Ep3	K2	Kt	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	-0.00027	0.00009	-0.00017	0.81	0.60	0.000138	305	0.042
2	S	-0.00140	0.00045	-0.00088	0.81	0.60	0.000713	305	0.217

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	19.5	0.0	0.0	0.0	-768	3.5	7.8	781	12.1	0.0
2	S	49.6	0.0	0.0	0.0	-1958	3.5	7.8	781	12.1	0.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Ep1	Ep2	Ep3	K2	Kt	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	-0.00045	0.00015	-0.00028	0.81	0.40	0.000230	305	0.070
2	S	-0.00115	0.00037	-0.00072	0.81	0.40	0.000587	305	0.179

Verifica della sezione B-B**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 12.1 cm ² Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 12.1 cm ²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	8268	26	12455	1.506	27.7	0.12	0.70
2	S	0	-1806	26	-12455	6.897	3.3	0.12	0.70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	10	14361	84620	76063	100.0	21.80	1.000	0.0
2	S	10	14361	84620	76063	100.0	21.80	1.000	0.0

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 ([daN/cm ²])
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 ([daN/cm ²])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Yf 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.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	31.0	31.0	-31.0	31.0	-360	27.5	0.0	0	12.1	0.0
2	S	6.6	0.0	-6.6	0.0	-77	3.5	0.0	0	12.1	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Ep1	Massima deformazione di traz. unitaria nel calcestr. in sez. fessurata
Ep2	Minima deformazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata
Ep3	Deformazione unitaria al limite dell'area efficace di calcestruzzo

K2 = $(E_{p1} + E_{p3}) / (2 E_{p3})$ secondo la (7.13) dell'EC2
 Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
 Eps Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls.
 Srm Distanza massima in mm tra le fessure
 Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = $E_{ps} * S_{rm}$ (7.8) EC2

N.Comb.	Ver	Ep1	Ep2	Ep3	K2	Kt	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000
2	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	20.1	31.0	-20.1	31.0	-234	27.5	0.0	0	12.1	0.0
2	S	4.7	0.0	-4.7	0.0	-54	3.5	0.0	0	12.1	0.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Ep1	Ep2	Ep3	K2	Kt	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000
2	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000

Verifica della sezione C-C

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
 Area efficace barre inf. (per presenza di torsione) = 12.1 cm²
 Area efficace barre sup. (per presenza di torsione) = 12.1 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	3440	26	12455	3.621	27.7	0.12	0.70
2	S	0	-6458	26	-12455	1.929	3.3	0.12	0.70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
 Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
 bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
 Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	10	14361	84620	25621	100.0	21.80	1.000	0.0
2	S	10	14361	84620	25621	100.0	21.80	1.000	0.0

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 ([daN/cm²])
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²])
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²]
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
 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.)

Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	12.9	31.0	-12.9	31.0	-150	27.5	0.0	0	12.1	0.0
2	S	24.1	0.0	-24.1	0.0	-280	3.5	0.0	0	12.1	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Ep1 Massima deformazione di traz. unitaria nel calcestr. in sez. fessurata
 Ep2 Minima deformazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata
 Ep3 Deformazione unitaria al limite dell'area efficace di calcestruzzo
 K2 = (Ep1 + Ep3)/(2 Ep3) secondo la (7.13) dell'EC2
 Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
 Eps Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls.
 Srm Distanza massima in mm tra le fessure
 Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = Eps*Srm (7.8) EC2

N.Comb.	Ver	Ep1	Ep2	Ep3	K2	Kt	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000
2	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

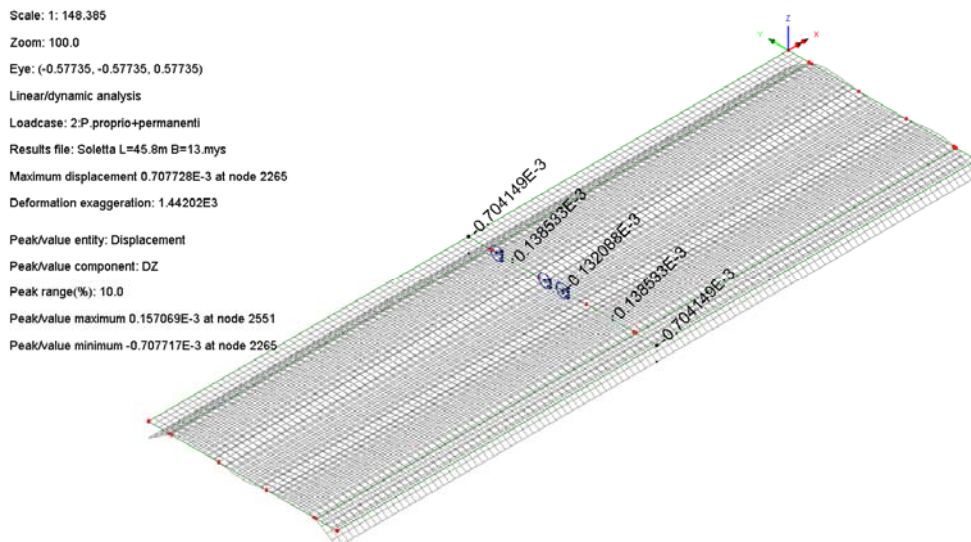
N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	6.8	31.0	-6.8	31.0	-79	27.5	0.0	0	12.1	0.0
2	S	16.6	0.0	-16.6	0.0	-192	3.5	0.0	0	12.1	0.0

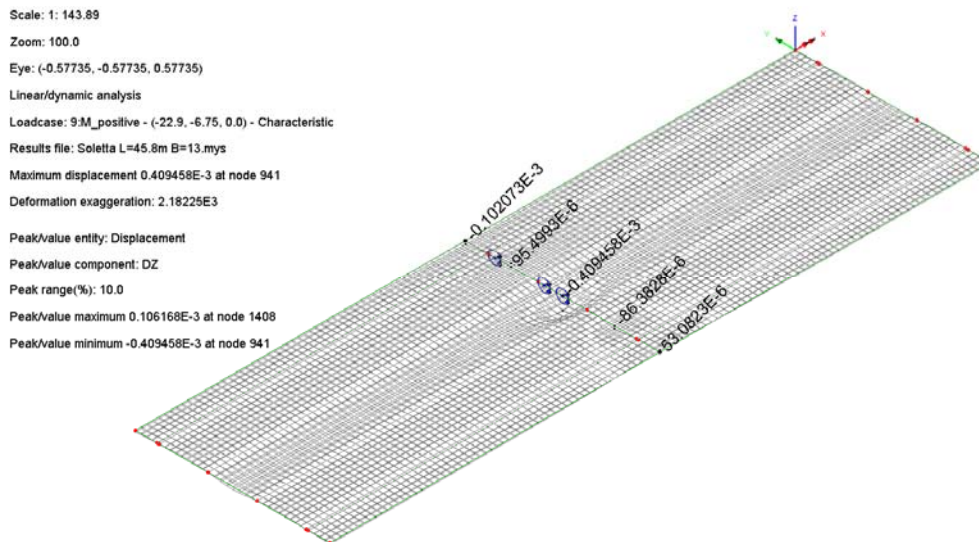
COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Ep1	Ep2	Ep3	K2	Kt	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000
2	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000

13.4 Quadro deformativo locale

Si riporta la deformativa qualitativa della soletta sotto l'azione, rispettivamente, dei carichi di schema 1 e schema 2.

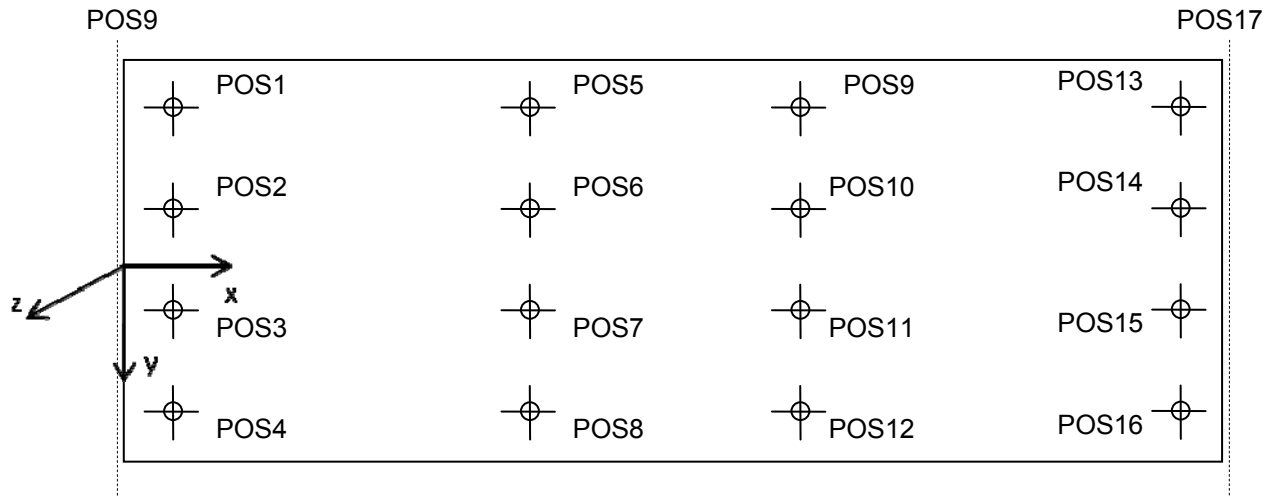




Come si evince dai risultati (valori espressi in m), le frecce massime appaiono soddifacentemente limitate.

14. Isolatori sismici e escursione giunti

Di seguito si riportano le massime portate e rotazioni consentite che caratterizzano gli appoggi agli S.L. aventi una rigidezza traslazionale $k=4.5\text{kN/mm}$ e una $\xi=10\%$:



Di seguito si riportano le tabelle riassuntive in cui vengono indicati le portate, gli spostamenti e le rotazioni massime calcolati, nonché le massime escursioni previste per i giunti.

SOLLECITAZIONI AGLI APPOGGI

		S.L.E.			S.L.U.			SISMICA - S.L.C.		
		Max F_x (kN)	Max F_y (kN)	Max F_z (kN)	Max F_x (kN)	Max F_y (kN)	Max F_z (kN)	Max F_x (kN)	Max F_y (kN)	Max F_z (kN)
SPA-B	POS. 1-13	120	90	1190	150	130	1630	350	280	660
	POS. 2-14	120	90	970	150	130	1330	350	280	640
	POS. 3-15	120	90	970	150	130	1330	350	280	640
	POS. 4-16	120	90	1190	150	130	1630	350	280	660
P1-P2	POS. 5-9	80	100	3570	110	150	4800	270	300	2490
	POS. 6-10	80	100	3270	110	150	4400	270	300	2500
	POS. 7-11	80	100	3270	110	150	4400	270	300	2500
	POS. 8-12	80	100	3570	110	150	4800	270	300	2490

DEFORMAZIONI AGLI APPOGGI

		S.L.E.		S.L.U.		SISMICA - S.L.C.	
		$ \delta_{\max} $ [mm]	$ \theta_{\max} $ [rad]	$ \delta_{\max} $ [mm]	$ \theta_{\max} $ [rad]	$ \delta_{\max} $ [mm]	$ \theta_{\max} $ [rad]
SPA-B	POS. 1-13	28	0.0031	36	0.0041	80	0.0018
	POS. 2-14	28	0.0031	36	0.0041	80	0.0018
	POS. 3-15	28	0.0031	36	0.0041	80	0.0018
	POS. 4-16	28	0.0031	36	0.0041	80	0.0018
P1-P2	POS. 5-9	25	0.0020	36	0.0035	70	0.0030
	POS. 6-10	25	0.0020	36	0.0035	70	0.0030
	POS. 7-11	25	0.0020	35	0.0035	70	0.0030
	POS. 8-12	25	0.0020	36	0.0035	70	0.0030

Valori al netto della rotazione dovuta a peso proprio acciaio e getto soletta, da compensare sui cunei metallici

Tutte le apparecchiature devono essere dotate di cunei metallici di compensazione delle pendenze e delle rotazioni per effetto dei carichi di 1° fase

ESCURSIONI COMPLESSIVE GIUNTI (mm)

		S.L.E. (APERTURA + CHIUSURA)				SISMICA - S.L.D. (APERTURA + CHIUSURA) *				SISMICA - S.L.V. (apertura + chiusura)			
		max δ_x tot	δ_y conc	δ_x conc	max δ_y tot	max δ_x tot	δ_y conc	δ_x conc	max δ_y tot	max δ_x tot	δ_y conc	δ_x conc	max δ_y tot
SPA	POS. 17	49	23	33	38	64	12	2	41	127	29	20	96
SPB	POS. 18	49	23	33	38	64	12	2	41	127	29	20	96

* In fase sismica il giunto dovrà garantire le seguenti prestazioni:

- Sisma S.L.D.: nessun danneggiamento
- Sisma S.L.V.: danneggiamento localizzato

VARCO SOLETTA-PARAGHIAIA

min 100 mm

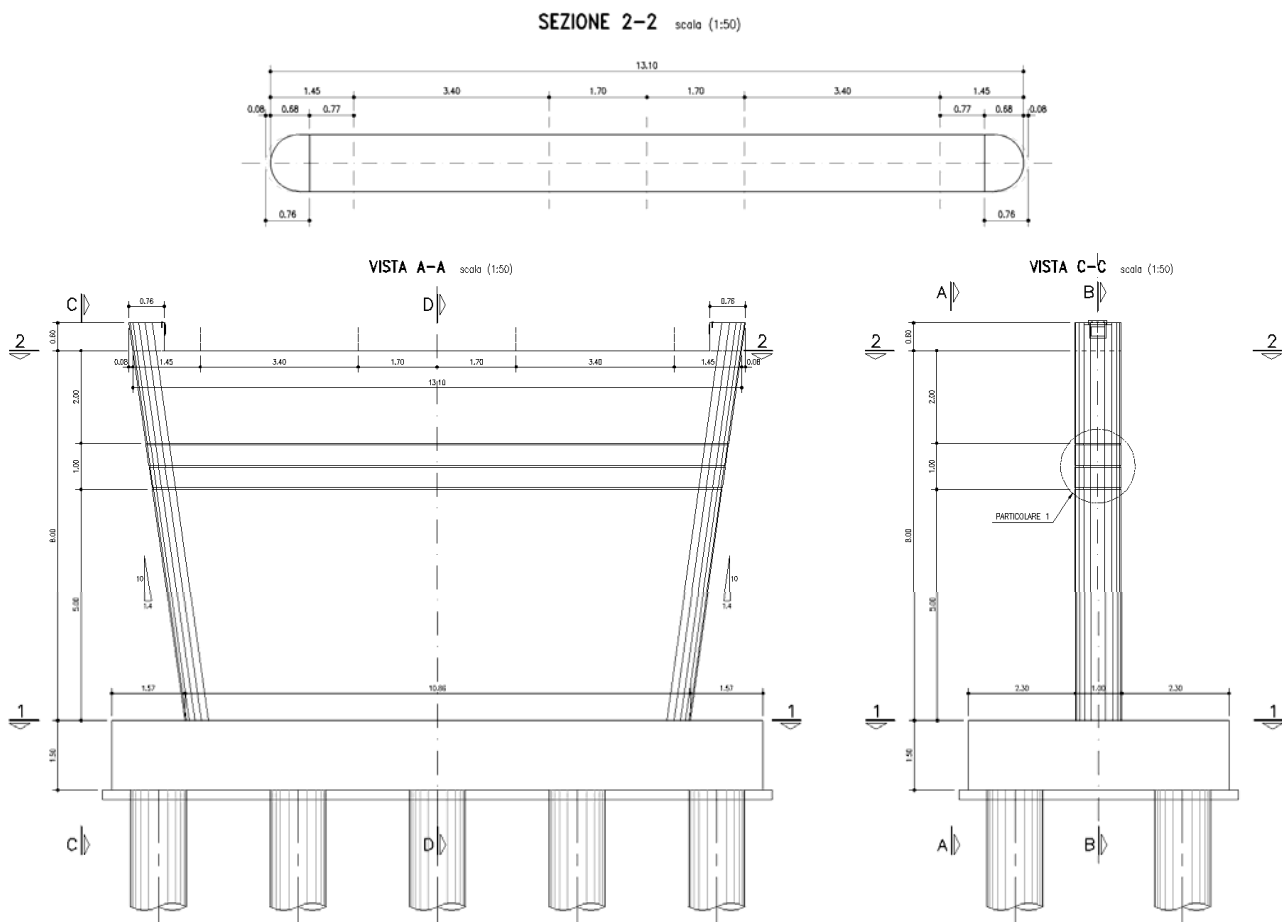
L'apertura del varco è dimensionata sulla base delle sollecitazioni sismiche S.L.V.

15. Verifica pile

15.1 Descrizione della struttura

Le strutture di elevazione hanno uno spessore di 1m e una larghezza variabile con l'altezza. Quest'ultima è caratterizzata da un minimo di 10.86m in corrispondenza dello spiccato dell'elevazione e da un massimo pari a 13.10 in corrispondenza del piano appoggi. La struttura cavalcavia tipologica è caratterizzata da un'altezza media delle pile pari a 8.0m.

La sezione tipo e le viste della struttura di elevazione vengono riportate di seguito.



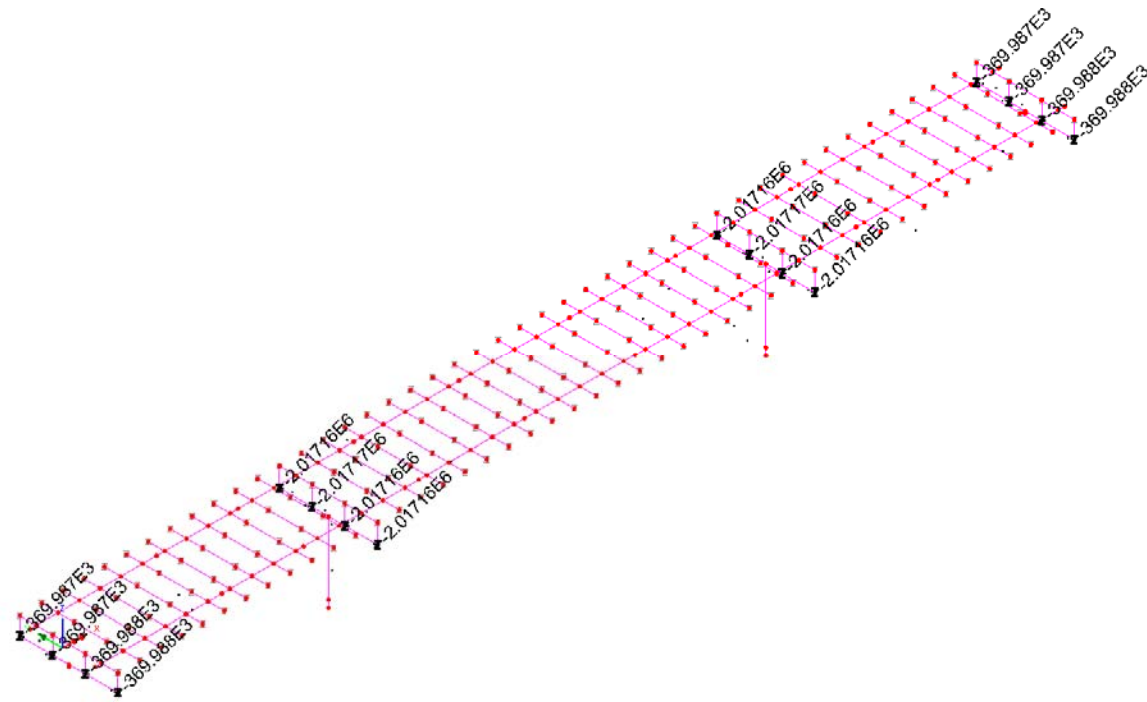
Le verifiche verranno condotte con riferimento alla sezione di spiccato dell'elevazione essendo caratterizzate dalle maggiori sollecitazioni assiali, flettenti e di taglio.

15.2 Sollecitazioni di verifica

Per il calcolo delle sollecitazioni massime è stato considerato anche l'attrito sugli appoggi. A tal fine è stato calcolato questo contributo come il 3% della azione verticale dovuto ai pesi propri e permanenti:

$$F_{z, p.p.+ p.perm} = -2017.16\text{kN} \cdot 4 = -8068.64\text{kN}$$

$$F_{\text{attrito}} = 3\% \cdot 8068.64\text{kN} = 242\text{kN}$$



Di seguito si riportano le massime sollecitazioni di verifica riferite alle combinazioni di S.L.U. e S.L.E. per la sezione di spiccato dell'elevazione:

Combinazione S.L.U. STR							Combinazione S.L.U. GEO							
	N	Tlong	Trasv	Mtorc	Mtrasv	Mlong		N	Tlong	Trasv	Mtorc	Mtrasv	Mlong	
	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Mx [Nm]	My [Nm]	Mz [Nm]		Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Mx [Nm]	My [Nm]	Mz [Nm]	
Fx max	Base pila	-8.42E+06	5.84E+05	-3.40E+05	-1.27E+04	2.10E+06	1.48E+06	Base pila	-8.58E+06	2.69E+05	-5.89E+05	-2.15E+04	3.58E+06	1.71E+06
	Testa pila	-9.17E+06	6.92E+04	-3.42E+05	1.27E+04	3.37E+06	1.93E+06	Testa pila	-9.33E+06	2.15E+05	-5.92E+05	2.15E+04	5.79E+06	2.02E+05
Fx min	Base pila	-1.74E+07	3.41E+05	3.39E+05	3.11E+04	-8.80E+06	2.40E+06	Base pila	-1.35E+07	2.49E+05	5.88E+05	3.64E+04	-9.20E+06	1.79E+06
	Testa pila	-1.84E+07	3.13E+05	3.41E+05	-3.01E+04	-1.01E+07	1.02E+05	Testa pila	-1.42E+07	2.36E+05	5.92E+05	-3.55E+04	-1.14E+07	4.76E+04
Fz max	Base pila	-1.27E+07	7.73E+04	5.68E+05	2.85E+04	9.53E+05	3.39E+06	Base pila	-1.12E+07	1.89E+05	5.91E+05	3.31E+04	3.15E+06	2.01E+06
	Testa pila	-1.37E+07	4.40E+05	5.71E+05	-2.75E+04	-1.13E+06	-8.50E+05	Testa pila	-1.19E+07	1.81E+05	5.95E+05	-3.17E+04	1.02E+06	4.58E+05
Fz min	Base pila	-1.18E+07	5.99E+05	-5.68E+05	-2.85E+04	-9.53E+05	1.43E+06	Base pila	-1.17E+07	3.01E+05	-5.91E+05	-3.31E+04	-3.15E+06	1.60E+06
	Testa pila	-1.26E+07	1.89E+05	-5.71E+05	2.75E+04	1.13E+06	1.04E+06	Testa pila	-1.25E+07	2.95E+05	-5.95E+05	3.17E+04	-1.02E+06	-3.99E+05
My max	Base pila	-1.36E+07	3.55E+05	-3.39E+05	-3.14E+04	1.21E+07	2.35E+06	Base pila	-1.23E+07	2.70E+05	-5.88E+05	-3.66E+04	1.20E+07	1.71E+06
	Testa pila	-1.46E+07	3.44E+05	-3.41E+05	3.30E+04	1.34E+07	-1.32E+05	Testa pila	-1.32E+07	2.52E+05	-5.92E+05	3.79E+04	1.42E+07	-7.64E+04
My min	Base pila	-1.50E+07	3.51E+05	3.39E+05	3.14E+04	-1.21E+07	2.36E+06	Base pila	-1.21E+07	2.54E+05	5.88E+05	3.66E+04	-1.20E+07	1.77E+06
	Testa pila	-1.59E+07	2.55E+05	3.41E+05	-3.30E+04	-1.34E+07	5.38E+05	Testa pila	-1.27E+07	1.91E+05	5.92E+05	-3.79E+04	-1.42E+07	3.85E+05

Combinazione S.L.E. RARA							Combinazione S.L.E. FREQUENTE							
	N	Tlong	Trasv	Mtorc	Mtrasv	Mlong		N	Tlong	Trasv	Mtorc	Mtrasv	Mlong	
	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Mx [Nm]	My [Nm]	Mz [Nm]		Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Mx [Nm]	My [Nm]	Mz [Nm]	
Fx max	Base pila	-8.56E+06	4.39E+05	-2.26E+05	-8.57E+03	1.41E+06	1.08E+06	Base pila	-8.85E+06	2.67E+05	-1.23E-02	5.84E-01	2.11E+00	1.72E+06
	Testa pila	-9.31E+06	4.51E+04	-2.28E+05	8.57E+03	2.26E+06	1.48E+06	Testa pila	-9.60E+06	2.17E+05	-2.32E-02	-2.28E-01	-1.29E+01	1.90E+05
Fx min	Base pila	-1.30E+07	2.46E+05	2.26E+05	2.22E+04	-6.37E+06	1.80E+06	Base pila	-9.48E+06	2.32E+05	-2.56E-02	5.32E-01	-1.12E+00	1.85E+06
	Testa pila	-1.37E+07	2.38E+05	2.27E+05	-2.15E+04	-7.23E+06	2.76E+04	Testa pila	-1.02E+07	2.52E+05	-4.26E-02	-2.12E-01	-7.42E+00	-7.62E+04
Fz max	Base pila	-1.00E+07	4.48E+04	3.79E+05	1.98E+04	9.45E+05	2.56E+06	Base pila	-8.90E+06	2.07E+05	-5.30E-03	5.65E-01	2.32E+00	1.95E+06
	Testa pila	-1.08E+07	3.26E+05	3.81E+05	-1.90E+04	-4.38E+05	-6.30E+05	Testa pila	-9.63E+06	1.83E+05	-2.03E-02	-1.83E-01	-1.23E+01	4.43E+05
Fz min	Base pila	-1.06E+07	4.55E+05	-3.79E+05	-1.98E+04	-9.45E+05	1.02E+06	Base pila	-9.42E+06	3.01E+05	-3.37E-02	5.54E-01	-1.36E+00	1.59E+06
	Testa pila	-1.13E+07	1.41E+05	-3.81E+05	1.90E+04	4.38E+05	7.59E+05	Testa pila	-1.02E+07	2.77E+05	-4.47E-02	-2.16E-01	-8.05E+00	-2.61E+05
My max	Base pila	-1.19E+07	2.68E+05	-2.26E+05	-2.24E+04	8.82E+06	1.72E+06	Base pila	-9.22E+06	2.56E+05	-1.64E-02	5.43E-01	5.34E+00	1.76E+06
	Testa pila	-1.28E+07	2.54E+05	-2.27E+05	2.36E+04	9.67E+06	-8.88E+04	Testa pila	-1.01E+07	2.61E+05	-3.35E-02	-1.82E-01	-5.34E+00	-1.41E+05
My min	Base pila	-1.17E+07	2.52E+05	2.26E+05	2.24E+04	-8.82E+06	1.78E+06	Base pila	-9.11E+06	2.44E+05	-2.16E-02	5.73E-01	-4.34E+00	1.81E+06
	Testa pila	-1.23E+07	1.92E+05	2.27E+05	-2.36E+04	-9.67E+06	3.73E+05	Testa pila	-9.73E+06	2.08E+05	-3.23E-02	-2.59E-01	-1.49E+01	2.55E+05

Combinazione S.L.E. Q.PERMANENTE							Combinazione S.L.V.							
	N	Tlong	Trasv	Mtorc	Mtrasv	Mlong		N	Tlong	Trasv	Mtorc	Mtrasv	Mlong	
	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Mx [Nm]	My [Nm]	Mz [Nm]		Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Mx [Nm]	My [Nm]	Mz [Nm]	
Fx max	Base pila	-8.71E+06	4.15E+05	1.23E+02	-1.11E+03	1.17E+05	1.17E+06	Base pila	-8.62E+06	1.49E+06	2.86E+05	9.03E+03	2.12E+06	7.26E+06
	Testa pila	-9.46E+06	6.88E+04	1.27E+02	1.12E+03	1.17E+05	1.30E+06	Testa pila	-9.37E+06	1.15E+06	2.86E+05	1.13E+04	2.76E+06	7.45E+06
Fx min	Base pila	-1.13E+07	9.23E+04	-4.35E+02	8.67E+03	-2.76E+06	2.38E+06	Base pila	-1.14E+07	-4.97E+05	-2.86E+05	-1.47E+03	-4.76E+06	-9.04E+04
	Testa pila	-1.21E+07	3.92E+05	-4.55E+02	-8.13E+03	-2.76E+06	-1.13E+06	Testa pila	-1.21E+07	-2.00E+05	-2.86E+05	-1.83E+04	-5.40E+06	-7.28E+06
Fz max	Base pila	-8.90E+06	2.07E+05	7.55E+04	2.49E+03	-4.31E+05	1.95E+06	Base pila	-8.87E+06	6.99E+05	1.03E+06	3.63E+04	6.24E+06	5.05E+06
	Testa pila	-9.63E+06	1.83E+05	7.60E+04	-2.49E+03	-7.15E+05	4.43E+05	Testa pila	-9.60E+06	6.75E+05	1.03E+06	3.13E+04	8.10E+06	2.29E+06
Fz min	Base pila	-9.42E+06	3.01E+05	-7.55E+04	-2.48E+03	4.31E+05	1.59E+06	Base pila	-9.45E+06	2.94E+05	-1.03E+06	-3.63E+04	-6.24E+06	2.12E+06
	Testa pila	-1.02E+07	2.77E+05	-7.60E+04	2.48E+03	7.15E+05	-2.61E+05	Testa pila	-1.02E+07	2.69E+05	-1.03E+06	-3.13E+04	-8.10E+06	-2.11E+06
My max	Base pila	-1.06E+07	4.10E+05	6.54E+02	-7.25E+03	3.90E+06	1.18E+06	Base pila	-1.06E+07	4.12E+05	-9.51E+05	-4.10E+04	2.23E+06	3.00E+06
	Testa pila	-1.15E+07	1.06E+05	6.44E+02	8.12E+03	3.90E+06	1.02E+06	Testa pila	-1.15E+07	1.02E+05	-9.51E+05	-2.56E+04	8.32E+04	4.79E+05
My min	Base pila	-1.05E+07	9.88E+04	-6.54E+02	7.25E+03	-3.90E+06	2.35E+06	Base pila	-1.05E+07	5.81E+05	9.51E+05	4.10E+04	-2.23E+06	4.17E+06
	Testa pila	-1.12E+07	3.52E+05	-6.44E+02	-8.12E+03	-3.90E+06	-8.27E+05	Testa pila	-1.11E+07	8.40E+05	9.51E+05	2.56E+04	-8.32E+04	-2.83E+05

15.3 Verifiche della sezione di spiccato

Si considera la sezione di spiccato riportata di seguito. Si considera un calcestruzzo di classe C32/40 e una condizione di esposizione XF2. Si assume un armatura composta da $\varnothing 20/20$ e un copriferro di 40mm inoltre si dispongono spilli $\varnothing 12$.



Di seguito si riportano le verifiche condotte con riferimento alle massime sollecitazioni dedotte agli S.L. ultimi e di esercizio.

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata	
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)	
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia	
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia	
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)	
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia	
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia	
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000	

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	841680	148462	209555	841672	1007891	1420653	6.800
2	S	916814	193166	337370	916820	1037660	1825304	5.411
3	S	1741890	239602	-879626	1741914	1324343	-4805049	5.460
4	S	1843260	10198	-1007930	1843243	85436	-14584566	14.446
5	S	1273560	338633	95267	1273560	1198894	334126	3.543
6	S	1373780	-85041	-112797	1373765	-1241973	-1662191	14.567
7	S	1180510	142855	-95267	1180503	1157296	-775425	8.098
8	S	1260430	103598	112795	1260400	1188082	1289638	11.525
9	S	1363930	234505	1210150	1363932	1146165	5835510	4.829
10	S	1455060	-13166	1337470	1455067	-67544	13078229	9.787
11	S	1499080	236089	-1210160	1499097	1190610	-6124049	5.056
12	S	1585210	53832	-1337470	1585224	509536	-12843532	9.593
13	S	857964	171416	357608	857959	1009716	2127465	5.949
14	S	933091	20166	579151	933084	337452	10641807	18.400
15	S	1348950	178837	-920123	1348959	1140301	-5834945	6.336
16	S	1424030	4761	-1142100	1424030	777	-13011737	11.380
17	S	1117070	201300	315302	1117070	1123682	1769673	5.617
18	S	1192630	45823	101964	1192621	1146953	2542455	25.203
19	S	1173500	159597	-315303	1173520	1142443	-2268470	7.172
20	S	1254060	-39869	-101966	1254084	-1175510	-3024826	29.323
21	S	1229180	171070	1201680	1229188	1037425	7233904	6.026
22	S	1317650	-7641	1422820	1317666	-16795	12551894	8.829
23	S	1211140	177238	-1201680	1211158	1043534	-6931995	5.767
24	S	1273530	38494	-1422820	1273552	287380	-12157669	8.538

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	8 mm	
Passo staffe:	13.8 cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2	
Numero Legature:	25	(Diametro = 12 mm)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato

Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A_Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 (Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio)

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst	A_Eff
1	S	58258	2879134	1665797	94.2	1040.6	21.80°	1.044	7.0200.8	(193.5)
2	S	6669	2893998	1633894	94.2	1042.5	21.80°	1.048	0.8197.0	(189.7)
3	S	33295	3019548	1346456	94.0	1047.3	21.80°	1.090	4.0162.7	(155.4)
4	S	19118	981586	162911	219.2	145.3	21.80°	1.096	1.0	8.4(1.2)
5	S	7804	2948279	1736699	94.2	1043.6	21.80°	1.066	0.9209.4	(202.1)
6	S	44424	2970730	1636971	94.1	1047.3	21.80°	1.071	5.4197.5	(190.3)
7	S	60105	2934793	1707733	94.2	1043.6	21.80°	1.061	7.2205.9	(198.6)
8	S	18562	2950439	1667234	94.2	1045.5	21.80°	1.065	2.2201.1	(193.8)
9	S	34311	2631760	999573	94.0	929.6	21.80°	1.071	4.1120.8	(113.5)
10	S	43260	976984	188530	261.1	123.7	21.80°	1.075	1.9	8.2(0.9)
11	S	33832	2675856	987434	94.0	939.2	21.80°	1.078	4.1119.4	(112.1)
12	S	12158	981092	160920	98.5	327.1	21.80°	1.082	1.4	18.5(11.3)
13	S	26385	2883112	1611952	94.2	1041.5	21.80°	1.044	3.2194.3	(187.1)
14	S	10476	725847	118667	104.8	234.8	21.80°	1.048	1.1	12.9(5.6)
15	S	22886	2624157	999655	94.0	927.6	21.80°	1.070	2.8120.8	(113.5)
16	S	59102	3161856	675800	1052.5	99.4	21.80°	1.074	0.6	7.3(0.0)
17	S	19374	2927127	1633687	94.2	1044.4	21.80°	1.058	2.3197.0	(189.8)
18	S	18770	2941229	1573076	94.1	1046.1	21.80°	1.062	2.3189.8	(182.5)
19	S	30644	2936645	1594429	94.1	1045.2	21.80°	1.061	3.7192.4	(185.1)
20	S	28682	2949313	1534303	94.1	1046.0	21.80°	1.065	3.5185.2	(177.9)
21	S	23722	2063706	697435	93.9	734.8	21.80°	1.064	2.9	84.4(77.1)
22	S	61070	2137770	530475	807.9	88.0	21.80°	1.068	0.9	7.5(0.2)
23	S	22365	2139136	718709	93.9	762.3	21.80°	1.063	2.7	87.0(79.7)
24	S	17753	765811	116322	110.3	231.4	21.80°	1.066	1.8	12.0(4.7)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
 K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
 Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	13.9	493.0	50.0	31	-475.0	-45.0	0	0		0.000
2	S	17.0	493.0	50.0	7	-475.0	-45.0	0	0		0.000
3	S	23.8	-493.0	50.0	6	475.0	-45.0	0	0		0.000
4	S	16.0	-538.0	23.0	129	537.0	-16.0	0	0		0.000
5	S	22.6	493.0	50.0	-49	-475.0	-45.0	0	0		0.000
6	S	13.1	-493.0	-50.0	98	495.0	45.0	0	0		0.000
7	S	15.1	-493.0	50.0	65	475.0	-45.0	0	0		0.000
8	S	14.3	493.0	50.0	97	-475.0	-45.0	0	0		0.000
9	S	23.6	493.0	50.0	-19	-475.0	-45.0	0	0		0.000
10	S	16.6	528.0	-35.0	95	-532.0	25.0	0	0		0.000
11	S	23.7	-493.0	50.0	-26	475.0	-45.0	0	0		0.000
12	S	17.5	-508.0	48.0	72	506.0	-43.0	0	0		0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	16.8	-493.0	50.0	-1	475.0	-45.0	0	0		0.000
2	S	9.6	-493.0	50.0	116	475.0	-45.0	0	0		0.000
3	S	18.0	-493.0	50.0	-2	475.0	-45.0	0	0		0.000
4	S	9.6	-493.0	-50.0	132	495.0	45.0	0	0		0.000
5	S	18.0	-493.0	50.0	-16	475.0	-45.0	0	0		0.000
6	S	10.9	-493.0	50.0	99	475.0	-45.0	0	0		0.000
7	S	16.6	-493.0	50.0	16	475.0	-45.0	0	0		0.000
8	S	10.5	-493.0	-50.0	119	495.0	45.0	0	0		0.000
9	S	17.3	-493.0	50.0	1	475.0	-45.0	0	0		0.000
10	S	9.8	-493.0	-50.0	126	495.0	45.0	0	0		0.000

11	S	17.5	-493.0	50.0	-4	475.0	-45.0	0	0	0.000
12	S	10.0	-493.0	50.0	113	475.0	-45.0	0	0	0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	13.8	493.0	50.0	35	-475.0	-45.0	0	0		0.000
2	S	15.2	493.0	50.0	36	-475.0	-45.0	0	0		0.000
3	S	23.6	-493.0	50.0	-32	475.0	-45.0	0	0		0.000
4	S	17.9	-493.0	-50.0	64	495.0	45.0	0	0		0.000
5	S	18.2	-493.0	50.0	-19	475.0	-45.0	0	0		0.000
6	S	11.2	-493.0	50.0	94	475.0	-45.0	0	0		0.000
7	S	16.8	493.0	50.0	13	-475.0	-45.0	0	0		0.000
8	S	10.8	493.0	-50.0	114	-495.0	45.0	0	0		0.000
9	S	17.4	493.0	50.0	34	-475.0	-45.0	0	0		0.000
10	S	17.4	493.0	50.0	57	-475.0	-45.0	0	0		0.000
11	S	23.4	-493.0	50.0	-48	475.0	-45.0	0	0		0.000
12	S	16.1	-493.0	-50.0	65	495.0	45.0	0	0		0.000

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

Di seguito si riportano le verifiche condotte con riferimento alle massime sollecitazioni dedotte in condizioni sismiche.

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	861754	726365	211787	861730	1020851	294526	1.405
2	S	936884	745446	276017	936866	1053527	387774	1.413
3	S	1139633	-9044	-475829	1139652	-177997	-11776536	24.694
4	S	1214734	-728221	-540364	1214738	-1181644	-875816	1.621
5	S	887250	504649	623935	887273	1028582	1268902	2.037
6	S	960292	228955	809665	960283	1033226	3648391	4.511
7	S	944730	212422	-623935	944736	1036345	-3030062	4.854
8	S	1021937	-210741	-809667	1021911	-1059439	-4148844	5.113
9	S	1064467	299945	222596	1064459	1107243	826783	3.706
10	S	1152697	47879	8318	1152693	1147423	179197	24.123
11	S	1050243	416882	-222596	1050243	1102034	-590283	2.645
12	S	1112673	-28342	-8321	1112653	-1140294	-372713	39.836

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	8 mm	
Passo staffe:	13.8 cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2	
Numero Legature:	25	(Diametro = 12 mm)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] = proiezione di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A_Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m]

(Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio)

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst	A_Eff
1	S	148919	2877994	1743620	94.3	1038.8	21.80°	1.045	17.9210.1	(202.8)
2	S	114556	2891000	1736220	94.3	1039.8	21.80°	1.049	13.8209.2	(201.9)
3	S	54392	712835	113506	133.6	179.1	21.80°	1.059	4.6	9.6(2.4)
4	S	20087	2939700	1698884	94.2	1043.6	21.80°	1.063	2.4204.8	(197.6)
5	S	70367	2885939	1675901	94.2	1040.7	21.80°	1.046	8.5202.0	(194.7)
6	S	69343	2885469	1258284	94.1	1037.8	21.80°	1.050	8.4151.8	(144.5)
7	S	30799	2893004	1361522	94.2	1041.1	21.80°	1.049	3.7164.2	(156.9)
8	S	24649	2875643	1163376	94.1	1031.4	21.80°	1.053	3.0140.4	(133.1)
9	S	40950	2913672	1705321	94.2	1041.7	21.80°	1.055	4.9205.6	(198.3)
10	S	10164	2926495	1750667	94.2	1041.7	21.80°	1.060	1.2211.0	(203.7)
11	S	57871	2911781	1722099	94.2	1041.7	21.80°	1.054	7.0207.6	(200.3)
12	S	84135	2920717	1735333	94.2	1041.7	21.80°	1.058	10.1209.2	(201.9)

16. Verifica spalla

Il calcolo del quadro tensionale insistente lungo la spalla viene effettuato mediante un foglio di calcolo che considera l'effettiva geometria della struttura, il sovraccarico a tergo spalla e le spinte del terreno agenti lungo la spalla, nonché le inerzie derivanti in condizioni sismiche. Le sollecitazioni derivanti dall'impalcato con l'effettiva eccentricità degli appoggi sono quelle indicate di seguito:

Azioni trasmesse da impalcato Nmax				Azioni trasmesse da impalcato Nmin			
	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)		Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. Str	-149	19	0.00	S.L.U. Str	-30	-5594	0.00
S.L.U. Geo	-124	-205	0.00	S.L.U. Geo	-39	-4511	0.00
S.L.U. Sisma	-430	-943	0.00	S.L.U. Sisma	264	-1499	0.00
S.L.E. Fond.	-126	-312	0.00	S.L.E. Fond.	-36	-4107	0.00
S.L.E. Freq.	-289	-625	0.00	S.L.E. Freq.	0	-3093	0.00
S.L.E. Q. Per.	-123	-989	0.00	S.L.E. Q. Per.	-43	-1453	0.00

Azioni trasmesse da impalcato Tmax				Azioni trasmesse da impalcato Tmin			
	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)		Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. Str	-581	-1252	0.00	S.L.U. Str	240	-1842	0.00
S.L.U. Geo	-411	-1080	0.00	S.L.U. Geo	86	-1937	0.00
S.L.U. Sisma	-1178	-1095	0.00	S.L.U. Sisma	1034	-1354	0.00
S.L.E. Fond.	-461	-981	0.00	S.L.E. Fond.	184	-1599	0.00
S.L.E. Freq.	0	-1121	0.00	S.L.E. Freq.	0	-1344	0.00
S.L.E. Q. Per.	-189	-1128	0.00	S.L.E. Q. Per.	45	-1321	0.00

Di seguito si riportano i dati di input utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni utili alla verifica delle sezioni principali della spalla: sezione di spiccato del paraghiaia, del setto di elevazione e del cordolo di fondazione.

Definizione carpenterie				Carichi a tergo spalla		Caratteristiche terreno	
Largh. spalla (b_t)	15.34			Gk	3.00		
	t_i/b_i	h_i	h_i	Qk	20.00		
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.30	2.30					
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2'')	0.00	0.00	0.00				
Paramento (t_3, h_3)	1.20	5.80		ϕ rilevato ($^\circ$ / rad) (M1)	35.00	0.6109	
Fondazione (b_4, h_4)	1.60	1.00		Attrito terra muro- δ ($^\circ$ /rad) (M1)	17.50	0.3054	
Suola esterna (b_5)	0.20			ϕ rilevato ($^\circ$ /rad) (M2)	29.26	0.5106	
Suola interna (b_6)	0.20			Attrito terra muro- δ ($^\circ$ /rad) (M2)	14.63	0.2553	
Piano app. impalcato (b_7)		0.90		Incl. paramento - ψ ($^\circ$ / rad)	90.00	1.5708	
h media baggioli (h_8)		0.30		Incl scarpata - β ($^\circ$ / rad)	0.00	0.0000	
				γ_t rilevato (kN/m^3)	20.00		

Coefficienti di spinta		Caratterizzazione sismica	
k_0 statico (M1)	0.4264	a_{max} (g)	0.08
k_a statico (M1)	0.2461	β_m	0.24
k_a din.1 (M1)	0.2567	k_h	0.0192
k_a din.2 (M1)	0.2565	k_v	0.0096
k_0 statico (M2)	0.511	θ_A	0.0194
k_a statico (M2)	0.3105	θ_B	0.0190
k_a din.1 (M2)	0.3225		
k_a din.2 (M2)	0.3222		

16.1 Sollecitazioni massime e minime per i singoli elementi strutturali

Si riportano pertanto le sollecitazioni dedotte:

- SEZIONE 1 (SPICCATO PARTE SUPERIORE PARAGHIAIA)

Azione Nmax

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia) Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-17.25	0.00
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	0.00
Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	17.29
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	2.94	0.00	3.38
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	19.62	0.00	22.56
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	0.43	0.00	0.49
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	1.77	0.00	2.04
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	0.68	0.00	0.78
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	1.77	0.00	2.04
Eff. inerziale elem. cls	1.38	0.00	1.59
da impalcato			
S.L.U. STR min N	0.00	0.00	0.00
S.L.U. Sisma min N	0.00	0.00	0.00
S.L.E. fond. min N	0.00	0.00	0.00
S.L.E. freq. min N	0.00	0.00	0.00
S.L.E. q.p. min N	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	60.91	-31.39	58.37
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	29.08	-17.25	24.79
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	29.33	-17.25	25.08
S.L.E. fond. min N	45.12	-23.25	43.24
S.L.E. freq. min N	33.35	-19.65	29.70
S.L.E. q.p. min N	25.50	-17.25	20.68
totale (/m)			

Azione Vmax

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia) Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-17.25	0.00
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	0.00
Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	17.29
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	2.94	0.00	3.38
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	19.62	0.00	22.56
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	0.43	0.00	0.49
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	1.77	0.00	2.04
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	0.68	0.00	0.78
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	1.77	0.00	2.04
Eff. inerziale elem. cls	1.38	0.00	1.59
da impalcato			
S.L.U. STR min N	0.00	0.00	0.00
S.L.U. Sisma min N	0.00	0.00	0.00
S.L.E. fond. min N	0.00	0.00	0.00
S.L.E. freq. min N	0.00	0.00	0.00
S.L.E. q.p. min N	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	60.91	-31.39	58.37
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	29.08	-17.25	24.79
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	29.33	-17.25	25.08
S.L.E. fond. min N	45.12	-23.25	43.24
S.L.E. freq. min N	33.35	-19.65	29.70
S.L.E. q.p. min N	25.50	-17.25	20.68
totale (/m)			

Azione Nmin

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia) Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-17.25	0.00
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	0.00
Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	17.29
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	2.94	0.00	3.38
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	19.62	0.00	22.56
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	0.43	0.00	0.49
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	1.77	0.00	2.04
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	0.68	0.00	0.78
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	1.77	0.00	2.04
Eff. inerziale elem. cls	1.38	0.00	1.59
da impalcato			
S.L.U. STR min N	0.00	0.00	0.00
S.L.U. Sisma min N	0.00	0.00	0.00
S.L.E. fond. min N	0.00	0.00	0.00
S.L.E. freq. min N	0.00	0.00	0.00
S.L.E. q.p. min N	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	60.91	-31.39	58.37
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	29.08	-17.25	24.79
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	29.33	-17.25	25.08
S.L.E. fond. min N	45.12	-23.25	43.24
S.L.E. freq. min N	33.35	-19.65	29.70
S.L.E. q.p. min N	25.50	-17.25	20.68
totale (/m)			

Azione Vmin

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia) Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-17.25	0.00
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	0.00
Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	17.29
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	2.94	0.00	3.38
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	19.62	0.00	22.56
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	0.43	0.00	0.49
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	1.77	0.00	2.04
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	0.68	0.00	0.78
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	1.77	0.00	2.04
Eff. inerziale elem. cls	1.38	0.00	1.59
da impalcato			
S.L.U. STR min N	0.00	0.00	0.00
S.L.U. Sisma min N	0.00	0.00	0.00
S.L.E. fond. min N	0.00	0.00	0.00
S.L.E. freq. min N	0.00	0.00	0.00
S.L.E. q.p. min N	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	60.91	-31.39	58.37
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	29.08	-17.25	24.79
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	29.33	-17.25	25.08
S.L.E. fond. min N	45.12	-23.25	43.24
S.L.E. freq. min N	33.35	-19.65	29.70
S.L.E. q.p. min N	25.50	-17.25	20.68
totale (/m)			

- SEZIONE 2 (SPICCATO PARAMENTO)

Azione Nmax**Sezione 2 (spiccato paramento)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-191.25	-7.76
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	-2.70
Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	60.91
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	10.36	0.00	41.97
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	69.08	0.00	279.78
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	0.43	0.00	1.74
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	6.24	0.00	25.26
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	0.68	0.00	2.75
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	6.23	0.00	25.24
Eff. inerziale elem. cls	15.30	0.00	49.96
da impalcato			
S.L.U. STR min N	-9.68	1.22	-58.89
S.L.U. Sisma min N	-8.05	-13.39	-51.12
S.L.U. GEO min N	-28.02	-61.43	-180.14
S.L.E. fond. min N	-8.24	-20.33	-53.29
S.L.E. freq. min N	-18.82	-40.76	-120.94
S.L.E. q.p. min N	-8.00	-64.42	-58.44

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	128.02	-265.06	443.56
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	46.84	-204.64	120.95
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	47.08	-204.64	121.94
S.L.E. fond. min N	93.76	-217.58	318.90
S.L.E. freq. min N	41.73	-234.41	85.00
S.L.E. q.p. min N	24.92	-255.67	36.67
totale (/m)			

Azione Vmax**Sezione 2 (spiccato paramento)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-191.25	-7.76
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	-2.70
Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	60.91
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	10.36	0.00	41.97
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	69.08	0.00	279.78
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	0.43	0.00	1.74
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	6.24	0.00	25.26
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	0.68	0.00	2.75
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	6.23	0.00	25.24
Eff. inerziale elem. cls	15.30	0.00	49.96
da impalcato			
S.L.U. STR min N	-37.88	-81.58	-243.32
S.L.U. Sisma min N	-26.82	-70.39	-174.15
S.L.U. GEO min N	-76.76	-71.37	-478.94
S.L.E. fond. min N	-30.03	-63.90	-192.80
S.L.E. freq. min N	0.00	-73.08	-10.96
S.L.E. q.p. min N	-12.34	-73.52	-86.31

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	99.82	-347.87	259.14
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	28.07	-261.64	-2.08
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	28.31	-261.64	-1.09
S.L.E. fond. min N	71.97	-261.15	179.39
S.L.E. freq. min N	60.55	-266.73	194.98
S.L.E. q.p. min N	20.58	-264.77	8.80
totale (/m)			

Azione Nmin**Sezione 2 (spiccato paramento)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-191.25	-7.76
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	-2.70
Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	60.91
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	10.36	0.00	41.97
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	69.08	0.00	279.78
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	0.43	0.00	1.74
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	6.24	0.00	25.26
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	0.68	0.00	2.75
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	6.23	0.00	25.24
Eff. inerziale elem. cls	15.30	0.00	49.96
da impalcato			
S.L.U. STR min N	-1.97	-364.57	-66.68
S.L.U. Sisma min N	-2.52	-293.97	-59.48
S.L.U. GEO min N	17.22	-97.67	90.40
S.L.E. fond. min N	-2.35	-267.63	-54.46
S.L.E. freq. min N	0.00	-201.57	-30.24
S.L.E. q.p. min N	-2.80	-94.68	-31.29

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	135.74	-630.86	435.78
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	52.36	-485.22	112.59
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	52.61	-485.22	113.58
S.L.E. fond. min N	99.65	-464.88	317.73
S.L.E. freq. min N	60.55	-395.22	175.70
S.L.E. q.p. min N	30.12	-285.93	63.82
totale (/m)			

Azione Vmin**Sezione 2 (spiccato paramento)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-191.25	-7.76
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	-2.70
Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	60.91
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	10.36	0.00	41.97
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	69.08	0.00	279.78
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	0.43	0.00	1.74
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	6.24	0.00	25.26
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	0.68	0.00	2.75
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	6.23	0.00	25.24
Eff. inerziale elem. cls	15.30	0.00	49.96
da impalcato			
S.L.U. STR min N	15.64	-120.05	77.41
S.L.U. Sisma min N	5.64	-126.23	15.44
S.L.U. GEO min N	67.38	-88.24	397.78
S.L.E. fond. min N	11.99	-104.22	57.50
S.L.E. freq. min N	0.00	-87.57	-13.14
S.L.E. q.p. min N	2.96	-86.08	5.15

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	153.34	-386.34	579.86
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	60.52	-317.48	187.51
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	60.77	-317.48	188.50
S.L.E. fond. min N	113.99	-301.47	429.69
S.L.E. freq. min N	60.55	-281.22	192.81
S.L.E. q.p. min N	35.88	-277.33	100.26
totale (/m)			

- SEZIONE 3 (SPICCATO FONDAZIONE)

Azione Nmax**Sezione 3 (spiccato fondazione)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-231.25	-18.00
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	-2.70
Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	68.43
Spinta orizz. terreno (M2)	27.05	0.00	82.04
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	11.64	0.00	52.97
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	77.61	0.00	353.12
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	13.96	0.00	63.51
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	93.05	0.00	423.40
Peso terreno tergo spalla	0.00	-9.20	-6.44
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	0.43	0.00	1.95
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	7.01	0.00	31.88
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	0.68	0.00	3.09
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	7.00	0.00	31.86
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M2)	0.47	0.00	2.14
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	8.80	0.00	40.06
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M2)	0.46	0.00	2.08
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	8.80	0.00	40.03
Eff. inerziale elem. cls	18.50	0.00	66.86
Eff. inerziale terreno tergo spalla	0.74	0.00	5.85
da impalcato			
S.L.U. STR min N	-9.68	1.22	-68.57
S.L.U. Sisma min N	-8.05	-13.39	-59.17
S.L.U. GEO min N	-28.02	-61.43	-208.16
S.L.E. fond. min N	-8.24	-20.33	-61.53
S.L.E. freq. min N	-18.82	-40.76	-139.76
S.L.E. q.p. min N	-8.00	-64.42	-66.44

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	141.26	-331.48	535.38
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	52.82	-253.84	144.33
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	53.07	-253.84	145.44
S.L.U. GEO min N	120.00	-308.78	396.76
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	42.96	-253.84	109.99
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	61.44	-253.84	176.76
S.L.E. fond. min N	103.57	-266.78	385.85
S.L.E. freq. min N	46.42	-283.61	97.36
S.L.E. q.p. min N	26.20	-304.87	30.51

Azione Nmin**Sezione 3 (spiccato fondazione)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-231.25	-18.00
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	-2.70
Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	68.43
Spinta orizz. terreno (M2)	27.05	0.00	82.04
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	11.64	0.00	52.97
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	77.61	0.00	353.12
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	13.96	0.00	63.51
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	93.05	0.00	423.40
Peso terreno tergo spalla	0.00	-32.40	-22.68
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	0.43	0.00	1.95
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	7.01	0.00	31.88
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	0.68	0.00	3.09
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	7.00	0.00	31.86
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M2)	0.47	0.00	2.14
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	8.80	0.00	40.06
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M2)	0.46	0.00	2.08
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	8.80	0.00	40.03
Eff. inerziale elem. cls	18.50	0.00	66.86
Eff. inerziale terreno tergo spalla	2.59	0.00	13.09
da impalcato			
S.L.U. STR min N	-1.97	-364.57	-68.64
S.L.U. Sisma min N	-2.52	-293.97	-62.00
S.L.U. GEO min N	17.22	-97.67	107.63
S.L.E. fond. min N	-2.35	-267.63	-56.80
S.L.E. freq. min N	0.00	-201.57	-30.24
S.L.E. q.p. min N	-2.80	-94.68	-34.09

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	148.98	-728.60	513.39
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	60.21	-557.62	132.50
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	60.45	-557.62	133.61
S.L.U. GEO min N	165.24	-368.22	696.30
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	50.35	-557.62	98.15
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	68.83	-557.62	164.93
S.L.E. fond. min N	109.46	-537.28	374.33
S.L.E. freq. min N	65.24	-467.62	190.65
S.L.E. q.p. min N	31.40	-358.33	46.63

Azione Vmax				Azione Vmin				
Sezione 3 (spiccato fondazione)				Sezione 3 (spiccato fondazione)				
Sollecitazioni per le singole condizioni elementari				Sollecitazioni per le singole condizioni elementari				
	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)		Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
da spalla	Pesi propri cls spalla	0.00	-231.25	-18.00	Pesi propri cls spalla	0.00	-231.25	-18.00
	Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	-2.70	Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	-2.70
	Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	68.43	Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	68.43
	Spinta orizz. terreno (M2)	27.05	0.00	82.04	Spinta orizz. terreno (M2)	27.05	0.00	82.04
	Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	11.64	0.00	52.97	Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	11.64	0.00	52.97
	Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	77.61	0.00	353.12	Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	77.61	0.00	353.12
	Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	13.96	0.00	63.51	Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	13.96	0.00	63.51
	Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	93.05	0.00	423.40	Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	93.05	0.00	423.40
	Peso terreno tergo spalla	0.00	-32.40	-22.68	Peso terreno tergo spalla	0.00	-32.40	-22.68
	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	0.43	0.00	1.95	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	0.43	0.00	1.95
	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	7.01	0.00	31.88	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	7.01	0.00	31.88
	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	0.68	0.00	3.09	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	0.68	0.00	3.09
	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	7.00	0.00	31.86	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	7.00	0.00	31.86
	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M2)	0.47	0.00	2.14	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M2)	0.47	0.00	2.14
	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	8.80	0.00	40.06	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	8.80	0.00	40.06
	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M2)	0.46	0.00	2.08	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M2)	0.46	0.00	2.08
	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	8.80	0.00	40.03	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	8.80	0.00	40.03
	Eff. inerziale elem. cls	18.50	0.00	66.86	Eff. inerziale elem. cls	18.50	0.00	66.86
	Eff. inerziale terreno tergo spalla	2.59	0.00	13.09	Eff. inerziale terreno tergo spalla	2.59	0.00	13.09
	da impalcato	S.L.U. STR min N	-37.88	-81.58	-281.20	S.L.U. STR min N	15.64	-120.05
S.L.U. Sisma min N		-26.82	-70.39	-200.96	S.L.U. Sisma min N	5.64	-126.23	21.08
S.L.U. GEO min N		-76.76	-71.37	-555.69	S.L.U. GEO min N	67.38	-88.24	465.16
S.L.E. fond. min N		-30.03	-63.90	-222.83	S.L.E. fond. min N	11.99	-104.22	69.49
S.L.E. freq. min N		0.00	-73.08	-10.96	S.L.E. freq. min N	0.00	-87.57	-13.14
S.L.E. q.p. min N		-12.34	-73.52	-98.65	S.L.E. q.p. min N	2.96	-86.08	8.11
Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m)				Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m)				
totale (/m)	S.L.U. STR min N	113.06	-445.61	300.83	S.L.U. STR min N	166.58	-484.08	675.08
	S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	35.91	-334.04	-6.47	S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	68.36	-389.88	215.57
	S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	36.15	-334.04	-5.35	S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	68.61	-389.88	216.68
	S.L.U. GEO min N	71.26	-341.92	32.98	S.L.U. GEO min N	215.40	-358.79	1053.83
	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	26.05	-334.04	-40.81	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	58.51	-389.88	181.23
	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	44.53	-334.04	25.97	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	76.99	-389.88	248.01
	S.L.E. fond. min N	81.77	-333.55	208.30	S.L.E. fond. min N	123.80	-373.87	500.63
	S.L.E. freq. min N	65.24	-339.13	209.92	S.L.E. freq. min N	65.24	-353.62	207.75
	S.L.E. q.p. min N	21.86	-337.17	-17.93	S.L.E. q.p. min N	37.16	-349.73	88.82

16.2 Verifica elementi strutturali

16.2.1 Verifica paraghiaia

Il paraghiaia viene armato con barre Ø16/20 verticali correnti lato scavo e lato terreno.

Per la verifica a pressoflessione e a taglio per lo S.L.U. e di limitazione delle tensioni e fessurazione per lo S.L.E. si considera la sezione di spiccato (z = -2.30 m).

N.B.: L'armatura a taglio indicata, ove necessaria, indica il quantitativo minimo da adottare per soddisfare le verifiche.

Sezione allo spiccato

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 12.1 cm ²

Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 12.1 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	3138	5836	3153	12265	2.102	26.5		
2	S	1725	2479	1695	12094	4.879	26.6		
3	S	1725	2508	1695	12094	4.822	26.6		

Lo S.L.U. per tensioni normali appare pertanto verificato con margine soddisfacente.

Per la verifica a taglio, si considera in quanto proposto da EN 1992-1-1 per elementi privi di armatura a taglio.

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	6090	13819	74983	73297	100.0	21.80	1.006	2.6
2	S	2907	13632	74789	73297	100.0	21.80	1.003	1.2
3	S	2932	13632	74789	73297	100.0	21.80	1.003	1.3

La verifica appare pertanto soddisfatta, senza prevedere specifiche armature a taglio.

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 ([daN/cm ²])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
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.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	24.5	30.0	-23.1	30.0	-263	26.5	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Ep1	Massima deformazione di traz. unitaria nel calcestr. in sez. fessurata
Ep2	Minima deformazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata
Ep3	Deformazione unitaria al limite dell'area efficace di calcestruzzo
K2	= (Ep1 + Ep3)/(2 Ep3) secondo la (7.13) dell'EC2
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
Eps	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls.
Srm	Distanza massima in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = Eps*Srm (7.8) EC2

N.Comb.	Ver	Ep1	Ep2	Ep3	K2	Kt	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
---------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	--------

1	S	16.9	30.0	-15.7	30.0	-179	26.5	0.0	0	0.0	0.0
---	---	------	------	-------	------	------	------	-----	---	-----	-----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Ep1	Ep2	Ep3	K2	Kt	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	11.9	30.0	-10.8	30.0	-123	26.5	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Ep1	Ep2	Ep3	K2	Kt	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000

16.2.2 Verifica setto di elevazione o paramento

Il paramento viene armato con due file di barre Ø16/20 verticali correnti lato scavo e lato terreno.

Per la verifica a pressoflessione e a taglio per lo S.L.U. e di limitazione delle tensioni e fessurazione per lo S.L.E. si considera la sezione di spiccato (z = -8.10 m).

N.B.: L'armatura a taglio indicata, ove necessaria, indica il quantitativo minimo da adottare per soddisfare le verifiche.

Sezione allo spiccato

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	26506	44356	0	26503	121747	0	2.745
2	S	20463	12095	0	20452	118506	0	9.798
3	S	20463	12194	0	20452	118506	0	9.718
4	S	63086	43577	0	63087	140081	0	3.215
5	S	48521	11258	0	48512	132864	0	11.802
6	S	48521	11358	0	48512	132864	0	11.698
7	S	34787	25913	0	34757	126045	0	4.864
8	S	26164	-208	0	26184	-121577	0	584.503
9	S	26164	-109	0	26184	-121577	0	999.000
10	S	38634	57985	0	38663	127984	0	2.207
11	S	31748	18750	0	31759	124530	0	6.642
12	S	31748	18849	0	31759	124530	0	6.607

Lo S.L.U. per tensioni normali appare pertanto verificato con margine soddisfacente.

Per la verifica a taglio, si considera in quanto proposto da EN 1992-1-1 per elementi privi di armatura a taglio.

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro

Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A_Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] (Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio)
OMst	Rapporto meccanico di armatura nella direzione del taglio di cui alla (7.4.28)NTC (comprende staffe e legat. efficaci e deve risultare superiore a 0.080)

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst	A_Eff	OMst
1	S	12801	331740	0	116.5	100.0	21.80°	1.012	1.2	0.0(0.0)	0.082
2	S	4683	330829	0	116.5	100.0	21.80°	1.009	0.5	0.0(0.0)	0.082
3	S	4708	330829	0	116.5	100.0	21.80°	1.009	0.5	0.0(0.0)	0.082
4	S	13573	337250	0	116.5	100.0	21.80°	1.029	1.3	0.0(0.0)	0.082
5	S	5236	335056	0	116.5	100.0	21.80°	1.022	0.5	0.0(0.0)	0.082
6	S	5260	335056	0	116.5	100.0	21.80°	1.022	0.5	0.0(0.0)	0.082
7	S	9981	332987	0	116.5	100.0	21.80°	1.016	1.0	0.0(0.0)	0.082
8	S	2806	331688	0	116.5	100.0	21.80°	1.012	0.3	0.0(0.0)	0.082
9	S	2831	331688	0	116.5	100.0	21.80°	1.012	0.3	0.0(0.0)	0.082
10	S	15334	333567	0	116.5	100.0	21.80°	1.018	1.5	0.0(0.0)	0.082
11	S	6052	332529	0	116.5	100.0	21.80°	1.015	0.6	0.0(0.0)	0.082
12	S	6076	332529	0	116.5	100.0	21.80°	1.015	0.6	0.0(0.0)	0.082

La verifica appare pertanto soddisfatta, senza prevedere specifiche armature a taglio.

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm ²]
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	13.4	-50.0	120.0	-140	46.5	3.5	0	0		0.000
2	S	15.3	-50.0	120.0	-110	46.5	3.5	0	0		0.000
3	S	8.6	-50.0	120.0	-62	46.5	3.5	0	0		0.000
4	S	18.1	-50.0	120.0	-187	46.5	3.5	0	0		0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	5.0	-50.0	120.0	-16	46.5	3.5	0	0		0.000
2	S	9.6	-50.0	120.0	-45	46.5	3.5	0	0		0.000
3	S	9.3	-50.0	120.0	-70	46.5	3.5	0	0		0.000
4	S	9.3	-50.0	120.0	-67	46.5	3.5	0	0		0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	3.4	-50.0	120.0	11	46.5	3.5	0	0		0.000
2	S	4.6	-50.0	120.0	1	46.5	3.5	0	0		0.000
3	S	2.4	-50.0	120.0	27	9.3	3.5	0	0		0.000
4	S	5.9	-50.0	120.0	-19	46.5	3.5	0	0		0.000

16.2.3 Verifica del cordolo di fondazione

Il paramento viene armato con due file di barre Ø16/20 verticali correnti lato scavo e lato terreno.

Per la verifica a pressoflessione e a taglio per lo S.L.U. e di limitazione delle tensioni e fessurazione per lo S.L.E. si considera la sezione di spiccato ($z = -8.10$ m).

N.B.: L'armatura a taglio indicata, ove necessaria, indica il quantitativo minimo da adottare per soddisfare le verifiche.

Sezione allo spiccato

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	33148	53538	0	33142	168143	0	3.141
2	S	25383	14433	0	25405	162801	0	11.280
3	S	25383	14544	0	25405	162801	0	11.194
4	S	30877	39675	0	30849	166559	0	4.198
5	S	25383	10998	0	25405	162801	0	14.803
6	S	25383	17676	0	25405	162801	0	9.210
7	S	72860	51338	0	72880	195524	0	3.809
8	S	55761	13249	0	55752	183736	0	13.868
9	S	55761	13360	0	55752	183736	0	13.753
10	S	36822	69629	0	36816	170678	0	2.451
11	S	55761	9815	0	55752	183736	0	18.720
12	S	55761	16492	0	55752	183736	0	11.141
13	S	44561	30083	0	44548	176012	0	5.851
14	S	33404	-647	0	33427	-168339	0	260.185
15	S	33404	-536	0	33427	-168339	0	314.066
16	S	34191	3297	0	34208	168879	0	51.222
17	S	33404	-4081	0	33427	-168339	0	41.250
18	S	33404	2596	0	33427	168339	0	64.846
19	S	48408	67507	0	48401	178670	0	2.647
20	S	38988	21557	0	38976	172168	0	7.987
21	S	38988	21668	0	38976	172168	0	7.946
22	S	35879	105383	0	35903	170049	0	1.614
23	S	38988	18123	0	38976	172168	0	9.500
24	S	38988	24800	0	38976	172168	0	6.942

Lo S.L.U. per tensioni normali appare pertanto verificato con margine soddisfacente.

Per la verifica a taglio, si considera in quanto proposto da EN 1992-1-1 per elementi privi di armatura a taglio.

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] = proiezz. di V_x e V_y normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione

Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A_Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 (Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio)
 OMst Rapporto meccanico di armatura nella direzione del taglio di cui alla (7.4.28)NTC
 (comprende staffe e legat. efficaci e deve risultare superiore a 0.080)

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst	A_Eff	OMst
1	N	14125	388936	0	156.0	100.0	21.80°	1.013	1.0	0.0(0.0)	0.082
2	N	5282	387762	0	156.0	100.0	21.80°	1.010	0.4	0.0(0.0)	0.082
3	N	5306	387762	0	156.0	100.0	21.80°	1.010	0.4	0.0(0.0)	0.082
4	N	11999	388593	0	156.0	100.0	21.80°	1.012	0.9	0.0(0.0)	0.082
5	N	4296	387762	0	156.0	100.0	21.80°	1.010	0.3	0.0(0.0)	0.082
6	N	6144	387762	0	156.0	100.0	21.80°	1.010	0.4	0.0(0.0)	0.082
7	N	14897	394945	0	156.0	100.0	21.80°	1.029	1.1	0.0(0.0)	0.082
8	N	6020	392358	0	156.0	100.0	21.80°	1.022	0.4	0.0(0.0)	0.082
9	N	6044	392358	0	156.0	100.0	21.80°	1.022	0.4	0.0(0.0)	0.082
10	N	16523	389492	0	156.0	100.0	21.80°	1.015	1.2	0.0(0.0)	0.082
11	N	5034	392358	0	156.0	100.0	21.80°	1.022	0.4	0.0(0.0)	0.082
12	N	6882	392358	0	156.0	100.0	21.80°	1.022	0.5	0.0(0.0)	0.082
13	N	11305	390663	0	156.0	100.0	21.80°	1.018	0.8	0.0(0.0)	0.082
14	N	3590	388975	0	156.0	100.0	21.80°	1.013	0.3	0.0(0.0)	0.082
15	N	3615	388975	0	156.0	100.0	21.80°	1.013	0.3	0.0(0.0)	0.082
16	N	7125	389094	0	156.0	100.0	21.80°	1.013	0.5	0.0(0.0)	0.082
17	N	2605	388975	0	156.0	100.0	21.80°	1.013	0.2	0.0(0.0)	0.082
18	N	4453	388975	0	156.0	100.0	21.80°	1.013	0.3	0.0(0.0)	0.082
19	N	16658	391245	0	156.0	100.0	21.80°	1.019	1.2	0.0(0.0)	0.082
20	N	6836	389820	0	156.0	100.0	21.80°	1.015	0.5	0.0(0.0)	0.082
21	N	6860	389820	0	156.0	100.0	21.80°	1.015	0.5	0.0(0.0)	0.082
22	N	21539	389350	0	156.0	100.0	21.80°	1.014	1.6	0.0(0.0)	0.082
23	N	5850	389820	0	156.0	100.0	21.80°	1.015	0.4	0.0(0.0)	0.082
24	N	7698	389820	0	156.0	100.0	21.80°	1.015	0.6	0.0(0.0)	0.082

La verifica appare pertanto soddisfatta, senza prevedere specifiche armature a taglio.

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
 K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
 Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	9.8	-50.0	160.0	-92	46.0	4.0	0	0		0.000
2	S	11.1	-50.0	160.0	-65	46.0	4.0	0	0		0.000
3	S	6.4	-50.0	160.0	-33	46.0	4.0	0	0		0.000
4	S	12.8	-50.0	160.0	-117	46.0	4.0	0	0		0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

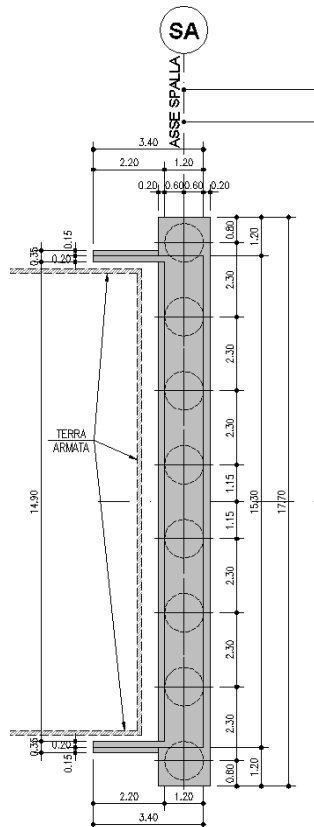
N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	3.8	-50.0	160.0	-4	46.0	4.0	0	0		0.000
2	S	6.8	-50.0	160.0	-16	46.0	4.0	0	0		0.000
3	S	6.5	-50.0	160.0	-33	46.0	4.0	0	0		0.000
4	S	6.5	-50.0	160.0	-31	46.0	4.0	0	0		0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

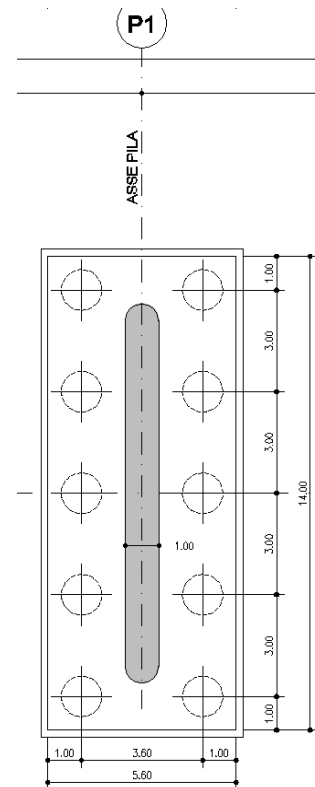
N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	2.5	-50.0	160.0	18	46.0	4.0	0	0		0.000
2	S	3.1	-50.0	160.0	18	46.0	4.0	0	0		0.000
3	S	2.4	-50.0	120.0	25	46.0	156.0	0	0		0.000
4	S	4.0	-50.0	160.0	5	46.0	4.0	0	0		0.000

17. Pali di fondazione

Le sotto-fondazioni previste per la spalla si compongono di una fila di 8 pali $\varnothing 1200\text{mm}$ disposti ad un interasse pari a 2.30m, mentre per le pile i pali sono disposti lungo due allineamenti composti ciascuno da 5 pali.



Sottostrutture Spalla



Sottostrutture pila

Sulla base delle verifiche geotecniche condotte (cfr. relazione geotecnica) tali pali si sviluppano per una profondità variabile riassunta in tabella.

Cavalcavia	$\varnothing_{\text{pali}}$ [mm]	$L_{\text{pali, spalla}}$ [m]	$L_{\text{pali, pila}}$ [m]
S.P.30 - Via Mezzavia	1200	34	34

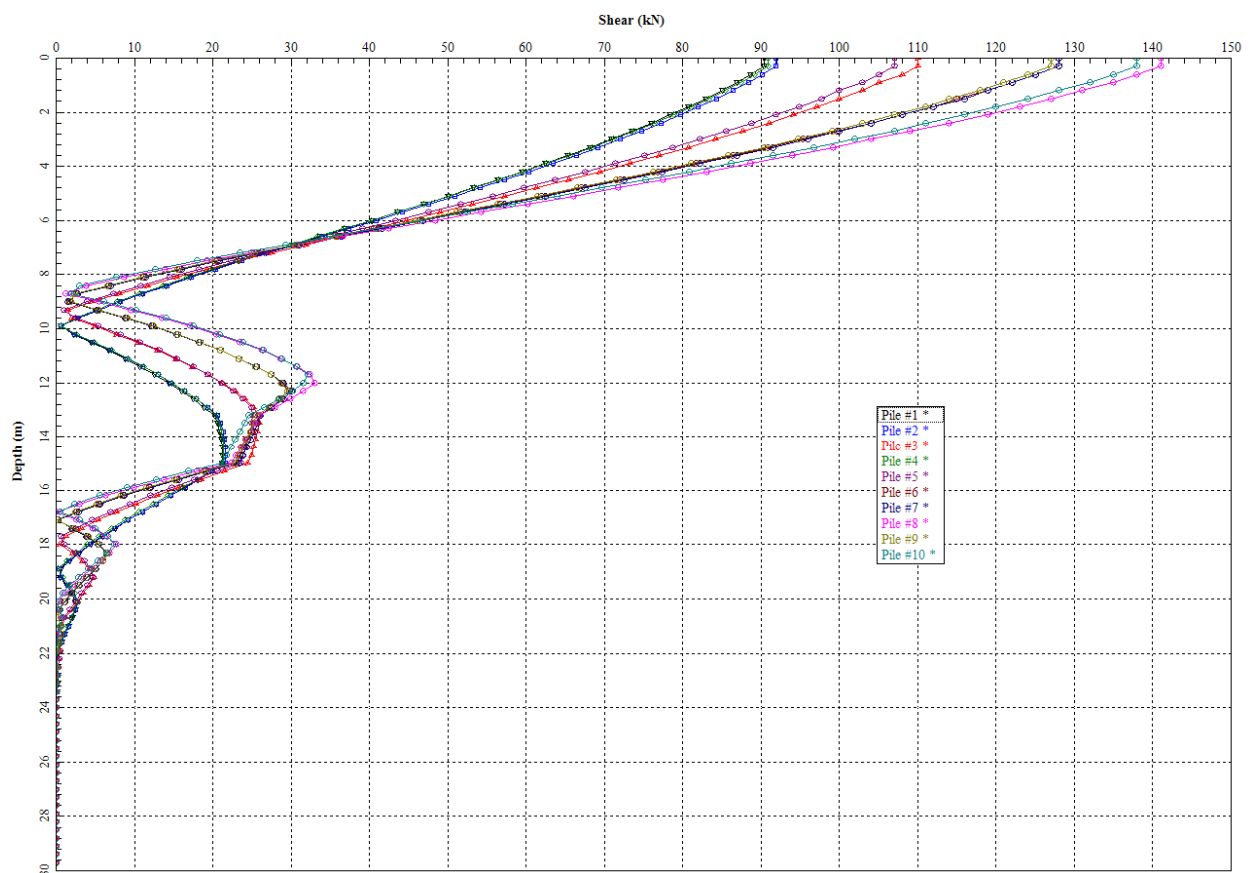
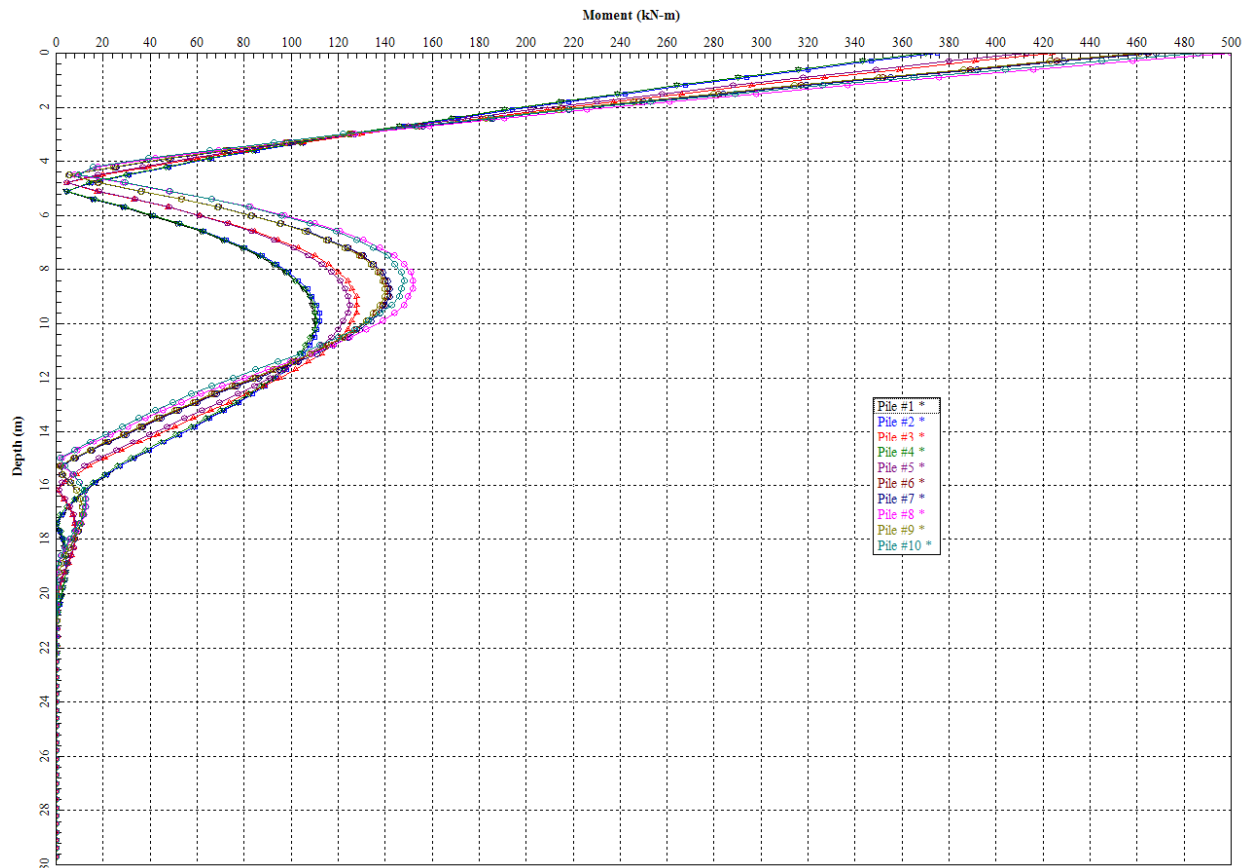
Di seguito si procede alla verifica strutturale del singolo palo nelle condizioni di S.L.U. e S.L.E..

17.1 Verifica dei pali di fondazione

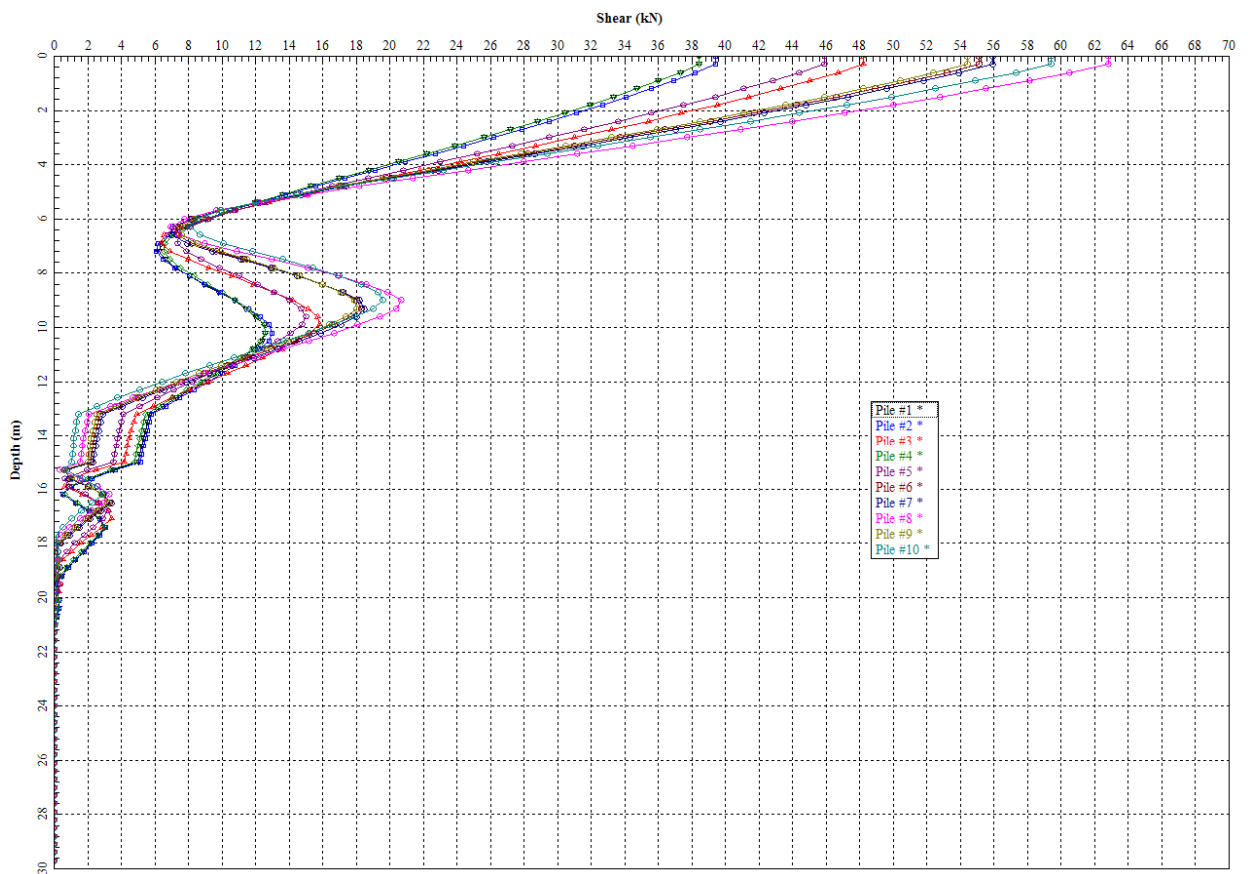
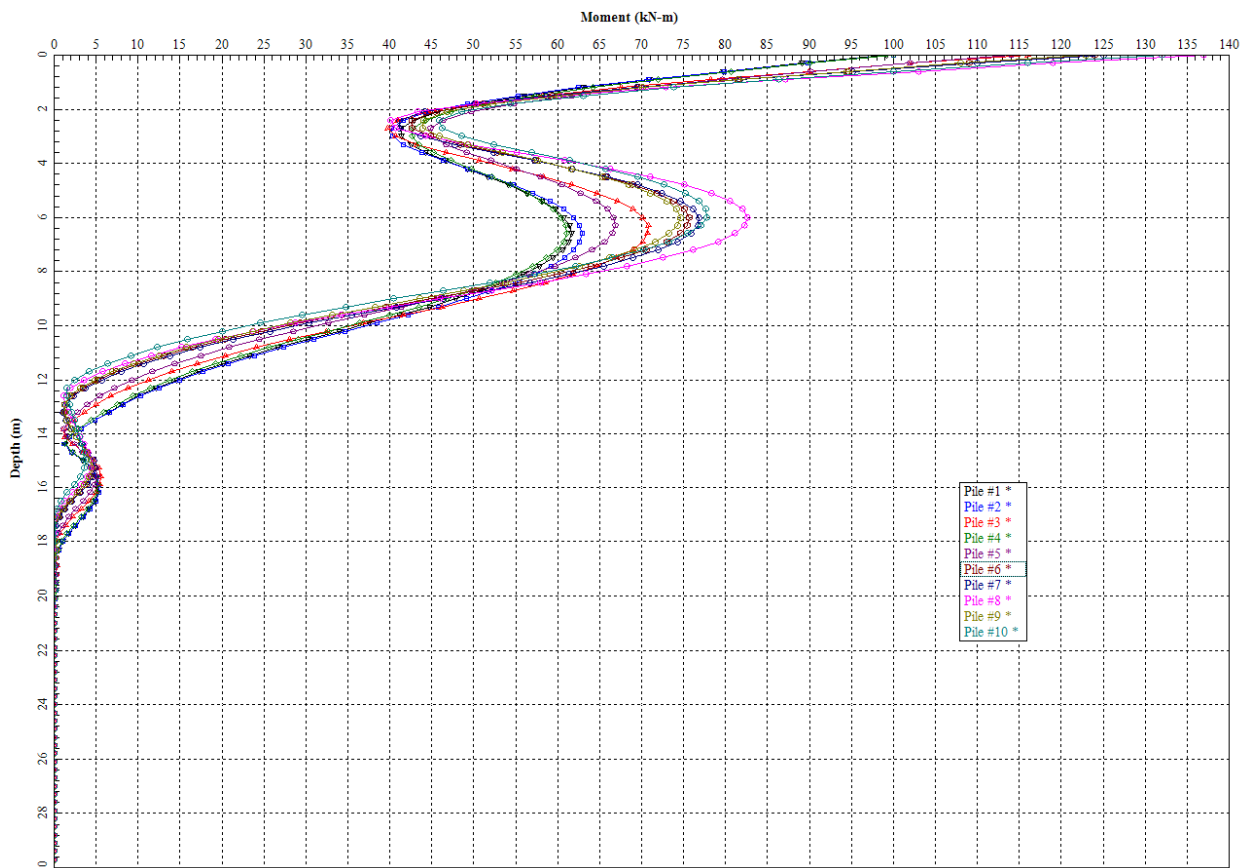
17.1.1 Sollecitazioni di verifica

Di seguito si riportano gli andamenti delle massime sollecitazioni registrati sui pali disposti sotto la fondazione di spalle e pile. Tali andamenti sono ricavati con riferimento alla combinazione S.L.U., di SISMA e di S.L.E..

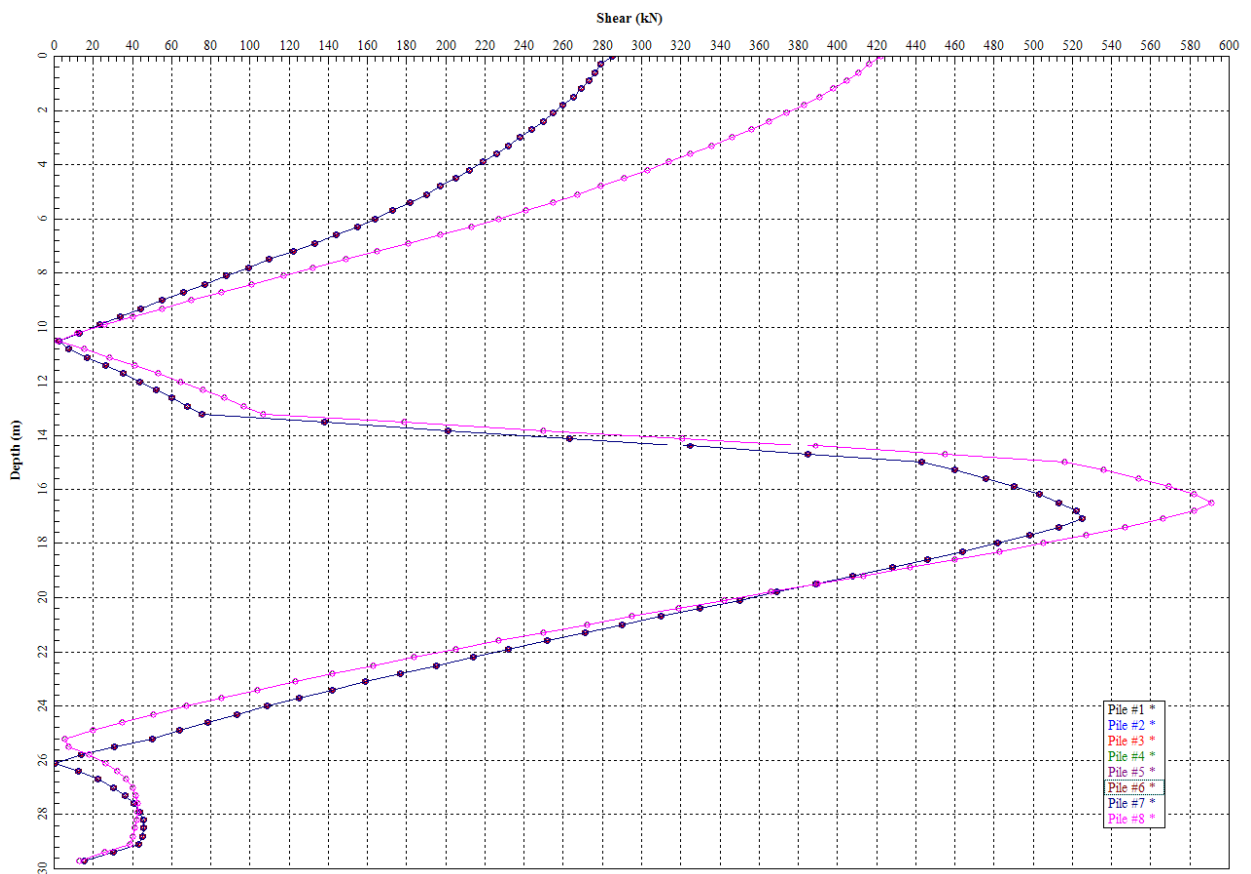
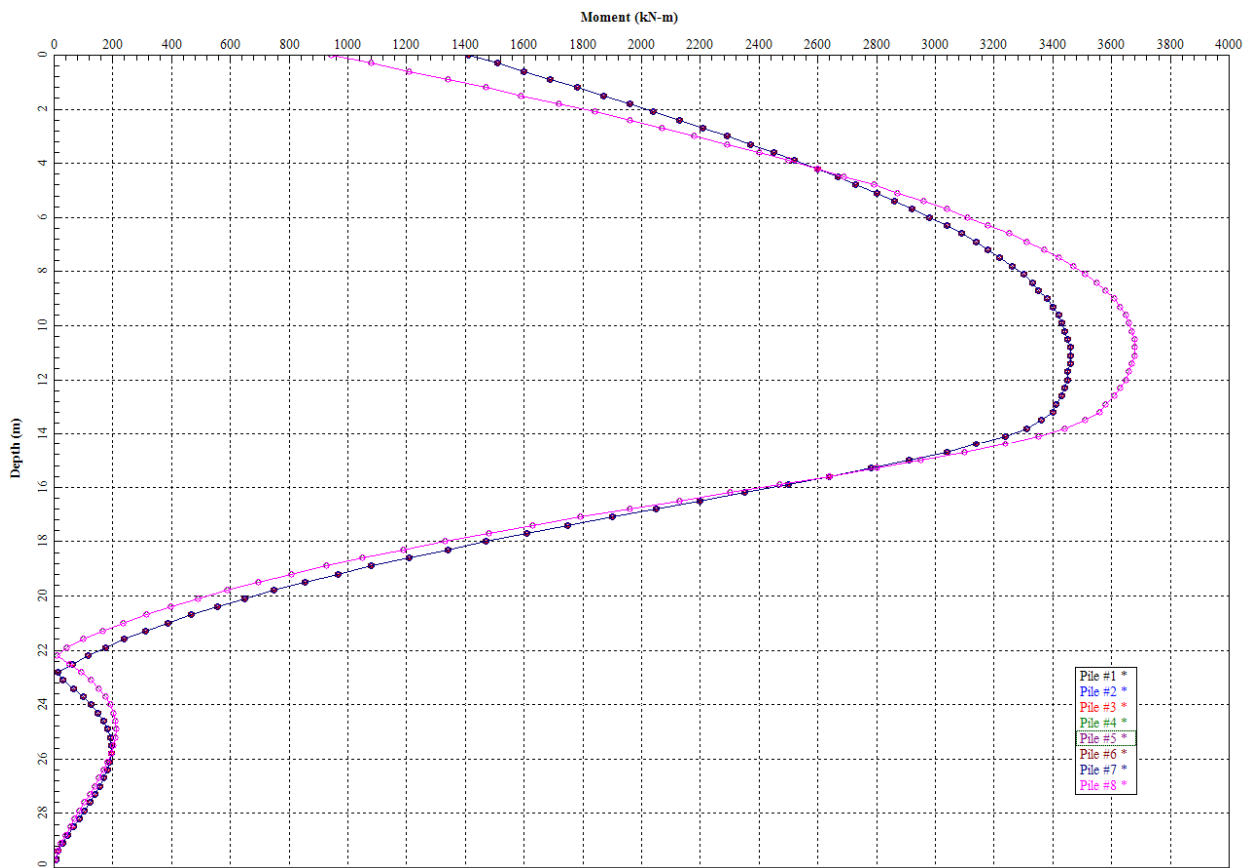
Sottostrutture delle pile - S.L.U. e SISMA



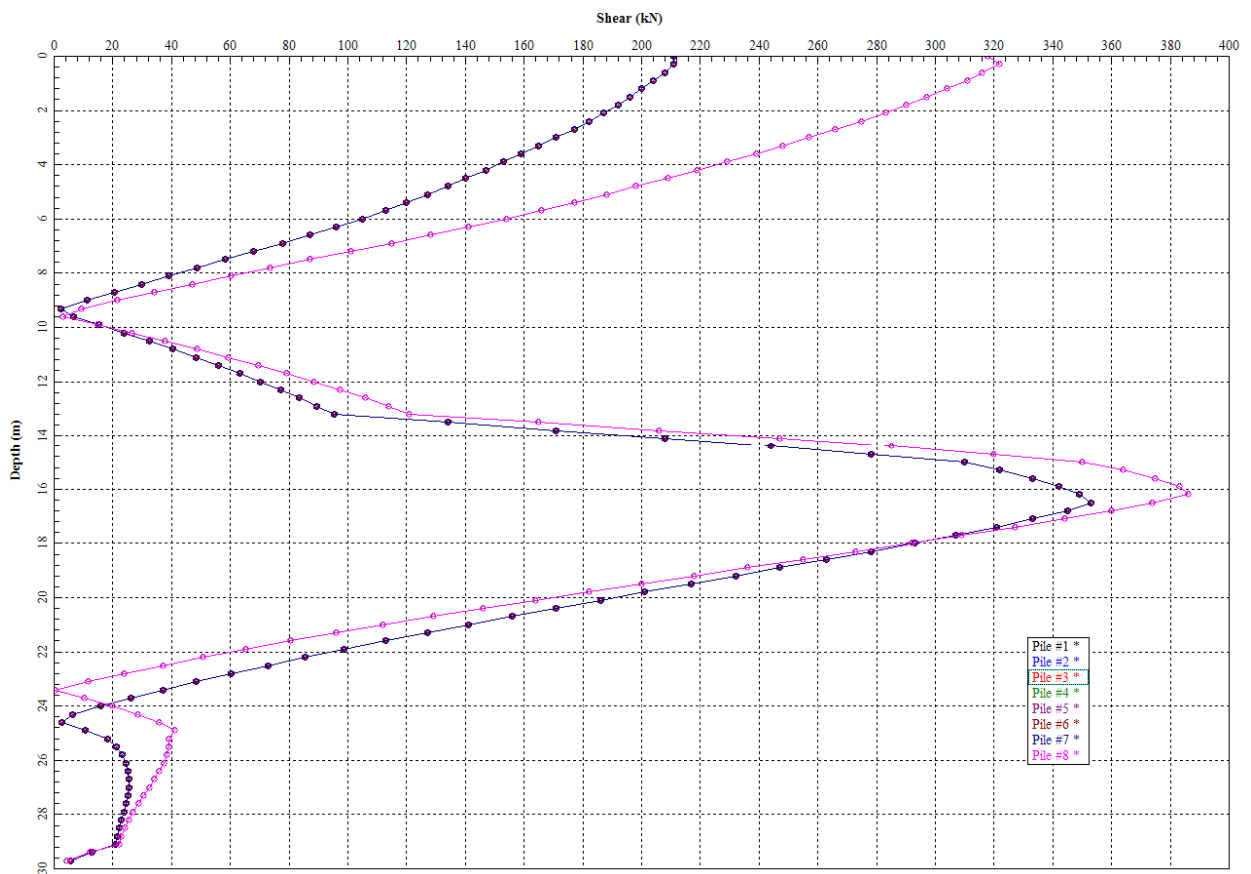
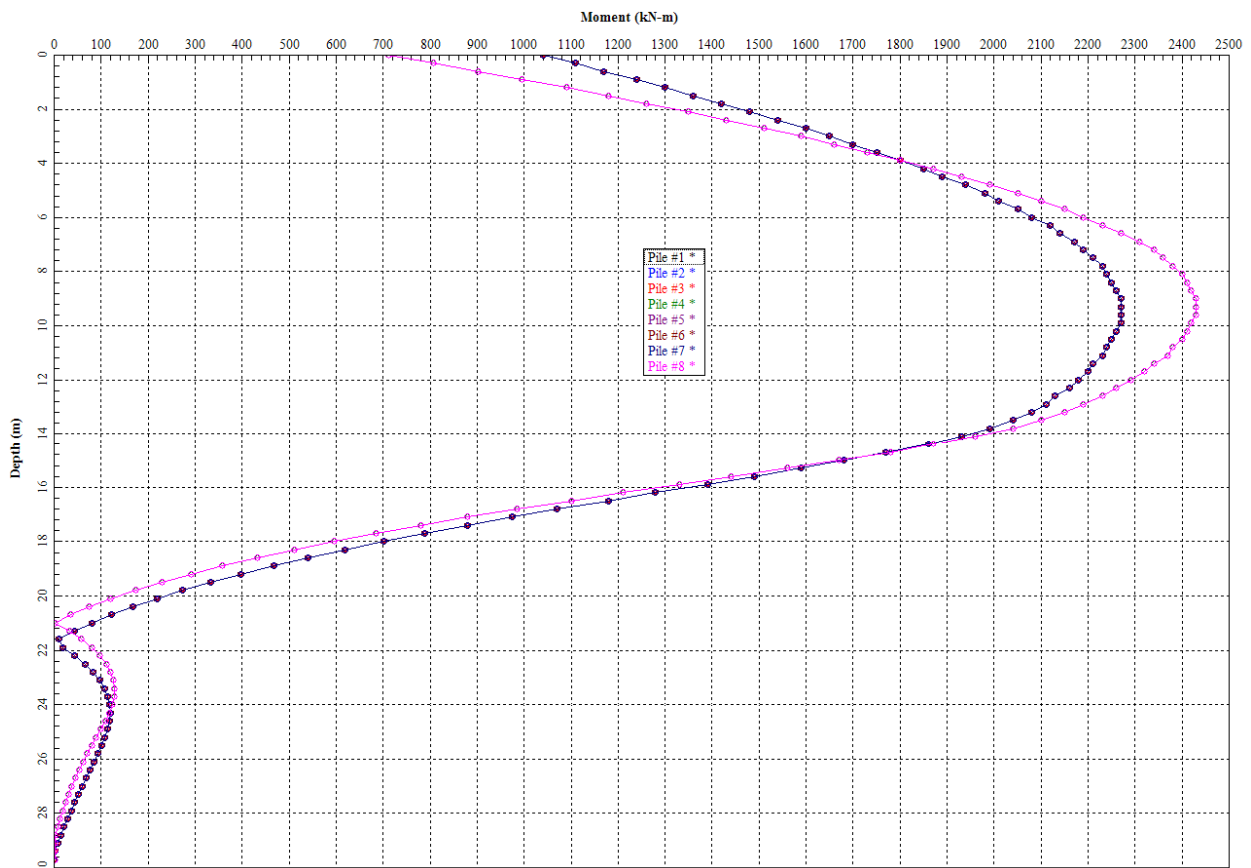
Sottostrutture delle pile - S.L.E.



Sottostrutture delle spalle - S.L.U. e SISMA



Sottostrutture delle spalle - S.L.E.



Riassumendo le sollecitazioni di verifica ottenute sono le seguenti:

Sottostrutture	S.L.U. e SISMA			S.L.E.		
	N _{max} [kN]	V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]	N _{max} [kN]	V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
Spalle	1400	591	3680	720	386	2430
Pile	1510	141	501	1290	63	137

17.1.2 Pali di fondazione delle pile

Si assume come riferimento la sezione in testa al palo caratterizzata da sollecitazioni maggiori. Si assume inoltre un'armatura del palo composta da barre $\varnothing 20$ disposte a passo 20cm, per un totale di 17 $\varnothing 20$, e una staffatura dello stesso costituita da spirali $\varnothing 12/20$.

Considerando un copriferro pari a 6cm e un calcestruzzo di classe C28/35, di seguito vengono riportate le verifiche condotte per questa sezione.

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)								
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico								
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)								
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx)								
	Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000								
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.								
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)								
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue								
	Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 53.4 cm ²								

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	151000	50100	151013	165605	3.305	31.9		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione							
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace							
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)							
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)							
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)							
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)							
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)							

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00290	60.0	0.00275	54.0	-0.01069	-54.0

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata								
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)								
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe								
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato								
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe								
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro								
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato								
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione								
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]								

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	14100	51980	265264	99379	99.6	21.80	1.084	1.6

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 ([daN/cm ²]										
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 ([daN/cm ²]										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)										
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]										
Yf 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.)										
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)										
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)										

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	17.9	-60.0	3.4	-60.0	62	53.1	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]									
ScI_min	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]									
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm ²]									
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)									
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2									
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure									
Srm	Distanza media in mm tra le fessure									
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm									

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

Si osserva, inoltre, che, sulla base dell'andamento delle sollecitazioni flettenti, l'armatura della sezione di verifica ($\emptyset 20/20$) viene assunta per lungo tutto lo sviluppo del palo. Allo stesso modo si osserva che la resistenza a taglio del solo calcestruzzo è sufficiente per sostenere l'azione tagliate sollecitante. Pertanto si assumono staffe $\emptyset 12/20$ lungo tutto lo sviluppo del palo.

17.1.3 Pali di fondazione delle spalle

Si assume come riferimento la sezione del palo posta ad una profondità di circa 11m essendo quella caratterizzata dalle massime sollecitazioni. Si assume inoltre un'armatura del palo composta da barre accoppiare 2 $\emptyset 20$ disposte a passo 10cm, per un totale di 68 $\emptyset 20$, e una staffatura dello stesso costituita da spirali $\emptyset 12/20$.

Considerando un copriferro pari a 6cm e un calcestruzzo di classe C28/35, di seguito vengono riportate le verifiche condotte per questa sezione.

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)								
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico								
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)								
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000								
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.								
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)								
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 213.9 cm ²								

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	140000	368000	140000	404192	1.098	21.8		

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 8 mm

Passo staffe: 14.5 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 6.9 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.3 cm²/m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata									
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)									
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe									
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato									
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe									
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro									
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato									
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione									
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]									

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	59100	53239	276864	59398	107.2	21.80	1.078	6.9

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 ([daN/cm ²])										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)										
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²])										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)										
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]										
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)										
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.)										
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)										
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)										

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	142.3	-60.0	0.0	-60.0	-3305	54.0	25.8	3344	81.8	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]									
ScI_min	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]									
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm ²]									
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)									
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2									
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure									
Srm	Distanza media in mm tra le fessure									
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm									

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	103.1	-93.2	-51.0	0.193	1.0	0.001495	201	0.511

Si osserva, inoltre, che, sulla base dell'andamento delle sollecitazioni flettenti, l'armatura della sezione di verifica (2Ø20/10) viene assunta per i primi 17m di sviluppo del palo, mentre per la lunghezza rimanente si adotta un armatura che prevede 1Ø20/10. Allo stesso modo si osserva che la resistenza a taglio del solo calcestruzzo non è sufficiente per sostenere l'azione tagliate sollecitante almeno nelle zone in cui tale sollecitazione è massima. Pertanto si assumono staffe Ø12/20 lungo tutto lo sviluppo del palo.