

# autostrade // per l'italia

## AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

### AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA TRATTO : MONSELICE – PADOVA SUD

### PROGETTO DEFINITIVO

#### AU – CORPO AUTOSTRADALE


OPERE D'ARTE MAGGIORI  
CAVALCAVIA TIPOLOGICI

OP5–Tipologia impalcato L=5,40m–luce singola da 38,30m

#### RELAZIONE DI CALCOLO

<b>IL PROGETTISTA SPECIALISTICO</b> Ing. Lucio Ferretti Torricelli Ord. Ingg. Brescia N.2188 <b>RESPONSABILE STRUTTURE</b>	<b>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</b> Ing. Ilaria Lavander Ord. Ingg. Milano N. 29830	<b>IL DIRETTORE TECNICO</b> Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496 <b>PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI</b>
---	--	--

CODICE IDENTIFICATIVO														Ordinatore:
RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO				—
Codice	Commessa	Lotto, Sub-Prog, Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA		Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
1	1	1305	0002	PD	00	0000	000000	000000	000000	0	STR	1650	00	SCALA: —

 <b>gruppo Atlantia</b>	<b>PROJECT MANAGER:</b> Ing. Ilaria Lavander Ord. Ingg. Milano N. 29830	<b>SUPPORTO SPECIALISTICO:</b>	<b>REVISIONE</b>	
			n.	data
			0	SETTEMBRE 2016
			1	—
			2	—
<b>REDATTO:</b>	—	<b>VERIFICATO:</b> Ing. R. Stucchi – O.I. Mi n° A28579	3	—
			4	—

	<b>VISTO DEL COMMITTENTE</b>  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Antonio Tosi	<b>VISTO DEL CONCEDENTE</b>  <b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	--	--

1.	Introduzione	5
1.1	Descrizione generale dell'opera	5
1.1.1	Impalcato	6
1.1.2	Apparecchiture di vincolo	7
1.1.3	Spalle	7
1.2	Modalità realizzative	8
1.3	Normative di riferimento	8
1.4	Contestualizzazione	9
1.4.1	Condizioni ambientali e classi di esposizione	9
1.4.2	Sismicità	10
1.4.3	Parametri geotecnici	10
1.5	Caratteristiche materiali	10
1.5.1	Tensioni limite e proprietà di riferimento	11
1.5.2	Coefficienti parziali di sicurezza	12
1.6	Software di calcolo	13
1.7	Convenzioni generali	14
2.	Impostazioni delle analisi e delle verifiche	16
2.1	Analisi della struttura composta (impalcato)	16
2.1.1	Fasi	16
2.1.2	Coefficienti di omogeneizzazione	17
2.1.3	Modellazione/idealizzazione della struttura	18
2.1.4	Sintesi step di analisi	19
2.2	Analisi sismica	20
2.3	Dati generali delle sezioni di impalcato (travi e traversi)	20
2.3.1	Larghezze collaboranti di soletta	21
2.3.2	Armature longitudinali	22
2.3.3	Stiffeners d'anima	22
2.3.4	Proprietà geometrico-statiche sezioni di impalcato	23
2.4	Sezioni di verifica	24
2.5	Stato fessurativo della soletta	25
2.6	Verifiche eseguite	25
2.6.1	Verifiche sezioni impalcato	25
2.6.2	Verifica spalle	26
3.	Analisi dei carichi	27
3.1	Carichi agenti in fase 1	27
3.1.1	Pesi propri acciaio ( $G_{k1}'$ )	27
3.1.2	Peso proprio coppelle ( $G_{k1}''$ )	27
3.1.3	Peso proprio soletta ( $G_{k1}'''$ )	27
3.2	Carichi agenti in fase 2a - 2b	28

3.2.1	Sovraccarichi permanenti ( $G_{k2}$ )	28
3.2.2	Reologia calcestruzzo ( $G_{sh,k}$ )	28
3.3	Carichi agenti in fase 3	30
3.3.1	Variazioni termiche ( $T_k$ )	30
3.3.2	Carichi mobili ( $Q_k$ )	31
3.3.3	Azioni di frenatura ( $Q_{fk}$ )	36
3.3.4	Azione del vento ( $F_{w,k}$ )	36
3.4	Azioni sismiche ( $E_d$ )	38
4.	Combinazioni di carico	41
5.	Analisi strutturale impalcato	44
5.1	Generalità	44
5.2	Report sollecitazioni trave esterna	45
6.	Deformazioni e controfrecce	47
6.1	Deformazioni massime	47
6.2	Controfrecce	51
7.	Verifiche travi	53
7.1	Generalità	53
7.2	S.L.U. - resistenza delle sezioni	53
7.2.1	Riepilogo coefficienti di sfruttamento	55
7.2.2	Esempio esteso di verifica	58
7.3	S.L.E. - limitazione delle tensioni	58
7.3.1	Riepilogo coefficienti di sfruttamento	58
7.4	S.L.E. - "web breathing"	59
7.4.1	Riepilogo coefficienti di sfruttamento w.b.	60
7.5	Verifica connessione trave soletta	60
7.5.1	Generalità	60
7.5.2	Caratteristiche piolatura corrente	64
7.5.3	Detailing	64
7.5.4	Riepilogo rapporti di sfruttamento verifica elastica S.L.U. - S.L.E.	66
7.5.5	Verifica plastica S.L.U.	66
7.6	Verifiche a fatica	69
7.6.1	Generalità	69
7.6.2	Coefficienti $\lambda$	70
7.6.3	Amplificazione dinamica	74
7.6.4	Dettagli e Coefficienti di sicurezza	74
7.6.5	Sintesi verifiche	75
7.7	Dimensionamento saldature di composizione	76
8.	Fessurazione soletta in c.a. in direzione longitudinale	78
8.1	Metodologia di verifica	78

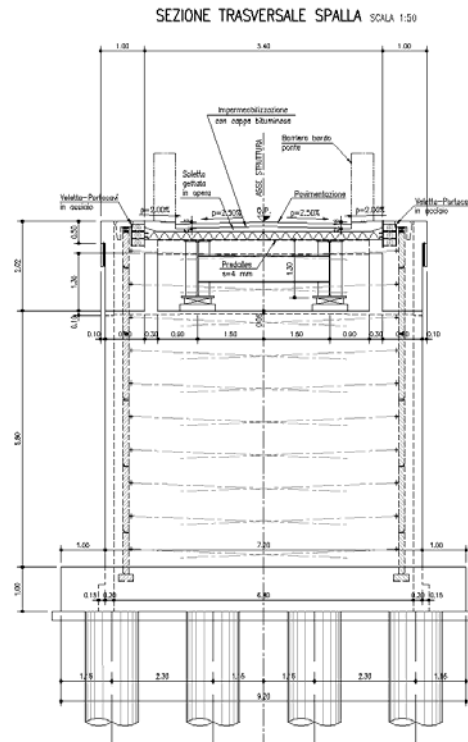
8.2 Sintesi dei risultati	79
9. Verifica irrigidenti	80
9.1 Irrigidenti intermedi	81
9.1.1 Stabilità flesso torsionale	81
9.1.2 Rigidezza flessionale	81
9.1.3 Verifica di resistenza	82
9.2 Irrigidenti d'appoggio	85
9.2.1 Stabilità flesso torsionale	85
9.2.2 Rigidezza flessionale	85
9.2.3 Verifica di resistenza	86
10. Verifica traversi	89
10.1 Azioni indotta dalla statica globale	89
10.2 Sollecitazioni di progetto e verifiche	90
11. Verifica giunti bullonati	91
11.1 Verifica a taglio S.L.U.	93
11.2 Verifica a scorrimento S.L.E.	93
12. Verifica coppella	94
13. Verifica soletta	100
13.1 Verifica in fase di esercizio	100
13.1.1 Generalità	100
13.1.2 Carichi e combinazioni di carico	100
13.2 Sollecitazioni	102
13.3 Verifiche in direzione trasversale	106
13.4 Quadro deformativo locale	110
14. Isolatori sismici e escursione giunti	111
15. Verifica spalla	112
15.1 Sollecitazioni massime e minime per i singoli elementi strutturali	113
15.2 Verifica elementi strutturali	116
15.2.1 Verifica paraghiaia	116
15.2.2 Verifica setto di elevazione o paramento	118
15.2.3 Verifica del cordolo di fondazione	119
16. Pali di fondazione	122
16.1 Verifica dei pali di fondazione	122
16.1.1 Sollecitazioni di verifica	122
16.1.2 Pali di fondazione delle spalle	125



### 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.

<b>Sovrastruttura</b>	
<b>Materiale</b>	
	Acciaio/cls
<b>Tipologia</b>	
	Grigliato di travi e traversi
<b>Schema statico</b>	
	Ponte integrale
<b>Luci</b>	
	38.3 m
<b>Travi principali</b>	
Tipo	"I", in composizione saldata
Numero travi principali	2
Interasse trasversale travi	3.00 m
Altezza	1.3 m
Stiffeners verticali	piatto 260X25 mm
Rib longitudinali	non presenti
<b>Traversi principali</b>	
	non presenti
<b>Traversi intermedi</b>	
Tipo	"I", in composizione saldata
Interasse longitudinale	4.05 m (tipico)
Altezza	0.6 m
<b>Controventi orizzontali</b>	
Tipo	crociera di angolari
Funzione	montaggio
<b>Giunzioni travi principali</b>	
	Saldate
<b>Giunzioni traversi</b>	
	Bulloni attrito categoria "B"
<b>Soletta</b>	
Tipo	piastra c.a. su predalla collaborante
Spessore tot.	0.275
Larghezza	5.4 m
Sbalzo max	1.2
Piano viabile	4 m
Marciapiede sx	0.7 m
Marciapiede dx	0.7 m
Spessore marciapiede	0.16 m
Predalla	4 mm
<b>Connessione trave soletta</b>	
Tipo	pioli Nelson
Ripristino	completo



*Sezione trasversale della spalla*

### 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%

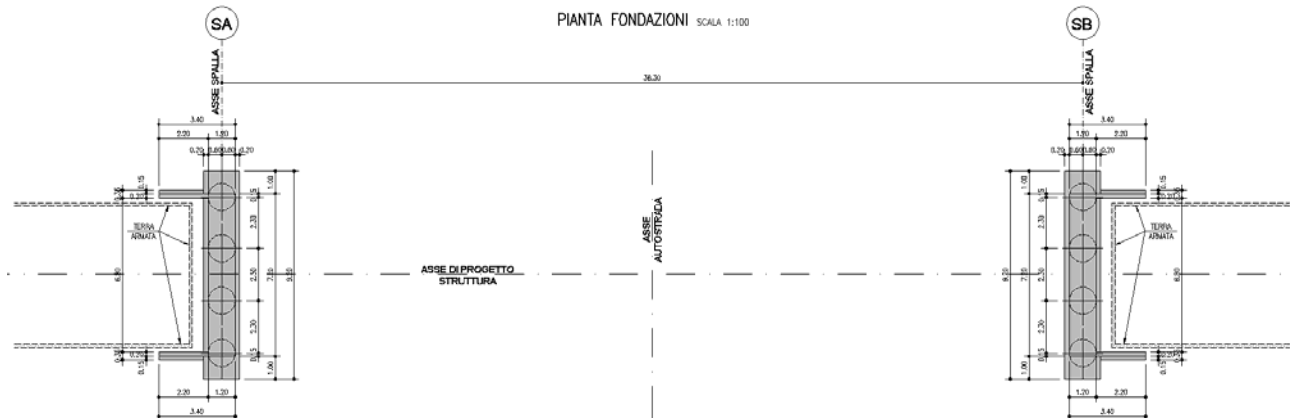
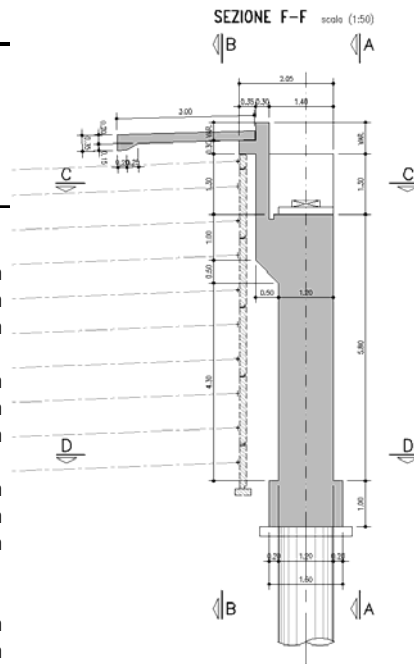
Valore riferito alla condizione di massimo spostamento

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.

<b>Spalle</b>	
<b>Materiale</b>	c.a.
<b>Tipologia</b>	Setto in c.a. su pali
<b>Larghezza</b>	5.4 m
<b>Caratteristiche componenti (cfr. schema)</b>	
<b>Connessione impalcato (a)</b>	
altezza	1.85÷1.90 m
larghezza	5.4 m
lunghezza	1.75 m
<b>Setto (b)</b>	
altezza	5.8 m
larghezza	5.4 m
lunghezza (spessore)	1.2 m
<b>Cordolo testa pali (c)</b>	
altezza	1 m
lunghezza (spessore)	5.4 m
lunghezza (spessore)	1.6 m
<b>Pali (d)</b>	
n	Variabile
diametro	1.2 m
interasse trv.	Variabile m



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 paragliaia);
- 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
cordoli spalla:	XF4
fondazione:	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 ≅ 0.78 m/s <sup>2</sup>
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 <sub>y</sub> )			
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 <sub>s</sub>	210000.00 Modulo di Young		
ν	0.30 Coefficiente di Poisson		
G <sub>s</sub>	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<sub>r</sub>, ° T<sub>s</sub>, ° T<sub>r</sub>, ° T<sub>s</sub>, ° T<sub>cf</sub> = 0T<sub>ed</sub> = T<sub>md</sub> = -15 °C° E<sub>d</sub> = 0.75 f<sub>y</sub>(t)

#### Connettori a piolo (tipo Nelson)

Tipo e grado		
S235	J2	G3
Tensioni di riferimento		
f <sub>y,k</sub>	350.00 Mpa	Snervamento
f <sub>u</sub>	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 <sub>y,b</sub>	900.00
f <sub>u,b</sub>	1000.00

riferimenti:

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

#### Calcestruzzo

elemento	classe	f <sub>ck</sub>	R <sub>bk</sub>	f <sub>cm</sub>	f <sub>ctm</sub>	E <sub>cm</sub>
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**

$\gamma_{mo}$	1.05 verifiche S.L.U. - resistenza
$\gamma_{m1}$	1.10 verifiche S.L.U. - buckling
$\gamma_{m2}$	1.25 verifiche S.L.U. - frattura in trazione
$\gamma_{m,ser}$	1.00 verifiche S.L.E. - limitazione delle tensioni
$\gamma_f$	1.00 verifiche S.L. fatica
$\gamma_{mf}$	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**

$\gamma_w$	1.25 verifiche S.L.U. - resistenza
$k_s$	0.60 verifiche S.L.E.
$\gamma_{mf}$	1.15 fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

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

**Bullonature**

$\gamma_{m2}$	1.25 resistenza S.L.U.
$\gamma_{m3}$	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**

$\gamma_{m2}$	1.25 resistenza S.L.U.
$\gamma_w$	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**

$\gamma_{cc}$	0.85 carichi di lunga durata (quando rilevante)
$\gamma_c$	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**

$\gamma_s$	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  $\leq 1$ ;
- 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  $\lambda$ , per preselezionate categorie di dettaglio;
- verifica, con il metodo dei coefficienti  $\lambda$ , 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 il 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
$A_c = 1485000$ mm <sup>2</sup>	area getto soletta calcestruzzo (escl. coppella)
$u = 5400 + 2 \cdot 275 + 2 \cdot 1500 = 8950$ mm	lato inferiore + 2 bordi laterali + 2 sup. marciapiedi.
$h_0 = 2 \cdot A_c / u = 331.84$ 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.

Valutazione coefficienti di viscosità (annex B EN 1992-1-1)

$\alpha_1$	0.866			B.8c	
$\alpha_2$	0.960			B.8c	
$\alpha_3$	0.902			B.8c	
$\alpha$	0			B.9	
$\beta(f_{cm})$	2.56			B.4	
$\beta_h$	962.04			B.8a / B.8b	
$\varphi_{RH}$	1.169			B.3a / B.3b	
		$t_{01}$	$t_{02}$	$t_{03}$	
$t_{0i}$		<b>30</b>	<b>1</b>	<b>50</b>	
$t_{0i,mod}$		30	1	50	B.5
$\beta(t_0)$		0.482	0.909	0.437	B.2
$\varphi_0$		1.444	2.723	1.310	B.2
$\varphi(t_0, t_\infty)$		<b>1.428</b>	<b>2.693</b>	<b>1.296</b>	B.1

La tabella seguente riepiloga, 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).

	Coefficienti di omogeneizzazione		
	mE	mG	$E_{cm(t)}$
$n_1$	0.00	0.00	0.00
$n_{2a}$	<b>15.84</b>	14.63	13254.27
$n_{2b}$	<b>15.29</b>	14.11	13733.56
$n_{2c}$	<b>18.14</b>	28.67	11577.66
$n_3$	<b>6.16</b>	5.69	34077.15

### 2.1.3 Modellazione/idealizzazione della struttura

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

Il sistema-impalcato, detto "sistema 1", è schematizzato da 2 travi semplicemente appoggiate su 2 appoggi per spalla. I gradi di libertà di questi appoggi riguardano la rotazione, mentre per le traslazioni nelle due direzioni del piano fornisce una rigidità 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 torsiongi, 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.

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 (impalcato) 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	
$G_{k1}^h$ : 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
$T_k$ : - involucro 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.

## 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:

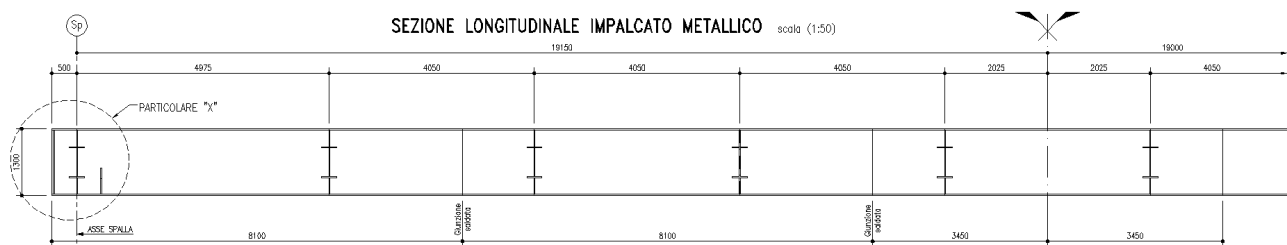
SLC: per il dimensionamento delle apparecchiature di vincolo

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 3 conci raggruppati in tre tipologie principali, indicate, nel prosieguo come A, B e C, ed aventi rispettivamente lunghezza pari a:

conci A: 8.10 m

conci B: 8.10 m

conci C: 6.90 m

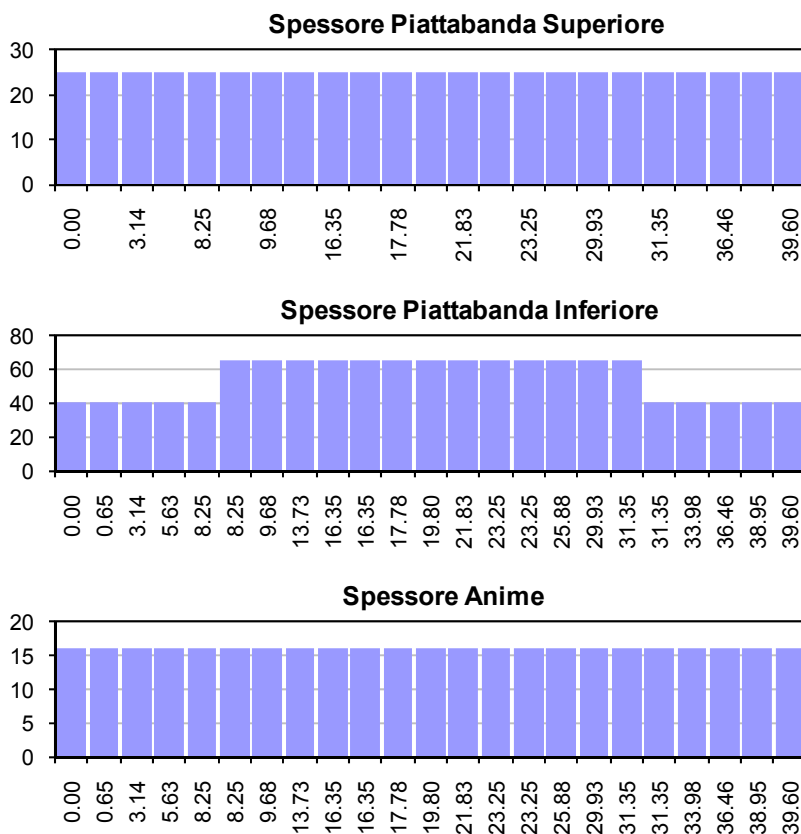
I traversi di tipo "I" sono collegati mediante giunzioni bullonate agli irrigidimenti verticali d'anima.

Per i piatti componenti le travate metalliche si prevede l'impiego di lamiera di spessore massimo pari a 70.0 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.

	ConcioA_sez1	ConcioA_sez2	ConcioB_sez1	ConcioB_sez2	ConcioC_sez1	ConcioC_sez2	Traverso	Legenda	
Sezione metallica	h <sub>tot</sub>	1300	1300	1300	1300	1300	600.00	h <sub>s</sub>	altezza trave metallica
	b <sub>bot</sub>	750	750	750	750	750	300.00	b <sub>inf</sub>	larghezza piattabanda inferiore
	t <sub>bot</sub>	40	40	65	65	65	20.00	t <sub>inf</sub>	spessore piattabanda inferiore
	b <sub>top</sub>	600	600	600	600	600	300.00	b <sub>sup</sub>	larghezza piattabanda superiore
	t <sub>top</sub>	25	25	25	25	25	20.00	t <sub>sup</sub>	spessore piattabanda superiore
	h <sub>web</sub>	1235	1235	1210	1210	1210	560.00	h <sub>web</sub>	altezza anima
	t <sub>web</sub>	16	16	16	16	16	16.00	t <sub>web</sub>	spessore anima
Soletta	h <sub>cls</sub>	275	275	275	275	275		h <sub>cls</sub>	spessore complessivo soletta
	h <sub>cop</sub>	4	4	4	4	4		h <sub>cop</sub>	spessore di calcolo coppella
	t <sub>sol</sub>	271	271	271	271	271		t <sub>sol</sub>	spessore di calcolo soletta
	b <sub>reale</sub>	2700	2700	2700	2700	2700		b <sub>reale</sub>	larghezza reale soletta
	b <sub>eff</sub>	2700	2700	2700	2700	2700		b <sub>eff</sub>	larghezza collaborante soletta
Armatura	ø <sub>sup</sub>	20	20	20	20	20		∅ <sub>sup</sub>	diametro armature superiori
	passo <sub>sup</sub>	200	200	200	200	200		passo <sub>sup</sub>	passo armature superiori
	c <sub>sup</sub>	57	57	57	57	57		c <sub>sup</sub>	copriferro armature superiori
	ø <sub>inf</sub>	20	20	20	20	20		∅ <sub>inf</sub>	diametro armature inferiori
	passo <sub>inf</sub>	200	200	200	200	200		passo <sub>inf</sub>	passo armature inferiori
	c <sub>inf</sub>	22	22	22	22	22		c <sub>inf</sub>	copriferro armature inferiori

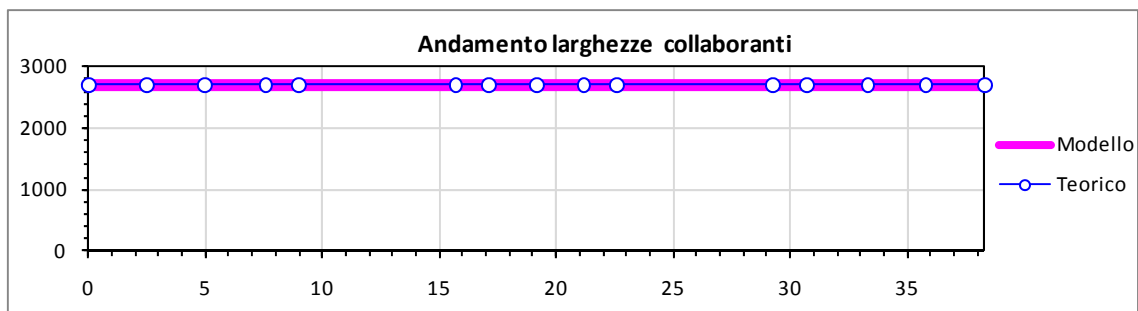
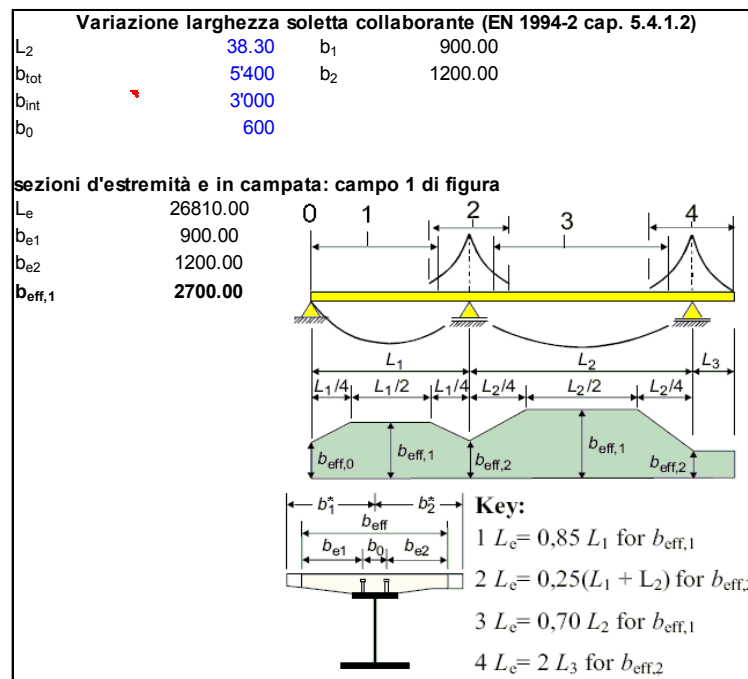
I grafici seguenti visualizzano gli spessori impiegati, rispettivamente per la lamiera inferiore, la piattabanda superiore e l'anima, lungo l'intero sviluppo di ciascun filo di trave.



### 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.



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:	Ø16/20	inferiori/superiori
concio B:	Ø16/20	inferiori/superiori
concio C:	Ø16/20	inferiori/superiori

### 2.3.3 Stiffeners d'anima

Il sistema di stiffeners è formato da piatti verticali  $260 \times 16$  mm, disposti sul lato interno dell'anima. Le sue caratteristiche sono riportate di seguito:

$b \times t = 260 \times 16$  mm      piatto semplice

Si fa presente che tali dimensioni vengono assunte per motivi costruttivi, mentre ai fini delle verifiche si considererà una dimensione inferiore pari a  $180 \times 16$  mm.

### 2.3.4 Proprietà geometrico-statiche sezioni di impalcato

Nell'ambito della modellazione adottata, le proprietà geometrico statiche delle sezioni di impalcato verranno determinate con riferimento alla singola trave metallica insieme con la relativa porzione di soletta collaborante.

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

Concio tipo ConcioA sez1							Concio tipo ConcioA sez2						
	fase 1	fase 2a	fase 2b	fase 2c	fase 3	cracked		fase 1	fase 2a	fase 2b	fase 2c	fase 3	cracked
A	6.48E+04	1.194E+05	1.211E+05	1.136E+05	1.920E+05	7.324E+04	A	6.476E+04	1.194E+05	1.211E+05	1.136E+05	1.920E+05	7.324E+04
y <sub>g</sub>	508.10	933.19	940.17	907.15	1124.54	613.94	y <sub>g</sub>	508.10	933.19	940.17	907.15	1124.54	613.94
J <sub>xx</sub>	1.92E+10	4.51E+10	4.56E+10	4.36E+10	5.714E+10	2.554E+10	J <sub>xx</sub>	1.92E+10	4.51E+10	4.56E+10	4.36E+10	5.714E+10	2.554E+10
J <sub>yy</sub>	1.86E+09	3.51E+10	3.61E+10	3.15E+10	7.91E+10	7.91E+10	J <sub>yy</sub>	1.86E+09	3.51E+10	3.61E+10	3.15E+10	7.91E+10	7.91E+10
Asy	6.48E+07	1.19E+08	1.21E+08	1.14E+08	1.92E+08	7.32E+07	Asy	6.48E+07	1.19E+08	1.21E+08	1.14E+08	1.92E+08	7.32E+07
Asz	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	Asz	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04
k <sub>t</sub>	2.08E+07	1.30E+09	1.35E+09	6.74E+08	3.31E+09	3.31E+09	k <sub>t</sub>	2.08E+07	1.30E+09	1.35E+09	6.74E+08	3.31E+09	3.31E+09
W <sub>xxcls</sub>		7.03E+07	7.18E+07	6.52E+07	1.27E+08		W <sub>xxcls</sub>		7.03E+07	7.18E+07	6.52E+07	1.27E+08	
W <sub>xxreinf</sub>		9.23E+07	9.46E+07	8.45E+07	1.92E+08	3.16E+07	W <sub>xxreinf</sub>		9.23E+07	9.46E+07	8.45E+07	1.92E+08	3.16E+07
W <sub>xx5</sub>	2.427E+07	1.230E+08	1.266E+08	1.108E+08	3.257E+08	3.723E+07	W <sub>xx5</sub>	2.427E+07	1.230E+08	1.266E+08	1.108E+08	3.257E+08	3.723E+07
W <sub>xx4</sub>	2.51E+07	1.32E+08	1.36E+08	1.18E+08	3.80E+08	3.86E+07	W <sub>xx4</sub>	2.51E+07	1.32E+08	1.36E+08	1.18E+08	3.80E+08	3.86E+07
W <sub>xx2</sub>	-4.11E+07	-5.05E+07	-5.06E+07	-5.02E+07	-5.27E+07	-4.45E+07	W <sub>xx2</sub>	-4.11E+07	-5.05E+07	-5.06E+07	-5.02E+07	-5.27E+07	-4.45E+07
W <sub>xx1</sub>	-3.78E+07	-4.84E+07	-4.85E+07	-4.80E+07	-5.08E+07	-4.16E+07	W <sub>xx1</sub>	-3.78E+07	-4.84E+07	-4.85E+07	-4.80E+07	-5.08E+07	-4.16E+07
S <sub>xx5</sub>		2.75E+07	2.80E+07	2.58E+07	3.99E+07	6.85E+06	S <sub>xx5</sub>		2.75E+07	2.80E+07	2.58E+07	3.99E+07	6.85E+06
S <sub>xx4</sub>	1.17E+07	3.28E+07	3.32E+07	3.15E+07	4.24E+07	1.70E+07	S <sub>xx4</sub>	1.17E+07	3.28E+07	3.32E+07	3.15E+07	4.24E+07	1.70E+07
S <sub>xx3 reale</sub>	1.64E+07	3.38E+07	3.41E+07	3.26E+07	4.25E+07	2.05E+07	S <sub>xx3 reale</sub>	1.64E+07	3.38E+07	3.41E+07	3.26E+07	4.25E+07	2.05E+07
S <sub>xx2</sub>	1.46E+07	2.74E+07	2.76E+07	2.66E+07	3.31E+07	1.78E+07	S <sub>xx2</sub>	1.46E+07	2.74E+07	2.76E+07	2.66E+07	3.31E+07	1.78E+07
S <sub>xx1</sub>	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	S <sub>xx1</sub>	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	792	367	360	393	175	686	e	792	367	360	393	175	686

Concio tipo ConcioB sez1							Concio tipo ConcioB sez2						
	fase 1	fase 2a	fase 2b	fase 2c	fase 3	cracked		fase 1	fase 2a	fase 2b	fase 2c	fase 3	cracked
A	7.944E+04	1.341E+05	1.358E+05	1.283E+05	2.067E+05	8.792E+04	A	7.944E+04	1.341E+05	1.358E+05	1.283E+05	2.067E+05	8.792E+04
y <sub>g</sub>	423.45	836.51	843.92	809.04	1048.21	519.78	y <sub>g</sub>	423.45	836.51	843.92	809.04	1048.21	519.78
J <sub>xx</sub>	2.17E+10	5.53E+10	5.59E+10	5.31E+10	7.289E+10	2.943E+10	J <sub>xx</sub>	2.17E+10	5.53E+10	5.59E+10	5.31E+10	7.289E+10	2.943E+10
J <sub>yy</sub>	2.56E+09	3.58E+10	3.68E+10	3.22E+10	7.98E+10	7.98E+10	J <sub>yy</sub>	2.56E+09	3.58E+10	3.68E+10	3.22E+10	7.98E+10	7.98E+10
Asy	7.94E+07	1.34E+08	1.36E+08	1.28E+08	2.07E+08	8.79E+07	Asy	7.94E+07	1.34E+08	1.36E+08	1.28E+08	2.07E+08	8.79E+07
Asz	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	Asz	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04
k <sub>t</sub>	5.88E+07	1.34E+09	1.38E+09	7.12E+08	3.35E+09	3.35E+09	k <sub>t</sub>	5.88E+07	1.34E+09	1.38E+09	7.12E+08	3.35E+09	3.35E+09
W <sub>xxcls</sub>		7.49E+07	7.65E+07	6.93E+07	1.38E+08		W <sub>xxcls</sub>		7.49E+07	7.65E+07	6.93E+07	1.38E+08	
W <sub>xxreinf</sub>		9.45E+07	9.68E+07	8.66E+07	1.95E+08	3.26E+07	W <sub>xxreinf</sub>		9.45E+07	9.68E+07	8.66E+07	1.95E+08	3.26E+07
W <sub>xx5</sub>	2.479E+07	1.194E+08	1.226E+08	1.081E+08	2.895E+08	3.772E+07	W <sub>xx5</sub>	2.479E+07	1.194E+08	1.226E+08	1.081E+08	2.895E+08	3.772E+07
W <sub>xx4</sub>	2.55E+07	1.26E+08	1.30E+08	1.14E+08	3.21E+08	3.90E+07	W <sub>xx4</sub>	2.55E+07	1.26E+08	1.30E+08	1.14E+08	3.21E+08	3.90E+07
W <sub>xx2</sub>	-5.98E+07	-7.13E+07	-7.14E+07	-7.09E+07	-7.38E+07	-6.40E+07	W <sub>xx2</sub>	-5.98E+07	-7.13E+07	-7.14E+07	-7.09E+07	-7.38E+07	-6.40E+07
W <sub>xx1</sub>	-5.13E+07	-6.61E+07	-6.63E+07	-6.56E+07	-6.95E+07	-5.66E+07	W <sub>xx1</sub>	-5.13E+07	-6.61E+07	-6.63E+07	-6.56E+07	-6.95E+07	-5.66E+07
S <sub>xx5</sub>		3.28E+07	3.34E+07	3.06E+07	4.96E+07	7.65E+06	S <sub>xx5</sub>		3.28E+07	3.34E+07	3.06E+07	4.96E+07	7.65E+06
S <sub>xx4</sub>	1.30E+07	3.96E+07	4.01E+07	3.78E+07	5.32E+07	1.92E+07	S <sub>xx4</sub>	1.30E+07	3.96E+07	4.01E+07	3.78E+07	5.32E+07	1.92E+07
S <sub>xx3 reale</sub>	1.88E+07	4.11E+07	4.15E+07	3.95E+07	5.36E+07	2.37E+07	S <sub>xx3 reale</sub>	1.88E+07	4.11E+07	4.15E+07	3.95E+07	5.36E+07	2.37E+07
S <sub>xx2</sub>	1.77E+07	3.63E+07	3.66E+07	3.51E+07	4.58E+07	2.20E+07	S <sub>xx2</sub>	1.77E+07	3.63E+07	3.66E+07	3.51E+07	4.58E+07	2.20E+07
S <sub>xx1</sub>	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	S <sub>xx1</sub>	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	877	463	456	491	252	780	e	877	463	456	491	252	780

Concio tipo ConcioC_sez1							Concio tipo ConcioC_sez2						
	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_2c	fase_3	cracked		fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_2c	fase_3	cracked
A	7.944E+04	1.341E+05	1.358E+05	1.283E+05	2.067E+05	8.792E+04	A	7.944E+04	1.341E+05	1.358E+05	1.283E+05	2.067E+05	8.792E+04
y <sub>g</sub>	423.45	836.51	843.92	809.04	1048.21	519.78	y <sub>g</sub>	423.45	836.51	843.92	809.04	1048.21	519.78
J <sub>xx</sub>	2.17E+10	5.53E+10	5.59E+10	5.31E+10	7.289E+10	2.943E+10	J <sub>xx</sub>	2.17E+10	5.53E+10	5.59E+10	5.31E+10	7.289E+10	2.943E+10
J <sub>yy</sub>	2.56E+09	3.58E+10	3.68E+10	3.22E+10	7.98E+10	7.98E+10	J <sub>yy</sub>	2.56E+09	3.58E+10	3.68E+10	3.22E+10	7.98E+10	7.98E+10
Asy	7.94E+07	1.34E+08	1.36E+08	1.28E+08	2.07E+08	8.79E+07	Asy	7.94E+07	1.34E+08	1.36E+08	1.28E+08	2.07E+08	8.79E+07
Asz	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	Asz	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04	2.08E+04
k <sub>t</sub>	5.88E+07	1.34E+09	1.38E+09	7.12E+08	3.35E+09	3.35E+09	k <sub>t</sub>	5.88E+07	1.34E+09	1.38E+09	7.12E+08	3.35E+09	3.35E+09
W <sub>xxcis</sub>		7.49E+07	7.65E+07	6.93E+07	1.38E+08		W <sub>xxcis</sub>		7.49E+07	7.65E+07	6.93E+07	1.38E+08	
W <sub>xxreinf</sub>		9.45E+07	9.68E+07	8.66E+07	1.95E+08	3.26E+07	W <sub>xxreinf</sub>		9.45E+07	9.68E+07	8.66E+07	1.95E+08	3.26E+07
W <sub>xx5</sub>	2.479E+07	1.194E+08	1.226E+08	1.081E+08	2.895E+08	3.772E+07	W <sub>xx5</sub>	2.479E+07	1.194E+08	1.226E+08	1.081E+08	2.895E+08	3.772E+07
W <sub>xx4</sub>	2.55E+07	1.26E+08	1.30E+08	1.14E+08	3.21E+08	3.90E+07	W <sub>xx4</sub>	2.55E+07	1.26E+08	1.30E+08	1.14E+08	3.21E+08	3.90E+07
W <sub>xx2</sub>	-5.98E+07	-7.13E+07	-7.14E+07	-7.09E+07	-7.38E+07	-6.40E+07	W <sub>xx2</sub>	-5.98E+07	-7.13E+07	-7.14E+07	-7.09E+07	-7.38E+07	-6.40E+07
W <sub>xx1</sub>	-5.13E+07	-6.61E+07	-6.63E+07	-6.56E+07	-6.95E+07	-5.66E+07	W <sub>xx1</sub>	-5.13E+07	-6.61E+07	-6.63E+07	-6.56E+07	-6.95E+07	-5.66E+07
S <sub>xx5</sub>		3.28E+07	3.34E+07	3.06E+07	4.96E+07	7.65E+06	S <sub>xx5</sub>		3.28E+07	3.34E+07	3.06E+07	4.96E+07	7.65E+06
S <sub>xx4</sub>	1.30E+07	3.96E+07	4.01E+07	3.78E+07	5.32E+07	1.92E+07	S <sub>xx4</sub>	1.30E+07	3.96E+07	4.01E+07	3.78E+07	5.32E+07	1.92E+07
S <sub>xx3 reale</sub>	1.88E+07	4.11E+07	4.15E+07	3.95E+07	5.36E+07	2.37E+07	S <sub>xx3 reale</sub>	1.88E+07	4.11E+07	4.15E+07	3.95E+07	5.36E+07	2.37E+07
S <sub>xx2</sub>	1.77E+07	3.63E+07	3.66E+07	3.51E+07	4.58E+07	2.20E+07	S <sub>xx2</sub>	1.77E+07	3.63E+07	3.66E+07	3.51E+07	4.58E+07	2.20E+07
S <sub>xx1</sub>	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	S <sub>xx1</sub>	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	877	463	456	491	252	780	e	877	463	456	491	252	780

## 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 19 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 conchi di trave
- sezione di mezzeria

L'interasse tipico tra le sezioni di verifica varia pertanto tra 1.42 e 2.62 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]	$b_{coll}$ [mm]
A_S1	Appoggio	3	1	0.65	1'300	2700
A_S2	Traverso	7	1	5.625	1'300	2700
A_S3	Giunzione	11	1	8.25	1'300	2700
B_S4	Giunzione	11	1	8.251	1'300	2700
B_S5	Traverso	13	1	9.675	1'300	2700
B_S6	Traverso	17	1	13.725	1'300	2700
B_S7	Giunzione	21	1	16.35	1'300	2700
B_S8	Giunzione	21	1	16.351	1'300	2700
C_S9	Traverso	23	1	17.775	1'300	2700
C_S10	Mezzeria	25	1	19.8	1'300	2700
C_S11	Traverso	26	11	21.825	1'300	2700
B_S12	Giunzione	28	11	23.25	1'300	2700
B_S13	Giunzione	28	11	23.251	1'300	2700
B_S14	Traverso	32	11	25.875	1'300	2700
B_S15	Traverso	36	11	29.925	1'300	2700
B_S16	Giunzione	38	11	31.35	1'300	2700
A_S17	Giunzione	38	11	31.351	1'300	2700
A_S18	Traverso	42	11	33.975	1'300	2700
A_S19	Appoggio	46	11	38.95	1'300	2700

## 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:

- trave di impalcato set completo di verifiche
- 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  $\lambda$ )

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 esposte 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 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  $78.50 \text{ kN/m}^3$ , 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.

Su travi principali			Su traversi		
	kN/m	forf.		kN/m	forf.
1) saldature	0.06	1%	1) saldature		
2) piastrame bull	0.29	5%	2) piastrame bull.		
3) Irr. An. pr.	0.13	2%	3) irr. anima pr.		
4) Irr. An. sec.	0.00		5) pioli		
5) pioli	0.17	2%	6) rib		
10) Ctrv. Mont.	0.21		9) ctrv. montaggio		
<b>totale</b>	<b>0.86 kN/m</b>		<b>totale</b>	<b>0.08 kN/m</b>	<b>forf 5%</b>

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

concio tipo	A (mm <sup>2</sup> )	Ltot	pnetto (kN/m)	plordo (kN/m)	P <sub>tot</sub> (kN)	P <sub>proprio</sub> a trave gk1' (N/m)
<b>concioA</b>	64'760	<b>33.00</b>	5.08	5.94	196.09	5942.01
<b>concioB</b>	79'440	<b>32.40</b>	6.24	7.09	229.86	7094.39
<b>concioC</b>	79'440	<b>13.80</b>	6.24	7.09	97.90	7094.39
<b>Traverso</b>	20'960	<b>30.00</b>	1.65	1.73	51.83	1727.63
Peso complessivo struttura in acciaio:				<b>totale</b>	<b>575.68 kN</b>	
				<b>i. (kg/mq)</b>	<b>269.21 kg/m<sup>2</sup></b>	

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

Il peso complessivo delle coppelle in acciaio risulta:

$$g_{k1}'' = 78.5 \cdot (5.4 \cdot 0.004) = 1.696 \text{ kN/m} \quad (t = 4.0 \text{ mm})$$

Su ciascuna trave graverà pertanto un carico distribuito pari a  $g_{k1}'' = 0.8478 \text{ kN/m}$ .

##### 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:

$$t_{\text{med}} = 271 \text{ mm}$$

$$g_{k1}''' = 25.0 \cdot (5.4 \cdot 0.271) = 36.585 \text{ kN/m}$$

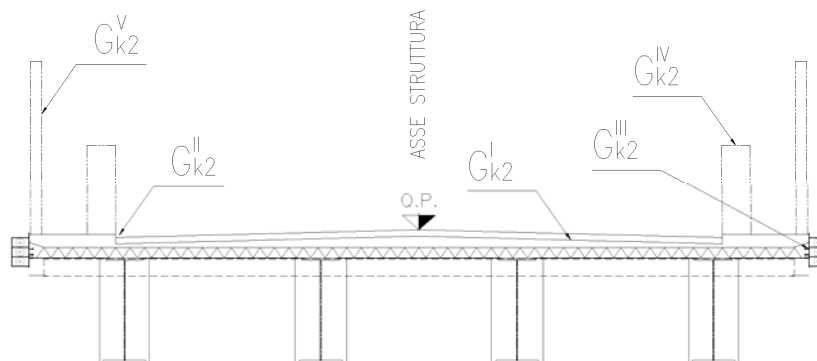
Su ciascuna trave graverà pertanto un carico distribuito pari a  $g_{k1} = 18.2925$  kN/m.

### 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 <sup>3</sup> )	g <sub>i</sub> (kN/m)	g <sub>k</sub> (kN/m)
a)	Manto asfaltatura	$g_{k2}^I$	1	4.00	3.00	12.00	12.00 kN/m
b)	Marciapiedi laterali	$g_{k2}^{II}$	2	0.70	0.16	25.00	5.60 kN/m
c)	Veletta laterale	$g_{k2}^{IV}$	2			1.56	3.12 kN/m
d)	Guardavia	$g_{k2}^V$	2			1.50	3.00 kN/m
e)	Reti protezione	$g_{k2}^{VIII}$	2			0.50	1.00 kN/m
totale							<b>24.72</b> kN/m
totale/trave							<b>12.36</b> kN/m/trave



Su ciascuna trave graverà pertanto un carico distribuito pari a  $g_{k2} = 12.36$  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	
$h_o$	331.84 mm
$t_s$	2
$\alpha_{ds1}$	4 cemento tipo N
$\alpha_{ds2}$	0.12 cemento tipo N
$\beta_{RH}$	0.7564 (1992-1-1- B.12)
$\varepsilon_{cd}(0)$	2.533E-04 $\varepsilon_{sh}$ essiccamento (EN1992-1-1 B.11)
$\varepsilon_{ca}(\infty)$	6.250E-05 $\varepsilon_{sh}$ autogeno (EN1992-1-1 - 3.11)
$k_h$	0.74 EN 1992-1-1 - prospett 3.3
$\varepsilon_{cs}(\infty)$	<b>-2.487E-04</b>

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:

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

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

$$N_r = 2.487 \cdot 10^{-4} \cdot 210\,000 \text{ N/mm}^2 / 15.29 \cdot 5400\text{mm} \cdot 271\text{mm} = -4998.63 \text{ kN}$$

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 azioni termiche equivalenti al ritiro

concio tipo	$\Delta \text{cls/omog}$	$\eta (b_{eff}/b)$	$N_r$ (kN)	A	J	$\varepsilon_{runif}$	$\varepsilon_{rgrad}$	$\Delta t$ uni	$\Delta t$ grad
ConcioA_sez1	499.33	1.00	-2499.04	1.21E+05	4.56E+10	-9.827E-05	-1.304E-04		
ConcioA_sez2	499.33	1.00	-2499.04	1.21E+05	4.56E+10	-9.827E-05	-1.304E-04		
ConcioB_sez1	595.58	1.00	-2499.04	1.36E+05	5.59E+10	-8.765E-05	-1.267E-04		
ConcioB_sez2	595.58	1.00	-2499.04	1.36E+05	5.59E+10	-8.765E-05	-1.267E-04		
ConcioC_sez1	595.58	1.00	-2499.04	1.36E+05	5.59E+10	-8.765E-05	-1.267E-04		
ConcioC_sez2	595.58	1.00	-2499.04	1.36E+05	5.59E+10	-8.765E-05	-1.267E-04		
ConcioA						-9.827E-05	-1.304E-04	-9.83	-13.04
ConcioB						-8.765E-05	-1.267E-04	-8.76	-12.67
ConcioC						-8.765E-05	-1.267E-04	-8.76	-12.67

### 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	$\delta_v$ (m)	$L_1$	$L_2$
Settl. Ab.A	-0.0077	38.30	38.30
Settl. Ab.B	-0.0077	38.30	38.30

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 $\Delta t_N$

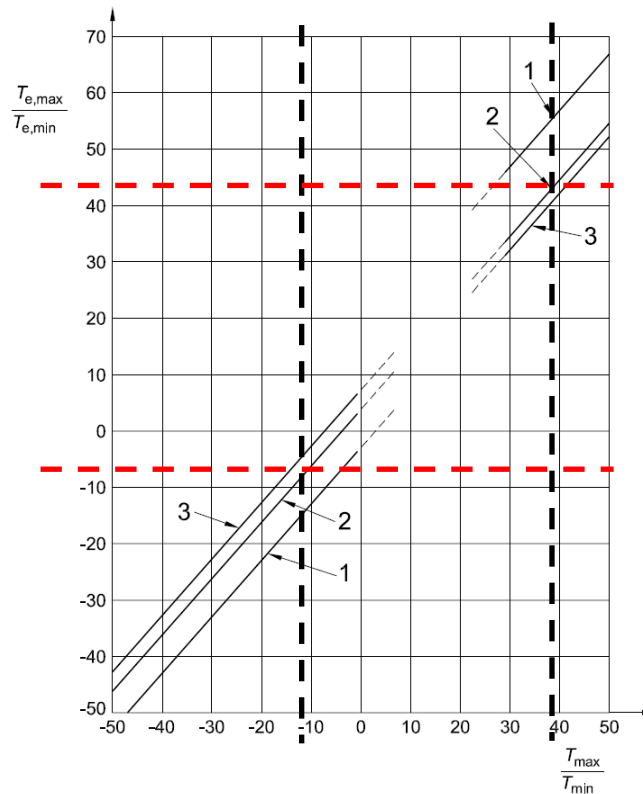
Per l'opera in esame il "range" di temperatura dell'aria all'ombra ("shade air temperature") è definito da (Cfr. N.A.D.):

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:

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

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

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

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

### 3.3.1.2 Variazioni termiche lineari $\Delta t_M$

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	$h_{media}$	$\Delta TM_{pos}$	$\Delta TM_{neg}$
concioA	1300	-13.85	11.54
concioB	1300	-13.85	11.54
concioC	1300	-13.85	11.54

### 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 4.00 m, \`e in grado di ospitare 1 corsia di carico di larghezza convenzionale pari a 3.00 m. La parte rimanente ("*remaining part*") risulta pari a 1.0 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 \`e cos\`i configurata:

piano viabile,  $b = 4.00 \text{ m}$

marciapiede dx,  $b = 0.70$  m

marciapiede sx,  $b = 0.70$  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 $q_k$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
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/m<sup>2</sup> (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)

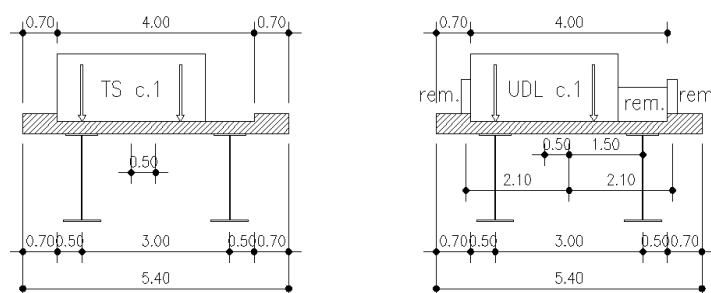
B/max: massimo momento torcente, massima azione verticale concomitante (ecc. vs. dx)

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:  $e = \pm 0.50$  m

rem. part (globale)  $e = \pm 1.50$  m riferita al totale piano viabile + marciapiedi

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

$Q_{k,(TS)} = 300 = 300.0$  kN carico concentrato verticale/asse

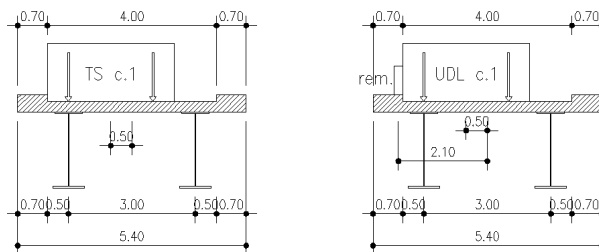
$M_{k,(TS)} = 300 \cdot 0.50 = \pm 150.0$  kNm coppia concentrata torcente/asse

$q_{k,(UDL)} = 9 \cdot 3.0 + 2.5 \cdot (0.2 + 0.2 + 1.0) = 30.50$  kN/m carico verticale distribuito

$m_{k,(UDL)} = 27.0 \cdot 0.50 - 2.5 \cdot 1.5 = 9.75$  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.



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:  $e = \pm 0.50$  m

rem. part (globale)  $e = \pm 2.10$  m riferita al totale piano viabile + marciapiedi

Ai fini del calcolo delle massime azioni sulle travi, si evidenzia che la disposizione ora evidenziata risulta massimizzante rispetto a quella che prevede carico UDL sulla corsia 1, completato dalla "remaining part" compresa tra il limite della corsia 1 e mezzeria impalcato.

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

$Q_{k,(TS)} = 300 = 300.0$  kN carico concentrato verticale/asse

$M_{k,(TS)} = 300 \cdot 0.50 = \pm 150.0$  kNm coppia concentrata torcente/asse

$q_{k,(UDL)} = 9 \cdot 3 + 2.5 \cdot 0.2 = 27.50$  kN/m carico verticale distribuito

$m_{k,(UDL)} = 27.0 \cdot 0.50 + 2.5 \cdot 0.2 \cdot 2.10 = 14.55$  kNm/m coppia torcente distribuita

Dalle disposizione trasversali di carico esaminate discendono le seguenti reazioni verticali di trave:

TS				V <sub>T1</sub>	V <sub>T2</sub>
<b>A<sub>max</sub></b>	Q <sub>k,TS,tot</sub>	Somma dei TS presenti su ciascun asse	300.0 kN	200.0	100.0
	M <sub>k,TS</sub>	Momento totale dovuto ai TS su ciascun asse	-150.0 kNm		
<b>A<sub>min</sub></b>	Q <sub>k,TS,tot</sub>	Somma dei TS presenti su ciascun asse	300.0 kN	100.0	200.0
	M <sub>k,TS</sub>	Momento totale dovuto ai TS su ciascun asse	150.0 kNm		
<b>B<sub>max</sub></b>	Q <sub>k,TS,tot</sub>	Somma dei TS presenti su ciascun asse	300.0 kN	200.0	100.0
	M <sub>k,TS</sub>	Momento totale dovuto ai TS su ciascun asse	-150.0 kNm		
<b>B<sub>min</sub></b>	Q <sub>k,TS,tot</sub>	Somma dei TS presenti su ciascun asse	300.0 kN	100.0	200.0
	M <sub>k,TS</sub>	Momento totale dovuto ai TS su ciascun asse	150.0 kNm		

UDL				V <sub>T1</sub>	V <sub>T2</sub>
<b>A<sub>max</sub></b>	q <sub>k,UDL,tot</sub>	Somma dei UDL presenti su ciascun asse	30.50 kN/m	18.5	12.0
	m <sub>k,UDL</sub>	Momento totale dovuto ai UDL su ciascun asse	-9.75 kNm/m		
<b>A<sub>min</sub></b>	q <sub>k,UDL,tot</sub>	Somma dei UDL presenti su ciascun asse	30.50 kN/m	12.0	18.5
	m <sub>k,UDL</sub>	Momento totale dovuto ai UDL su ciascun asse	9.75 kNm/m		
<b>B<sub>max</sub></b>	q <sub>k,UDL,tot</sub>	Somma dei UDL presenti su ciascun asse	27.50 kN/m	18.6	8.9
	m <sub>k,UDL</sub>	Momento totale dovuto ai UDL su ciascun asse	-14.55 kNm/m		
<b>B<sub>min</sub></b>	q <sub>k,UDL,tot</sub>	Somma dei UDL presenti su ciascun asse	27.50 kN/m	8.9	18.6
	m <sub>k,UDL</sub>	Momento totale dovuto ai UDL su ciascun asse	14.55 kNm/m		

I carichi relativi alla posizione A<sub>min</sub>/B<sub>min</sub> 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:

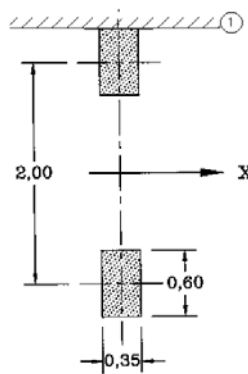
**Carichi TS** Viene fatto “viaggiare” lungo l’impalcato il set di azioni concentrate relativo ai due assi TS, con intervallo longitudinale pari a 1.00 m. Verrà quindi dedotto l’involuppo delle sollecitazioni nell’ambito di ciascuna verifica.

**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

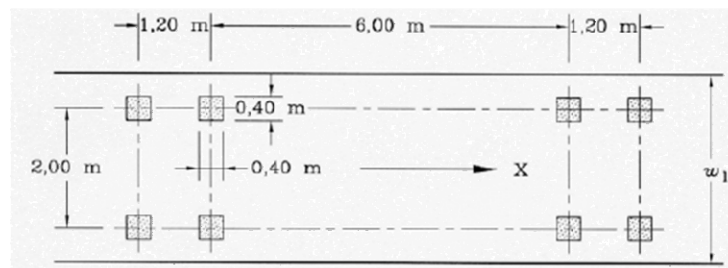
Per le verifiche locali della soletta d’impalcato si ricorre invece al Modello di carico 2 (LM2), mostrato in figura, composto da un veicolo ad un solo asse, avente un peso complessivo pari a 400 kN. Dettagli riguardo alle posizioni più significative di tale carico vengono forniti nel paragrafo relativo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



Anche in questo caso, l'involuppo delle sollecitazioni più sfavorevoli viene determinato involuppendo gli effetti delle "n" posizioni del veicolo LM2, transigente sull'impalcato con step pari a 1.00 m.

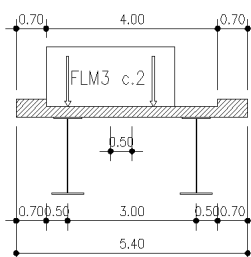
### 3.3.2.3 Verifiche a fatica

Le verifiche a fatica vengono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti  $\lambda$ . 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					$V_{T1}$	$V_{T2}$
<b>FLM3<sub>max</sub></b>	$Q_{k,FLM3,tot}$	Somma dei FLM3 presenti su ciascun asse	120.0	kN	80.0	40.0
	$M_{k,FLM3}$	Momento totale dovuto ai FLM3 su ciascun asse	-60.0	kNm		
<b>FLM3<sub>min</sub></b>	$Q_{k,FLM3,tot}$	Somma dei FLM3 presenti su ciascun asse	120.0	kN	40.0	80.0
	$M_{k,FLM3}$	Momento totale dovuto ai FLM3 su ciascun asse	60.0	kNm		

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

### 3.3.3 Azioni di frenatura ( $Q_{1k}$ )

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:

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

dove:

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

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

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

$$L = 39.6 \text{ m}$$

La forza di frenatura distribuita uniformemente sulla travata risulta quindi:

$$q_x = \pm 466.92 \text{ kN} / 39.60 \text{ m} / 2 \text{ travi} = \pm 5.895 \text{ kN/m}$$

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 rosso 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	1 UNI EN 1991-1-4
$a_s$	10 m - quota sito
$v_{b0}$	25 4.1.(1) P
$a_0$	1000 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$k_a$	0.01 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
$k_t$	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
$\alpha_r$	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
$\sigma_v$	6.04 scarto comp. turbolenta vel. vento (4.6)
$\rho$	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
$l_v$	0.19
$q_v$	846.3 N/m <sup>2</sup>
$q_p$	1486.9 N/m <sup>2</sup>

## Caratteristiche della struttura

$b_{imp}$	5.4 m
quota str.	10 m

	ponte scarico	ponte carico
d	2.36	4.76
b/d	2.29	1.13
$c_{fx}$	1.77	2.09
$f_w$ (N/m <sup>2</sup> )	2598	3064
$F_w$ (N/m)	6132	14583
$f_w^*$	2105	2482
$F_w^*$ (N/m)	4967	11812
$\psi_0$	0.6	
$\psi_0 F_w$	3679	8750
	$\psi_0 F_w < F_w^*$	$\psi_0 F_w < F_w^*$

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.

Considerando inoltre la risultante complessiva, pari a

$$F_{wk,tot} = 11\,812 \text{ N/m} \cdot 39.60 \text{ m} = 467.76 \text{ kN}$$

### 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  $\rightarrow$  Cu = 2.0
- Vita di riferimento = 100 anni
- Ag = 0.08 g  $\cong$  0.78 m/s<sup>2</sup>
- 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
$F_n$	2.529
$T_n^*$	0.290 s
$S_n$	1.800
$C_n$	2.319
$S_T$	1.000
$q$	1.500

**Parametri dipendenti**

$S$	1.800
$\eta$	0.667
$T_B$	0.225 s
$T_C$	0.674 s
$T_D$	1.769 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$S = S_n \cdot S_T$  (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)

$T_C = C_n \cdot T_n^*$  (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_n / g + 1,6$  (NTC-07 Eq. 3.2.9)

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

$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_n} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$

$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n$

$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$

$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

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  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

T [s]	Se [q]
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
$S_n$	1.800
$C_n$	2.054
$S_T$	1.000
$q$	1.500

**Parametri dipendenti**

$S$	1.800
$\eta$	0.667
$T_B$	0.254 s
$T_C$	0.761 s
$T_D$	1.918 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$S = S_n \cdot S_T$  (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)

$T_C = C_n \cdot T_n^*$  (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_n / g + 1,6$  (NTC-07 Eq. 3.2.9)

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

$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_n} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$

$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n$

$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$

$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

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  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

T [s]	Se [q]
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
$a_n$	0.098 g
$F_n$	2.747
$T_n^*$	0.392 s
$S_n$	1.800
$C_n$	1.997
$S_T$	1.000
$q$	1.500

**Parametri dipendenti**

$S$	1.800
$\eta$	0.667
$T_B$	0.261 s
$T_C$	0.782 s
$T_D$	1.994 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$S = S_n \cdot S_T$  (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)

$T_C = C_n \cdot T_n^*$  (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_n / g + 1,6$  (NTC-07 Eq. 3.2.9)

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

$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_n} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$

$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n$

$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$

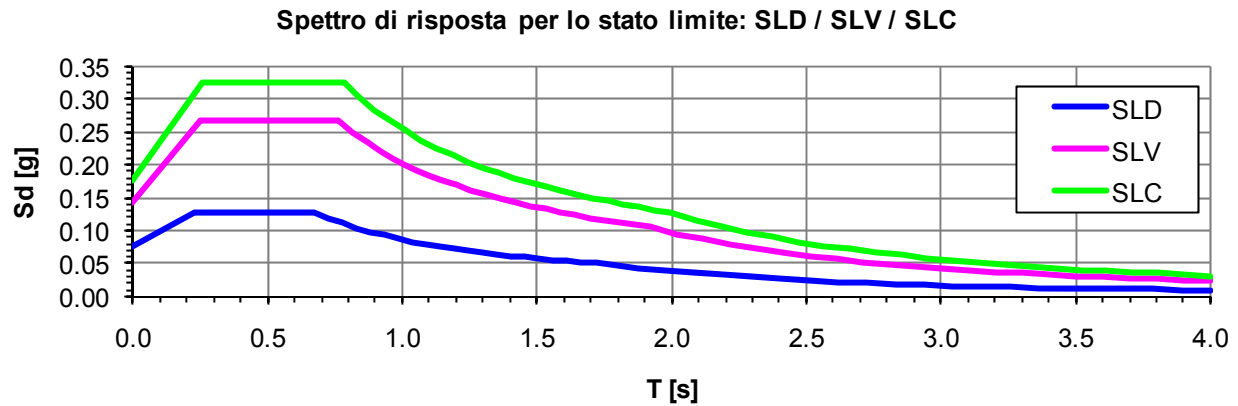
$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

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  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

T [s]	Se [q]
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.



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

Caratteristiche terreno		
$\phi$ rilevato ( $^{\circ}$ / rad) (M1)	35.00	0.61
Attrito terra muro- $\delta$ ( $^{\circ}$ /rad) (M1)	17.50	0.31
$\phi$ rilevato ( $^{\circ}$ /rad) (M2)	29.26	0.51
Attrito terra muro- $\delta$ ( $^{\circ}$ /rad) (M2)	14.63	0.26
Incl. paramento - $\psi$ ( $^{\circ}$ / rad)	90.00	1.57
Incl scarpata - $\beta$ ( $^{\circ}$ / rad)	0.00	0.00
$\gamma_t$ rilevato ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	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:

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

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

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

**S.L.E. – caratteristica**

Si considera l'involuppo 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'involuppo 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  $\lambda$ , 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  $\Delta$  di tensione viene valutata sulla base di:

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

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.

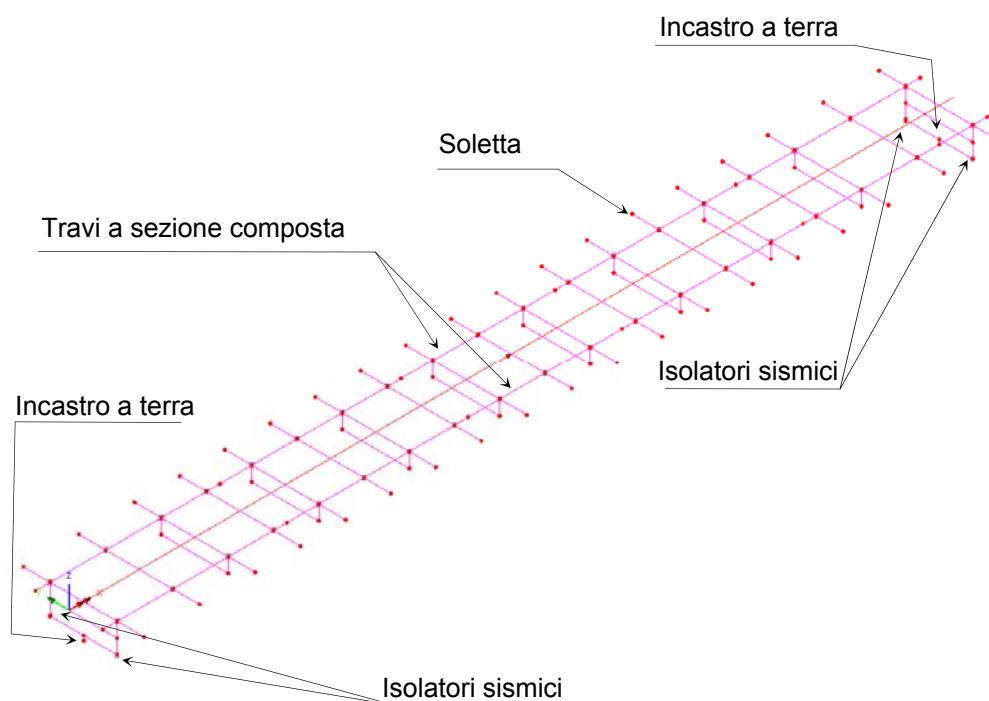
## 5. Analisi strutturale impalcato

### 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.

Il collegamento fra i due fili di trave è garantito da elementi che simulano, trasversalmente, la soletta posta sulla piattabanda superiore.

In corrispondenza della coda della singola trave, viene simulata la presenza degli isolatori sismici con l'ausilio di braccetti rigidi che li riportano nell'effettiva posizione in direzione verticale. La struttura viene poi vincolata a terra mediante elementi rigidi. La figura seguente riporta il modello della struttura.



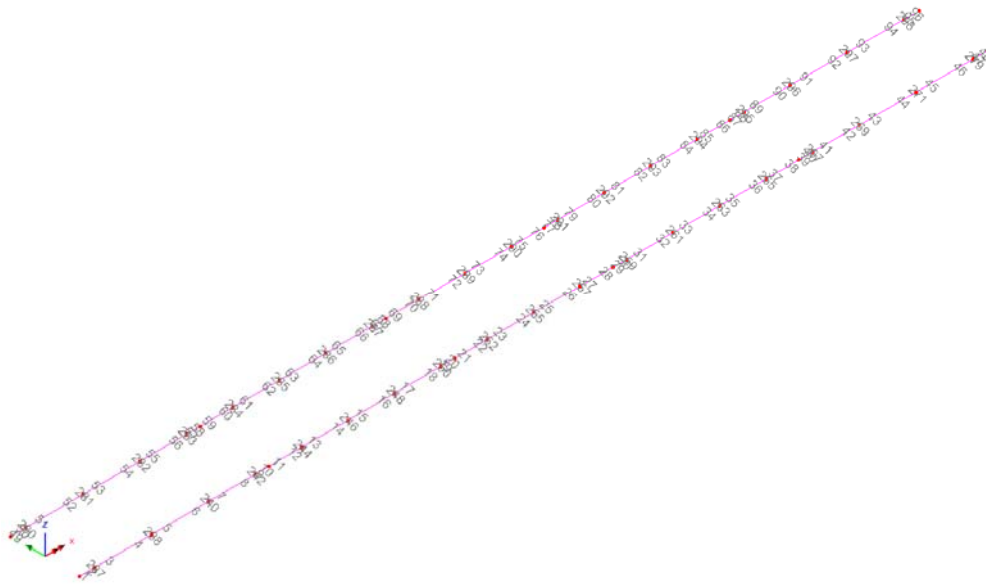
*Modello della struttura impalcato*

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. 48 per il filo "destro"

elementi da n. 49 a n. 96 per il filo "sinistro"



Elementi di travi principali

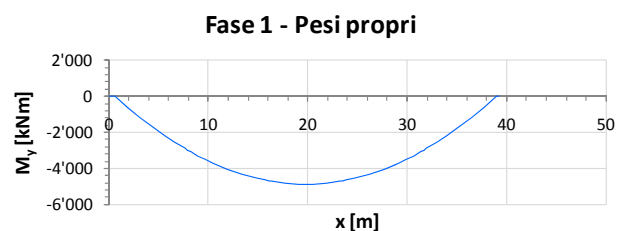
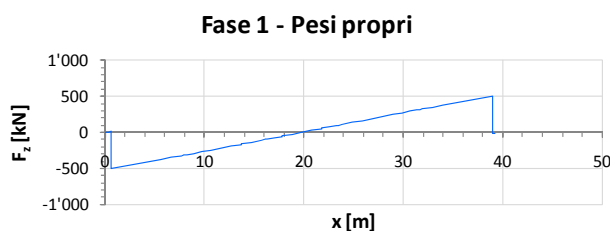
## 5.2 Report sollecitazioni trave esterna

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.

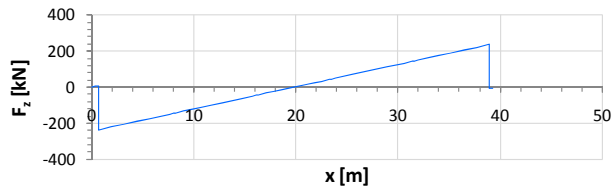
Nel seguito si riportano i diagrammi qualitativi delle sollecitazioni rilevate per le varie famiglie di carico, (valori caratteristici) riepilogati nella mappa seguente. Tutti i valori sono espressi in N e Nm per il singolo cassone equivalente, e sono riferiti all'intero sviluppo della travata reale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

### 1) Pesì propri ( $G_{k1}$ )

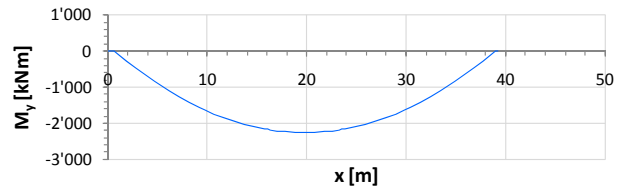


## 2) Sovraccarichi permanenti ( $G_{k2}$ )

Fase 2a - Permanenti (LT)

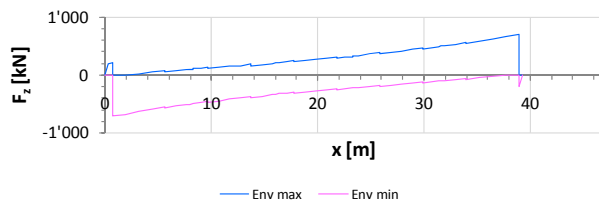


Fase 2a - Permanenti (LT)

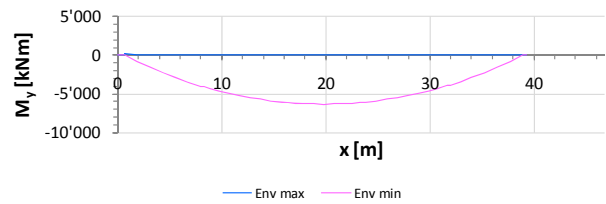


## 3) Involuppo MOBILI gruppo 1 ( $Q_{TS,k} + Q_{UDL,k}$ )

Fase 3 - Carichi mobili

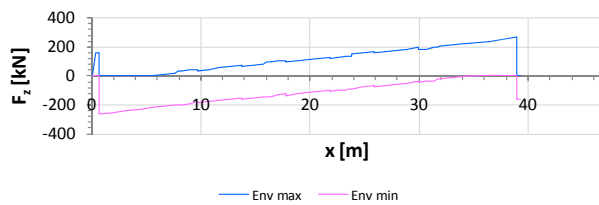


Fase 3 - Carichi mobili

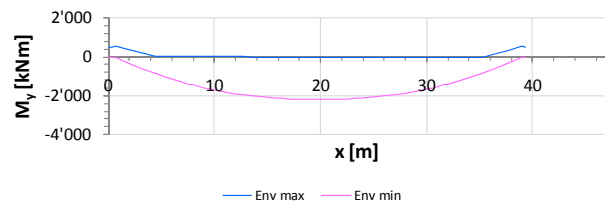


## 4) Involuppo carichi FATICA

Fase 3 - Carichi mobili a fatica (FLM3)

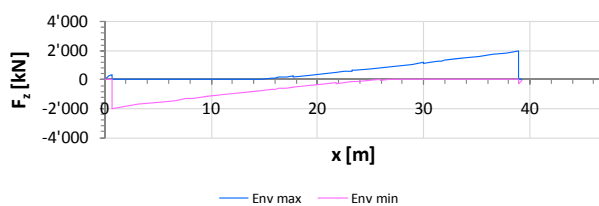


Fase 3 - Carichi mobili a fatica (FLM3)

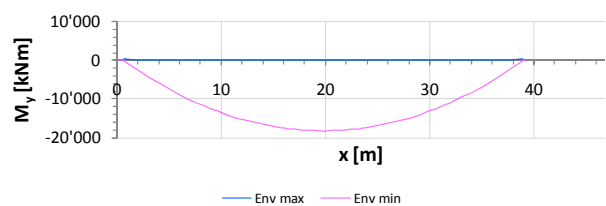


## 5) Involuppo S.L.U.

S.L.U. Fondamentale



S.L.U. Fondamentale



## 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: 100.751

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

F1 - Peso Proprio\_M

Maximum displacement 0.167595 at node 321

Deformation exaggeration: 3.71355

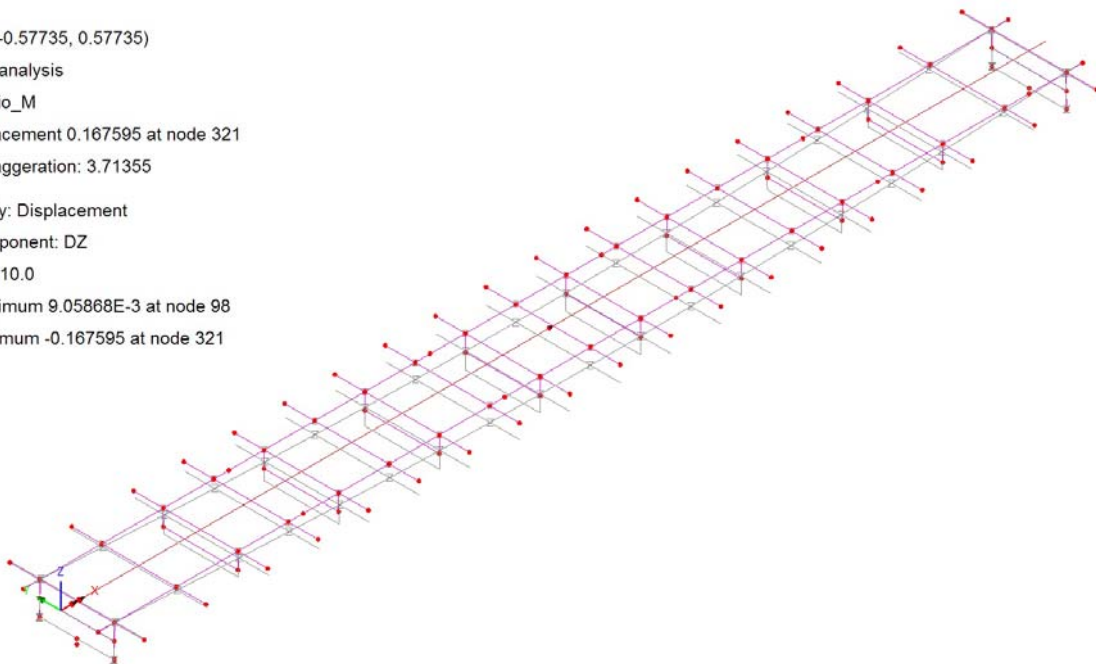
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 10.0

Peak/value maximum 9.05868E-3 at node 98

Peak/value minimum -0.167595 at node 321



**b) S.L.E. Quasi Permanente**

Scale: 1: 100.837

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

SLS Q.Perm - STR (Min)

Maximum displacement 0.24274 at node 321

Deformation exaggeration: 2.56083

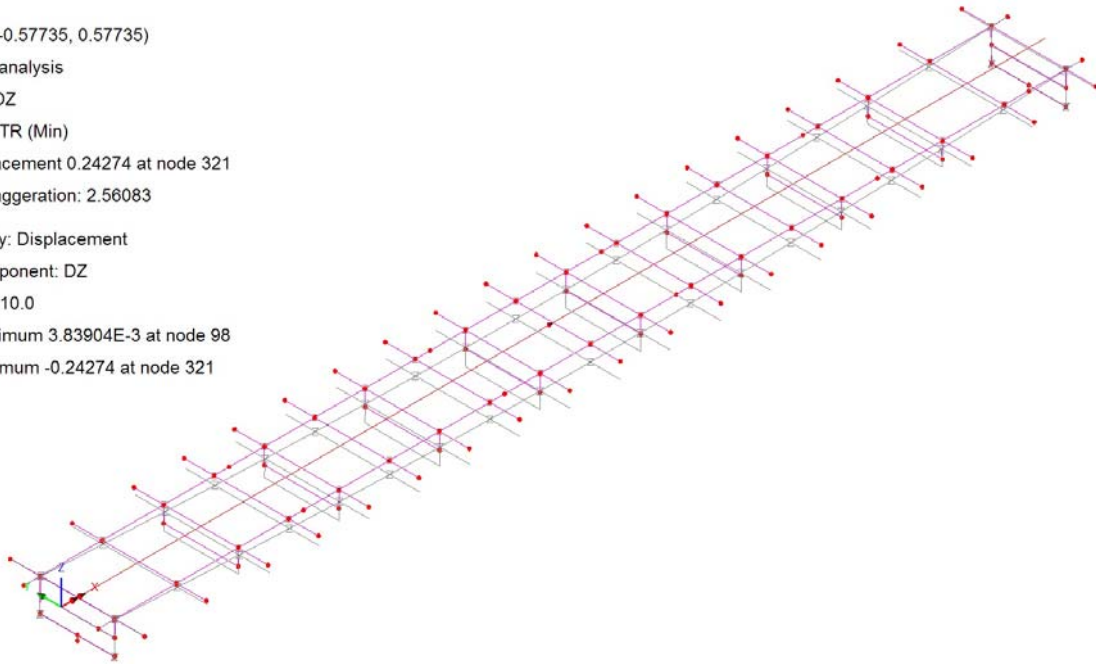
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 10.0

Peak/value maximum 3.83904E-3 at node 98

Peak/value minimum -0.24274 at node 321

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

Scale: 1: 100.951

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

SLS Freq - STR (Min)

Maximum displacement 0.281922 at node 321

Deformation exaggeration: 2.20711

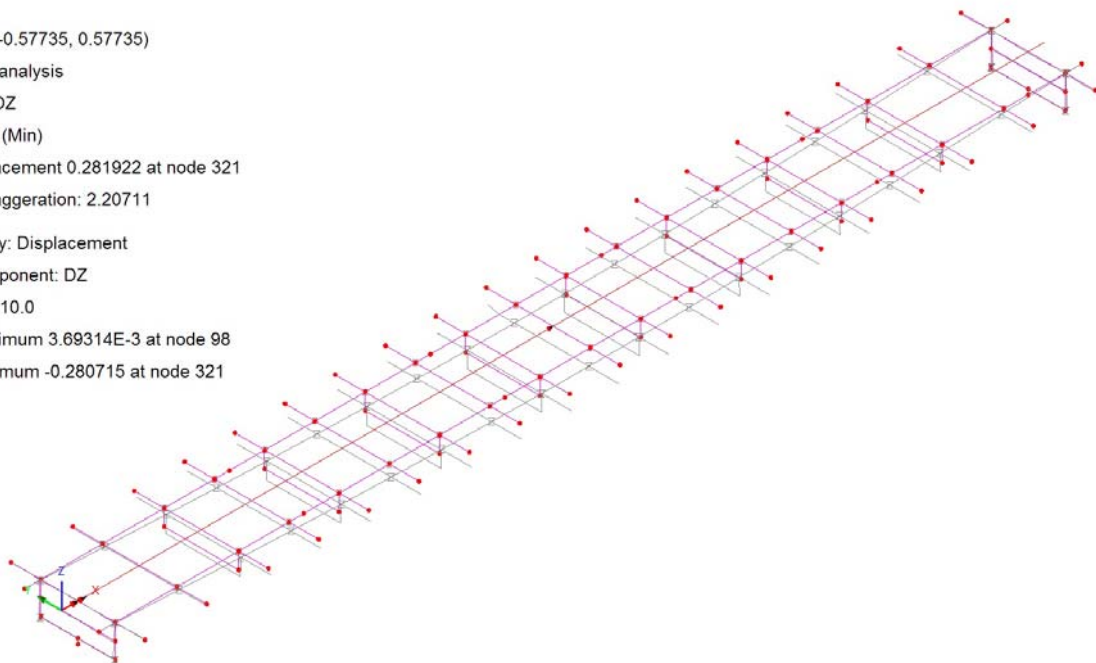
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 10.0

Peak/value maximum 3.69314E-3 at node 98

Peak/value minimum -0.280715 at node 321





**d) S.L.E. Caratteristica**

Scale: 1: 100.961

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

SLS Rara - STR (Min)

Maximum displacement 0.31394 at node 321

Deformation exaggeration: 1.98184

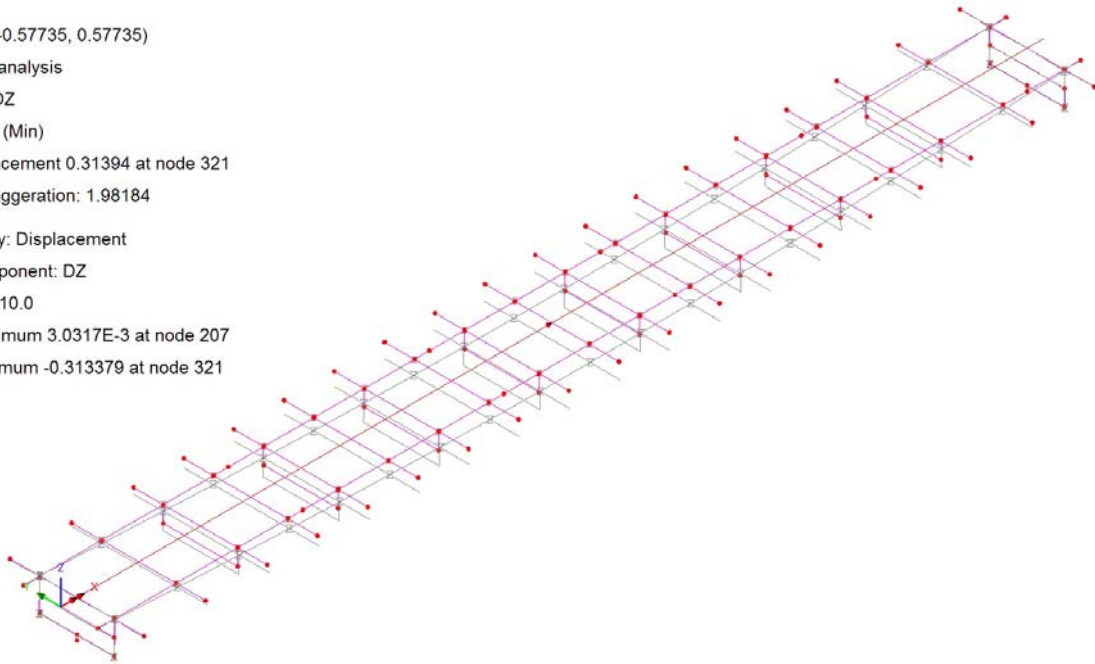
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 10.0

Peak/value maximum 3.0317E-3 at node 207

Peak/value minimum -0.313379 at node 321

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

Scale: 1: 100.756

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

F3b - Mobili dom\_M (Min)

Maximum displacement 0.0671255 at node 312

Deformation exaggeration: 9.25863

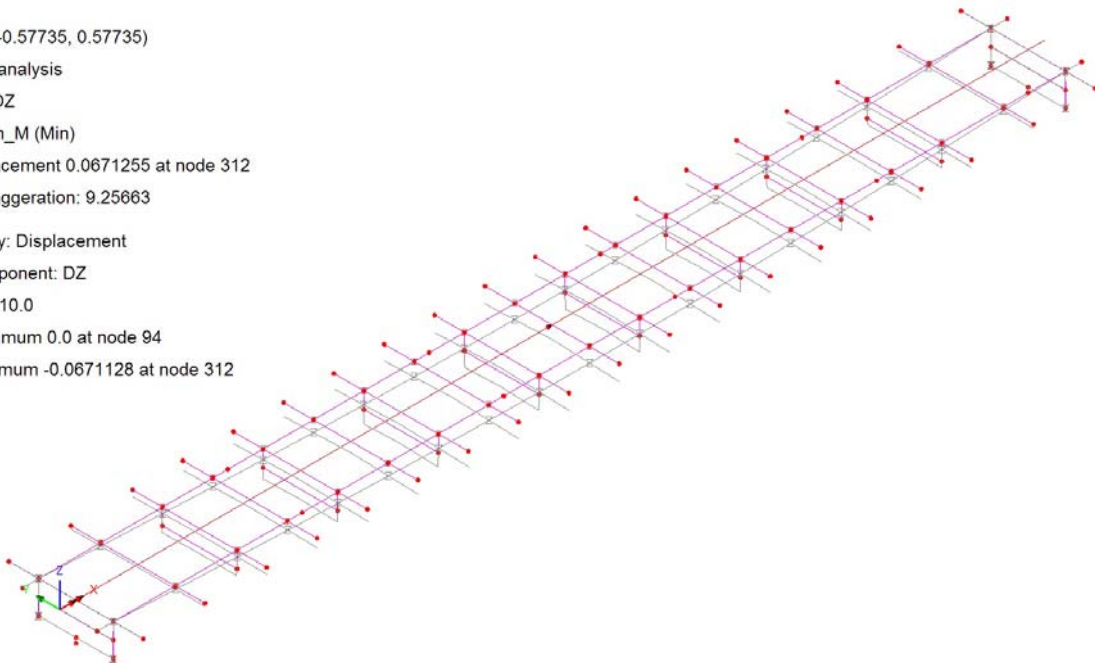
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 10.0

Peak/value maximum 0.0 at node 94

Peak/value minimum -0.0671128 at node 312



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

Scale: 1: 102.309

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

F3b - Mobili conc\_M (Min)

Maximum displacement 0.0460522 at node 321

Deformation exaggeration: 13.635

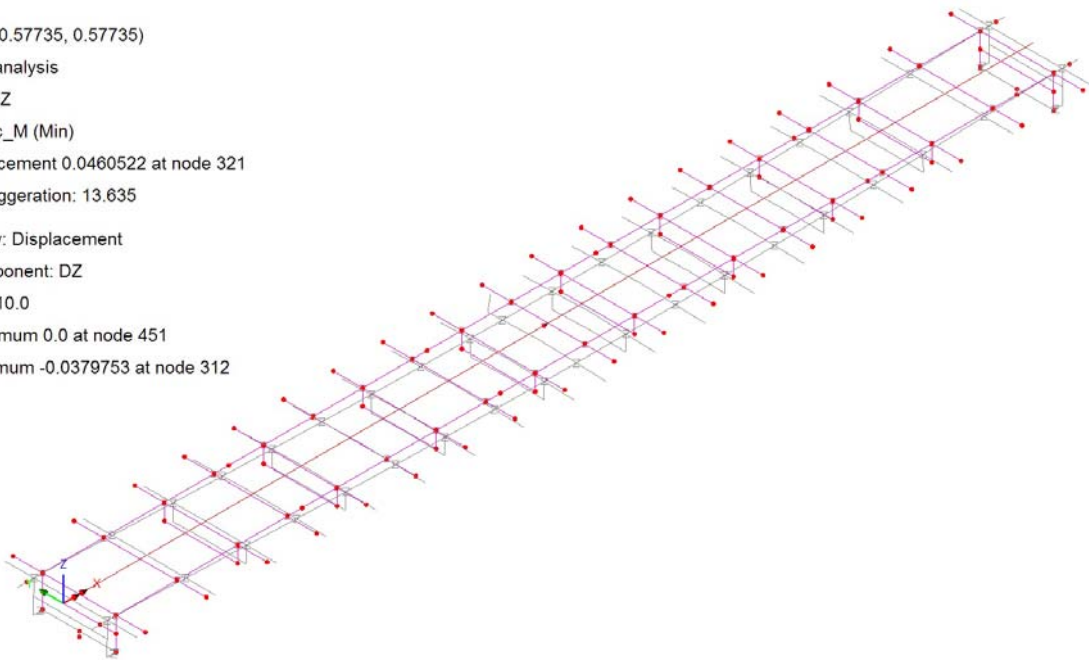
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 10.0

Peak/value maximum 0.0 at node 451

Peak/value minimum -0.0379753 at node 312



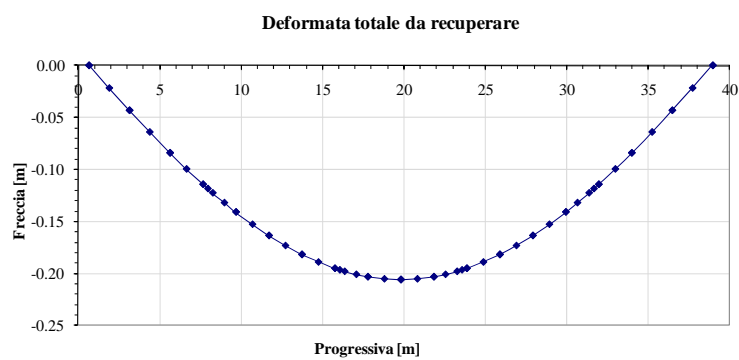
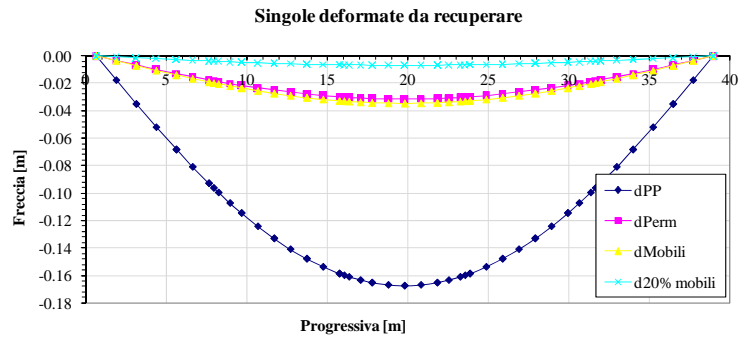
Le frecce massime sono riepilogate nella tabella seguente, unitamente al rapporto luce/freccia.

	$\delta$ [mm]	$\delta / L$
Carichi di fase 1	168	1 / 228
S.L.E. Quasi Permanente	243	1 / 158
S.L.E. Frequente (*)	281	1 / 136
S.L.E. Caratteristica	313	1 / 122
Carichi mobili, val. car.	67	1 / 572
Carichi mobili, val. freq.	38	1 / 1008

### 6.2 Controfrecce

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 <sub>pp</sub>	d <sub>Perm</sub>	d <sub>Mobili</sub>	d <sub>20% mobili</sub>	d <sub>tot</sub>	
0.650	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
0.650	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
1.894	-0.0177	-0.0034	-0.0037	-0.0007	-0.0222	
3.138	-0.0351	-0.0067	-0.0073	-0.0015	-0.043	
3.138	-0.0351	-0.0067	-0.0073	-0.0015	-0.043	
4.381	-0.0520	-0.0099	-0.0108	-0.0022	-0.064	
5.625	-0.0683	-0.0130	-0.0141	-0.0028	-0.084	
5.625	-0.0683	-0.0130	-0.0141	-0.0028	-0.084	
6.638	-0.0809	-0.0154	-0.0167	-0.0033	-0.100	
7.650	-0.0929	-0.0176	-0.0192	-0.0038	-0.114	
7.650	-0.0929	-0.0176	-0.0192	-0.0038	-0.114	
7.950	-0.0963	-0.0183	-0.0199	-0.0040	-0.119	
<b>A→B</b>	<b>8.250</b>	<b>-0.0996</b>	<b>-0.0189</b>	<b>-0.0206</b>	<b>-0.0041</b>	<b>-0.123</b>
8.962	-0.1073	-0.0203	-0.0221	-0.0044	-0.132	
9.675	-0.1146	-0.0217	-0.0236	-0.0047	-0.141	
9.675	-0.1146	-0.0217	-0.0236	-0.0047	-0.141	
10.688	-0.1242	-0.0235	-0.0256	-0.0051	-0.153	
11.700	-0.1331	-0.0251	-0.0274	-0.0055	-0.164	
11.700	-0.1331	-0.0251	-0.0274	-0.0055	-0.164	
12.712	-0.1410	-0.0266	-0.0291	-0.0058	-0.173	
13.725	-0.1479	-0.0279	-0.0305	-0.0061	-0.182	
13.725	-0.1479	-0.0279	-0.0305	-0.0061	-0.182	
14.738	-0.1538	-0.0290	-0.0318	-0.0064	-0.189	
15.750	-0.1587	-0.0299	-0.0328	-0.0066	-0.195	
15.750	-0.1587	-0.0299	-0.0328	-0.0066	-0.195	
16.050	-0.1600	-0.0301	-0.0331	-0.0066	-0.197	
<b>B→C</b>	<b>16.350</b>	<b>-0.1611</b>	<b>-0.0303</b>	<b>-0.0333</b>	<b>-0.0067</b>	<b>-0.198</b>
17.062	-0.1635	-0.0308	-0.0338	-0.0068	-0.201	
17.775	-0.1653	-0.0311	-0.0343	-0.0069	-0.203	
17.775	-0.1653	-0.0311	-0.0343	-0.0069	-0.203	
18.787	-0.1670	-0.0314	-0.0346	-0.0069	-0.205	
19.800	-0.1676	-0.0315	-0.0347	-0.0069	-0.206	
19.800	-0.1676	-0.0315	-0.0347	-0.0069	-0.206	
20.812	-0.1670	-0.0314	-0.0346	-0.0069	-0.205	
21.825	-0.1653	-0.0311	-0.0342	-0.0068	-0.203	
21.825	-0.1653	-0.0311	-0.0342	-0.0068	-0.203	
22.538	-0.1635	-0.0308	-0.0338	-0.0068	-0.201	
<b>C→B</b>	<b>23.250</b>	<b>-0.1611</b>	<b>-0.0303</b>	<b>-0.0333</b>	<b>-0.0067</b>	<b>-0.198</b>
23.550	-0.1600	-0.0301	-0.0331	-0.0066	-0.197	
23.850	-0.1587	-0.0299	-0.0328	-0.0066	-0.195	
23.850	-0.1587	-0.0299	-0.0328	-0.0066	-0.195	
24.862	-0.1538	-0.0290	-0.0318	-0.0064	-0.189	
25.875	-0.1479	-0.0279	-0.0305	-0.0061	-0.182	
25.875	-0.1479	-0.0279	-0.0305	-0.0061	-0.182	
26.888	-0.1410	-0.0266	-0.0291	-0.0058	-0.173	
27.900	-0.1331	-0.0251	-0.0274	-0.0055	-0.164	
27.900	-0.1331	-0.0251	-0.0274	-0.0055	-0.164	
28.912	-0.1242	-0.0235	-0.0256	-0.0051	-0.153	
29.925	-0.1146	-0.0217	-0.0236	-0.0047	-0.141	
29.925	-0.1146	-0.0217	-0.0236	-0.0047	-0.141	
30.638	-0.1073	-0.0203	-0.0221	-0.0044	-0.132	
<b>B→A</b>	<b>31.350</b>	<b>-0.0996</b>	<b>-0.0189</b>	<b>-0.0206</b>	<b>-0.0041</b>	<b>-0.123</b>
31.650	-0.0963	-0.0183	-0.0199	-0.0040	-0.119	
31.950	-0.0929	-0.0176	-0.0192	-0.0038	-0.114	
31.950	-0.0929	-0.0176	-0.0192	-0.0038	-0.114	
32.963	-0.0809	-0.0154	-0.0167	-0.0033	-0.100	
33.975	-0.0683	-0.0130	-0.0141	-0.0028	-0.084	
33.975	-0.0683	-0.0130	-0.0141	-0.0028	-0.084	
35.219	-0.0520	-0.0099	-0.0108	-0.0022	-0.064	
36.462	-0.0351	-0.0067	-0.0073	-0.0015	-0.043	
36.462	-0.0351	-0.0067	-0.0073	-0.0015	-0.043	
37.706	-0.0177	-0.0034	-0.0037	-0.0007	-0.022	
38.950	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	
38.950	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	
39.275	0.0045	0.0008	0.0000	0.0000	0.005	
39.600	0.0091	0.0017	0.0000	0.0000	0.011	



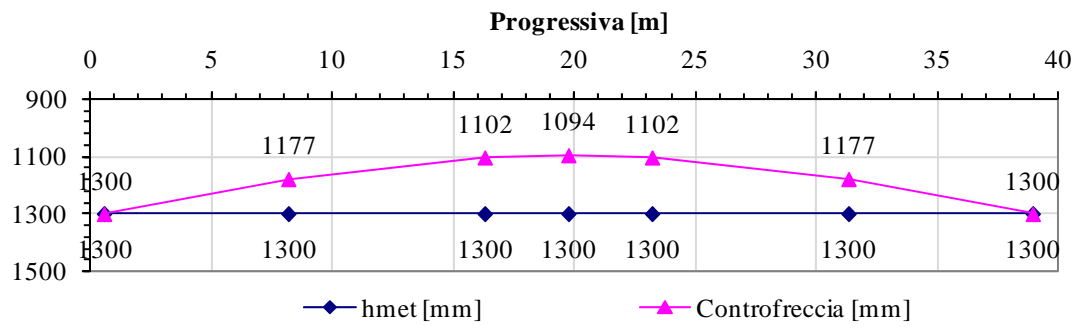
Compatibilmente con la disposizione delle giunzioni - le contromonte verranno fornite nel seguente modo:

$\delta = + 123 \text{ mm}$                       alla giunzione tra conci A-B

$\delta = + 198 \text{ mm}$                       alla giunzione tra conci B-C

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

### Andamento controfreccia



## 7. Verifiche travi

### 7.1 Generalità

Le verifiche vengono effettuate considerando la sezione a "I", 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.

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  $\lambda$ )

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

La 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)

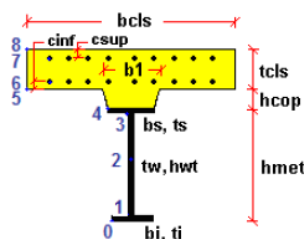
### - Verifica plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

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  $\eta_1$ , 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  $\chi_w$ , 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  $\eta_1$  in luogo di quello plastico  $\overline{\eta}_1$ , 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  $\leq 2$ ; in tutti gli altri casi la casella relativa appare ombreggiata

c) rapporto di sfruttamento elastico  $\eta_1 = \sigma_{Ed}/\gamma_{m0}f_{yk}$

significativo solo quando la classe della sezione  $\geq 2$ ; 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	$M_{Ed}/M_{Rd}$	$\sigma_{Ed}/\gamma_{mo}f_{yk}$	$V_{Ed}/V_{Rd}$	$M_{Ed}/M_{f,Rd}$	$V_{Ed}/V_{bw,Rd}$	V/M/N	$v_{Ed}/(n \cdot P_{Rd})$	$v_{Ed}/(ksn \cdot P_{Rd})$
A_S1	0.65	1	0.08		0.44	0.07	0.48	No int.	0.256	0.28
A_S2	5.625	1	0.23		0.18	0.28	0.20	No int.	0.062	0.09
A_S3	8.25	1	0.30		0.15	0.37	0.16	No int.	0.052	0.07
B_S4	8.251	1	0.24		0.14	0.27	0.16	No int.	0.067	0.10
B_S5	9.675	1	0.26		0.12	0.3	0.14	No int.	0.059	0.09
B_S6	13.725	1	0.31		0.07	0.35	0.09	No int.	0.038	0.05
B_S7	16.35	1	0.33		0.04	0.38	0.05	No int.	0.024	0.03
B_S8	17.775	1	0.34		0.03	0.38	0.03	No int.	0.016	0.02
C_S9	17.776	1	0.34		0.03	0.38	0.03	No int.	0.016	0.02
C_S10	19.8	1	0.34		0.00	0.39	0.00	No int.	0.005	0.01
C_S11	21.825	1	0.34		0.03	0.38	0.03	No int.	0.016	0.02
B_S12	21.826	1	0.34		0.03	0.38	0.03	No int.	0.016	0.02
B_S13	23.25	1	0.33		0.04	0.38	0.05	No int.	0.024	0.03
B_S14	25.875	1	0.31		0.07	0.35	0.09	No int.	0.038	0.05
B_S15	29.925	1	0.26		0.12	0.3	0.14	No int.	0.059	0.08
B_S16	31.35	1	0.24		0.14	0.27	0.16	No int.	0.067	0.10
A_S17	31.351	1	0.30		0.15	0.37	0.16	No int.	0.052	0.07
A_S18	33.975	1	0.23		0.18	0.28	0.20	No int.	0.062	0.09
A_S19	38.95	1	0.08		0.43	0.07	0.48	No int.	0.254	0.27
A_S1	0.65	1	0.08		0.23	0.1	0.26	No int.	0.079	0.12
A_S2	5.625	1	0.50		0.49	0.62	0.52	No int.	0.374	0.41
A_S3	8.25	1	0.67		0.34	0.83	0.35	No int.	0.215	0.23
B_S4	8.251	1	0.52		0.31	0.59	0.35	No int.	0.278	0.30
B_S5	9.675	1	0.58		0.36	0.66	0.40	No int.	0.383	0.42
B_S6	13.725	1	0.70		0.18	0.8	0.19	No int.	0.156	0.17
B_S7	16.35	1	0.75		0.10	0.85	0.10	No int.	0.078	0.09
B_S8	17.775	1	0.76		0.06	0.87	0.07	No int.	0.059	0.06
C_S9	17.776	1	0.76		0.06	0.87	0.07	No int.	0.059	0.06
C_S10	19.8	1	0.77		0.00	0.88	0.00	No int.	0.002	0.00
C_S11	21.825	1	0.76		0.06	0.87	0.07	No int.	0.056	0.06
B_S12	21.826	1	0.76		0.06	0.87	0.07	No int.	0.056	0.06
B_S13	23.25	1	0.75		0.09	0.86	0.10	No int.	0.075	0.08
B_S14	25.875	1	0.70		0.18	0.8	0.19	No int.	0.153	0.17
B_S15	29.925	1	0.58		0.28	0.66	0.31	No int.	0.253	0.28
B_S16	31.35	1	0.52		0.39	0.59	0.44	No int.	0.411	0.45
A_S17	31.351	1	0.67		0.43	0.83	0.44	No int.	0.318	0.35
A_S18	33.975	1	0.50		0.41	0.62	0.43	No int.	0.274	0.30
A_S19	38.95	1	0.08		0.23	0.1	0.26	No int.	0.079	0.12
A_S1	0.65	1	0.08		0.23	0.1	0.25	No int.	0.072	0.11
A_S2	5.625	1	0.33		0.15	0.41	0.17	No int.	0.029	0.05
A_S3	8.25	1	0.47		0.10	0.58	0.11	No int.	0.009	0.01
B_S4	8.251	1	0.37		0.09	0.42	0.11	No int.	0.012	0.01
B_S5	9.675	1	0.40		0.08	0.46	0.09	No int.	0.021	0.00
B_S6	13.725	1	0.50		0.00	0.57	0.01	No int.	0.08	0.07
B_S7	16.35	1	0.55		0.05	0.63	0.06	No int.	0.133	0.14
B_S8	17.775	1	0.58		0.07	0.66	0.08	No int.	0.142	0.15
C_S9	17.776	1	0.58		0.07	0.66	0.08	No int.	0.142	0.15
C_S10	19.8	1	0.59		0.11	0.68	0.13	No int.	0.181	0.20
C_S11	21.825	1	0.69		0.17	0.79	0.18	No int.	0.228	0.25
B_S12	21.826	1	0.69		0.17	0.79	0.18	No int.	0.228	0.25
B_S13	23.25	1	0.68		0.20	0.77	0.21	No int.	0.243	0.26
B_S14	25.875	1	0.65		0.27	0.74	0.29	No int.	0.307	0.33
B_S15	29.925	1	0.55		0.37	0.63	0.41	No int.	0.393	0.43
B_S16	31.35	1	0.50		0.40	0.57	0.45	No int.	0.42	0.46
A_S17	31.351	1	0.64		0.43	0.8	0.45	No int.	0.325	0.35
A_S18	33.975	1	0.49		0.49	0.6	0.52	No int.	0.375	0.41
A_S19	38.95	1	0.08		0.62	0.09	0.68	No int.	0.482	0.52
A_S1	0.65	1	0.08		0.62	0.09	0.68	No int.	0.485	0.53
A_S2	5.625	1	0.49		0.49	0.61	0.53	No int.	0.377	0.41
A_S3	8.25	1	0.64		0.43	0.79	0.44	No int.	0.321	0.35
B_S4	8.251	1	0.50		0.39	0.57	0.44	No int.	0.416	0.45
B_S5	9.675	1	0.55		0.37	0.63	0.41	No int.	0.395	0.43
B_S6	13.725	1	0.65		0.27	0.75	0.29	No int.	0.309	0.34
B_S7	16.35	1	0.68		0.20	0.78	0.22	No int.	0.245	0.27
B_S8	17.775	1	0.68		0.17	0.78	0.19	No int.	0.229	0.25
C_S9	17.776	1	0.68		0.17	0.78	0.19	No int.	0.229	0.25
C_S10	19.8	1	0.68		0.12	0.78	0.13	No int.	0.184	0.20
C_S11	21.825	1	0.57		0.07	0.65	0.08	No int.	0.145	0.15
B_S12	21.826	1	0.57		0.07	0.65	0.08	No int.	0.145	0.15
B_S13	23.25	1	0.55		0.05	0.62	0.05	No int.	0.128	0.13
B_S14	25.875	1	0.51		0.00	0.58	0.00	No int.	0.083	0.08
B_S15	29.925	1	0.41		0.07	0.47	0.08	No int.	0.024	0.01
B_S16	31.35	1	0.36		0.10	0.41	0.11	No int.	0.004	0.02
A_S17	31.351	1	0.46		0.11	0.57	0.11	No int.	0.003	0.02
A_S18	33.975	1	0.34		0.15	0.42	0.16	No int.	0.026	0.05
A_S19	38.95	1	0.08		0.23	0.1	0.25	No int.	0.072	0.11
<b>Valori di punta</b>			<b>0.77</b>		<b>0.62</b>	<b>0.88</b>	<b>0.68</b>	<b>No int.</b>	<b>0.49</b>	<b>0.53</b>



Dall'esame delle tabelle riportate poco sopra, si evince il soddisfacimento di tutte le verifiche S.L.U. - resistenza delle sezioni.

I diagrammi seguenti visualizzano, i seguenti rapporti di sfruttamento:

### max $\eta$ assoluto

Derivante dall'interazione N/M/V (EN1993-1-5, 7.1.(1)); nei casi in cui non vi è interazione, tale valore coincide con il rapporto di sfruttamento a flessione  $\eta_1$ .

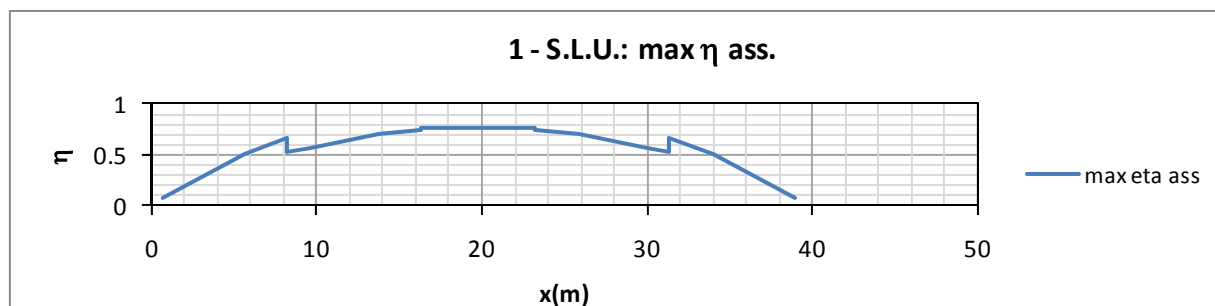
### max $\eta_1 / \eta_{11}$

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

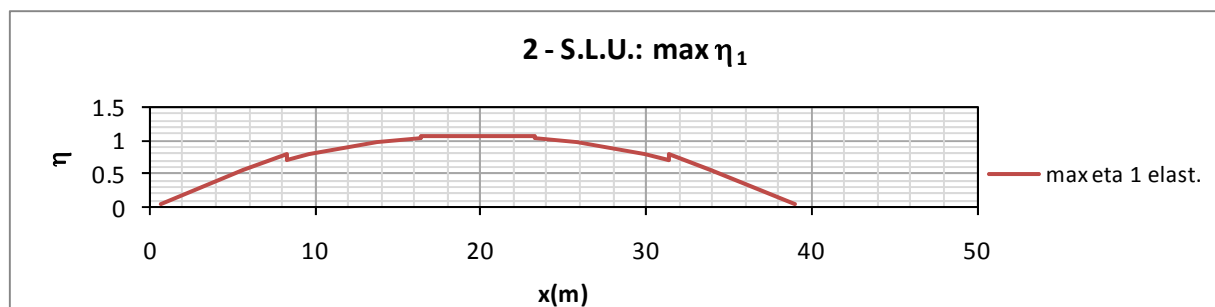
### max $\eta_3$

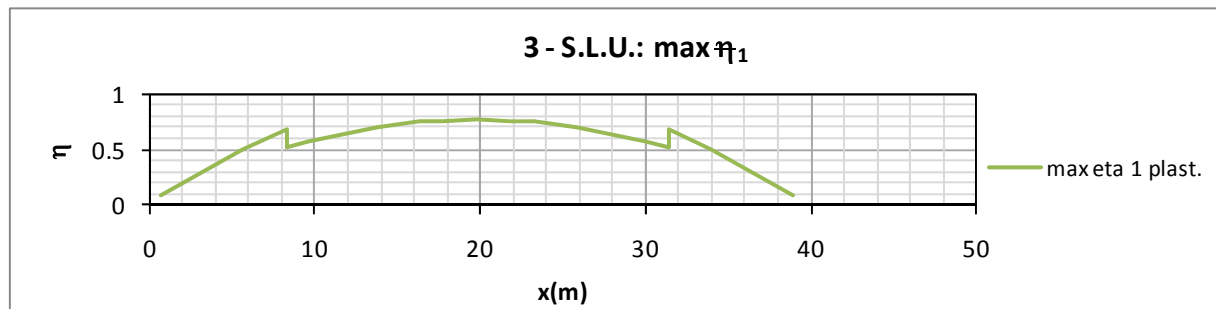
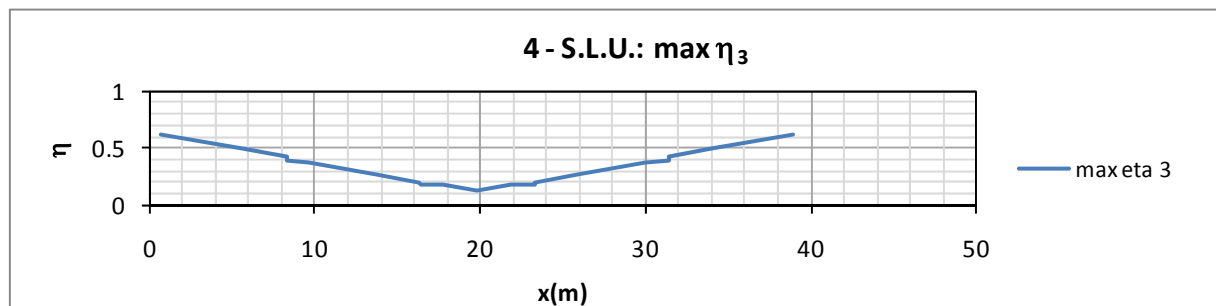
Rapporto di sfruttamento a taglio  $\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd}$

#### Rapporto di sfruttamento assoluto fili (max $\eta$ )



#### Rapporto di sfruttamento elastico a flessione (max $\eta_1$ )



**Rapporto di sfruttamento plastico a flessione ( $\max \eta_1$ )****Rapporto di sfruttamento a taglio  $\max \eta_3$** **7.2.2 Esempio esteso di verifica**

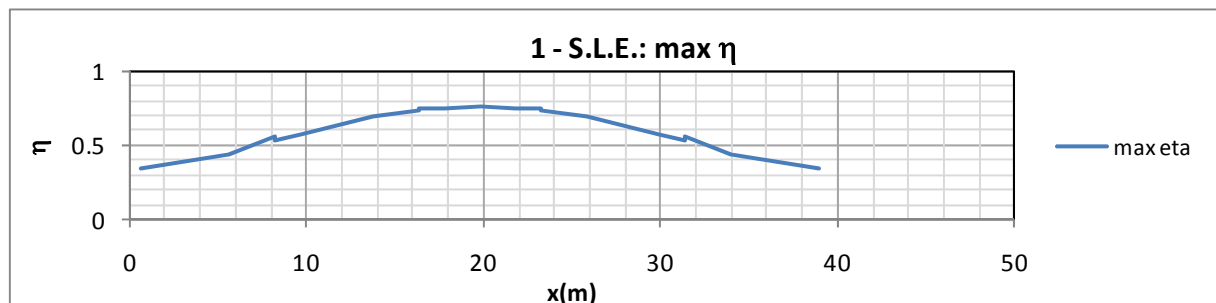
Si riporta nell' "Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.", a titolo di esempio la verifica estesa relativa alla sezione C\_S10 recante tutti i passaggi effettuati dal programma Ponti EC4

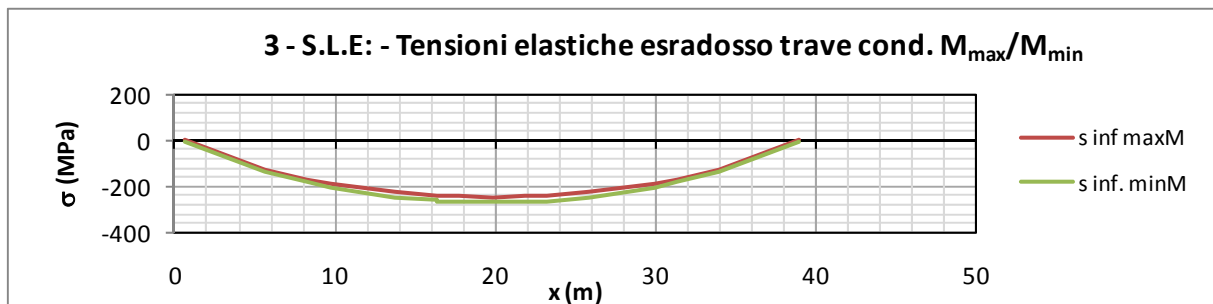
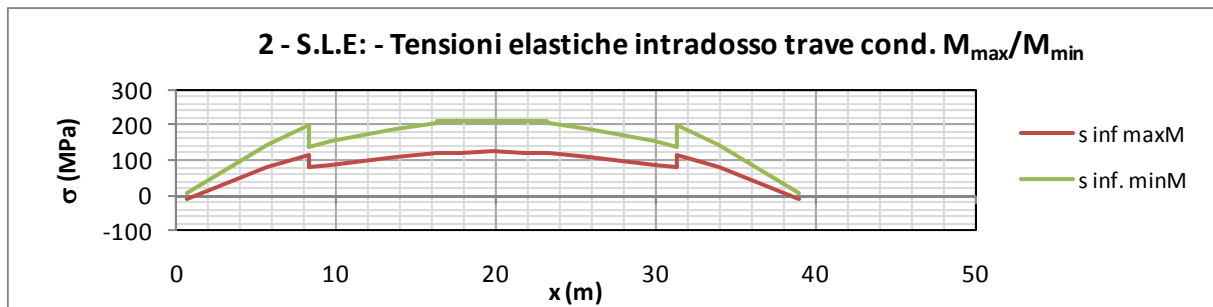
**7.3 S.L.E. - limitazione delle tensioni**

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)):

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

In cui:

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

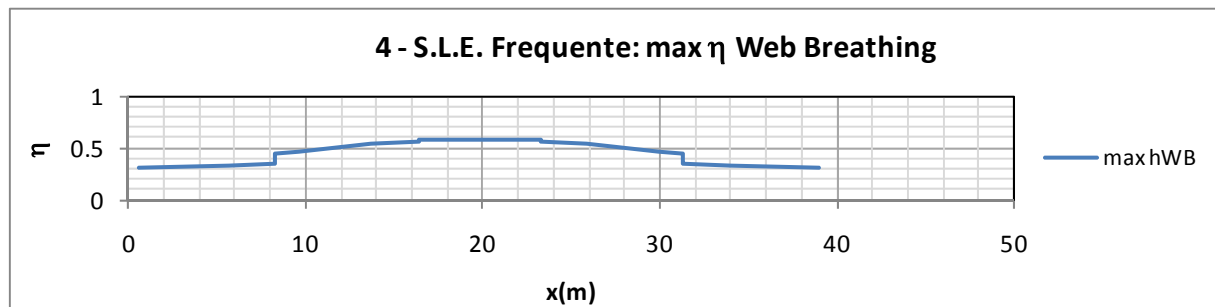
$k_{\sigma}, k_{\tau} =$  coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e stato di sforzo del pannello.

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  $M_{max}/min$  e  $V_{max}/min$ .

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  $\xi$ , 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 C\_S10, nella combinazione S.L.E. freq,  $V_{min}$ , con  $\eta_{WB} = 0.577 < 1.1$

## 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.:

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

$$v_{L,Ed}^{ULS} \leq 1.1 N_{f_i} P_{Rd}$$

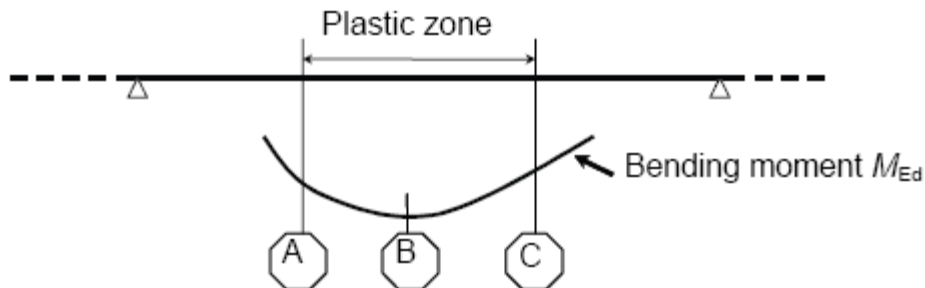
In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche "uncracked"

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  $\eta_1$  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).

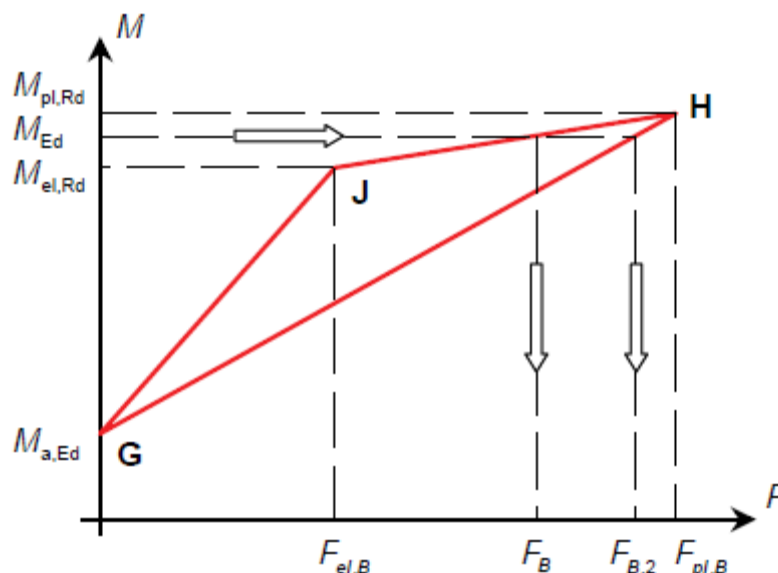
Il calcolo viene effettuato individuando, propedeuticamente, la regione entro la quale le sezioni attingono alle proprio risorse extra-elastiche. Tale regione (simmetrica nel caso in esame), è schematicamente rappresentata dai due punti di boundary A e C e dal punto di minimo momento (mezzeria) indicati 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" ( $\leq 1$ ) 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:

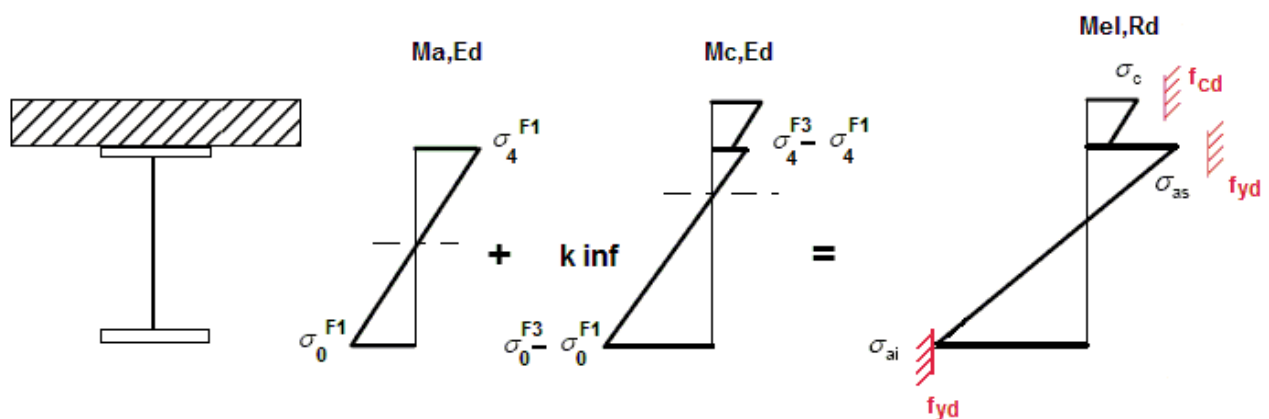
$$k = f_{yd} - \sigma_{if1} / \Delta\sigma_i$$

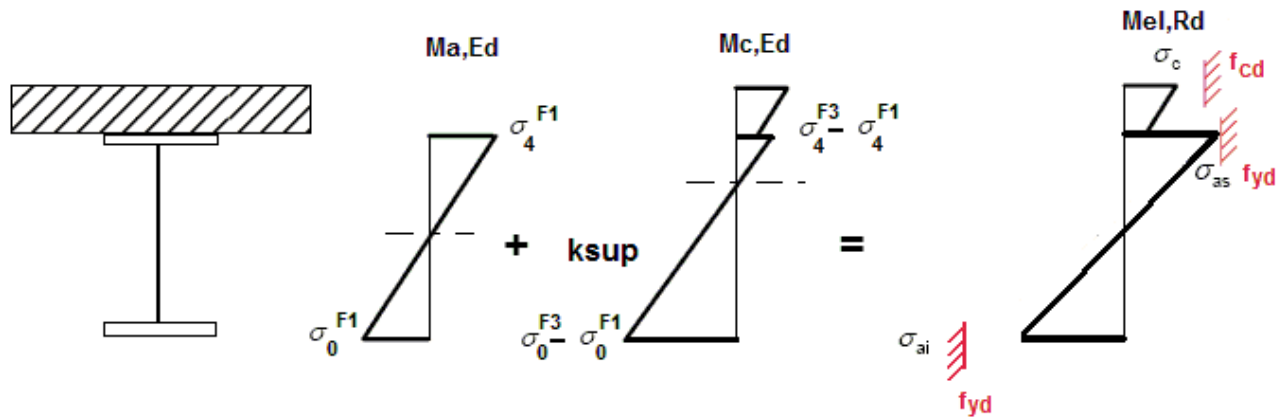
$i = 1$  o  $4$  (lembo inferiore/superiore trave metallica)

$\sigma_{if1}$  = 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.





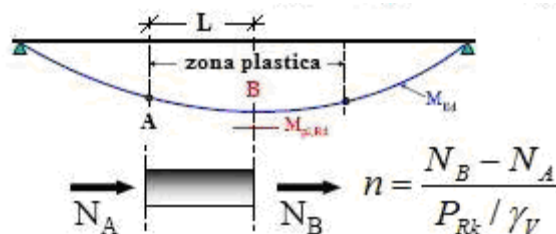
Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente k risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico.

Noto 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  $\sigma_5$  e  $\sigma_8$  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.

<b>d</b> [mm]	<b>h</b> [mm]	<b>α</b>	<b>n°/m</b>	<b>f<sub>cu</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>γ<sub>v</sub></b>	<b>f<sub>ck</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>E<sub>cm</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]
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:

$$v_{L,Ed} (x) = -2 \cdot N_c / b_{eff} = -2 \cdot 2.42 \cdot 10^6 / 2700 = 1794 \text{ N/mm}$$

Il numero minimo di pioli da prevedere è pertanto:

$$n_{min,ritiro} = v_{L,Ed} / P_{Rd} = 1794 \cdot 10^3 / 81656 = 21.97 \text{ n°pioli/m}$$

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. 20 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 A: n. 20 pioli/m

Piolatura tipo 2 - conci tipo B e 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  $t_{f\max} = 25$  mm, ne consegue:

$$e_{\max} = 445.5 \text{ mm}$$

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:

$$e_{d,\max} = 7.29 \cdot 25 = 182.25 \text{ mm}$$

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  $> 40$  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.

$e_d = 60.0$  mm                      distanza dell'asse piolo dal bordo libero

Per la **piolatura tipo 1** (20 pioli/m) si prevedono i seguenti interassi:

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

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

Per la **piolatura tipo 2** (15 pioli/m) si prevedono i seguenti interassi:

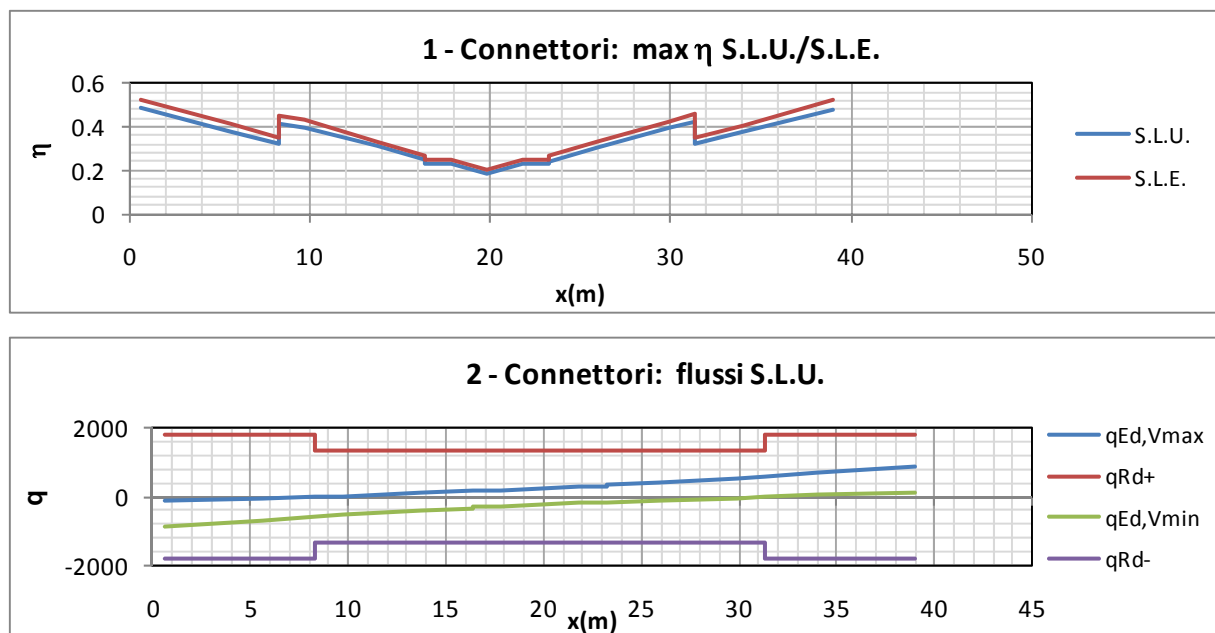
$$s_{ig} = 200.0 \text{ mm}$$

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

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

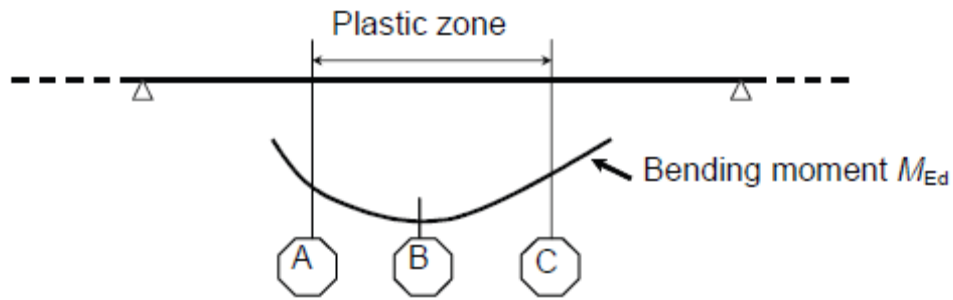
Il calcolo dello scorrimento nelle varie sezioni di verifica ed il confronto con la piolatura di progetto viene effettuato in automatico dal programma PontiEC4 nell'ambito delle condizioni considerate ( $M_{\max/\min}$  e  $V_{\max/\min}$ ).

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 ( $q_{Rd}$ ).



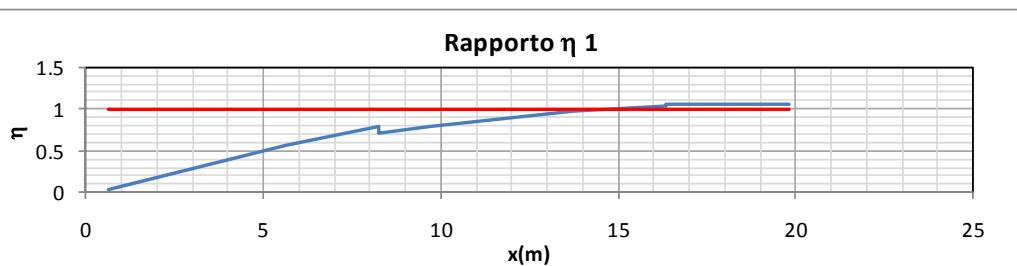
#### 7.5.5 Verifica plastica S.L.U.

La boundary della zona plasticizzata allo S.L.U. (p. A e C) viene individuata esaminando i rapporti di sfruttamento elastici  $\eta_1$ , che testimoniano valori di poco superiori all'unità a partire dalla sezione B\_S7.



Il diagramma e la tabella seguente riportano l'andamento del massimo rapporto di sfruttamento elastico, valutato per la zona compresa tra l'incastro in spalla e la zona di mezzera trave ed evidenziano l'estensione della zona plastica.

X (m)	$\eta_1$	Sez.
0.65	0.039	A_S1
5.625	0.565	A_S2
8.25	0.787	A_S3
8.251	0.714	B_S4
9.675	0.795	B_S5
13.73	0.966	B_S6
16.35	1.032	B_S7
16.35	1.052	B_S8
17.78	1.052	C_S9
19.8	1.063	C_S10



Nella sezione di estremità della zona plastica (prossimità sezione B\_S7), il valore della massima azione di compressione ( $N_A = N_C$  per simmetria) nella soletta nella combinazione allo S.L.U.  $M_{min}$  viene valutato con riferimento alle tensioni elastiche rilevate ai lembi della soletta ed in corrispondenza dell'armatura. Le tensioni vengono dedotte direttamente dall'output di pontiEC4 e sono richiamate in tabella.

id	$F_1$	$F_{2a N.F.}$	$F_{2a F.}$	$F_{2b N.F.}$	$F_{2b F.}$	$F_{2c N.F.}$	$F_{2c F.}$	$F_{2 tot}$	$F_{3a N.F.}$	$F_{3a F.}$	$F_{3b N.F.}$	$F_{3b F.}$	$F_{3 tot}$	$\eta_1$	id
$\sigma_8$	0	-2.5	0	0.9	0	0	0	-1.6	0	0	-9.7	0	-11.4	0.57	$\sigma_8$
$\sigma_7$	0	-37.4	-113	-43.6	0	0	0	-80.9	0	-0.6	-54	-319	-135	0.35	$\sigma_7$
$\sigma_6$	0	-26.9	-91.4	-37.3	0	0	0	-64.2	0	-0.4	-32.1	-258.3	-96.3	0.25	$\sigma_6$
$\sigma_5$	0	-1.6	0	1.5	0	0	0	-0.1	0	0	-4.9	0	-5	0.25	$\sigma_5$
$\sigma_4$	-256.5	-25.9	-89.2	-36.6	0	0	0	-319	0	-0.4	-29.9	-252.2	-348.9	1.03	$\sigma_4$
$\sigma_3$	-249.3	-24.6	-86.5	-35.8	0	0	0	-309.7	0	-0.4	-27.2	-244.6	-336.9	1.00	$\sigma_3$
$\sigma_2$	-0.4	-0.1	-0.2	-21.2	0	0	0	-21.7	0.1	0.2	0	0	-21.7	0.06	$\sigma_2$
$\sigma_1$	97.8	38.5	43.2	2.5	0	0	0	138.8	0.3	0.5	105.5	122.8	244.7	0.72	$\sigma_1$
$\sigma_0$	116.5	41.9	50.2	4.6	0	0	0	162.9	0.4	0.6	112.7	142.5	276	0.86	$\sigma_0$

$$\begin{aligned} \sigma_{csup} = \sigma_8 &= -11.4 \text{ MPa} \\ \sigma_{cinf} = \sigma_5 &= -5 \text{ MPa} \\ \sigma_{cmed} = (\sigma_{csup} + \sigma_{cinf}) / 2 &= -8.2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{0,F3 \text{ tot}} &= 276 \text{ MPa} \\ k = f_y / \sigma_{0,F3 \text{ tot}} &= 1.29 \text{ MPa} \\ b_{eff} &= 2700 \text{ mm} \\ h_{sol} &= 275 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$N_A = N_C = k \cdot \sigma_{cmed} \cdot b_{eff} \cdot h_{sol} = -7831.2 \text{ kN}$$

$$L/2 = 19.8 - 16.35 = 3.45 \text{ m} \quad (\text{met\`a ampiezza della zona plastica})$$

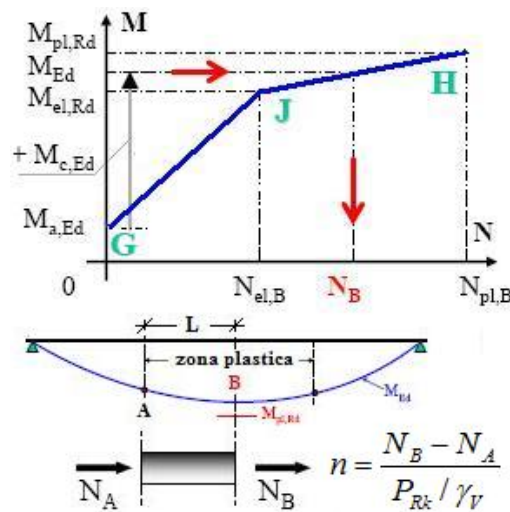


Tabella 7-2 - Dominio per schema di calcolo

Azione assiale sulla soletta (compressione) [N]		Momenti (sezione interamente ragente) [N m]	
$N_{el,B} =$	7.527E+6	$M_{a,Ed} =$	6.365E+6
$N_{pl,B} =$	1.674E+7	$M_{el,Rd} =$	1.795E+7
		$M_{pl,Rd} =$	-2.628E+10

Tabella 4– Dominio per schema di calcolo

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

con  $k = 0.883$  e  $M_{c,Ed} = 1.312E+7$  Nm

Dal dominio risulta che:  $N_B = 9.223E+6$  N per  $M_{Ed} = 1.948E+7$  Nm

per cui ne consegue un numero di pioli necessari per unità di lunghezza pari a:

$$(n^\circ / m) = \frac{N_B - N_A}{P_{Rd} \cdot L} = 17 > \text{Pioli necessari} = 4.9 \text{ N}^\circ/m$$

essendo  $N_A = -7.831E+6$  N e  $L = 3.45$  m.

I pioli previsti sui conci B e C, rispettivamente pari a 15 pioli/m, soddisfano pertanto il requisito minimo.

## 7.6 Verifiche a fatica

### 7.6.1 Generalità

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo dei coefficienti  $\lambda$ , 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:

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

$\gamma_{Mf} = 1.15$  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 $\lambda$

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  $\lambda$  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  $\lambda_1$  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) e per la zona di semplice appoggio (conci A), con riferimento all'intera luce dell'opera  $L = 38.30$  m (cfr. EN 1993-2 cap. 9.5.2.(2)).

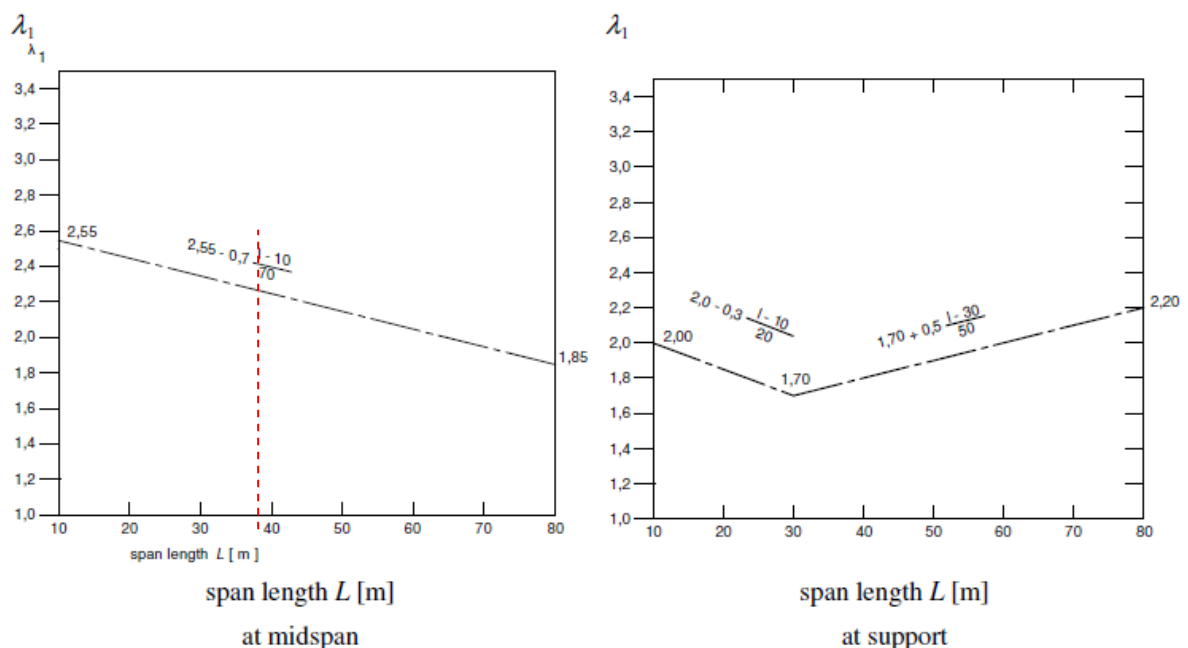


Figure 9.5:  $\lambda_1$  for moments for road bridges

Per interpolazione, si ha pertanto:

$\lambda_1 = 2.267$             conci A  
 $\lambda_1 = 2.267$             conci B, C

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  $\lambda_2$  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  $\lambda_2$  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)



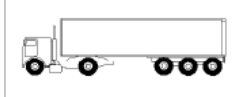
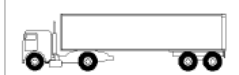

$N_0 = 0.5 \cdot 10^6$  flusso di riferimento

$Q_{m1}$             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	
<b>LORRY</b>	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
	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  $\lambda_3$  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:  $\lambda_3$ 

Design life in years	50	60	70	80	90	100	120
Factor $\lambda_3$	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  $\lambda_4$  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

$\eta_1 = \frac{1}{2} - e_1/b = \frac{1}{2} + 1.5/3.0 = 1.0$  intensità carico l.d.i. carico verticale su trave esterna lane 1

$\eta_2 = \frac{1}{2} - e_2/b = \frac{1}{2} - 1.5/3.0 = -0.0$  intensità carico l.d.i. carico verticale su trave esterna lane 2

Pertanto, su ambedue le travi, si ha:

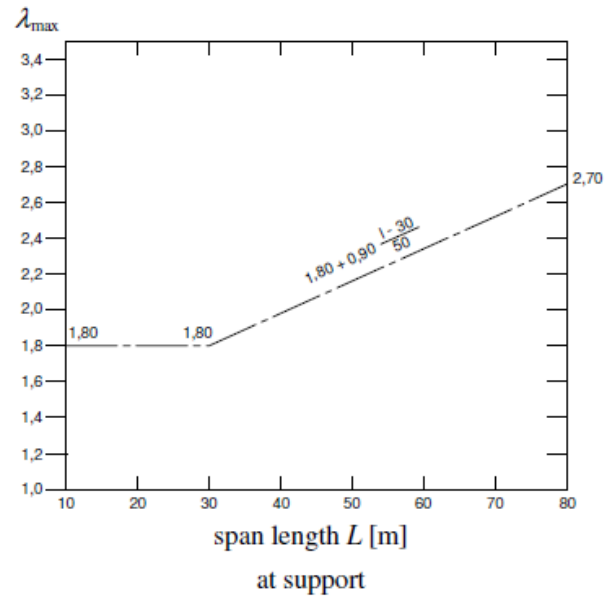
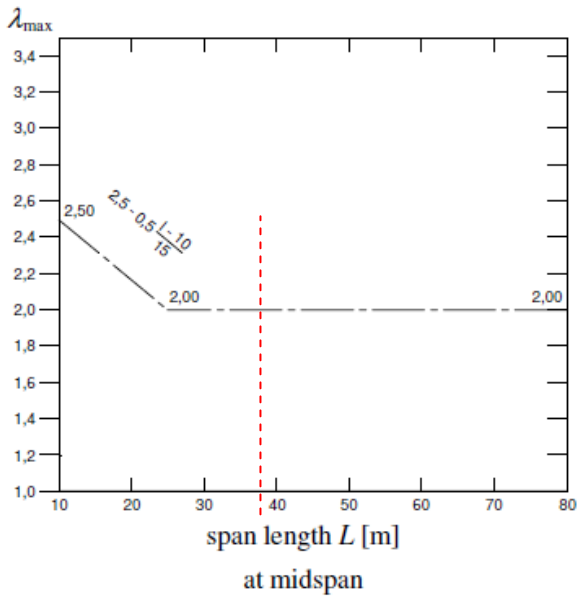
$$\lambda_4 = (1 + (-0.0/1.0)^5)^{(1/5)} \cong 1$$

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

$$\lambda_{v4} = (1 + (-0.0/1.0)^5)^{(1/8)} \cong 1$$

#### coefficiente $\lambda$ - $\lambda_v$

Il fattore equivalente di danno è limitato superiormente da fattore  $\lambda_{max}$ , 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  $L = 38.30$  m, si ha pertanto:

$$\lambda_{\max} = 2.00 \quad \text{sezioni si appoggio}$$

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

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

$$\lambda = 2.267 \cdot 0.928 \cdot 1 \cdot 1 = 2.104 \quad \text{per i conci tipo A (estremità)}$$

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

$$\lambda = 2.267 \cdot 0.928 \cdot 1 \cdot 1 = 2.104 \quad \text{per i conci B, C (zona mezzzeria)}$$

$$\text{si utilizza pertanto } \lambda = \lambda_{\max} = 2.000$$

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 adotteranno 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

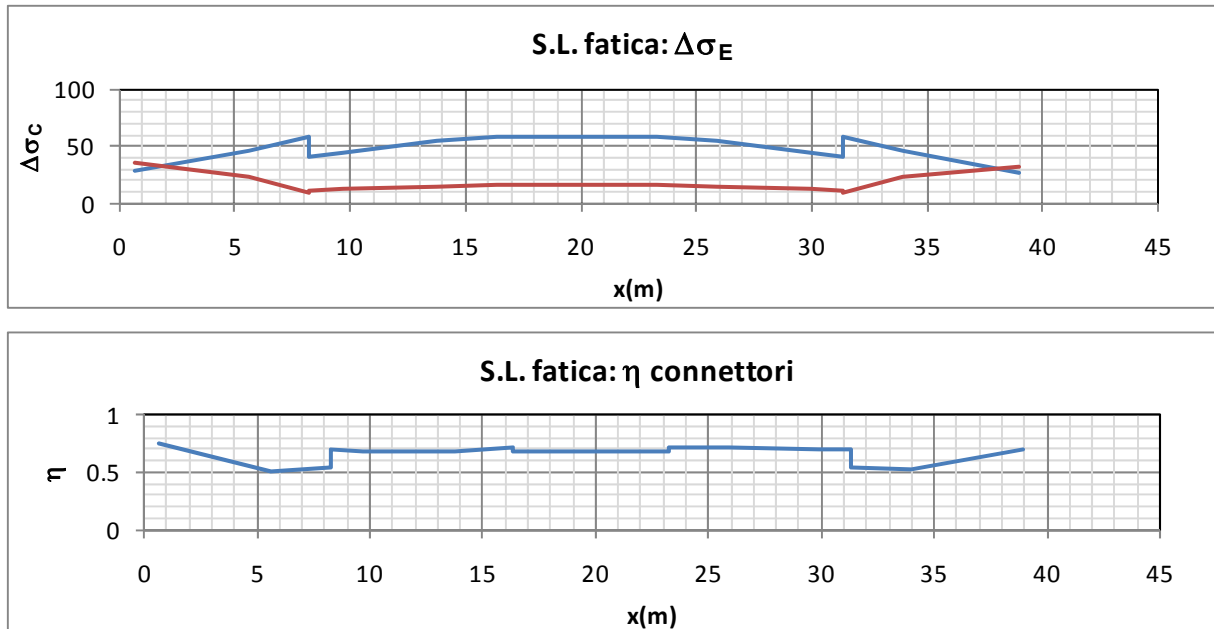
L'ampiezza dei  $\Delta\sigma_p$  di tensione viene calcolata sulla base di  $\sigma_{max}$  e  $\sigma_{min}$  derivanti dalla combinazione di carico a fatica, elaborata con riferimento a EN 1992-1-1 cap. 6.8.3.(2), che prevede la sovrapposizione della componente "non ciclica" delle sollecitazioni, 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  $\lambda$ , 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  $\gamma_{Mf}$ .

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	1'277	1'366	A_S1
5.63	976	1'050	A_S2
8.25	820	885	A_S3
8.25	895	868	B_S4
9.68	822	804	B_S5
13.73	583	586	B_S6
16.35	421	434	B_S7
16.35	354	378	C_S8
17.78	354	378	C_S9
19.80	234	267	C_S10
21.83	352	376	C_S11
23.25	352	376	C_S12
23.25	418	431	B_S13
25.88	581	584	B_S14
29.93	820	802	B_S15
31.35	901	875	B_S16
31.35	825	891	A_S17
33.98	974	1'046	A_S18
38.95	1'273	1'361	A_S19

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

$$a_{\min} = 1366.1 / (1/\sqrt{3} \cdot 2 \cdot 453.33) = 2.61 \text{ mm} \quad \text{gola}$$

$$b_{\min} = a_{\min} / \cos 45^\circ = 3.69 \text{ mm} \quad \text{lato}$$

conci B

$$a_{\min} = 900.9 / (1/\sqrt{3} \cdot 2 \cdot 453.33) = 1.72 \text{ mm} \quad \text{gola}$$

$$b_{\min} = a_{\min} / \cos 45^\circ = 2.43 \text{ mm} \quad \text{lato}$$

conci C

$$a_{\min} = 377.9 / (1/\sqrt{3} \cdot 2 \cdot 453.33) = 0.72 \text{ mm} \quad \text{gola}$$

$$b_{\min} = a_{\min} / \cos 45^\circ = 1.02 \text{ mm} \quad \text{lato}$$

## 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  $\sigma_s$  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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	Maximum bar diameter $\phi^s$ (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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	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)	$\phi_{max}/\rho_{max}$	$\sigma_c$ rara	Stato
A_S1	316	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	0.99	Non Fess.	
A_S2	316	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	-0.04	Non Fess.	
A_S3	316	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	-0.45	Non Fess.	
A_S17	316	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	-0.45	Non Fess.	
A_S18	316	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	-0.04	Non Fess.	
A_S19	316	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	0.93	Non Fess.	
B_S4	410	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	-0.35	Non Fess.	
B_S5	410	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	-0.52	Non Fess.	
B_S6	410	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	-0.88	Non Fess.	
B_S7	410	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	-1.02	Non Fess.	
B_S8	410	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	-1.06	Non Fess.	
B_S12	410	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	-1.06	Non Fess.	
B_S13	410	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	-1.02	Non Fess.	
B_S14	410	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	-0.88	Non Fess.	
B_S15	410	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	-0.52	Non Fess.	
B_S16	410	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	-0.35	Non Fess.	
C_S9	410	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	-1.06	Non Fess.	
C_S10	410	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	-1.09	Non Fess.	
C_S11	410	1	742500.00	3813.00	5429.00	SI	16\200	-1.06	Non Fess.	

**Tab. II**

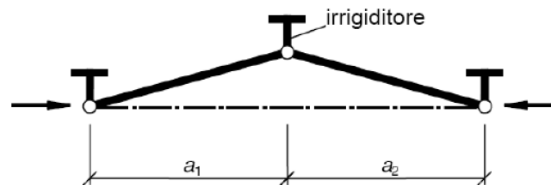
Sezione	$\sigma_s$	$\phi^*$	$\sigma_{am}(\phi)$	$\sigma_{am}(p)$	Ver. (c. indir-)	$\sigma_{s,max}$ fr.	Tens. stiff.	$\sigma_s + \Delta\sigma$	Ver. (car. dir.)
A_S1	---	14.45	215	160	---	9	133	141	SI (0.66)
A_S2	---	14.45	215	160	---	-50	---	---	---
A_S3	---	14.45	215	160	---	-56	---	---	---
A_S17	---	14.45	215	160	---	-56	---	---	---
A_S18	---	14.45	215	160	---	-50	---	---	---
A_S19	---	14.45	215	160	---	7	133	140	SI (0.65)
B_S4	---	14.45	215	160	---	-54	---	---	---
B_S5	---	14.45	215	160	---	-57	---	---	---
B_S6	---	14.45	215	160	---	-62	---	---	---
B_S7	---	14.45	215	160	---	-64	---	---	---
B_S8	---	14.45	215	160	---	-65	---	---	---
B_S12	---	14.45	215	160	---	-65	---	---	---
B_S13	---	14.45	215	160	---	-64	---	---	---
B_S14	---	14.45	215	160	---	-62	---	---	---
B_S15	---	14.45	215	160	---	-57	---	---	---
B_S16	---	14.45	215	160	---	-54	---	---	---
C_S9	---	14.45	215	160	---	-65	---	---	---
C_S10	---	14.45	215	160	---	-65	---	---	---
C_S11	---	14.45	215	160	---	-65	---	---	---

Si conferma pertanto l'armatura prevista in soletta per tutti i conci: 1Ø16/20.

## 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.

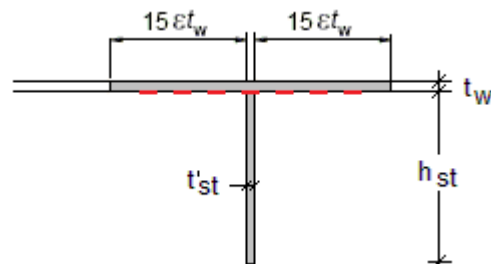


## 9.1 Irrigidenti intermedi

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

### Materiali

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



### Geometria

$a =$	4050	mm	interasse fra stiff. verticali
$t_w =$	16	mm	spessore minimo anima
$h_w =$	1'235	mm	altezza massima anima
$h_{st} =$	180	mm	
$t'_{st} =$	16	mm	
$b = 2 \cdot 15 \cdot \varepsilon \cdot t_w + t'_{st} =$	407	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)

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

$I_T =$	$1/3 \cdot h_{st} \cdot t'_{st}{}^3 = 2.458E+05 \text{ mm}^4$	(without web contribution)
$I_{Gy} =$	$1/12 \cdot t'_{st} \cdot h_{st}{}^3 = 7.776E+06 \text{ mm}^4$	
$I_{Gz} =$	$h_{st} \cdot t'_{st}{}^3/12 + t'_{st} \cdot h_{st} \cdot (t'_{st}/2)^2 = 2.458E+05 \text{ mm}^4$	
$I_p =$	$I_{Gy} + I_{Gz} = 8.022E+06 \text{ mm}^4$	
$\sigma_{cr} =$	$G \cdot I_T / I_p = 2475 \text{ N/mm}^2$	$> 2 f_y = 710 \text{ N/mm}^2 \quad c.u = 0.29$
$I_T / I_p =$	0.0306	$> 5.3 \cdot f_y / E_a = 0.0090 \quad c.u = 0.29$

### 9.1.2 Rigidezza flessionale

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

**Controllo dimensionale**

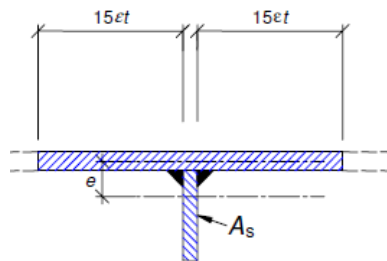
EN 1993-1-1 tab. 5.2

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

$$h_{st}/t'_{st} = = 11.25$$

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 intermedi**

Concio	$t_w$ [mm]	$h_w$ [mm]	$a$ [mm]	$a/h_w$	$b$ [mm]	$I_{st,lim}$ [mm <sup>4</sup> ]	$A_{st}$ [mm <sup>2</sup> ]	$S_{st}$ [mm <sup>3</sup> ]	$e$ [mm]	$I_{st}$ [mm <sup>4</sup> ]	$I_{stG}$ [mm <sup>4</sup> ]	Verifica
A	16	1235	4050	3.28	407	3.79E+06	9384.6	357316.5986	38.1	3.17E+07	2.71E+07	VERIFICATO
B	16	1210	4050	3.35	407	3.72E+06	9384.6	357316.5986	38.1	3.17E+07	2.71E+07	VERIFICATO
C	16	1210	4050	3.35	407	3.72E+06	9384.6	357316.5986	38.1	3.17E+07	2.71E+07	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.*

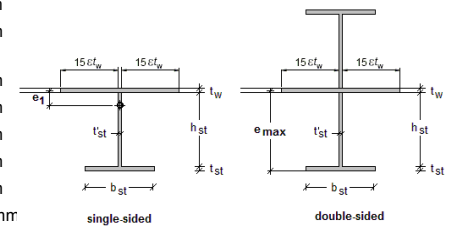
Per la valutazione dell'azione destabilizzante trasmessa dall'anima, si applica la formulazione contenuta in EN 1993-1-5 9.2.1(5). Il quadro tensionale e geometrico caratterizzante il pannello viene tratto direttamente dall'output di PontiEC4 per le sezioni esaminate, qui riportato.

	<b>A_S2</b>	<b>A_S3</b>	<b>B_S4</b>	<b>B_S5</b>	<b>B_S6</b>	<b>B_S7</b>	<b>B_S8</b>	<b>C_S9</b>	<b>C_S10</b>
<b>b</b>	1235	1235	1210	1210	1210	1210	1210	1210	1210
$\sigma_{cr0E}$	31.89	31.89	33.22	33.22	33.22	33.22	33.22	33.22	33.22
$\sigma_{sup}$	-129.89	-170.76	-169.97	-188.76	-228.09	-242.63	-247.24	-247.24	-249.45
$\sigma_{inf}$	105.83	147.09	94.72	107.42	132.62	140.83	143.45	143.45	144.5
$\psi$	-0.815	-0.861	-0.557	-0.569	-0.581	-0.58	-0.58	-0.58	-0.579
<b>K<math>\sigma</math></b>	19.4	20.5	14.4	14.6	14.8	14.8	14.8	14.8	14.7
$\lambda_P$	0.76	0.74	0.86	0.86	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
<b>b<sub>c</sub></b>	680.5	663.5	777	771.2	765.1	765.6	765.7	765.7	766.2
<b>b<sub>c,sup</sub></b>	272.2	265.4	310.8	308.5	306	306.2	306.3	306.3	306.5
<b>b<sub>c,inf</sub></b>	408.3	398.1	466.2	462.7	459.1	459.4	459.4	459.4	459.7
$\rho_{loc}$	1	1	0.978	0.985	0.992	0.991	0.991	0.991	0.991
<b>b<sub>c,eff</sub></b>	680.5	663.5	760.3	759.6	758.9	759	759	759	759.1
<b>b<sub>c,eff,sup</sub></b>	272.2	265.4	304.1	303.8	303.6	303.6	303.6	303.6	303.6
<b>b<sub>c,eff,inf</sub></b>	408.3	398.1	456.2	455.8	455.4	455.4	455.4	455.4	455.4
$\emptyset_{foro}$	0	0	16.7	11.6	6.2	6.6	6.7	6.7	7.1

*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	A_S2	A_S3	B_S4	B_S5	B_S6	B_S7	B_S8	C_S9	C_S10	Rif.
a =	4050	4050	4050	4050	4050	4050	4050	4050	4050	mm
h <sub>w</sub> =	1235	1235	1210	1210	1210	1210	1210	1210	1210	mm
double=2 ; single = 1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
t <sub>w</sub> =	16	16	16	16	16	16	16	16	16	mm
h <sub>st</sub> =	180	180	180	180	180	180	180	180	180	mm
t' <sub>st</sub> =	16	16	16	16	16	16	16	16	16	mm
b <sub>st</sub> =	0	0	0	0	0	0	0	0	0	mm
t <sub>st</sub> =	0	0	0	0	0	0	0	0	0	mm
f <sub>y</sub> =	355	355	355	355	355	355	355	355	355	N/mm <sup>2</sup>
E <sub>acc</sub> =	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	N/mm <sup>2</sup>
γ <sub>M1</sub> =	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·c <sub>t</sub> ·t <sub>w</sub> + t' <sub>st</sub> =	407	407	407	407	407	407	407	407	mm
A <sub>st</sub> =	b·t <sub>w</sub> +h <sub>st</sub> ·t' <sub>st</sub> +t <sub>st</sub> ·b <sub>st</sub> =	9385	9385	9385	9385	9385	9385	9385	9385	mm <sup>2</sup>
S <sub>st</sub> =	t' <sub>st</sub> ·h <sub>st</sub> ·(h <sub>st</sub> +t <sub>w</sub> )/2+t <sub>st</sub> ·b <sub>st</sub> ·(t <sub>st</sub> /2+h <sub>st</sub> +t <sub>w</sub> /2) =	282240	282240	282240	282240	282240	282240	282240	282240	mm <sup>3</sup>
e <sub>1</sub> =	S <sub>st</sub> /A <sub>st</sub> =	30.1	30.1	30.1	30.1	30.1	30.1	30.1	30.1	mm
I <sub>st</sub> =	b·t <sub>w</sub> <sup>3</sup> /12+b·t <sub>w</sub> ·e <sub>1</sub> <sup>2</sup> + 1/12·t' <sub>st</sub> ·h <sub>st</sub> <sup>3</sup> +t' <sub>st</sub> ·h <sub>st</sub> ·(h <sub>st</sub> /2+t <sub>w</sub> /2-e <sub>1</sub> ) <sup>2</sup> + 1/12·b <sub>st</sub> ·t <sub>st</sub> <sup>3</sup> +t <sub>st</sub> ·b <sub>st</sub> ·(t <sub>st</sub> /2+h <sub>st</sub> +t <sub>w</sub> /2-e <sub>1</sub> ) <sup>2</sup> =	2.71E+07	2.71E+07	2.71E+07	2.71E+07	2.71E+07	2.71E+07	2.71E+07	2.71E+07	mm <sup>4</sup>
e <sub>max</sub> =	--	--	--	--	--	--	--	--	--	mm
V <sub>Ed</sub> =	8.99E+05	7.55E+05	7.55E+05	6.92E+05	4.88E+05	3.46E+05	2.88E+05	2.88E+05	1.83E+05	N
b <sub>c</sub> =	680.5	663.5	777	771.2	765.1	765.6	765.7	765.7	766.2	mm
ψ =	0.815	0.861	0.557	0.569	0.581	0.58	0.58	0.58	0.579	
σ <sub>max</sub> =	129.89	170.76	169.97	188.76	228.09	242.63	247.24	247.24	249.45	N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>cr,p</sub> =	619.57	653.27	476.79	483.6	490.82	490.22	490.09	490.09	489.53	N/mm <sup>2</sup> EN 1993-1-5, A.1-A.2
σ <sub>cr,c</sub> =	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	N/mm <sup>2</sup> EN 1993-1-5, A.3
k <sub>t</sub> =	5.34+4·(a/h <sub>w</sub> ) <sup>2</sup> =	5.71	5.71	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	N/mm <sup>2</sup> EN 1993-1-5, A.3(1)
τ <sub>cr</sub> =	k <sub>t</sub> ·190000·(t <sub>w</sub> /h <sub>w</sub> ) <sup>2</sup> =	182.2	182.2	189.3	189.3	189.3	189.3	189.3	189.3	N/mm <sup>2</sup> EN 1993-1-5, 5.3 (3)
λ <sub>w</sub> =	0.76·(f <sub>y</sub> /τ <sub>cr</sub> ) <sup>0.5</sup> =	1.061	1.061	1.041	1.041	1.041	1.041	1.041	1.041	
V <sub>cr</sub> =	1/λ <sub>w</sub> <sup>2</sup> ·f <sub>y</sub> ·h <sub>w</sub> ·t <sub>w</sub> /(√3·g <sub>M1</sub> ) =	3.27E+06	3.27E+06	3.33E+06	3.33E+06	3.33E+06	3.33E+06	3.33E+06	3.33E+06	N EN 1993-1-5, 9.3.3.(3)
N <sub>st1,Ed</sub> =	V <sub>Ed</sub> ·V <sub>cr</sub> (>=0) =	0	0	0	0	0	0	0	0	N axial force in the stiffener from tension field action
N <sub>st2,Ed</sub> =	=	0	0	0	0	0	0	0	0	N external force
N <sub>st,ten</sub> =	N <sub>st1,Ed</sub> +N <sub>st2,Ed</sub> =	0	0	0	0	0	0	0	0	N
N <sub>Ed</sub> =	ψ <sup>1/2</sup> ·σ <sub>sup</sub> ·b <sub>c</sub> ·t <sub>w</sub> =	5.763E+05	7.804E+05	5.885E+05	6.626E+05	8.111E+05	8.619E+05	8.784E+05	8.784E+05	8.853E+05 N longitudinal compression force in the panel
0.5 < σ <sub>cr,c</sub> /σ <sub>cr,p</sub> < 1.0		0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	
σ <sub>m</sub> =	σ <sub>cr,c</sub> /σ <sub>cr,p</sub> ·N <sub>Ed</sub> /h <sub>w</sub> ·[1/(a/2)+1/(a/2)] =	0.230	0.312	0.240	0.270	0.331	0.352	0.358	0.358	0.361 N/mm <sup>2</sup> EN 1993-1-5, 9.2 (5)
ΔN <sub>st,Ed</sub> =	σ <sub>m</sub> ·h <sub>w</sub> <sup>2</sup> /π <sup>2</sup> =	3.561E+04	4.822E+04	3.563E+04	4.012E+04	4.911E+04	5.218E+04	5.318E+04	5.318E+04	5.360E+04 N EN 1993-1-5, 9.2 (6)
ΣN <sub>st,Ed</sub> =	N <sub>st,Ed</sub> +ΔN <sub>st,Ed</sub> =	3.561E+04	4.822E+04	3.563E+04	4.012E+04	4.911E+04	5.218E+04	5.318E+04	5.318E+04	5.360E+04 N
N <sub>cr</sub> =	π <sup>2</sup> ·E·I <sub>st</sub> /h <sub>w</sub> <sup>2</sup> =	3.681E+07	3.681E+07	3.834E+07	3.834E+07	3.834E+07	3.834E+07	3.834E+07	3.834E+07	N
w <sub>0</sub> =	min(h <sub>w</sub> /300 ; a/300) =	4.12	4.12	4.03	4.03	4.03	4.03	4.03	4.03	mm
f	w + w <sub>0</sub> =	--	--	--	--	--	--	--	--	mm
w < h <sub>w</sub> /300	w <sub>0</sub> /(N <sub>cr,st</sub> /ΣN <sub>st,Ed</sub> -1) =	--	--	--	--	--	--	--	--	mm double sided
σ <sub>max</sub> < f <sub>y</sub> /γ <sub>M1</sub>	N <sub>st,ten</sub> /A <sub>st</sub> +ΣN <sub>st,Ed</sub> ·e <sub>max</sub> /I <sub>st</sub> ·f =	--	--	--	--	--	--	--	--	N/mm <sup>2</sup>
δ <sub>m</sub>	N <sub>st,ten</sub> ·e <sub>1</sub> /I <sub>st</sub> ·ΣN <sub>st,Ed</sub> ·w <sub>0</sub> =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	mm
w < h <sub>w</sub> /300	w <sub>0</sub> /(N <sub>cr</sub> /ΣN <sub>st,Ed</sub> -1)·(1+1.25·δ <sub>m</sub> ) =	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	mm single sided
σ <sub>max</sub> < f <sub>y</sub> /γ <sub>M1</sub>	N <sub>st,Ed</sub> /A <sub>st</sub> +ΣN <sub>st,Ed</sub> ·e <sub>1</sub> /I <sub>st</sub> ·w <sub>0</sub> /(1-ΣN <sub>st,Ed</sub> /N <sub>cr,st</sub> )·(1+1.11·δ <sub>m</sub> ) =	0.16	0.22	0.16	0.18	0.22	0.23	0.24	0.24	N/mm <sup>2</sup>



## 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 <sup>2</sup>
$E_a =$	210000 N/mm <sup>2</sup>
$\nu =$	0.3
$G =$	80769 N/mm <sup>2</sup>
$\varepsilon =$	0.814
$\gamma_{M1} =$	1

Geometria	
$a =$	4975 mm
$t_w =$	16 mm
$h_w =$	1'235 mm
$h_{st} =$	180 mm
$t'_{st} =$	16 mm
$b = 2 \cdot 15 \cdot \varepsilon \cdot t_w + t'_{st} =$	407 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)

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

$I_T =$	$1/3 \cdot h_{st} \cdot t'_{st}{}^3 = 2.458E+05 \text{ mm}^4$	(without web contribution)
$I_{Gy} =$	$1/12 \cdot t'_{st} \cdot h_{st}{}^3 = 7.776E+06 \text{ mm}^4$	
$I_{Gz} =$	$h_{st} \cdot t'_{st}{}^3 / 12 + t'_{st} \cdot h_{st} \cdot (t'_{st} / 2)^2 = 2.458E+05 \text{ mm}^4$	
$I_p =$	$I_{Gy} + I_{Gz} = 8.022E+06 \text{ mm}^4$	
$\sigma_{cr} =$	$G \cdot I_T / I_p = 2475 \text{ N/mm}^2$	$> 2 f_y = 710 \text{ N/mm}^2 \quad \text{c.u.} = 0.29$
$I_T / I_p =$	0.0306	$> 5.3 \cdot f_y / E_a = 0.0090 \quad \text{c.u.} = 0.29$

### 9.2.2 Rigidezza flessionale

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

**Controllo dimensionale**

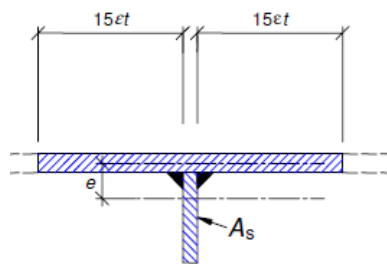
EN 1993-1-1 tab. 5.2

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

$$h_{st}/t'_{st} = = 11.25$$

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 <sup>4</sup> ]	$A_{st}$ [mm <sup>2</sup> ]	$S_{st}$ [mm <sup>3</sup> ]	$e$ [mm]	$I_{st}$ [mm <sup>4</sup> ]	Verifica
A	16	1235	4975	4.03	407	3.79E+06	12264.6	0	0.0	7.10E+07	VERIFICATO

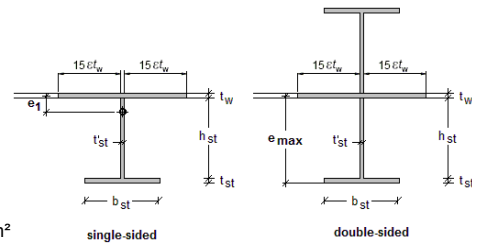
La rigidità minima è pertanto soddisfatta.

**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.

	<b>A_S1</b>
<b>b</b>	1235
$\sigma_{cr0E}$	31.89
$\sigma_{sup}$	2.86
$\sigma_{inf}$	-5.91
$\psi$	-0.484
$K_{\sigma}$	13.1
$\lambda_P$	0.92
<b>b<sub>c</sub></b>	832.2
<b>b<sub>c,sup</sub></b>	499.3
<b>b<sub>c,inf</sub></b>	332.9
$\rho_{loc}$	0.923
<b>b<sub>c,eff</sub></b>	768.4
<b>b<sub>c,eff,sup</sub></b>	461
<b>b<sub>c,eff,inf</sub></b>	307.3
$\varnothing_{foro}$	63.9

Sezione	A_S1	Rif.
a =	4975 mm	
h <sub>w</sub> =	1235 mm	
double=2 ; single = 1	2	
t <sub>w</sub> =	16 mm	
h <sub>st</sub> =	180 mm	
t' <sub>st</sub> =	16 mm	
b <sub>st</sub> =	0 mm	
l <sub>st</sub> =	0 mm	
f <sub>y</sub> =	355 N/mm <sup>2</sup>	
E <sub>acc</sub> =	210000 N/mm <sup>2</sup>	
γ <sub>M1</sub> =	1.1	
ε	0.814	
b =	2 · 15 · ε · t <sub>w</sub> + t' <sub>st</sub> = 407 mm	
A <sub>st</sub> =	b · t <sub>w</sub> + h <sub>st</sub> · t' <sub>st</sub> + t <sub>st</sub> · b <sub>st</sub> = 12265 mm <sup>2</sup>	
S <sub>st</sub> =	t' <sub>st</sub> · h <sub>st</sub> · (h <sub>st</sub> + t <sub>w</sub> ) / 2 + t <sub>st</sub> · b <sub>st</sub> · (t <sub>st</sub> / 2 + h <sub>st</sub> + t <sub>w</sub> / 2) = 0 mm <sup>3</sup>	
e <sub>1</sub> =	S <sub>st</sub> / A <sub>st</sub> = 0.0 mm	
I <sub>st</sub> =	b · t <sub>w</sub> <sup>3</sup> / 12 + b · t <sub>w</sub> · e <sub>1</sub> <sup>2</sup> + 1 / 12 · t' <sub>st</sub> · h <sub>st</sub> <sup>3</sup> + t' <sub>st</sub> · h <sub>st</sub> · (h <sub>st</sub> / 2 + t <sub>w</sub> / 2 - e <sub>1</sub> ) <sup>2</sup> + 1 / 12 · b <sub>st</sub> · t <sub>st</sub> <sup>3</sup> + t <sub>st</sub> · b <sub>st</sub> · (t <sub>st</sub> / 2 + h <sub>st</sub> + t <sub>w</sub> / 2 - e <sub>1</sub> ) <sup>2</sup> = 7.10E+07 mm <sup>4</sup>	
e <sub>max</sub> =	188.0 mm	
V <sub>Ed</sub> =	1.17E+06 N	
b <sub>c</sub> =	832.2 mm	
ψ =	0.484	
σ <sub>max</sub> =	5.91 N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>cr,p</sub> =	419.19 N/mm <sup>2</sup>	EN 1993-1-5, A.1-A.2
σ <sub>cr,c</sub> =	2.96 N/mm <sup>2</sup>	EN 1993-1-5, A.3
k <sub>t</sub> =	5.34 + 4 · (a/h <sub>w</sub> ) <sup>2</sup> = 5.59	EN 1993-1-5, A.3(1)
τ <sub>cr</sub> =	k <sub>t</sub> · 190000 · (t <sub>w</sub> /h <sub>w</sub> ) <sup>2</sup> = 178.2 N/mm <sup>2</sup>	EN 1993-1-5, 5.3 (3)
λ <sub>w</sub> =	0.76 · (f <sub>y</sub> /τ <sub>cr</sub> ) <sup>0.5</sup> = 1.073	
V <sub>cr</sub> =	1 / λ <sub>w</sub> <sup>2</sup> · f <sub>y</sub> · h <sub>w</sub> · t <sub>w</sub> / (√3 · γ <sub>M1</sub> ) = 3.20E+06 N	EN 1993-1-5, 9.3.3.(3)
N <sub>st1,Ed</sub> =	V <sub>Ed</sub> - V <sub>cr</sub> (>=0) = 0 N	axial force in the stiffener from tension field action
N <sub>st2,Ed</sub> =	= 0 N	external force
N <sub>st,ten</sub> =	N <sub>st1,Ed</sub> + N <sub>st2,Ed</sub> = 0 N	
N <sub>Ed</sub> =	ψ · 1/2 · σ <sub>sup</sub> · b <sub>c</sub> · t <sub>w</sub> = 1.904E+04 N	longitudinal compression force in the panel
0.5 < σ <sub>cr,c</sub> / σ <sub>cr,p</sub> < 1.0	0.500	
σ <sub>m</sub> =	σ <sub>cr,c</sub> / σ <sub>cr,p</sub> · N <sub>Ed</sub> / h <sub>w</sub> · [1/(a/2) + 1/(a/2)] = 0.006 N/mm <sup>2</sup>	EN 1993-1-5, 9.2 (5)
ΔN <sub>st,Ed</sub> =	σ <sub>m</sub> · h <sub>w</sub> <sup>2</sup> / π <sup>2</sup> = 9.580E+02 N	EN 1993-1-5, 9.2 (6)
ΣN <sub>st,Ed</sub> =	N <sub>st,Ed</sub> + ΔN <sub>st,Ed</sub> = 9.580E+02 N	
N <sub>cr</sub> =	π <sup>2</sup> · E · I <sub>st</sub> / h <sub>w</sub> <sup>2</sup> = 9.649E+07 N	
w <sub>0</sub> =	min(h <sub>w</sub> /300 ; a/300) = 4.12 mm	
f	w + w <sub>0</sub> = 4.12 mm	
w < h <sub>w</sub> /300	w <sub>0</sub> / (N <sub>cr,st</sub> / ΣN <sub>st,Ed</sub> - 1) = 0.00 mm	double sided
σ <sub>max</sub> < f <sub>y</sub> / γ <sub>M1</sub>	N <sub>st,ten</sub> / A <sub>st</sub> + ΣN <sub>st,Ed</sub> · e <sub>max</sub> / I <sub>st</sub> · f = 0.01 N/mm <sup>2</sup>	
δ <sub>m</sub>	N <sub>st,ten</sub> · e <sub>1</sub> / (ΣN <sub>st,Ed</sub> · w <sub>0</sub> ) = -- mm	
w < h <sub>w</sub> /300	w <sub>0</sub> / (N <sub>cr</sub> / ΣN <sub>st,Ed</sub> - 1) · (1 + 1.25 · δ <sub>m</sub> ) = -- mm	single sided
σ <sub>max</sub> < f <sub>y</sub> / γ <sub>M1</sub>	N <sub>st,Ed</sub> / A <sub>st</sub> + ΣN <sub>st,Ed</sub> · e <sub>1</sub> / I <sub>st</sub> · w <sub>0</sub> / (1 - ΣN <sub>st,Ed</sub> / N <sub>cr,st</sub> ) · (1 + 1.11 · δ <sub>m</sub> ) = -- N/mm <sup>2</sup>	

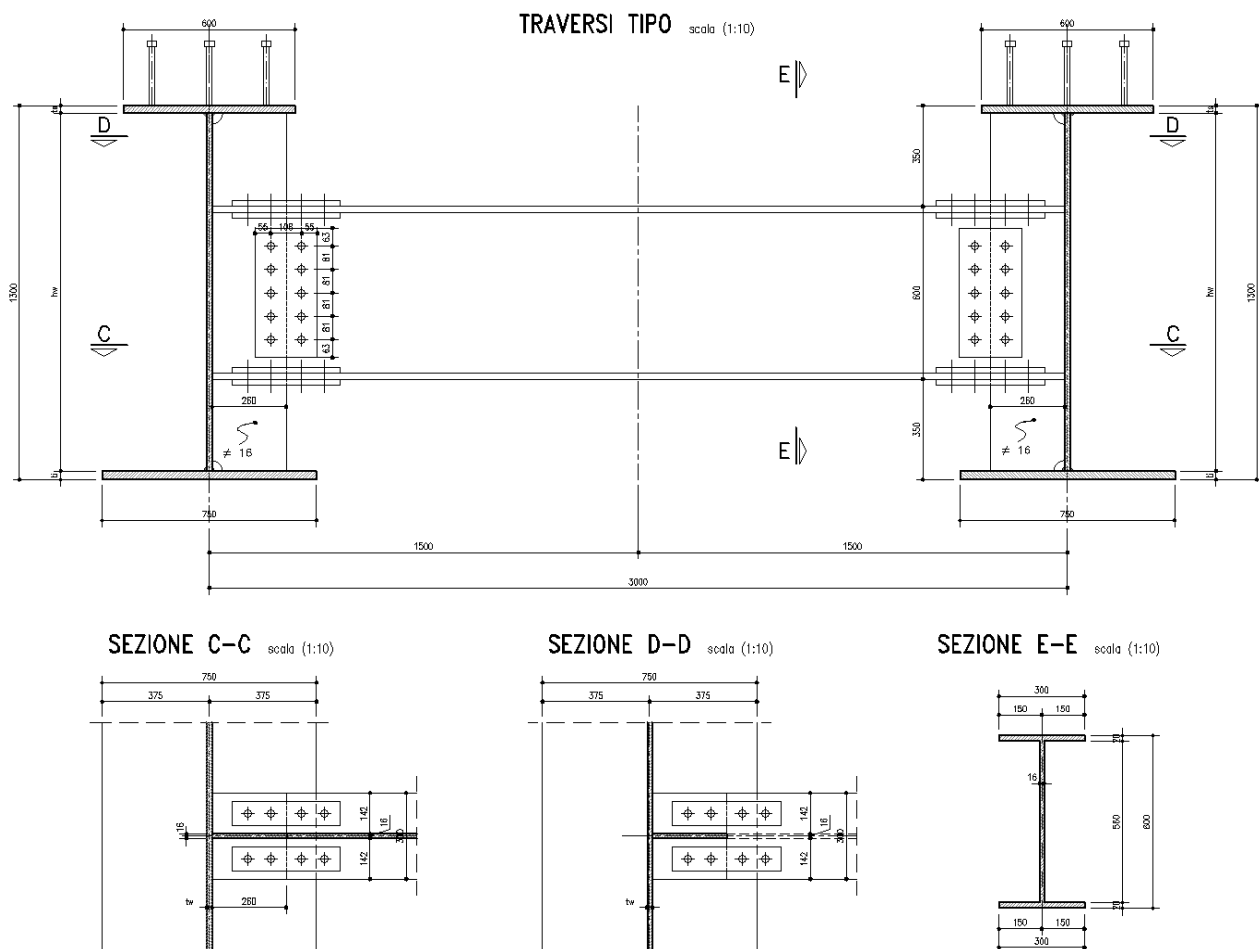




## 10. Verifica traversi

La sezione bitrave è dotata di un numero ridotto di traversi ad I, non solidali alla soletta e saldati agli irrigidimenti verticali delle due travi principali. I traversi intermedi hanno un interasse tipico pari a 4.05m, mentre quello di spalla ha interasse 4.975m. La loro funzione è quella di irrigidimento della travata e sono posizionati a metà altezza delle travi in modo da consentire il passaggio in caso di manutenzione delle piattabande superiori.

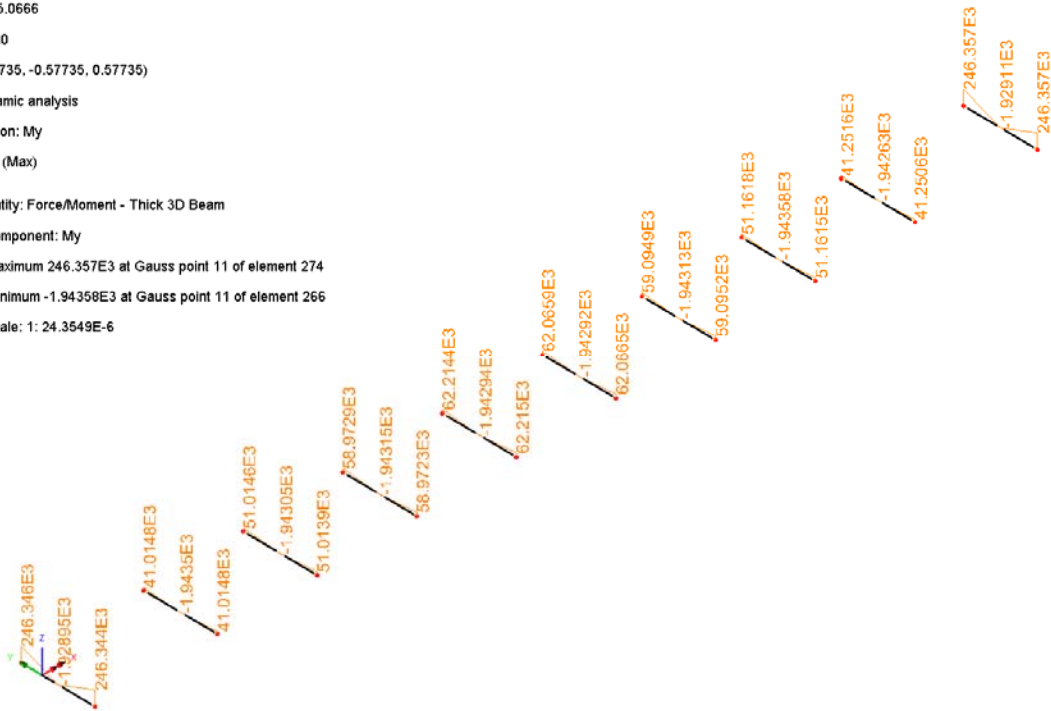
Il quadro tensionale dei traversi è indotto dalla statica globale dell'impalcato, nell'ambito della funzione di elemento ripartitore delle azioni verticali indotte sulle travi principali. Le sollecitazioni di riferimento derivano pertanto dalla opportuna sovrapposizione, effettuata in maniera semplificata, dei due meccanismi.



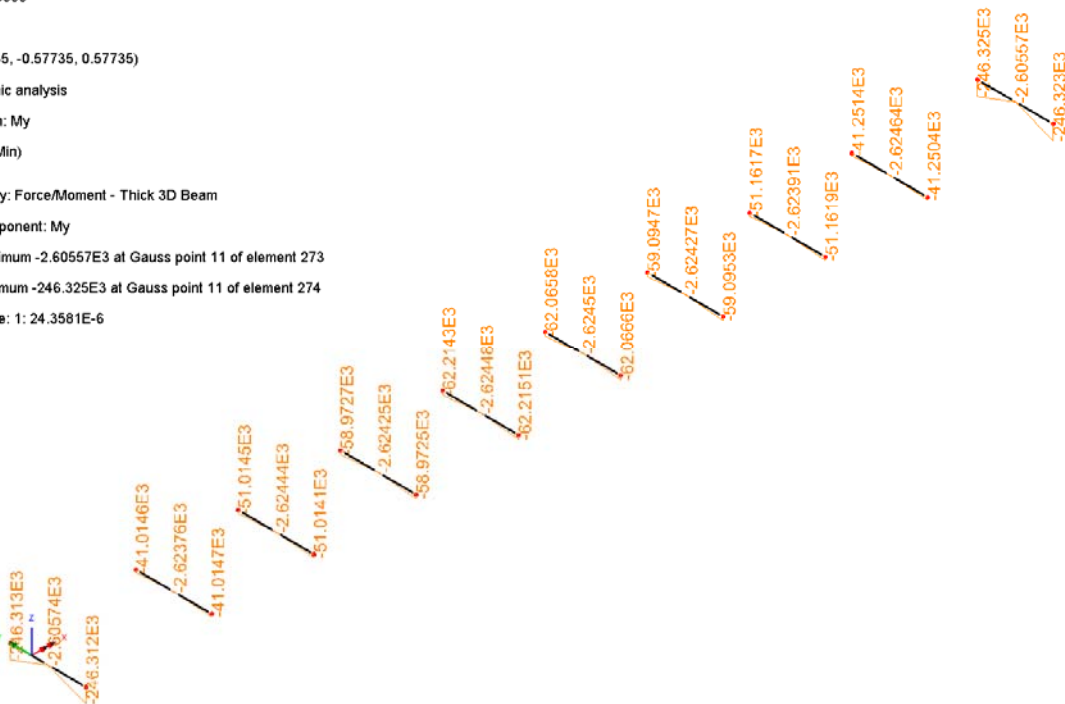
### 10.1 Azioni indotta dalla statica globale

Le figure seguenti riportano l'involuppo per max/min M delle azioni allo S.L.U. rilevate sui traversi intermedi. Tali azioni sono univocamente fornite dall'effetto dei carichi mobili.

Scale: 1: 95.0666  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 SLU - STR (Max)  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My  
 Diagram maximum 246.357E3 at Gauss point 11 of element 274  
 Diagram minimum -1.94358E3 at Gauss point 11 of element 266  
 Diagram scale: 1: 24.3549E-6



Scale: 1: 95.0666  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 SLU - STR (Min)  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My  
 Diagram maximum -2.60557E3 at Gauss point 11 of element 273  
 Diagram minimum -246.325E3 at Gauss point 11 of element 274  
 Diagram scale: 1: 24.3581E-6



Si fa riferimento pertanto al traverso di mezzeria, nella combinazione Max M, caratterizzata da:

$$N_{Ed} \cong 0$$

$$V_{Ed} = 161.6 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 246.4 \text{ kNm}$$

## 10.2 Sollecitazioni di progetto e verifiche

Ai fini delle verifiche, le massime sollecitazioni rilevate dalla statica globale per il traverso d'estremità sono (Nota: allo S.L.E., per semplicità, si sono considerate le sollecitazioni allo S.L.U. fattorizzate per 1.35.):

	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]
S.L.U.	0.0	161.6	246.4
S.L.E.	0.0	119.7	182.5

Le verifiche vengono effettuate mediante il programma PontiEC4. I rapporti larghezza spessore delle piattabande ( $c/t = 7.1$ ) classificano l'intero elemento in classe 3.

Classificazione sezione sulla base della c.c. corrente Mmax					
	c/t	zpl (mm)	$\alpha$	$\psi$ (*)	classe
anima	35	300	0.5	-1	1
piatt. sup.	7.1				1
piatt. inf.	7.1				1
<b>classe compl.</b>	<b>1</b>				

Viene pertanto effettuata una comune verifica tensionale "elastica" che restituisce le seguenti tensioni max/min.

Fibra	$\sigma_{S.L.U.}$ (Mpa)	$\eta_1$	$\sigma_{S.L.E.}$ (Mpa)	c.u.
$\sigma_4$	44	0.13	44	0.12
$\sigma_3$	41.1	0.12	44.9	0.13
$\sigma_2$	0	0	24.7	0.07
$\sigma_1$	-41.1	0.12	44.9	0.13
$\sigma_0$	-44	0.13	44	0.12

Il non elevato livello tensionale permette di escludere problematiche connesse ad overall buckling dell'elemento; inoltre, non appare significativo procedere ad ulteriori verifiche per conteggiare la penalizzazione dovuta alle bullonature.

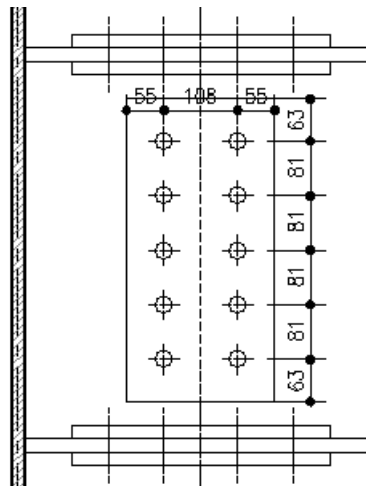
## 11. Verifica giunti bullonati

Vengono effettuate le seguenti verifiche:

- taglio S.L.U.  $F_{V,Ed}^{SLU} \leq F_{V,Rd}$
- scorrimento S.L.E.  $F_{V,Edser} \leq F_{V,Rd,ser}$
- $F_{V,Ed} \leq F_{b,Rd}$

La giunzione è realizzata interamente con bulloneria M27 cl. 10.9 ed è così formata:

<b>Bulloni</b>	ad attrito	
<b>Categoria</b>	B	
<b>Classe</b>	10.9	
<b>M</b>	27	
<b>f<sub>yb</sub></b>	900 [MPa]	
<b>f<sub>ub</sub></b>	1000 [MPa]	
<b>A</b>	572.6 [mm <sup>2</sup> ]	Area lorda
<b>A<sub>res</sub></b>	459.0 [mm <sup>2</sup> ]	Area netta
<b>n</b>	2.0	Piani di taglio
<b>γ<sub>M2</sub></b>	1.25	
<b>γ<sub>M3</sub></b>	1.1	
<b>k<sub>s</sub></b>	1	
<b>μ</b>	0.3	
<b>F<sub>p,c</sub></b>	321.3 [kN]	

**Dimensioni trasverso**

<b>H<sub>tot</sub></b>	600 [mm]
<b>b<sub>top</sub></b>	300 [mm]
<b>t<sub>top</sub></b>	20 [mm]
<b>b<sub>bot</sub></b>	300 [mm]
<b>t<sub>bot</sub></b>	20 [mm]
<b>h<sub>web</sub></b>	560 [mm]
<b>t<sub>web</sub></b>	16 [mm]

**N. bulloni N. file**

Flangia	4	1	M27
Anima	5	1	M27
<b>t<sub>coprigiunti</sub></b>	20	mm	

**Dimensioni bullonatura anima:**

<b>d<sub>x1</sub></b>	81 [mm]
<b>d<sub>y</sub></b>	81 [mm]
<b>I<sub>p</sub></b>	65610.0 [mm <sup>2</sup> ]
<b>d<sub>max</sub></b>	162.0 [mm]
<b>W<sub>b</sub></b>	405.0 [mm]

Le resistenze di progetto risultano pertanto:

**Resistenza di progetto al taglio**

<b>F<sub>V,Rd</sub></b>	183.6 [kN]	tab. 3.4 EN 1993-1.8
<b>F<sub>V,Rd shear</sub></b>	367.2 [kN]	

**Resistenza di progetto allo slip**

<b>F<sub>s,Rd</sub></b>	175.3 [kN]	EN 1993-1-8 cap. 3.9
-------------------------	------------	----------------------

**11.1 Verifica a taglio S.L.U.****Verifica a taglio (S.L.U.)**

Per la bullonatura delle flange

$$V_{Ed,tot} = 424.8 \text{ [kN]}$$

$$F_{VEd} = 106.2 \text{ [kN]}$$

Per la bullonatura d'anima

$$N_{web} = 0.0 \text{ [kN]}$$

$$M_{web} = 47.5 \text{ [kNm]}$$

$$V_{web} = 161.6 \text{ [kN]}$$

$$V_{h(Nweb)} = 0.0 \text{ [kN]}$$

$$V_{v(Vweb)} = 32.32 \text{ [kN]}$$

$$V_{h(Mweb)} = 117.2 \text{ [kN]}$$

$$F_{VEd} = 121.6 \text{ [kN]} < F_{v,Rd \text{ shear}} = 367.2 \text{ [kN]}$$

**11.2 Verifica a scorrimento S.L.E.****Verifica a scorrimento (S.L.E.)**

Per la bullonatura delle flange

$$V_{Ed,tot} = 266.7 \text{ [kN]}$$

$$F_{VEd} = 66.7 \text{ [kN]} < F_{s,Rd} = 175.3 \text{ [kN]}$$

Per la bullonatura d'anima

$$N_{web} = 0.0 \text{ [kN]}$$

$$M_{web} = 47.2 \text{ [kNm]}$$

$$V_{web} = 119.7 \text{ [kN]}$$

$$V_{h(Nweb)} = 0.0 \text{ [kN]}$$

$$V_{v(Vweb)} = 23.9 \text{ [kN]}$$

$$V_{h(Mweb)} = 116.7 \text{ [kN]}$$

$$F_{VEd} = 119.1 \text{ [kN]} < F_{s,Rd} = 175.3 \text{ [kN]}$$



**1.1. DATI D' INGRESSO.**

<b>Geometria :</b>	luce tra gli appoggi "a" e "b":	=	3.00 m	
	lunghezza dello sbalzo di sola coppella:	=	0.95 m	
	numero degli sbalzi:	=	2	
<b>Coppella :</b>	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	
<b>Tralicci :</b>	numero di tralicci per coppella:	=	4	
	altezza fuoritutto del traliccio:	=	0.149 m	
	diametro delle barre del corrente superiore:	$\varnothing_{cor.sup}$	=	16 mm
	diametro delle barre del corrente inferiore:	$\varnothing_{cor.inf}$	=	14 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	
	<b>Carichi :</b>	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" ( $L_{ac}=L_{ac}$ ):		=	0.95 m	
sovaccarico accidentale in corso di esecuzione:		=	0.75 kN/m <sup>2</sup>	
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:	$ic = 0.149 - (0.016 + 0.014) / 2$	=	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:	$\alpha = \arctg(a / ic) = \arctg(0.095 / 0.134)$	=	35.33 °
Lunghezza della proiezione trasversale sul piano della coppella del diagonale:	$b = (0.15 + 0.014 - 0.016) / 2$	=	0.074 m
inclinazione del diagonale rispetto alla verticale sul piano trasversale:	$\beta = \arctg(b / ic) = \arctg(0.074 / 0.134)$	=	28.91 °

In particolare si considerano le sezioni di incastro dello sbalzo e di mezzzeria 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:

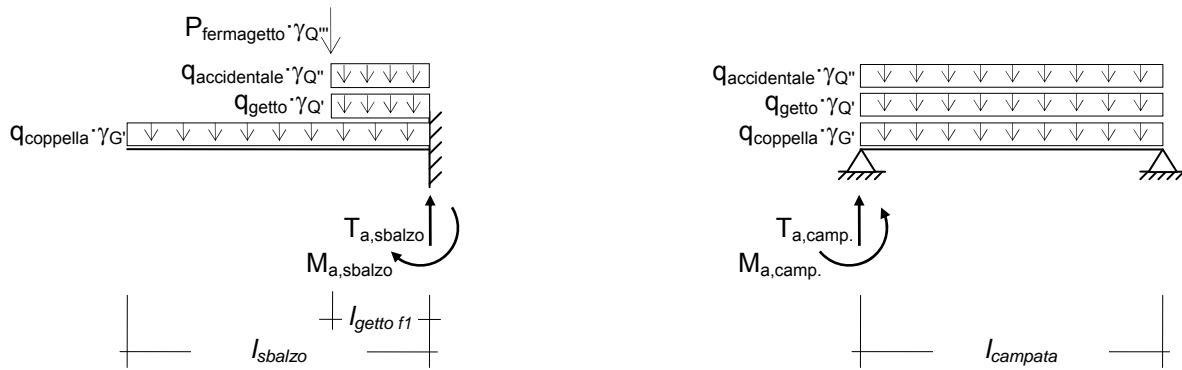
peso proprio coppella	$\gamma_G =$	1.0
getto cls*	$\gamma_Q =$	1.1
carico accidentale	$\gamma_Q =$	1.0
carico tavola fermagetto	$\gamma_Q =$	1.0
M e T ulteriori	$\gamma_Q =$	1.0

\* comunque non meno di 0.75kN/m<sup>2</sup> e non più di 1.5kN/m<sup>2</sup>

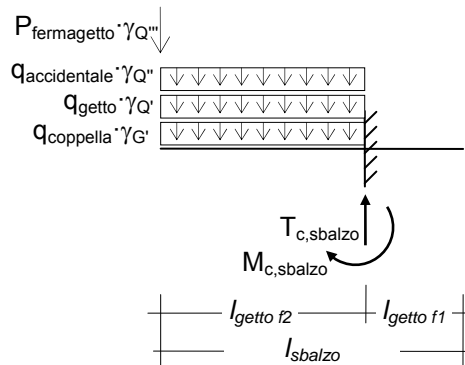
Pertanto i carichi utilizzati sono i seguenti:

$Q_{coppella} \cdot \gamma_G =$	$2.48m \cdot 0.013m \cdot 1 \cdot 25kN/m^3$	=	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 mezzeria della campata per la fase 1 di getto:

FASE 1 del getto:			
<b>Fase 1: Taglio presso l'appoggio</b>			
dallo sbalzo : coppella :	$0.779\text{kN/m} \cdot 0.95\text{m}$	=	0.74 kN/coppella
carico accidentale :	$1.860\text{kN/m} \cdot 0.95\text{m}$	=	1.77 kN/coppella
fermagetto :	0.397kN	=	0.40 kN/coppella
getto :	$17.112\text{kN/m} \cdot 0.95\text{m}$	=	16.26 kN/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	$0\text{kN} \cdot 2.48\text{m}$	=	0.00 kN/coppella
		<b>T<sub>a,sbal</sub></b> =	<b>19.16 kN/coppella</b>
dalla campata : coppella :	$0.779\text{kN/m} \cdot 3\text{m} / 2$	=	1.17 kN/coppella
getto :	$17.112\text{kN/m} \cdot 3\text{m} / 2$	=	51.34 kN/coppella
carico accidentale :	$1.860\text{kN/m} \cdot 3\text{m} / 2$	=	5.58 kN/coppella
		<b>T<sub>a,camp</sub></b> =	<b>58.08 kN/coppella</b>
		<b>T<sub>a</sub> = max [T<sub>a,camp</sub> ; T<sub>a,sbal</sub>] =</b>	<b>max[19.160; 58.084]</b>
			<b>58.08 kN/coppella</b>
<b>Fase 1: Momento presso l'appoggio</b>			
coppella :	$0.740\text{kN} \cdot 0.95\text{m} / 2$	=	0.35 kNm/coppella
carico accidentale :	$1.767\text{kN} \cdot 0.95\text{m} / 2$	=	0.84 kNm/coppella
fermagetto :	$0.397\text{kN} \cdot 0.95\text{m}$	=	0.38 kNm/coppella
getto :	$16.256\text{kN} \cdot 0.95\text{m} / 2$	=	7.72 kNm/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	$0\text{kN} \cdot 2.48\text{m}$	=	0.00 kNm/coppella
		<b>M<sub>a</sub></b> =	<b>9.29 kNm/coppella</b>
<b>Fase 1: Momento in campata</b>			
momento dallo/dagli sbalzo/i :	$0 \cdot 2 \cdot 9.289\text{kNm}$	=	0.00 kNm/coppella
coppella :	$0.779\text{kN/m} \cdot (3\text{m})^2 / 8$	=	0.88 kNm/coppella
getto :	$17.112\text{kN/m} \cdot (3\text{m})^2 / 8$	=	19.25 kNm/coppella
carico accidentale :	$1.860\text{kN/m} \cdot (3\text{m})^2 / 8$	=	2.09 kNm/coppella
		<b>M<sub>ab</sub></b> =	<b>22.22 kNm/coppella</b>



Si riportano le massime sollecitazioni nelle sezioni di appoggio per la fase di completamento del getto:

FASE 2 del getto:			
<b>Fase 2: Taglio presso l'appoggio lato sbalzo</b>			
coppella :	0.779kN/m · (0.95m - 0.95m)	=	0.00 kN/coppella
carico accidentale :	1.860kN/m · (0.95m - 0.95m)	=	0.00 kN/coppella
fermagetto :	0kN	=	0.00 kN/coppella
getto :	17.112kN/m · (0.95m - 0.95m)	=	0.00 kN/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	0kN · 2.48m	=	0.00 kN/coppella
	<b>T<sub>c</sub></b>	=	0.00 kN/coppella
<b>Fase 2: Momento presso l'appoggio lato sbalzo</b>			
coppella :	0.000kN · (0.95m - 0.95m) / 2	=	0.00 kNm/coppella
carico accidentale :	0.000kN · (0.95m - 0.95m) / 2	=	0.00 kNm/coppella
fermagetto :	0.000kN · (0.95m - 0.95m)	=	0.00 kNm/coppella
getto :	0.000kN · (0.95m - 0.95m) / 2	=	0.00 kNm/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	0kNm · 2.48m	=	0.00 kNm/coppella
	<b>M<sub>c</sub></b>	=	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 <sub>yk</sub>	450 Mpa		
E	210000 MPa		
α	c	Curva di instabilità (a,b,c,d)	EN 1993-1-1 Table 6.2
α	0.49	fattore di imperfezione	EN 1993-1-1 Table 6.1
γ <sub>M1</sub>	1.1		NTC-08 Tab. 4.2.V
γ <sub>M0</sub>	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**

$M_{camp}$	=	-22.22 kNm/coppella	Compressione
$M_{app}$	=	9.29 kNm/coppella	Trazione
$\varnothing_{corr\ sup}$	=	16 mm	
$A_{corr\ sup}$	= $16^2 \cdot 3.142 / 4$	= 201 mm <sup>2</sup>	Area
$I_{min}$	= $3.142 \cdot 16^4 / 64$	= 3217 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia minimo
$l_0$	= $250 - 30$	= 220 mm	Lunghezza di libera inflessione
$N_{cr}$	= $-210000 \cdot 3.142^2 \cdot 3'217 / 220^2$	= -137760 N	Carico critico elastico
$\lambda$	= $(201 \cdot 450 / 137760)^{0.5}$	= 0.81	Snellezza adimensionale
$\Phi$	= $\frac{1}{2} \cdot (1 + 0.49 \cdot (0.810 - 0.2) + 0.81^2)$	= 0.98	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
$\chi$	= $1 / [0.98 + (0.98^2 - 0.81^2)^{0.5}]$	= 0.66	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
$N_{b,Rd}$	= $-0.66 \cdot 201 \cdot 450 / 1.1$	= <b>-53.93</b> kN	Carico critico elastico
$N_{t,Rd}$	= $201 \cdot 450 / 1.05$	= <b>86.17</b> kN	Resistenza plastica della sezione lorda
$N_{Ed}$	= $-22.22\text{kN} / (0.134\text{m} \cdot 4)$	= -41.45 kN/barra	<b>Verificato a compressione c.s.=0.769</b>
$N_{Ed}$	= $9.29\text{kN} / (0.134\text{m} \cdot 4)$	= 17.33 kN/barra	<b>Verificato a trazione c.s.=0.201</b>

**VERIFICA CORRENTE INFERIORE**

$M_{app}$	=	-9.29 kNm/coppella	Compressione
$M_{camp}$	=	22.22 kNm/coppella	Trazione
$\varnothing_{corr\ inf}$	=	14 mm	
$A_{corr\ inf}$	= $14^2 \cdot 3.142 / 4$	= 154 mm <sup>2</sup>	Area
$I_{min}$	= $3.142 \cdot 14^4 / 64$	= 1886 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia minimo
$l_0$	= $(500 + 2 \cdot 30) / 2$	= 280 mm	Lunghezza di libera inflessione
$N_{cr}$	= $-210000 \cdot 3.142^2 \cdot 1'886 / 280^2$	= -49852 N	Carico critico elastico
$\lambda$	= $(154 \cdot 450 / 49'852)^{0.5}$	= 1.18	Snellezza adimensionale
$\Phi$	= $\frac{1}{2} \cdot (1 + 0.49 \cdot (1.179 - 0.2) + 1.18^2)$	= 1.43	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
$\chi$	= $1 / [1.43 + (1.43^2 - 1.18^2)^{0.5}]$	= 0.44	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
$N_{b,Rd}$	= $-0.44 \cdot 154 \cdot 450 / 1.1$	= <b>-27.96</b> kN	Carico critico elastico
$N_{t,Rd}$	= $154 \cdot 450 / 1.05$	= <b>65.97</b> kN	Resistenza plastica della sezione lorda
$N_{Ed}$	= $-9.29\text{kN} / (0.134\text{m} \cdot 2 \cdot 4)$	= -8.67 kN/barra	<b>Verificato a compressione c.s.=0.310</b>
$N_{Ed}$	= $22.22\text{kN} / (0.134\text{m} \cdot 2 \cdot 4)$	= 20.73 kN/barra	<b>Verificato a trazione c.s.=0.314</b>

**VERIFICA DIAGONALI**

$T_{max}$	=	-58.08 kN/coppella	Compressione
$\varnothing_{diag}$	=	10 mm	
$A_{diag}$	= $10^2 \cdot 3.142 / 4$	= 79 mm <sup>2</sup>	Area
$I_{min}$	= $3.142 \cdot 10^4 / 64$	= 491 mm <sup>4</sup>	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
$\lambda$	= $(79 \cdot 450 / 28'896)^{0.5}$	= 1.11	Snellezza adimensionale
$\Phi$	= $\frac{1}{2} \cdot (1 + 0.49 \cdot (1.106 - 0.2) + 1.11^2)$	= 1.33	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
$\chi$	= $1 / [1.33 + (1.33^2 - 1.11^2)^{0.5}]$	= 0.48	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
$N_{b,Rd}$	= $-0.48 \cdot 79 \cdot 450 / 1.1$	= <b>-15.46</b> kN	Carico critico elastico
$N_{t,Rd}$	= $79 \cdot 450 / 1.05$	= <b>33.66</b> kN	Resistenza plastica della sezione lorda
$N_{Ed}$	= $-58.08 / (\cos 35.33 \cdot \cos 28.91 \cdot 2 \cdot 4)$	= -10.17 kN/barra	<b>Verificato a compressione c.s.=0.658</b>

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

$A_{cor\_sup\_tot}$		804.2 mm <sup>2</sup>
$A_{cor\_inf\_tot}$		1231.5 mm <sup>2</sup>
$A_{coppella}$		9920.0 mm <sup>2</sup>
$Y_{Gcor\_sup}$		145 mm
$Y_{Gcor\_inf}$		11 mm
$Y_{Gcor\_coppella}$		2 mm
$A_{tot}$		11956 mm <sup>2</sup>
$S_x$		150002 mm <sup>3</sup>
$Y_G\_tot$		12.55 mm
$J_{tot}$		15215999.09 mm <sup>4</sup>
$E$		210000 Mpa
$q$		19.751 N/mm
$L_{campata}$		3000 mm
$L_{sbalzo}$		950.00 mm
$f_{campata} =$	$5/384 \cdot qL^4/EJ =$	6.5 mm
$f_{sbalzo} =$	$qL^4/8EJ =$	0.6 mm

## 13. Verifica soletta

### 13.1 Verifica in fase di esercizio

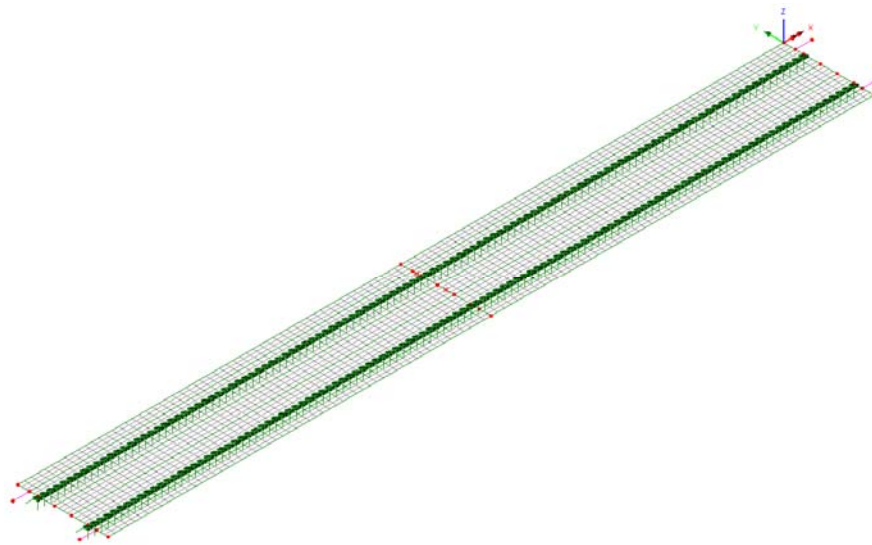
#### 13.1.1 Generalità

Si analizza il comportamento della soletta, con riferimento alla sezione corrente. A tal fine si studia la zona di mezzeria di una piastra di lunghezza complessiva pari a circa 38.3 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:

$$g_1 = 25.0 \cdot (0.271 + 0.004 \cdot 78.5 / 25) = 7089 \text{ kN/m}^2 \quad \text{uniformemente distribuito sulla sezione corrente}$$

##### Sovraccarichi permanenti (cfr. analisi globale)

a)	Manto asfaltatura	$g_{k2}^I$	3.00	$\text{kN/m}^2$
b)	Marciapiedi	$g_{k2}^{II}$	2.80	$\text{kN/m}^2$
c)	Coppella laterale finitura	$g_{k2}^{III}$	1.56	$\text{kN/m}$
d)	Guardavia	$g_{k2}^{IV}$	1.5	$\text{kN/m}$

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.

Per il modello LM1, i carichi TS e UDL 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 (2.0 m)
- pos.2: veicoli TS e UDL di corsia 1, disposti in asse al campo centrale soletta.

Per il modello LM2 considerano le seguenti disposizioni trasversali:

- pos.1: veicolo LM2 disposto affiancato al marciapiede (e = 2.00 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  $2.5 \text{ kN/m}^2$ , 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.

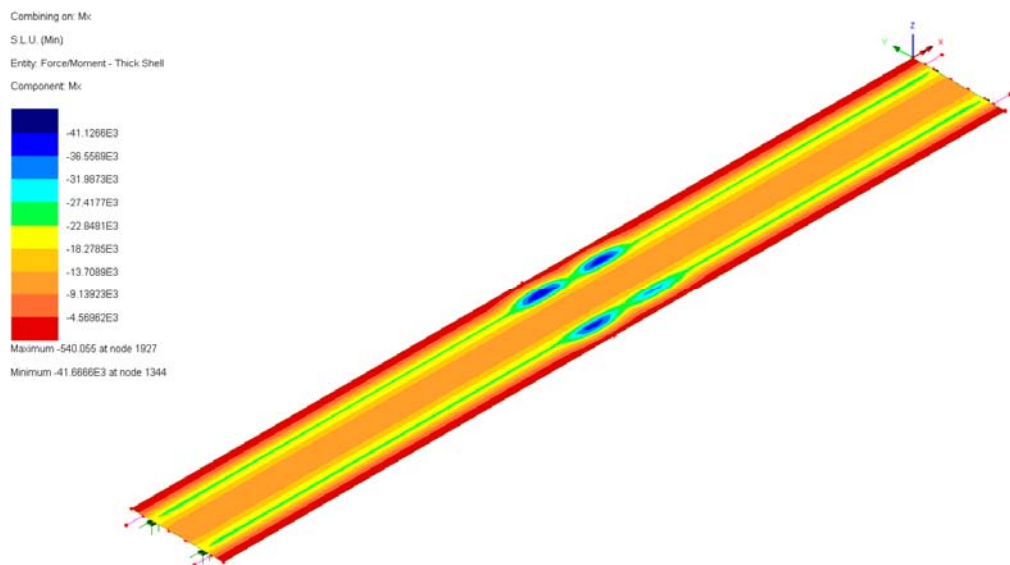
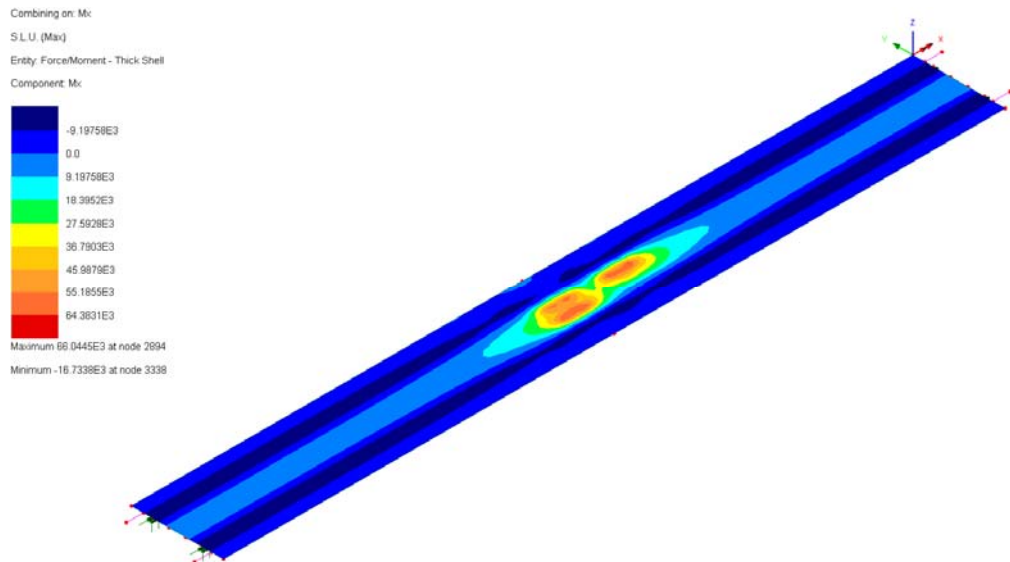
Ai fini delle verifiche locali della soletta vengono prese in esame le seguenti combinazioni di carico:

- 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

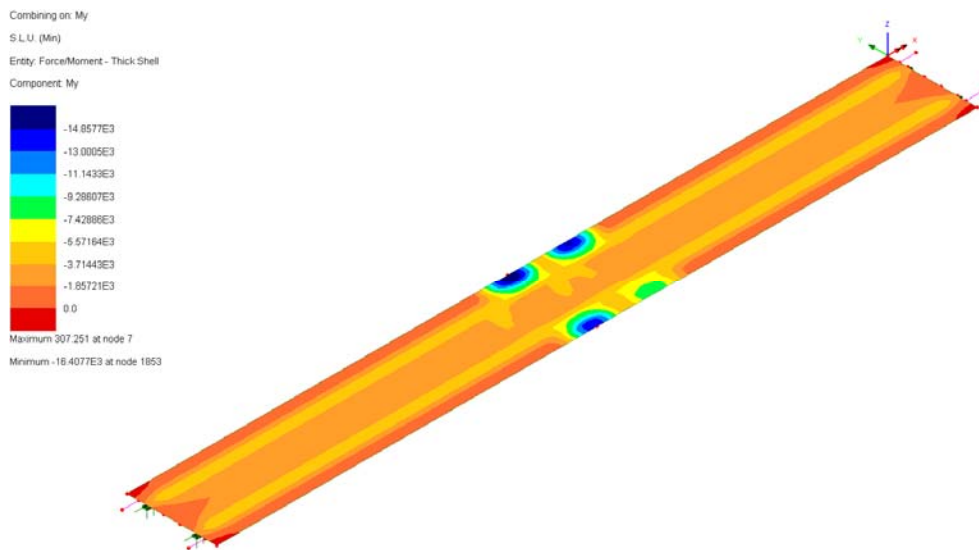
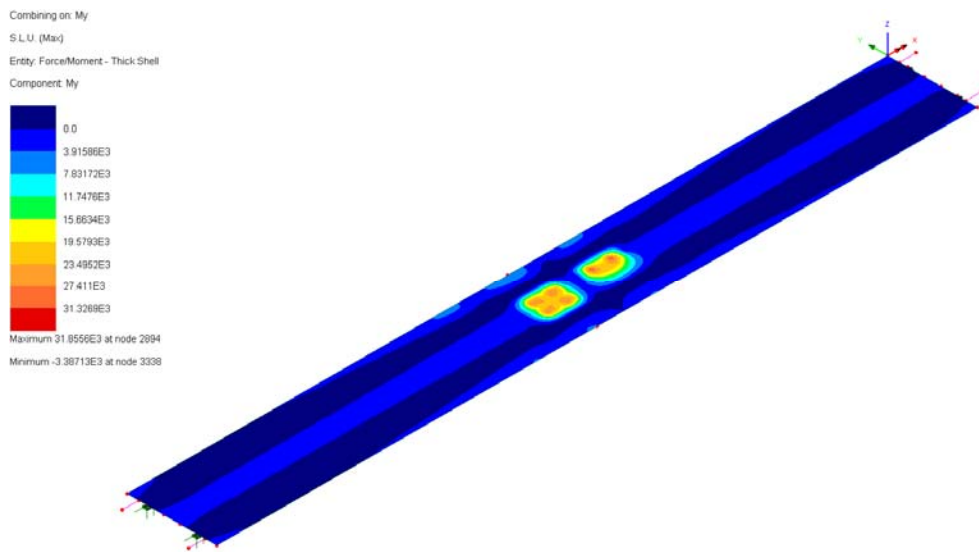
### 13.2 Sollecitazioni

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

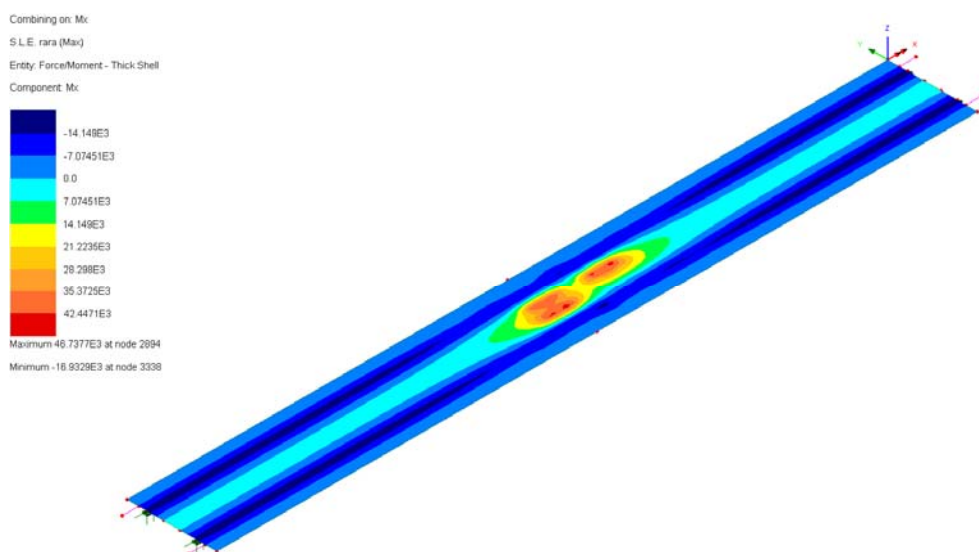
#### S.L.U. caratteristica – momenti trasversali

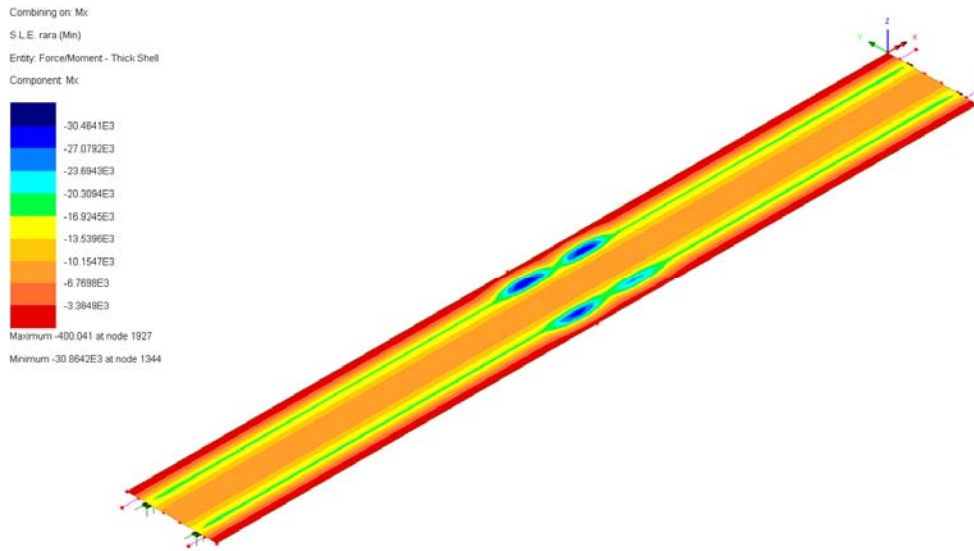


### S.L.U. caratteristica – momenti longitudinali

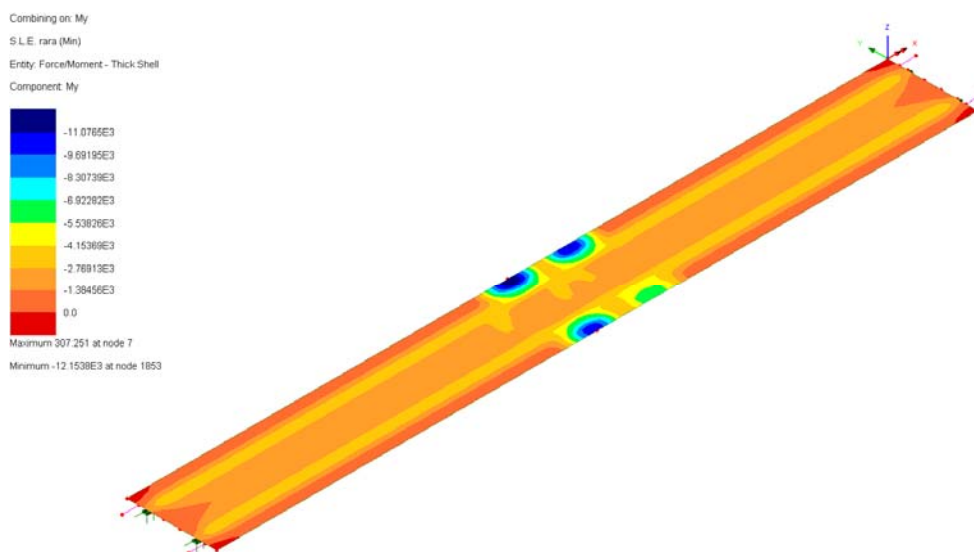
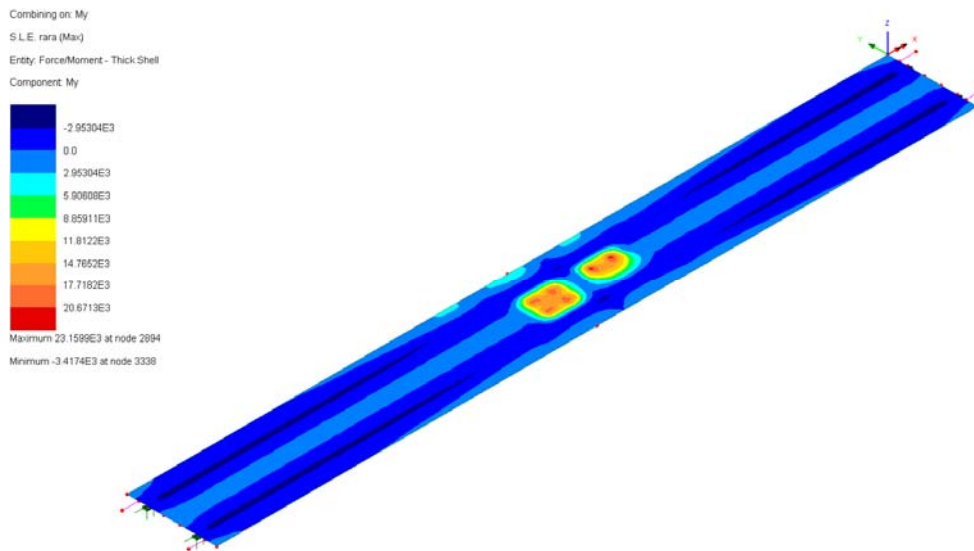


### S.L.E. caratteristica – momenti trasversali



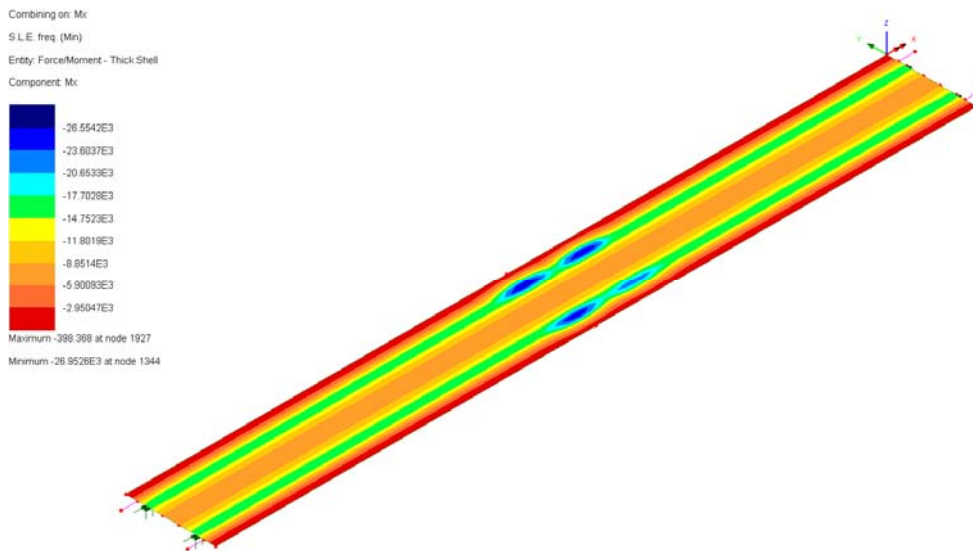
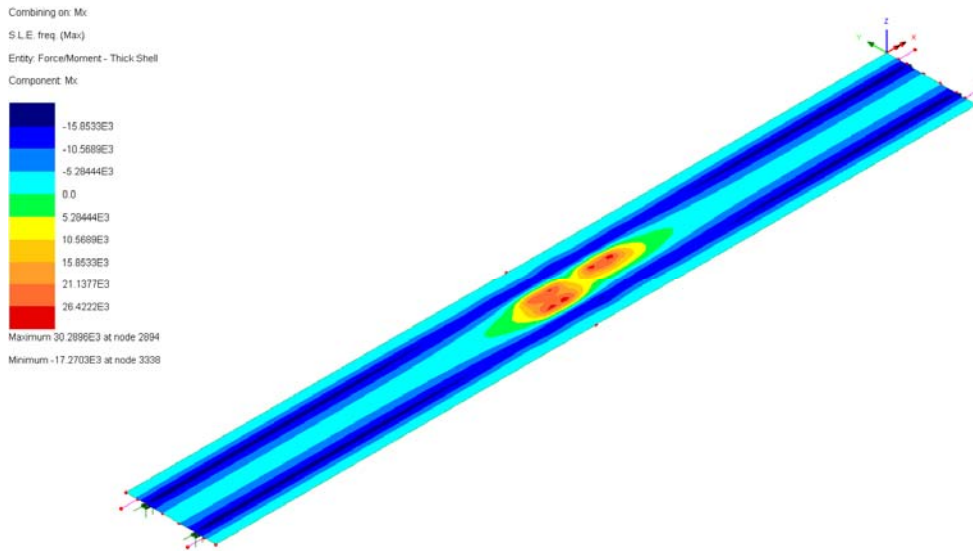


### S.L.E. caratteristica – momenti longitudinali

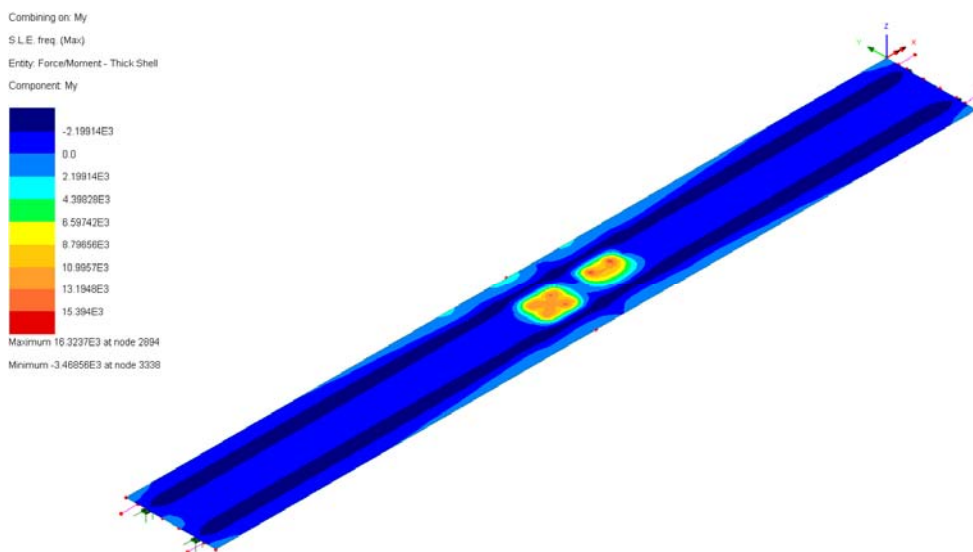


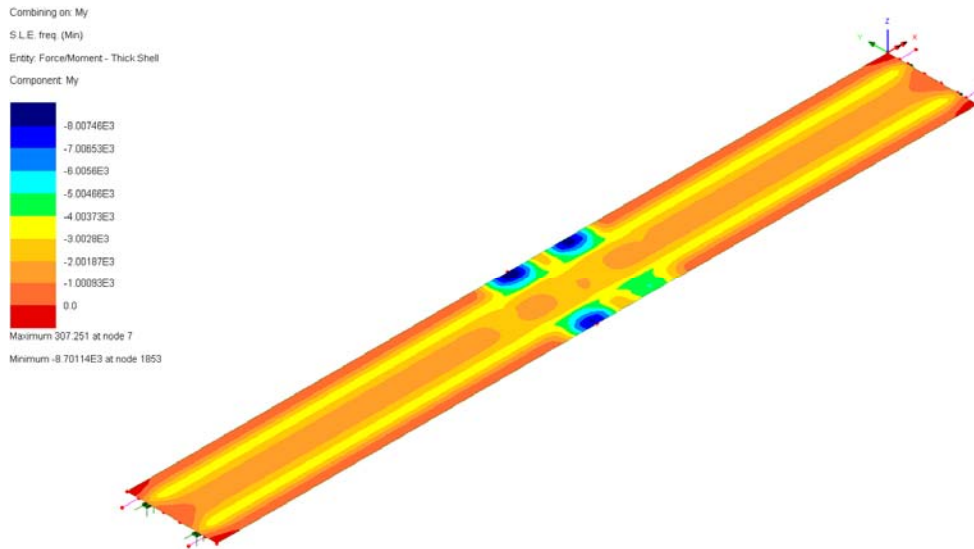


### S.L.E. frequente – momenti trasversali



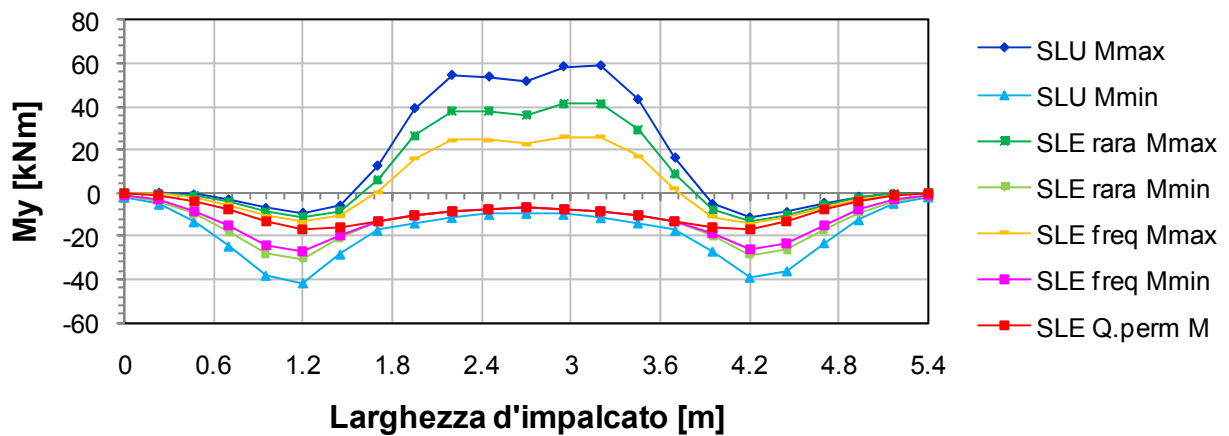
### S.L.E. frequente – momenti longitudinali



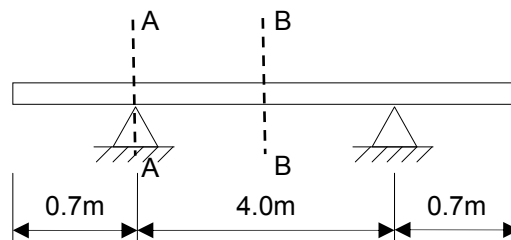


### 13.3 Verifiche in direzione trasversale

Il grafico seguente restituisce l'involuppo dei momenti trasversali massimi e minimi rilevati per linee di influenza disposte sulle sezioni di verifica: A e B.



In fase di verifica si considerano le sezioni indicate in figura.



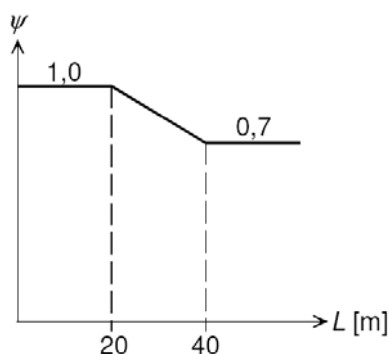
L'armatura trasversale corrente viene realizzata mediante barre correnti  $\phi 14/20$  inferiori/superiori per le sezioni di mezzeria e per le zone di appoggio trave. Ai fini delle verifiche si considera uno spessore convenzionale resistente pari a 283.6 mm.

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  $\psi$  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  $\psi$  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.

<b>Sollecitazioni globali SLU - STR</b>			<b>Sollecitazioni globali SLE RARA</b>			<b>Sollecitazioni globali SLE FREQUENTI</b>		
Sez A-A	$M_{max}$	0.00 kNm/m	Sez A-A	$M_{max}$	0.00 kNm/m	Sez B-B	$M_{max}$	0.00 kNm/m
	$M_{min}$	0.00 kNm/m		$M_{min}$	0.00 kNm/m		$M_{min}$	0.00 kNm/m
Sez B-B	$M_{max}$	0.00 kNm/m	Sez B-B	$M_{max}$	0.00 kNm/m	Sez C-C	$M_{max}$	0.00 kNm/m
	$M_{min}$	0.00 kNm/m		$M_{min}$	0.00 kNm/m		$M_{min}$	0.00 kNm/m
<b>Sollecitazioni locali SLU - STR</b>			<b>Sollecitazioni locali SLE RARA</b>			<b>Sollecitazioni locali SLE FREQUENTE</b>		
Sez A-A	$M_{max}$	52 kNm/m	Sez A-A	$M_{max}$	36 kNm/m	Sez B-B	$M_{max}$	23 kNm/m
	$M_{min}$	-9 kNm/m		$M_{min}$	-7 kNm/m		$M_{min}$	-7 kNm/m
Sez B-B	$M_{max}$	-3 kNm/m	Sez B-B	$M_{max}$	-4 kNm/m	Sez C-C	$M_{max}$	-6 kNm/m
	$M_{min}$	-25 kNm/m		$M_{min}$	-18 kNm/m		$M_{min}$	-15 kNm/m
<b>Sollecitazioni totali SLU - STR</b>			<b>Sollecitazioni totali SLE RARA</b>			<b>Sollecitazioni totali SLE FREQUENTE</b>		
Sez A-A	$M_{max}$	52 kNm/m	Sez A-A	$M_{max}$	36 kNm/m	Sez B-B	$M_{max}$	23 kNm/m
	$M_{min}$	-9 kNm/m		$M_{min}$	-7 kNm/m		$M_{min}$	-7 kNm/m
Sez B-B	$M_{max}$	-3 kNm/m	Sez B-B	$M_{max}$	-4 kNm/m	Sez C-C	$M_{max}$	-6 kNm/m
	$M_{min}$	-25 kNm/m		$M_{min}$	-18 kNm/m		$M_{min}$	-15 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 $\geq 1.000$
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)= 9.2 cm<sup>2</sup>  
 Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 9.2 cm<sup>2</sup>

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	5153	23	9755	1.893	28.0	0.11	0.70
2	S	0	-941	23	-9755	10.366	3.0	0.11	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<sup>2</sup>/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/cm<sup>2</sup>)  
 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<sup>2</sup>)  
 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<sup>2</sup>)  
 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<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] 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	19.6	31.0	-19.6	31.0	-227	27.5	0.0	0	0.0	0.0
2	S	3.7	0.0	-3.7	0.0	-44	3.5	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
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	12.4	31.0	-12.4	31.0	-144	27.5	0.0	0	0.0	0.0
2	S	3.7	0.0	-3.7	0.0	-44	3.5	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
2	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000

**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,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)= 9.2 cm <sup>2</sup> Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 9.2 cm <sup>2</sup>

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	-292	23	-9755	33.406	3.0	0.11	0.70
2	S	0	-2454	23	-9755	3.975	3.0	0.11	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 <sup>2</sup> /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 <sup>2</sup> ])
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 <sup>2</sup> ])
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 <sup>2</sup> ]
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 <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] 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	2.3	0.0	-2.3	0.0	-26	3.5	0.0	0	0.0	0.0
2	S	9.8	0.0	-9.8	0.0	-113	3.5	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
2	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

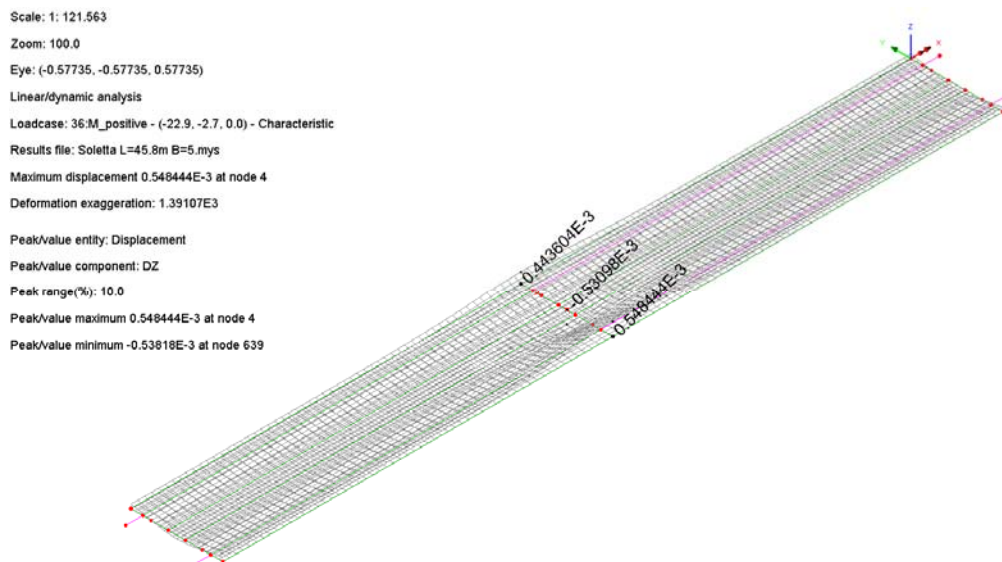
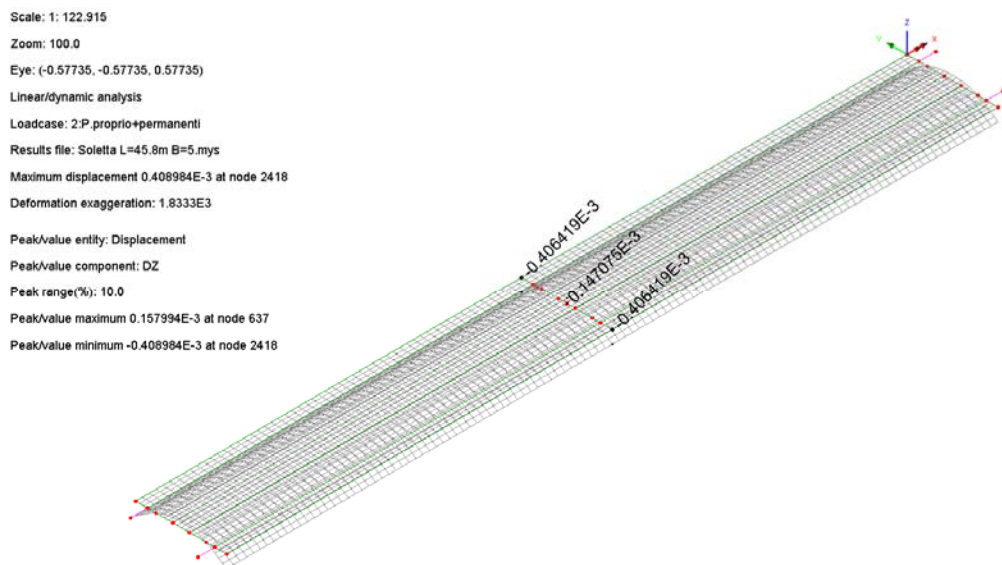
N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	3.0	0.0	-3.0	0.0	-35	3.5	0.0	0	0.0	0.0
2	S	8.2	0.0	-8.2	0.0	-95	3.5	0.0	0	0.0	0.0

#### 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
2	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000

### 13.4 Quadro deformativo locale

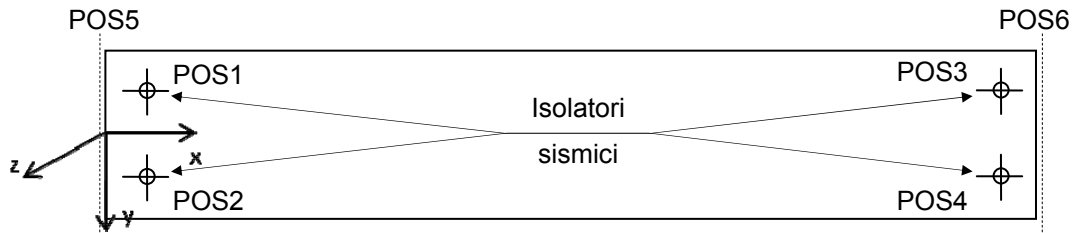
Si riporta la deformata qualitativa della soletta sotto l'azione, rispettivamente, dei carichi di schema 1 e schema 2.



Come si evince dai risultati (valori espressi in m), le frecce massime appaiono soddisfacentemente 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. 1-3	210	100	1590	270	150	2150	80	220	930
	POS. 2-4	210	100	1590	270	150	2150	60	220	930

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. 1-3	47	0.0118	63	0.0202	49	0.0066
	POS. 2-4	47	0.0118	63	0.0202	49	0.0066

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 - SLV (apertura + chiusura)			
		max $\delta_{x\text{ tot}}$	$\delta_{y\text{ conc}}$	$\delta_{x\text{ conc}}$	max $\delta_{y\text{ tot}}$	max $\delta_{x\text{ tot}}$	$\delta_{y\text{ conc}}$	$\delta_{x\text{ conc}}$	max $\delta_{y\text{ tot}}$	max $\delta_{x\text{ tot}}$	$\delta_{y\text{ conc}}$	$\delta_{x\text{ conc}}$	max $\delta_{y\text{ tot}}$
SPA	POS. 5	91	25	44	42	28	12	18	32	30	27	18	75
SPB	POS. 6	91	25	44	42	28	12	18	32	30	27	18	75

\* 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 50 mm

L'apertura del varco è dimensionata sulla base delle sollecitazioni sismiche S.L.V.

## 15. 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				Azioni trasmesse da impalcato			
	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)		Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. Str	-217	-1266	0.00	S.L.U. Str	125	-4289	0.00
S.L.U. Geo	-174	-1259	0.00	S.L.U. Geo	97	-3554	0.00
S.L.U. Sisma	88	-1291	0.00	S.L.U. Sisma	74	-1779	0.00
S.L.E. Fond.	-139	-1354	0.00	S.L.E. Fond.	93	-3166	0.00
S.L.E. Freq.	92	-1502	0.00	S.L.E. Freq.	0	-2444	0.00
S.L.E. Q. Per.	93	-1535	0.00	S.L.E. Q. Per.	69	-1535	0.00

Azioni trasmesse da impalcato				Azioni trasmesse da impalcato			
	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)		Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. Str	-301	-2195	0.00	S.L.U. Str	540	-3045	0.00
S.L.U. Geo	-223	-1966	0.00	S.L.U. Geo	420	-2495	0.00
S.L.U. Sisma	39	-1445	0.00	S.L.U. Sisma	57	-768	0.00
S.L.E. Fond.	-209	-2035	0.00	S.L.E. Fond.	408	-2244	0.00
S.L.E. Freq.	0	-2134	0.00	S.L.E. Freq.	0	-2145	0.00
S.L.E. Q. Per.	52	-1535	0.00	S.L.E. Q. Per.	114	-1535	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 ( $b_i$ )	7.24			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		$\phi$ rilevato ( $^\circ$ /rad) (M1)	35.00	0.6109	
Fondazione ( $b_4, h_4$ )	1.60	1.00		Attrito terra muro- $\delta$ ( $^\circ$ /rad) (M1)	17.50	0.3054	
Suola esterna ( $b_5$ )	0.20			$\phi$ rilevato ( $^\circ$ /rad) (M2)	29.26	0.5106	
Suola interna ( $b_6$ )	0.20			Attrito terra muro- $\delta$ ( $^\circ$ /rad) (M2)	14.63	0.2553	
Piano app. impalcato ( $b_7$ )		0.90		Incl. paramento - $\psi$ ( $^\circ$ /rad)	90.00	1.5708	
h media baggioli ( $h_8$ )		0.30		Incl scarpata - $\beta$ ( $^\circ$ /rad)	0.00	0.0000	
				$\gamma_t$ rilevato (kN/m <sup>3</sup> )	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

**Caratterizzazione sismica**

$a_{max}$ (g)	0.08
$\beta_m$	0.24
$k_h$	0.0192
$k_v$	0.0096
$\theta_A$	0.0194
$\theta_B$	0.0190

**15.1 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)	
da spalla	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
	$\Delta$ Sismico Sp. terreno - $\theta_1$ (M1)	0.43	0.00	0.49
	$\Delta$ Sismico Sp. perm. - $\theta_1$ (M1)	1.77	0.00	2.04
	$\Delta$ Sismico Sp. terreno - $\theta_2$ (M1)	0.68	0.00	0.78
	$\Delta$ Sismico Sp. perm. - $\theta_2$ (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 complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
totale (/m)	S.L.U. STR min N	60.91	-31.39	58.37
	S.L.U. Sisma min N ( $\theta_1$ )	29.08	-17.25	24.79
	S.L.U. Sisma min N ( $\theta_2$ )	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

**Azione Vmax**

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)  
Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
da spalla	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
	$\Delta$ Sismico Sp. terreno - $\theta_1$ (M1)	0.43	0.00	0.49
	$\Delta$ Sismico Sp. perm. - $\theta_1$ (M1)	1.77	0.00	2.04
	$\Delta$ Sismico Sp. terreno - $\theta_2$ (M1)	0.68	0.00	0.78
	$\Delta$ Sismico Sp. perm. - $\theta_2$ (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 complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
totale (/m)	S.L.U. STR min N	60.91	-31.39	58.37
	S.L.U. Sisma min N ( $\theta_1$ )	29.08	-17.25	24.79
	S.L.U. Sisma min N ( $\theta_2$ )	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

**Azione Nmin**

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)  
Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
da spalla	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
	$\Delta$ Sismico Sp. terreno - $\theta_1$ (M1)	0.43	0.00	0.49
	$\Delta$ Sismico Sp. perm. - $\theta_1$ (M1)	1.77	0.00	2.04
	$\Delta$ Sismico Sp. terreno - $\theta_2$ (M1)	0.68	0.00	0.78
	$\Delta$ Sismico Sp. perm. - $\theta_2$ (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 complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
totale (/m)	S.L.U. STR min N	60.91	-31.39	58.37
	S.L.U. Sisma min N ( $\theta_1$ )	29.08	-17.25	24.79
	S.L.U. Sisma min N ( $\theta_2$ )	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

**Azione Vmin**

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)  
Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
da spalla	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
	$\Delta$ Sismico Sp. terreno - $\theta_1$ (M1)	0.43	0.00	0.49
	$\Delta$ Sismico Sp. perm. - $\theta_1$ (M1)	1.77	0.00	2.04
	$\Delta$ Sismico Sp. terreno - $\theta_2$ (M1)	0.68	0.00	0.78
	$\Delta$ Sismico Sp. perm. - $\theta_2$ (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 complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
totale (/m)	S.L.U. STR min N	60.91	-31.39	58.37
	S.L.U. Sisma min N ( $\theta_1$ )	29.08	-17.25	24.79
	S.L.U. Sisma min N ( $\theta_2$ )	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

## - 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
Δ Sismico Sp. terreno - $\theta_1$ (M1)	0.43	0.00	1.74
Δ Sismico Sp. perm. - $\theta_1$ (M1)	6.24	0.00	25.26
Δ Sismico Sp. terreno - $\theta_2$ (M1)	0.68	0.00	2.75
Δ Sismico Sp. perm. - $\theta_2$ (M1)	6.23	0.00	25.24
Eff. inerziale elem. cls	15.30	0.00	49.96
S.L.U. STR min N	-29.96	-174.70	-208.98
S.L.U. Sisma min N	-24.09	-173.77	-172.99
S.L.U. GEO min N	12.18	-178.24	47.53
S.L.E. fond. min N	-19.18	-186.90	-145.04
S.L.E. freq. min N	12.76	-207.37	46.75
S.L.E. q.p. min N	12.79	-211.94	46.22

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	107.74	-440.99	293.47
S.L.U. Sisma min N ( $\theta_1$ )	30.80	-365.02	-0.92
S.L.U. Sisma min N ( $\theta_2$ )	31.04	-365.02	0.07
S.L.E. fond. min N	82.82	-384.15	227.15
S.L.E. freq. min N	73.32	-401.02	252.69
S.L.E. q.p. min N	45.71	-403.19	141.33

**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
Δ Sismico Sp. terreno - $\theta_1$ (M1)	0.43	0.00	1.74
Δ Sismico Sp. perm. - $\theta_1$ (M1)	6.24	0.00	25.26
Δ Sismico Sp. terreno - $\theta_2$ (M1)	0.68	0.00	2.75
Δ Sismico Sp. perm. - $\theta_2$ (M1)	6.23	0.00	25.24
Eff. inerziale elem. cls	15.30	0.00	49.96
S.L.U. STR min N	-41.61	-303.00	-299.29
S.L.U. Sisma min N	-30.82	-271.38	-228.70
S.L.U. GEO min N	5.43	-199.48	3.18
S.L.E. fond. min N	-28.82	-280.92	-217.93
S.L.E. freq. min N	0.00	-294.63	-44.19
S.L.E. q.p. min N	7.18	-211.94	12.01

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	96.09	-569.29	203.16
S.L.U. Sisma min N ( $\theta_1$ )	24.07	-462.63	-56.64
S.L.U. Sisma min N ( $\theta_2$ )	24.31	-462.63	-55.65
S.L.E. fond. min N	73.18	-478.17	154.26
S.L.E. freq. min N	60.55	-488.28	161.75
S.L.E. q.p. min N	40.10	-403.19	107.12

**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
Δ Sismico Sp. terreno - $\theta_1$ (M1)	0.43	0.00	1.74
Δ Sismico Sp. perm. - $\theta_1$ (M1)	6.24	0.00	25.26
Δ Sismico Sp. terreno - $\theta_2$ (M1)	0.68	0.00	2.75
Δ Sismico Sp. perm. - $\theta_2$ (M1)	6.23	0.00	25.24
Eff. inerziale elem. cls	15.30	0.00	49.96
S.L.U. STR min N	17.31	-592.02	16.80
S.L.U. Sisma min N	13.40	-490.65	8.15
S.L.U. GEO min N	10.17	-245.63	25.22
S.L.E. fond. min N	12.77	-437.01	12.34
S.L.E. freq. min N	0.00	-337.32	-50.60
S.L.E. q.p. min N	9.56	-211.94	26.53

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	155.01	-858.31	519.25
S.L.U. Sisma min N ( $\theta_1$ )	68.29	-681.90	180.21
S.L.U. Sisma min N ( $\theta_2$ )	68.53	-681.90	181.20
S.L.E. fond. min N	114.77	-634.26	384.53
S.L.E. freq. min N	60.55	-530.97	155.34
S.L.E. q.p. min N	42.48	-403.19	121.64

**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
Δ Sismico Sp. terreno - $\theta_1$ (M1)	0.43	0.00	1.74
Δ Sismico Sp. perm. - $\theta_1$ (M1)	6.24	0.00	25.26
Δ Sismico Sp. terreno - $\theta_2$ (M1)	0.68	0.00	2.75
Δ Sismico Sp. perm. - $\theta_2$ (M1)	6.23	0.00	25.24
Eff. inerziale elem. cls	15.30	0.00	49.96
S.L.U. STR min N	74.51	-420.34	391.46
S.L.U. Sisma min N	57.95	-344.41	301.86
S.L.U. GEO min N	7.84	-105.97	31.90
S.L.E. fond. min N	56.31	-309.84	296.99
S.L.E. freq. min N	0.00	-296.13	-44.42
S.L.E. q.p. min N	15.67	-211.94	63.80

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	212.21	-686.63	893.91
S.L.U. Sisma min N ( $\theta_1$ )	112.84	-535.66	473.93
S.L.U. Sisma min N ( $\theta_2$ )	113.08	-535.66	474.92
S.L.E. fond. min N	158.31	-507.09	669.18
S.L.E. freq. min N	60.55	-489.78	161.52
S.L.E. q.p. min N	48.59	-403.19	158.91

## - 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
Δ Sismico Sp. terreno - θ <sub>1</sub> (M1)	0.43	0.00	1.95
Δ Sismico Sp. perm. - θ <sub>1</sub> (M1)	7.01	0.00	31.88
Δ Sismico Sp. terreno - θ <sub>2</sub> (M1)	0.68	0.00	3.09
Δ Sismico Sp. perm. - θ <sub>2</sub> (M1)	7.00	0.00	31.86
Δ Sismico Sp. terreno - θ <sub>1</sub> (M2)	0.47	0.00	2.14
Δ Sismico Sp. perm. - θ <sub>1</sub> (M2)	8.80	0.00	40.06
Δ Sismico Sp. terreno - θ <sub>2</sub> (M2)	0.46	0.00	2.08
Δ Sismico Sp. perm. - θ <sub>2</sub> (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
S.L.U. STR min N	-29.96	-174.70	-238.95
S.L.U. Sisma min N	-24.09	-173.77	-197.08
S.L.U. GEO min N	12.18	-178.24	59.71
S.L.E. fond. min N	-19.18	-186.90	-164.22
S.L.E. freq. min N	12.76	-207.37	59.51
S.L.E. q.p. min N	12.79	-211.94	59.01

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	120.98	-507.41	365.01
S.L.U. Sisma min N (θ <sub>1</sub> )	36.79	-414.22	6.42
S.L.U. Sisma min N (θ <sub>2</sub> )	37.03	-414.22	7.53
S.L.U. GEO min N	160.19	-425.59	664.62
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ <sub>1</sub> )	26.93	-414.22	-27.92
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ <sub>2</sub> )	45.41	-414.22	38.85
S.L.E. fond. min N	92.63	-433.35	283.15
S.L.E. freq. min N	78.01	-450.22	296.64
S.L.E. q.p. min N	46.99	-452.39	155.96

**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
Δ Sismico Sp. terreno - θ <sub>1</sub> (M1)	0.43	0.00	1.95
Δ Sismico Sp. perm. - θ <sub>1</sub> (M1)	7.01	0.00	31.88
Δ Sismico Sp. terreno - θ <sub>2</sub> (M1)	0.68	0.00	3.09
Δ Sismico Sp. perm. - θ <sub>2</sub> (M1)	7.00	0.00	31.86
Δ Sismico Sp. terreno - θ <sub>1</sub> (M2)	0.47	0.00	2.14
Δ Sismico Sp. perm. - θ <sub>1</sub> (M2)	8.80	0.00	40.06
Δ Sismico Sp. terreno - θ <sub>2</sub> (M2)	0.46	0.00	2.08
Δ Sismico Sp. perm. - θ <sub>2</sub> (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
S.L.U. STR min N	17.31	-592.02	34.11
S.L.U. Sisma min N	13.40	-490.65	21.55
S.L.U. GEO min N	10.17	-245.63	35.39
S.L.E. fond. min N	12.77	-437.01	25.11
S.L.E. freq. min N	0.00	-337.32	-50.60
S.L.E. q.p. min N	9.56	-211.94	36.09

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	168.25	-956.05	616.14
S.L.U. Sisma min N (θ <sub>1</sub> )	76.13	-754.30	216.04
S.L.U. Sisma min N (θ <sub>2</sub> )	76.37	-754.30	217.15
S.L.U. GEO min N	158.19	-516.18	624.07
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ <sub>1</sub> )	66.27	-754.30	181.70
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ <sub>2</sub> )	84.75	-754.30	248.47
S.L.E. fond. min N	124.58	-706.66	456.25
S.L.E. freq. min N	65.24	-603.37	170.28
S.L.E. q.p. min N	43.76	-475.59	116.81

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 <sub>1</sub> (M1)	0.43	0.00	1.95	Δ Sismico Sp. terreno - θ <sub>1</sub> (M1)	0.43	0.00	1.95
	Δ Sismico Sp. perm. - θ <sub>1</sub> (M1)	7.01	0.00	31.88	Δ Sismico Sp. perm. - θ <sub>1</sub> (M1)	7.01	0.00	31.88
	Δ Sismico Sp. terreno - θ <sub>2</sub> (M1)	0.68	0.00	3.09	Δ Sismico Sp. terreno - θ <sub>2</sub> (M1)	0.68	0.00	3.09
	Δ Sismico Sp. perm. - θ <sub>2</sub> (M1)	7.00	0.00	31.86	Δ Sismico Sp. perm. - θ <sub>2</sub> (M1)	7.00	0.00	31.86
	Δ Sismico Sp. terreno - θ <sub>1</sub> (M2)	0.47	0.00	2.14	Δ Sismico Sp. terreno - θ <sub>1</sub> (M2)	0.47	0.00	2.14
	Δ Sismico Sp. perm. - θ <sub>1</sub> (M2)	8.80	0.00	40.06	Δ Sismico Sp. perm. - θ <sub>1</sub> (M2)	8.80	0.00	40.06
	Δ Sismico Sp. terreno - θ <sub>2</sub> (M2)	0.46	0.00	2.08	Δ Sismico Sp. terreno - θ <sub>2</sub> (M2)	0.46	0.00	2.08
	Δ Sismico Sp. perm. - θ <sub>2</sub> (M2)	8.80	0.00	40.03	Δ Sismico Sp. perm. - θ <sub>2</sub> (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	-41.61	-303.00	-340.90	S.L.U. STR min N	74.51	-420.34
S.L.U. Sisma min N		-30.82	-271.38	-259.52	S.L.U. Sisma min N	57.95	-344.41	359.81
S.L.U. GEO min N		5.43	-199.48	8.61	S.L.U. GEO min N	7.84	-105.97	39.74
S.L.E. fond. min N		-28.82	-280.92	-246.74	S.L.E. fond. min N	56.31	-309.84	353.30
S.L.E. freq. min N		0.00	-294.63	-44.19	S.L.E. freq. min N	0.00	-296.13	-44.42
S.L.E. q.p. min N	7.18	-211.94	19.19	S.L.E. q.p. min N	15.67	-211.94	79.47	
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m)				Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m)				
totale (/m)	S.L.U. STR min N	109.33	-667.03	241.13	S.L.U. STR min N	225.45	-784.37	1048.00
	S.L.U. Sisma min N (θ <sub>1</sub> )	31.91	-535.03	-65.03	S.L.U. Sisma min N (θ <sub>1</sub> )	120.68	-608.06	554.31
	S.L.U. Sisma min N (θ <sub>2</sub> )	32.15	-535.03	-63.92	S.L.U. Sisma min N (θ <sub>2</sub> )	120.93	-608.06	555.42
	S.L.U. GEO min N	153.44	-470.03	597.28	S.L.U. GEO min N	155.85	-376.52	628.41
	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ <sub>1</sub> )	22.05	-535.03	-99.37	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ <sub>1</sub> )	110.82	-608.06	519.97
	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ <sub>2</sub> )	40.53	-535.03	-32.60	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ <sub>2</sub> )	129.31	-608.06	586.74
	S.L.E. fond. min N	82.99	-550.57	184.39	S.L.E. fond. min N	168.11	-579.49	784.43
	S.L.E. freq. min N	65.24	-560.68	176.69	S.L.E. freq. min N	65.24	-562.18	176.46
	S.L.E. q.p. min N	41.38	-475.59	99.90	S.L.E. q.p. min N	49.87	-475.59	160.18

## 15.2 Verifica elementi strutturali

### 15.2.1 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 <sup>2</sup> Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 12.1 cm <sup>2</sup>

N.Comb. Ver N Mx N ult Mx ult Mis.Sic. Yneutro x/d C.Rid.

1	S	3138	5836	3153	12265	2.102	26.6
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 <sup>2</sup> /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 <sup>2</sup> ])										
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 <sup>2</sup> ])										
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 <sup>2</sup> ]										
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 <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] 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

### 15.2.2 Verifica sotto 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 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)= 66.0 cm <sup>2</sup> Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 66.0 cm <sup>2</sup>

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	44099	29346	0	44112	130686	0	4.453
2	S	36501	-93	0	36495	-126907	0	999.000
3	S	36501	6	0	36495	126907	0	999.000
4	S	85830	51924	0	85827	151309	0	2.914
5	S	68190	18021	0	68182	142601	0	7.913
6	S	68190	18120	0	68182	142601	0	7.870
7	S	56929	20316	0	56907	137024	0	6.745
8	S	46263	-5664	0	46254	-131747	0	23.260
9	S	46263	-5565	0	46254	-131747	0	23.674
10	S	68662	89391	0	68660	142838	0	1.598
11	S	53565	47392	0	53593	135382	0	2.857
12	S	53565	47491	0	53593	135382	0	2.851

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 <sup>2</sup> /m]

S.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst	A_Eff	OMst
1	S	10773	334390	0	116.5	100.0	21.80°	1.020	1.1	0.0(0.0)	0.082
2	S	3080	333245	0	116.5	100.0	21.80°	1.017	0.3	0.0(0.0)	0.082
3	S	3104	333245	0	116.5	100.0	21.80°	1.017	0.3	0.0(0.0)	0.082
4	S	15501	340677	0	116.5	100.0	21.80°	1.039	1.5	0.0(0.0)	0.082
5	S	6828	338019	0	116.5	100.0	21.80°	1.031	0.7	0.0(0.0)	0.082
6	S	6853	338019	0	116.5	100.0	21.80°	1.031	0.7	0.0(0.0)	0.082
7	S	9608	336323	0	116.5	100.0	21.80°	1.026	0.9	0.0(0.0)	0.082
8	S	2406	334716	0	116.5	100.0	21.80°	1.021	0.2	0.0(0.0)	0.082
9	S	2431	334716	0	116.5	100.0	21.80°	1.021	0.2	0.0(0.0)	0.082
10	S	21221	338090	0	116.5	100.0	21.80°	1.032	2.1	0.0(0.0)	0.082
11	S	11283	335816	0	116.5	100.0	21.80°	1.025	1.1	0.0(0.0)	0.082
12	S	11308	335816	0	116.5	100.0	21.80°	1.025	1.1	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 <sup>2</sup> ]
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 <sup>2</sup> ]
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 <sup>2</sup> ] 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	11.4	-50.0	120.0	-73	46.5	3.5	0	0		0.000
2	S	19.1	-50.0	120.0	-125	46.5	3.5	0	0		0.000
3	S	9.4	-50.0	120.0	-24	46.5	3.5	0	0		0.000
4	S	28.6	-50.0	120.0	-287	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	12.4	-50.0	120.0	-84	46.5	3.5	0	0		0.000
2	S	9.9	-50.0	120.0	-18	46.5	3.5	0	0		0.000
3	S	9.8	-50.0	120.0	-26	46.5	3.5	0	0		0.000
4	S	9.8	-50.0	120.0	-26	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	8.4	-50.0	120.0	-26	46.5	3.5	0	0		0.000
2	S	7.6	-50.0	120.0	-16	46.5	3.5	0	0		0.000
3	S	7.1	-50.0	120.0	-8	46.5	3.5	0	0		0.000
4	S	9.0	-50.0	120.0	-35	46.5	3.5	0	0		0.000

### 15.2.3 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 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 $\geq 1.000$
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)= 95.0 cm <sup>2</sup> Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 95.0 cm <sup>2</sup>

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	50741	36500	0	50723	180270	0	4.939	
2	S	41421	642	0	41428	173859	0	270.809	
3	S	41421	753	0	41428	173859	0	230.889	
4	S	42559	66462	0	42575	174651	0	2.628	
5	S	41421	-2793	0	41428	-173859	0	62.248	
6	S	41421	3885	0	41428	173859	0	44.751	
7	S	95604	61613	0	95619	211118	0	3.427	
8	S	75430	21604	0	75439	197282	0	9.132	
9	S	75430	21715	0	75439	197282	0	9.085	
10	S	51618	62406	0	51600	180875	0	2.898	
11	S	75430	18170	0	75439	197282	0	10.858	
12	S	75430	24847	0	75439	197282	0	7.940	
13	S	66703	24112	0	66726	191292	0	7.933	
14	S	53503	-6503	0	53500	-182184	0	28.015	
15	S	53503	-6392	0	53500	-182184	0	28.502	
16	S	47002	59727	0	47025	177721	0	2.976	
17	S	53503	-9938	0	53500	-182184	0	18.332	
18	S	53503	-3260	0	53500	-182184	0	55.885	
19	S	78436	104800	0	78446	199348	0	1.902	
20	S	60805	55430	0	60805	187217	0	3.378	
21	S	60805	55542	0	60805	187217	0	3.371	
22	S	37651	62840	0	37655	171257	0	2.725	
23	S	60805	51996	0	60805	187217	0	3.601	
24	S	60805	58674	0	60805	187217	0	3.191	

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 <sup>2</sup> /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst	A_Eff	OMst
1	N	12097	391598	0	156.0	100.0	21.80°	1.020	0.9	0.0(0.0)	0.082
2	N	3678	390188	0	156.0	100.0	21.80°	1.016	0.3	0.0(0.0)	0.082
3	N	3702	390188	0	156.0	100.0	21.80°	1.016	0.3	0.0(0.0)	0.082
4	N	16019	390360	0	156.0	100.0	21.80°	1.017	1.2	0.0(0.0)	0.082
5	N	2692	390188	0	156.0	100.0	21.80°	1.016	0.2	0.0(0.0)	0.082



6	N	4540	390188	0	156.0	100.0	21.80°	1.016	0.3	0.0(0.0)	0.082
7	N	16825	398386	0	156.0	100.0	21.80°	1.038	1.2	0.0(0.0)	0.082
8	N	7612	395333	0	156.0	100.0	21.80°	1.030	0.6	0.0(0.0)	0.082
9	N	7637	395333	0	156.0	100.0	21.80°	1.030	0.6	0.0(0.0)	0.082
10	N	15819	391731	0	156.0	100.0	21.80°	1.020	1.2	0.0(0.0)	0.082
11	N	6627	395333	0	156.0	100.0	21.80°	1.030	0.5	0.0(0.0)	0.082
12	N	8475	395333	0	156.0	100.0	21.80°	1.030	0.6	0.0(0.0)	0.082
13	N	10932	394013	0	156.0	100.0	21.80°	1.026	0.8	0.0(0.0)	0.082
14	N	3190	392016	0	156.0	100.0	21.80°	1.021	0.2	0.0(0.0)	0.082
15	N	3215	392016	0	156.0	100.0	21.80°	1.021	0.2	0.0(0.0)	0.082
16	N	15344	391032	0	156.0	100.0	21.80°	1.019	1.1	0.0(0.0)	0.082
17	N	2205	392016	0	156.0	100.0	21.80°	1.021	0.2	0.0(0.0)	0.082
18	N	4053	392016	0	156.0	100.0	21.80°	1.021	0.3	0.0(0.0)	0.082
19	N	22545	395788	0	156.0	100.0	21.80°	1.031	1.6	0.0(0.0)	0.082
20	N	12068	393121	0	156.0	100.0	21.80°	1.024	0.9	0.0(0.0)	0.082
21	N	12092	393121	0	156.0	100.0	21.80°	1.024	0.9	0.0(0.0)	0.082
22	N	15585	389618	0	156.0	100.0	21.80°	1.015	1.1	0.0(0.0)	0.082
23	N	11082	393121	0	156.0	100.0	21.80°	1.024	0.8	0.0(0.0)	0.082
24	N	12930	393121	0	156.0	100.0	21.80°	1.024	0.9	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 <sup>2</sup> ]
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 <sup>2</sup> ]
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 <sup>2</sup> ] 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	8.6	-50.0	160.0	-47	46.0	4.0	0	0		0.000
2	S	13.9	-50.0	160.0	-74	46.0	4.0	0	0		0.000
3	S	7.2	-50.0	160.0	-6	46.0	4.0	0	0		0.000
4	S	20.1	-50.0	160.0	-185	46.0	4.0	0	0		0.000

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

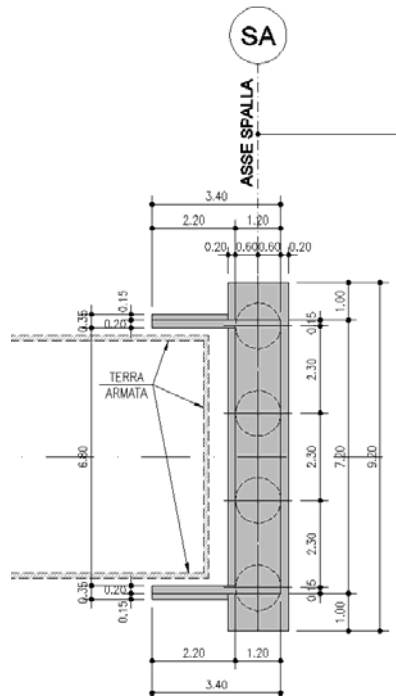
N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	9.0	-50.0	160.0	-49	46.0	4.0	0	0		0.000
2	S	7.2	-50.0	160.0	3	46.0	4.0	0	0		0.000
3	S	7.1	-50.0	160.0	-3	46.0	4.0	0	0		0.000
4	S	7.1	-50.0	160.0	-3	46.0	4.0	0	0		0.000

#### 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	6.0	-50.0	160.0	-6	46.0	4.0	0	0		0.000
2	S	5.3	-50.0	160.0	7	46.0	4.0	0	0		0.000
3	S	5.0	-50.0	160.0	13	46.0	4.0	0	0		0.000
4	S	6.2	-50.0	160.0	-6	46.0	4.0	0	0		0.000

## 16. Pali di fondazione

Le sotto-fondazioni previste si compongono di una fila di 4 pali  $\varnothing 1200\text{mm}$  disposti ad un interasse pari a 2.30m.



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]	$L_{\text{pali}}$ [m]
Strada Campestre	1200	30

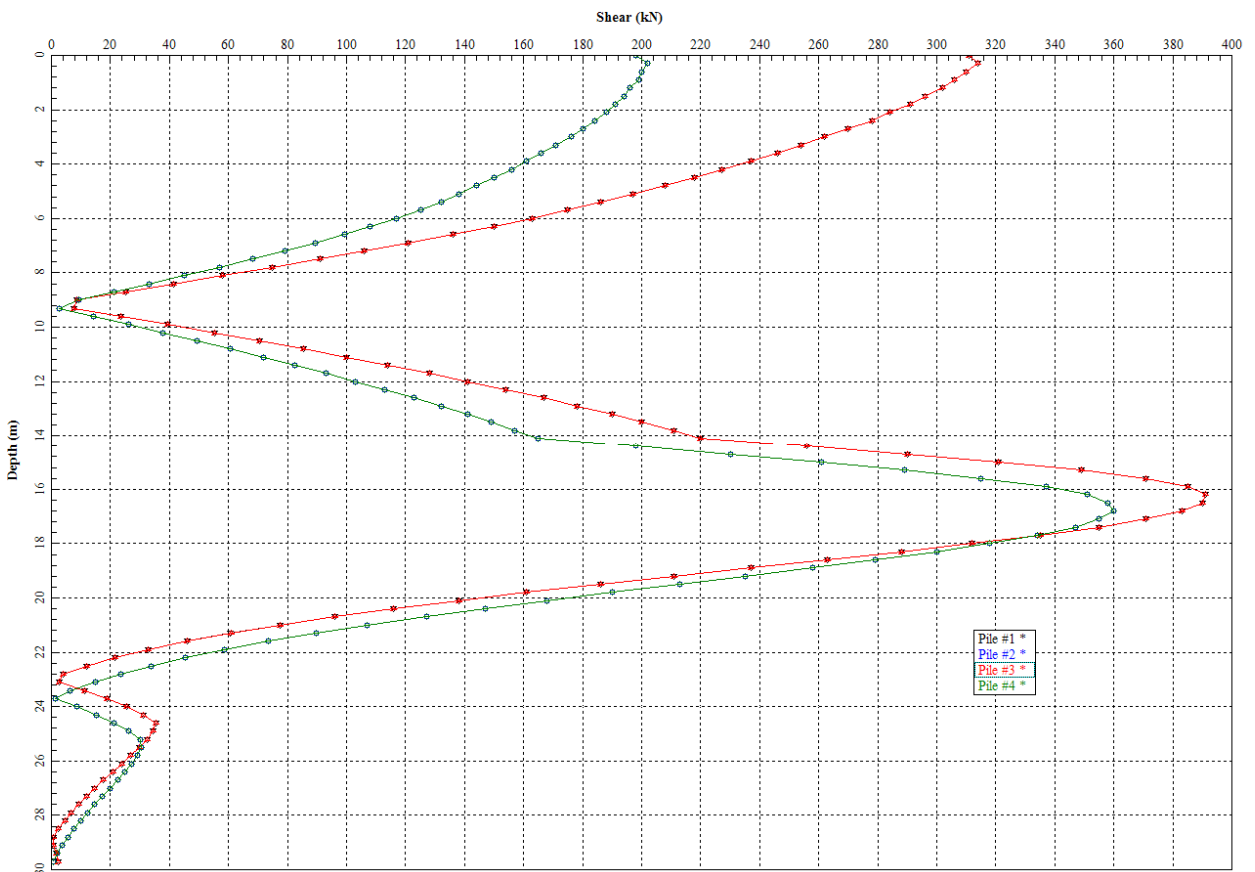
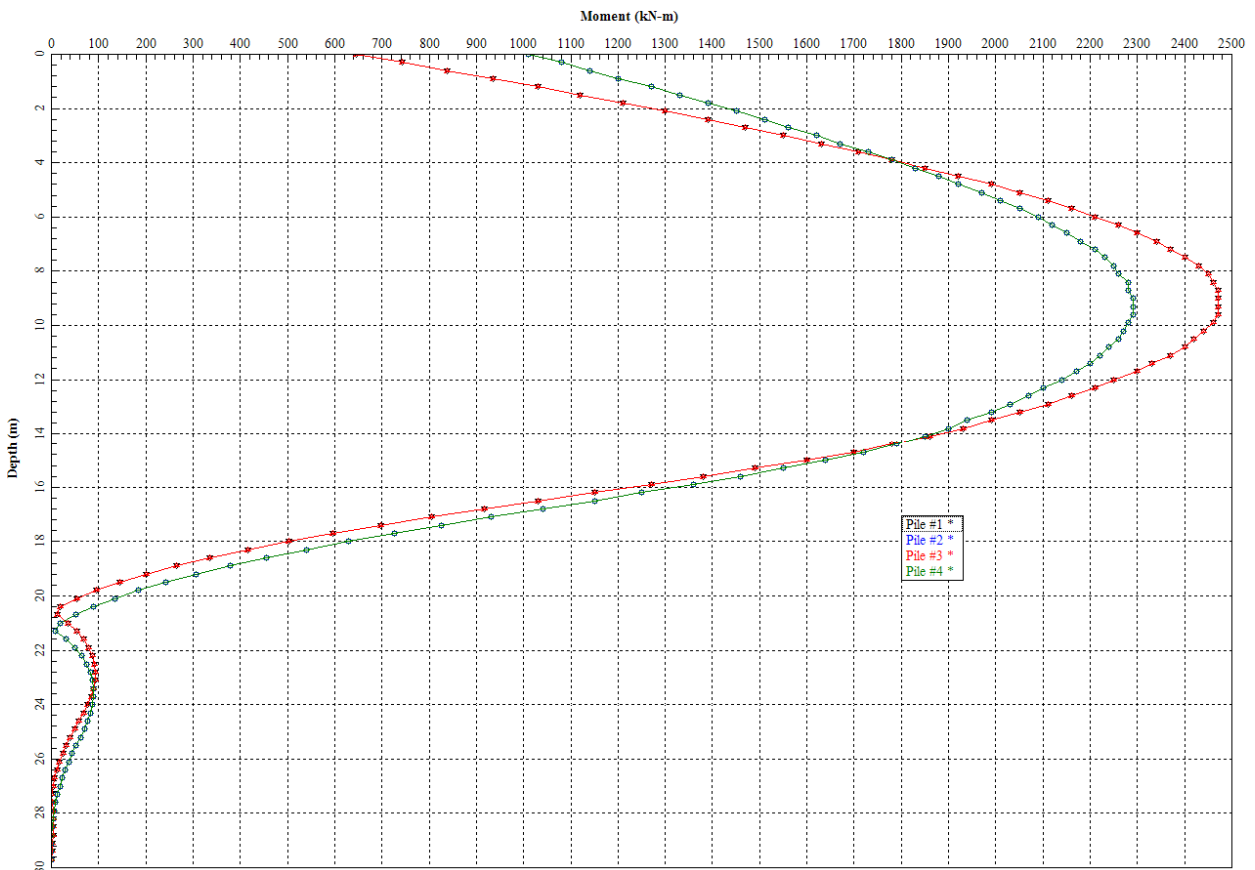
Di seguito si procede alla verifica strutturale del singolo palo nelle condizioni di S.L.U. e S.L.E..

### 16.1 Verifica dei pali di fondazione

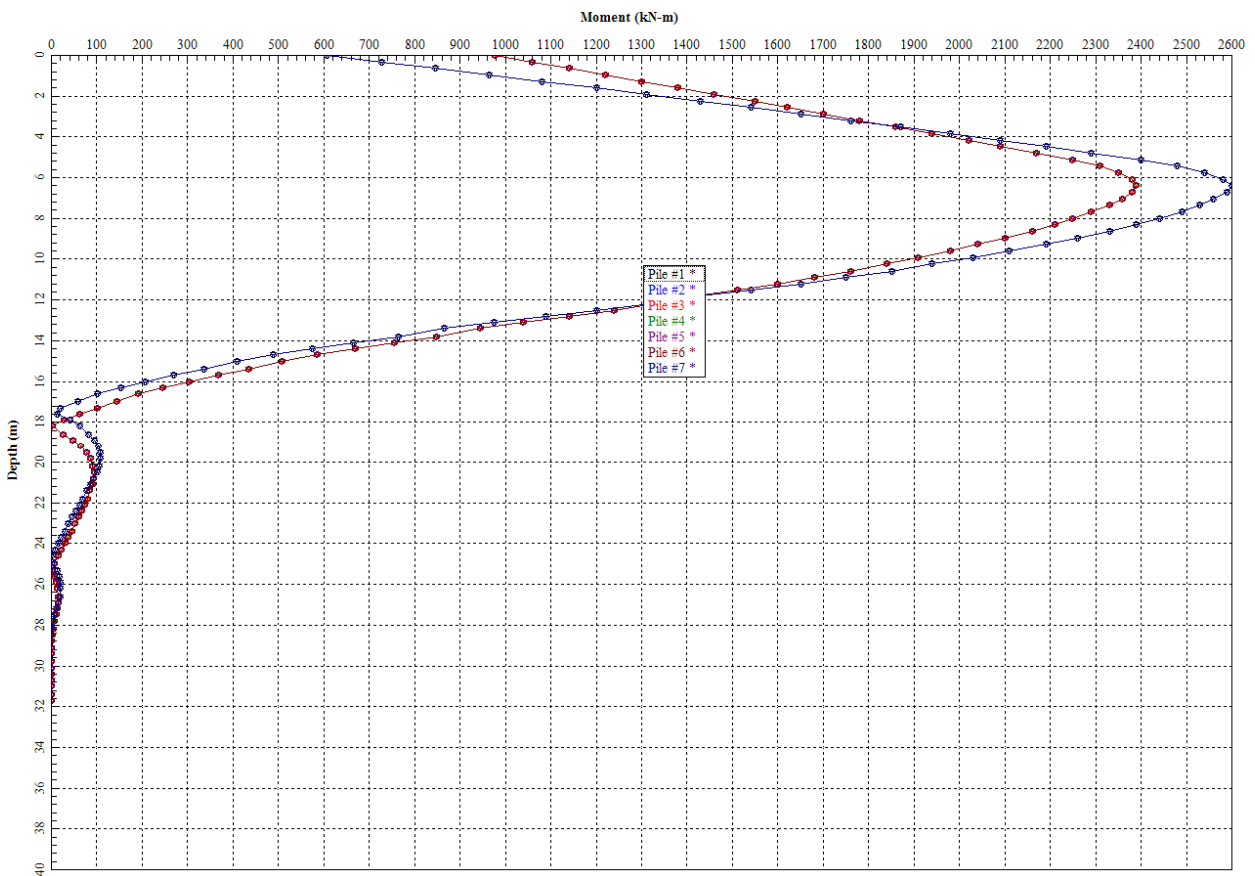
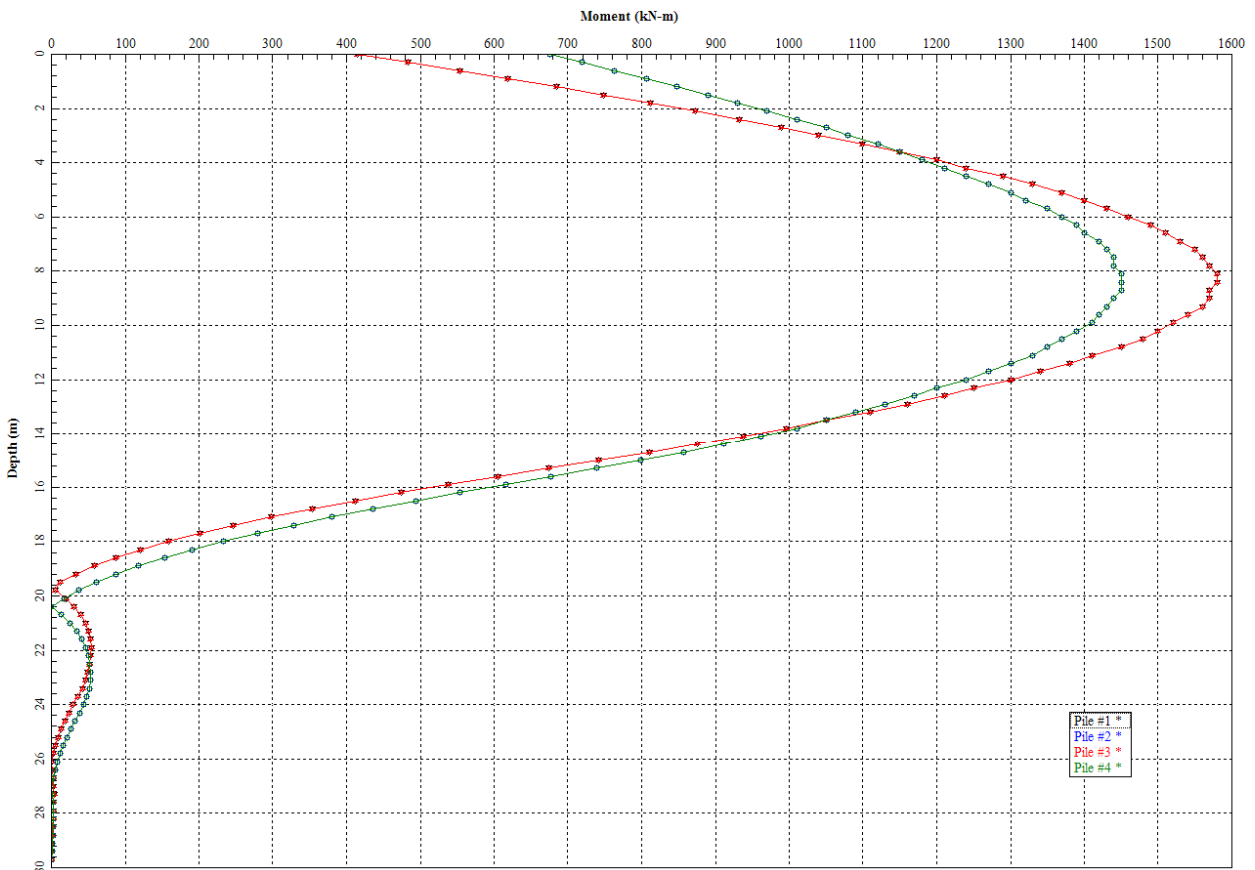
#### 16.1.1 Sollecitazioni di verifica

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. e di S.L.E..

### Sottostrutture delle spalle - S.L.U.



**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 <sub>max</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	M <sub>max</sub> [kNm]	N <sub>max</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	M <sub>max</sub> [kNm]
Spalle	1250	390	2470	1030	230	1580

### 16.1.2 Pali di fondazione delle spalle

Si assume come riferimento la sezione del palo posta ad una profondità di circa 8m essendo quella caratterizzata dalle massime sollecitazioni. Si assume inoltre un'armatura del palo composta da barre accoppiare 2Ø20 disposte a passo 10cm, per un totale di 68Ø20, e una staffatura dello stesso costituita da spirali Ø12/20.

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)= 213.6 cm <sup>2</sup>

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	125000	247000	124990	400148	1.620	22.4		

#### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2
Area staffe/m :	22.6 cm <sup>2</sup> /m [Area Staffe Minima normativa = 2.3 cm <sup>2</sup> /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 <sup>2</sup> /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	39000	51163	274716	39149	107.2	21.80	1.070	4.6

#### 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 <sup>2</sup> ])
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 <sup>2</sup> ])
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 <sup>2</sup> ]
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 <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

		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	94.4	-60.0	0.0	-60.0	-1881	54.0	25.8	2828	69.1	0.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
ScI <sub>max</sub>	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]									
ScI <sub>min</sub>	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]									
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm <sup>2</sup> ]									
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Sc <sub>min</sub> + Sc <sub>Eff</sub> )/(2 Sc <sub>min</sub> )									
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2									
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure									
S <sub>rm</sub>	Distanza media in mm tra le fessure									
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*S <sub>rm</sub>									

N.Comb.	Ver	ScI <sub>max</sub>	ScI <sub>min</sub>	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	S <sub>rm</sub>	Ap.Fess.
1	S	70.9	-56.7	-29.3	0.190	1.0	0.000698	199	0.237

Si osserva, inoltre, che, sulla base dell'andamento delle sollecitazioni flettenti, l'armatura della sezione di verifica (2Ø20/10) viene assunta per i primi 14m 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 è sufficiente per sostenere l'azione tagliate sollecitante almeno nelle zone in cui tale sollecitazione è massima. Tuttavia si assumono staffe Ø12/20 lungo tutto lo sviluppo del palo a favore di sicurezza.