

S.S. 398 "Via Val di Cornia"
Bretella di collegamento tra l'Autostrada Tirrenica A12
e il Porto di Piombino
LOTTO 1 - Svincolo di Geodetica-Gagno

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **FI2**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Luca Nani
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A2445

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL R.U.P.

Dott. Ing.
Antonio Scalamandrè

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

MARZO 2019

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott.Ing. N.Granieri
Dott.Arch. N.Kamenicky
Dott.Ing. V.Truffini
Dott.Arch. A.Bracchini
Dott.Ing. F.Durastanti
Dott.Geol. G.Cerquiglini
Geom. S.Scopetta
Dott.Ing. L.Sbrenna
Dott.Ing. E.Sellari
Dott.Ing. E.Bartolucci
Dott.Ing. L.Dinelli
Dott.Ing. L.Nani
Dott.Ing. F.Pambianco
Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini
Dott. Ing. S.Sacconi
Dott. Ing. G.Cordua
Dott. Ing. V.De Gori
Dott. Ing. C.Consorti
Dott. Ing. F.Dominici

Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. F.Macchioni
Geom. C.Vischini
Dott. Ing. V.Piunno
Dott. Ing. G.Pulli
Geom. C.Sugaroni



OPERE D'ARTE MAGGIORI
VIADOTTO CORNIA 2 (ferrovia)
Relazione tecnica e di calcolo impalcato

CODICE PROGETTO

NOME FILE

T00-VI02-STR-RE02

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPFI12 E 1801

CODICE ELAB.

T00VI02STRRE02

A

-

A

Emissione

E.Ricci

E.Bartolucci

N.Granieri

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE	
1	PREMESSA..... 4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO 7
3	METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA..... 8
3.1	VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....8
3.1.1	Stato limite di resistenza..... 8
3.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO8
3.2.1	Fessurazione..... 8
3.2.2	Tensioni di esercizio..... 11
4	MATERIALI.....12
5	ANALISI DEI CARICHI.....14
5.1	PESO PROPRIO DELL'IMPALCATO 14
5.2	SOVRACCARICO PERMANENTE..... 14
5.3	VARIAZIONI TERMICHE..... 15
5.4	CARICHI MOBILI..... 16
5.5	URTO DEL VEICOLO IN SVIO..... 18
5.6	PRECOMPRESSIONE 19
5.7	EFFETTO DELLA VISCOSITÀ E DEL RITIRO..... 20
5.8	ALTRE AZIONI..... 20
6	COMBINAZIONI DELLE AZIONI21
7	CALCOLO DEGLI EFFETTI GLOBALI.....24
7.1	DESCRIZIONE DELLE FASI COSTRUTTIVE DI CALCOLO..... 29

7.2	SOLLECITAZIONI E TENSIONI IN FASE COSTRUTTIVA ($T=0$ E $T=\infty$) – VERIFICHE SLE-QP.....	30
7.3	SOLLECITAZIONI E TENSIONI IN ESERCIZIO – VERIFICHE SLE-K	50
7.4	VERIFICHE SLU PER FLESSIONE.....	51
7.5	VERIFICHE SLU PER TAGLIO-TORSIONE.....	56
7.6	VERIFICHE SLE DI FESSURAZIONE.....	59
7.7	VERIFICHE SLE DI DEFORMAZIONE.....	59
8	CALCOLO DEGLI EFFETTI LOCALI.....	61
8.1	ANALISI.....	61
8.2	SEZIONE S1.....	64
8.3	SEZIONE S2	66
8.4	SEZIONE S3	69
8.5	SEZIONE S4	72
8.6	SEZIONE S5	74

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Pianta fondazioni.....	4
Figura 2 – Profilo longitudinale.....	4
Figura 3 – Sezione trasversale impalcato	5
Figura 4 – Schema appoggi.....	6
Figura 5 – Descrizione del modello di carico 1 – da NTC2018.....	17
Figura 6 – Disposizione trasversale dei carichi mobili.....	18
Figura 7 – Schema di carico per azioni di urto del veicolo in svio.....	18
Figura 8 - Layout cavi.....	19
Figura 9 – Modello agli elementi finiti per fasi costruttive.....	25
Figura 10 – Modello agli elementi finiti per fasi costruttive – vista 3D	26
Figura 11 - Sezione corrente CC.....	26
Figura 12 - Sezione in prossimità degli appoggi CA.....	27
Figura 13 - Sezione in appoggio (spalla e pila provvisoria) CR.....	27
Figura 14 – Deformata valutata a tempo infinito per effetto delle azioni permanenti (pesi propri strutturali e non, precompressione e effetti reologici)	59
Figura 15 – Deformata da carichi mobili	60
Figura 16 – Deformata da variazione termica differenziale ($\cdot T=5^{\circ}\text{C}$).....	60
Figura 17 – Sezioni caratteristiche per verifica effetti locali	61
Figura 18 – Modello di calcolo effetti locali	61
Figura 19 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da peso proprio	62
Figura 20 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da permanenti portati.....	62
Figura 21 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da variazione termica differenziale	63
Figura 22 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da carichi mobili.....	63

1 PREMESSA

Nel presente fascicolo si espongono i calcoli di dimensionamento delle sottostrutture del Viadotto Cornia 2, rientrante nell'ambito del Lotto 1 della S.S. 398 "Via Val di Cornia", Bretella di collegamento tra l'Autostrada Tirrenica A12 ed il porto di Piombino.

Per quanto riguarda il calcolo delle sottostrutture e il calcolo geotecnico dei pali si rimanda alle specifiche relazioni allegate al presente progetto.

Il viadotto presenta due carreggiate distinte e separate, ciascuna delle quali costituita da un impalcato in semplice appoggio di luce pari a 70.0m, intesa come distanza media tra gli assi appoggi delle due spalle.

Le spalle sono di tipo a mensola con muri laterali, le fondazioni di tipo indiretto su pali di grande diametro Ø1200. Per l'esecuzione dell'impalcato si prevede la realizzazione di strutture provvisorie necessarie per sostenere i conchi in prossimità delle spalle e per consentire il varo di quelli centrali.

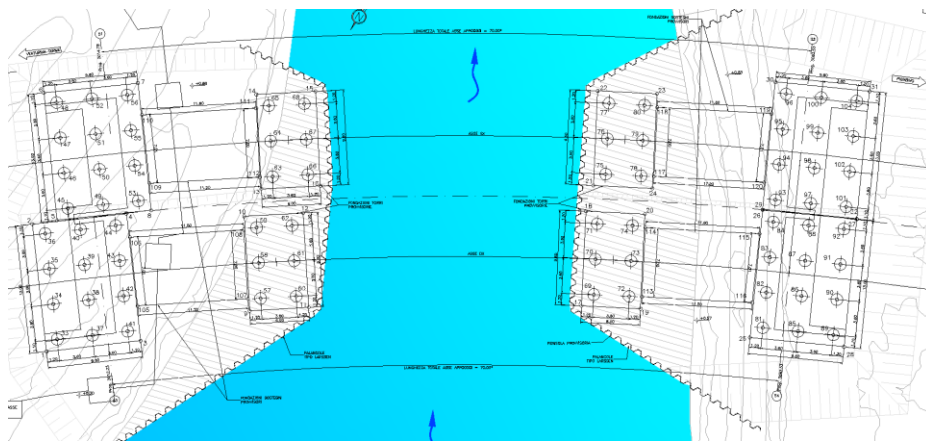


Figura 1 – Pianta fondazioni

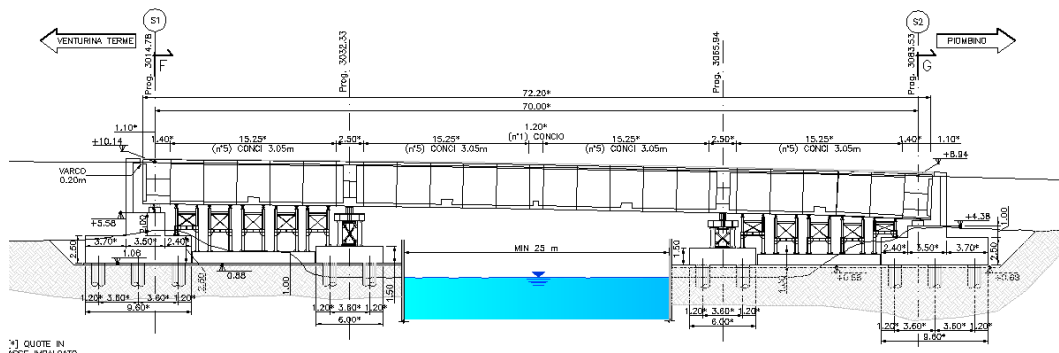


Figura 2 – Profilo longitudinale

L'impalcato è realizzato con conchi di larghezza pari a 11.25m in asse sinistro e 11.45m in asse destro, altezza 4.00m e lunghezza pari a 3.05m per il generico concio, 2.50m per i conchi di appoggio (sia su spalla che su pila provvisoria) e 1.20m per concio di sutura in mezzera.

Costruttivamente si procede a realizzare dapprima i conci posti su spalla e su torri provvisorie. Successivamente si gettano i conci su sostegni provvisori. Completati i primi 7 conci da ambo i lati del ponte si procede a realizzare i conci successivi con avanzamento a sbalzo, mediante impiego di cassero rampante, convergendo verso il centro dell'impalcato e gettando infine il concio di sutura centrale di lunghezza pari a 1.20m.

La precompressione dei conci è di tipo esterna: durante le fasi costruttive è prevista l'adozione di cavi provvisori da installare in corrispondenza dell'intradosso della soletta e che saranno rimossi a seguito della precompressione definitiva.

La geometria di cavi, deviatori e ancoraggi è stata studiata al fine di consentire in modo agevole la sostituzione degli stessi durante la vita utile dell'opera. I cavi sono costituiti da trefoli da 0.6" super in numero pari a 22 o 27 trefoli.

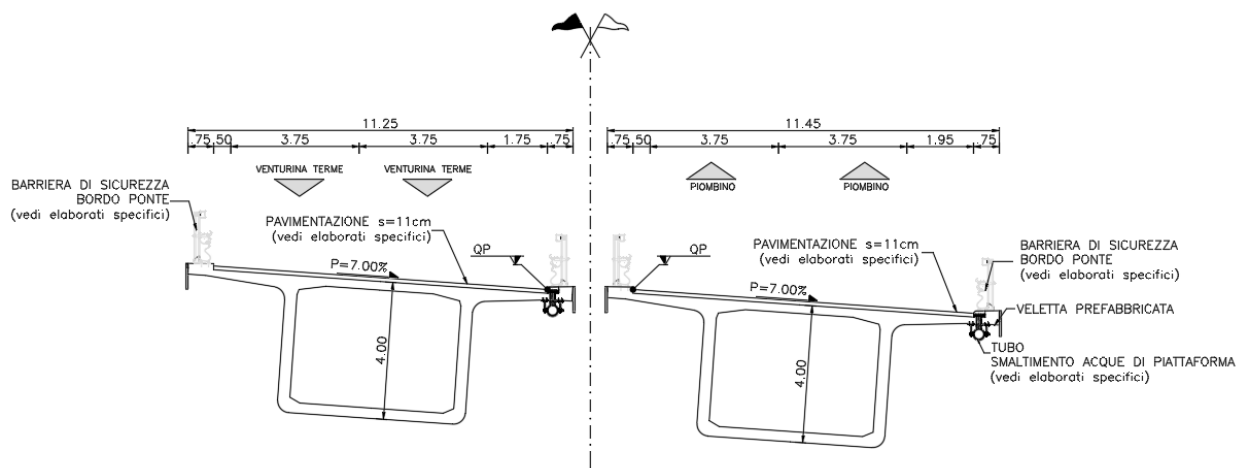


Figura 3 – Sezione trasversale impalcato

Il sistema di vincolo tra impalcato e sottostrutture prevede l'adozione di isolatori sismici elastomerici ad alto smorzamento (smorzamento equivalente pari a $\xi=10\%$) per garantire il totale isolamento tra i due sottosistemi; si rimanda al capitolo sulla protezione sismica per ulteriori indicazioni.

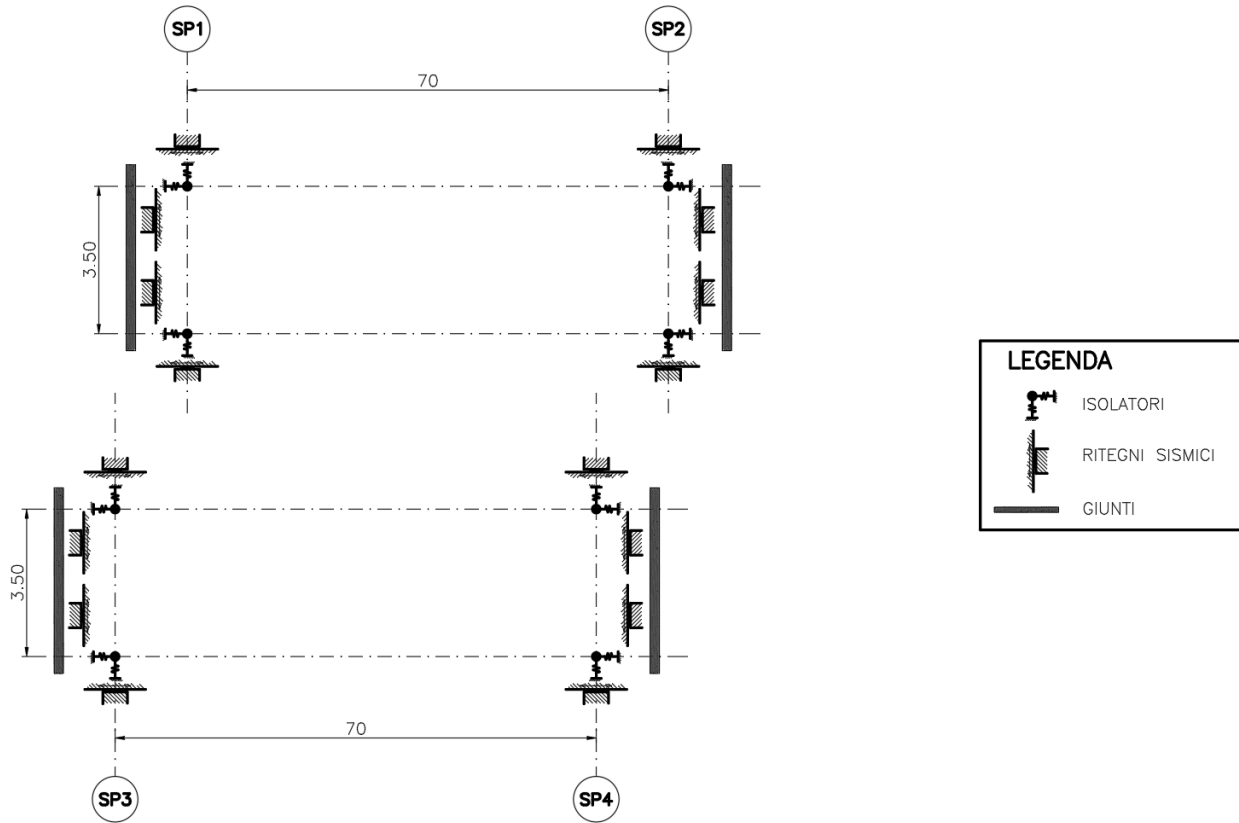


Figura 4 – Schema appoggi

La vita nominale di progetto VN, intesa come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, è assunta pari a 50 anni.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, si assume per l'opera in progetto una classe d'uso IV.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto del manufatto è stato redatto nel rispetto delle vigenti Normative; si citano in particolare le seguenti:

- [N1] D.M. del 17 gennaio 2018: Norme tecniche per le costruzioni;
- [N2] Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- [N3] EC 1-1-5: Azioni sulle strutture; Azioni in generale – Azioni termiche
- [N4] EC 2-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo; Regole generali e regole per gli edifici;
- [N5] EC 2-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo; Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi;
- [N6] EC 8-1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica; Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- [N7] EC 8-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica; Ponti.

3 METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA

I calcoli strutturali sono redatti in osservanza delle normative vigenti, con particolare riferimento al DECRETO MINISTERIALE del 17 gennaio 2018 "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI", nel seguito brevemente NTC2018.

Il calcolo delle sollecitazioni è condotto in campo elastico lineare, utilizzando la teoria della Scienza delle Costruzioni.

Le verifiche sono eseguite con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite. Si effettuano le seguenti verifiche:

- Stato Limite Ultimo (SLU) - verifiche di resistenza;
- Stato Limite di Esercizio (SLE) - verifiche dello stato tensionale dei diversi elementi strutturali in combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni;
- Stato Limite di Esercizio (SLE) - verifiche di fessurazione in combinazioni frequente e quasi permanente delle azioni;

Laddove non diversamente specificato, le unità di misura adottate per azioni e sollecitazioni sono i kN per le forze e i kN m per i momenti; l'unità di misura per le tensioni è il MPa (N/mm^2); inoltre si assumono positivi gli sforzi/tensioni normali di trazione e i momenti che tendono le fibre inferiori.

3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

3.1.1 Stato limite di resistenza

La sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi è verificata confrontando la capacità di progetto in termini di resistenza R_d , funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono, con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni.

Le verifiche di resistenza a pressoflessione sono svolte secondo quanto indicato al paragrafo 4.1.2.3.4.2 di [N1].

Le verifiche di resistenza a taglio seguono il paragrafo 4.1.2.3.5 di [N1].

3.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

3.2.1 Fessurazione

Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

- stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

- $w_1 = 0,2$ mm
- $w_2 = 0,3$ mm
- $w_3 = 0,4$ mm

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considera l'opera in condizioni ambientali aggressive.

Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicate le prestazioni richieste per le diverse combinazioni delle azioni a seconda delle condizioni ambientali e della tipologia di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 , secondo quanto riportato nella Tabella sopra riportata.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,70 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ε_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

Pertanto, per le armature delle opere oggetto di verifica, si assumono i seguenti limiti di apertura delle fessure:

SLE-QP	$w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$
SLE-F	$w_d \leq w_2 = 0.3 \text{ mm.}$

3.2.2 Tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\begin{aligned}\sigma_{c,max} &< 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \\ \sigma_{c,max} &< 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}\end{aligned}$$

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica delle azioni deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} < 0,8 f_{yk}$$

Per gli acciai da precompressione le tensioni iniziali devono rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_{spi} < 0,85 f_{p(0.1)k} \quad \sigma_{spi} < 0,75 f_{ptk}$$

Ammettendo una sovratensione non superiore a $0,05 f_{p(0.1)k}$.

4 MATERIALI

È previsto l'impiego dei materiali di seguito descritti. Per maggiori informazioni si rinvia all'elaborato specifico.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Tipo	B450C
<i>Caratteristiche dell'acciaio</i>	
f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento	450 [MPa]
<i>Resistenze di calcolo</i>	
f_{yd} = resistenza di progetto	391 [MPa]
γ_s = coefficiente parziale sicurezza dell'acciaio	1.15
E_s = modulo elastico	210000 [MPa]

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO - TREFOLI

Trefoli stabilizzati da 0.6" Classe 2 - Trefolo stabilizzato	1670/1860
<i>Caratteristiche dell'acciaio</i>	
f_{ptk} = tensione caratteristica di rottura	1860 [MPa]
$f_{p(1)k}$ = tensione caratteristica all'1% di deformazione totale	1670 [MPa]
<i>Resistenze di calcolo</i>	
f_{pyd} = resistenza di progetto	1452 [MPa]
γ_s = coefficiente parziale sicurezza dell'acciaio	1.15
E_s = modulo elastico	195000 [MPa]

Sistemi di precompressione a cavi post tesi secondo Linee Guida di benessere Tecnico Europeo ETAG 013

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO - BARRE TIPO DYWIDAG

<i>Caratteristiche dell'acciaio</i>	
f_{ptk} = tensione caratteristica di rottura	1030 [MPa]
$f_{p(1)k}$ = tensione caratteristica all'1% di deformazione totale	835 [MPa]
<i>Resistenze di calcolo</i>	
f_{pyd} = resistenza di progetto	726 [MPa]
γ_s = coefficiente parziale sicurezza dell'acciaio	1.15
E_s = modulo elastico	200000 [MPa]

CALCESTRUZZO PER CONCI GETTATI IN OPERA

Classe di resistenza	C40/50
<i>Caratteristiche del calcestruzzo</i>	
R_{ck} = resistenza caratteristica cubica	50 [MPa]
f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica	42 [MPa]

f_{cm} =	resistenza cilindrica media	49.5	[MPa]
f_{ctm} =	resistenza media a trazione semplice	3.6	[MPa]
f'_{cfm} =	resistenza media a trazione per flessione	4.3	[MPa]
f_{ctk} =	resistenza caratteristica a trazione	2.5	[MPa]
f_{bk} =	resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	5.7	[MPa]
f^*_{bk} =	resistenza tangenziale caratteristica di aderenza in zona tesa	3.8	[MPa]
E_{cm} =	modulo elastico istantaneo	35547	[MPa]
α =	coefficiente di dilatazione termica	1.0E-05	[°C ⁻¹]
<i>Resistenze di calcolo</i>			
f_{cd} =	resistenza di calcolo a compressione	23.5	[MPa]
α_{cc} =	coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	0.85	
γ_c =	coefficiente parziale sicurezza del calcestruzzo	1.50	
f_{ctd} =	resistenza di calcolo a trazione	1.7	[MPa]
γ_c =	coefficiente parziale sicurezza del calcestruzzo	1.50	
f_{bd} =	resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	3.8	[MPa]
f^*_{bd} =	resistenza tangenziale di aderenza di calcolo in zona tesa	2.5	[MPa]
γ_c =	coefficiente parziale sicurezza del calcestruzzo	1.50	

5 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta nel seguito una descrizione dei carichi considerati per il dimensionamento delle strutture in oggetto.

5.1 PESO PROPRIO DELL'IMPALCATO

Conci di campata

$$p = \gamma_{cls} \cdot Acc = 25 \cdot 7.16 = 178.9 \text{ kN/m}$$

γ_{cls} = peso del calcestruzzo per unità di volume

Acc = area della sezione corrente dell'impalcato.

Conci in prossimità degli appoggi

$$p = \gamma_{cls} \cdot Aca = 25 \cdot 7.50 = 187.5 \text{ kN/m}$$

γ_{cls} = peso del calcestruzzo per unità di volume

Aca = area della sezione di impalcato in prossimità degli appoggi.

Conci testa spalla e testa pila provvisoria

$$p = \gamma_{cls} \cdot Acr = 25 \cdot 22.62 = 565.5 \text{ kN/m}$$

γ_{cls} = peso del calcestruzzo per unità di volume

Acr = area della sezione di impalcato su spalla o pila provvisoria.

Il peso proprio dell'impalcato è valutato automaticamente dal programma di calcolo.

Il peso dei deviatori è applicato manualmente e assunto pari a 53 kN per i deviatori e 26.5 kN per il blocco in mezzera.

5.2 SOVRACCARICO PERMANENTE

Il sovraccarico permanente è costituito dal peso del getto dei cordoli, dalla pavimentazione, dalle barriere di sicurezza e dai servizi.

	n	L/A	s	γ	γ	
	[]	[m/m ²]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m]	[kN/m]
Pavimentazione		9.95	0.11	24		26.27

Cordoli	2	0.75	0.19	25		7.12
Barriere	2				1.5	3
Rete antiproiezione	1				1	1
Servizi	2				1	2
Velette	2	0.75	0.06	25		2.25
Pesi Propri Non Strutturali					G₂	41.64

Cautelativamente si assume un carico uniformemente distribuito pari a 42.0 kN/m.

5.3 VARIAZIONI TERMICHE

Per la valutazione delle deformazioni, si assume una differenza di temperatura pari a $10 \times 0.7 = 7^\circ\text{C}$ nel caso di estradosso più caldo dell'intradosso e 5°C nel caso di intradosso più caldo dell'estradosso, come da indicazioni dell'Eurocodice 1-1-5 [N3].

Tipo di impalcato	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore
	$\Delta T_{M,heat} (^\circ\text{C})$	$\Delta T_{M,cool} (^\circ\text{C})$
Tipo 1: Impalcato di acciaio	18	13
Tipo 2: Impalcato a struttura composta	15	18
Tipo 3: Impalcato di calcestruzzo: - trave scatolare di calcestruzzo	10	5
- trave di calcestruzzo	15	8
- piastra di calcestruzzo	15	8

Ponti stradali, pedonali e ferroviari						
Spessore della superficie	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3	
	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
Non rivestito	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
Impermeabilizzato ¹⁾	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
Massicciata (ballast) (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

Per il dimensionamento dei giunti, oltre agli spostamenti originati dal sisma e agli spostamenti dovuti ai fenomeni lenti, si considera una variazione termica uniforme di $\pm 20^{\circ}\text{C}$ su tutte le strutture.

5.4 CARICHI MOBILI

L'analisi dei carichi mobili viene effettuata in accordo alle indicazioni del decreto ministeriale del 14 gennaio 2018 [N1].

La sede stradale è composta da una piattaforma bitumata da 9.50m e da due cordoli non carrabili di 0.75m di larghezza ciascuno, per un totale di 11.00 m. La larghezza delle corsie convenzionali è pari a 3.00m, per un totale di tre corsie e una zona rimanente di larghezza pari a $9.50 - 3 \times 3.00 = 0.50\text{m}$, disposte in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

Le azioni variabili da traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dallo schema di carico 1, descritto nel seguito:

- corsia n.1 costituita da un automezzo convenzionale Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse delle ruote in senso trasversale di 2.00 m e un carico ripartito q_{1k} di 9 kN/m^2 ;
- corsia n.2, analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN (automezzo convenzionale Q_{2k}) e 2.5 kN/m^2 (carico ripartito q_{2k});

- corsia n.3, analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 200 kN (automezzo convenzionale Q_{3k}) e 2.5 kN/m² (carico ripartito q_{3k});
- zona rimanente, occupata da una colonna di carico $q_{Rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti.

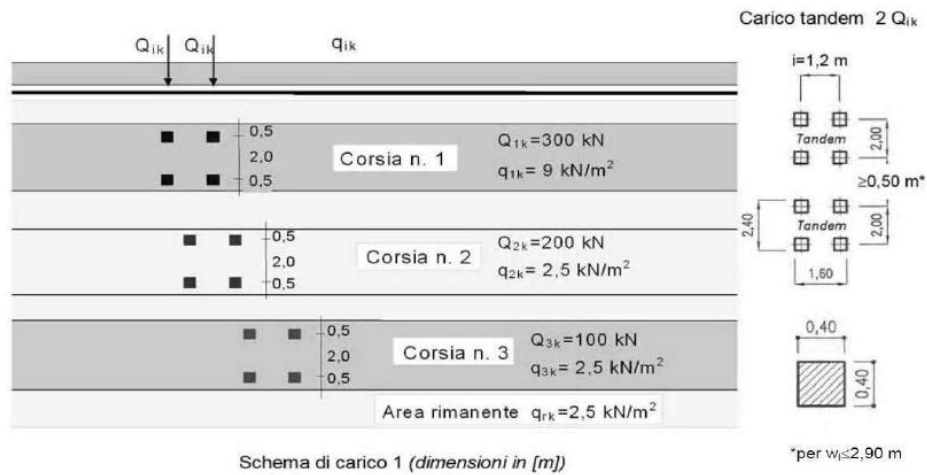


Figura 5 – Descrizione del modello di carico 1 – da NTC2018

Sono stati considerati i carichi mobili previsti dalla vigente normativa per ponti di prima categoria, disposti nella configurazione che massimizza le sollecitazioni sull'impalcato.

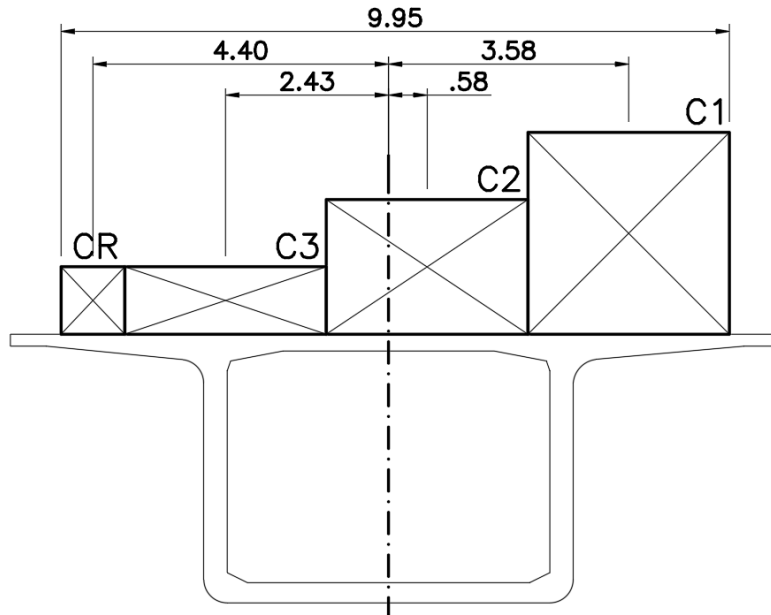


Figura 6 – Disposizione trasversale dei carichi mobili

5.5 URTO DEL VEICOLO IN SVIO

Si tiene conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN, in accordo al paragrafo 3.6.3.3.2 di [N1]. Essa è considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 1.0m sopra il livello del piano di marcia. Cautelativamente si adotta la distribuzione riportata nella seguente figura, dove le forze sono applicate su linee di lunghezza pari a 0.5m.

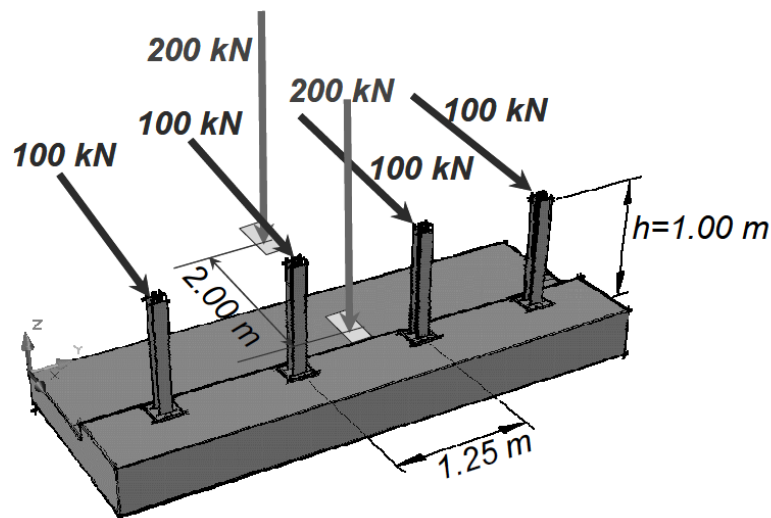


Figura 7 – Schema di carico per azioni di urto del veicolo in svio

Questa condizione di carico eccezionale non risulta significativa per il dimensionamento e la verifica dell'impalcato.

5.6 PRECOMPRESSIONE

Come successivamente descritto nel paragrafo del "Calcolo degli Effetti Globali", le forze di precompressione sono state applicate mediante l'ausilio degli elementi tipo "tendon".

I dati di calcolo dell'azione di precompressione sono i seguenti:

Precompressione post-tesa con cavi esterni da 22 o 27 trefoli 0.6" super in acciaio armonico $f_{ptk}/f_{p01k}=1860/1670$ con:

- $A_t = 150 \text{ mm}^2/\text{trefolo}$;
- Tensione di tesatura al martinetto 1400 MPa;
- $\mu = 0.24$, coefficiente di attrito tra armatura e guaina;
- $w = 5 \text{ mm}$, rientro dei cunei nullo;
- Rilassamento di classe 2 secondo CEB-FIB (basso rilassamento);
- $E=195000 \text{ MPa}$;

Segue uno schema e una tabella riepilogativa dei diversi cavi adottati per l'impalcato.

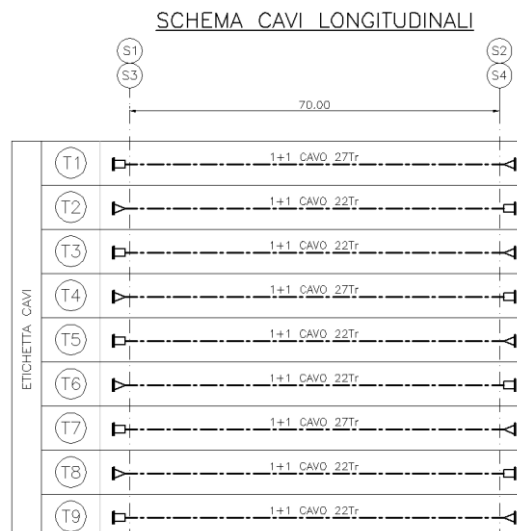


Figura 8 - Layout cavi

5.7 EFFETTO DELLA VISCOSITÀ E DEL RITIRO

Il calcolo degli effetti di ritiro e viscosità del calcestruzzo sono stati automaticamente calcolati dal programma in base ai seguenti parametri di calcolo:

- $UR = 75\%$, umidità relativa
- $h_0 = 0.38$ m, dimensione fittizia dell'elemento
- $\beta_{sc} = 5$, coefficiente di ritiro
- $t_s = 3$ gg, età calcestruzzo inizio ritiro

5.8 ALTRE AZIONI

Per il dimensionamento dell'impalcato trascurabili e quindi non saranno portati in conto, gli effetti delle azioni di Vento, Frenatura, Attrito ai vincoli, Centrifuga e azioni Sismiche, per le quali si rimanda alla relazione di calcolo delle sottostrutture.

6 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Nelle seguenti tabelle si riportano i fattori moltiplicativi dei valori caratteristici delle azioni nelle varie combinazioni allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo. Tali fattori sono dati dal prodotto del coefficiente parziale di sicurezza γ per il coefficiente di combinazione ψ .

Azioni permanenti

g_1 = peso proprio delle strutture

g_2 = carichi permanenti portati

Azioni variabili

q_1 = carichi mobili

q_3 = azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

q_4 = azione centrifuga

q_5 = azione del vento

q_6 = azione sismica

q_7 = resistenze parassite dei vincoli

q_8 = urto di veicoli in svio

Distorsioni

ϵ_1 = precompressione

ϵ_2 = effetti reologici (ritiro, viscosità e rilassamento)

ϵ_3 = variazioni termiche

ϵ_4 = cedimenti vincolari

STATO LIMITE ESERCIZIO

COMBINAZIONE CARATTERISTICA

	g_1	g_2		q_1		q_3	q_4	q_5	q_6	q_7	q_8	ϵ_1	ϵ_2	ϵ_3	ϵ_4
			TS	UDL	Folla										
K1	1	1	1	1	0.5	0	0	0.6	0	1	0	1	1	0.6	1
K2	1	1	0.75	0.4	0.5	0	0	1	0	1	0	1	1	0.6	1
K3	1	1	0.75	0.4	0.5	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
K4	1	1	0.75	0.4	0.5	1	0	0.6	0	1	0	1	1	0.6	1

K5	1	1	0.75	0.4	0.5	0	1	0.6	0	1	0	1	1	0.6	1
----	---	---	------	-----	-----	---	---	-----	---	---	---	---	---	-----	---

COMBINAZIONE FREQUENTE

	g1	g2	q1			q3	q4	q5	q6	q7	q8	ε1	ε2	ε3	ε4
			TS	UDL	Folla										
F1	1	1	0.75	0.4	0.5	0	0	0	0	1	0	1	1	0.5	1
F2	1	1	0	0	0	0	0	0.2	0	1	0	1	1	0.5	1
F3	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	0.6	1

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

	g1	g2	q1			q3	q4	q5	q6	q7	q8	ε1	ε2	ε3	ε4
			TS	UDL	Folla										
QP1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	0.5	1

STATO LIMITE ULTIMO

COMBINAZIONE FONDAMENTALE

	g1	g2	q1			q3	q4	q5	q6	q7	q8	ε1	ε2	ε3	ε4
			TS	UDL	Folla										
U1	1.35	1.35	1.35	1.35	0.68	0	0	0.9	0	1.5	0	1	1.2	0.7	1.2
U2	1.35	1.35	1.01	0.54	0.68	0	0	1.5	0	1.5	0	1	1.2	0.7	1.2
U3	1.35	1.35	1.01	0.54	0.68	0	0	0	0	0	0	1	1.2	1.2	1.2
U4	1.35	1.35	1.01	0.54	0.68	1.35	0	0.9	0	1.5	0	1	1.2	0.7	1.2
U5	1.35	1.35	1.01	0.54	0.68	0	1.35	0.9	0	1.5	0	1	1.2	0.7	1.2

COMBINAZIONE SISMICA

	g1	g2	q1			q3	q4	q5	q6	q7	q8	ε1	ε2	ε3	ε4
			TS	UDL	Folla										

S1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	1	1	0.5	1
----	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	-----	---

COMBINAZIONE ECCEZIONALE

	g1	g2	q1		q3	q4	q5	q6	q7	q8	ε1	ε2	ε3	ε4	
			TS	UDL	Folla										
E1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0.5	1

Si osserva che, ai fini del dimensionamento delle strutture principali dell'impalcato, risultano maggiormente significative le combinazioni in cui si assumono i carichi mobili come azioni variabili dominanti.

L'urto da traffico veicolare è stato considerato in combinazione eccezionale delle azioni; alla forza orizzontale d'urto su sicurvia è stato associato il carico mobile, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

7 CALCOLO DEGLI EFFETTI GLOBALI

L'analisi delle sollecitazioni globali della struttura durante la fase costruttiva nonché il calcolo degli effetti viscosi nel tempo per effetto dei carichi permanenti sono stati eseguiti mediante il programma di calcolo agli elementi finiti SAP 2000 NL della CSI.

Le sollecitazioni in fase costruttiva per conci sono state calcolate mediante il modulo "Incremental Construction Sequence Modeling and Loading"; il programma di calcolo consente di simulare l'effettiva fasistica di esecuzione della struttura, di modellare la precompressione esterna comprensiva delle cadute per attrito mediante gli elementi "Tendon" e di calcolare i fenomeni di evoluzione viscosa, di ritiro del calcestruzzo e di rilassamento dell'acciaio armonico.

Il modello di calcolo, nel suo complesso, contiene i seguenti elementi:

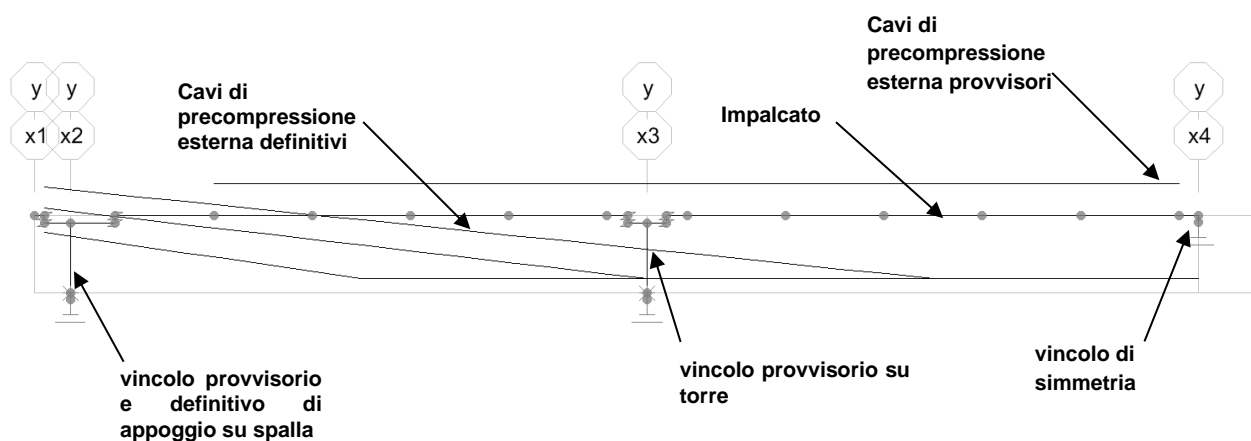


Figura 9 – Modello agli elementi finiti per fasi costruttive

Il modello comprende complessivamente:

- 44 elementi frame per la modellazione dell'impalcato, degli appoggi provvisori e definitivi;
- 30 elementi tendon;
- 54 nodi;
- 8 elementi tipo link.

Si riporta una vista tridimensionale del modello, da cui si evince la modellazione dell'asse curvo dell'impalcato.

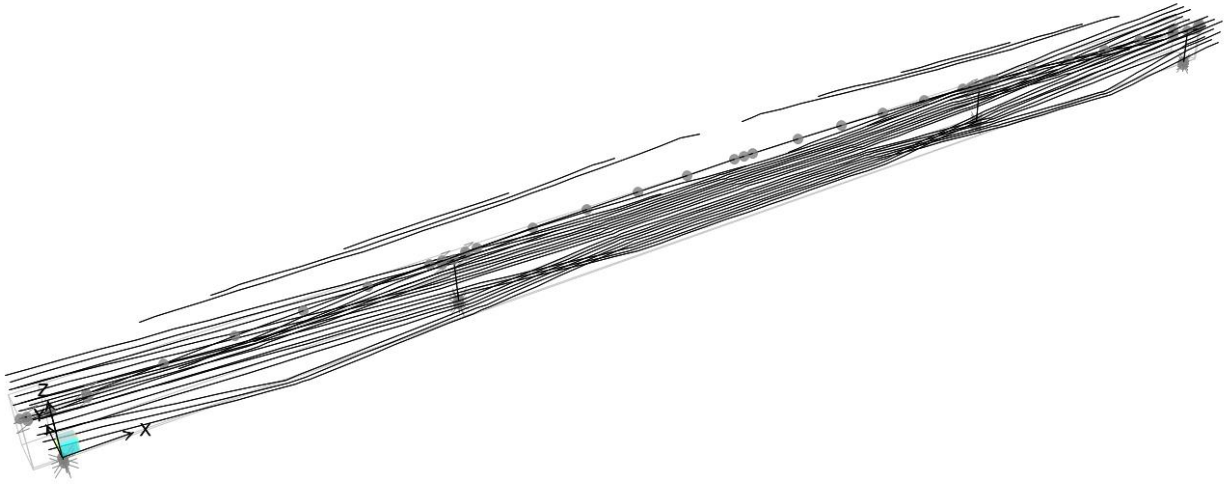


Figura 10 – Modello agli elementi finiti per fasi costruttive – vista 3D

Le caratteristiche inerziali degli elementi frame adottati nel modello sono riportate nel seguito.

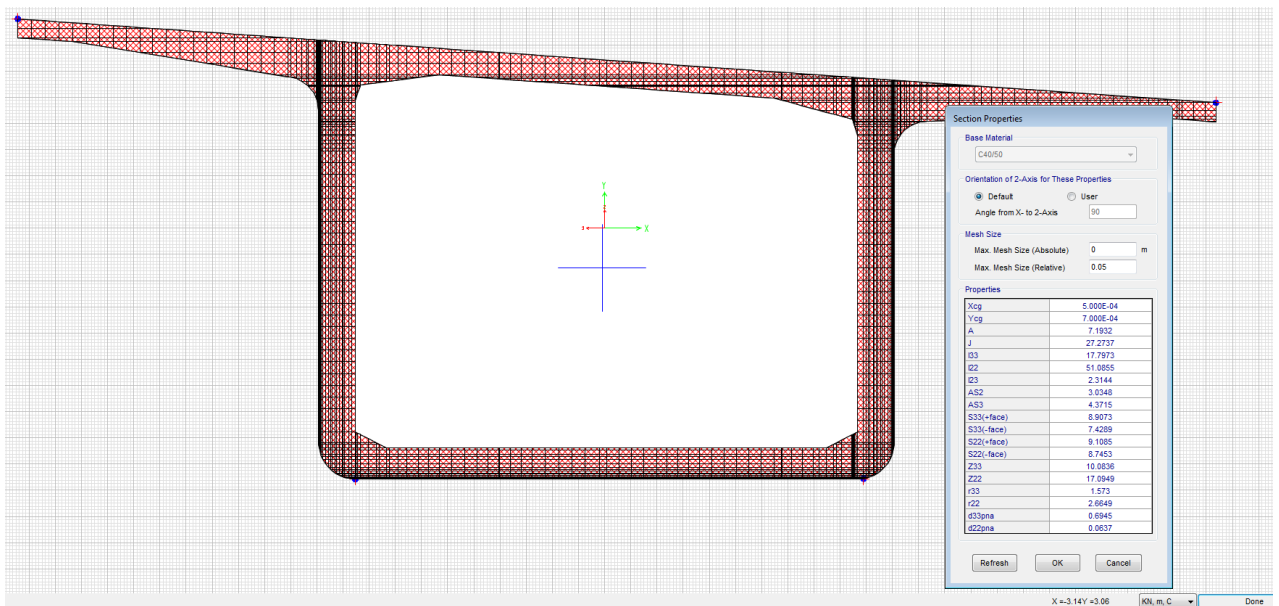


Figura 11 - Sezione corrente CC

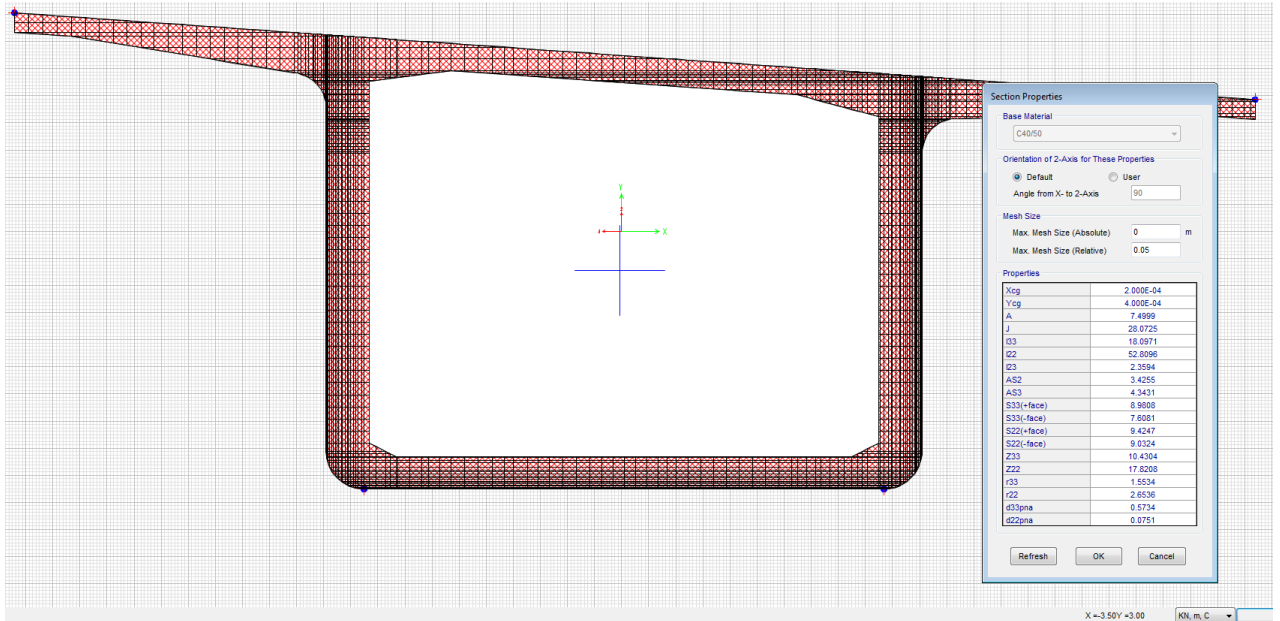


Figura 12 - Sezione in prossimità degli appoggi CA

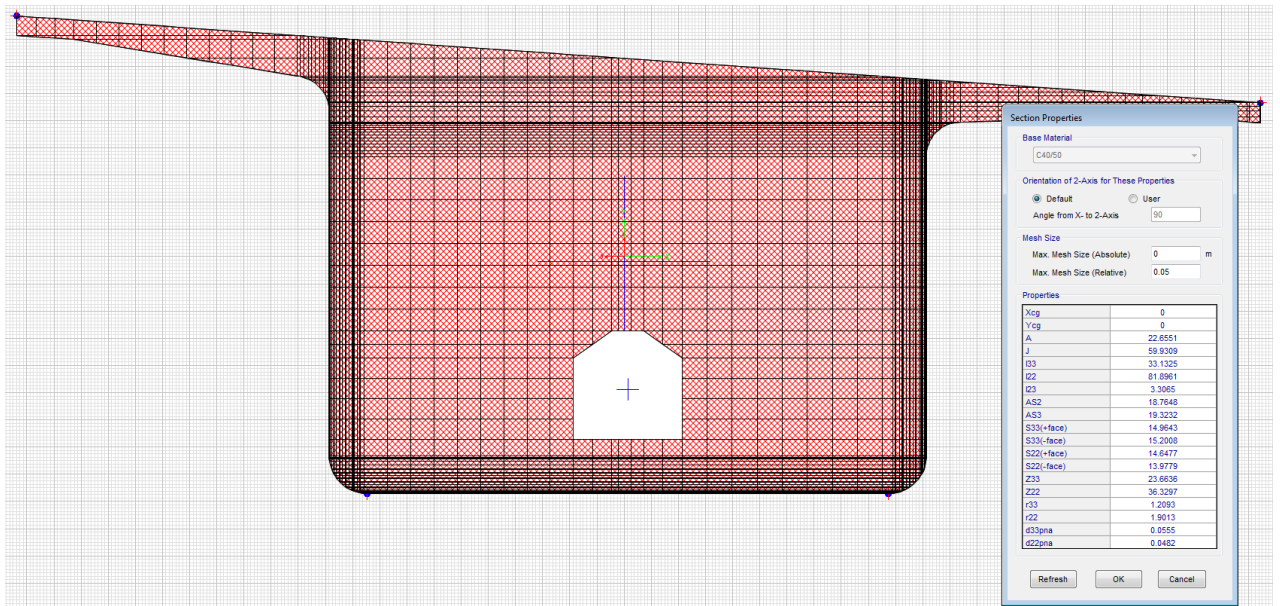


Figura 13 - Sezione in appoggio (spalla e pila provvisoria) CR

Le caratteristiche dei materiali adottate sono le seguenti:

TABLE: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties						
Material	UnitWeight	UnitMass	E1	G12	U12	A1
Text	KN/m3	KN-s2/m4	KN/m2	KN/m2	Unitless	1/C
Trefoli	77.0	7.85	195000000			0.000012
C40/50	25	2.549290481	35000000	14583333	0.2	0.00001
R	0	0	1E+12	3.84615E+11	0.3	0.00001

Le caratteristiche dei materiali dipendenti dal tempo (ritiro, viscosità e rilassamento) sono state precedentemente definite, Par. 5.7.

Il modulo di calcolo "bridge" del programma di calcolo Sap2000 NL utilizzato provvede automaticamente a scegliere lo schema di carico e a posizionare i carichi lungo il viadotto in modo da rendere massima o minima ciascuna delle 6 caratteristiche di sollecitazione (N, Tv, Th, Mt, Mh, Mv) e fornendo per ciascun massimo o minimo i valori congruenti delle 5 restanti.

7.1 DESCRIZIONE DELLE FASI COSTRUTTIVE DI CALCOLO

La denominazione degli steps di calcolo e la temporizzazione della fasistica di esecuzione ipotizzata è la seguente:

TABLE: Tables Automatically Saved After Analysis

Case	Stage	Duration	Output	Comment
F1_1	1	30	Yes	strutture provvisorie e getto conci di testata C1 e C7
F1_2	1	0	Yes	peso proprio conci C1 e C7
F2_1	1	70	Yes	getto conci intermedi C2, C3, C4, C5, C6
F2_2	1	70	Yes	peso proprio conci C2, C3, C4, C5, C6
F3_1	1	7	Yes	avanzamento carro e getto concio C8
F3_2	1	7	Yes	maturazione, peso proprio e eventuale tesatura concio C8
F4_1	1	7	Yes	avanzamento carro e getto concio C9
F4_2	1	7	Yes	maturazione, peso proprio e eventuale tesatura concio C9
F5_1	1	7	Yes	avanzamento carro e getto concio C10
F5_2	1	7	Yes	maturazione, peso proprio e eventuale tesatura concio C10
F6_1	1	7	Yes	avanzamento carro e getto concio C11
F6_2	1	7	Yes	maturazione, peso proprio e eventuale tesatura concio C11
F7_1	1	7	Yes	avanzamento carro e getto concio C12
F7_2	1	7	Yes	maturazione, peso proprio e eventuale tesatura concio C12
F8_1	1	7	Yes	ingessatura e getto concio C13
F8_2	1	7	Yes	maturazione, peso proprio concio C13
F9_1	1	7	Yes	tesatura definitiva e rimozione eventuale tesatura provvisoria
F9_2	1	7	Yes	Rimozione precompressione provvisoria
F10	1	14	Yes	permanenti portati G2
F11	1	18000	Yes	effetti reologici a tempo infinito

Cui segue la fase di esercizio, in cui agiscono anche i carichi mobili.

7.2 SOLLECITAZIONI E TENSIONI IN FASE COSTRUTTIVA ($T=0$ E $T=\infty$) – VERIFICHE SLE-QP

Nel presente paragrafo si riportano le sollecitazioni e tensioni relative alle diverse fasi costruttive e alla fase di esercizio, in base alla fasistica precedentemente definita.

Per ciascuna fase indicata si riportano i diagrammi di sollecitazione (N, M, V) e le tensioni normali ($\sigma_{sup}, \sigma_{inf}$).

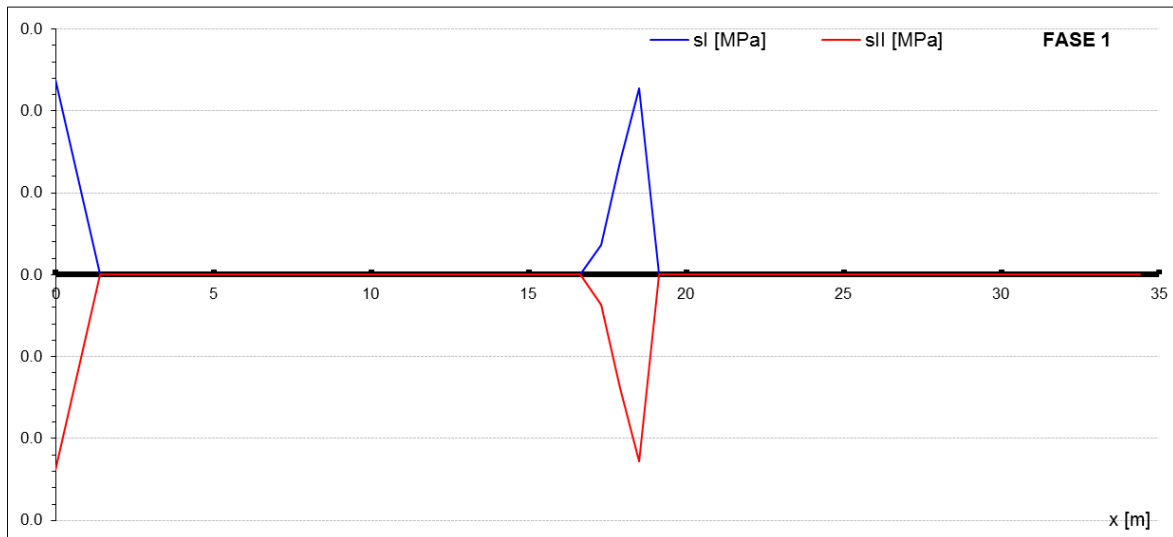
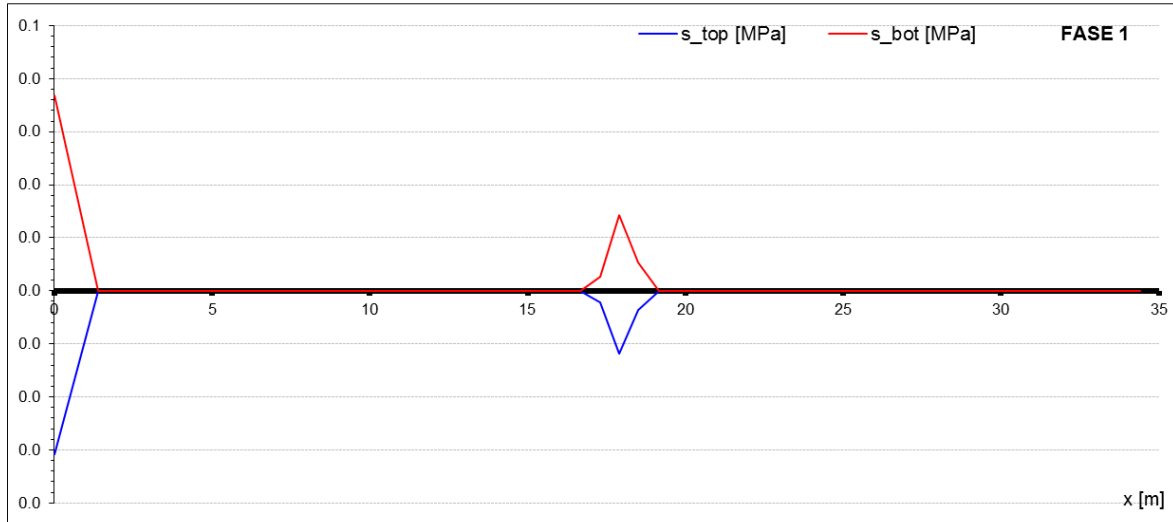
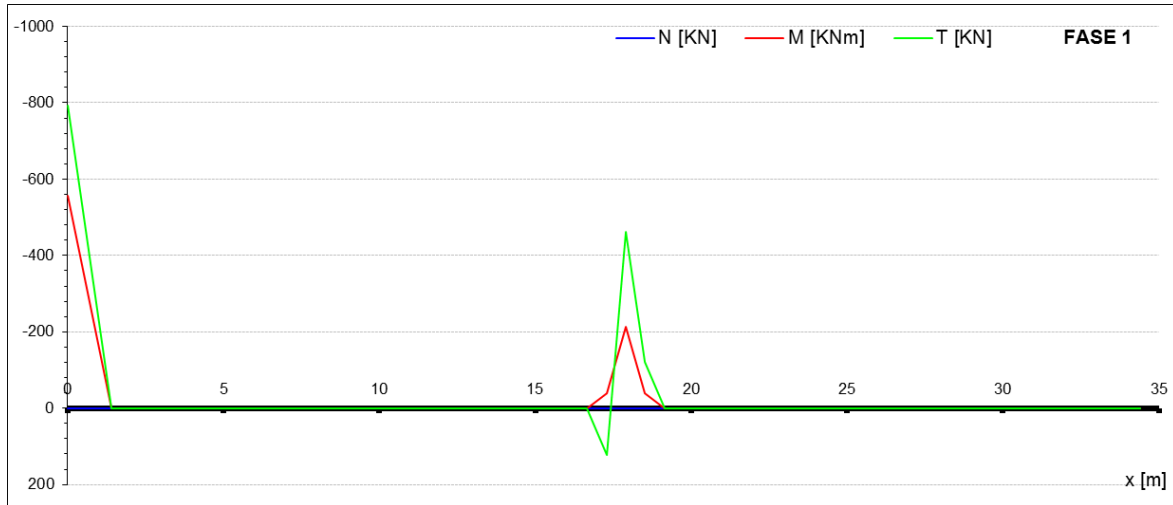
La convenzione adottata per i segni delle sollecitazioni e tensioni prevede che siano:

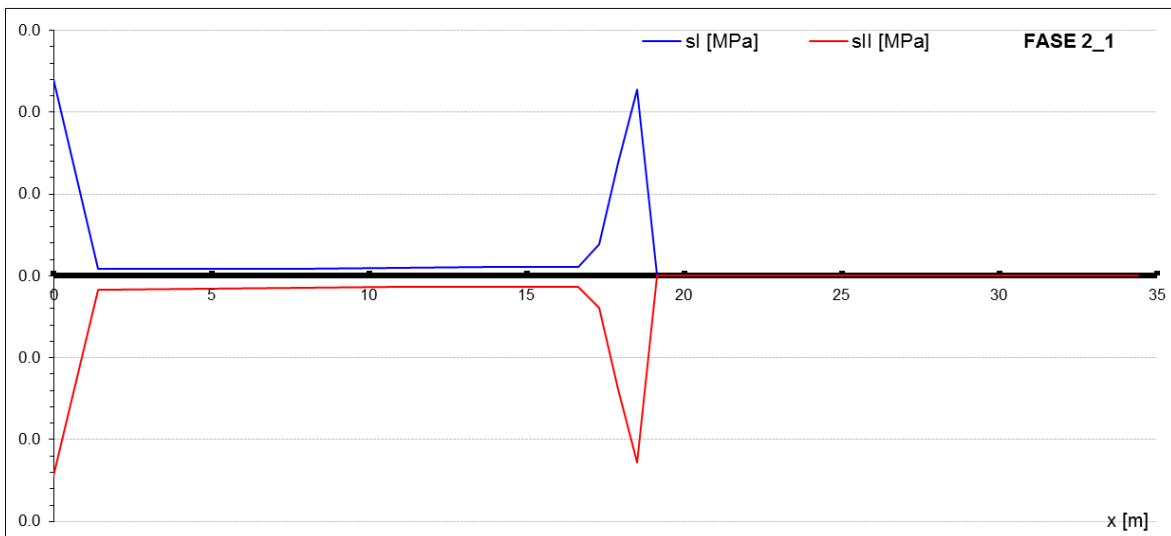
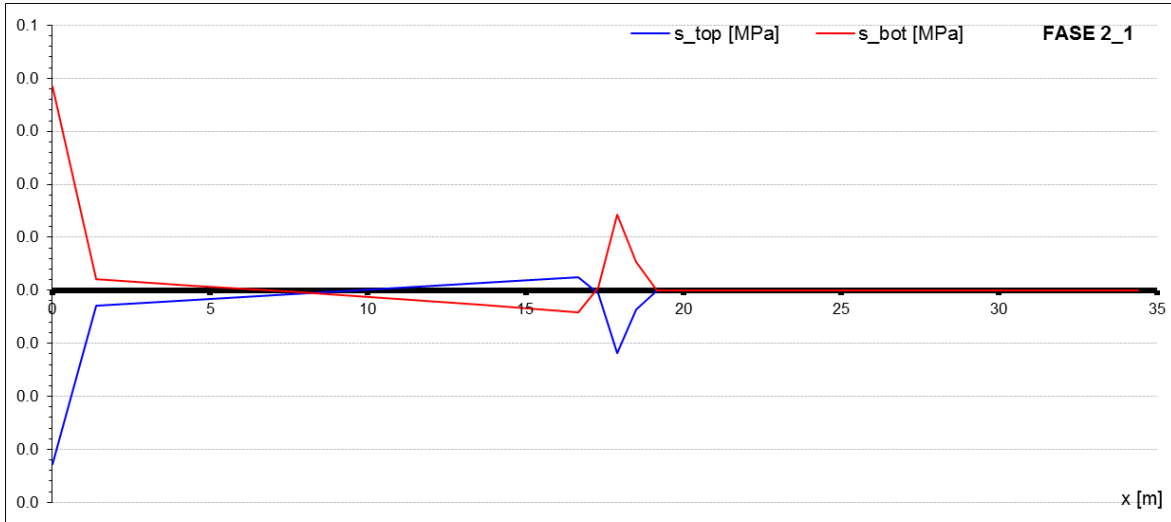
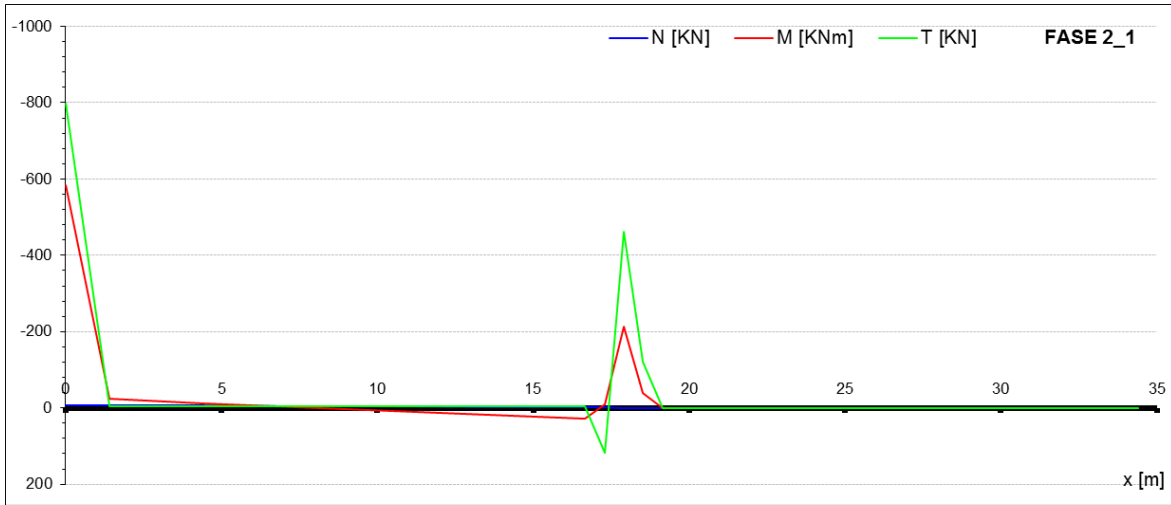
- positivi gli sforzi normali di trazione N [KN];
- positivi i momenti flettenti che tendono le fibre inferiori M [KNm];
- positive le tensioni normali di trazione σ [MPa];

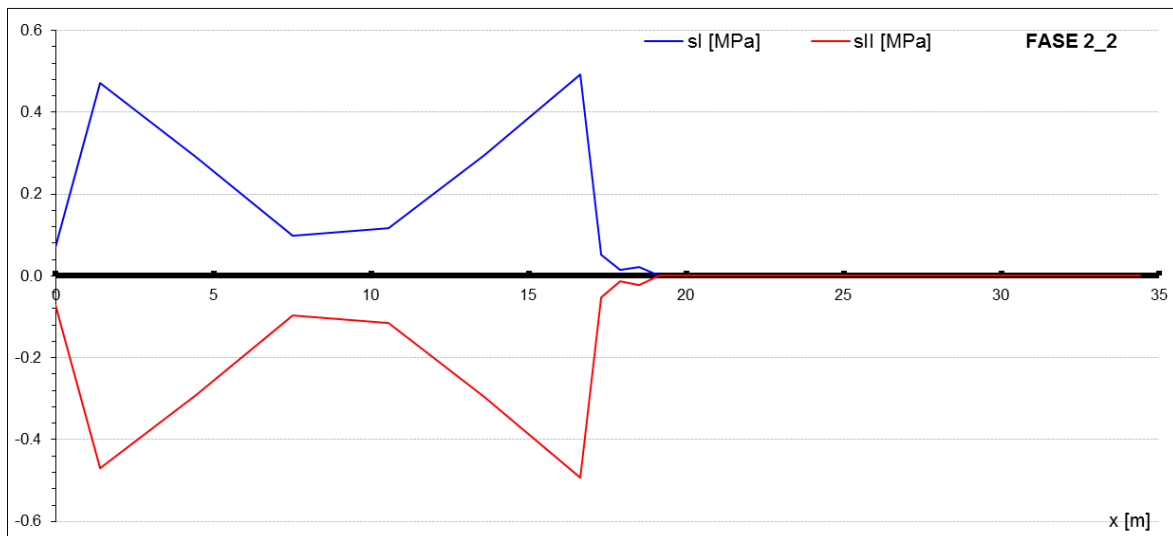
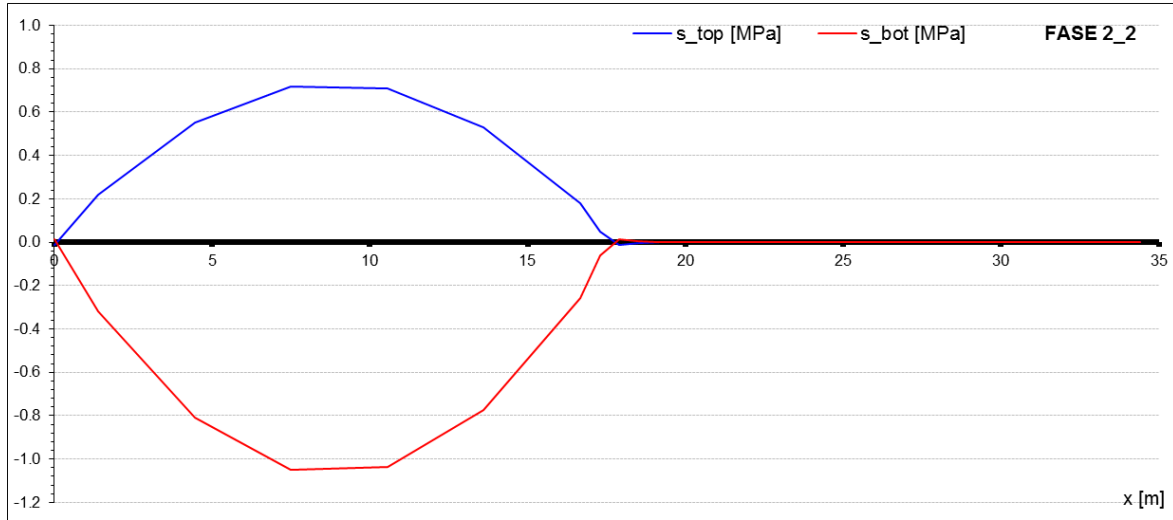
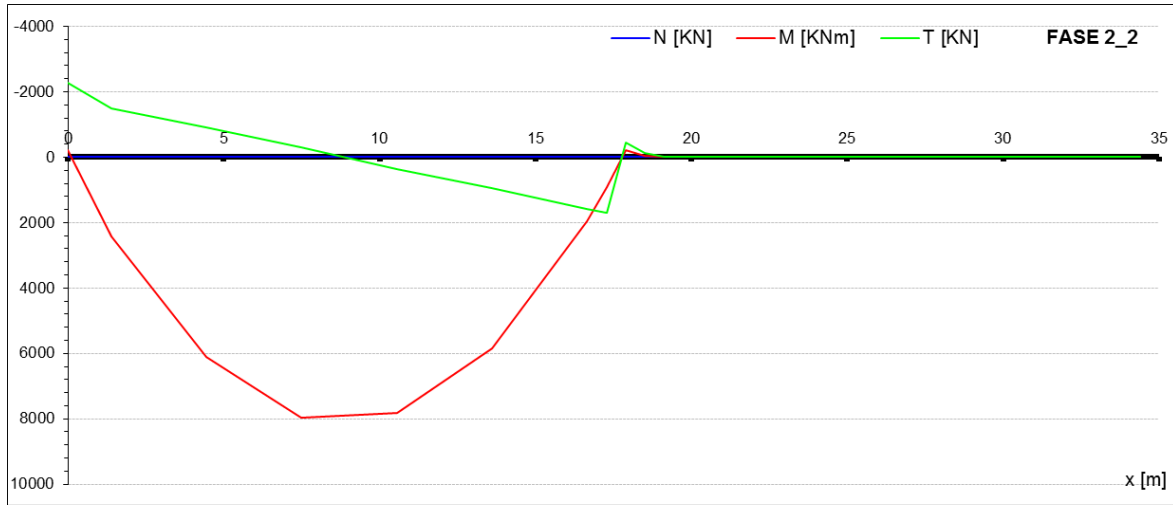
Le corrispondenze tra il nome delle caratteristiche di sollecitazione adottate dal programma EF e quelle adottate nei successivi diagrammi sono:

- $V = V22 =$ taglio nel piano verticale
- $M = M33 =$ momento flettente nel piano verticale
- $N = P =$ sforzo normale

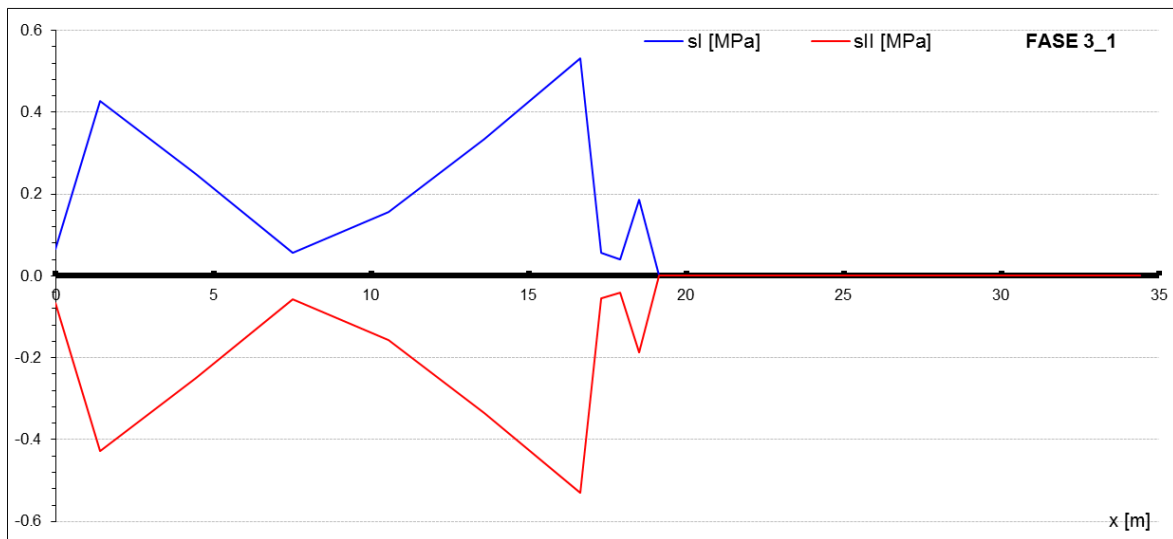
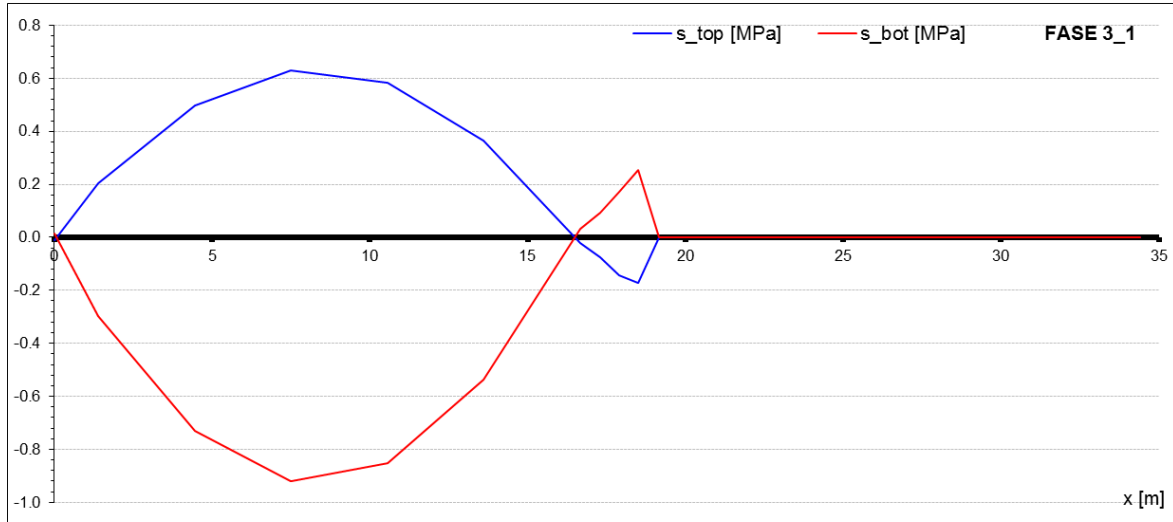
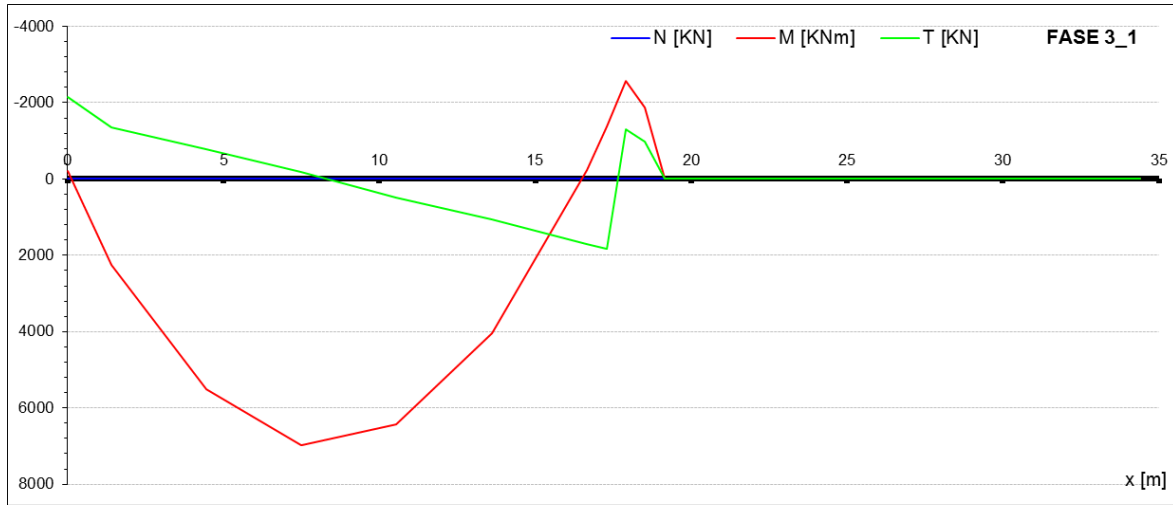
I diagrammi si riferiscono a metà impalcato, stante la simmetria; le ascisse hanno origine in asse al primo appoggio e crescono positivamente in direzione della spalla 2.

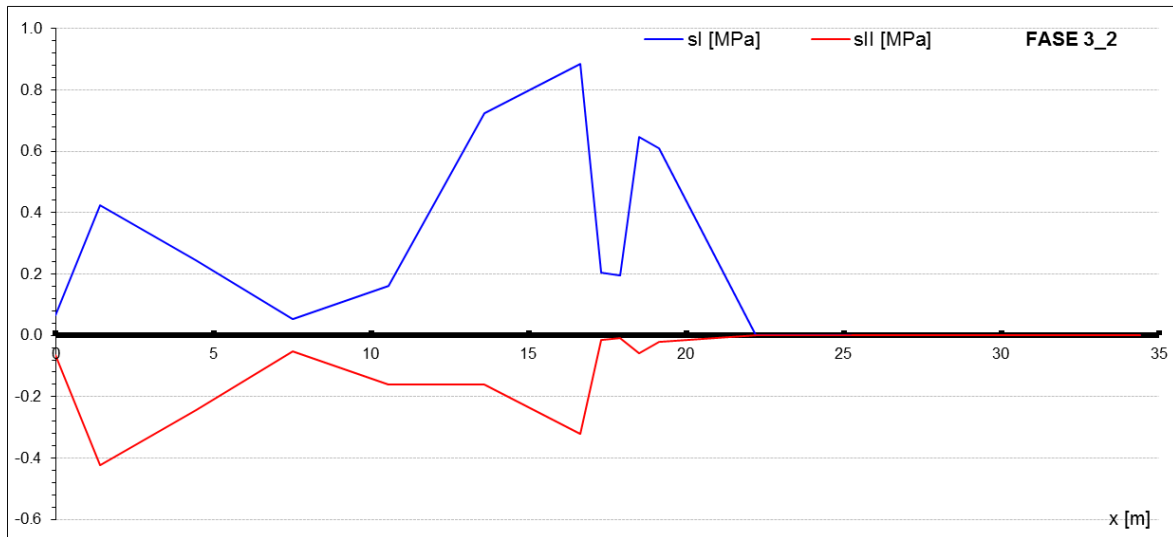
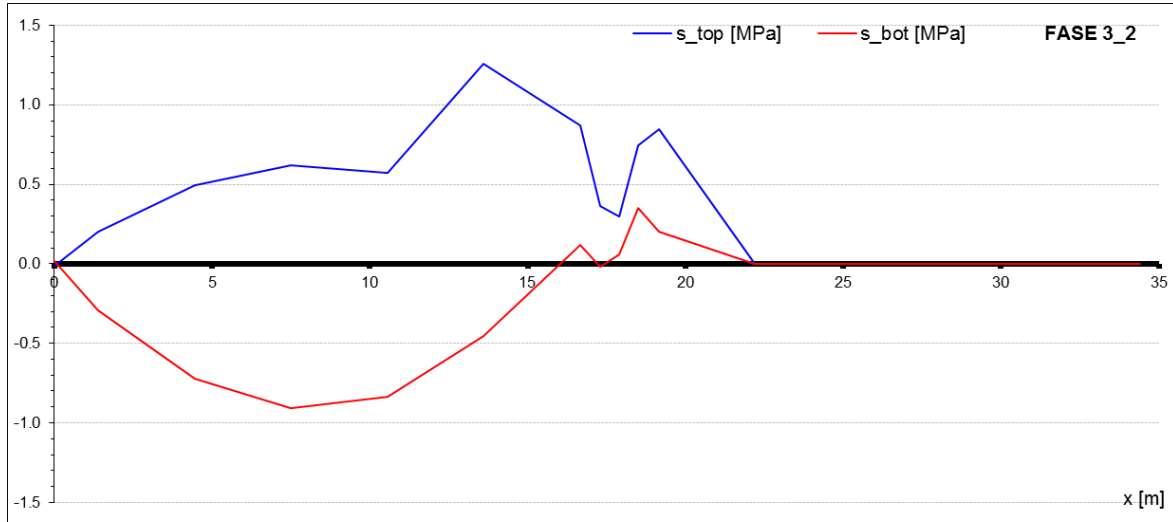
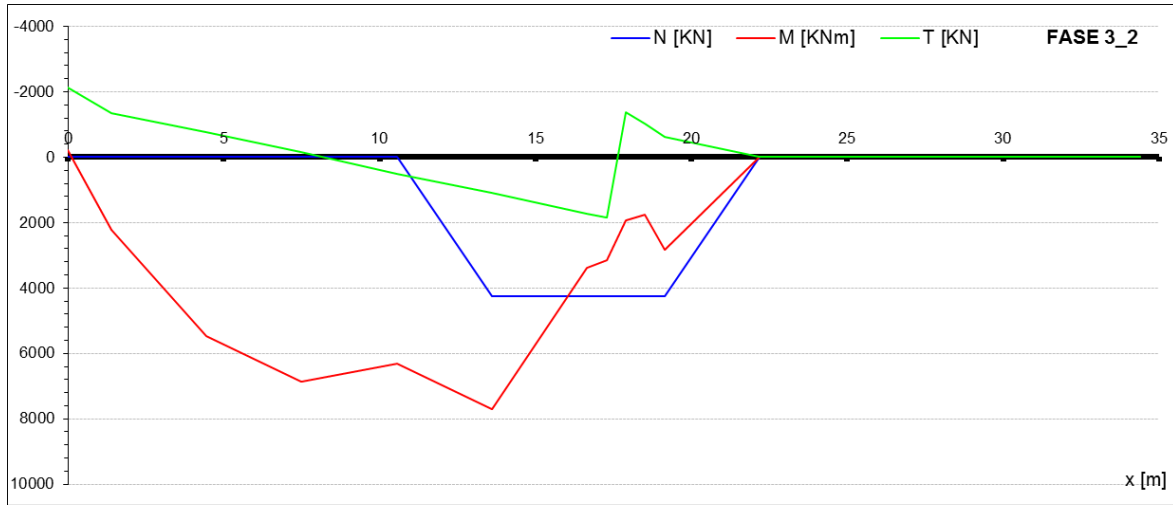


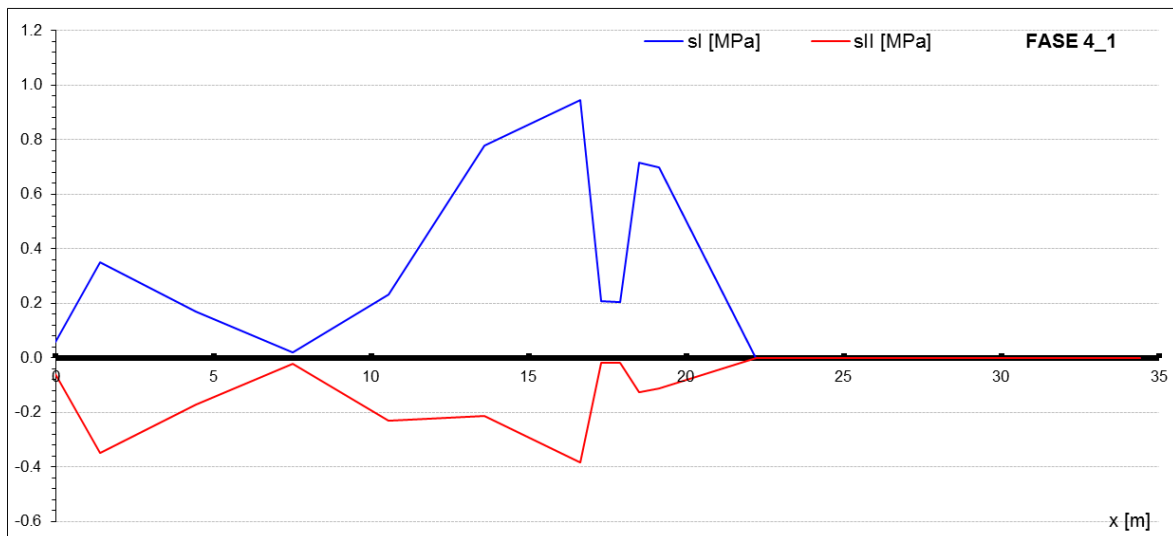
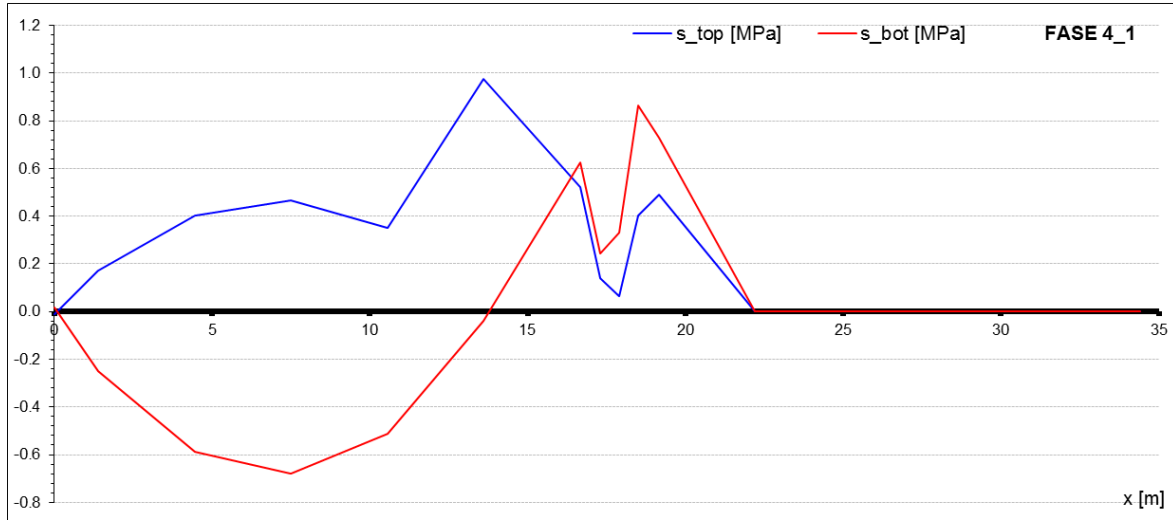
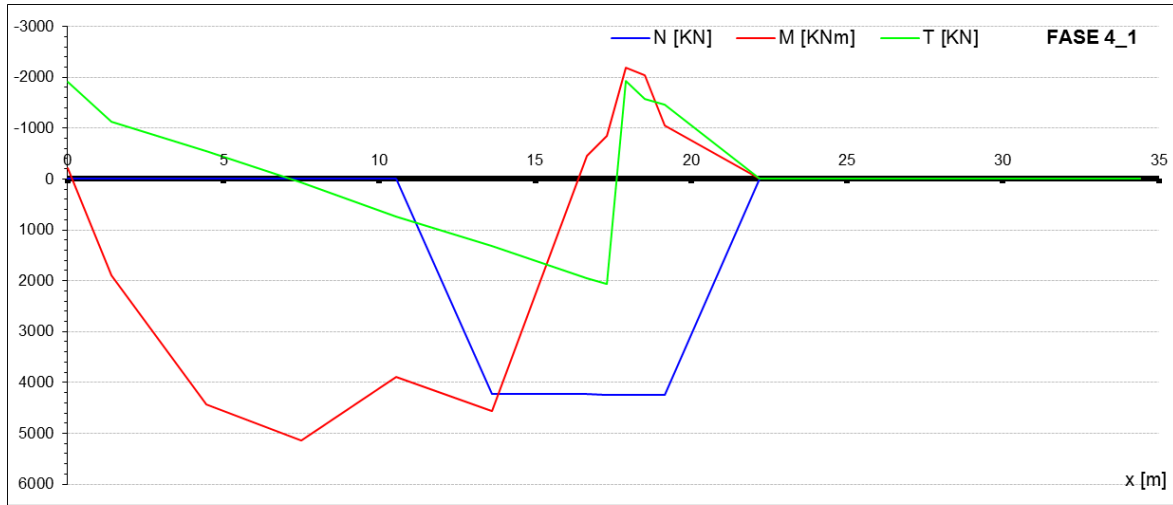


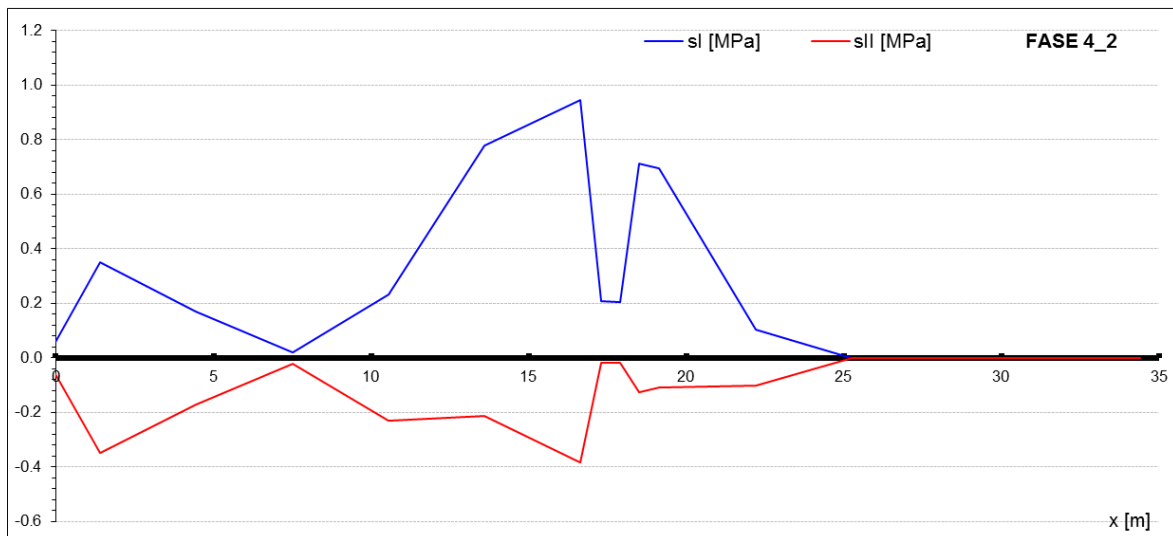
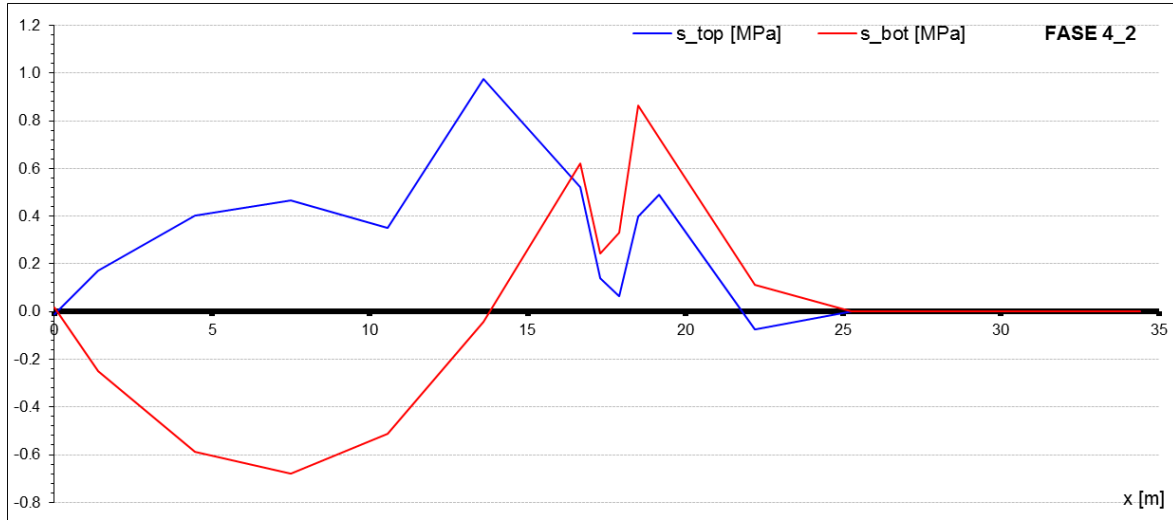
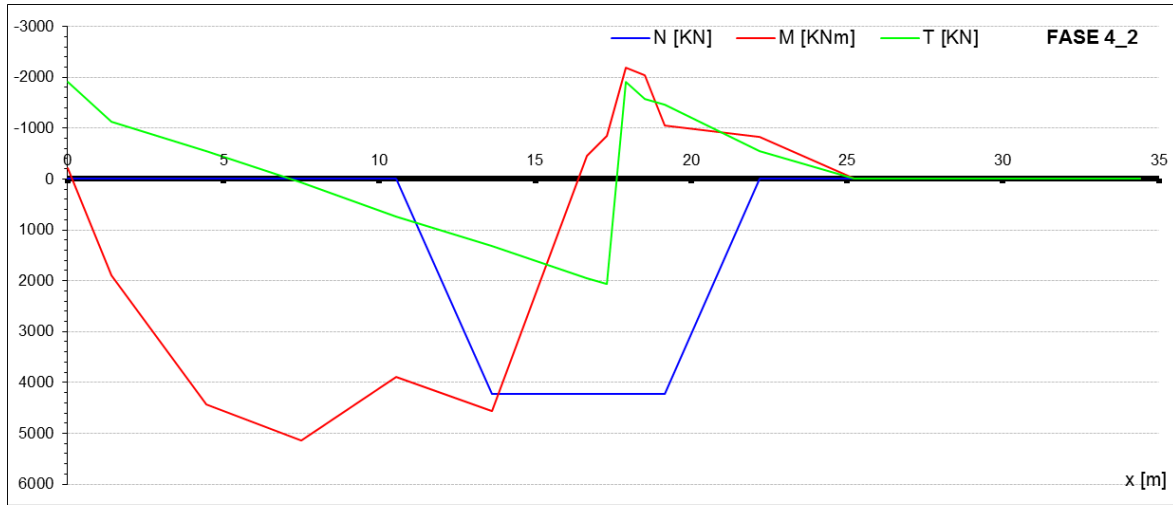


VI02 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO IMPALCATO

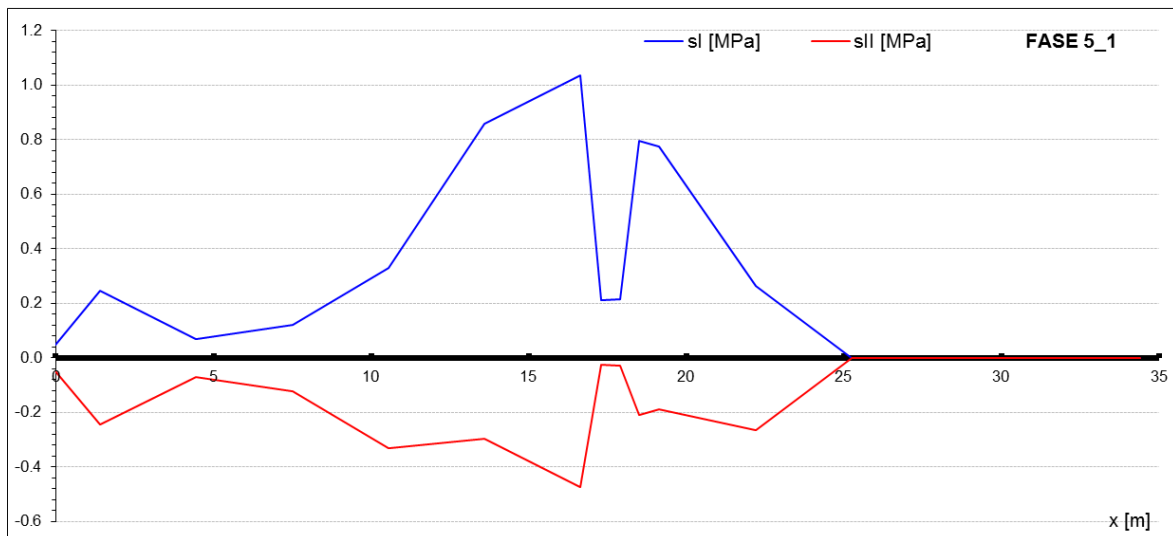
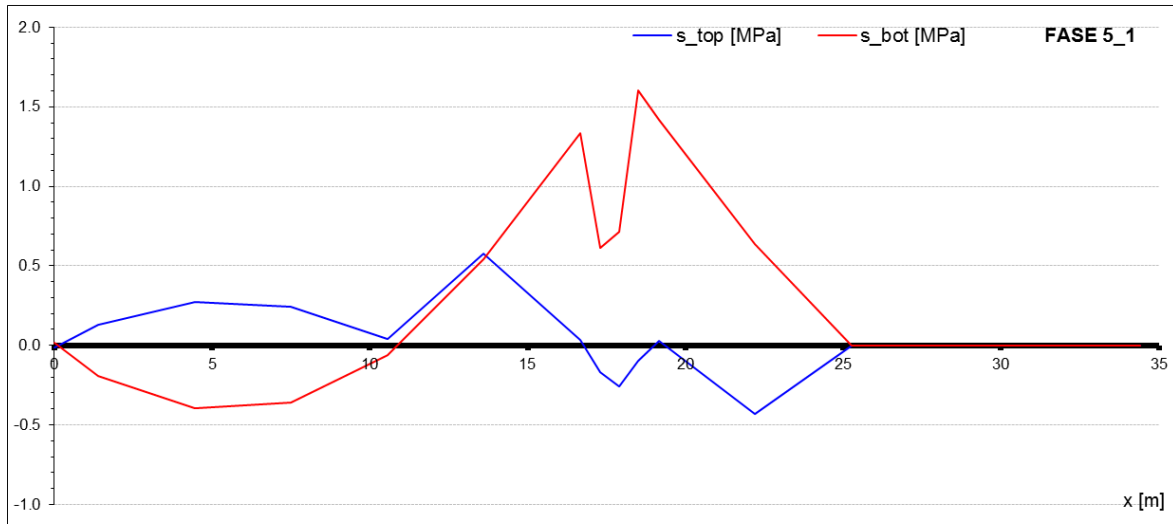
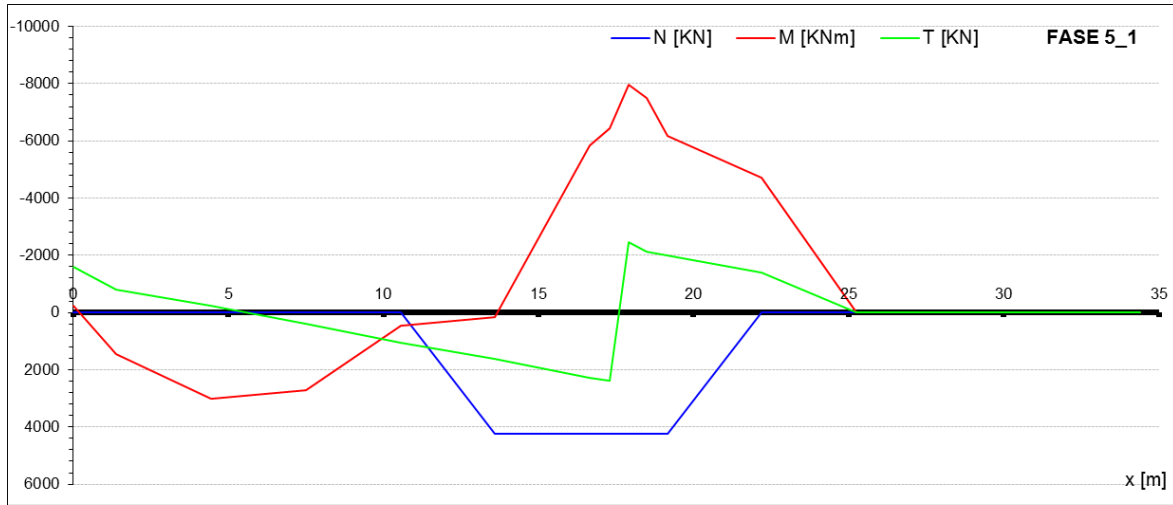


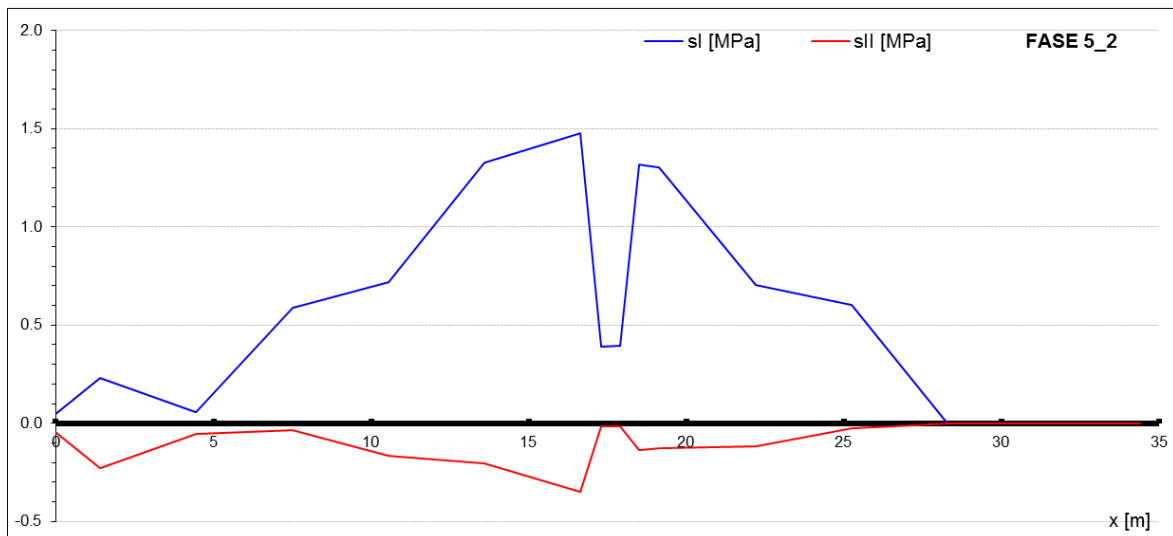
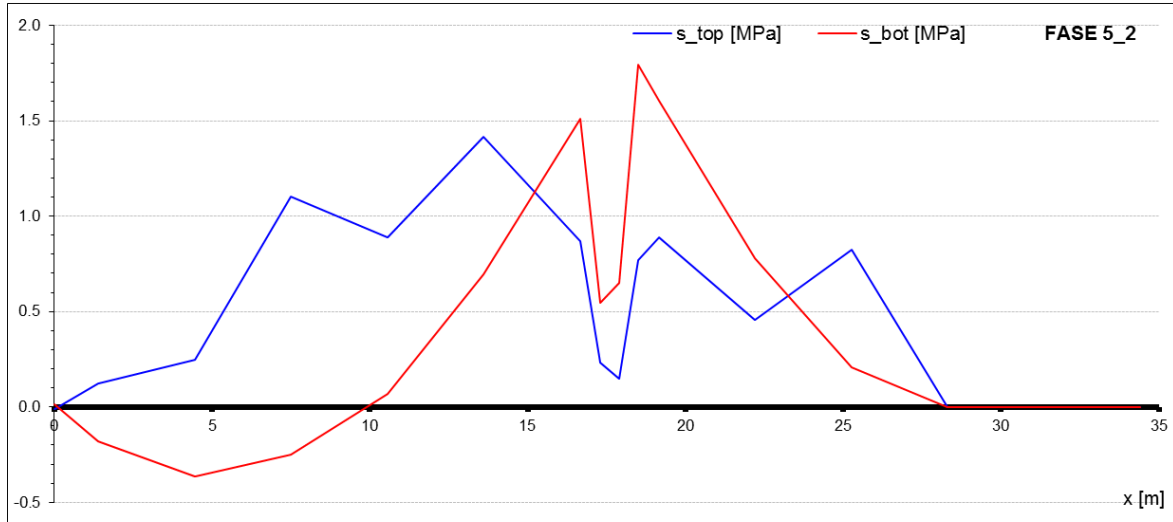
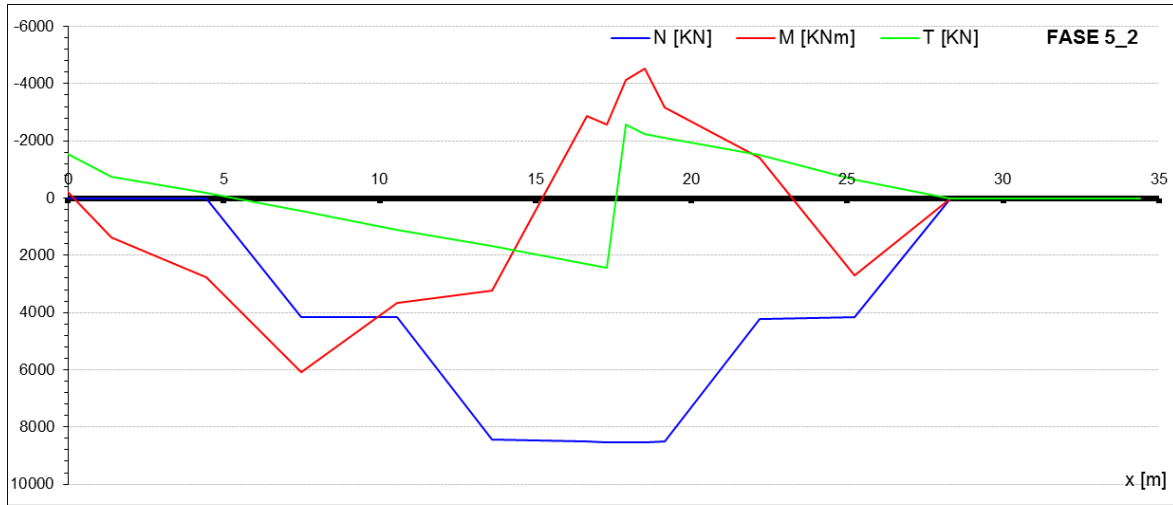




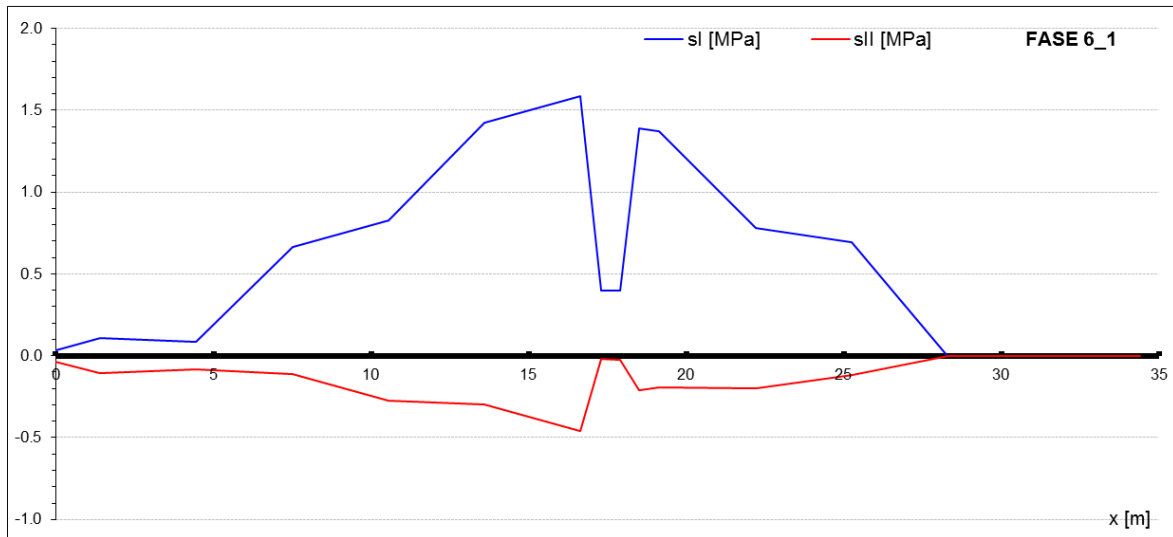
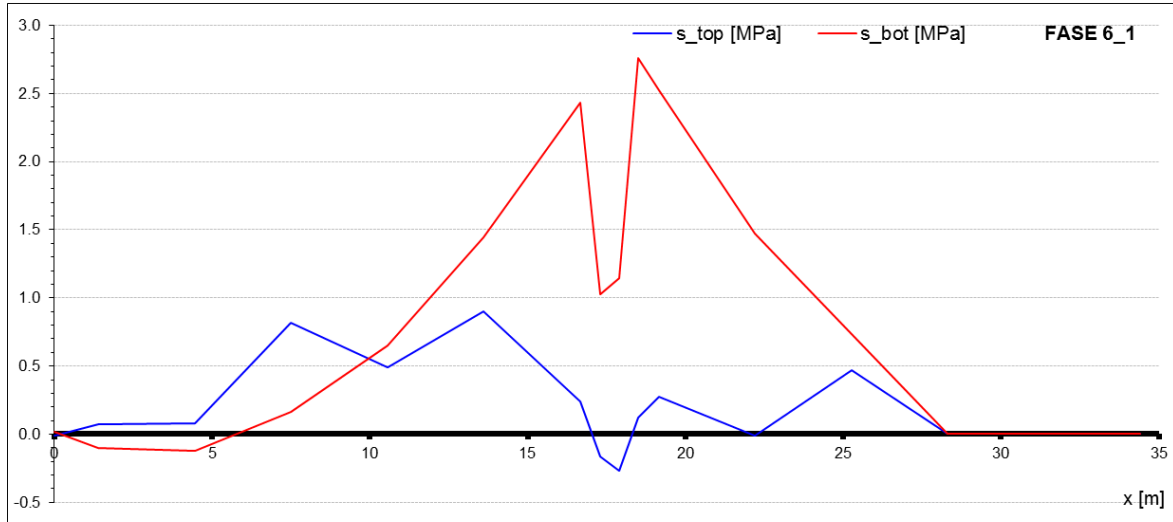
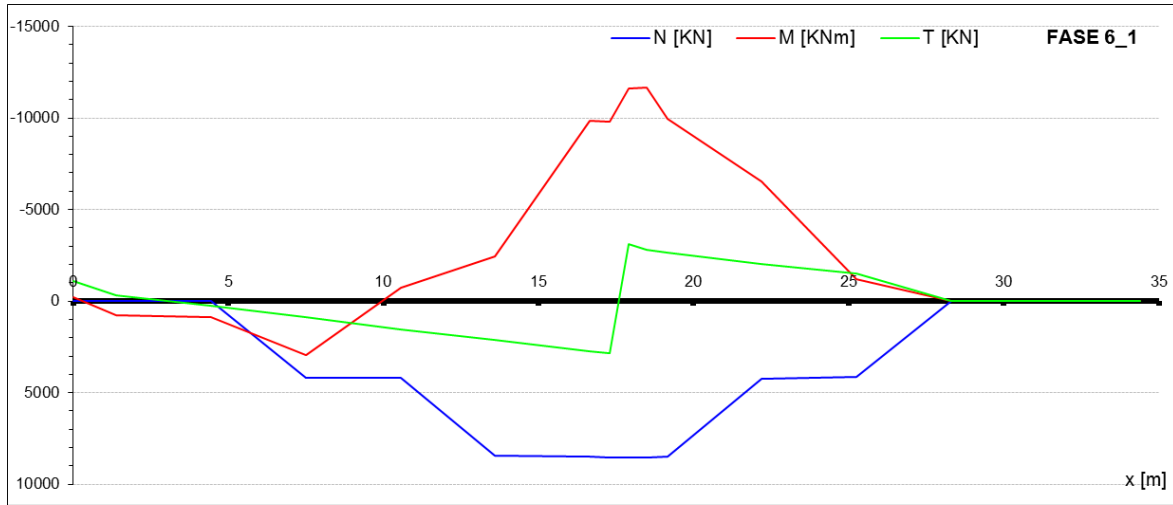


VI02 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO IMPALCATO

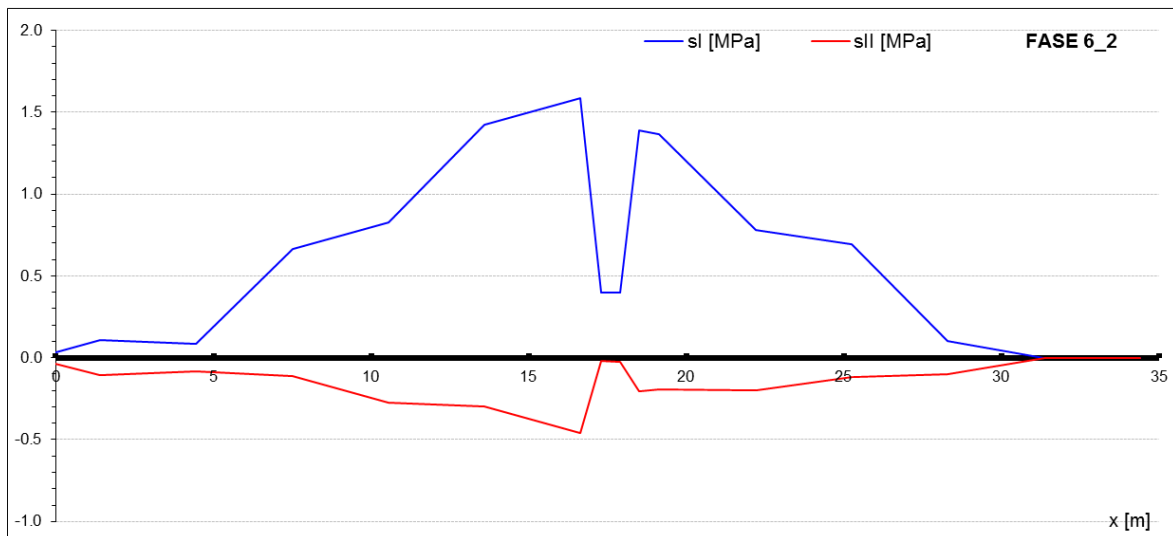
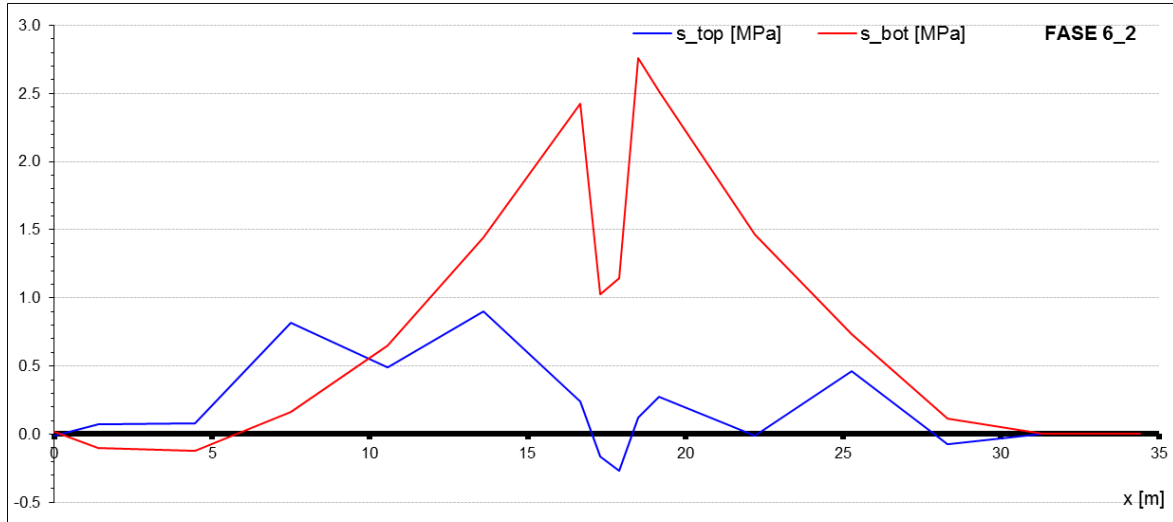
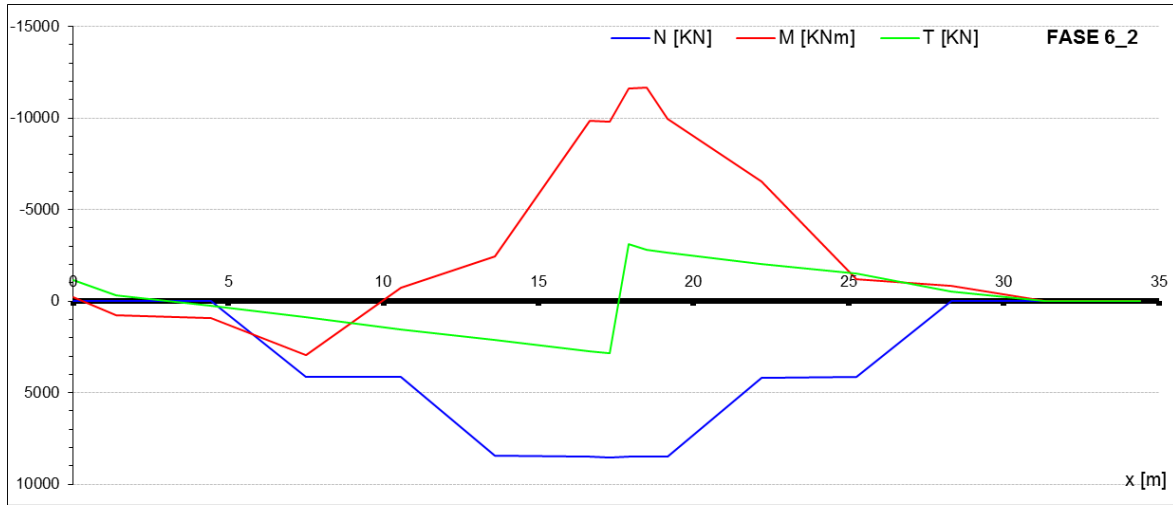




VI02 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO IMPALCATO



VI02 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO IMPALCATO

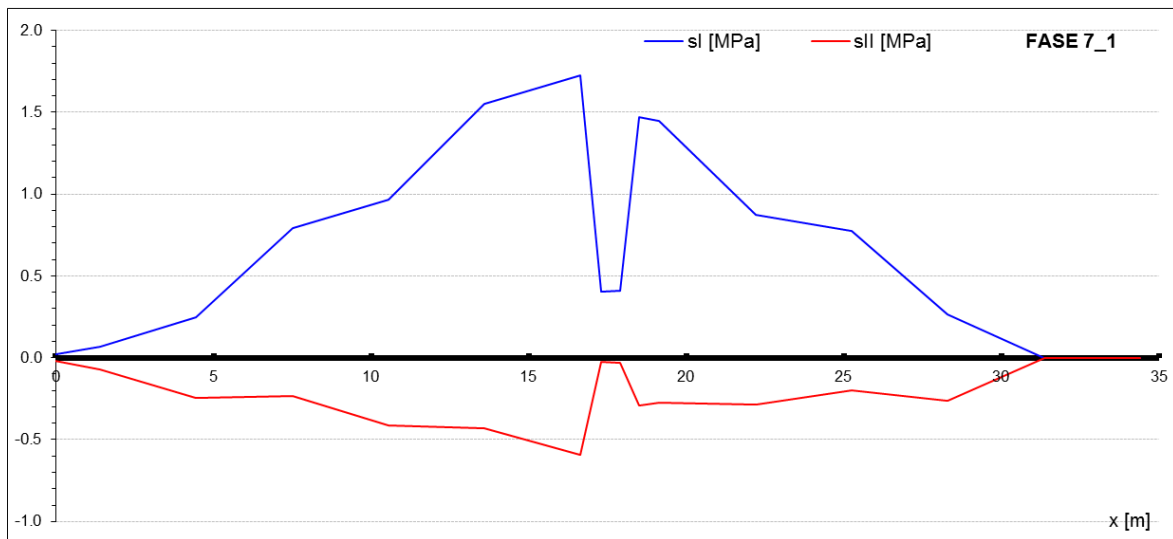
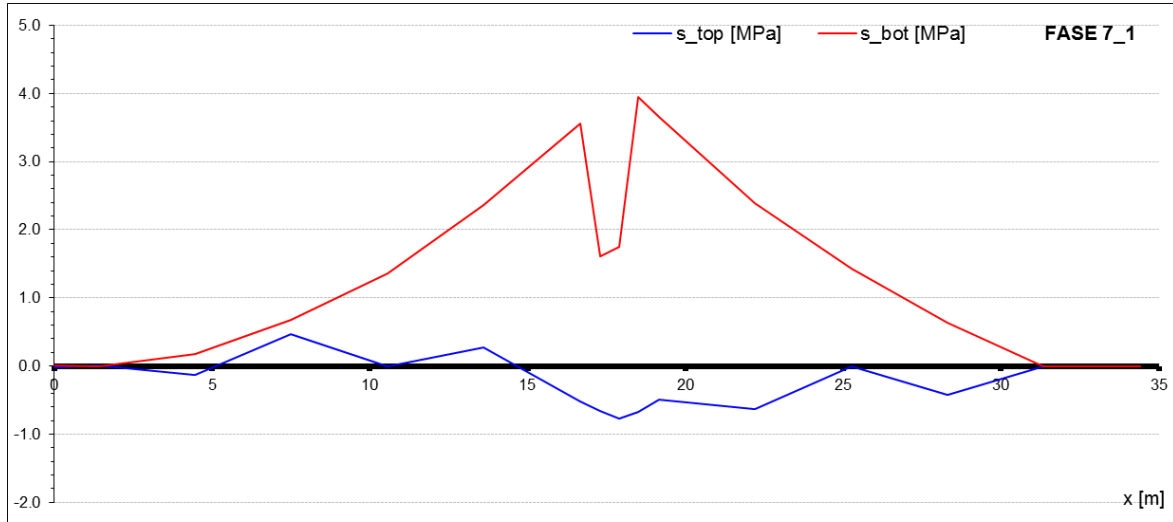
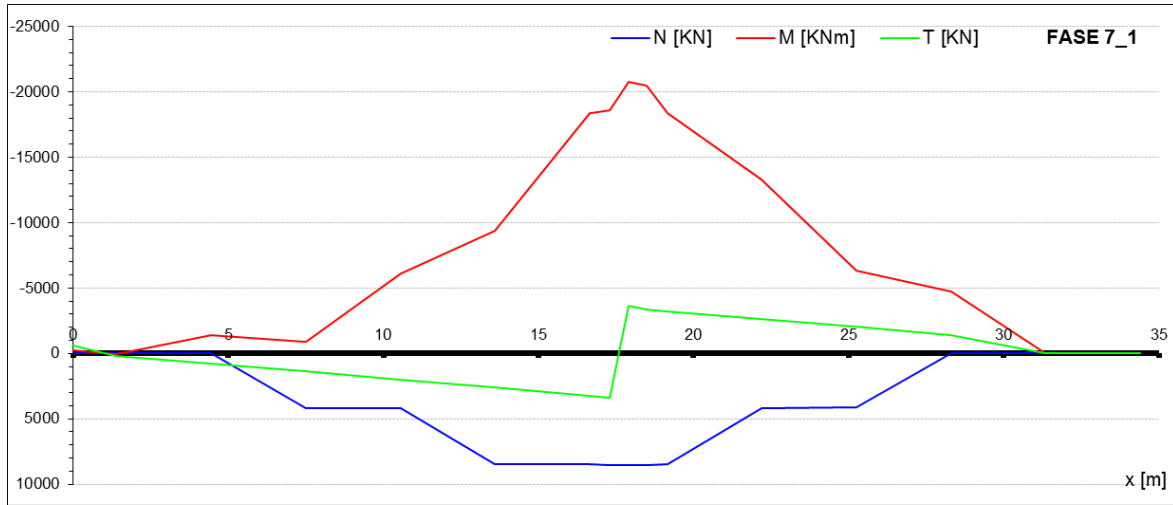


MANDATARIA

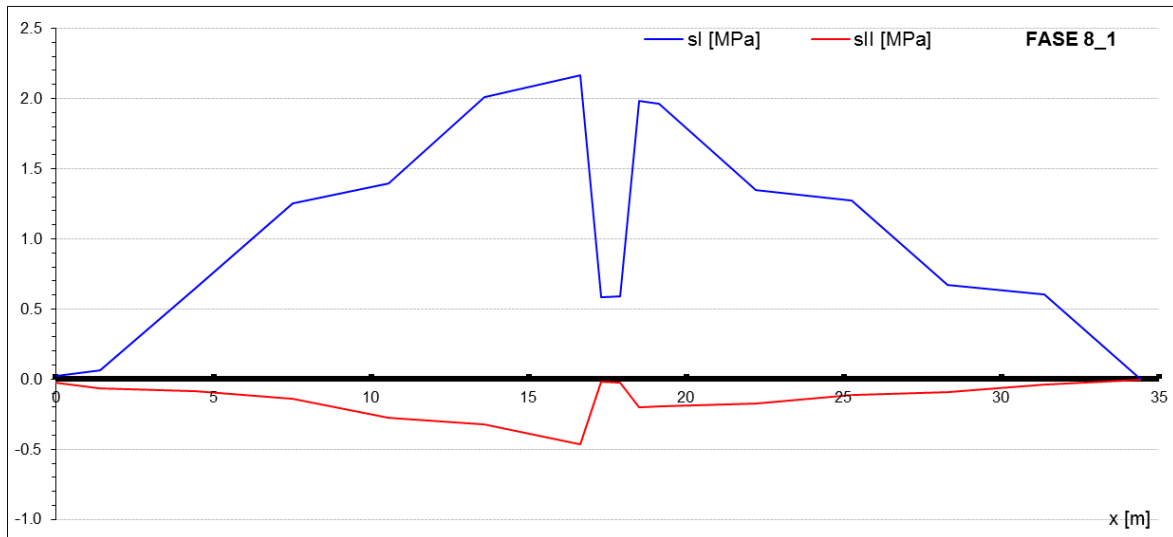
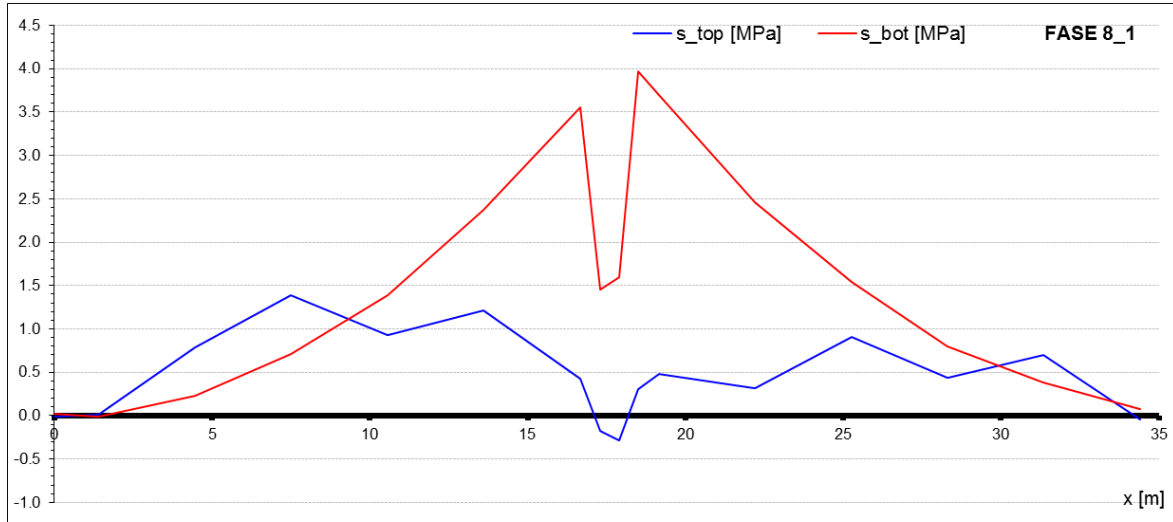
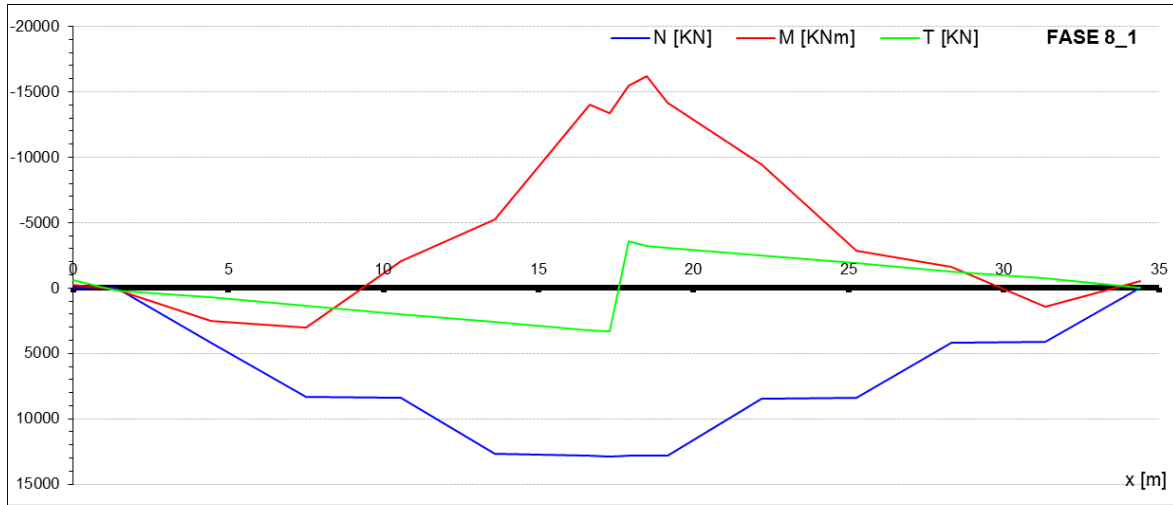


MANDANTE

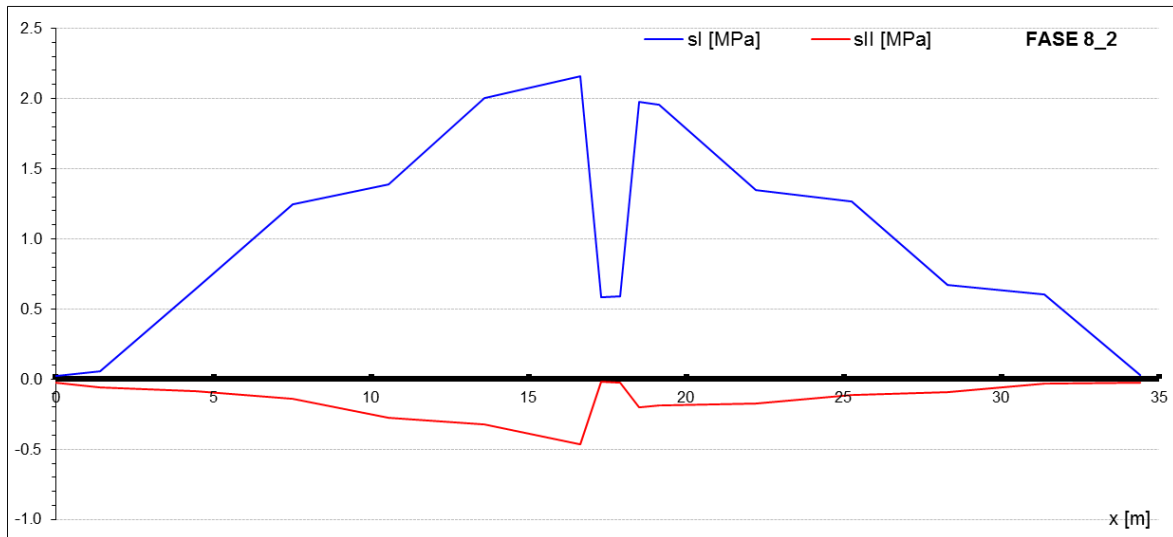
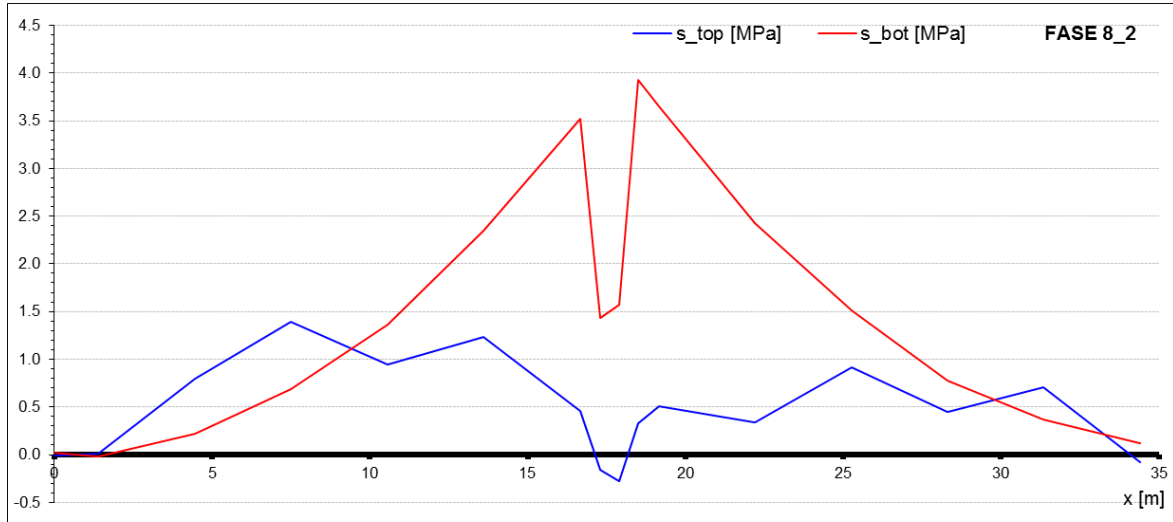
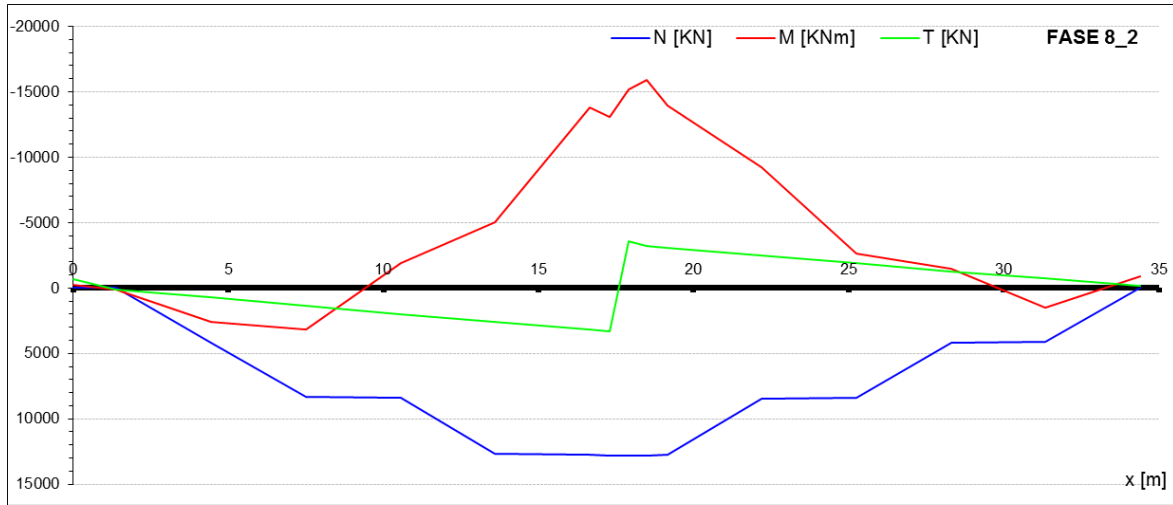




VI02 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO IMPALCATO



VI02 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO IMPALCATO

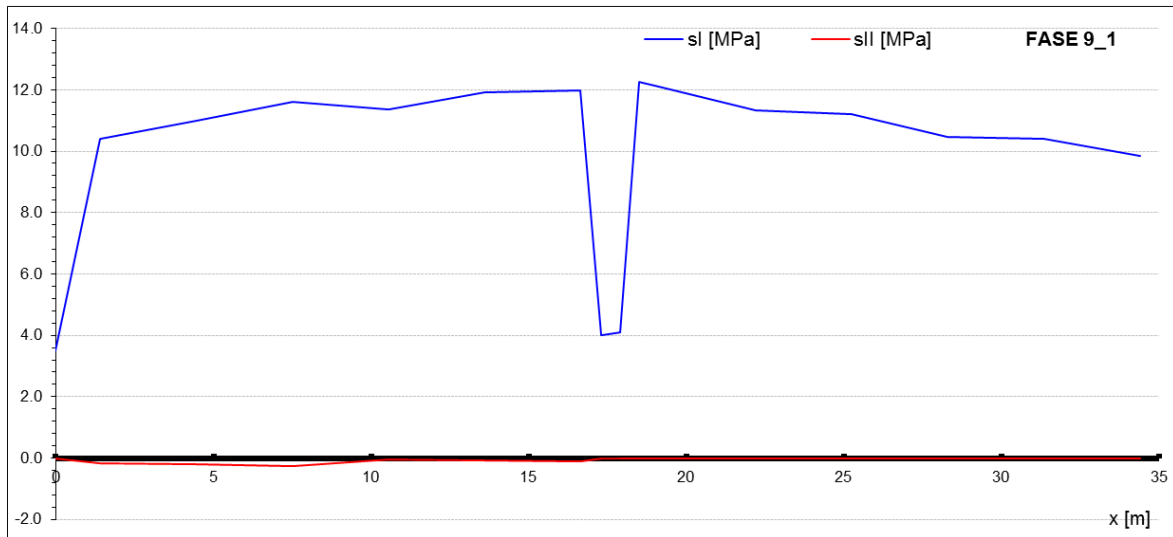
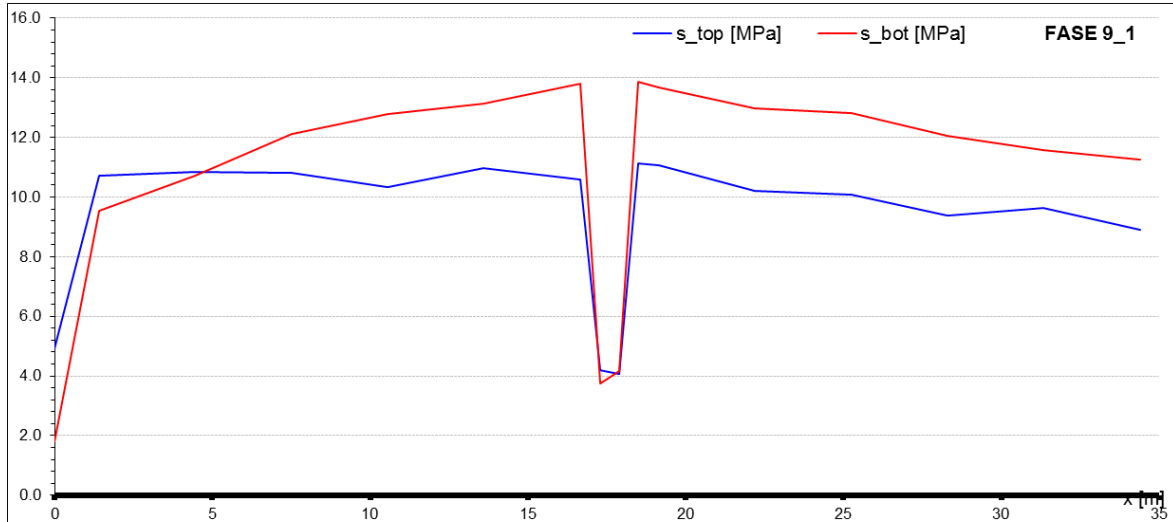
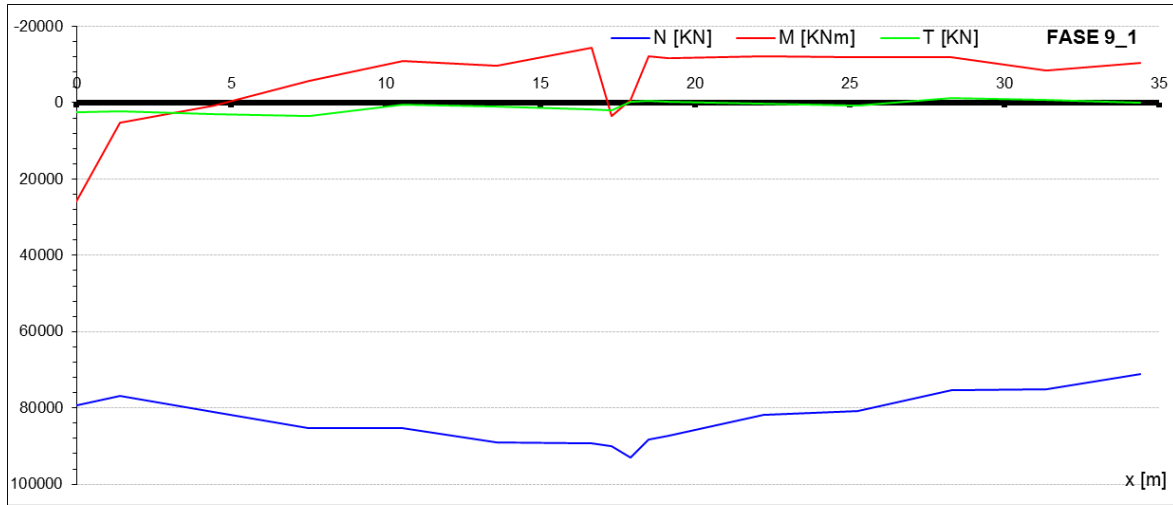


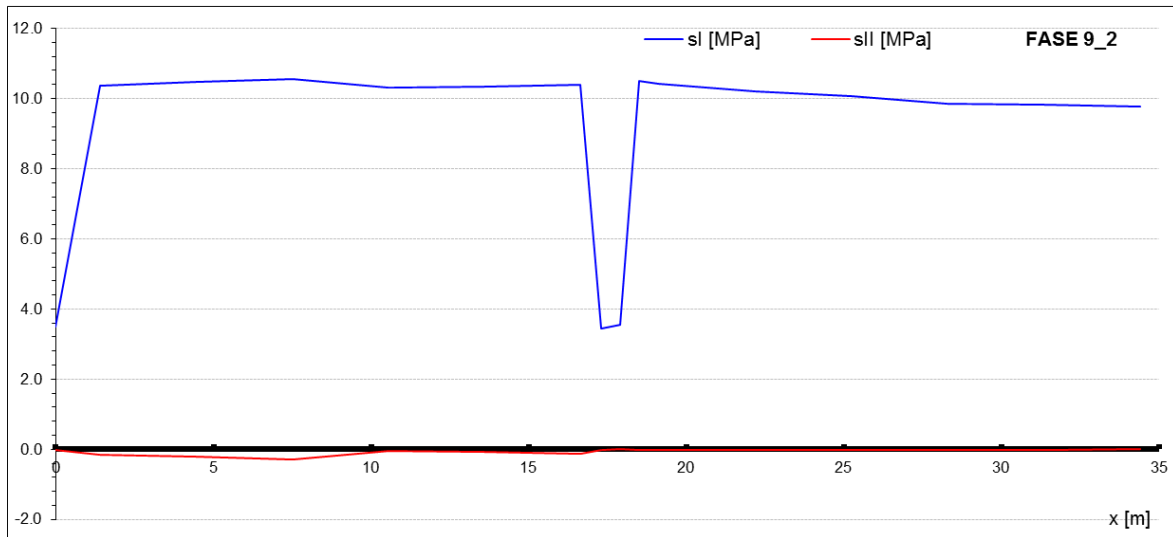
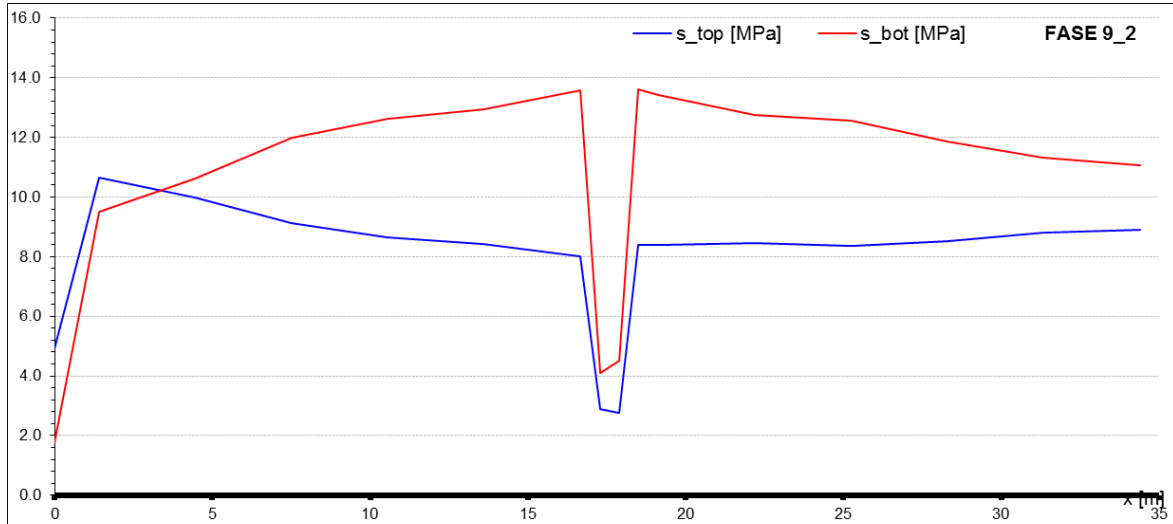
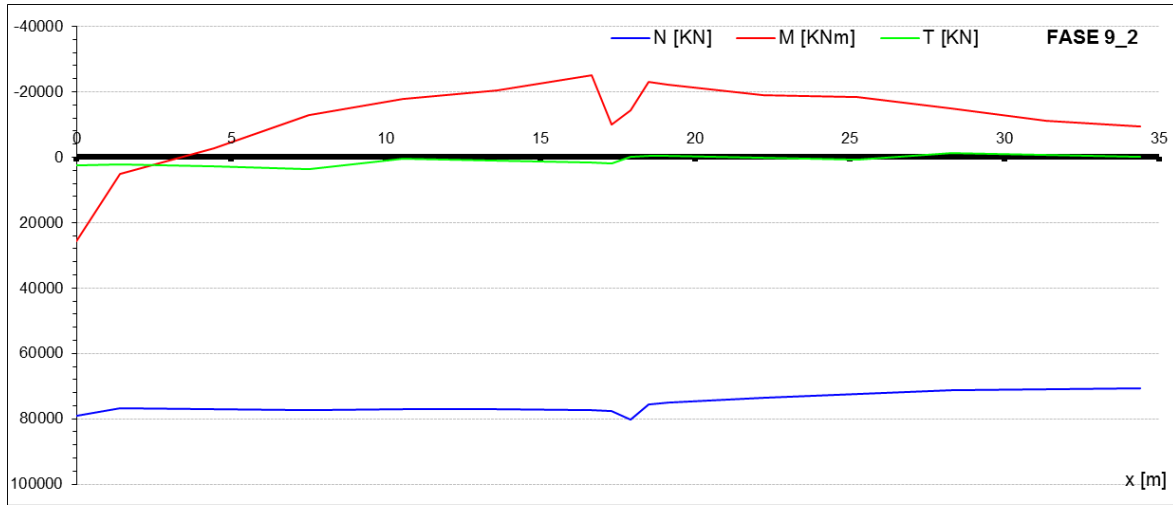
MANDATARIA

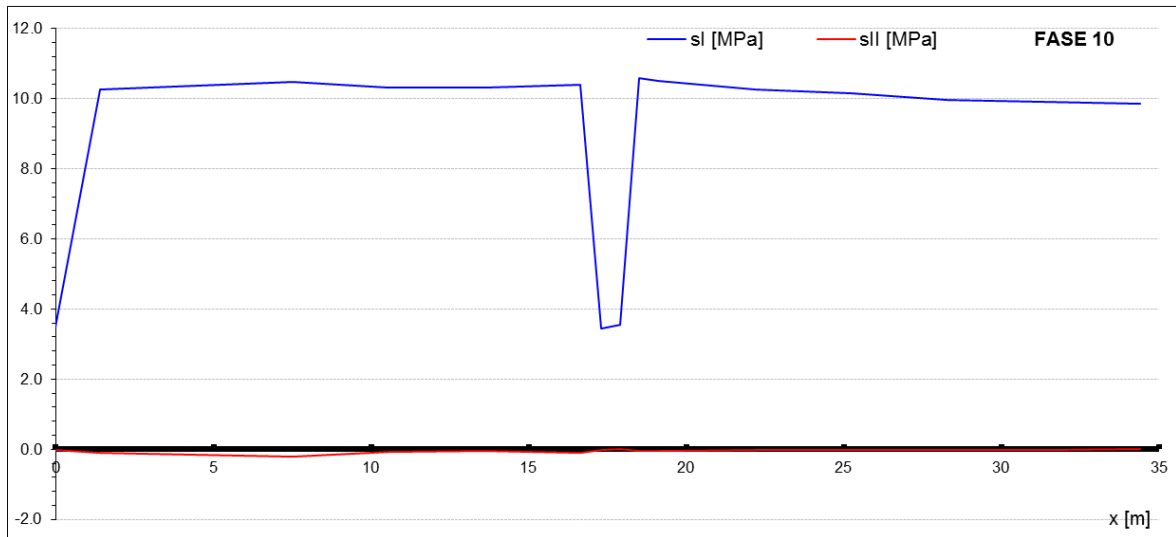
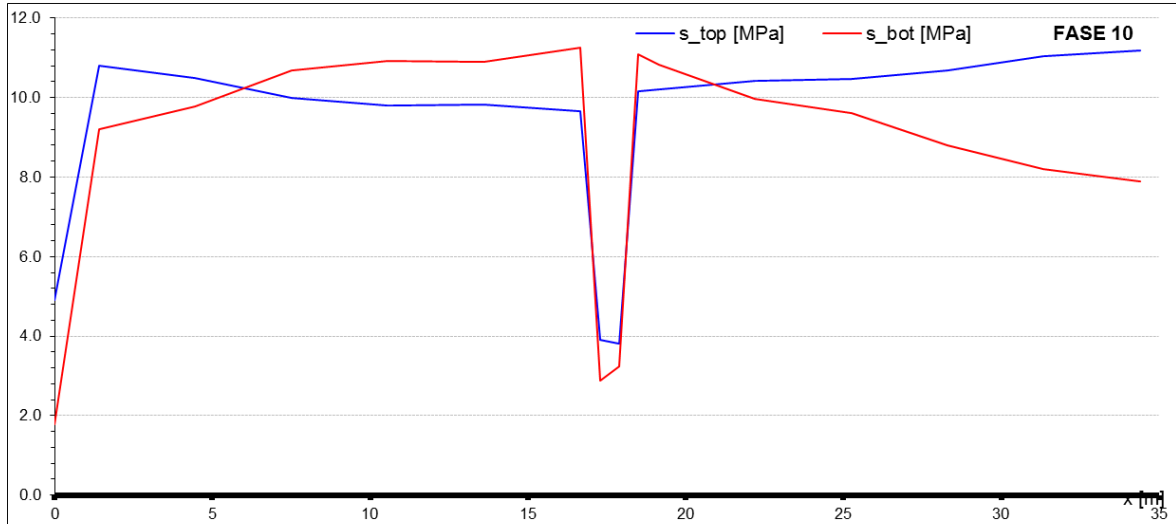
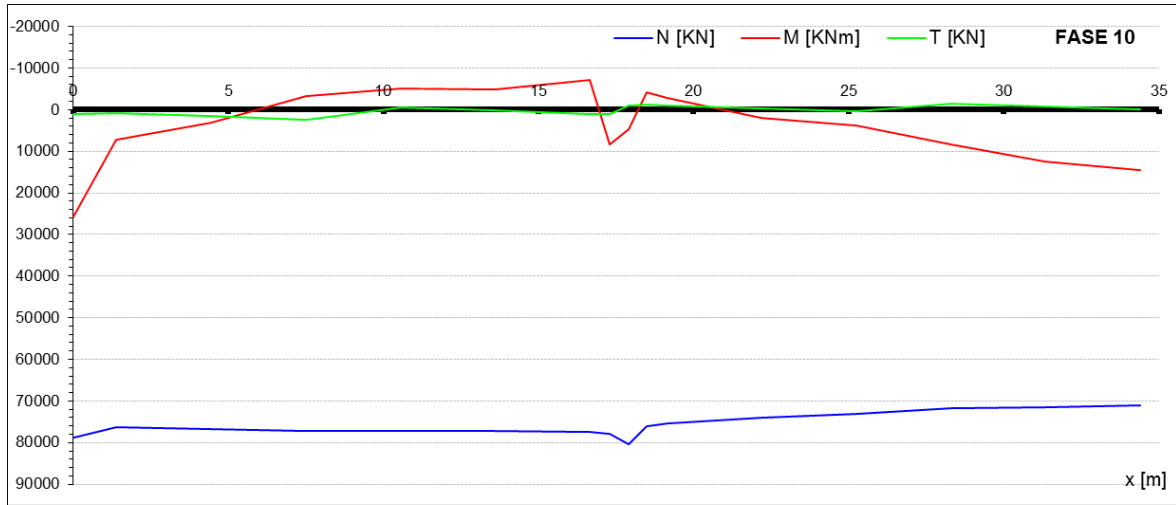


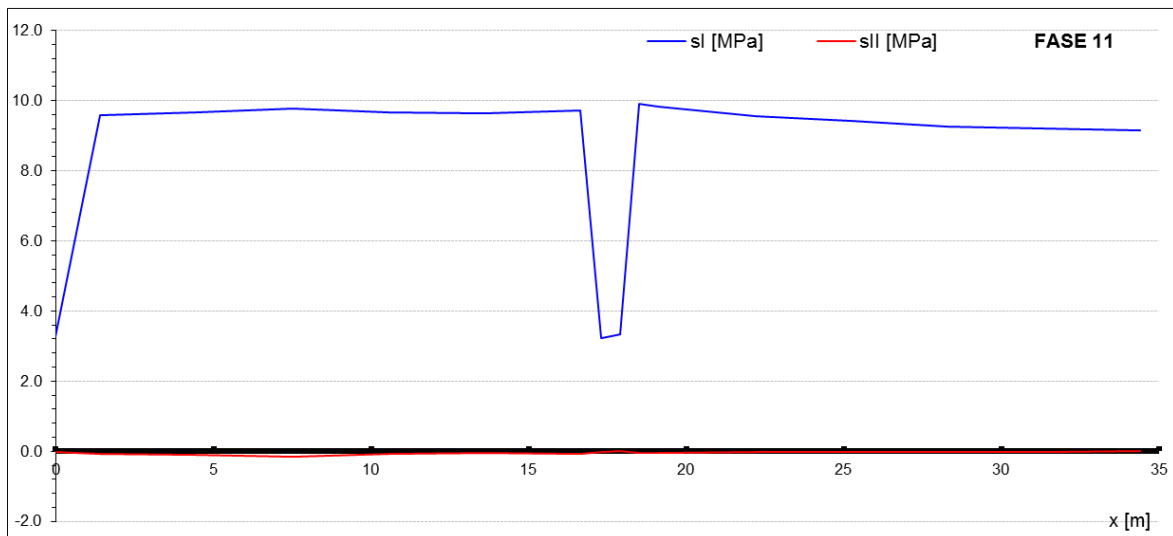
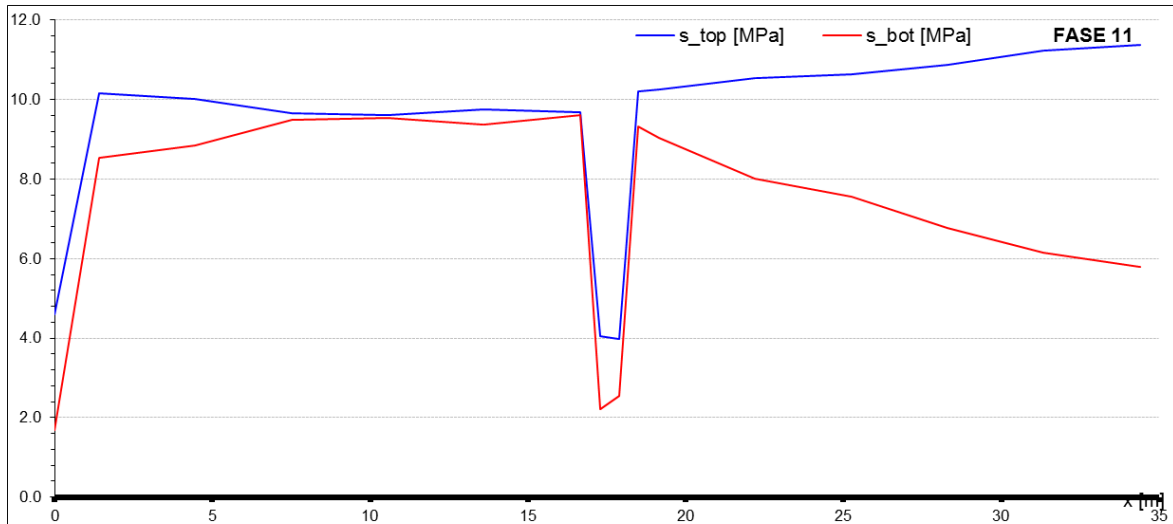
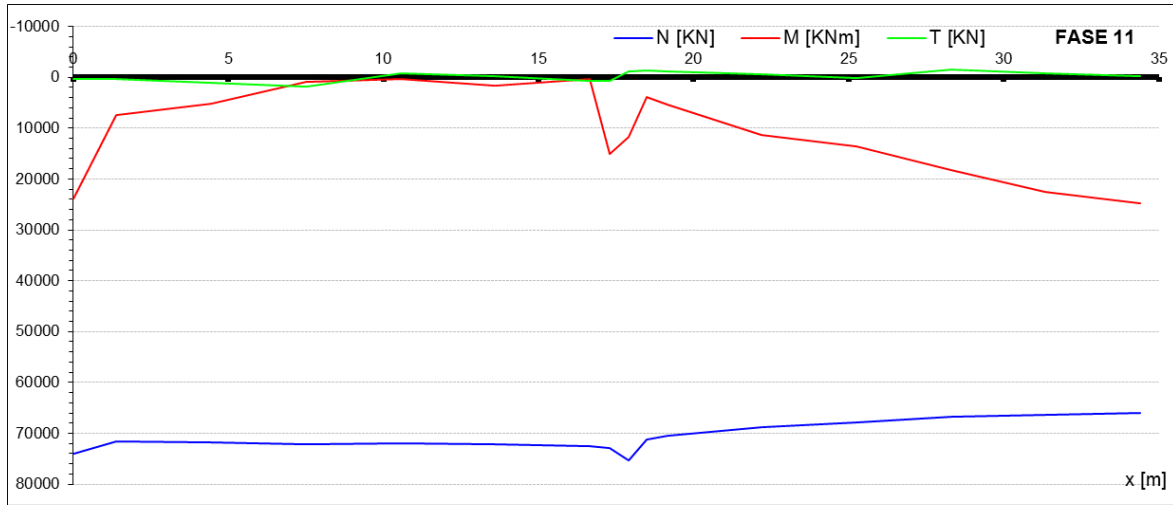
MANDANTE







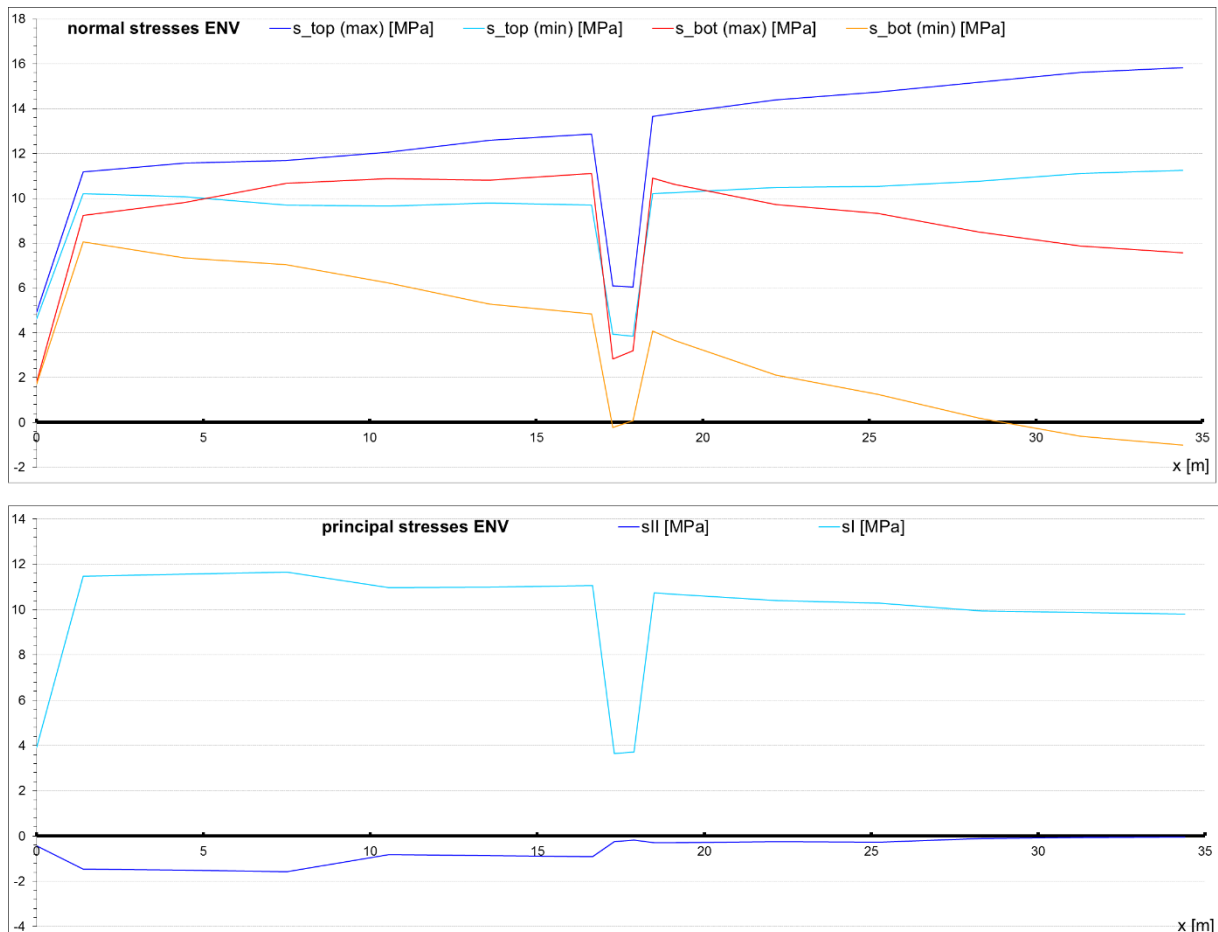




Dai diagrammi riportati risulta che:

- l'impalcato risulta essere sempre compresso in combinazione quasi permanente delle azioni; la massima tensione di compressione vale $\sigma_c = 11.4$ MPa e si manifesta all'estradosso del concio 16 di mezzeria. Tale valore è inferiore al limite pari $0.45 f_{ck} = 0.45 \times 40 = 18$ MPa;
- la massima tensione di compressione durante le fasi costruttive è pari a $\sigma_c = 13.9$ MPa e si manifesta in fase 9_1 all'intradosso del concio 7, prima della rimozione della precompressione provvisoria. Tale valore è inferiore al limite pari $0.60 f_{ck} = 0.60 \times 40 = 24$ MPa;
- la massima tensione di trazione durante le fasi costruttive è circa pari a $\sigma_t = 1.0$ MPa. Tale valore è inferiore al limite di formazione delle fessure pari $f_{ctm}/1.2 = 2.92$ MPa.

7.3 SOLLECITAZIONI E TENSIONI IN ESERCIZIO – VERIFICHE SLE-K



Dai diagrammi riportati risulta che:

- la massima tensione di compressione vale $\sigma_c = 15.8$ MPa e si manifesta al lembo superiore della sezione di mezzeria. Tale valore è inferiore al limite pari $0.6 f_{ck} = 0.6 \times 40 = 24$ MPa;
- la massima tensione di trazione in esercizio si ha in corrispondenza dell'intradosso della sezione di mezzeria ed è pari a $\sigma_t = 1.0$ MPa. Tale valore è inferiore al limite di formazione delle fessure pari $f_{ctm}/1.2 = 2.92$ MPa.

7.4 VERIFICHE SLU PER FLESSIONE

La sezione reagente è quella del cassone, si considera anche il contributo dell'armatura lenta.

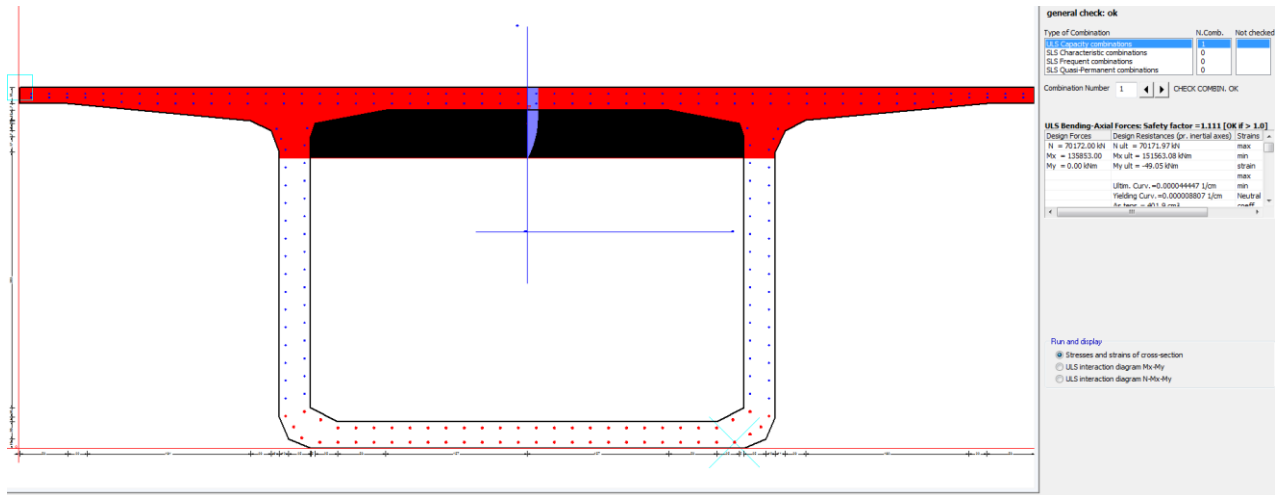
La precompressione esterna è assimilata ad un agente sollecitante esterno. Si ipotizza un aumento di tensione dall'effettiva precompressione fino alla tensione allo stato limite ultimo pari a $\Delta\sigma_{p,SLU} = 100$ MPa, in accordo al Par. 5.8.10 dell'EC2-1-1 [N4].

Le sollecitazioni di calcolo comprendono le seguenti azioni:

- peso proprio;
- precompressione esterna, calcolata come sopra;
- ritiro + viscosità + rilassamento;
- carichi permanenti portati;
- carichi mobili.

Sezione	Corrente							
Posizione	Mezzeria							
Frame	F16							
Station	0.61							
Azioni di calcolo				N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio			G1	514	128817	1	-139	1.35
Precompressione esterna			PE	-70847	-137798	-1	-182	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento			E2	5298	10306	0	11	1.2
Permanenti portati			G2	0	25834	0	-29	1.35
Carichi mobili			Q1	0	48072	14	-27	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU				-70172	135843	20	-448	

Si riportano a seguire le verifiche a rottura per la sezione di impalcato, eseguite secondo le ipotesi sopra definite per la sezione di mezzeria.



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: VI02_M.secEC

(File path: \\SERVER\ - Breng\BR18_05_PE_Piombino\PEIESECUTIVO_1FASE\DWG\ OPERE-ARTE-MAGGIOR\VI02_Viadotto Cornia 2\Analisi\RC-SECVI02_M.secEC)

Section description:
 Section type: Beam
 Reference code: EC2/EC8 Italian Annex
 Exposure Class: XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)
 Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
 Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -

Class:	C40/50
Design compressive strength fcd:	22.7 MPa
Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	11.3 MPa (6.9)EC2
Strain at max strength ec2:	0.0020
Ultimate strain ecu:	0.0035
Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
Mean Elastic Modulus Ecm:	35220.5 MPa
Mean tensile strength fctm:	3.5 MPa

STEEL -

Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
Tensile strength ftk:	540.0 MPa
Design yield stress fyd:	391.3 MPa
Design strength ftd:	391.3 MPa
Design ultimate strain esu:	0.068
Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa

GEOMETRIC DATA OF REGIONS IN CONCRETE SECTION

REGION N. 1

Shape of Region: Polygonal
 Concrete Class: C40/50

Vertex N.: X [cm] Y [cm]

1	76.1	400.0
2	1053.5	400.0
3	1126.5	400.0
4	1126.5	382.0
5	1073.5	382.0
6	873.1	363.4
7	849.8	352.0
8	839.0	328.4
9	839.0	35.0
10	828.8	10.3
11	804.0	0.0
12	564.0	0.0
13	324.0	0.0
14	299.3	10.3
15	289.0	35.0
16	289.0	328.3
17	280.0	351.8
18	257.4	363.2
19	54.5	382.0
20	1.5	382.0
21	1.5	400.0

REGION N. 2

Shape of Region:
Concrete Class:

Empty polygonal
C40/50

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	354.0	30.0
2	324.0	45.0
3	324.0	345.0
4	329.0	360.0
5	407.0	375.0
6	721.0	375.0
7	799.0	360.0
8	804.0	345.0
9	804.0	45.0
10	774.0	30.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	14.0	393.0	16
2	1114.0	393.0	16
3	14.0	389.0	16
4	74.0	389.0	16
5	94.0	386.0	16
6	134.0	382.0	16
7	154.0	382.0	16
8	974.0	382.0	16
9	994.0	382.0	16
10	1034.0	386.0	16
11	1054.0	389.0	16
12	1114.0	389.0	16
13	334.0	7.0	26
14	794.0	7.0	26

MANDATARIA

MANDANTE

15	354.0	23.0	26
16	774.0	23.0	26
17	305.0	24.0	26
18	335.0	32.0	26
19	811.0	16.0	26
20	792.0	32.0	26
21	823.0	24.0	26
22	314.0	12.0	26
23	296.0	36.0	26
24	296.0	331.0	16
25	317.0	41.0	26
26	317.0	336.0	16
27	811.0	41.0	26
28	811.0	336.0	16
29	832.0	36.0	26
30	832.0	331.0	16
31	291.0	343.0	16
32	286.0	354.0	16
33	320.0	355.0	16
34	808.0	355.0	16
35	842.0	354.0	16
36	837.0	343.0	16

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen.	Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar	Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar	Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars	Number of bars generated equidistant in the current generation
Ø	Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	2	54	16
2	3	4	2	16
3	5	6	1	16
4	7	8	40	16
5	9	10	1	16
6	11	12	2	16
7	13	14	22	26
8	15	16	20	26
9	23	24	14	16
10	25	26	14	16
11	27	28	14	16
12	29	30	14	16

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d	Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx d	Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
My d	Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Vy d	Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Vx d	Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
---------	-----	------	------	------	------

1 70172.00 135853.00 0.00 0.00 0.00

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 5.0 cm
Min distance between longitudinal bars: 2.4 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check Result of check
N Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F. Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension Area [cm²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	70172.00	135853.00	0.00	70171.97	151563.08	-49.05	1.111	401.9(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max Ultimate compressive strain in concrete
ec* Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00413	1.5	400.0	0.00319	14.0	393.0	-0.01399	794.0	7.0

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	-0.000000033	0.000044447	-0.014278717	0.200	0.700

7.5 VERIFICHE SLU PER TAGLIO-TORSIONE

Le verifiche sono effettuate in corrispondenza dei conci maggiormente sollecitati a taglio-torsione, ovvero per la sezione corrente (spessore anima 35 cm) il concio 7, sezione ad ascissa 19.15m dall'asse appoggi, e per la sezione ringrossata (spessore anima 40cm) il concio 1, sezione ad ascissa 1.4m dall'asse appoggi.

Si elaborano dapprima le sollecitazioni del modello di calcolo, da cui si deriva la componente tagliante che sollecita la singola anima $V_{W(V+T)}$ in ciascuna sezione.

2	Sezione	Corrente							
	Posizione	Transizione							
	Frame	F10							
	Station	0							
	Azioni di calcolo			N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ	
	Peso proprio		G1	50	101898	-3177	-5632	1.35	
	Precompressione esterna		PE	-75782	-125005	2748	850	1.09	
	Viscosità+ritiro+rilassamento		E2	4876	7955	-186	-60	1.2	
	Permanenti portati		G2	0	20087	-693	-1132	1.35	
	Carichi mobili		Q1	0	31621	-1685	-4006	1.35	
	Sollecitazioni di progetto SLU			-76684	80658	-4727	-13685		
3	Sezione	Ringrossata							
	Posizione	Appoggio spalla							
	Frame	F2							
	Station	0							
	Azioni di calcolo			N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ	
	Peso proprio		G1	268	10284	-7071	-9278	1.35	
	Precompressione esterna		PE	-76928	-5066	9365	23	1.09	
	Viscosità+ritiro+rilassamento		E2	4883	190	-591	6	1.2	
	Permanenti portati		G2	0	2012	-1411	-1854	1.35	
	Carichi mobili		Q1	0	3719	-2595	-5990	1.35	
	Sollecitazioni di progetto SLU			-77630	16326	-5456	-23083		
Riepilogo Sollecitazioni SLU									
	Sezione	Frame		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	$V_{W(V+T)}$ [kN]	
2	Corrente	F10		-76684	80658	-4727	-13685	3692	
3	Ringrossata	F2		-77630	16326	-5456	-23083	4991	

Sezione 3 – x=1.4m

RESISTENZA A TAGLIO			
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
larghezza sezione	b_w	[mm]	400
altezza sezione	h	[mm]	4000
altezza utile sezione	d	[mm]	3875
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	0
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0.000
	k		1.23
	v_{min}	[MPa]	0.31
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	10.35
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	42
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	2882
sfuerzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	4991
non verificato, inserire armatura specifica a taglio			
Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
larghezza sezione	b_w	[mm]	400
altezza sezione	h	[mm]	4000
altezza utile sezione	d	[mm]	3875
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	150
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	435
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	23.5
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		1.5
	θ	[DEG]	34
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	10.35
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.25
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	9527
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	11.8
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	10252
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	9527
sfuerzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	4991
			verificato
area minima anima/metro	$A_{sw,min}$	[mm ² /m]	2194

Sezione 2 – x=19.15m

RESISTENZA A TAGLIO			
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
larghezza sezione	b_w	[mm]	350
altezza sezione	h	[mm]	4000
altezza utile sezione	d	[mm]	3875
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	0
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0.000
	k		1.23
	v_{min}	[MPa]	0.31
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	10.67
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	42
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	2585
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	3692
non verificato, inserire armatura specifica a taglio			
Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
larghezza sezione	b_w	[mm]	350
altezza sezione	h	[mm]	4000
altezza utile sezione	d	[mm]	3875
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	150
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	435
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	23.5
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		1.5
	θ	[DEG]	34
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	10.67
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.25
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	9527
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	11.8
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	8970
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	8970
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	3692
			verificato
area minima anima/metro	$A_{sw,min}$	[mm²/m]	1623

7.6 VERIFICHE SLE DI FESSURAZIONE

Le verifiche di fessurazione si ritengono soddisfatte essendo garantito lo stato limite di formazione delle fessure in combinazione caratteristica delle azioni (Par. 7.3).

7.7 VERIFICHE SLE DI DEFORMAZIONE

Si prevede una controfreccia di montaggio per garantire l'annullamento degli abbassamenti che si hanno per effetto dei carichi permanenti e per le deformazioni lente.

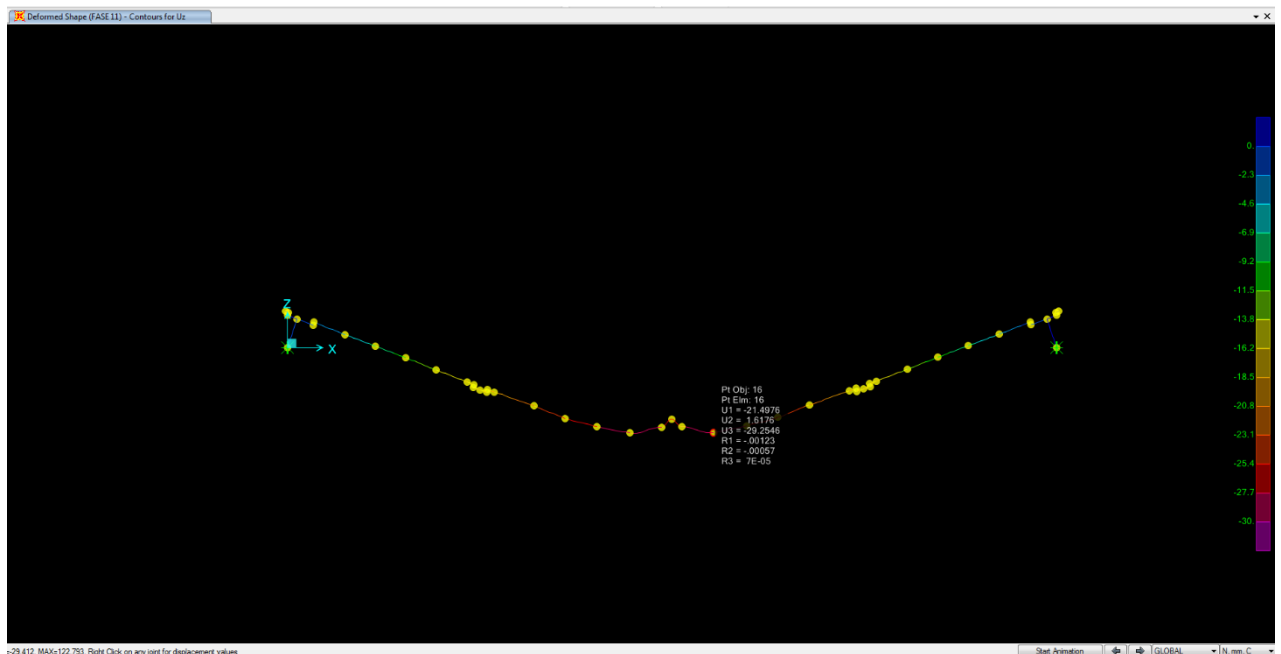


Figura 14 – Deformata valutata a tempo infinito per effetto delle azioni permanenti (pesi propri strutturali e non, precompressione e effetti reologici)

Per la verifica del quadro deformativo della struttura, si valutano gli spostamenti verticali massimi subiti dall'impalcato per effetto dei carichi mobili. La freccia massima è pari a 37 mm, ovvero circa L/1800, compatibile con il transito dei carichi mobili alle velocità di progetto della strada.

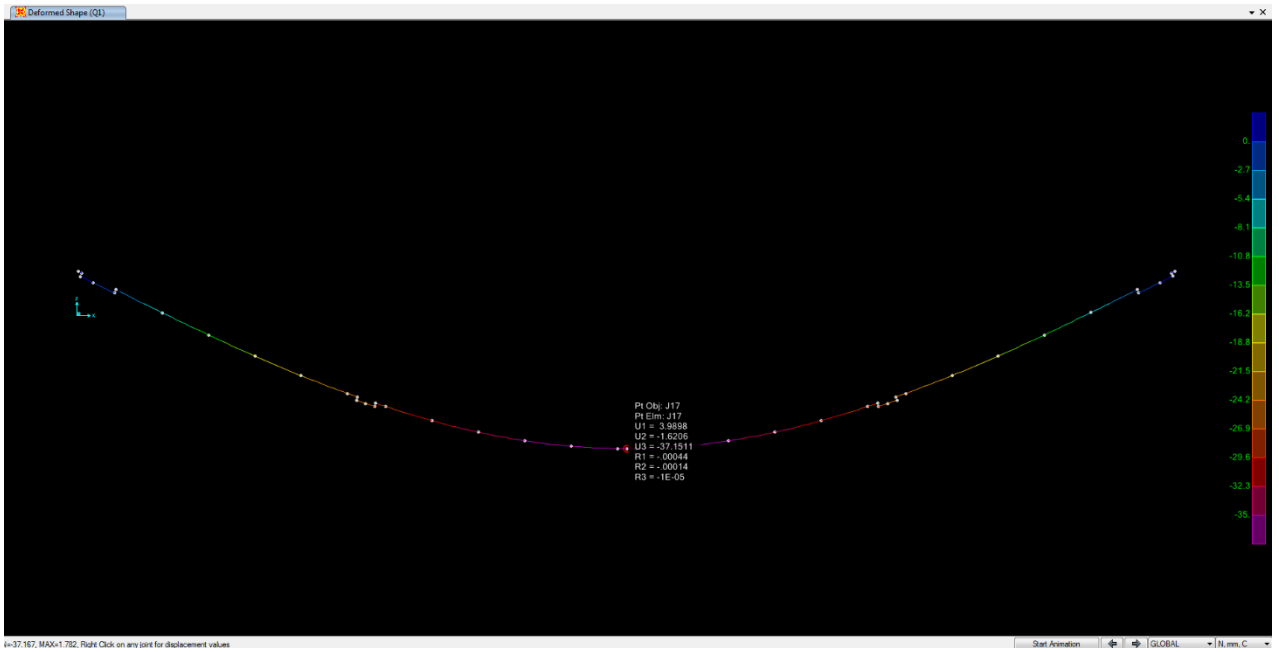


Figura 15 – Deformata da carichi mobili

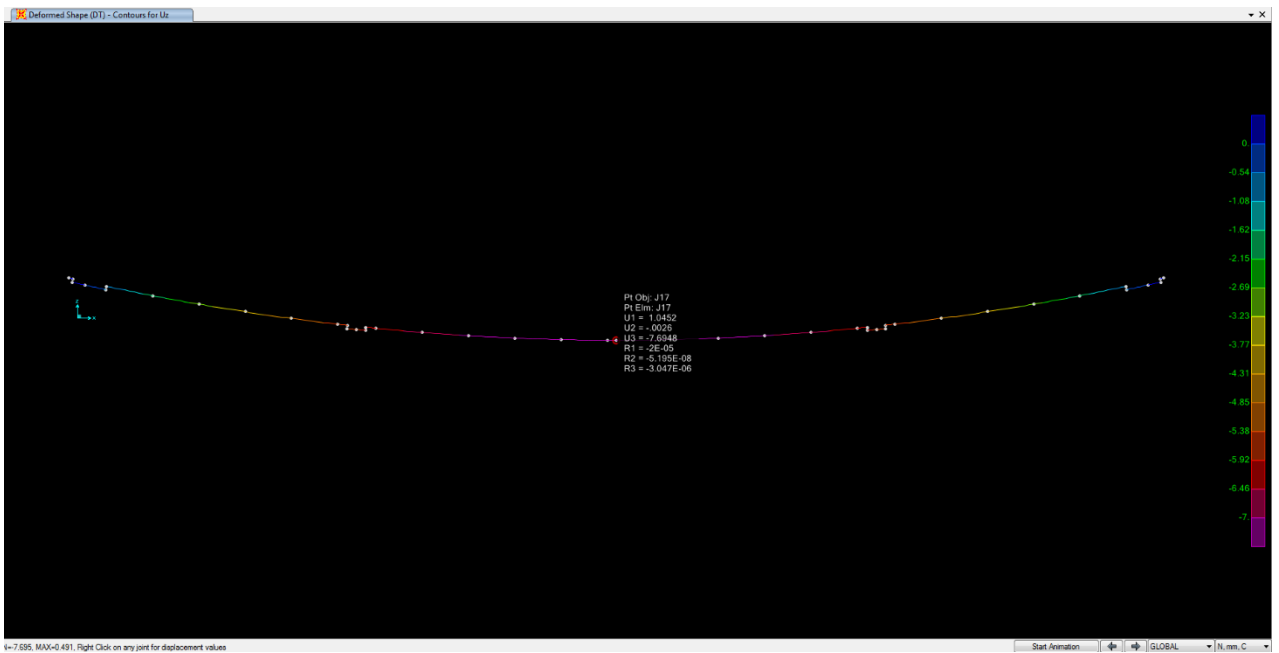


Figura 16 – Deformata da variazione termica differenziale ($\Delta T=5^{\circ}C$)

8 CALCOLO DEGLI EFFETTI LOCALI

8.1 ANALISI

Nel calcolo degli effetti locali si assume una variazione termica lineare tra esterno ed interno cassone pari a $\pm 15^{\circ}\text{C}$.

Nella valutazione degli effetti del *tandem system* si considera una larghezza collaborante pari a 5.20m per il calcolo delle sollecitazioni flettenti e 2.90m per il calcolo delle sollecitazioni taglianti.

Nella seguente figura sono riportate le sezioni di verifica.

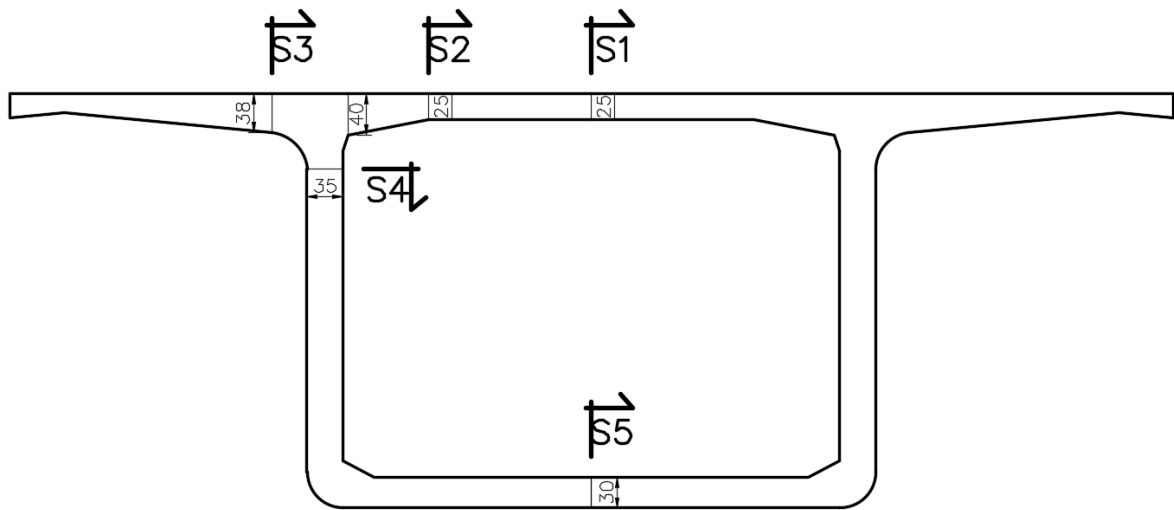


Figura 17 – Sezioni caratteristiche per verifica effetti locali

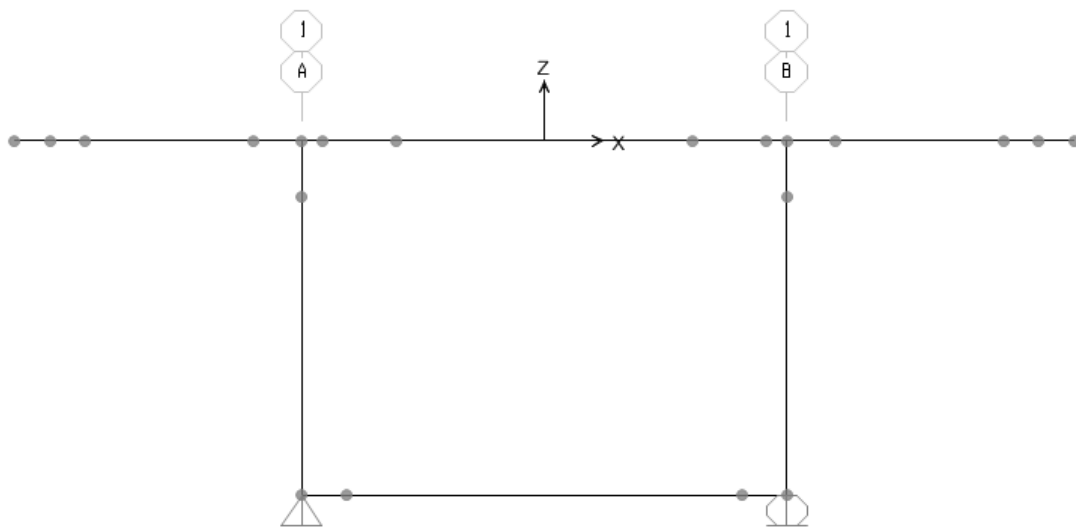


Figura 18 – Modello di calcolo effetti locali

VI02 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO IMPALCATO

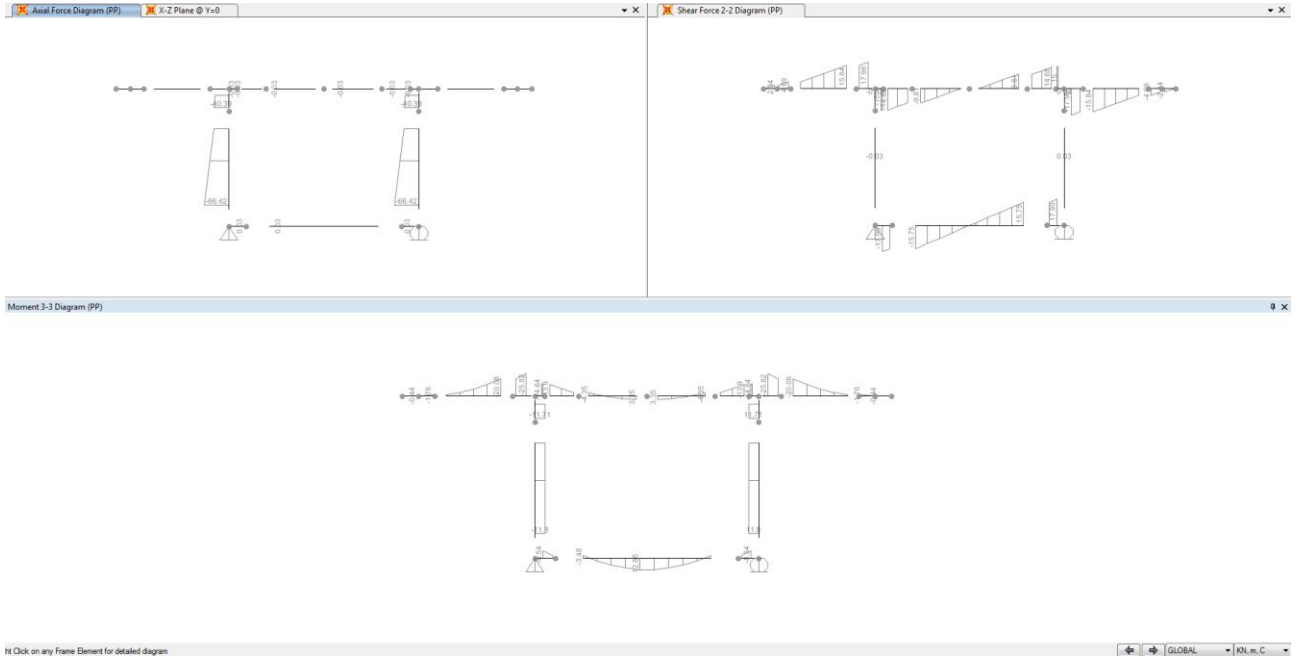


Figura 19 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da peso proprio

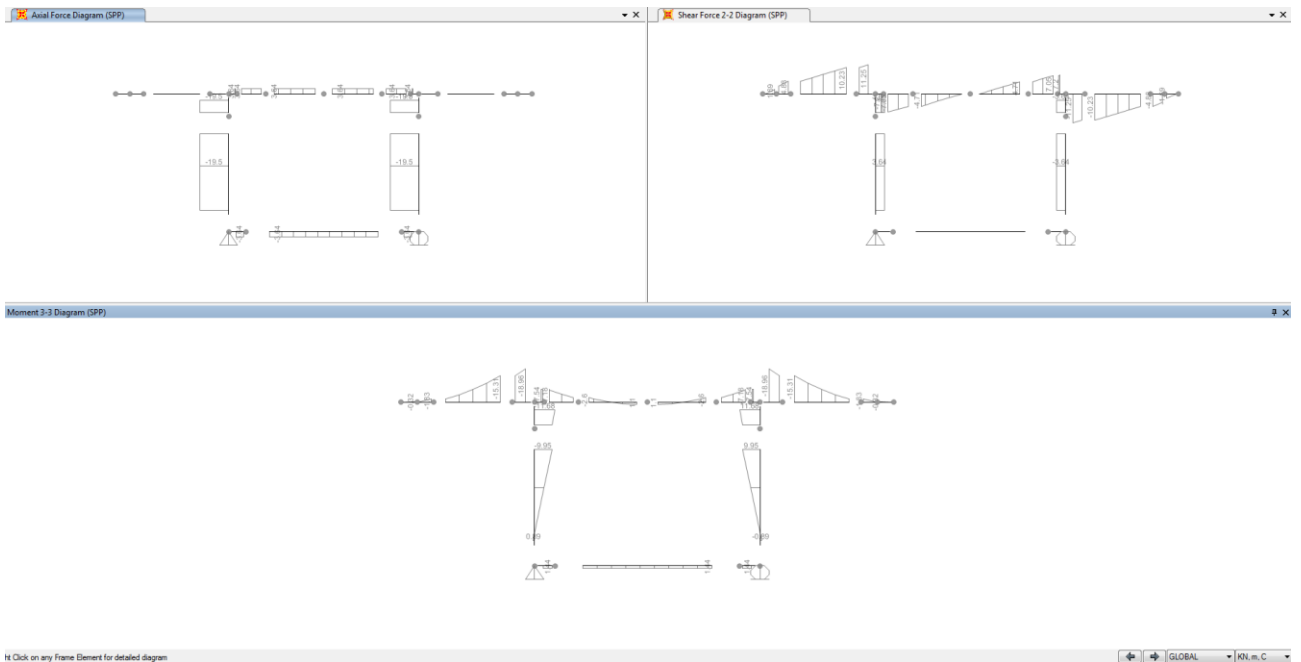


Figura 20 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da permanenti portati

VI02 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO IMPALCATO

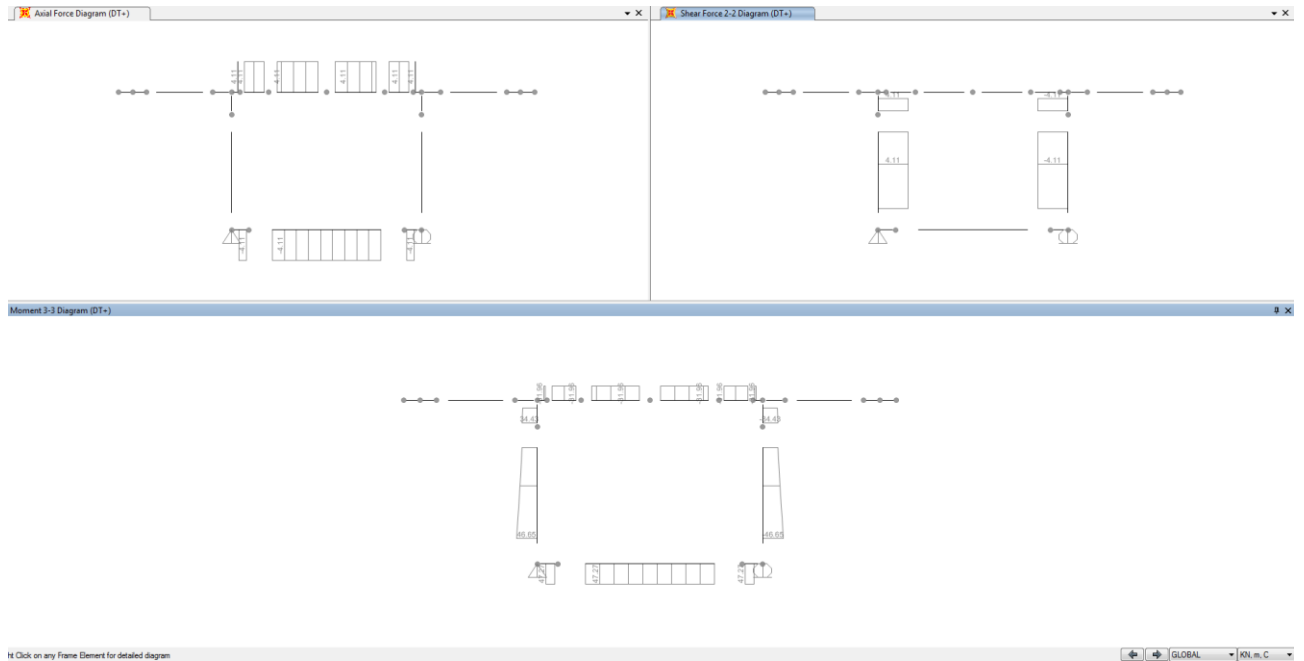


Figura 21 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da variazione termica differenziale

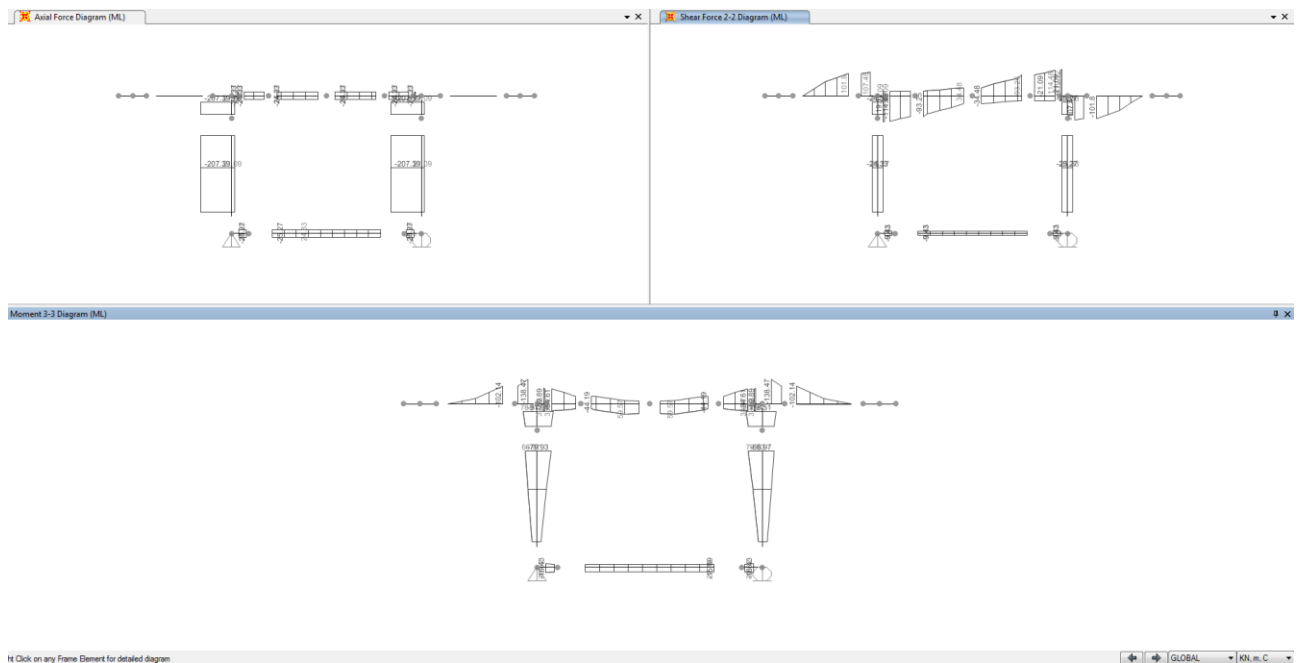


Figura 22 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da carichi mobili

Seguono le verifiche di resistenza a presso-flessione e taglio allo SLU e di fessurazione allo SLE-F.

8.2 SEZIONE S1

Armatura superiore Ø20/15

Armatura inferiore Ø20/15 + Ø16/30

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.94	4
2	20.94	21
3	6.70	17

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} -41 kN
 M_{xEd} 108 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 B450C C40/50
 E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 22.67 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 14.75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8667
 τ_{c1} 2.4

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

M_{xRd} 187.5 kNm
 σ_c -22.67 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 12.44 ‰
 d 21 cm
 x 4.61 x/d 0.2195
 δ 0.7144

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	-41	108

Aggiunge

Valori Infiltrisci punti

VERIFICHE A FESSURAZIONE	
Elemento strutturale: SOLETTA	combo: SLE-F
Stato limite di apertura delle fessure	
Sollecitazioni di verifica	
N_{Ed} = sforzo normale	-25.0 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	64.0 [kNm]
Calcolo della distanza massima tra le fessure	
$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	165 [mm]
c = copriferro	30 [mm]
s = interasse barre tese	150 [mm]
ϕ = diametro della barra	19 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0506
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	2765 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	54663 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	55 [mm]
Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura	
$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00039
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00039
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	134.3 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.60 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	35547 [MPa]
α_e = rapporto E_s / E_{cm}	5.8
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.6
Verifica dell'apertura delle fessure	
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.06 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]
	verificato

8.3 SEZIONE S2

Armatura superiore Ø20/15 + Ø20/30

Armatura inferiore Ø20/15

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.94	4
2	20.94	21
3	10.47	8

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

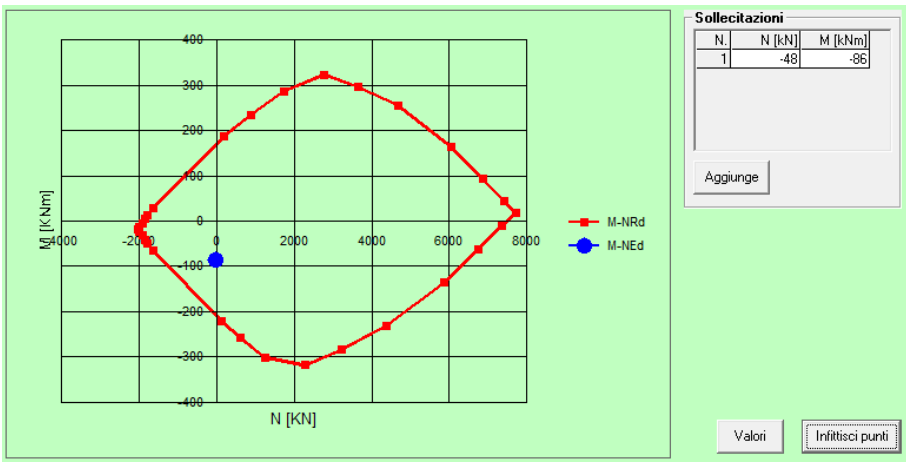
Materiali
 B450C C40/50
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 22.67
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 14.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8667
 τ_{c1} 2.4

M_{xRd} -206.1 kN m
 σ_c -22.67 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 11.41 ‰
 d 21 cm
 x 4.929 x/d 0.2347
 δ 0.7334

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



RESISTENZA A TAGLIO			
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	250
altezza utile sezione	d	[mm]	210
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	3142
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0.015
	k		1.98
	v_{min}	[MPa]	0.63
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0.00
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	42
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	197
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	224
non verificato, inserire armatura specifica a taglio			
Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	250
altezza utile sezione	d	[mm]	210
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		6
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	12
interasse armature trasversali	s	[mm]	150
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	679
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	435
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	23.5
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		1.0
	θ	[DEG]	45
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	372
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	11.8
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	1111
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	372
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	224
			verificato

VERIFICHE A FESSURAZIONE	
Elemento strutturale: SOLETTA	combo: SLE-F
Stato limite di apertura delle fessure	
Sollecitazioni di verifica	
N_{Ed} = sforzo normale	-40.0 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	53.0 [kNm]
Calcolo della distanza massima tra le fessure	
$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	160 [mm]
c = copriferro	30 [mm]
s = interasse barre tese	150 [mm]
ϕ = diametro della barra	20 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0590
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	3142 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	53246 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	53 [mm]
Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura	
$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00030
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00030
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	101.3 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.60 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	35547 [MPa]
α_e = rapporto E_s / E_{cm}	5.8
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.6
Verifica dell'apertura delle fessure	
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.05 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]
verificato	

8.4 SEZIONE S3

Armatura superiore $\varnothing 20/15 + \varnothing 20/30$

Armatura inferiore $\varnothing 20/15$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	38

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.94	4
2	13.40	34
3	10.47	8

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C40/50

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm²	f_{cd} 22.67
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 14.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.8667
	τ_{c1} 2.4

M xRd -369.7 kN m

σ_c -22.67 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 18.62 ‰
 d 34 cm
 x 5.381 x/d 0.1583
 δ 0.7

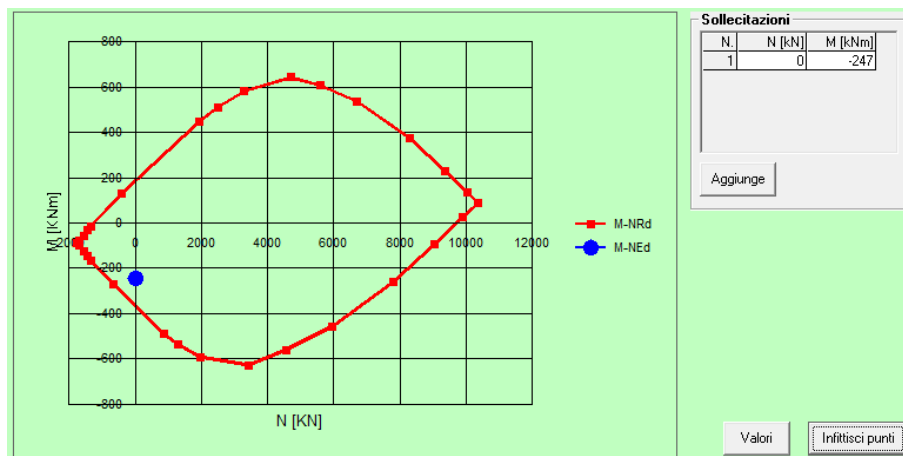
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 0 cm Col. modello

Precompresso



RESISTENZA A TAGLIO			
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	380
altezza utile sezione	d	[mm]	340
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	3142
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0.009
	k		1.77
	v_{min}	[MPa]	0.53
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0.00
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	42
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	243
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	270
non verificato, inserire armatura specifica a taglio			
Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	380
altezza utile sezione	d	[mm]	340
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		6
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	12
interasse armature trasversali	s	[mm]	150
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	679
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	435
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	23.5
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		1.0
	θ	[DEG]	45
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	602
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	11.8
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	1799
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	602
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	270
			verificato

VERIFICHE A FESSURAZIONE	
Elemento strutturale: SOLETTA	combo: SLE-F
Stato limite di apertura delle fessure	
Sollecitazioni di verifica	
N_{Ed} = sforzo normale	0.0 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	112.0 [kNm]
Calcolo della distanza massima tra le fessure	
$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	193 [mm]
c = copriferro	30 [mm]
s = interasse barre tese	150 [mm]
ϕ = diametro della barra	20 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0374
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	3142 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	83951 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	84 [mm]
Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura	
$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00035
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00035
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	119.7 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.60 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	35547 [MPa]
α_e = rapporto E_s / E_{cm}	5.8
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.6
Verifica dell'apertura delle fessure	
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.07 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]
	verificato

8.5 SEZIONE S4

Armatura superiore Ø20/15

Armatura inferiore Ø20/15

Nota: le armature derivanti dal calcolo degli effetti locali vanno sommate a quelle derivanti dal calcolo degli effetti globali.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	35	1	20.94	31

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali
 B450C C40/50
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{cl} ‰

M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	58	162

Aggiunge

Valori Infittisci punti

VERIFICHE A FESSURAZIONE		
Elemento strutturale: PARETE		combo: SLE-F
Stato limite di apertura delle fessure		
Sollecitazioni di verifica		
N_{Ed} = sforzo normale		48.0 [kN]
M_{Ed} = momento flettente		99.0 [kNm]
Calcolo della distanza massima tra le fessure		
$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure		231 [mm]
c = copriferro		30 [mm]
s = interasse barre tese		150 [mm]
ϕ = diametro della barra		20 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra		0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni		0.5
k_3 =		3.4
k_4 =		0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$		0.0264
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$		2094 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$		79416 [mm ²]
b =		1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =		79 [mm]
Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura		
$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)		0.00047
$0.6 \sigma_s / E_s =$		0.00047
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata		163.0 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione		3.60 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio		206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo		35547 [MPa]
α_e = rapporto E_s / E_{cm}		5.8
k_t = coefficiente di sollecitazione		0.6
Verifica dell'apertura delle fessure		
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure		0.11 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure		0.30 [mm]
		verificato

8.6 SEZIONE S5

Armatura superiore Ø16/15

Armatura inferiore Ø16/15

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13.40	4
2	13.40	26

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} **0** kN
M_{xEd} **0** kNm
M_{yEd} **0**

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C40/50
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd}
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

 L₀ cm
 Precompresso

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	-30	91

VERIFICHE A FESSURAZIONE	
Elemento strutturale: CONTROSOLETTA	combo: SLE-F
Stato limite di apertura delle fessure	
Sollecitazioni di verifica	
N_{Ed} = sforzo normale	-16.0 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	59.0 [kNm]
Calcolo della distanza massima tra le fessure	
$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	253 [mm]
c = copriferro	30 [mm]
s = interasse barre tese	150 [mm]
ϕ = diametro della barra	16 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0180
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	1340 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	74410 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	74 [mm]
Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura	
$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00057
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00057
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	196.0 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.60 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	35547 [MPa]
α_e = rapporto E_s / E_{cm}	5.8
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.6
Verifica dell'apertura delle fessure	
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.14 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]
	verificato