

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO

dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**

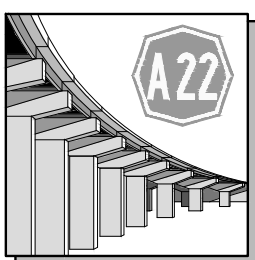

INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

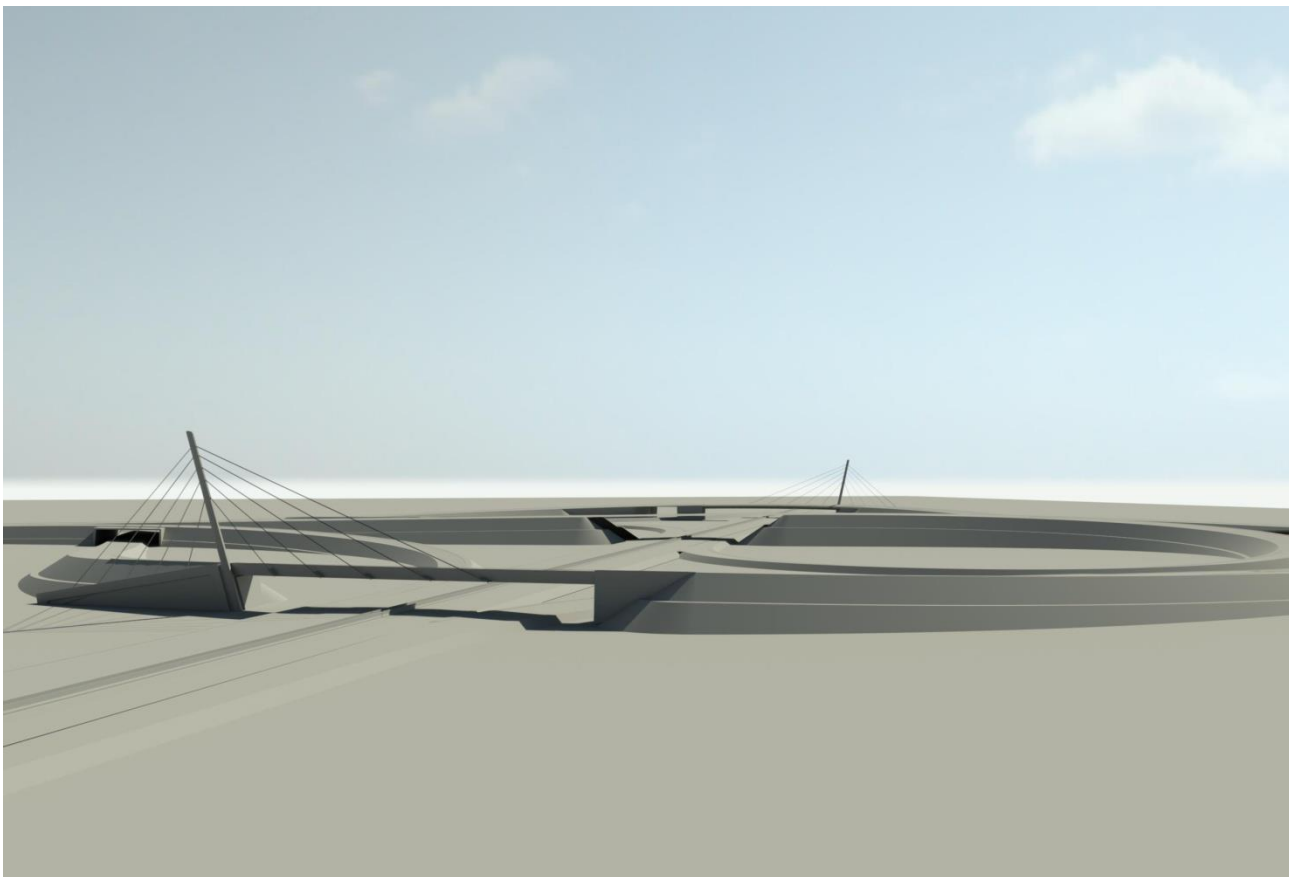
PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

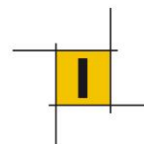
C	LOTTO 1 - da Campogalliano (km 312+200) al km 313+710
7.3.1.1.	OPERE D'ARTE PRINCIPALI SOVRAPPASSO PISTA MILANO-BRENNERO - B03 RELAZIONI Relazione di calcolo impalcato

0	MAR. 2021	EMISSIONE	M. PETRANGELI	L. LEARDINI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 31/09					

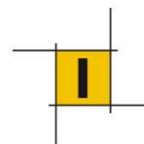
Cavalcavia B03 del nuovo svincolo della Autostrada del Brennero con la A1

RELAZIONE DI CALCOLO DELL'IMPALCATO

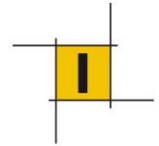




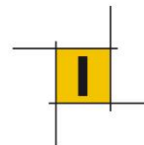
1	GENERALITA'	5
2	NORMATIVA	8
3	MATERIALI	9
3.1	Acciaio da carpenteria	9
3.2	Trefoli per stralli	9
3.3	Connettori.....	9
3.4	Barre di ancoraggio e Tiranti	9
3.5	Cordoli-Marciapiedi in c.a.....	10
4	ANALISI DEI CARICHI	11
4.1	Pesi propri strutturali, g1.....	11
4.2	Carichi permanenti non strutturali, g2	11
4.3	Presollecitazioni.....	12
4.4	Distorsioni imposte.....	14
4.5	Azioni variabili da traffico stradale	14
4.6	Neve.....	17
4.7	Vento	17
4.8	Temperatura	22
4.9	Ritiro	23
4.10	Resistenze parassite dei vincoli	23
4.11	Azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio:.....	24
4.12	Azioni eccezionali	24
4.13	Azioni sismiche	24
4.14	Combinazioni di carico.....	29
5	Interazione Terreno-Struttura	30
5.1	Spalla nord.....	31
5.2	Spalla sud.....	32
6	Comportamento della palificata in esercizio (SLE e SLU)	34
6.1	Comportamento nei confronti delle azioni verticali	36
6.1.1	Capacità portante del palo singolo.....	36
6.1.2	Capacità portante della palificata.....	36
6.2	Comportamento nei confronti delle azioni orizzontali	36
6.2.1	Capacità portante del palo singolo.....	36



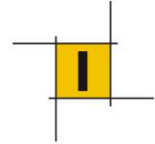
6.2.2	Capacità portante della palificata.....	40
7	MODELLO DI CALCOLO ED ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI	41
7.1	Descrizione del modello FEM	41
7.2	Condizioni vincolari	43
7.3	Carichi	44
7.4	Analisi sismica.....	44
7.5	Caratteristiche delle sezioni lorde.....	45
7.5.1	Sezione 1.....	48
7.5.2	Sezione 2.....	49
7.5.3	Sezione 3.....	50
7.5.4	Sezione 4.....	51
7.5.5	Sezione 5.....	52
7.5.6	Sezione 6.....	53
7.5.7	Sezione 7.....	54
8	SOLLECITAZIONI.....	55
8.1	Permanenti (G1+G2+stralli).....	55
8.2	Carichi stradali	57
8.3	Vento	59
8.4	Azione termica.....	59
8.5	Distorsione appoggi spalla B.....	61
8.6	Combinazione delle sollecitazioni	62
9	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	64
9.1	Sezioni efficaci	64
9.1.1	Area efficace per "Plate buckling"(EN 1993-1-5).....	64
9.1.2	Larghezza efficace per "Shear Lag" (EN1993-1-5)	77
9.1.3	Sintesi	80
9.1.4	Caratteristiche Sezioni efficaci allo SLU.....	82
9.2	Verifiche tensionali.....	86
9.3	Verifiche a fatica.....	111
9.3.1	Verifiche saldature trasversali tra conci	112
9.3.2	Verifiche saldature pannelli d'anima-solette per tensioni normali.....	113
9.3.3	Verifiche saldature pannelli d'anima-solette per tensioni tangenziali.....	114



9.4	SITUAZIONE ECCEZIONALE: Rottura stralli	115
9.4.1	Sollecitazioni	115
9.4.2	Verifiche di resistenza.....	117
10	Incastro Spalla fissa	119
10.1	Verifica di resistenza.....	119
10.2	Verifica a fatica	121
11	VERIFICHE cordolo	124
11.1	Incastro spalla fissa: verifiche a fessurazione.....	124
12	CONTROLLO DELLE DEFORMAZIONI.....	126
12.1	Freccia sotto pesi permanenti	126
12.2	Freccia sotto carichi VARIABILI	128
12.3	Contro-monta	129
13	EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI	130
14	VERIFICHE LOCALI	132
14.1	Geometria.....	132
14.2	Condizioni vincolari	133
14.3	Analisi dei carichi.....	134
14.4	Combinazioni dei carichi.....	137
14.5	Verifiche locali Lastra ortotropa	138
14.5.1	Sollecitazioni SLE lastra.....	138
14.5.2	Verifiche tensionali della lastra	141
14.5.3	Verifica a fatica della saldatura irrigidente-lastra	143
14.5.4	Sollecitazioni SLU irrigidenti	144
14.5.5	Verifiche tensionali degli irrigidenti.....	146
14.5.6	Verifica di buckling del singolo irrigidente	147
14.5.7	Verifiche delle deformazioni	149
14.5.8	Verifica di deformabilità trasversale	151
14.6	Verifiche locali Diaframmi di strallo, DF4	152
14.6.1	Sollecitazioni e verifiche tensionali elementi di diaframma.....	153
14.7	Diaframma corrente DF1	164
14.7.1	Sollecitazioni e verifiche tensionali elementi di diaframma.....	164
14.8	Annesso 1. Combinazioni di carico	178



14.9	Diaframma di appoggio spalla B, DF3.....	181
14.9.1	Verifiche di resistenza SLU-statica.....	184
14.9.2	Verifiche di resistenza SLU-sismica.....	186
14.10	Verifica ancoraggio barriere di sicurezza.....	187
14.10.1	Azioni di progetto	187
14.10.2	Ancoraggio della barriera nel cordolo: verifica armatura orizzontale	187
15	APPOGGI E GIUNTI.....	189



1 GENERALITA'

L'opera in progetto si inquadra nella realizzazione della nuova intersezione della A22 Autobrennero con l'autostrada A1, pochi chilometri a nord dello svincolo di Modena NORD.

Detti lavori prevedono la realizzazione di tre distinte opere che permettono di sorpassare in quota la sede della A1: un'opera principale e due opere laterali. Oggetto del presente incarico è la progettazione strutturale delle due opere laterali.

I due cavalcavia in progetto sono concepiti secondo una logica coerenza formale facilitata anche dal fatto che le caratteristiche plano-altimetriche risultano pressoché identiche. Essi sono individuati dalla seguente nomenclatura:

- Scavalco OVEST: B02;
- Scavalco EST: B03.

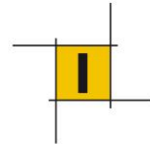
Planimetricamente ciascun viadotto si sviluppa secondo un raggio costante di circa 180m, mentre altimetricamente la livelletta stradale presenta un raggio di circa 3500m per l'opera B02 e 3000m per l'opera B03; i flessi altimetrici sono raggiunti in corrispondenza dei viadotti.

Ciascuna opera è costituita da un impalcato metallico a cassone monocellulare di luce pari a circa 87m, il quale viene sostenuto da 5 stralli, equispaziati con interasse circa 12m e posizionati sul lato esterno curva e pertanto eccentrici. Alle estremità il ponte risulta solidarizzato alla spalla lato cavi di ammarro, mediante un trasverso d'acciaio a cassone inglobato nel muro frontale della spalla stessa, mentre lato spalla opposta l'impalcato presenta uno schema di semplice appoggio con 3 appoggi multidirezionali e un sistema di ritegno trasversale.

Le due spalle sono di tipo scatolare con fondazioni profonde su pali del 1200. La platea di fondazione della spalla lato ammarro è costituita da un unico elemento che accoglie sia la torre che i muri di elevazione della spalla ed infine anche la struttura del massivo di ancoraggio. Quest'ultimo è rappresentato da un muro di spessore 2.3m con profilo curvo sia in elevazione che planimetricamente. La geometria planimetrica del muro è stata stabilita in modo che ciascun cavo eserciti solo effetti di compressione sull'antenna, ovvero che l'antenna ed i due segmenti del cavo (lato impalcato e lato ammarro) giacciono sullo stesso piano. Unica eccezione è stata fatta per i primi due cavi (quelli con inclinazione maggiore) la cui geometria è stata studiata in modo che essi presentino una leggera componente trasversale tale da stabilizzare il peso della torre stessa, che come detto possiede una eccentricità rispetto al piano medio degli stralli.

L'impalcato metallico è costituito da un cassone trapezio di altezza 220cm e basi 500 e 610cm. Il cassone è posizionato eccentrico rispetto all'asse stradale, ovvero sul lato esterno curva. La struttura che supporta il piano di rotolamento è realizzata da una lastra ortotropa, che lato interno curva viene sostenuta da mensoloni di lunghezza circa 660cm che prolungano il corrente superiore dei diaframmi del cassone. Questi ultimi sono realizzati mediante piatti trasversali a T perimetrali alle lastre del cassone e irrigiditi da due diagonali a V in profili a doppio T.

L'antenna è realizzata con una sezione cava circolare variabile con diametro massimo alla base pari a 2200mm e in testa di 1900mm, anche lo spessore varia da 40mm a 30mm. L'elemento sviluppa una lunghezza di poco superiore a 31m e presenta una inclinazione rispetto all'asse verticale di circa 28°, planimetricamente



l'inclinazione di detta antenna è orientata verso l'esterno curva dal lato degli ammarri dei cavi. Superiormente è prevista la realizzazione di un puntale non strutturale a carattere architettonico.

Sono presenti 5 ordini di cavi con inclinazioni variabili tra 30 e 15° sull'orizzontale lato impalcato e tra 65° e 50° lato ammarro e lunghezze comprese tra 25 e 75m circa. Il ponte pertanto si configura ai limiti dello schema stallato data la limitata inclinazione degli stralli più esterni.

I cavi sono composti in trefoli di diametro 15.7mm (Sezione 1.5cm²) rivestiti in resina e viplati, sono presenti due configurazioni: 31 trefoli per i due cavi maggiormente inclinati e più corti e 37 trefoli per i restanti. Il cavo è passante sull'antenna, ovvero gli unici ancoraggi previsti sono sull'impalcato metallico e sul muro di ancoraggio dal lato opposto.

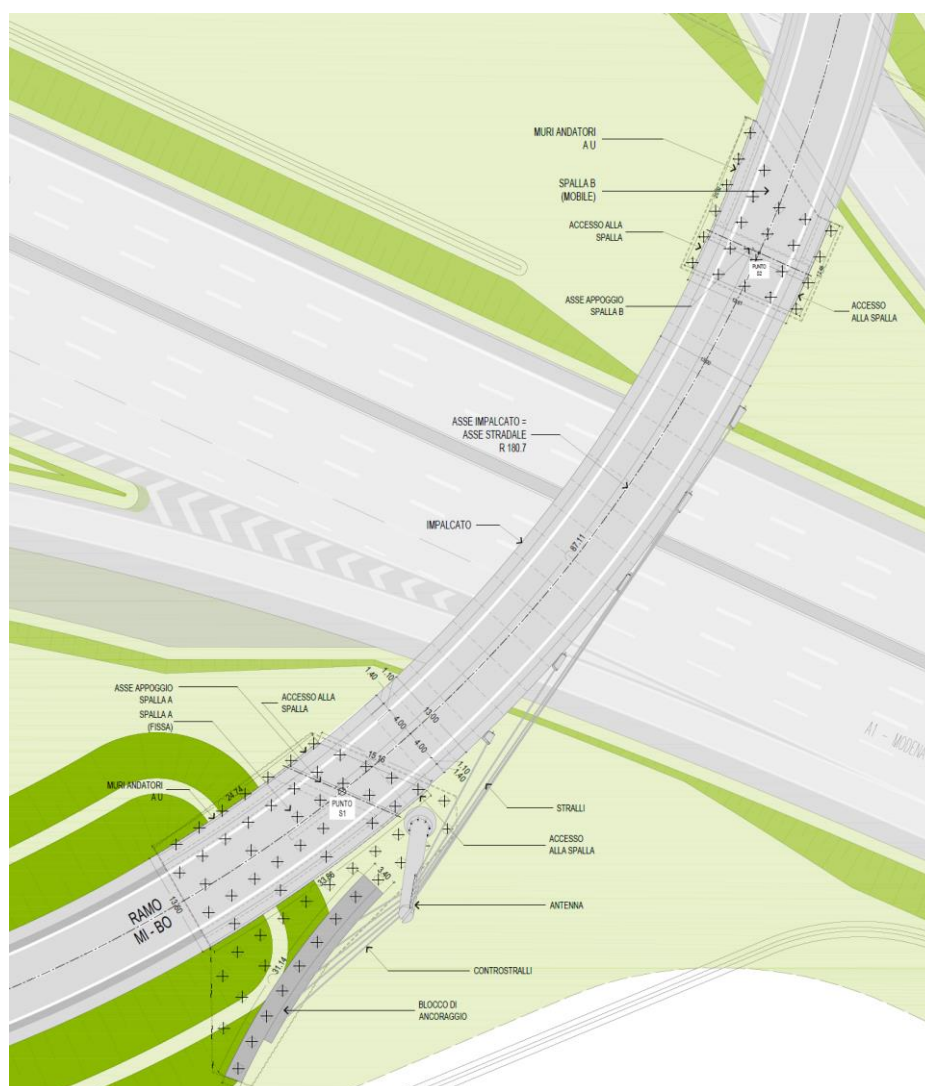


Figura 1: planimetria scavalco B03

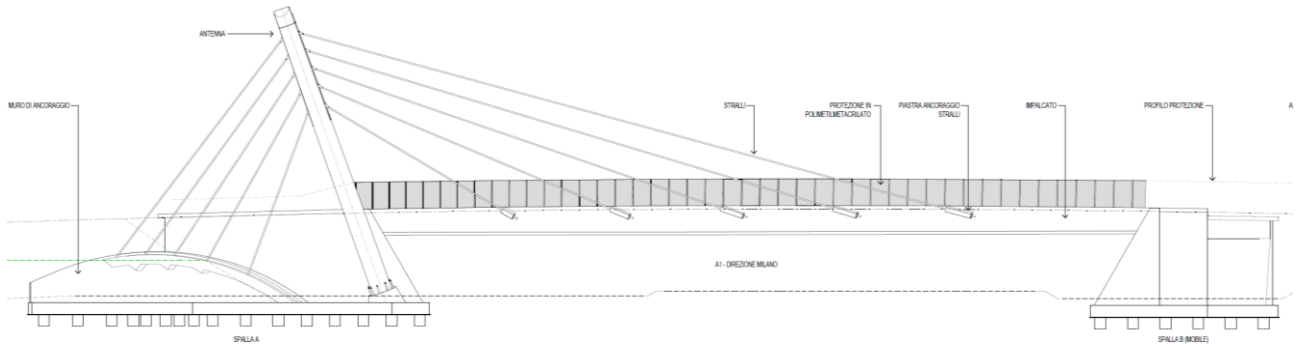
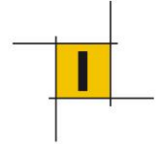


Figura 2: prospettiva

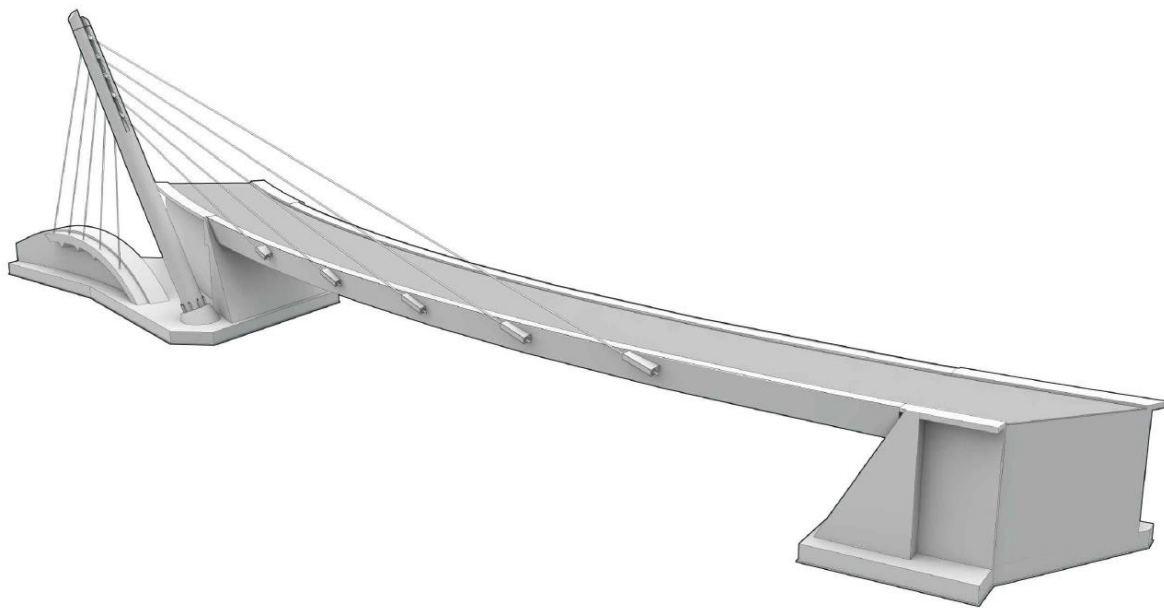
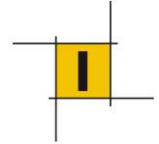


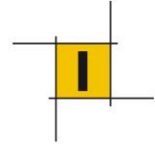
Figura 3: Render

La presente relazione descrive le analisi condotte per il progetto della carpenteria metallica dell'impalcato a cassone del ponte, comprensive delle verifiche globali e locali dei principali elementi strutturali che lo compongono in **fase di esercizio**. Per quanto riguardano le verifiche dell'impalcato in fase transitoria si rimanda all'elaborato 19-03-01-04- Fasi.



2 **NORMATIVA**

- Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M del 17.1.2018;
- Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M del 21.1.2019" - Circolare 21 gennaio 2019 n.7 C.S.LL.PP.;
- C.N.R. 10011/92: "Costruzioni in acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo, la manutenzione."
- CNR-DT 207 R1/2018: "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".
- EN1991-1-5. Eurocodice 1 -Azioni sulle strutture Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche;
- EN1991-2. Eurocodice 1 -Azioni sulle strutture Parte 2: Carichi da traffico sui ponti;
- EN1993-1-1. Eurocodice 3 -Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- EN1993-2. Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio, Parte 2: Ponti di acciaio;
- EN1993-1-5. Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio, Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra.
- EN 1993-1-11. Eurocodice 3- Progettazione delle strutture di acciaio, Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi.
- EN 1998-2. Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 2: Ponti



3 MATERIALI

La classe di esecuzione della opera in carpenteria metallica è EXC4, secondo la UNI EN 1090.

3.1 Acciaio da carpenteria

ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA - S 355 J2 FF W conforme UNI 10025-1 e 10025-5

- $f_{yk} = 355 \text{ Mpa}$ ($s \leq 40 \text{ mm}$) – *tensione di snervamento*
- $f_{yk} = 335 \text{ MPa}$ ($s > 40 \text{ mm}$) – *tensione di snervamento*
- $E = 210\,000 \text{ Mpa}$ – *modulo elastico*
- $\gamma = 78.50 \text{ kN/m}^3$ – *peso per unità di volume*
- $\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ – *coeff. di dilatazione termica*

Coefficiente parziale materiale:

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

3.2 Trefoli per stralli

Trefoli a sette fili in acciaio conforme a pr EN10138-3 0.6 super (T15.7, $S_n = 150 \text{ mm}^2$)

- $f_{tk} = 1860 \text{ Mpa}$ – *tensione di rottura*
- $E = 195\,000 \text{ Mpa}$ – *modulo elastico*
- $\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ – *coeff. di dilatazione termica*

Classe esposizione fatica (EN1993-1-11): class 3

Coefficiente parziale materiale: $\gamma_M = 1.5$ (SLU)

$\gamma_M = 2.22$ (SLE fatica)

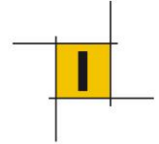
3.3 Connettori

CONNETTORI TIPO NELSON - Acciaio S235 J2 G3 + C450

- $f_t = 450 \text{ Mpa}$ – *tensione di rottura*

3.4 Barre di ancoraggio e Tiranti

Barre filettate tipo Dywidag realizzate in Acciaio Y1050H (conforme pr EN10138-4)



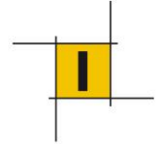
- $f_{tk} = 1050 \text{ Mpa}$ – *tensione di rottura*
- $f_{0,1k} = 950 \text{ Mpa}$ – *tensione caratteristica all' 0,1% di allungamento*
- $\sigma_{pi} = \min (0.85 f_{0,1k} ; 0.75 f_{tk}) = 788 \text{ Mpa}$ - *tensione max iniziale*

3.5 Cordoli-Marciapiedi in c.a.

Calcestruzzo C35/45.

- $f_{ck} = 35 \text{ Mpa}$ – *resistenza caratteristica a compressione cilindrica*
- $f_{cm} = 43 \text{ Mpa}$ – *resistenza media a compressione*
- $f_{ctm} = 3.25 \text{ Mpa}$ – *resistenza media a trazione*
- $E = 34\,000 \text{ Mpa}$ – *modulo elastico*
- $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ – *peso per unità di volume*
- $\alpha = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ – *coeff. di dilatazione termica*

Coefficiente parziale materiale: $\gamma_M = 1.5$



4 ANALISI DEI CARICHI

4.1 Pesì propri strutturali, g1

L'impalcato metallico del ponte è stato assunto ai fini della modellazione e delle conseguenti analisi strutturali pari a 5.00 KN/m², che considerata la larghezza B dell'impalcato di 12.8 m equivale ad un carico uniformemente distribuito di:

$$pp_{G1} = 64 \text{ KN/m}$$

Pertanto la carpenteria metallica del ponte ha una massa totale di:

$$PP_{\text{ponte}} = 64 \text{ kN/m} * 87\text{m} = 5568 \text{ KN (557 ton)}$$

Si specifica che il valore assunto nel calcolo strutturale risulta leggermente superiore di quello effettivo risultante che dal computo finale della carpenteria metallica a valle del progetto effettuato che risulta essere pari a circa 470 ton. Tale discrepanza non è sostanziale e comunque risulta a favore di sicurezza ai fini dei calcoli statici.

4.2 Carichi permanenti non strutturali, g2

Sulla base dell'equipaggiamento della sede stradale riportato in figura seguente è stata effettuata la seguente analisi dei carichi:

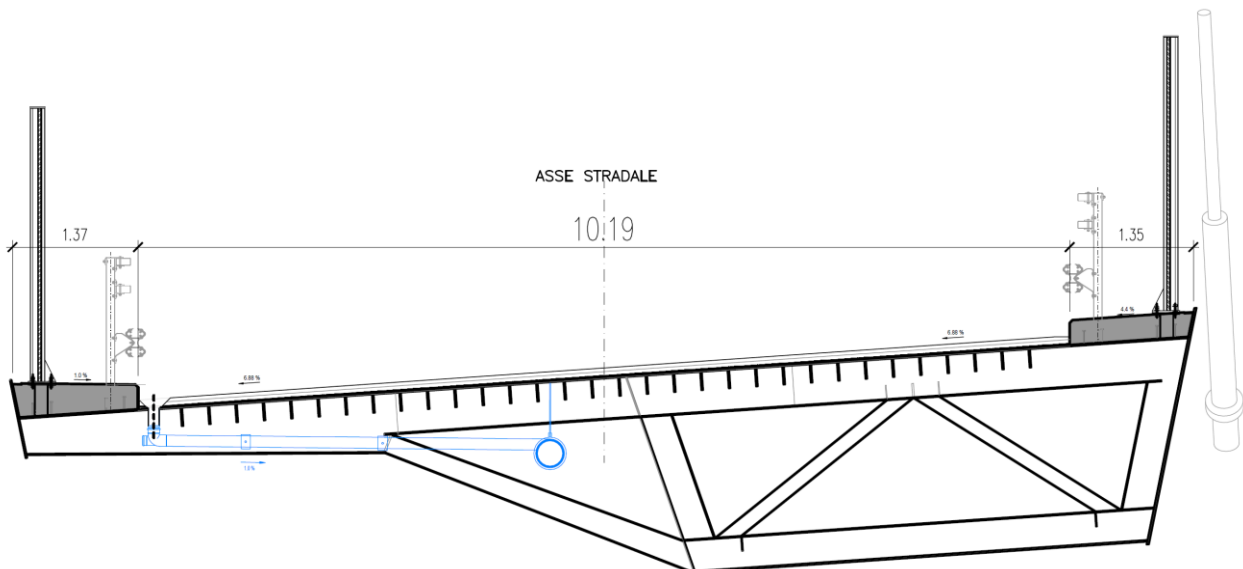
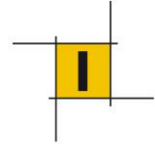


Figura 4: sezione trasversale impalcato

1) PAVIMENTAZIONE

- Spessore medio = 10 cm
- peso bitume = 23 KN/m³
- larghezza piano asfaltato B = 10.25 m



$$pp_{\text{bitume}} = 23.6 \text{ KN/m}$$

2) MARCIAPIEDE/CORDOLO

- Spessore medio = 30 cm
- peso CLS = 25 KN/m³
- larghezza elemento B= 1.3m
- numero marciapiedi n.= 2

$$pp_{\text{marciapiede}} = 19.5 \text{ KN/m}$$

3) GUARD RAIL

- peso = 1.5 KN/m
- numero = 2

$$pp_{\text{guard rail}} = 3.0 \text{ KN/m}$$

4) PROTEZIONE IN PMMA

- peso = 1.8 KN/m
- numero = 2

$$pp_{\text{PMMA}} = 3.6 \text{ KN/m}$$

5) VARIE

- impianti smaltimento acque, protezioni ecc..

$$pp_{\text{varie}} = 2.0 \text{ KN/m}$$

In definitiva il peso dei carichi permanenti portati è

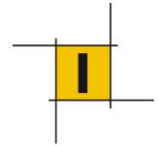
$$pp_{G2} = 48.1 \text{ KN/m}$$

Complessivamente i carichi permanenti che gravano sul ponte risultano:

$$PP_{G2} = 48.1 \text{ KN/m} * 87\text{m} = 4185 \text{ KN (418 ton)}$$

4.3 Presollecitazioni

È stato considerato un pre-tiro (ovvero un predeformazione) degli stralli tale da ottimizzare l'equilibrio statico e la cinematica dell'impalcato. A tal fine è stato eseguito un processo iterativo, di cui si riportano solo i risultati finali. La tabella seguente indica la presollecitazione di progetto dei singoli stralli rispetto alla nomenclatura rappresentata nella figura sottostante. Per completezza si riporta anche l'accorciamento accorciamento dello strallo corrispondente al tiro imposto.



Strallo	L modello [m]	N.trefoli (T15.7)	Pretiro [KN]	Accorciamento [m]
1I	23.88	31	1200	0.03
2I	36.38	31	900	0.04
3I	49.38	37	1300	0.06
4I	62.63	37	2000	0.12
5I	75.89	37	2700	0.19
1M	22.62	31	1600	0.03
2M	25.00	31	1600	0.04
3M	28.00	37	1700	0.04
4M	31.32	37	1900	0.07
5M	34.81	37	1900	0.07

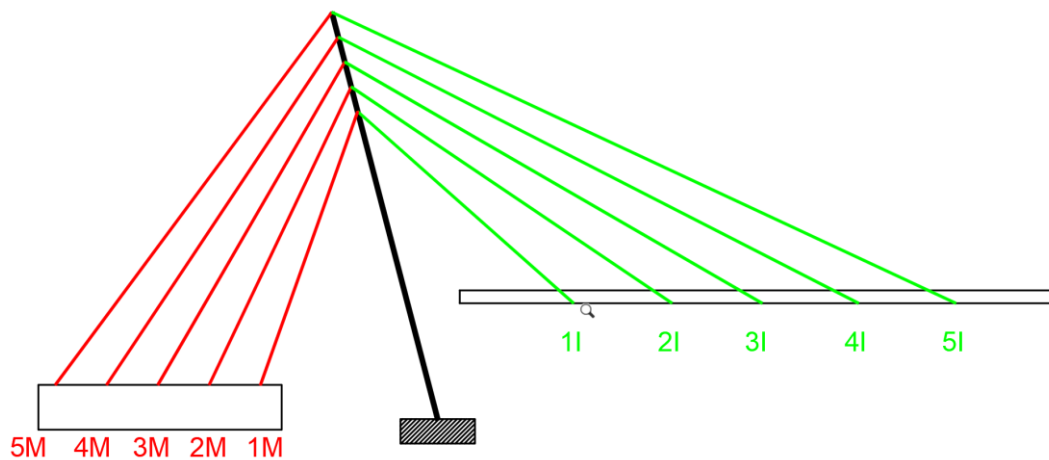
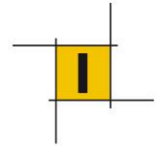


Figura 5: Nomenclatura stralli

Considerato che il progetto prevede che gli stralli attraversino l'antenna senza soluzione di continuità (ovvero che lo strallo sia un unico cavo dall'impalcato al muro di ancoraggio), si procede a verificare che le variazioni di tiro lette nel cavo monte valle siano compatibili con le forze di attrito sviluppate tra la sella ed i cavi stessi. Come indicato negli elaborati di progetto i cavi sono costituiti da trefoli inguainati con rivestimento in HDPE, test sperimentali indicano che l'attrito sviluppabile tra trefolo inguainato e acciaio è superiore al 50%, che è generalmente sufficiente per garantire l'assenza di scorrimento dei cavi sulla sella. Per la verifica dettagliata di questo effetto si rimanda alla relazione 19-03-01-02- Antenna e stralli.



4.4 Distorsioni imposte

Data la particolare geometria dell'opera nonché il fatto che la strallatura è fortemente asimmetrica rispetto all'impalcato, si è osservato che in asse appoggi della spalla B persiste una torsione tale da determinare condizioni di trazione per l'appoggio esterno curva sotto i carichi di esercizio. Per scongiurare tale effetto si è deciso che in fase di montaggio dell'impalcato venga imposta una distorsione alla sezione di estremità ovvero una rotazione che sollevi il suddetto appoggio di 15cm.

Di seguito si specificano i valori delle distorsioni imposte nel modello strutturale in asse dell'elemento di trave impalcato, corrispondente al centro di taglio, in corrispondenza dell'asse appoggi spalla B.

ROTAZIONE (rX)	1.8%
SOLLEVAMENTO (dZ)	0.11 m

Facendo perno sull'appoggio interno curva (A3), questa distorsione implica i seguenti spostamenti agli assi degli appoggi:

	Asse appoggio A3	Asse appoggio A2	Asse appoggio A1
SOLLEVAMENTO (dZ)	0	0.07m	0.15m

4.5 Azioni variabili da traffico stradale

Definizione delle corsie convenzionali:

Larghezza carreggiata 10.2m.

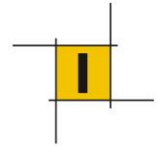
N. corsie di carico = $\text{INT}(10.2\text{m}/3\text{m}) = 3$

Larghezza parte rimanente = $10.2 \text{ m} - 3 \cdot 3\text{m} = 1.2 \text{ m}$

Si riportano di seguito gli schemi di carico considerati. Essi definiscono le azioni variabili del traffico, comprendendo gli effetti dinamici:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in figura. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.



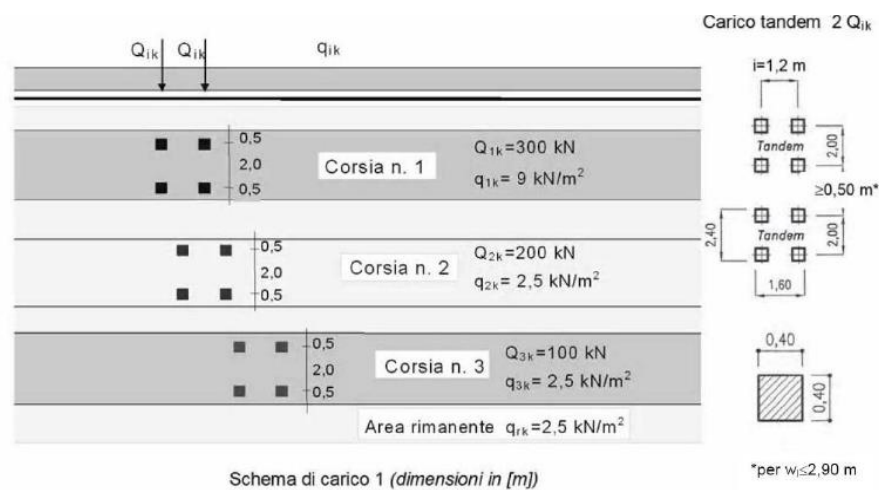
Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

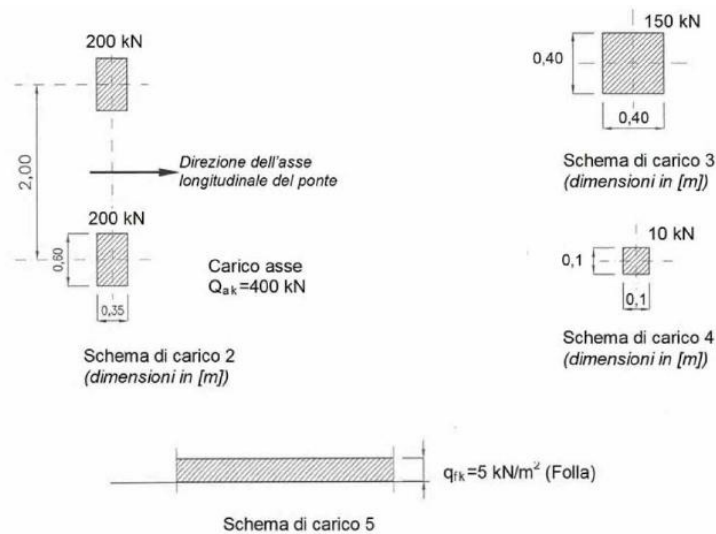
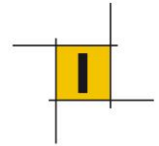
Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m.

Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50





La numerazione e la disposizione dei carichi viene modificata per ottenere le condizioni più sfavorevoli ai fini del calcolo delle sollecitazioni dell'elemento considerato.

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

Carico per verifiche a Fatica

Ai fini delle verifiche a fatica, sarà impiegato il seguente schema di carico.

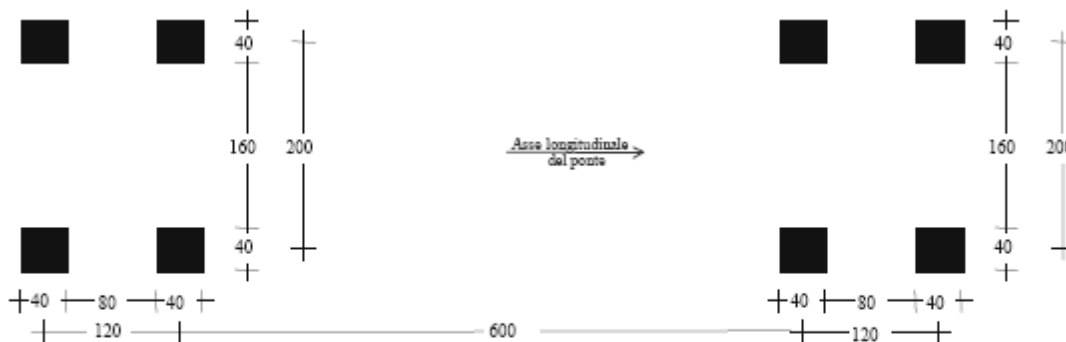
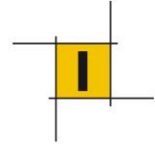


Figura 5.1.5 – Modello di carico a fatica n. 3

Azione longitudinale di frenamento/accelerazione

La forza longitudinale applicata a livello della superficie di rotolamento è data da:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{ik}) + 0,10q_{ik} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$



Dove w_1 è la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata (87m). La forza è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata agente a livello della pavimentazione.

Nel caso in esame si ottiene:

$$q_3 = 595 \text{ kN}$$

Azione centrifuga

Il raggio di curvatura del ponte è pari a 180m, pertanto la forza centrifuga corrispondente ad ogni corsia di carico è pari a $0.2 Q_v$, con Q_v pari al carico verticale del tandem della corsia.

Il carico concentrato q_4 è applicato a livello della pavimentazione ed agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Complessivamente si ha una forza centrifuga pari a:

$$q_4 = 0.2 \cdot (600 + 400 + 200) \text{ KN} = 240 \text{ KN}$$

4.6 Neve

L'azione della neve viene trascurata essendo per opere di questo genere non dimensionate in quanto di entità molto inferiore ai carichi stradali e con essi non cumulabile.

4.7 Vento

Il Politecnico di Milano ha eseguito uno studio in galleria del vento su modello in scala dell'opera (1:80) per determinare il comportamento aerodinamico dell'impalcato e delle sue strutture di supporto nonché stimare l'entità del carico del vento e distribuzione del carico. Sono state studiate le risposte sotto 24 diversi angoli di attacco dell'azione eolica.

Pertanto l'azione del vento di progetto è stata calibrata in base ai risultati ottenuti da tali prove sperimentali. Di seguito si riporta l'estratto del report delle prove sperimentali circa il calcolo di carichi eolici al vero.

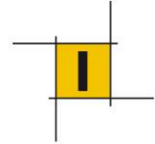
- **FORZE AERODINAMICHE**

Le forze aerodinamiche al vero devono essere calcolate utilizzando il valore del coefficiente aerodinamico di picco moltiplicato per la dinamica media del vento incidente alla quota di riferimento:

$$F_i = qh \cdot C_{Fi} \cdot B \cdot L$$

$$M_i = qh \cdot C_{Mi} \cdot B \cdot L^2$$

F_i, M_i (N) sono le forze e momenti aerodinamici al vero lungo le direzioni $i = x, y, z$, qh è la pressione dinamica media alla quota di riferimento $H_{ref} = 30\text{m}$, $B = 1\text{m}$ e $L = 1\text{m}$ sono le dimensioni di riferimento al vero, C_{Fi} e C_{Mi} i coefficienti aerodinamici di picco di forza e di momento.



- CARICHI DI PRESSIONE

I carichi di pressione al vero devono essere calcolati come nel seguito indicato:

$$w^i k = C^i_{pk} * qh$$

$$w^s k = C^s_{pk} * qh$$

dove $w^i k$, $w^s k$ (kN/m^2) sono rispettivamente il carico eolico di picco superiore ed inferiore (carichi dimensionati per gli elementi secondari), qh è la pressione dinamica media al vero alla quota di riferimento $H=30$ m e C^i_{pk} , C^s_{pk} i coefficienti di picco calcolati dai dati sperimentali.

- PRESSIONE DINAMICA AL VERO

Come esempio si riporta il calcolo della pressione dinamica media utilizzando la CNR-DT 207 R1/2018, §3.2. La pressione dinamica media alla quota di riferimento è calcolata come:

$$qh = 1/2 \rho v^2(H) = 1/2 \rho [vr cm(H)]^2$$

dove: vr è la velocità di riferimento di progetto e $cm(H)$ è il coefficiente di profilo medio del vento alla quota di riferimento. Attenzione: per il calcolo delle forze e pressioni al vero deve essere utilizzata la pressione dinamica media in quanto i coefficienti sperimentali contengono già al loro interno i contributi dovuti al profilo medio della velocità del vento, alla turbolenza del vento incidente, agli effetti di prossimità dovuti al surrounding.

Utilizzando i dati caratteristici del terreno riportati nella Tabella 3-1, la pressione dinamica media alla quota di riferimento $H=30$ m associata ad una velocità con tempo di ritorno pari a $T=100$ anni, calcolata in accordo con la CNR-DT 207 R1/2018 da moltiplicare ai coefficienti di pressione forniti al fine di calcolare i carichi di pressione al vero, risulta:

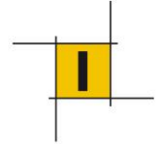
$$qh = 548.7 \text{ N/m}^2 \quad (H=30)$$

H_{ref}	(m)	30	Altezza di riferimento al vero
Zona	-	2	Emilia-Romagna
Classe di ruogosità	-	C	-
Categoria di esposizione	-	III	-
Classe di rugosità z_0	(m)	0.1	-
ρ	(kg/m^3)	1.25	Densità aria al vero

Tabella 3-1. Caratteristiche del sito di costruzione.

In definitiva dunque nel presente progetto è stata considerata un'azione del vento sull'impalcato con direzione centripeta desunta dalla fig. A2.1, il cui modulo è pari a (angolo d'attacco pari a 90°):

$$F_{h,impalcato} = C_{fixi} * qh = 1600 * 0.55 = 1045 \text{ KN}$$



Analogamente per la torre è stata considerata un'azione del vento sull'impalcato con direzione analoga al caso precedente desunta dalla fig. A2.7, il cui modulo è pari a (angolo d'attacco pari a 90°):

$$F_{h,torre} = C_{fxi} * qh = 300 * 0.55 = 165 \text{ KN}$$

Ambo le forze sono state considerate uniformemente distribuite lungo lo sviluppo degli elementi coinvolti. Il contributo M_z (attorno all'asse verticale) viene ricavato direttamente applicando le forze trasversali al modello di calcolo.

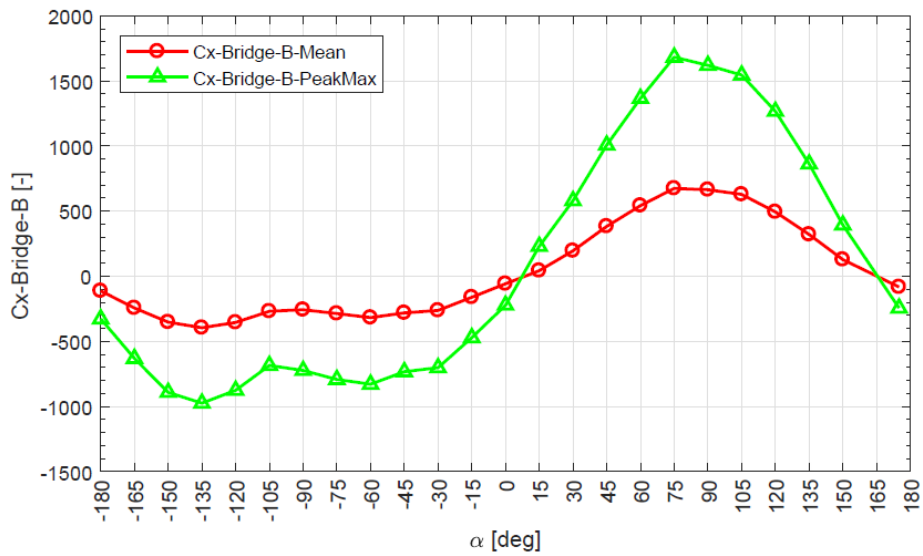
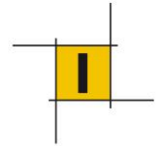


Figura A2.1: Cx-Bridge-B

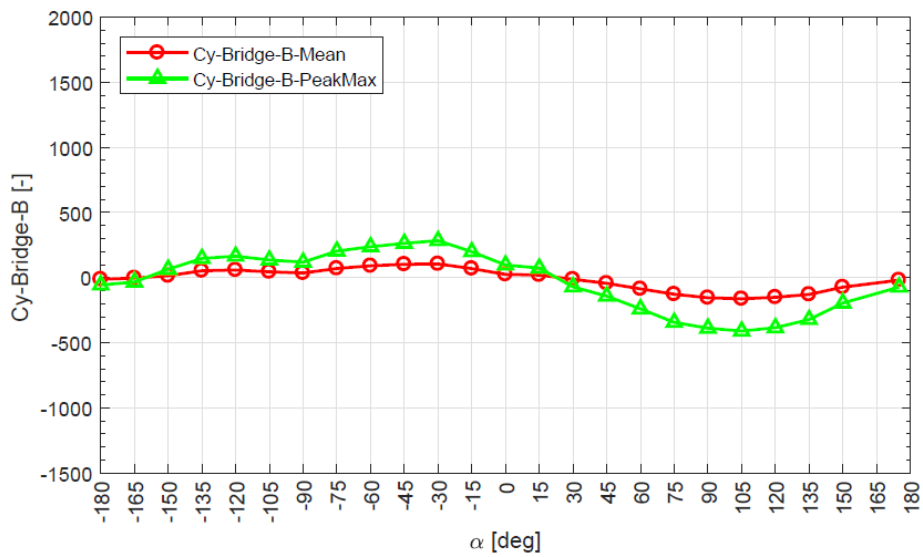
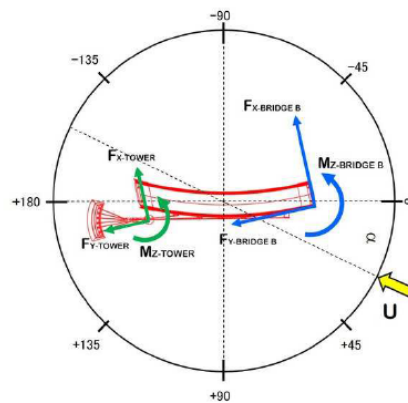


Figura A2.2: Cy-Bridge-B



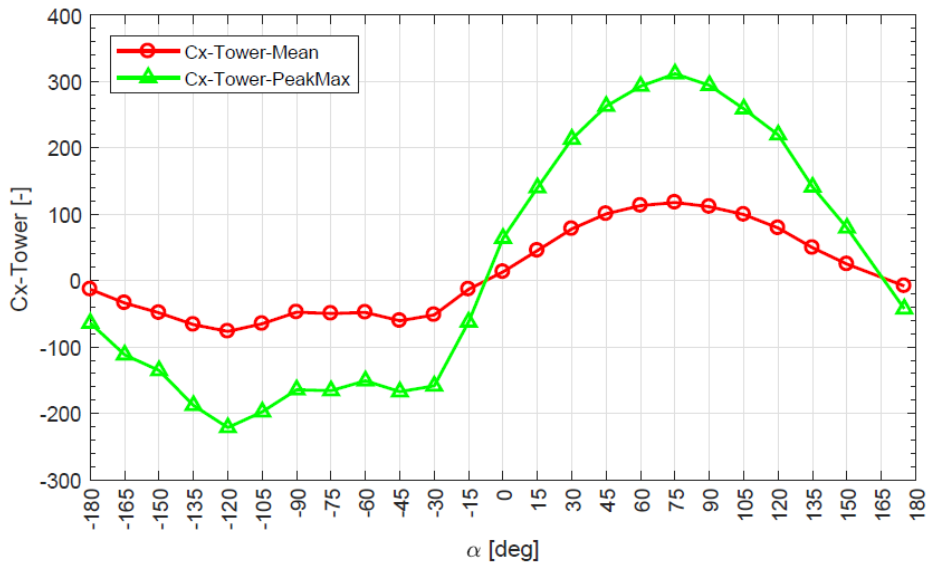
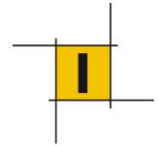


Figura A2.7: Cx-Tower

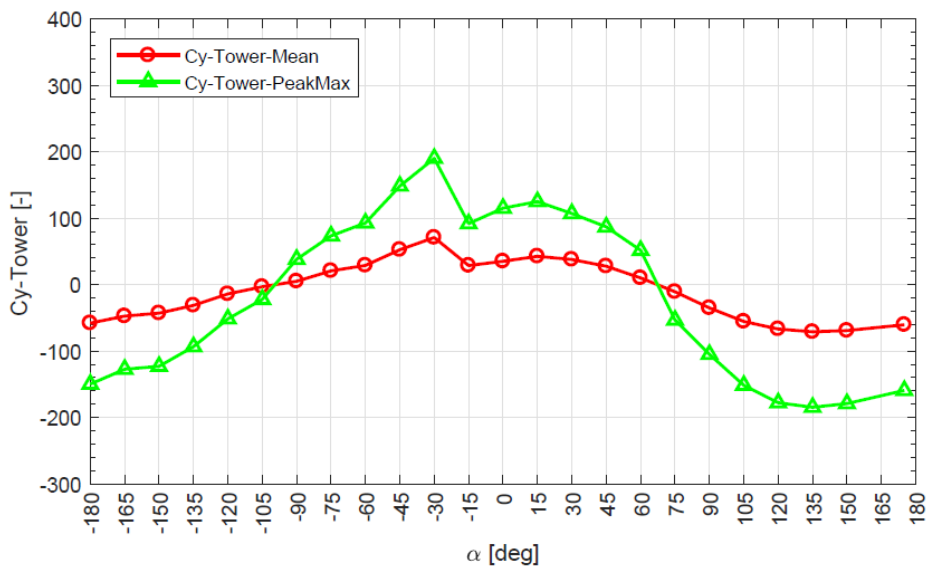
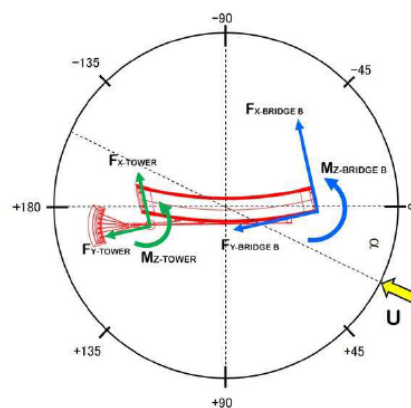
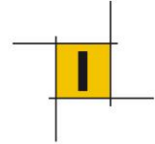


Figura A2.8: Cy-Tower





4.8 Temperatura

L'azione termica viene valutata prendendo a riferimento le indicazioni contenute nella sezione 6 Ponti di EN1991-1-5, integrate dalle prescrizioni nel calcolo delle temperature dell'aria fornite da §3.5.2 di NTC18.

Temperatura dell'aria esterna (NTC18)

Zona I

Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli-Venezia Giulia, Emilia Romagna:

$$T_{\min} = -15 - 4 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.1]$$

$$T_{\max} = 42 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.2]$$

$a_s = 85$ m slm

$T_{\min} = 15.3$ °C

$T_{\max} = 42.5$ °C

Componente di temperatura uniforme sul ponte (EN1991-1-5)

Impalcato in acciaio (Tipo 1)

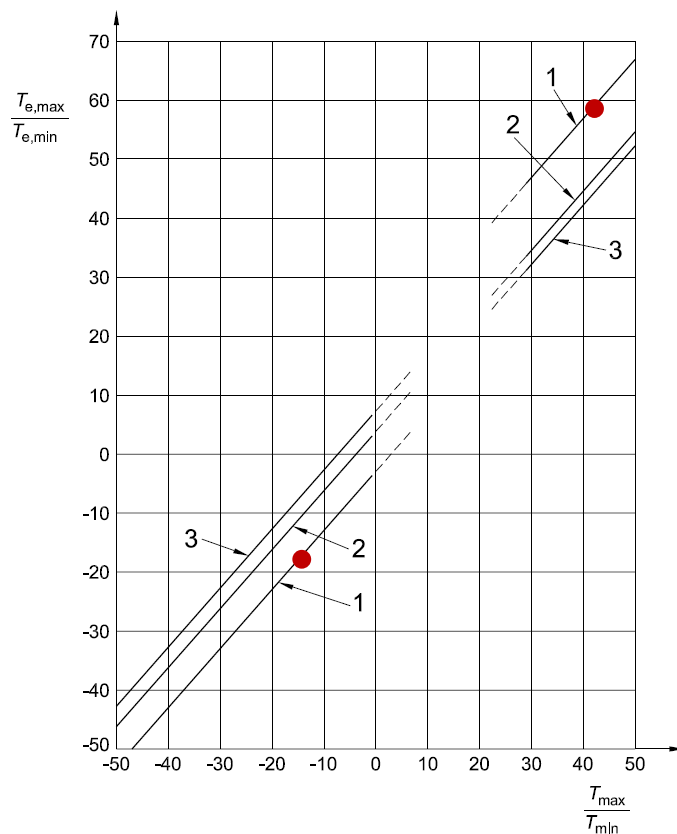
$T_{e,\min} = T_{\min} - 3$ °C = -18.3 °C

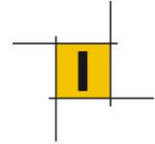
$T_{e,\max} = T_{\max} + 16$ °C = 58.5 °C

Correlation between minimum/maximum shade air temperature (T_{\min}/T_{\max}) and minimum/maximum uniform bridge temperature component ($T_{e,\min}/T_{e,\max}$)

Key

- 1 Type 1
- 2 Type 2
- 3 Type 3





Assunto $T_0 = 15^\circ\text{C}$, si hanno ottengono le seguenti escursioni termiche di progetto:

$$\Delta T_{N,\text{cont}} = T_0 - T_{e\text{ min}} = 15 - (-18.3) = 33.3 \text{ }^\circ\text{C} \quad \text{contrazione}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e\text{ max}} - T_0 = 42.5 - 15 = 27.5^\circ\text{C} \quad \text{espansione}$$

Ai fini del calcolo delle escursioni di giunti ed appoggi i sopraindicati intervalli di temperatura vengono aumentati di 20°C (assenza di calibrazioni specifiche degli appoggi in funzione della temperatura all'atto di montaggio).

Si è tenuto inoltre in considerazione di un delta termico tra impalcato e cavi di $\pm 10^\circ$, secondo quanto specificato in EN1991-1-5 nella specifica sezione dedicata ai ponti.

Componente di temperatura verticale sul ponte (EN1991-1-5)

Sulla sezione dell'impalcato è stato applicato il seguente gradiente termico verticale:

$$\Delta T_{M,\text{heat}} = 18^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,\text{cool}} = 13^\circ\text{C}$$

4.9 Ritiro

L'effetto del ritiro dei getti con cui vengono realizzati i marciapiedi è stato tenuto in conto attraverso un approccio a *capacity*.

La massima forza sviluppata per effetto del ritiro è pari a :

$$N_{\text{rit}} = A_c \times f_{\text{ctm}}/1.2$$

con

A_c area dei marciapiedi/cordoli laterali

$f_{\text{ctm}}/1.2$ limite di apertura delle fessure (ovvero di annullamento della forza da ritiro).

Per l'opera in esame si ha (2 marciapiedi):

$$A_c = 2 * (1.35 * 0.25) \text{ m}^2 = 0.675 \text{ m}^2$$

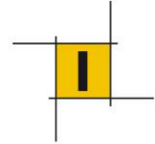
$$f_{\text{ctm}}/1.2 = 2.71 \text{ Mpa}$$

$$N_{\text{rit}} = \mathbf{1830 \text{ KN}}$$

4.10 Resistenze parassite dei vincoli

Considerato lo schema vincolare e la presenza di appoggi unidirezionali sulla spalla B con superficie di scorrimento acciaio-teflon, si assume un coefficiente di attrito pari al 3%.

La forza viene applicata nella direzione dello spostamento del dispositivo in entrambi i versi, il modulo viene valutato sulla base del carico verticale permanente.



4.11 Azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio:

L'azione viene impiegata per le verifiche locali dell'impalcato ed è stata determinata in funzione delle resistenze caratteristiche degli elementi principali del sistema di ritenuta (montanti).

L'esplicitazione di tale carico è direttamente riportata nella sezione dedicata alla verifica strutturale.

4.12 Azioni eccezionali

- Urto veicoli da viabilità sottostante

Il franco minimo rispetto al piano di pavimentazione della sottostante viabilità risulta essere maggiore di 5.5m.

In accordo con quanto specificato in §3.6.3.3 NTC18 la forza simulante l'impatto di un veicolo fuorisagoma:

$$F = r F_{dx} \quad (r = 1 \text{ per altezze sottovia di } 5\text{m} \text{ e } 0 \text{ per altezze } >6\text{m}; F_{dx} = 1000 \text{ KN per autostrade})$$

In base al franco effettivo risulta con $r = 0.18$, ovvero

$$F = 180 \text{ KN}$$

L'entità dell'azione risulta inferiore al valore della forza centrifuga (cfr.§4.5), pertanto la condizione d'urto non viene presa in conto nel dimensionamento dell'opera.

- Rottura/sostituzione stallo

E' stata prevista la possibile rottura di uno strallo, detta condizione eccezionale è stata ritenuta concomitante al traffico veicolare nella condizione frequente (0.45 TS + 0.40 UDL) considerando un incremento dinamico dovuto alla rottura improvvisa pari a 1.5 (cfr EN 1993-1-11).

Maggiori dettagli sono forniti nella sezione dedicata alla verifica.

4.13 Azioni sismiche

Vita utile $V_N=100$ anni

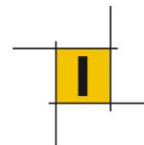
Classe uso $C_u=2$

Vita di riferimento $V_R=200$ anni

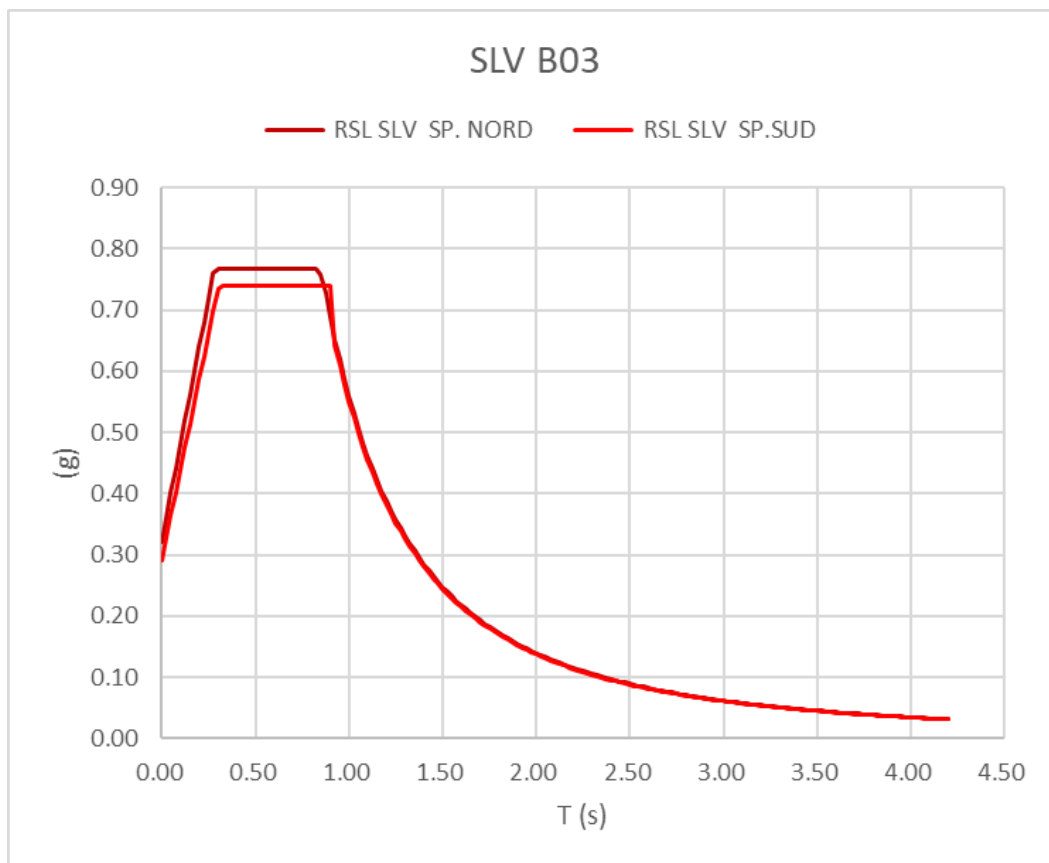
I tempi di ritorno per l'azione sismica di progetto sono i seguenti:

Stato limite	Tr (anni)
SLD	201
SLV	1898

Le ordinate spettrali della componente orizzontale e verticale sono state ricavate da un'analisi di risposta sismica locale condotta in corrispondenza di ciascuna sottostruttura (Spalla Nord e Sud), con esiti molto simili.

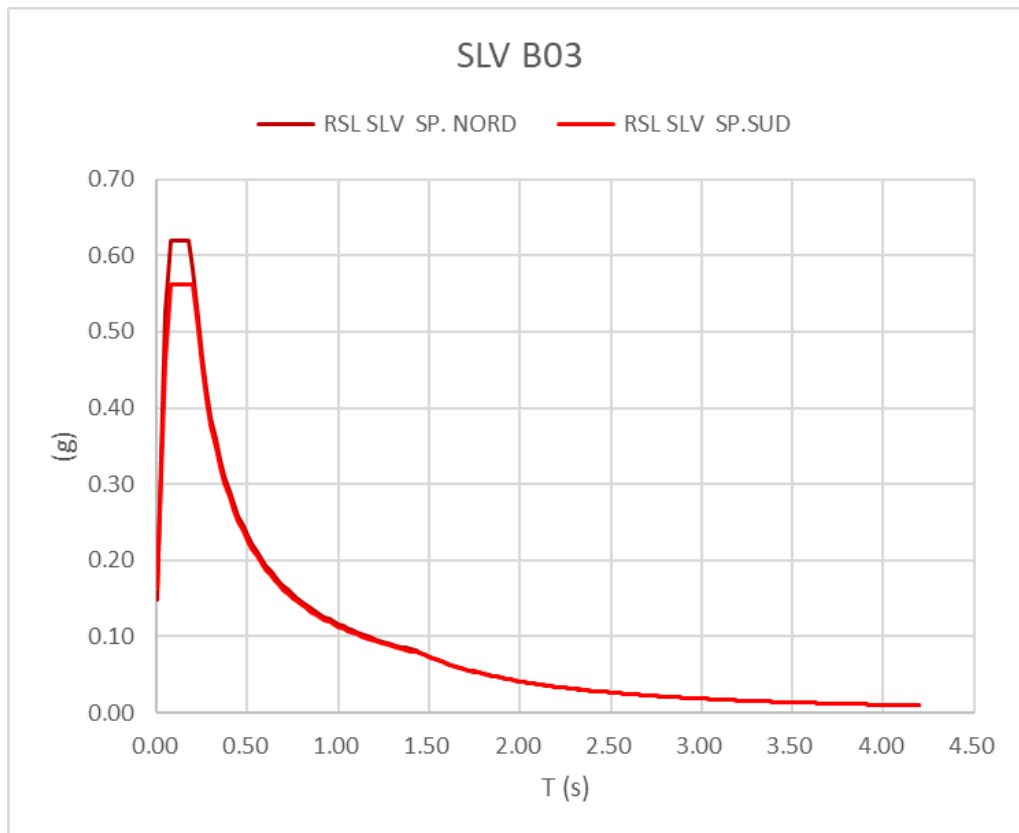
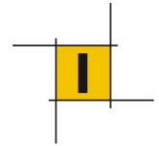


Ai fini del presente progetto è stato impiegato un unico spettro sismico, assunto uguale a quello con le ordinate più gravose (Spalla Nord).



Di seguito i parametri dello spettro impiegato:

Parametri normalizzati								
$a_{max}(T=0)$	F_0	Tc^*	η	S	Tb	Tc	Td	Cc
0.322	2.39	0.54	1.00	0.759	0.280	0.840	0.866	1.560

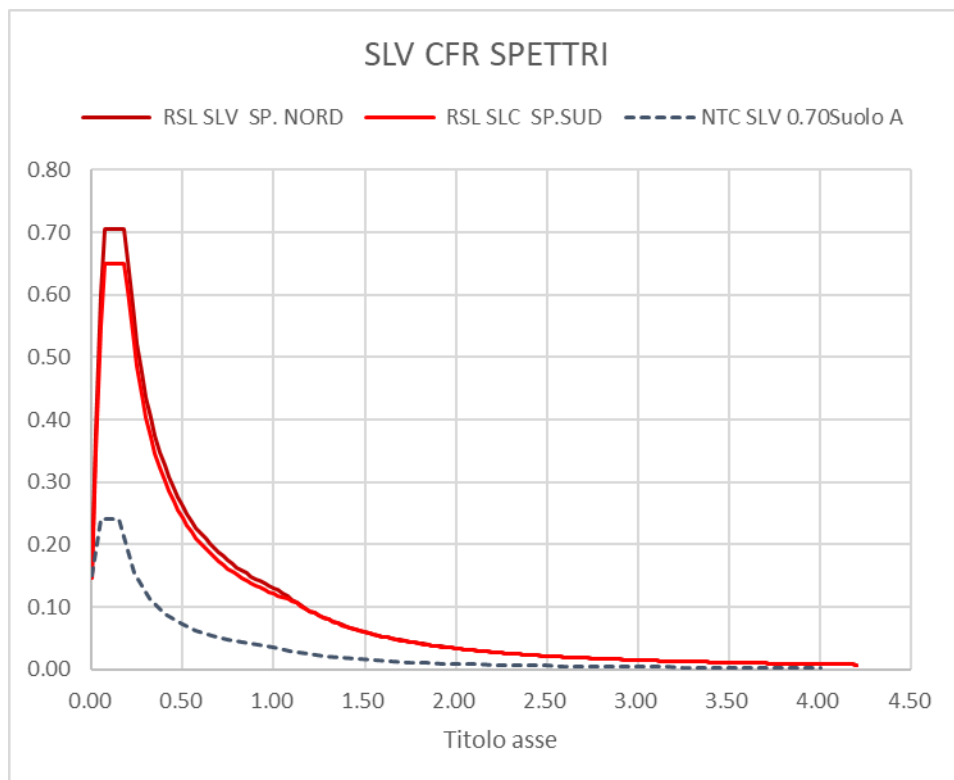
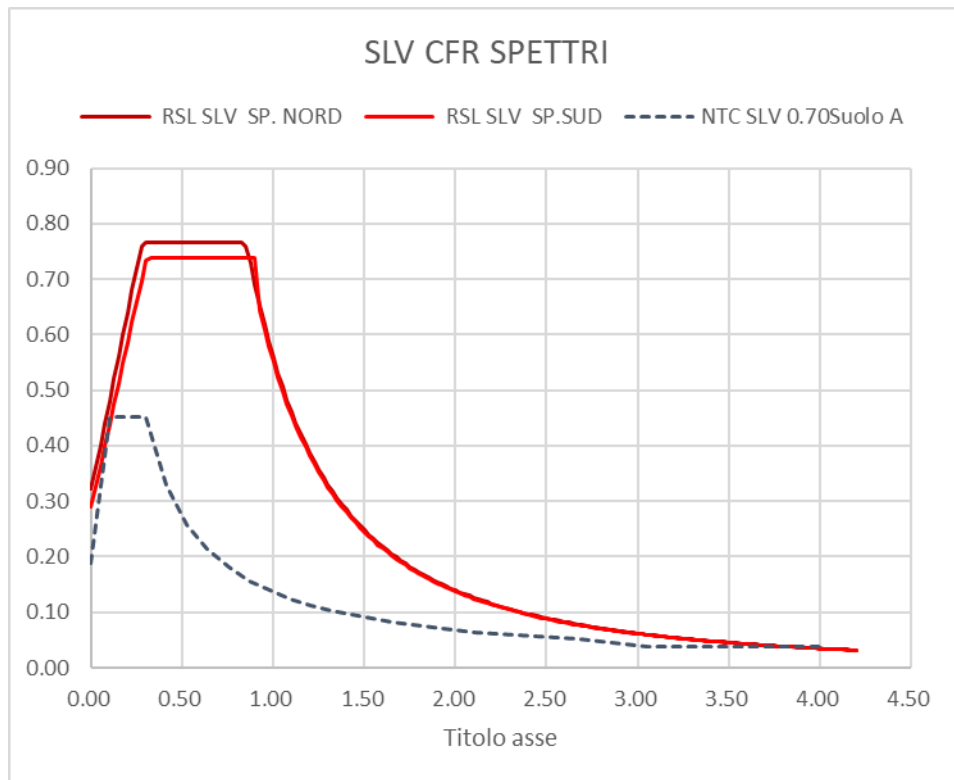
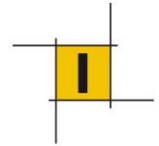


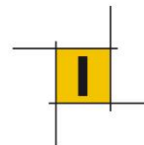
Di seguito i parametri dello spettro impiegato:

Parametri normalizzati								
$a_{max}(T=0)$	F_0	Tc^*	η	S	Tb	Tc	Td	Cc
0.15	4.18	0.13	1.00	0.53	0.06	0.19	1.42	1.42

Verifica dei requisiti minimi dello spettro derivato da RSL secondo NTC18 §7.2.6.

- a) I valori dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti dell'azione sismica di progetto ottenuto tramite analisi di risposta sismica locale, devono essere almeno pari al 70% di quelli del corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione per sottosuolo di tipo A;

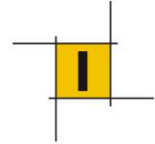




b) Ove si effettuino analisi di interazione suolo-struttura, la risultante globale di taglio trasmessa all'estradosso della fondazione della costruzione deve essere almeno pari al 70% di quella ottenuta dallo stesso modello strutturale con vincoli fissi all'estradosso della fondazione e con input sismico corrispondente allo spettro di risposta per sottosuolo tipo A.

SLV Sisma x	Modello con interazione e RSL	Modello con vincoli fissi e Spettro cat. A	Rapporto (>0.70)
tagliante sismico [kN]	31689	27509	1.15

SLV Sisma y	Modello con interazione e RSL	Modello con vincoli fissi e Spettro cat. A	Rapporto (>0.70)
tagliante sismico [kN]	28945	23981	1.21



4.14 Combinazioni di carico

Per l'analisi, i carichi elementari vengono combinati secondo quanto riportato nel §2.5.3 delle NTC2018 di cui si riporta uno stralcio:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

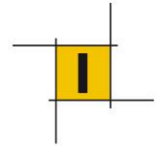
$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$



5 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

L'interazione fra il terreno e la fondazione profonda può essere schematizzata da un vincolo elastico orizzontale, distribuito lungo lo sviluppo del palo, e da uno concentrato alla base in direzione verticale.

La costante elastica orizzontale, è calcolata secondo letteratura per ciascuno strato di terreno interessato, secondo la caratterizzazione descritta nella Relazione Geotecnica.

Nel dettaglio, per la definizione della rigidità orizzontale dei singoli strati di terreno attraversati si fa riferimento alle seguenti trattazioni:

- terreni coesivi sovraconsolidati ($C_u > 50 \text{ kN/m}^2$):

$$K_h \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] = C_f \cdot C_u / D \quad (\text{Skempton, 1951})$$

dove

C_u è la coesione non drenata, espressa in kN/m^2 ;

D è il diametro del palo, espresso in metri;

C_f è un coefficiente variabile da 80 a 320.

In questi terreni si ammette che K_h sia costante per tutto lo spessore dello strato.

- terreni coesivi normalmente consolidati ($C_u \leq 50 \text{ kN/m}^2$):

In questi terreni K_h tende a variare con la profondità. Si adotta generalmente una variazione di tipo lineare, crescente con la profondità, secondo la seguente relazione:

$$K_h \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] = n_h \cdot Z / D \quad (\text{Reese e Matlock, 1956})$$

dove

n_h è una costante dipendente dalla litologia, da esprimersi in kN/m^3 ;

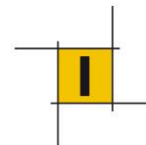
D è il diametro del palo, espresso in metri;

Z è la profondità dal piano campagna, espressa in metri.

Valori orientativi di n_h sono riportati nella seguente tabella:

Tipo di terreno	$n_h n [\text{N/cm}^3]$	Fonte
Argilla n.c. o lievemente o.c.	0,2 ÷ 3,5 0,3 ÷ 0,5	Reese, Matlock (1956) Davisson, Prakash (1963)
Argilla organica n.c.	0,1 ÷ 1,0 0,1 ÷ 0,8	Peck, Davisson (1970) Davisson (1970)
Torba	0,05 0,03 ÷ 0,1	Davisson (1970) Wilson, Hilts (1967)
Loess	8 ÷ 10	Bowles (1968)

- terreni incoerenti:



In questi terreni K_h può essere determinata dalla formula di *Reese e Matlock* di cui sopra, ammettendo quindi una variazione lineare con la profondità. In questi terreni la costante n_h dipende dallo stato di addensamento e dalla presenza o meno di falda; essa può essere ottenuta dalla seguente espressione:

$$n_h = A \cdot \gamma / 1,35$$

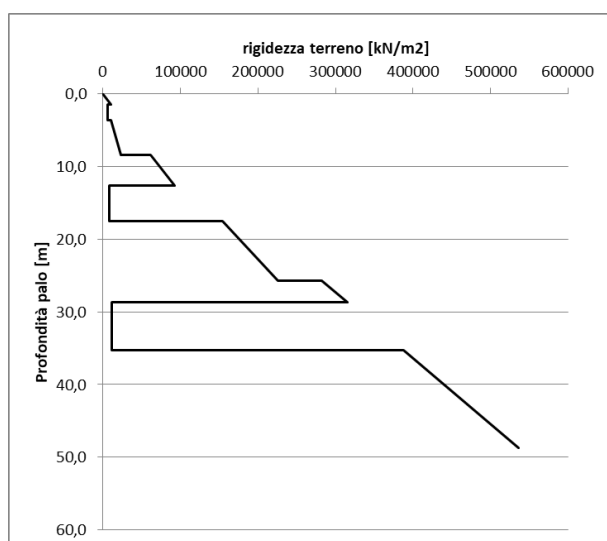
in cui γ rappresenta il peso dell'unità di volume del terreno ed è pari al peso del terreno alleggerito del peso dell'acqua negli strati sotto falda.

Valori orientativi di n_h e A sono riportati nella tabella seguente:

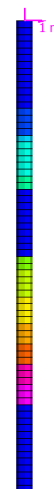
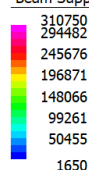
5.1 Spalla nord

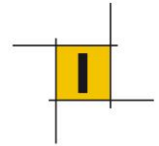
Di seguito la stratigrafia adottata nel calcolo (falda a +36.90 m slm). Considerata la disomogeneità del terreno fra spalla A e B, si riportano in maniera distinta i risultati.

ΔZ m	Z s.l.m. m	Z fondazione m	TERRENO	K_h kN/m3	k_h kN/m2
	41,00	0,0	RILEVATO	0	0
-1,50	39,50	1,5		8250	9900
	39,50	1,5	ORIZZ. 1 COESIVO	4958,3	5950
-2,20	37,30	3,7		4958,3	5950
	37,30	3,7	ORIZZ. 2 GRANULARE	8325	9990
-4,70	32,60	8,4		18900	22680
	32,60	8,4	ORIZZ. 3 GRANULARE	51450	61740
-4,20	28,40	12,6		77175	92610
	28,40	12,6	ORIZZ. 3 COESIVO	6875	8250
-4,90	23,50	17,5		6875	8250
	23,50	17,5	ORIZZ. 5 GRANULARE	128333	154000
-8,20	15,30	25,7		188467	226160
	15,30	25,7	ORIZZ. 6 GRANULARE	235583	282700
-3,00	12,30	28,7		263083	315700
	12,30	28,7	ORIZZ. 5 COESIVO	9167	11000
-6,60	5,70	35,3		9167	11000
	5,70	35,3	ORIZZ. 6 GRANULARE	323583	388300
-13,40	-7,70	48,7		446417	535700



Beam Support 2 [kN/m/m]





Applicando tali vincoli su un modello FEM del palo singolo, incastrato in sommità, si ottiene una rigidezza equivalente del sistema pari a:

$$k_h = 52'800 \text{ kN/m}$$

In merito al valore di rigidezza verticale equivalente del palo si assume in via cautelava il valore di $k_v = 400'000 \text{ kN/m}$

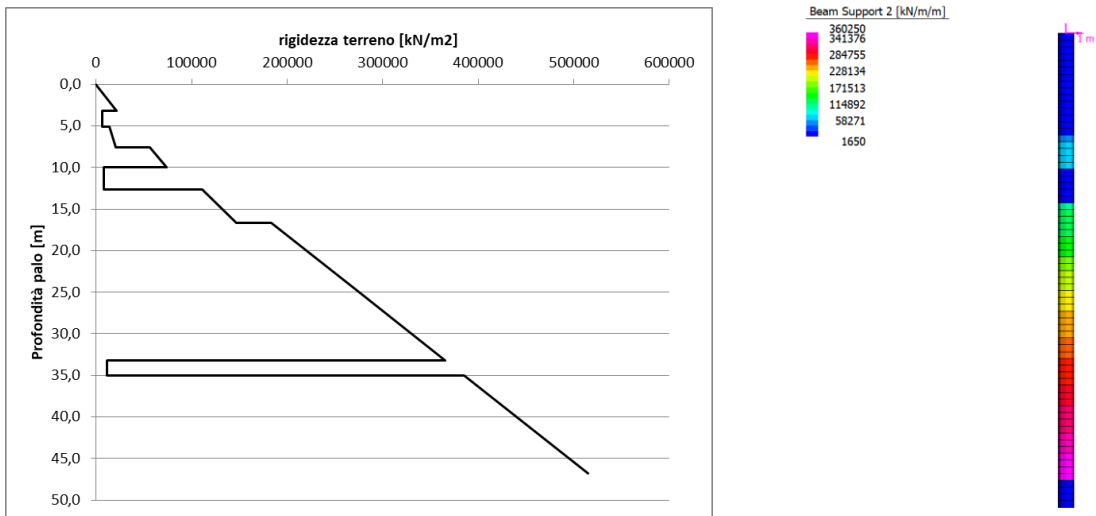
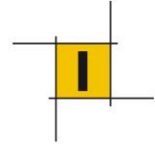
calcolato assumendo un cedimento verticale massimo di 1cm sotto un carico di esercizio di 4000kN.

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100 ÷ 300	300 ÷ 1000	1000 ÷ 3000
Valore consigliato di A	200	600	1500
N_h [N/cm ³], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
N_h [N/cm ³], sabbie immerse	1,5	5	12

5.2 Spalla sud

Di seguito la stratigrafia adottata nel calcolo (falda a +36.90 m slm). Considerata la disomogeneità del terreno fra spalla A e B, si riportano in maniera distinta i risultati.

ΔZ m	Z s.l.m. m	Z fondazione m	TERRENO -	K_h kN/m ³	k_h kN/m ²
	41,00	0,0	RILEVATO	0	0
-3,20	37,80	3,2		17600	21120
	37,80	3,2	ORIZZ. 1 COESIVO	4958,3	5950
-1,90	35,90	5,1		4958,3	5950
	35,90	5,1	ORIZZ. 2 GRANULARE	11475	13770
-2,50	33,40	7,6		17100	20520
	33,40	7,6	ORIZZ. 3 GRANULARE	46550	55860
-2,40	31,00	10,0		61250	73500
	31,00	10,0	ORIZZ. 2 COESIVO	6875	8250
-2,60	28,40	12,6		6875	8250
	28,40	12,6	ORIZZ. 4 GRANULARE	92400	110880
-4,10	24,30	16,7		122467	146960
	24,30	16,7	ORIZZ. 5 GRANULARE	153083	183700
-8,10	16,20	24,8		227333	272800
	16,20	24,8	ORIZZ. 6 GRANULARE	227333	272800
-8,40	7,80	33,2		304333	365200
	7,80	33,2	ORIZZ. 6 COESIVO	9167	11000
-1,80	6,00	35,0		9167	11000
	6,00	35,0	ORIZZ. 6 GRANULARE	320833	385000
-11,80	-5,80	46,8		429000	514800



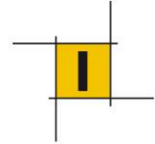
Applicando tali vincoli su un modello FEM del palo singolo, incastrato in sommità, si ottiene una rigidezza equivalente del sistema pari a:

$$k_h = 61'100 \text{ kN/m}$$

In merito al valore di rigidezza verticale equivalente del palo si assume in via cautelava il valore di

$$k_v = 400'000 \text{ kN/m}$$

calcolato assumendo un cedimento verticale massimo di 1cm sotto un carico di esercizio di 4000kN.



6 COMPORTAMENTO DELLA PALIFICATA IN ESERCIZIO (SLE E SLU)

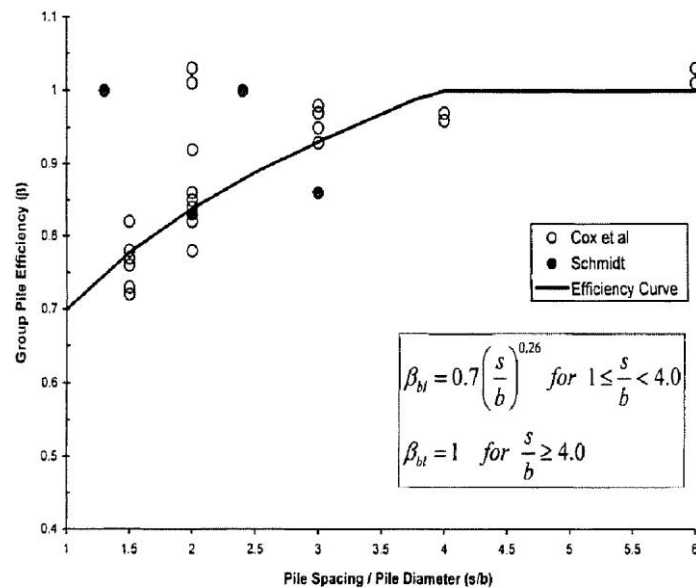
L'interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila, si esplica in una diminuzione delle caratteristiche meccaniche del terreno retrostante il palo di testa della fila, con conseguente incremento degli spostamenti dei pali retrostanti.



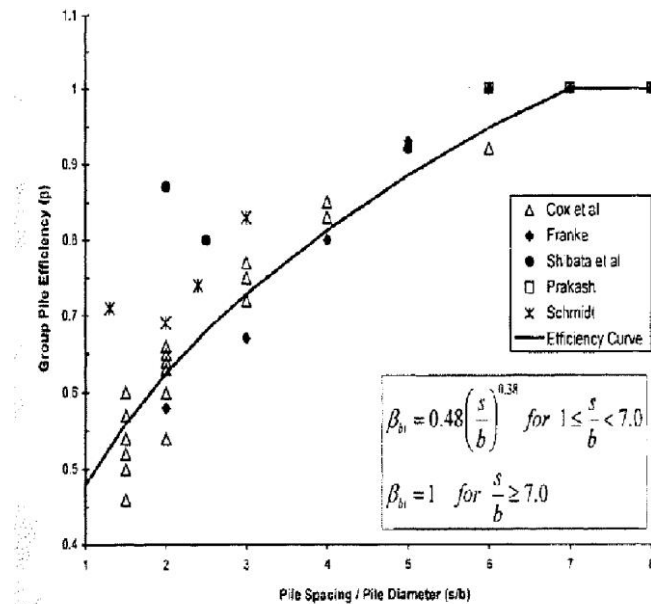
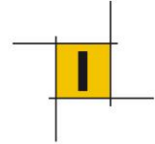
Schema di pali in linea

Studi sperimentali condotti sull'argomento hanno mostrato che l'interazione dipende principalmente dalla posizione relativa dei pali. Molti autori (Dunnivant & O'Neill, 1986) raccomandano fattori di riduzione distinti per pali frontali e pali retrostanti. Tali fattori sono dati in funzione della spaziatura tra i pali nella direzione del carico.

I fattori di riduzione per pali frontali possono essere ricavati dalle indicazioni fornite in figura sotto.



Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico - (pali frontali)

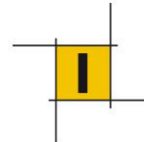


Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico - (pali retrostanti)

Occorrerà considerare pertanto i seguenti coefficienti riduttivi nella modellazione dell'interazione terreno-struttura:

- pali frontali: 0.90
- pali retrostanti: 0.70

La geometria su sviluppo curvilineo del sistema globale spalle-impalcato e la particolare disposizione dei pali, comporta l'impossibilità a definire per le due spalle i pali come "frontali" e "retrostanti". Il comportamento laterale della palificata viene quindi valutato assumendo un comportamento plastico del sistema terreno-fondazione assumendo quindi una distribuzione costante delle rigidzze dei pali pari a quella indisturbata.



6.1 Comportamento nei confronti delle azioni verticali

6.1.1 Capacità portante del palo singolo

I risultati del calcolo di capacità del palo singolo sono riportati nell'allegato A della presente relazione per pali di diametro 1200mm, in compressione e trazione.

6.1.2 Capacità portante della palificata

Nel caso oggetto di studio, essendo l'interasse dei pali di fondazione maggiore o uguale a 3 diametri e visto che principalmente la resistenza del terreno è fornita da strati granulari, si ritiene che l'efficienza possa essere fissata pari a $\eta = 1$.

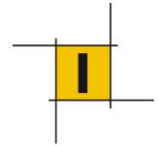
6.2 Comportamento nei confronti delle azioni orizzontali

6.2.1 Capacità portante del palo singolo

La capacità portante laterale del palo singolo è calcolata secondo la teoria di Broms, nell'ipotesi di palo lungo. Di seguito l'espressione di calcolo:

$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

Il meccanismo di rottura coinvolge i primi strati di terreno al di sotto della platea di fondazione: per coerenza si considera la medesima stratigrafia impiegata per il calcolo della capacità portante verticale, di seguito descritta.



B.03 – spalla nord

strato 1: RILEVATO			
falda	no		
φ_k	35	°	
γ'	20	kN/m ³	
k_p	3,69	-	
H	2,2	m	

strato 2: Orizz. Coesivo 1			
falda	no		
φ_k	21,2	°	
γ'	18,5	kN/m ³	
k_p	2,13	-	
H	1,5	m	

strato 3: Orizz. Granulare 2			
falda	si		
φ_k	28,5	°	
γ'	9	kN/m ³	
k_p	2,83	-	

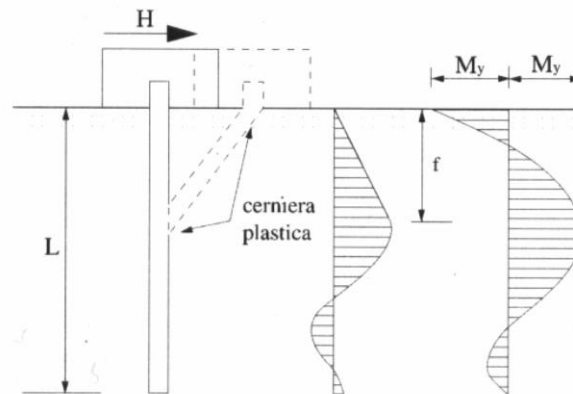
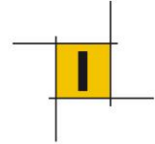
B.03 – spalla sud

strato 1: RILEVATO			
falda	no		
φ_k	35	°	
γ'	20	kN/m ³	
k_p	3,69	-	
H	3,2	m	

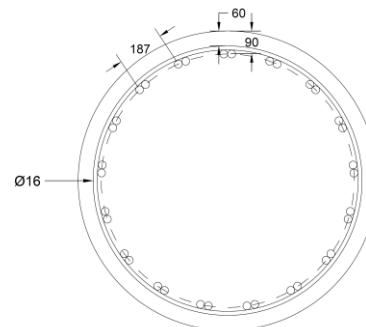
strato 2: Orizz. Coesivo 1			
falda	si		
φ_k	21,2	°	
γ'	8,5	kN/m ³	
k_p	2,13	-	
H	1,5	m	

strato 3: Orizz. Granulare 2			
falda	si		
φ_k	28,5	°	
γ'	9	kN/m ³	
k_p	2,83	-	

La forza orizzontale massima è calcolata imponendo in condizione di rottura del terreno ($\sigma_h = 3 k_p \gamma z$) l'equilibrio della sommità del palo compresa fra le due cerniere plastiche.



Per questo, la capacità portante è funzione anche del momento di snervamento del palo. A titolo esemplificativo si considera una armatura del palo pari a 34Ø32 (2Ø32/20, accoppiati) e classe di calcestruzzo C25/30, si ottiene un momento di snervamento pari a: $M_y = 4308 \text{ kNm}$.



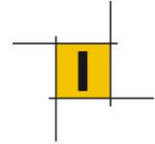
Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ (SLU e SLV) della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del §6.4.3.1.1 (NTC 2018). Si applica pertanto il coefficiente parziale della Tab. 6.4.VI, pari a $\gamma_T = 1,30$. Si considera infine un fattore di correlazione pari a $\xi = 1,65$, corrispondente ad un totale di 2 verticali indagate (1 per spalla).

Da cui:

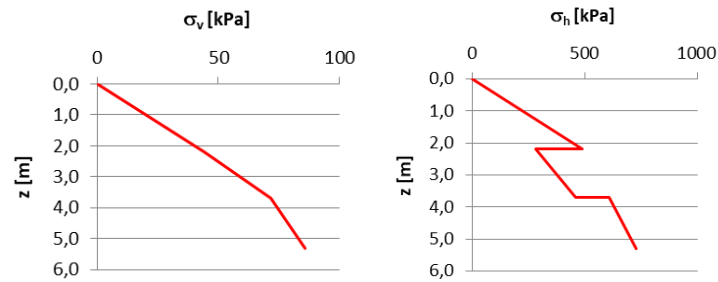
$$R_{tr,d} = R_{tr,k} / \gamma_T \xi$$

Spalla nord

Di seguito si riporta l'esito del calcolo sopra descritto:



	z m	σ_v kPa	σ_h kPa
strato 1	0,0	0	0
no falda	2,2	44	487
strato 2	2,2	44	282
no falda	3,7	72	459
strato 3	3,7	72	608
si falda	5,3	86	728
$\sigma_h = 3 k_p \sigma_v$ (Broms 1964)			



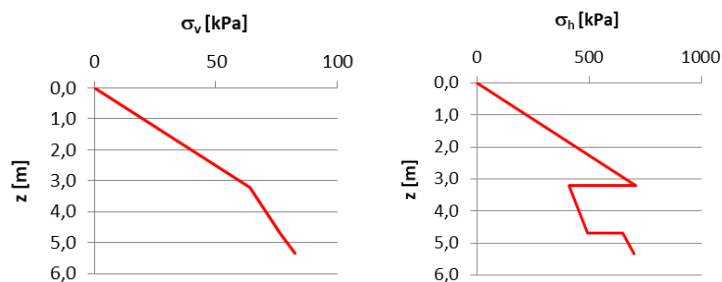
f	5,27 m
$F_{\text{risultante}}$	2567 kN
$M_{\text{risultante}}$	8616 kNm
$2 M_y$	8616 kNm
$\Delta M_{\text{eq.}}$	0 kNm

A1+M1+R3	
$R_{\text{tr,k}}$	2567 kN
ξ	1,65 -
γ_R	1,30 -
$R_{\text{tr,d}}$	1197 kN

Spalla sud

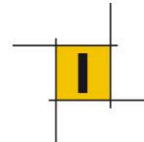
Di seguito si riporta l'esito del calcolo sopra descritto:

	z m	σ_v kPa	σ_h kPa
strato 1	0,0	0	0
no falda	3,2	64	709
strato 2	3,2	64	410
no falda	4,7	77	491
strato 3	4,7	77	651
si falda	5,3	82	697
$\sigma_h = 3 k_p \sigma_v$ (Broms 1964)			



f	5,32 m
$F_{\text{risultante}}$	2669 kN
$M_{\text{risultante}}$	8616 kNm
$2 M_y$	8616 kNm
$\Delta M_{\text{eq.}}$	0 kNm

A1+M1+R3	
$R_{\text{tr,k}}$	2669 kN
ξ	1,65 -
γ_R	1,30 -
$R_{\text{tr,d}}$	1244 kN

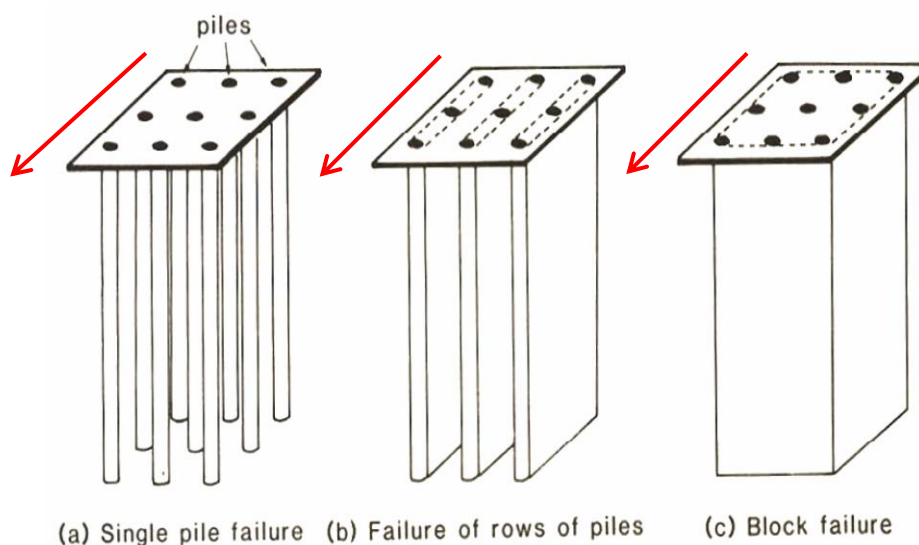


6.2.2 Capacità portante della palificata

Il calcolo della capacità portante dovrà essere svolto considerando un comportamento plastico “a rottura” della palificata intera e del terreno. Per questo motivo la verifica dovrà essere svolta in termine di forze di taglio risultanti all'intradosso della platea di fondazione.

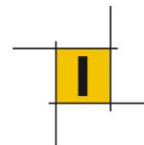
La capacità portante laterale della palificata è il minimo fra:

- la somma della capacità portante dei singoli pali;
- la capacità laterale di N blocchi costituite dalle N file di pali;
- la capacità laterale di un blocco equivalente, contenente tutti i pali e il terreno in essi compreso.



Considerata la geometria su sviluppo curvilineo del sistema globale spalle-impalcato e la particolare disposizione dei pali, si esclude l'originarsi del meccanismo di rottura del terreno in blocco, ovvero il fenomeno di “scia” delle file di pali.

Pertanto, in condizione sismica la capacità portante globale della struttura è pari alla somma delle capacità dei singoli pali assunti isolati (condizione a, $\eta = 1.0$).



7 MODELLO DI CALCOLO ED ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI

L'analisi strutturale è stata condotta mediante un modello di calcolo agli EF, realizzato con il software di calcolo MIDAS Civil.

7.1 Descrizione del modello FEM

L'impalcato è stato modellato tramite elementi *beam* in corrispondenza della linea d'azione dello sforzo tagliante (definita dalla successione dei centri di taglio della sezione a cassone) a cui vengono assegnate caratteristiche geometriche ed inerziali. Si è deciso di scegliere tale impostazione a scapito di quella più comune che prende a riferimento il baricentro della sezione, in quanto l'impalcato è sottoposto ad un'importante componente torsionale, il cui fulcro è teoricamente il centro di taglio.

Lato spalla fissa, l'impalcato è stato solidarizzato agli elementi della spalla mediante un elemento *beam* trasversale adeguatamente rigido che modella il trasverso d'acciaio a cassone inglobato nella spallata A, i collegamenti di tale elemento con i nodi della spalla sono realizzati puntualmente tramite elementi finiti rigidi monodimensionali (*rigid link*).

Lato spalla B, l'impalcato all'estremità è solidarizzato con un trasverso a sua volta collegato alla spalla con elementi che simulano l'appoggio (consentiti solo spostamenti assiali dell'impalcato e inflessioni verticali).

I muri in elevazione che costituiscono la struttura scatolare delle spalle e la platea di fondazione sono stati modellati con riferimento al piano medio della struttura mediante elementi bidimensionali a 4 nodi (shell), a cui sono stati assegnati spessori diversificati a seconda della parte strutturale rappresentata. La platea di fondazione della spalla lato ammarro è costituita da un unico elemento shell che accoglie: la torre strallata, i muri di elevazione della spalla e la struttura del massivo di ancoraggio, semplificato tramite un elemento shell di spessore 2.3m con profilo curvo in pianta.

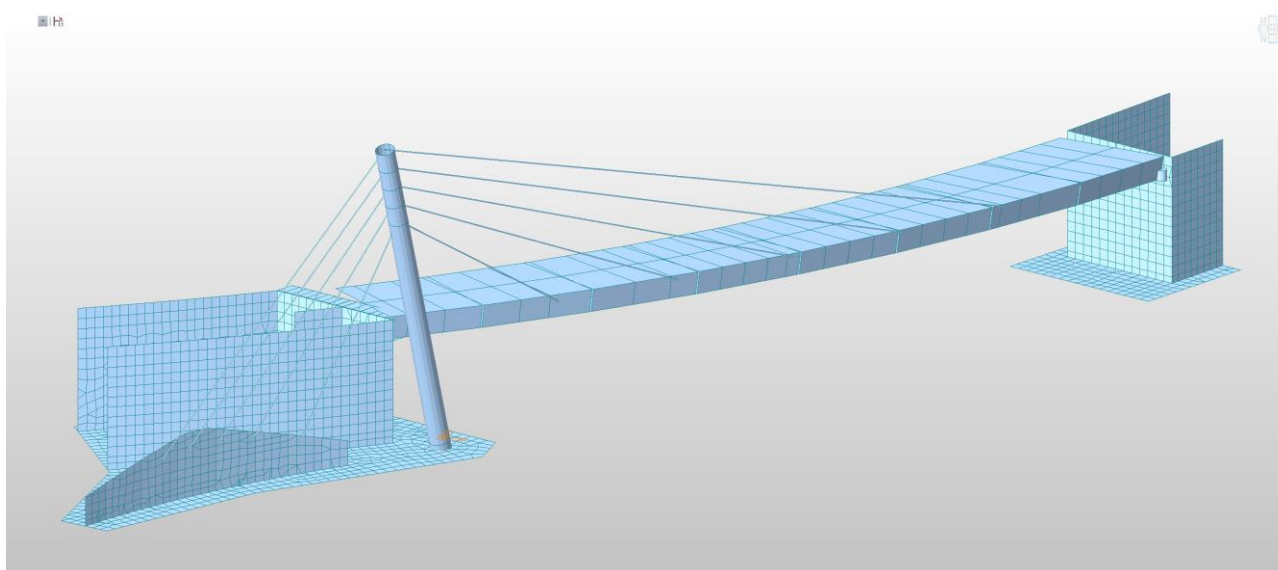
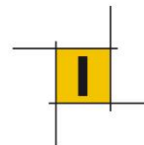


Figura 6: il modello completo agli EF



La torre strallata è stata modellata secondo la propria linea d'asse ed assimilata ad un elemento beam a sezione circolare cava, con un diametro variabile da 2200mm alla base a 1900mm in sommità e spessore costante di 40mm per la prima parte e 30 mm per quella dove sono ubicate le selle degli stralli. A partire dall'antenna si diramano 5 ordini di stralli, schematizzati tramite elementi monodimensionali a 2 nodi capaci di trasmettere solo forze assiali (*truss*), e caratterizzati da una sezione pari a quella effettiva del cavo (cavi composti da 37 o 31 trefoli).

I cavi si ancorano all'impalcato e al muro di ancoraggio lato ammarro tramite elementi finiti rigidi (*rigid link*), che permettono di rappresentare gli effetti dell'eccentricità dei cavi rispetto alle strutture connesse.

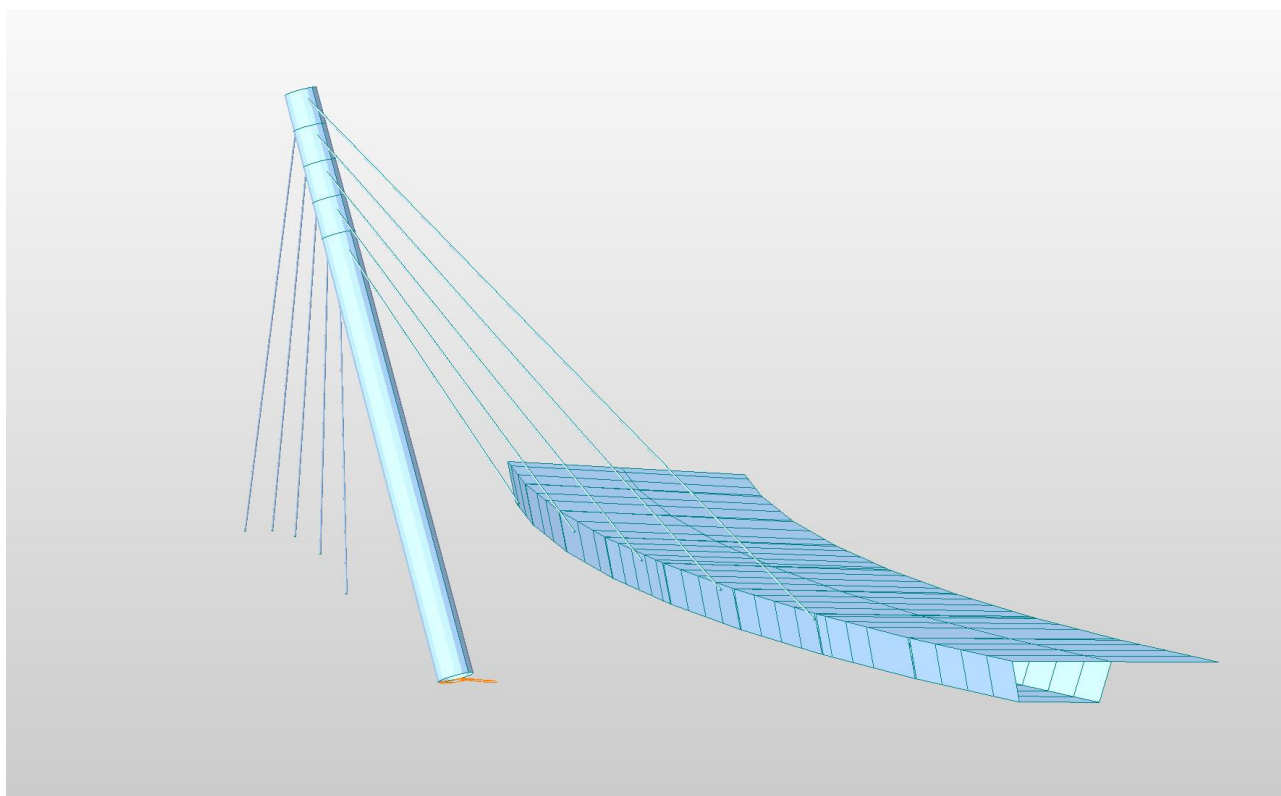
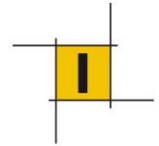


Figura 7: Antenna, stralli e impalcato agli EF



7.2 Condizioni vincolari

L'interazione terreno-fondazione è stata schematizzata attraverso vincoli nodali elastici (*point spring*) posizionati in corrispondenza dell'asse del palo e caratterizzati da una rigidezza equivalente orizzontale e da una rigidezza verticale riportate nella tabella che segue (i predetti valori sono stati forniti come input da Autostrade del Brennero).

	<i>Rigidezza orizzontale</i> [kN/m]	<i>Rigidezza verticale</i> [kN/m]
Spalla Nord	52800	400000
Spalla Sud	61100	400000

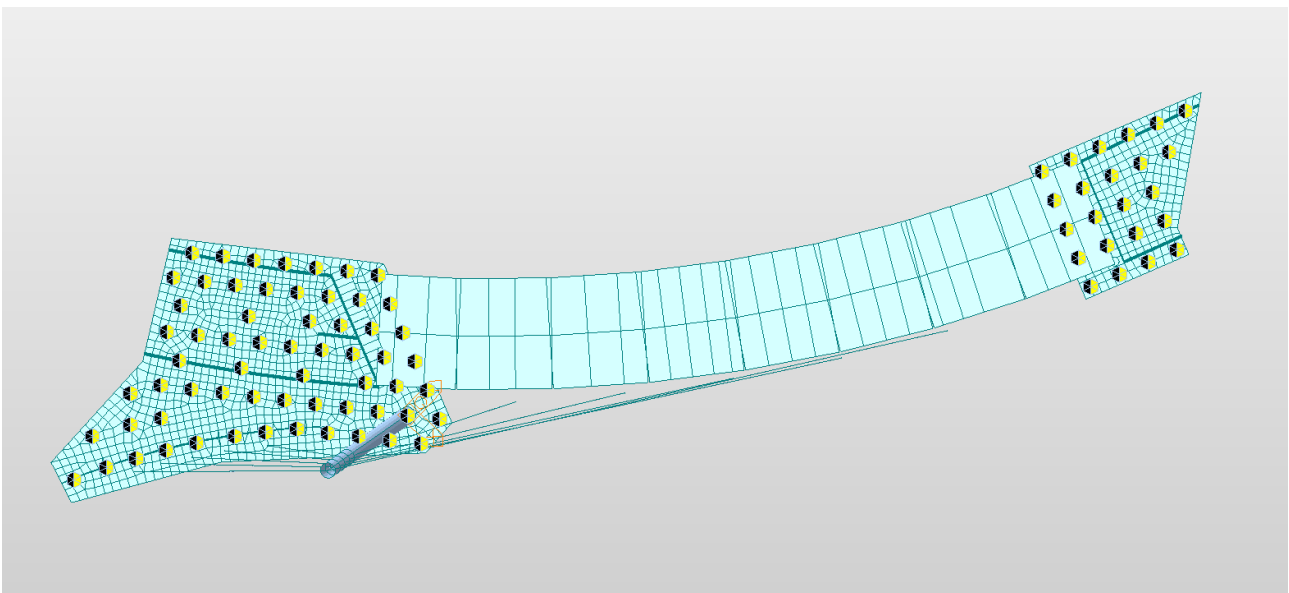
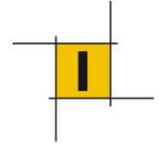


Figura 8: schematizzazione di pali con molle tridimensionali (due componenti orizzontali ed una verticale)

A seguire viene riportata una sintesi del tipo di elementi finiti utilizzati nel modello di calcolo.

	<i>Elemento</i>
Impalcato	Beam
Antenna	Tapered beam
Stralli	Truss
Muri spalle	Shell
Platea di fondazione	Shell
Pali di fondazione	Point spring



7.3 Carichi

Ad esclusione di pesi propri delle strutture modellate che vengono automaticamente valutate dal programma di calcolo, tutti gli altri carichi agenti sulle strutture sono stati applicati come azioni esterne nelle varie declinazioni più congruenti all'elemento che subisce l'azione (vale a dire: come carichi lineari, superficiali, distorsioni, deformazioni, ecc..)¹.

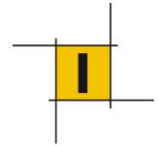
Si specifica che tutti i carichi agenti sull'impalcato sono stati considerati con eccentricità tra l'effettivo punto di applicazione del carico e l'asse dell'elemento FEM (che come indicato corrisponde al centro di taglio del cassone).

7.4 Analisi sismica

Ai fini della valutazione della risposta sismica della struttura, sono state assunte le seguenti ipotesi di calcolo, ritenute confacenti al modello di calcolo sopradescritto:

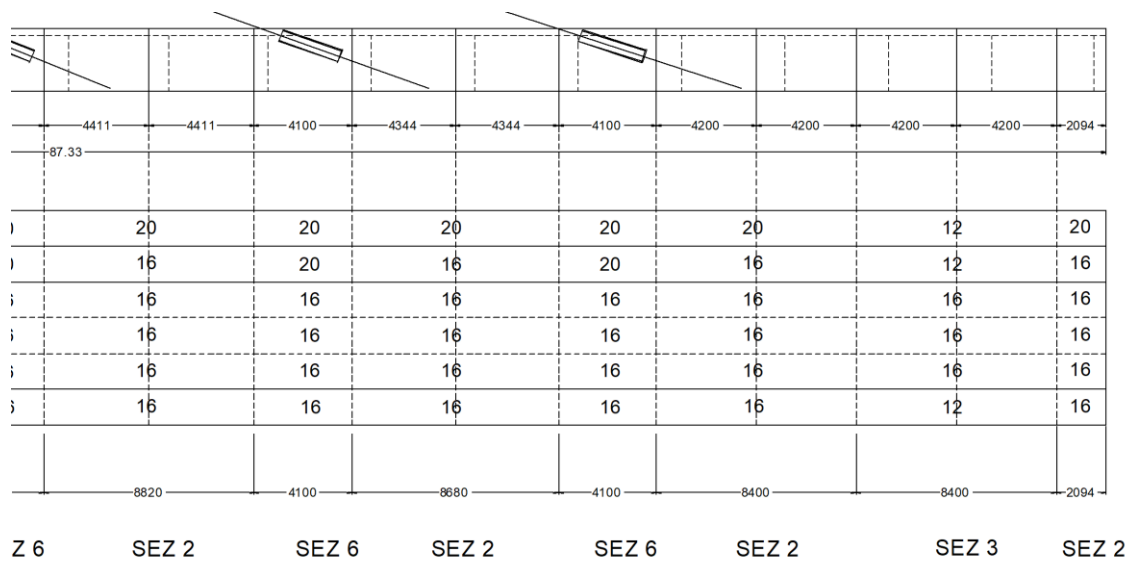
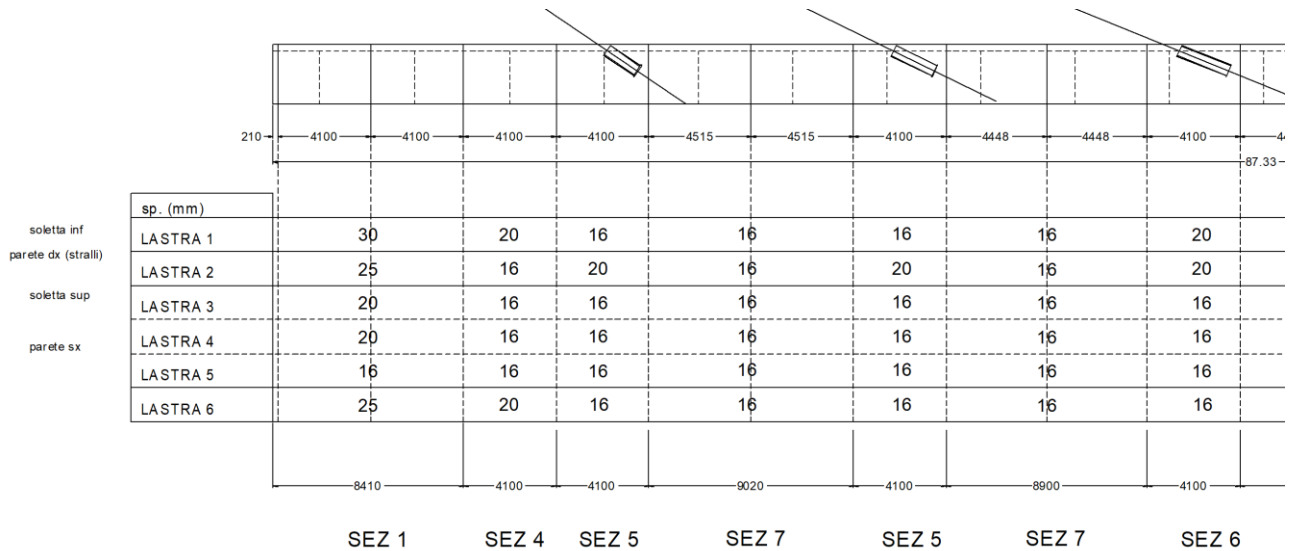
- Le strutture metalliche dell'opera (antenna, stralli ed impalcato) sono state analizzate mediante analisi dinamica modale con spettro di risposta.
- L'azione sismica delle sottostrutture, i contributi inerziali dei terrapieni trattenuti dalle spalle, nonché le sovra-spinte associate al rilevato sono state valutate mediante analisi pseudo-statica, considerando l'accelerazione sismica al suolo (PGA).
- Le sollecitazioni sismiche sono state calcolate impiegando un fattore di struttura unitario ($q=1$).

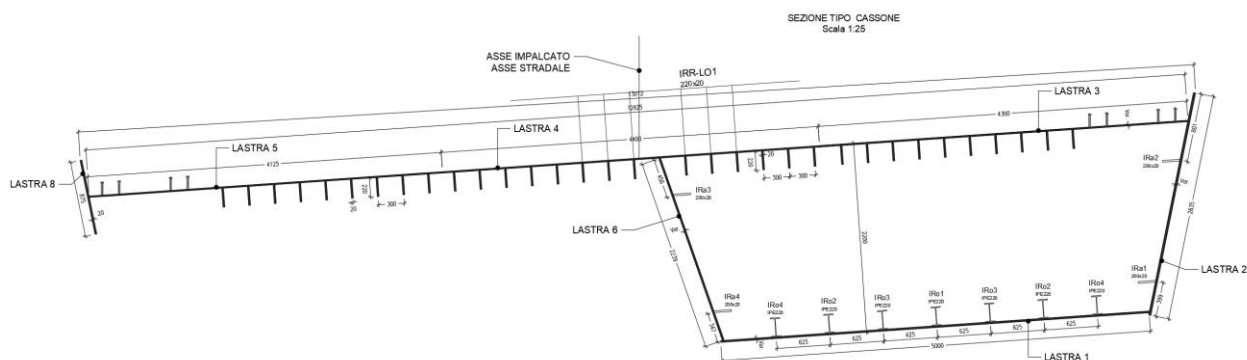
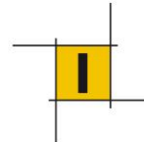
¹ NB. Anche il peso proprio della carpenteria metallica dell'impalcato è stato applicato come carico esterno.



7.5 Caratteristiche delle sezioni lorde

L'andamento degli spessori delle lastre costituenti l'impalcato viene riportato nella figura di sotto:





x(m)	Tipo sez.		
0.00	1	45.28	2
1.82	1	48.08	2
1.82	1	48.08	2
5.47	1	50.87	2
5.47	1	50.87	2
9.11	1	53.67	6
9.11	1	53.67	6
12.91	4	56.45	2
12.91	4	56.45	2
15.94	5	59.24	2
15.94	5	59.24	2
20.17	7	62.02	2
20.17	7	62.02	2
24.62	7	64.81	2
24.62	7	64.81	2
28.49	5	65.89	6
28.49	5	65.89	6
31.31	7	67.36	2
31.31	7	67.36	2
33.85	7	70.88	2
33.85	7	70.88	2
36.39	7	75.86	2
36.39	7	75.86	2
38.94	7	78.59	3
38.94	7	78.59	3
41.11	6	81.33	3
41.11	6	81.33	3
42.49	2	84.06	3
42.49	2	84.06	3
45.28	2	86.79	3

L'ascissa x=0 corrisponde alla Spalla A (fissa) e l'ascissa finale alla spalla B (mobile).

Per ogni sezione trasversale oggetto di verifica sono stati usati 8 punti di controllo delle tensioni secondo lo schema della figura seguente:

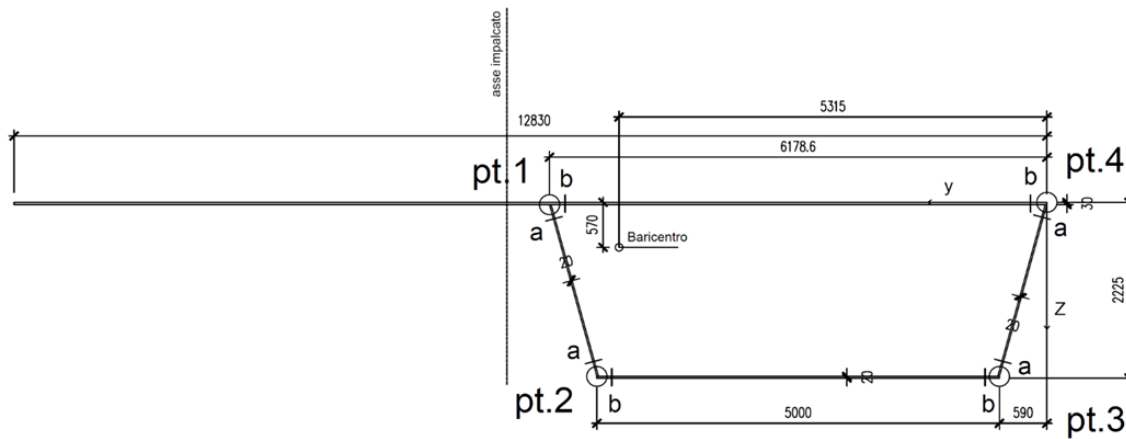
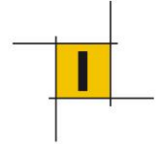
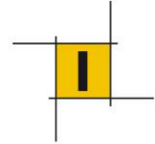


Figura 9: Schema di riferimento punti di verifica impalcato

Le caratteristiche sezionali con le quali sono state ricavate lo stato tensionale delle sezioni di verifica sono elencate nei paragrafi seguenti.

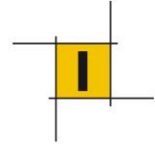
Si fa notare che l'anima verticale che delimita la lastra ortotropa lato interno curva non è stata presa in conto nelle verifiche strutturali, in vantaggio di sicurezza.



7.5.1 Sezione 1

Piatto sup.	
B	12830
sp	18.67
Yg	6415
Zg	9.33
Area Irrigidenti	145200
Piatto inf	
B	5000
sp	30
Yg	3090
Zg	2210
Area Irrigidenti	16700
Anima dx	
h	2260
sp	25
Yg	295
Zg	1112.5
Anima sx	
h	2260
sp	25
Yg	5885
Zg	1112.5

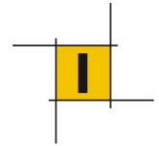
pt	y1 (mm)	z1 (mm)	A (mm ²)	Wyy (vert)	Wz (orizz)	W tor	Av vert	Av orizz
1a	6180	18.67	6.64E+05	-7.96E+08	-5.38E+09	6.14E+08	1.09E+05	0.00E+00
1b	6180	0	6.64E+05	-7.76E+08	-5.38E+09	4.58E+08	0.00E+00	4.59E+05
2a	5590	2195	6.64E+05	4.02E+08	-1.09E+10	6.14E+08	1.09E+05	0.00E+00
2b	5590	2225	6.64E+05	4.02E+08	-1.09E+10	7.36E+08	0.00E+00	4.59E+05
3a	590	2195	6.64E+05	4.02E+08	1.42E+09	6.14E+08	1.09E+05	0.00E+00
3b	590	2225	6.64E+05	4.02E+08	1.42E+09	7.36E+08	0.00E+00	4.59E+05
4a	0	18.67	6.64E+05	-7.96E+08	1.25E+09	6.14E+08	1.09E+05	0.00E+00
4b	0	0	6.64E+05	-7.96E+08	1.25E+09	4.58E+08	0.00E+00	4.59E+05



7.5.2 Sezione 2

Piatto sup.	
B	12830
sp	16
Yg	6415
Zg	8
Area Irrigidenti	145200
Piatto inf	
B	5000
sp	20
Yg	3090
Zg	2215
Area Irrigidenti	3340
Anima dx	
h	2260
sp	16
Yg	295
Zg	1112.5
Anima sx	
h	2260
sp	16
Yg	5885
Zg	1112.5

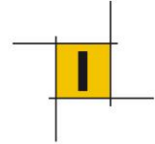
pt	y1 (mm)	z1 (mm)	A (mm ²)	Wyy (vert)	Wz (orizz)	W tor	Av vert	Av orizz
1a	6180	16	5.26E+05	-7.13E+08	-5.58E+09	3.94E+08	5.83E+04	0.00E+00
1b	6180	0	5.26E+05	-6.93E+08	-5.58E+09	3.94E+08	0.00E+00	3.78E+05
2a	5590	2205	5.26E+05	2.55E+08	-1.71E+10	3.94E+08	5.83E+04	0.00E+00
2b	5590	2225	5.26E+05	2.55E+08	-1.71E+10	4.93E+08	0.00E+00	3.78E+05
3a	590	2205	5.26E+05	2.55E+08	1.04E+09	3.94E+08	5.83E+04	0.00E+00
3b	590	2225	5.26E+05	2.55E+08	1.04E+09	4.93E+08	0.00E+00	3.78E+05
4a	0	16	5.26E+05	-7.13E+08	9.20E+08	3.94E+08	5.83E+04	0.00E+00
4b	0	0	5.26E+05	-7.13E+08	9.20E+08	3.94E+08	0.00E+00	3.78E+05



7.5.3 Sezione 3

Piatto sup.	
B	12830
sp	16
Yg	6415
Zg	8
Area Irrigidenti	145200
Piatto inf	
B	5000
sp	12
Yg	3090
Zg	2219
Area Irrigidenti	3340
Anima dx	
h	2260
sp	12
Yg	295
Zg	1112.5
Anima sx	
h	2260
sp	12
Yg	5885
Zg	1112.5

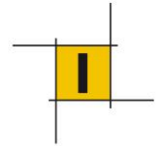
pt	y1 (mm)	z1 (mm)	A (mm ²)	Wyy (vert)	Wz (orizz)	W tor	Av vert	Av orizz
1a	6180	16	4.68E+05	-6.93E+08	-7.23E+09	2.97E+08	5.24E+04	0.00E+00
1b	6180	0	4.68E+05	-6.67E+08	-7.23E+09	3.96E+08	0.00E+00	3.45E+05
2a	5590	2213	4.68E+05	1.63E+08	-4.23E+11	2.97E+08	5.24E+04	0.00E+00
2b	5590	2225	4.68E+05	1.63E+08	-4.23E+11	2.97E+08	0.00E+00	3.45E+05
3a	590	2213	4.68E+05	1.63E+08	8.69E+08	2.97E+08	5.24E+04	0.00E+00
3b	590	2225	4.68E+05	1.63E+08	8.69E+08	2.97E+08	0.00E+00	3.45E+05
4a	0	16	4.68E+05	-6.93E+08	7.77E+08	2.97E+08	5.24E+04	0.00E+00
4b	0	0	4.68E+05	-6.93E+08	7.77E+08	3.96E+08	0.00E+00	3.45E+05



7.5.4 Sezione 4

Piatto sup.	
B	12830
sp	16
Yg	6415
Zg	8
Area Irrigidenti	145200
Piatto inf	
B	5000
sp	20
Yg	3090
Zg	2215
Area Irrigidenti	10020
Anima dx	
h	2260
sp	16
Yg	295
Zg	1112.5
Anima sx	
h	2260
sp	20
Yg	5885
Zg	1112.5

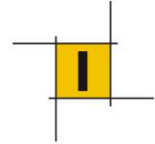
pt	y1 (mm)	z1 (mm)	A (mm ²)	Wyy (vert)	Wz (orizz)	W tor	Av vert	Av orizz
1a	6180	16	5.42E+05	-7.11E+08	-5.51E+09	4.93E+08	6.56E+04	0.00E+00
1b	6180	0	5.42E+05	-6.93E+08	-5.51E+09	3.94E+08	0.00E+00	3.84E+05
2a	5590	2205	5.42E+05	2.72E+08	-1.62E+10	4.93E+08	6.56E+04	0.00E+00
2b	5590	2225	5.42E+05	2.72E+08	-1.62E+10	4.93E+08	0.00E+00	3.84E+05
3a	590	2205	5.42E+05	2.72E+08	1.05E+09	3.94E+08	6.56E+04	0.00E+00
3b	590	2225	5.42E+05	2.72E+08	1.05E+09	4.93E+08	0.00E+00	3.84E+05
4a	0	16	5.42E+05	-7.11E+08	9.30E+08	3.94E+08	6.56E+04	0.00E+00
4b	0	0	5.42E+05	-7.11E+08	9.30E+08	3.94E+08	0.00E+00	3.84E+05



7.5.5 Sezione 5

Piatto sup.	
B	12830
sp	16
Yg	6415
Zg	8
Area Irrigidenti	145200
Piatto inf	
B	5000
sp	16
Yg	3090
Zg	2217
Area Irrigidenti	3340
Anima dx	
h	2260
sp	20
Yg	295
Zg	1112.5
Anima sx	
h	2260
sp	16
Yg	5885
Zg	1112.5

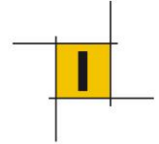
pt	y1 (mm)	z1 (mm)	A (mm ²)	Wyy (vert)	Wz (orizz)	W tor	Av vert	Av orizz
1a	6180	16	5.15E+05	-6.88E+08	-5.67E+09	3.95E+08	6.56E+04	0.00E+00
1b	6180	0	5.15E+05	-6.67E+08	-5.67E+09	3.95E+08	0.00E+00	3.62E+05
2a	5590	2209	5.15E+05	2.16E+08	-1.73E+10	3.95E+08	6.56E+04	0.00E+00
2b	5590	2225	5.15E+05	2.16E+08	-1.73E+10	3.95E+08	0.00E+00	3.62E+05
3a	590	2209	5.15E+05	2.16E+08	1.05E+09	4.94E+08	6.56E+04	0.00E+00
3b	590	2225	5.15E+05	2.16E+08	1.05E+09	3.95E+08	0.00E+00	3.62E+05
4a	0	16	5.15E+05	-6.88E+08	9.37E+08	4.94E+08	6.56E+04	0.00E+00
4b	0	0	5.15E+05	-6.88E+08	9.37E+08	3.95E+08	0.00E+00	3.62E+05



7.5.6 Sezione 6

Piatto sup.	
B	12830
sp	16
Yg	6415
Zg	8
Area Irrigidenti	145200
Piatto inf	
B	5000
sp	20
Yg	3090
Zg	2215
Area Irrigidenti	3340
Anima dx	
h	2260
sp	20
Yg	295
Zg	1112.5
Anima sx	
h	2260
sp	16
Yg	5885
Zg	1112.5

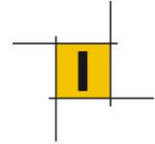
pt	y1 (mm)	z1 (mm)	A (mm ²)	Wyy (vert)	Wz (orizz)	W tor	Av vert	Av orizz
1a	6180	16	5.35E+05	-7.06E+08	-5.32E+09	3.94E+08	6.56E+04	0.00E+00
1b	6180	0	5.35E+05	-6.87E+08	-5.32E+09	3.94E+08	0.00E+00	3.78E+05
2a	5590	2205	5.35E+05	2.58E+08	-1.38E+10	3.94E+08	6.56E+04	0.00E+00
2b	5590	2225	5.35E+05	2.58E+08	-1.38E+10	4.93E+08	0.00E+00	3.78E+05
3a	590	2205	5.35E+05	2.58E+08	1.10E+09	4.93E+08	6.56E+04	0.00E+00
3b	590	2225	5.35E+05	2.58E+08	1.10E+09	4.93E+08	0.00E+00	3.78E+05
4a	0	16	5.35E+05	-7.06E+08	9.78E+08	4.93E+08	6.56E+04	0.00E+00
4b	0	0	5.35E+05	-7.06E+08	9.78E+08	3.94E+08	0.00E+00	3.78E+05



7.5.7 Sezione 7

Piatto sup.	
B	12830
sp	16
Yg	6415
Zg	8
Area Irrigidenti	145200
Piatto inf	
B	5000
sp	16
Yg	3090
Zg	2217
Area Irrigidenti	3340
Anima dx	
h	2260
sp	16
Yg	295
Zg	1112.5
Anima sx	
h	2260
sp	16
Yg	5885
Zg	1112.5

pt	y1 (mm)	z1 (mm)	A (mm ²)	Wyy (vert)	Wz (orizz)	W tor	Av vert	Av orizz
1a	6180	16	5.06E+05	-6.96E+08	-6.02E+09	3.95E+08	6.99E+04	0.00E+00
1b	6180	0	5.06E+05	-6.75E+08	-6.02E+09	3.95E+08	0.00E+00	3.62E+05
2a	5590	2209	5.06E+05	2.13E+08	-2.40E+10	3.95E+08	6.99E+04	0.00E+00
2b	5590	2225	5.06E+05	2.13E+08	-2.40E+10	3.95E+08	0.00E+00	3.62E+05
3a	590	2209	5.06E+05	2.13E+08	9.87E+08	3.95E+08	6.99E+04	0.00E+00
3b	590	2225	5.06E+05	2.13E+08	9.87E+08	3.95E+08	0.00E+00	3.62E+05
4a	0	16	5.06E+05	-6.96E+08	8.79E+08	3.95E+08	6.99E+04	0.00E+00
4b	0	0	5.06E+05	-6.96E+08	8.79E+08	3.95E+08	0.00E+00	3.62E+05



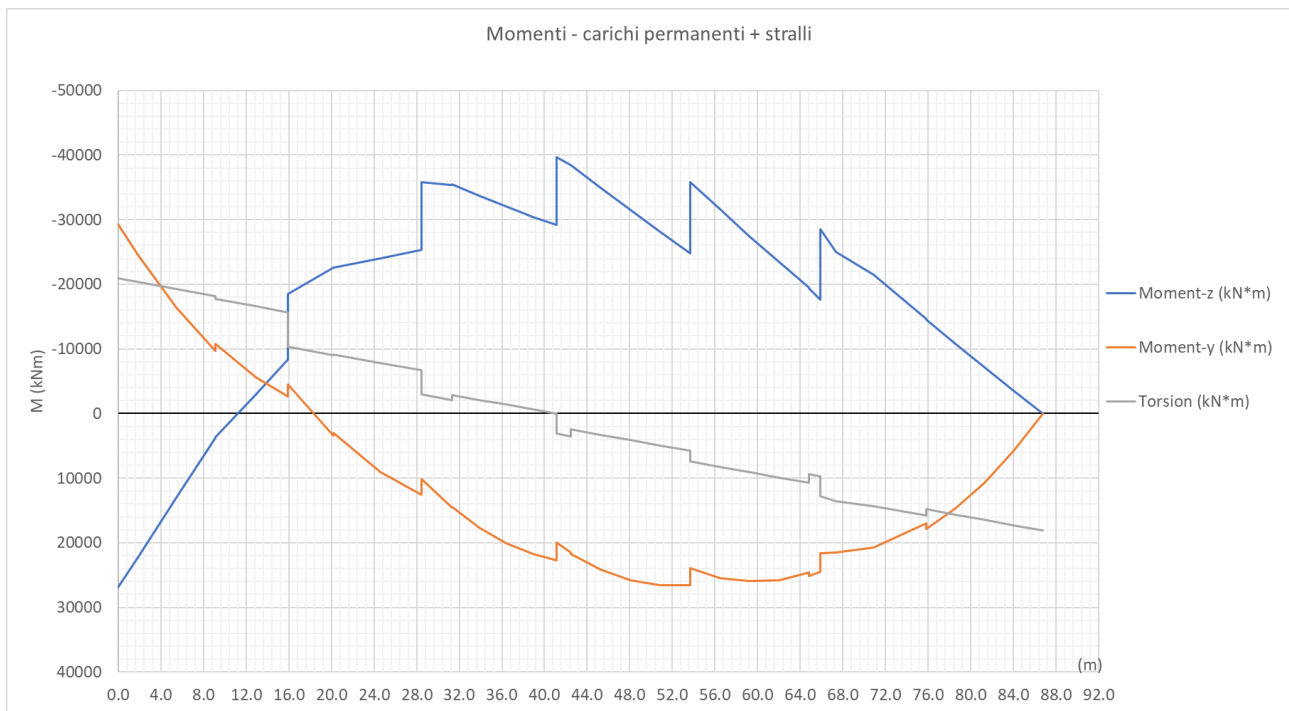
8 SOLLECITAZIONI

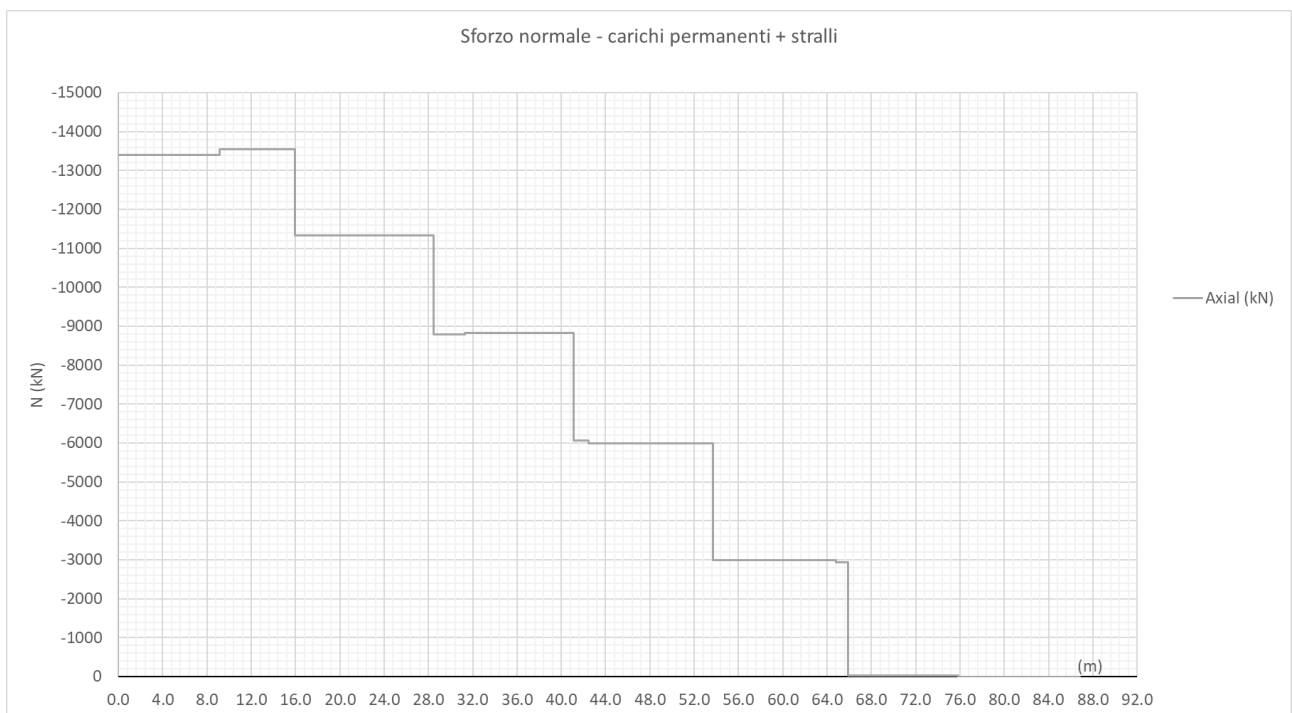
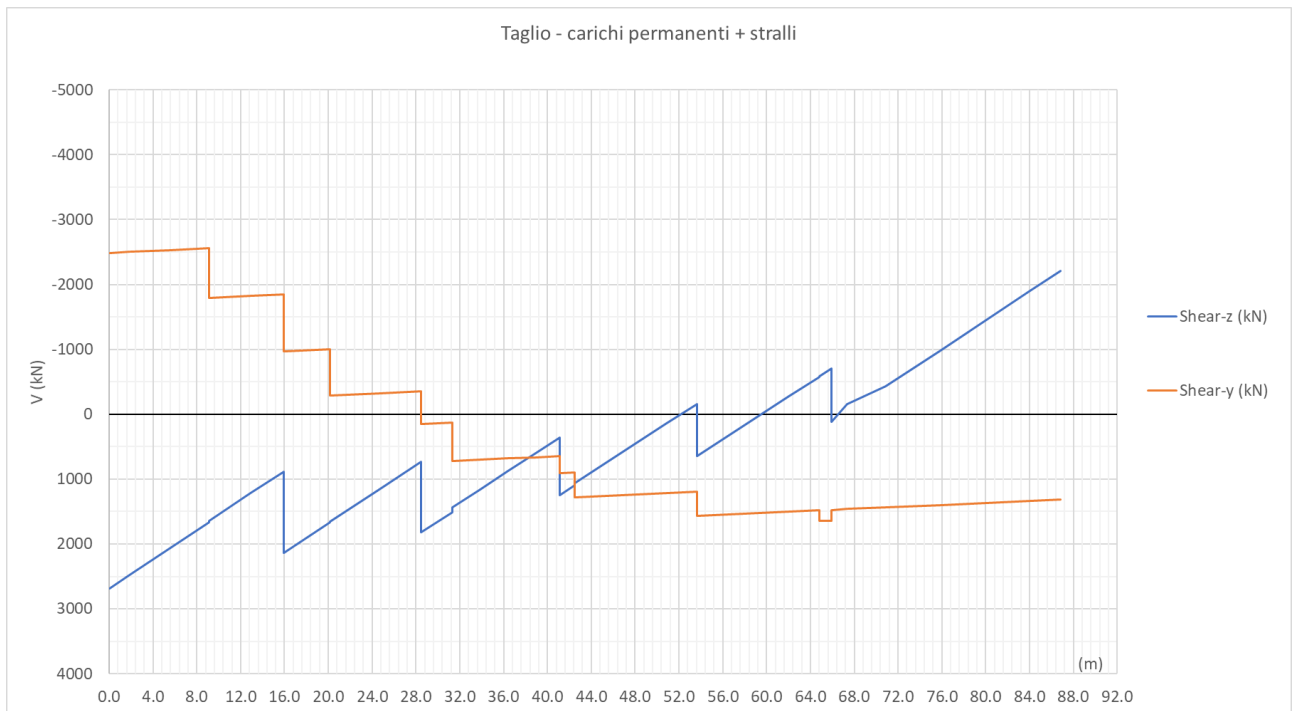
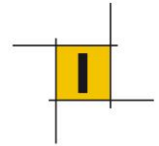
Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni di momento flettente, taglio e sforzo normale suddivise per carichi elementari.

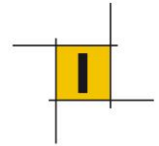
(sistema di riferimento beam : X asse elemento, Y orizzontale, Z verticale)

L'ascissa $x=0$ corrisponde alla Spalla A (fissa) e l'ascissa finale alla spalla B (mobile).

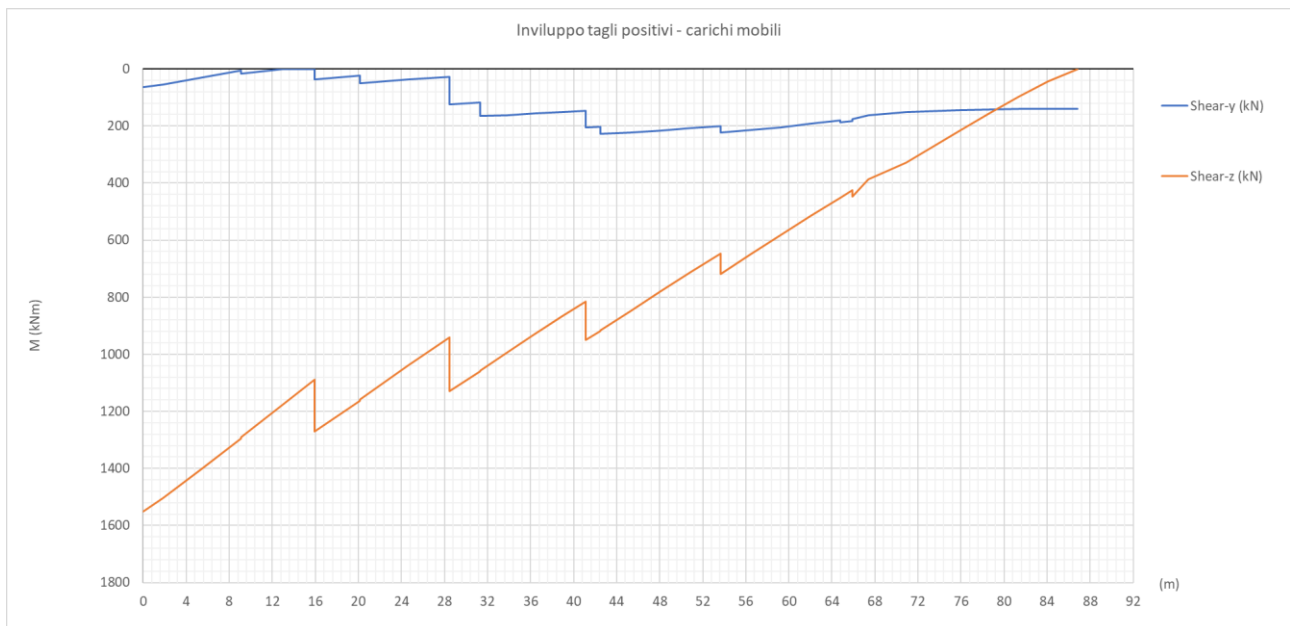
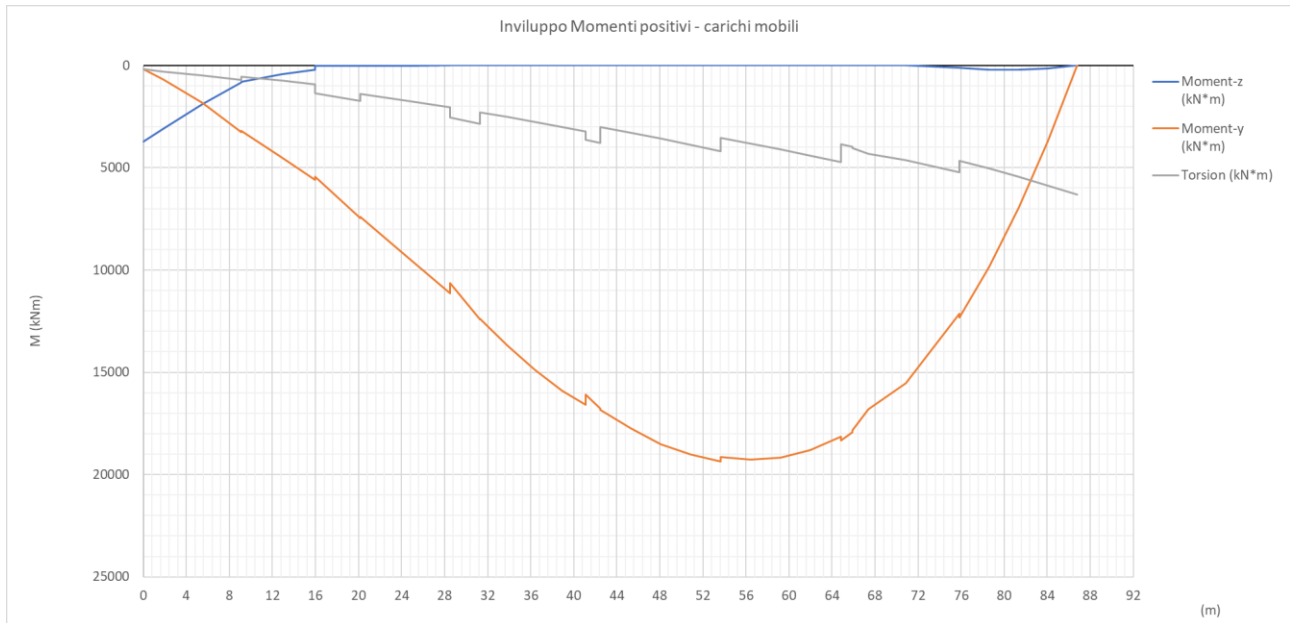
8.1 Permanenti (G1+G2+stralli)

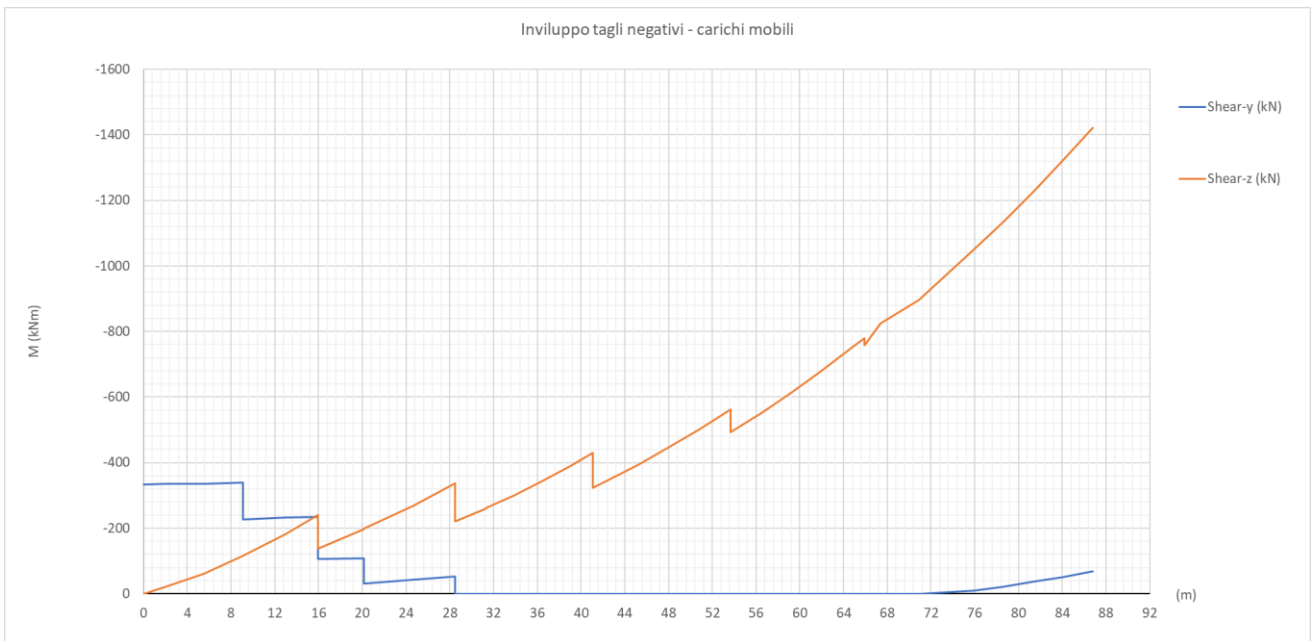
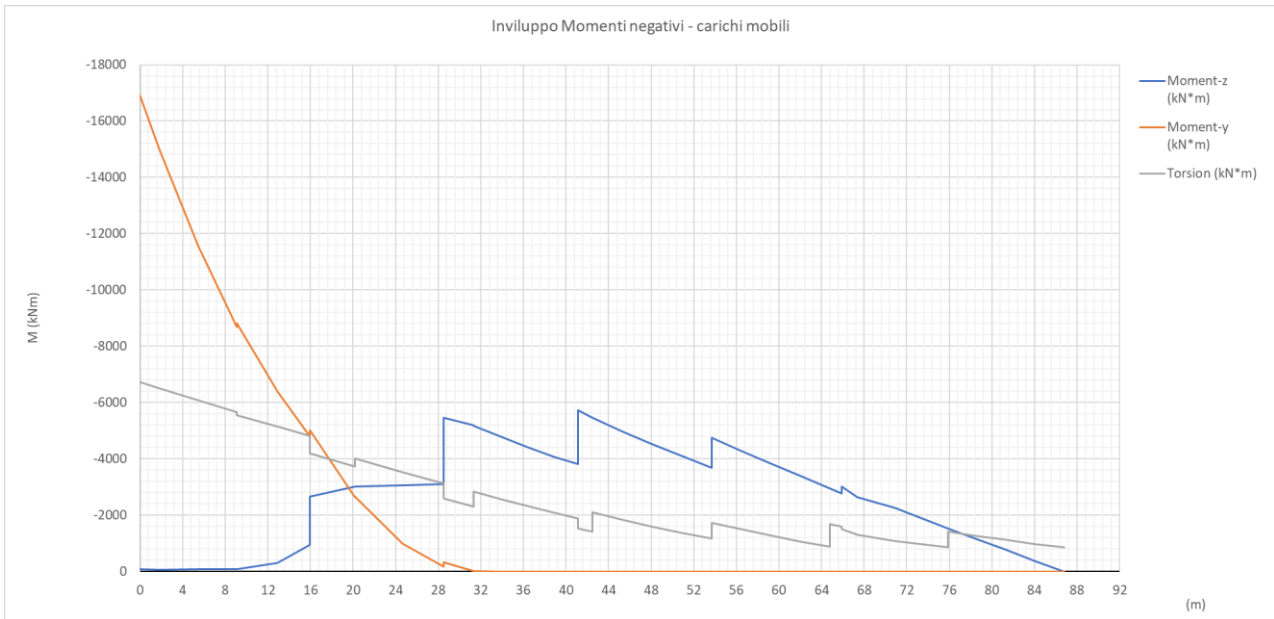
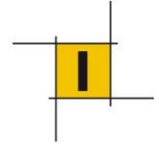


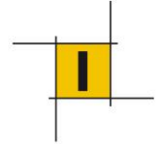




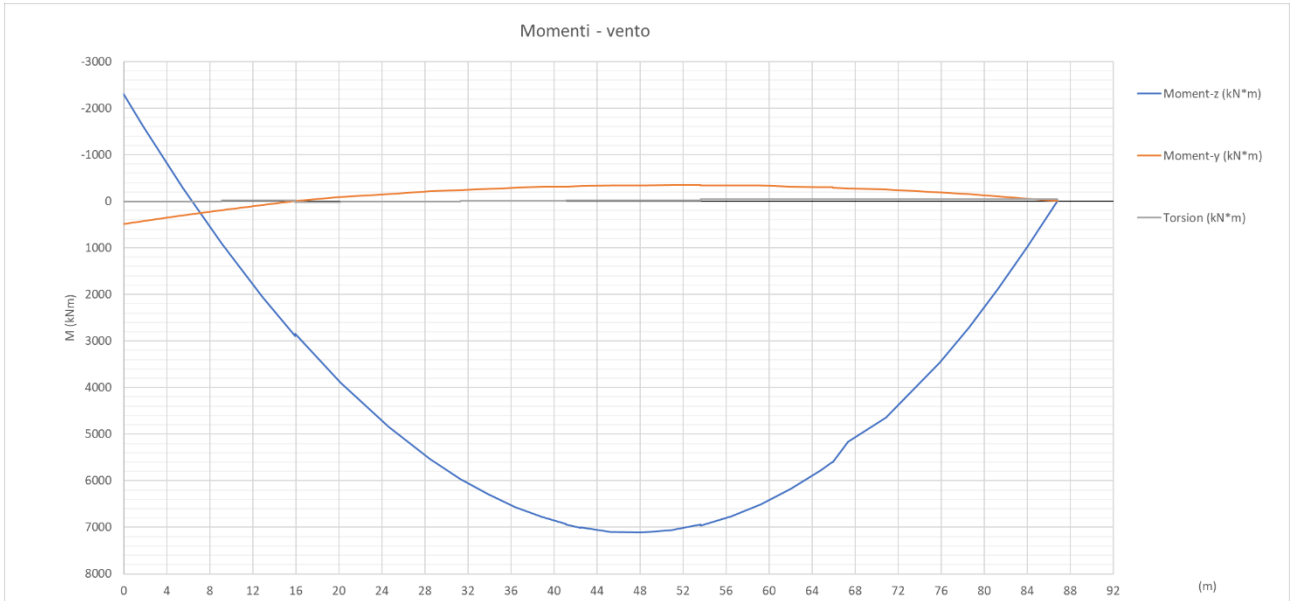
8.2 Carichi stradali



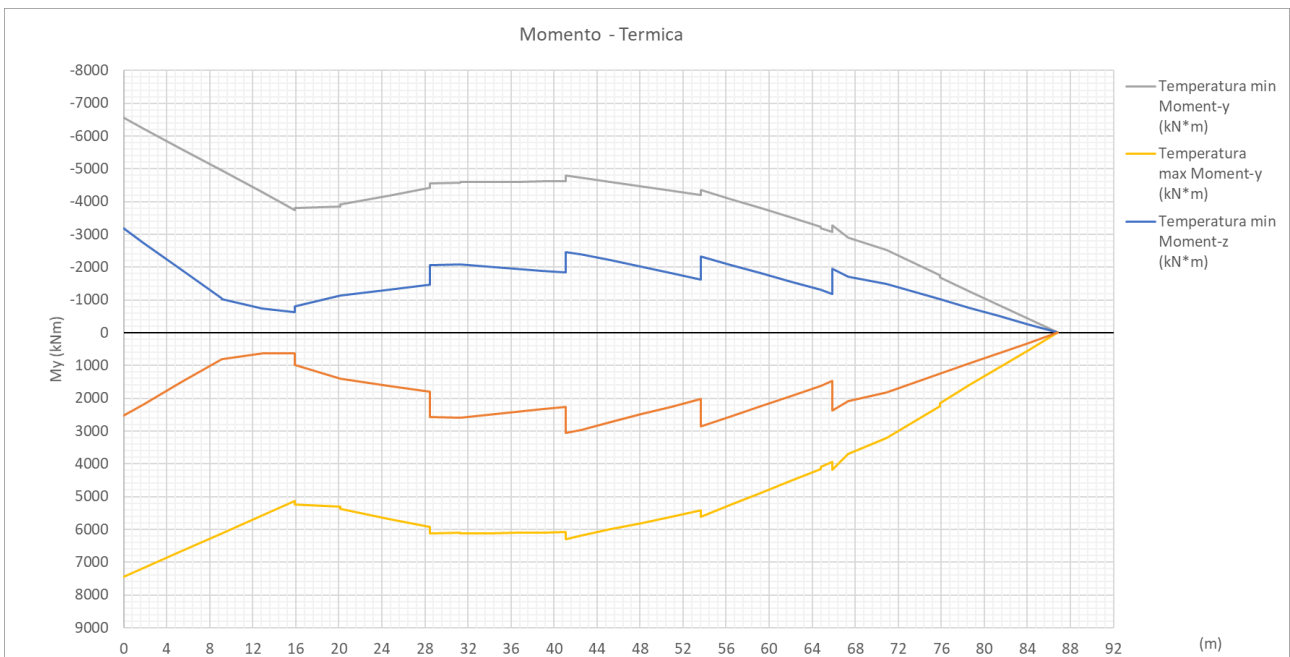


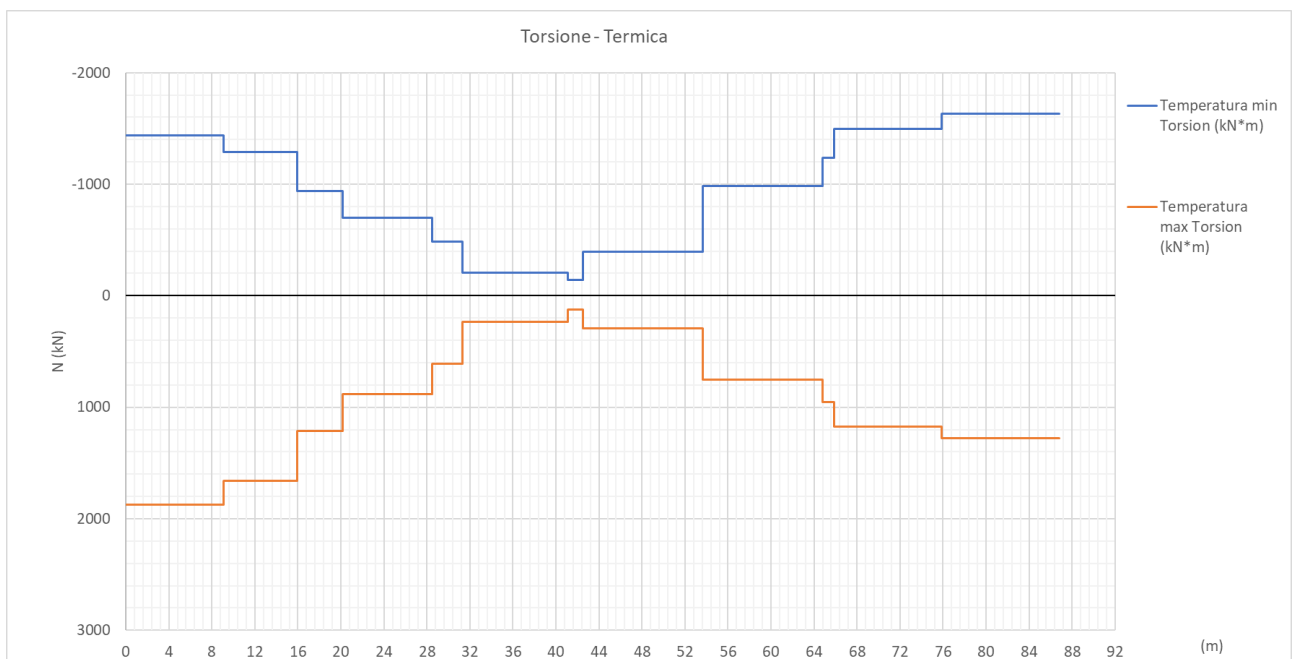
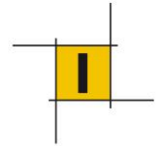


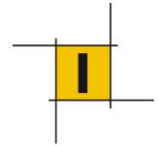
8.3 Vento



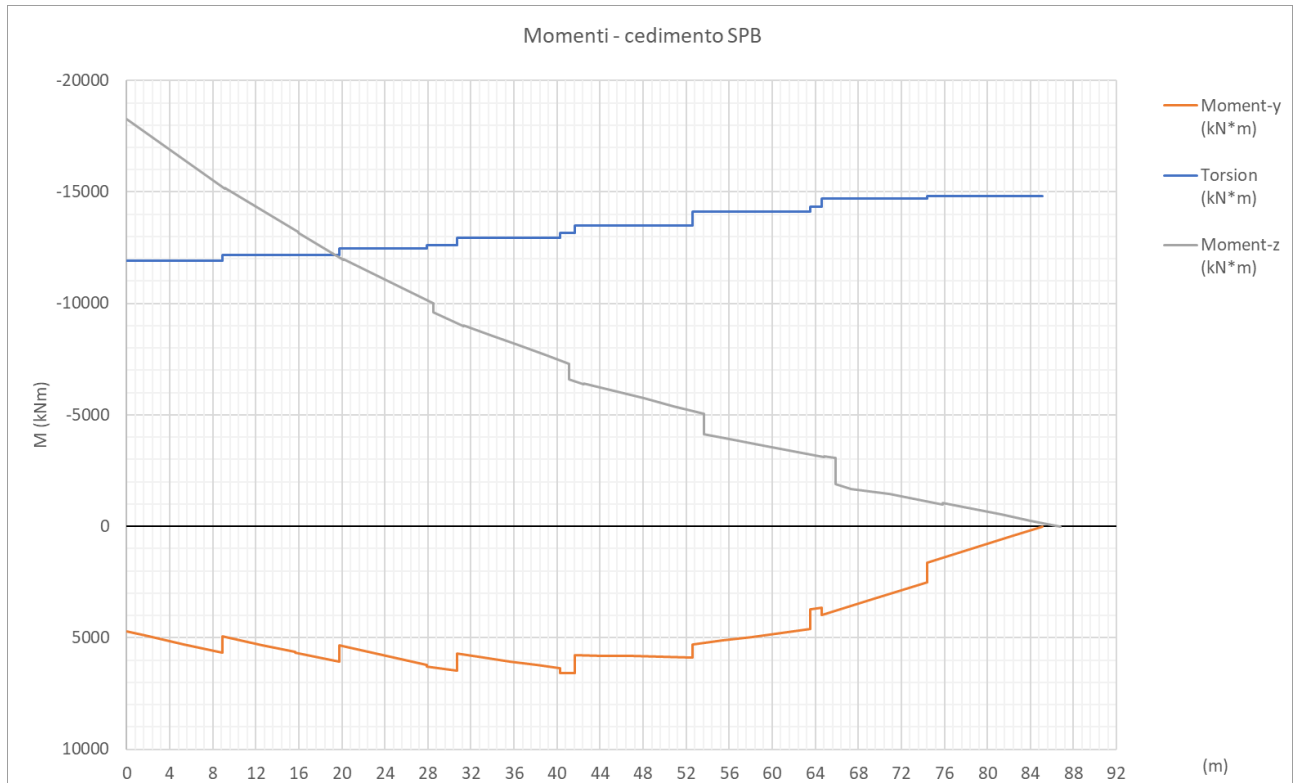
8.4 Azione termica

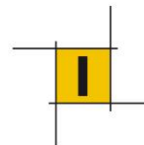






8.5 Distorsione appoggi spalla B



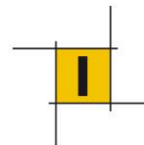


8.6 Combinazione delle sollecitazioni

Si riportano di seguito le combinazioni SLU considerate ai fini delle verifiche.

Gruppo di azioni	Gruppo 1		Gruppo 2a		Gruppo 2b	
	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	SLU 5	SLU 6
G1+G2	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Stralli	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Azione variabili traffico max	1.35	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00
Azione variabili traffico min	0.00	1.35	0.00	1.01	0.00	1.01
Cedimento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Vento	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Temperatura max	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Temperatura min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azione centrifuga	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00
Azione frenatura/accelerazione	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35
Ritiro	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20

Gruppo di azioni	Gruppo 1		Gruppo 2a		Gruppo 2b	
	SLU 7	SLU 8	SLU 9	SLU 10	SLU 11	SLU 12
G1+G2	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Stralli	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Azione variabili traffico max	1.35	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00
Azione variabili traffico min	0.00	1.35	0.00	1.01	0.00	1.01
Cedimento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Vento	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Temperatura max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura min	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Azione centrifuga	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00
Azione frenatura/accelerazione	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35
Ritiro	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20

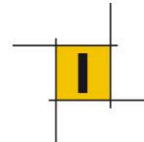


Le combinazioni SLU sopra descritte sono state ripetute considerando la posizione delle corsie convenzionali su cui agiscono le azioni variabili da traffico stradale sia lato esterno curva che interno curva. Si riporta di seguito per facilità di lettura la tabella 5.1.IV delle NTC18 per i valori caratteristici delle azioni da traffico.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

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

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali



9 VERIFICHE DI RESISTENZA

9.1 Sezioni efficaci

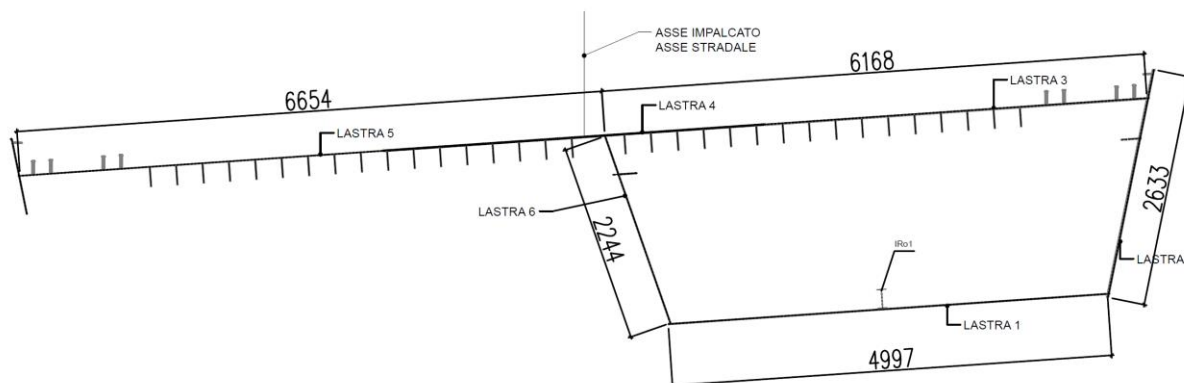
Le verifiche di resistenza degli elementi in parete sono state effettuate con caratteristiche sezionali relative ad aree ridotte per tenere conto dei fenomeni d'instabilità e di shear lag allo stato limite ultimo in accordo con quanto indicato nell'Eurocodice 3 parte 1-5 (Progettazione di strutture in acciaio – Elementi a lastra EN1993-1-5.)

Di seguito si descrive il processo per la valutazione di tali sezioni efficaci.

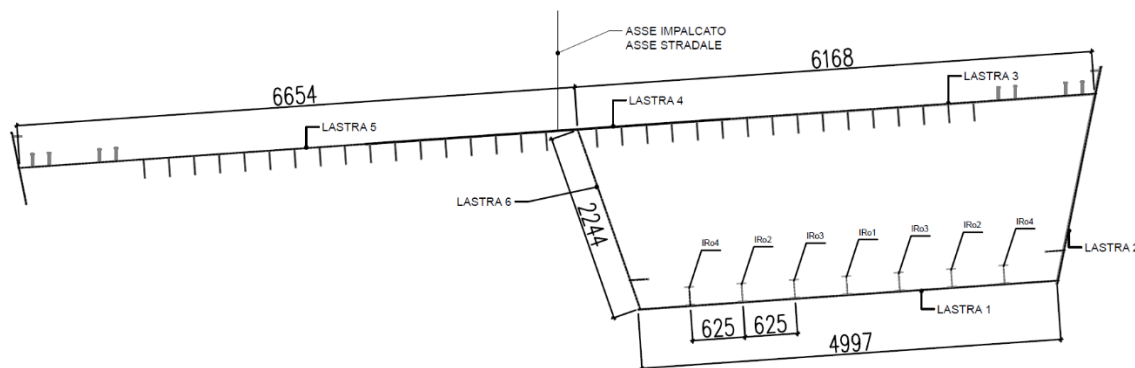
9.1.1 Area efficace per "Plate buckling"(EN 1993-1-5)

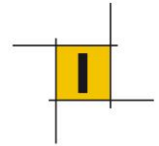
Nelle figure seguenti si riportano gli elementi di irrigidimento presenti sui pannelli d'impalcato a seconda delle zone di momento positivo e negativo:

ZONA DI MOMENTO POSITIVO



ZONA DI MOMENTO NEGATIVO





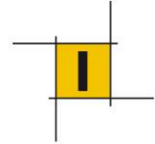
9.1.1.1 Lastra ortotropa- lato sbalzo

Comportamento a lastra (cf. EC3 1-5 §4.5.2)

calcolo $\sigma_{cr,p}$ (Annex A1)		
σE	1.10	
t(mm)	16	spessore lastra
b(mm)	6654	largh. lastra
Ap	106464	
$k \sigma_{,p}$	542.40	
s1 (Mpa)	100	tensioni estremi lastra
s2 (Mpa)	100	
psi	1.0	
Irrigidenti		
n.	17	(irrigidenti sulla larg della lastra)
h	220	
sp	20	
Asl (mm ²)	7.48E+04	
δ	0.70	
Ip	2.50E+06	momento inerzia solo lastra
Isl	9.16E+08	momento di inerzia dell'intera lastra irrigidita
Yp	8	baricentro lastra
Ysl	126	baricentro irrigidenti
γ^*	56.69	baricentro lastra irrigidita
γ	366.97	
$\gamma^{0.25}$	4.38	
$\alpha(=a/b)$	0.63	rapporto geometrico pannello
a	4200	interasse diaframmi
$\alpha < \gamma^{0.25}$	$k_{\sigma,p}$	542.4 Vero
$\alpha > \gamma^{0.25}$	$k_{\sigma,p}$	23.7
$\sigma_{cr,p}$	595.9	Mpa

Area effettiva sub-panel lastra §4.4		
b2	300	interasse irrigidenti
psi	1	Table 4.1
Ks	4	
lambda p	0.41	
ploc	1	internal element
Area effettiva Irrigidente §4.4		
psi	1	Table 4.1
Ks	0.43	
lambda p	0.73	
ploc	1	outstand element
Aceff,loc	7.99E+04	§4.6
Ac	7.99E+04	Area lorda
β_{Ac}	1.00E+00	

Snellezza piastra	
λ_p	0.77
ρ	0.93 eq.4.2

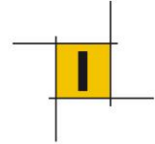


Comportamento a colonna (cf. EC3 1-5 §4.5.3)

calcolo $\sigma_{cr,c}$			
$\sigma_{cr,sl}$	634.88	Mpa	
$I_{sl,1}$	4.97E+07	Inerzia irrigidente + lastra afferente (lorda)	
A_{sl1}	9200	area	
$Y_{g,sl1}$	64.43	baricentro	
a^2	1.76E+07		
bc	300	poiche $\psi = 1$ sono uguali altrimenti vedere fig A.1	
$bsl1$	300		
$\sigma_{cr,c}$	635	Mpa	
ρ_c lastra	1.00		
ρ_c irr	1.00		
β_{Ac}	1.00	Rapp tra $A_{eff,sl}$ e Area lorda	
λ_c	0.75		
e	61.57		
e_1	56.43		
e_2	61.57		
i	73.51		
alfa e	0.57	open section stiffener	
ϕ	0.93	(eq.6.49 EC3-1-1)	
χ_c	0.67		

Interazione del comportamento a lastra e a colonna della lastra irrigidita (cf. EC3 1-5 §4.5.4):

Combinazione degli effetti (4.5.4)		
ρ_c	0.67	
c_{si}	0	-0.061



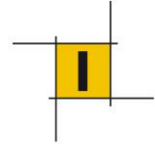
9.1.1.2 Lastra ortotropa- lato cassone

Comportamento a lastra (cf. EC3 1-5 §4.5.2)

calcolo $\sigma_{cr,p}$ (Annex A1)		
σE	1.28	
t(mm)	16	spessore lastra
b(mm)	6168	largh. lastra
Ap	98688	
$k \sigma_{,p}$	468.46	
s1 (Mpa)	100	tensioni estremi lastra
s2 (Mpa)	100	
psi	1.0	
Irrigidenti		
n.	16	(irrigidenti sulla larg della lastra)
h	220	
sp	20	
Asl (mm ²)	7.04E+04	
δ	0.71	
Ip	2.31E+06	momento inerzia solo lastra
Isl	8.58E+08	momento di inerzia dell'intera lastra irrigidita
Yp	8	baricentro lastra
Ysl	126	baricentro irrigidenti
Y*	57.13	baricentro lastra irrigidita
γ	371.02	
$\gamma^{0.25}$	4.39	
$\alpha(=a/b)$	0.68	rapporto geometrico pannello
a	4200	interasse diaframmi
$\alpha < \gamma^{0.25}$	$k \sigma_{,p}$	468.5 Vero
$\alpha > \gamma^{0.25}$	$k \sigma_{,p}$	23.7
$\sigma_{cr,p}$	598.9	Mpa

Area effettiva sub-panel lastra §4.4		
b2	300	interasse irrigidenti
psi	1	Table 4.1
Ks	4	
lambda p	0.41	
ploc	1	internal element
Area effettiva Irrigidente §4.4		
psi	1	Table 4.1
Ks	0.43	
lambda p	0.73	
ploc	1	outstand element
Aceff,loc	7.52E+04	§4.6
Ac	7.52E+04	Area lorda
β_{Ac}	1.00E+00	

Snellezza piastra	
λ_p	0.77
ρ	0.93 eq.4.2

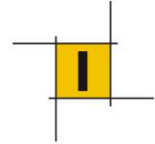


Comportamento a colonna (cf. EC3 1-5 §4.5.3)

calcolo $\sigma_{cr,c}$				
$\sigma_{cr,sl}$	634.88	Mpa		
$I_{sl,1}$	4.97E+07	Inerzia irrigidente + lastra afferente (lorda)		
A_{sl1}	9200	area		
$Y_{g,sl1}$	64.43	baricentro		
a^2	1.76E+07			
$\sigma_{cr,c}$	635	Mpa		
bc	300	poiche $\psi = 1$ sono uguali altrimenti vedere fig A.1		
bsl1	300			
lambda c	0.75			
β_{Ac}	1.00	Rapp tra $A_{eff,sl1}$ e Area lorda		
pc lastra	1.00			
pc irr	1.00			
e	61.57			
e1	56.43			
e2	61.57			
i	73.51			
alfa e	0.57	open section stiffener		
ϕ	0.93	(eq.6.49 EC3-1-1)		
χ_c	0.67			

Interazione del comportamento a lastra e a colonna della lastra irrigidita (cf. EC3 1-5 §4.5.4):

Combinazione degli effetti (4.5.4)		
pc	0.67	
csi	0	-0.057



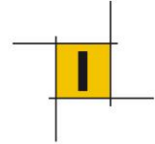
9.1.1.3 Lastra inferiore- 7 irrigidenti- all'incastro

Comportamento a lastra (cf. EC3 1-5 §4.5.2)

calcolo $\sigma_{cr,p}$ (Annex A1)		
σ_E	6.85	
t(mm)	30	spessore lastra
b(mm)	4997	largh. lastra
A_p	149910	
$k_{\sigma,p}$	148.22	
s1 (Mpa)	200	tensioni estremi lastra
s2 (Mpa)	200	
psi	1.0	
Irrigidenti	IPE220	
n.	7	
Area	3340	
I_y	2.77E+07	
h	220	
bf	110	
tf	9.2	
hw	178	
tw	5.9	
A_{sl} (mm ²)	2.34E+04	
δ	0.16	
I_p	1.24E+07	momento inerzia solo lastra
I_{sl}	5.22E+08	momento di inerzia dell'intera lastra irrigidita
Y_p	15	baricentro lastra
Y_{sl}	140	baricentro irrigidenti
Y^*	31.86	baricentro lastra irrigidita
γ	42.27	
$\gamma^{0.25}$	2.55	
$\alpha(=a/b)$	0.50	rapporto geometrico pannello
a	2220	interasse diaframmi
$\alpha < \gamma^{0.25}$	$k_{\sigma,p}$	148.2 Vero
$\alpha > \gamma^{0.25}$	$k_{\sigma,p}$	13.0
$\sigma_{cr,p}$	1015	Mpa

Area effettiva sub-panel lastra §4.4		
b2	625	interasse irrigidenti
psi	1	Table 4.1
Ks	4	
lambda p	0.45	
ploc	1.00	internal element
Area effettiva Irrigidente §4.4		
<i>flange</i>		<i>anima</i>
psi	1	Table 4.1
Ks	0.43	
lambda p	0.79	
ploc	0.96	outstand element
$A_{ceff,loc}$	6.80E+03	§4.6
Ac	2.78E+04	Area lorda
β_{Ac}	2.45E-01	

Snellezza piastra	
λ_p	0.29
ρ	1.00 eq.4.2

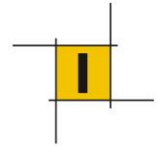


Comportamento a colonna (cf. EC3 1-5 §4.5.3)

calcolo $\sigma_{cr,c}$				
$\sigma_{cr,sl}$	1397.56	Mpa		
$I_{sl,1}$	7.34E+07	Inerzia irrigidente + lastra afferente (lorda)		
A_{sl1}	22078.75	area		
$Y_{g sl1}$	33.91	baricentro		
a^2	4.93E+06			
bc	625	poiche $\psi = 1$ sono uguali altrimenti vedere fig A.1		
$bsl1$	625			
$\sigma_{cr,c}$	1398	Mpa		
p_c lastra	1.00			
p_c irr	0.96			
β_{Ac}	0.91	Rapp tra $A_{eff sl1}$ e Area lorda		
λ_c	0.48			
e	106.09			
e_1	18.91			
e_2	106.09			
i	57.66			
α_e	0.66	open section stiffener		
ϕ	0.71	(eq.6.49 EC3-1-1)		
X_c	0.81			

Interazione del comportamento a lastra e a colonna della lastra irrigidita (cf. EC3 1-5 §4.5.4):

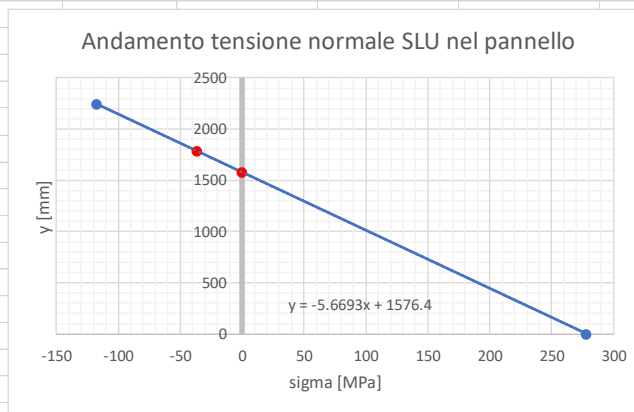
Combinazione degli effetti (4.5.4)			
p_c	0.81		
c_{si}	0.00	-0.274	



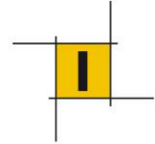
9.1.1.4 Anime in zona di momento positivo

Comportamento a lastra (cf. EC3 1-5 §4.5.2)

calcolo $\sigma_{cr,p}$ (Annex A2)							
Sezione di Momento positivo massimo							
Punto 1a				Punto 2a			
σ_N	σ_{Mvert}	σ_{Tot}	y	σ_N	σ_{Mvert}	σ_{Tot}	y
MPa	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	mm
-12	-106	-118	2244	-12	290	278	0
Punto I				Punto O			
σ_{Tot}	y	σ_{Tot}	y	σ_{Tot}	y	σ_{Tot}	y
MPa	mm	MPa	mm	MPa	mm	MPa	mm
-37	1785	0	1576				
cf figure A.2							
b	2244 mm						
b1	459 mm						
b2	1785 mm						
t	16 mm						
bc	209 mm						
Subpanel b1							
σ_1	-118 MPa						
σ_{sl1}	-37 MPa						
PSI	0.312						
b1sup	196 mm						
b1inf	263 mm						
Subpanel b2							
b2sup	84 mm						

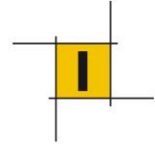


Caratteristiche asta fittizia			
	mm		
TP	16	Asl1=	95 [cm ²]
Is	347	Yg=	5.3 [cm]
Ts	20	Isl1=	4056 [cm ⁴]
hs	200		
	ac*	5681 mm	
	a	4200 mm	
se a>ac	$\sigma_{cr,sl}^*$	MPa	
se a<ac	$\sigma_{cr,sl}^*$	647 MPa	
	bc	668 mm	
	bsl1	209 mm	
	$\sigma_{cr,c}^*$	2067 MPa	
	$\sigma_{cr,p}$	2067 MPa	



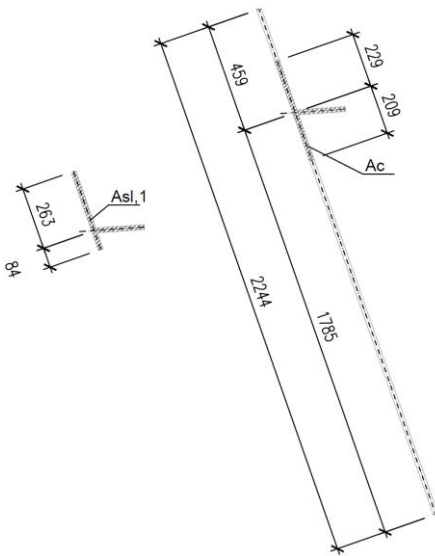
Sottopannello 1								
	b1/	459 mm						
	σ_1	-118 MPa						
	σ_{sl1}	-37 MPa						
	ψ_1	0.312						
<i>Internal compression element</i>								
			qui					
	ψ	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$	
	$\kappa\sigma$	4	6.0	7.8	6.8	23.9	2.8	
	$\kappa\sigma$		6.0					
	$\lambda\rho \backslash$	0.51						
lim	0.673							
	ρ_l	1.00						
Sottopannello 2								
	b2/	209 mm						
	σ_{sl1}	-37 MPa						
	σ_0	0 MPa						
	ψ_1	0.000						
<i>Internal compression element</i>								
			qui					
	ψ	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$	
	$\kappa\sigma$	4	7.8	7.8	7.8	23.9	6.0	
	$\kappa\sigma$			7.8				
	$\lambda\rho \backslash$	0.20						
lim	0.673							
	ρ_l	1.00						

<u>Area effettiva Irrigidente §4.4</u>			
psi		1	Table 4.1
ksig		0.43	
lambda p		0.66	
ploc		1	outstand element
Aceff,loc	1.10E+04	mmq	§4.4
Ac	1.10E+04	mmq	Area lorda
β_{Ac}		1	
$\lambda\rho \backslash$		0.41	
ρ		1.00	eq.4.2



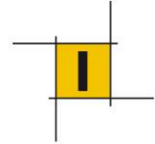
Comportamento a colonna (cf. EC3 1-5 §4.5.3)

calcolo $\sigma_{cr,c}$			
$\sigma_{cr,sl}$	499	Mpa	
$I_{sl,1}$	4.06E+07	Inerzia irrigidente + lastra afferente (lorda)	
A_{sl1}	9548	area	
$Y_g sl1$	53.24	baricentro	
a^2	1.76E+07		
bc	668		
$bsl1$	209		
$\sigma_{cr,c}$	1595	Mpa	
p_c lastra	1.00		
p_c irr	1.00		
β_{Ac}	1.00	Rapp tra A eff sl1e Area lorda	
λ_c	0.47		
e	46.76		
e_1	45.24		
e_2	46.76		
i	65.18		
α_e	0.55	open section stiffener	
ϕ	0.69	(eq.6.49 EC3-1-1)	
χ_c	0.84		



Interazione del comportamento a lastra e a colonna della lastra irrigidita (cf. EC3 1-5 §4.5.4):

Combinazione degli effetti (4.5.4)		
p_c	0.92	
K_{SI}	0.296	0.296



9.1.1.5 Anime in zona di momento negativo massimo

calcolo $\sigma_{cr,p}$ (Annex A2)							
Sezione di Momento negativo massimo							
Punto 1a				Punto 2a			
σ_N	σ_{Mvert}	σ_{Tot}	y	σ_N	σ_{Mvert}	σ_{Tot}	y
MPa	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	mm
-27	88	61	2244	-27	-174	-201	0

Punto I	y	Punto 0	y
σ_{Tot}	mm	σ_{Tot}	mm
MPa	mm	MPa	mm
-160	355	0	1722

cf figure A.2

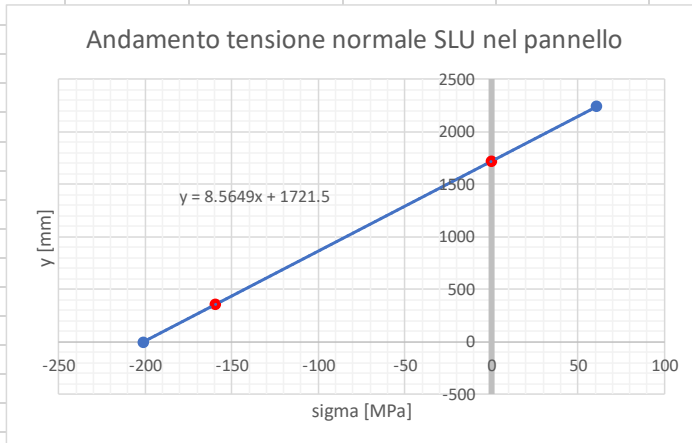
b	2244 mm
b1	355 mm
b2	1889 mm
t	25 mm
bc	1367 mm

Subpanel b1

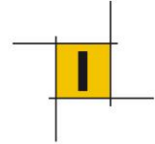
σ_1	-201 MPa
σ_{sl1}	-160 MPa
PSI	0.794
b1sup	186 mm
b1inf	169 mm

Subpanel b2

b2sup	547 mm
-------	--------

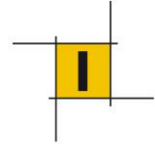


Caratteristiche asta fittizia			
	mm		
 Tp 	 25 	Asl1=	223 [cm ²]
 ls 	 733 	Yg=	3.3 [cm]
 Ts 	 20 	Isl1=	5584 [cm ⁴]
 hs 	 200 		
	ac*	3983 mm	
	a	4200 mm	
se a>ac	$\sigma_{cr,sl}^*$	6.52E+02 MPa	
se a<ac	$\sigma_{cr,sl}^*$	MPa	
	bc	1722 mm	
	bsl1	1367 mm	
	$\sigma_{cr,c}^*$	821 MPa	
	$\sigma_{cr,p}$	821 MPa	



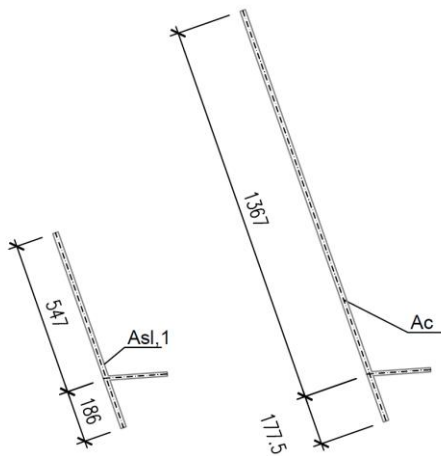
Sottopannello 1								
	b1/		355 mm					
	σ_1		-201 MPa					
	σ_{s1}		-160 MPa					
	ψ_1		0.794					
<i>Internal compression element</i>								
			qui					
	ψ	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$	
	$k\sigma$	4	4.4	7.8	9.0	23.9	0.3	
	$k\sigma$		4.4					
	$\lambda p \backslash$		0.29					
lim	0.673							
	ρl		1.00					
Sottopannello 2								
	b2/		1367 mm					
	σ_{s1}		-160 MPa					
	σ_0		0 MPa					
	ψ_1		0.000					
<i>Internal compression element</i>								
			qui					
	ψ	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$	
	$k\sigma$	4	7.8	7.8	7.8	23.9	6.0	
	$k\sigma$			7.8				
	$\lambda p \backslash$		0.85					
lim	0.673							
	ρl		0.95					

Area effettiva Irridente §4.4		
psi	1	Table 4.1
ksig	0.43	
lambda p	0.66	
ploc	1	outstand element
Aceff,loc	4.08E+04 mmq	§4.4
Ac	4.26E+04 mmq	Area lorda
β_{Ac}	0.958	
$\lambda p \backslash$	0.64	
ρ	1.00	eq.4.2



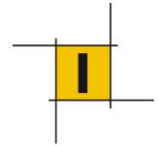
Comportamento a colonna (cf. EC3 1-5 §4.5.3)

calcolo $\sigma_{cr,c}$			
$\sigma_{cr,sl}$	294 Mpa		
$I_{sl,1}$	5.58E+07	Inerzia irrigidente + lastra afferente (lorda)	
A_{sl1}	22320	area	
Y_g sl1	32.66	baricentro	
a^2	1.76E+07		
bc	1722		
b_{sl1}	1367		
$\sigma_{cr,c}$	370 Mpa		
ρ_c lastra	0.96		
ρ_c irr	1.00		
β_{Ac}	0.97	Rapp tra A eff sl1e Area lorda	
λ_c	0.96		
e	67.34		
e_1	20.16		
e_2	67.34		
i	50.02		
α_e	0.61	open section stiffener	
ϕ	1.20	(eq.6.49 EC3-1-1)	
χ_c	0.52		



Interazione del comportamento a lastra e a colonna della lastra irrigidita (cf. EC3 1-5 §4.5.4):

Combinazione degli effetti (4.5.4)			
ρ_c	1.00		
K_{SI}	1.000	1.218	



9.1.2 Larghezza efficace per "Shear Lag" (EN1993-1-5)

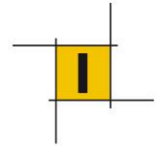
9.1.2.1 Lastra ortotropa- lato sbalzo

In zona di momento positivo

Le+ (m)	71.4	momento positivo		
bo2	3332	LARGHEZZA		
t	16	spessore lastra		
Irrigidenti dentro bo				
h	220			
sp	20			
n	8.5			
Sum Asl	37400			
Aceff	1213			
alfa 0	1.30			
alfa 0*	1.51			
bo*t	53312			
		<0.02	0.02-0.7	>0.7
k (+)	0.06	1.00	0.98	2.78
k (+)*	0.07	1.00	0.97	2.41
Beta	beff			
	0.98	3255	SLE	
	1.00	3327	SLU	

In zona di momento negativo

Le- (m)	21	momento negativo		
bo2	3332	LARGHEZZA		
t	16	spessore lastra		
Irrigidenti dentro bo				
h	220			
sp	20			
n	8.5			
Sum Asl	37400			
Aceff	<i>tesa</i>			
alfa 0	1.30			
alfa 0*	-			
bo*t	53312			
		<0.02	0.02-0.7	>0.7
k (-)	0.21	1.00	0.44	0.56
k (-)*	-			
Beta	beff			
	0.44	1449	SLE	
	0.84	2805	SLU	



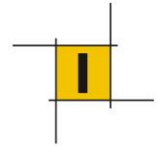
9.1.2.2 Lastra ortotropa- lato cassone

In zona di momento positivo

Le+ (m)	71.4	momento positivo		
bo2	3091	LARGHEZZA		
t	16	spessore lastra		
Irrigidenti dentro bo				
h	220			
sp	20			
n	8			
Sum Asl	35200			
Aceff	1131			
alfa 0	1.31			
alfa 0*	1.51			
bo*t	49448			
		<0.02	0.02-0.7	>0.7
k (+)	0.06	1.00	0.98	2.99
k (+)*	0.07	1.00	0.97	2.59
Beta	beff			
	0.98	3028	SLE	
	1.00	3086	SLU	

In zona di momento negativo

Le- (m)	21	momento negativo		
bo2	3091	LARGHEZZA		
t	16	spessore lastra		
Irrigidenti dentro bo				
h	220			
sp	20			
n	8			
A trave di bordo				
Sum Asl	35200			
Aceff	<i>tesa</i>			
alfa 0	1.31			
alfa 0*	-			
bo*t	49448			
		<0.02	0.02-0.7	>0.7
k (-)	0.19	1.00	0.45	0.60
k (-)*	-			
Beta	beff			
	0.45	1403	SLE	
	0.86	2655	SLU	



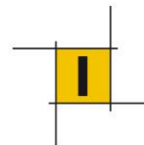
9.1.2.3 Lastra inferiore

In zona di momento positivo

Le+ (m)	72	momento positivo		
bo2	2500	LARGHEZZA		
t	16	spessore lastra		
Irrigidenti dentro bo				
h	220			
sp.	20			
n	0.5			
Sum Asl	2200			
Aceff	<i>tesa</i>			
alfa 0	1.03			
alfa 0*	-			
bo*t	40000			
		<0.02	0.02-0.7	>0.7
k (+)	0.04	1.00	0.99	4.75
k (+)*	-			
Beta	beff			
	0.99	2480	SLE	
	1.00	2499	SLU	

In zona di momento negativo

Le- (m)	24	momento negativo		
bo2	2500	LARGHEZZA		
t	30	spessore lastra		
Irrigidenti dentro bo				
Area	3340			
IPE220				
n	3.5			
Aceff	1411			
Sum Asl	1.17E+04			
alfa 0	1.08			
alfa 0*	1.37			
bo*t	75000			
		<0.02	0.02-0.7	>0.7
k (-)	0.11	1.00	0.60	1.04
k (-)*	0.14			
Beta	beff			
	0.60	1496	SLE	
	0.93	2323	SLU	



9.1.3 Sintesi

I coefficienti di riduzione delle sezioni per effetti d'instabilità dei pannelli sono riassunti nella tabella che segue (SLU). I coefficienti sono ottenuti combinando gli effetti del "plate buckling" con gli effetti di "shear lag" secondo quanto indicato al §3.3 (1) di EC3 1-5, secondo l'approccio c) che consente limitate deformazioni plastiche (metodo raccomandato). In pratica, come si può seguire dai calcoli riportati nei paragrafi precedenti, l'area d'acciaio ridotta dal coefficiente di riduzione finale ρ_c per effetti di "plate buckling" $A_{c,eff}$ viene a sua volta ridotta dal coefficiente β^* per effetti di "shear lag". Il prodotto di questi coefficienti è dato nella tabella che segue. Nelle zone dove le lastre (superiore ed inferiore) sono tese l'area di acciaio viene unicamente ridotta dagli effetti di "shear lag". Per facilità di lettura si riporta anche di seguito uno stralcio della normativa.

Fattori di riduzione per shear lag e plate buckling lastra ortotropa

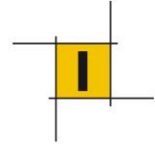
Zone di momento positivo	0.67
Zone di momento negativo	0.71

Fattori di riduzione per shear lag e plate buckling lastra inferiore

Zone di momento positivo	1.00
Zone di momento negativo	0.76

Fattori di riduzione per shear lag e plate buckling anime

Zone di momento positivo	0.92
Zone di momento negativo	1.00



3.3 Shear lag at the ultimate limit state

- (1) At the ultimate limit state shear lag effects may be determined as follows:
- elastic shear lag effects as determined for serviceability and fatigue limit states,
 - combined effects of shear lag and of plate buckling,
 - elastic-plastic shear lag effects allowing for limited plastic strains.

NOTE 1: The National Annex may choose the method to be applied. Unless specified otherwise in EN 1993-2 to EN 1993-6, the method in NOTE 3 is recommended.

NOTE 2: The combined effects of plate buckling and shear lag may be taken into account by using A_{eff} as given by:

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta_{ult} \quad (3.3)$$

where $A_{c,eff}$ is the effective^p area of the compression flange due to plate buckling (see 4.4 and 4.5);

β_{ult} is the effective^s width factor for the effect of shear lag at the ultimate limit state, which may be taken as β determined from Table 3.1 with α_0 replaced by

$$\alpha_0^* = \sqrt{\frac{A_{c,eff}}{b_0 t_f}} \quad (3.4)$$

t_f is the flange thickness.

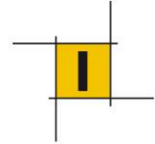
NOTE 3: Elastic-plastic shear lag effects allowing for limited plastic strains may be taken into account using A_{eff} as follows:

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta^\kappa \geq A_{c,eff} \beta \quad (3.5)$$

where β and κ are taken from Table 3.1.

The expressions in NOTE 2 and NOTE 3 may also be applied for flanges in tension in which case $A_{c,eff}$ should be replaced by the gross area of the tension flange.

Le caratteristiche sezionali delle sezioni efficaci (A_{eff} , W_{eff}) vengono ricavate da area ridotte dai suddetti coefficienti.

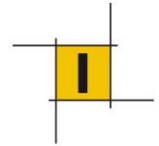


9.1.4 Caratteristiche Sezioni efficaci allo SLU

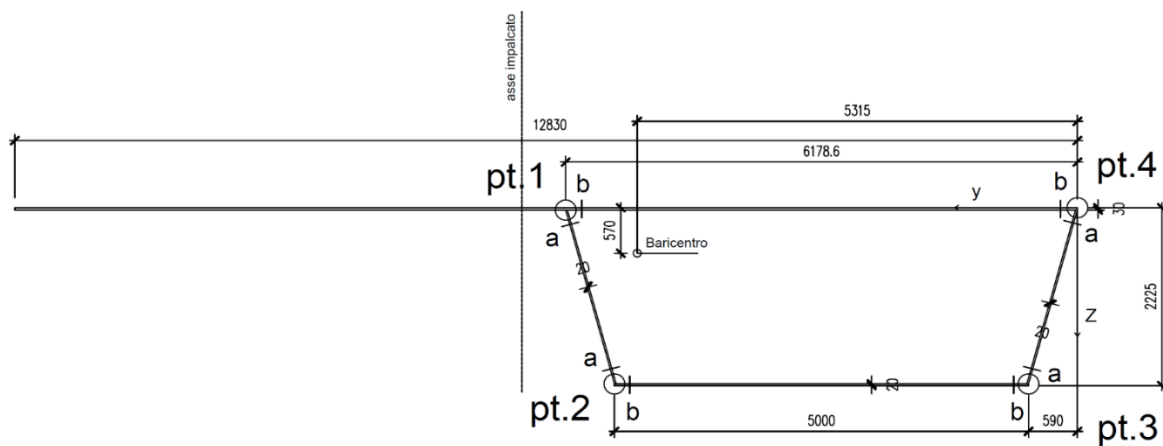
9.1.4.1 Andamento delle sezioni

Le verifiche sono state realizzate assumendo la seguente disposizione delle sezioni lungo l'impalcato:

x(m)	Tipo sez.		
0.00	1	45.28	2
1.82	1	48.08	2
1.82	1	48.08	2
5.47	1	50.87	2
5.47	1	50.87	2
9.11	1	53.67	6
9.11	1	53.67	6
12.91	4	56.45	2
12.91	4	56.45	2
15.94	5	59.24	2
15.94	5	59.24	2
20.17	7	62.02	2
20.17	7	62.02	2
24.62	7	64.81	2
24.62	7	64.81	2
28.49	5	65.89	6
28.49	5	65.89	6
31.31	7	67.36	2
31.31	7	67.36	2
33.85	7	70.88	2
33.85	7	70.88	2
36.39	7	75.86	2
36.39	7	75.86	2
38.94	7	78.59	3
38.94	7	78.59	3
41.11	6	81.33	3
41.11	6	81.33	3
42.49	2	84.06	3
42.49	2	84.06	3
45.28	2	86.79	3

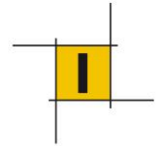


Sez.	Andamento del momento
1	M-
2	M+
3	M+
4	M-
5	M+
6	M+
7	M+



9.1.4.2 Sezione efficace 1

pt	y1 (mm)	z1 (mm)	A (mm ²)	Wyy (vert)	Wz (orizz)	W tor	Av vert	Av orizz
1a	6180	18.67	5.15E+05	-5.57E+08	-5.32E+09	6.14E+08	1.09E+05	0.00E+00
1b	6180	0	5.15E+05	-5.44E+08	-5.32E+09	4.58E+08	0.00E+00	4.65E+05
2a	5590	2195	5.15E+05	3.19E+08	-1.06E+10	6.14E+08	1.09E+05	0.00E+00
2b	5590	2225	5.15E+05	3.19E+08	-1.06E+10	7.36E+08	0.00E+00	4.65E+05
3a	590	2195	5.15E+05	3.19E+08	1.43E+09	6.14E+08	1.09E+05	0.00E+00
3b	590	2225	5.15E+05	3.19E+08	1.43E+09	7.36E+08	0.00E+00	4.65E+05
4a	0	18.67	5.15E+05	-5.57E+08	1.26E+09	6.14E+08	1.09E+05	0.00E+00
4b	0	0	5.15E+05	-5.57E+08	1.26E+09	4.58E+08	0.00E+00	4.65E+05



9.1.4.3 Sezione efficace 2

pt	y1 (mm)	z1 (mm)	A (mm ²)	Wyy (vert)	Wz (orizz)	W tor	Av vert	Av orizz
1a	6180	16	4.04E+05	-4.86E+08	-5.58E+09	3.94E+08	5.83E+04	0.00E+00
1b	6180	0	4.04E+05	-4.76E+08	-5.58E+09	3.94E+08	0.00E+00	3.78E+05
2a	5590	2205	4.04E+05	2.48E+08	-1.71E+10	3.94E+08	5.83E+04	0.00E+00
2b	5590	2225	4.04E+05	2.48E+08	-1.71E+10	4.93E+08	0.00E+00	3.78E+05
3a	590	2205	4.04E+05	2.48E+08	1.04E+09	3.94E+08	5.83E+04	0.00E+00
3b	590	2225	4.04E+05	2.48E+08	1.04E+09	4.93E+08	0.00E+00	3.78E+05
4a	0	16	4.04E+05	-4.86E+08	9.20E+08	3.94E+08	5.83E+04	0.00E+00
4b	0	0	4.04E+05	-4.86E+08	9.20E+08	3.94E+08	0.00E+00	3.78E+05

9.1.4.4 Sezione efficace 3

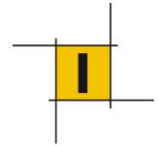
pt	y1 (mm)	z1 (mm)	A (mm ²)	Wyy (vert)	Wz (orizz)	W tor	Av vert	Av orizz
1a	6180	16	3.47E+05	-4.70E+08	-7.23E+09	2.97E+08	5.24E+04	0.00E+00
1b	6180	0	3.47E+05	-4.57E+08	-7.23E+09	3.96E+08	0.00E+00	3.45E+05
2a	5590	2213	3.47E+05	1.59E+08	-4.23E+11	2.97E+08	5.24E+04	0.00E+00
2b	5590	2225	3.47E+05	1.59E+08	-4.23E+11	2.97E+08	0.00E+00	3.45E+05
3a	590	2213	3.47E+05	1.59E+08	8.69E+08	2.97E+08	5.24E+04	0.00E+00
3b	590	2225	3.47E+05	1.59E+08	8.69E+08	2.97E+08	0.00E+00	3.45E+05
4a	0	16	3.47E+05	-4.70E+08	7.77E+08	2.97E+08	5.24E+04	0.00E+00
4b	0	0	3.47E+05	-4.70E+08	7.77E+08	3.96E+08	0.00E+00	3.45E+05

9.1.4.5 Sezione efficace 4

pt	y1 (mm)	z1 (mm)	A (mm ²)	Wyy (vert)	Wz (orizz)	W tor	Av vert	Av orizz
1a	6180	16	4.12E+05	-4.92E+08	-5.51E+09	4.93E+08	6.56E+04	0.00E+00
1b	6180	0	4.12E+05	-4.80E+08	-5.51E+09	3.94E+08	0.00E+00	3.84E+05
2a	5590	2205	4.12E+05	2.11E+08	-1.62E+10	4.93E+08	6.56E+04	0.00E+00
2b	5590	2225	4.12E+05	2.11E+08	-1.62E+10	4.93E+08	0.00E+00	3.84E+05
3a	590	2205	4.12E+05	2.11E+08	1.05E+09	3.94E+08	6.56E+04	0.00E+00
3b	590	2225	4.12E+05	2.11E+08	1.05E+09	4.93E+08	0.00E+00	3.84E+05
4a	0	16	4.12E+05	-4.92E+08	9.30E+08	3.94E+08	6.56E+04	0.00E+00
4b	0	0	4.12E+05	-4.92E+08	9.30E+08	3.94E+08	0.00E+00	3.84E+05

9.1.4.6 Sezione efficace 5

pt	y1 (mm)	z1 (mm)	A (mm ²)	Wyy (vert)	Wz (orizz)	W tor	Av vert	Av orizz
1a	6180	16	3.92E+05	-4.71E+08	-5.67E+09	3.95E+08	6.56E+04	0.00E+00
1b	6180	0	3.92E+05	-4.60E+08	-5.67E+09	3.95E+08	0.00E+00	3.62E+05
2a	5590	2209	3.92E+05	2.08E+08	-1.73E+10	3.95E+08	6.56E+04	0.00E+00
2b	5590	2225	3.92E+05	2.08E+08	-1.73E+10	3.95E+08	0.00E+00	3.62E+05
3a	590	2209	3.92E+05	2.08E+08	1.05E+09	4.94E+08	6.56E+04	0.00E+00
3b	590	2225	3.92E+05	2.08E+08	1.05E+09	3.95E+08	0.00E+00	3.62E+05
4a	0	16	3.92E+05	-4.71E+08	9.37E+08	4.94E+08	6.56E+04	0.00E+00
4b	0	0	3.92E+05	-4.71E+08	9.37E+08	3.95E+08	0.00E+00	3.62E+05

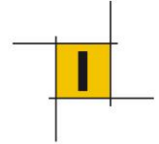


9.1.4.7 Sezione efficace 6

pt	y1 (mm)	z1 (mm)	A (mm ²)	Wyy (vert)	Wz (orizz)	W tor	Av vert	Av orizz
1a	6180	16	4.12E+05	-4.83E+08	-5.32E+09	3.94E+08	6.56E+04	0.00E+00
1b	6180	0	4.12E+05	-4.73E+08	-5.32E+09	3.94E+08	0.00E+00	3.78E+05
2a	5590	2205	4.12E+05	2.50E+08	-1.38E+10	3.94E+08	6.56E+04	0.00E+00
2b	5590	2225	4.12E+05	2.50E+08	-1.38E+10	4.93E+08	0.00E+00	3.78E+05
3a	590	2205	4.12E+05	2.50E+08	1.10E+09	4.93E+08	6.56E+04	0.00E+00
3b	590	2225	4.12E+05	2.50E+08	1.10E+09	4.93E+08	0.00E+00	3.78E+05
4a	0	16	4.12E+05	-4.83E+08	9.78E+08	4.93E+08	6.56E+04	0.00E+00
4b	0	0	4.12E+05	-4.83E+08	9.78E+08	3.94E+08	0.00E+00	3.78E+05

9.1.4.8 Sezione efficace 7

pt	y1 (mm)	z1 (mm)	A (mm ²)	Wyy (vert)	Wz (orizz)	W tor	Av vert	Av orizz
1a	6180	16	3.84E+05	-4.75E+08	-6.02E+09	3.95E+08	6.99E+04	0.00E+00
1b	6180	0	3.84E+05	-4.64E+08	-6.02E+09	3.95E+08	0.00E+00	3.62E+05
2a	5590	2209	3.84E+05	2.06E+08	-2.40E+10	3.95E+08	6.99E+04	0.00E+00
2b	5590	2225	3.84E+05	2.06E+08	-2.40E+10	3.95E+08	0.00E+00	3.62E+05
3a	590	2209	3.84E+05	2.06E+08	9.87E+08	3.95E+08	6.99E+04	0.00E+00
3b	590	2225	3.84E+05	2.06E+08	9.87E+08	3.95E+08	0.00E+00	3.62E+05
4a	0	16	3.84E+05	-4.75E+08	8.79E+08	3.95E+08	6.99E+04	0.00E+00
4b	0	0	3.84E+05	-4.75E+08	8.79E+08	3.95E+08	0.00E+00	3.62E+05



9.2 Verifiche tensionali

Le verifiche di resistenza delle membrature sono state condotte secondo i principi generali della tecnica delle costruzioni ovvero in campo elastico in base al seguente criterio (cfr. §4.2.1.2 NTC18):

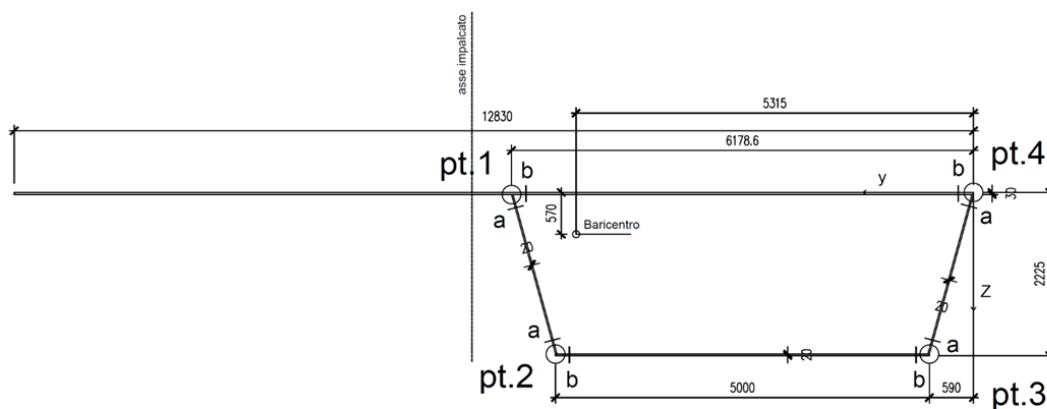
$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2 \quad [4.2.4]$$

dove:

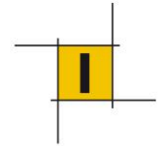
$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

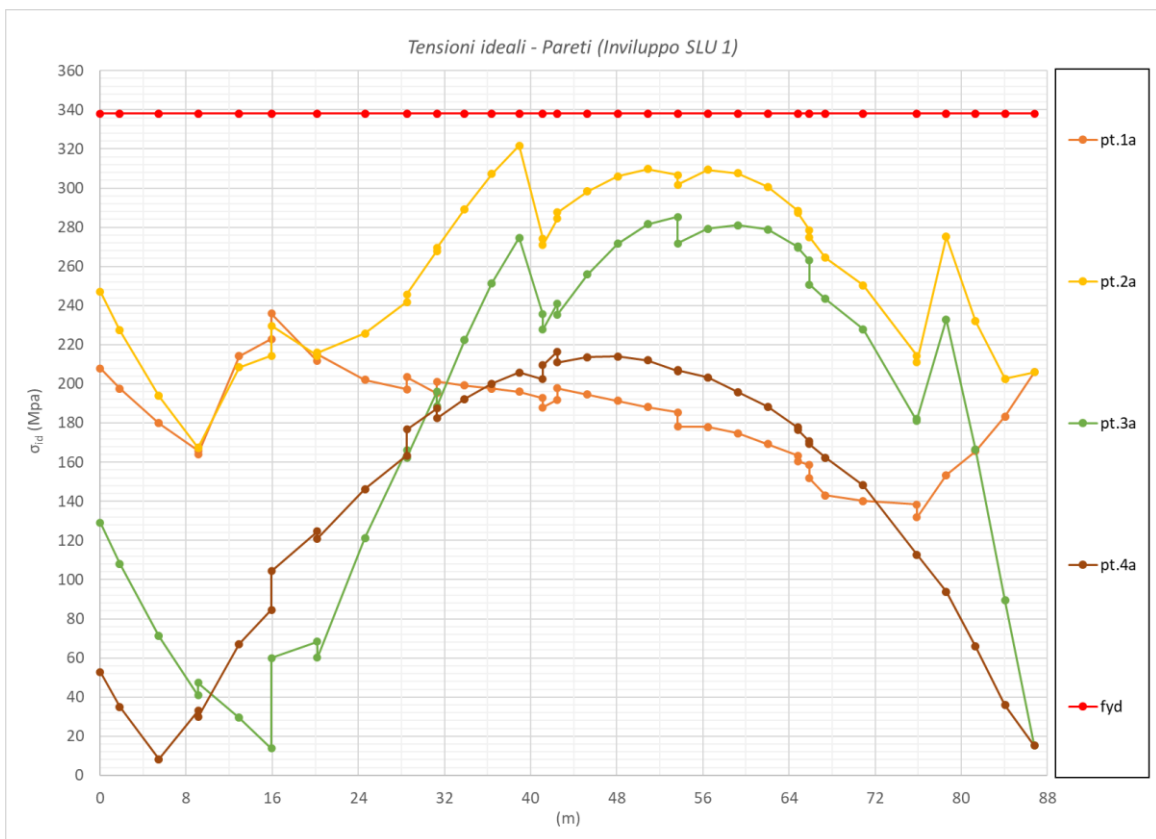
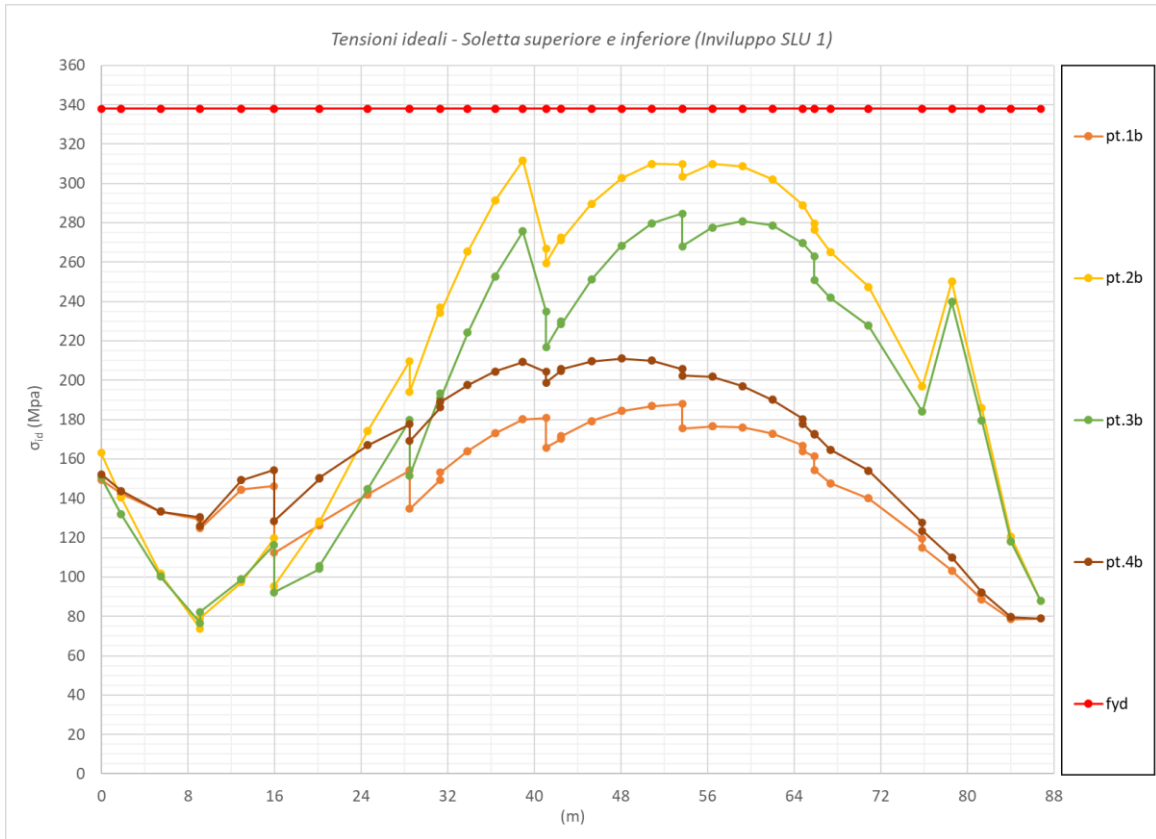
τ_{Ed} è il valore di progetto della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

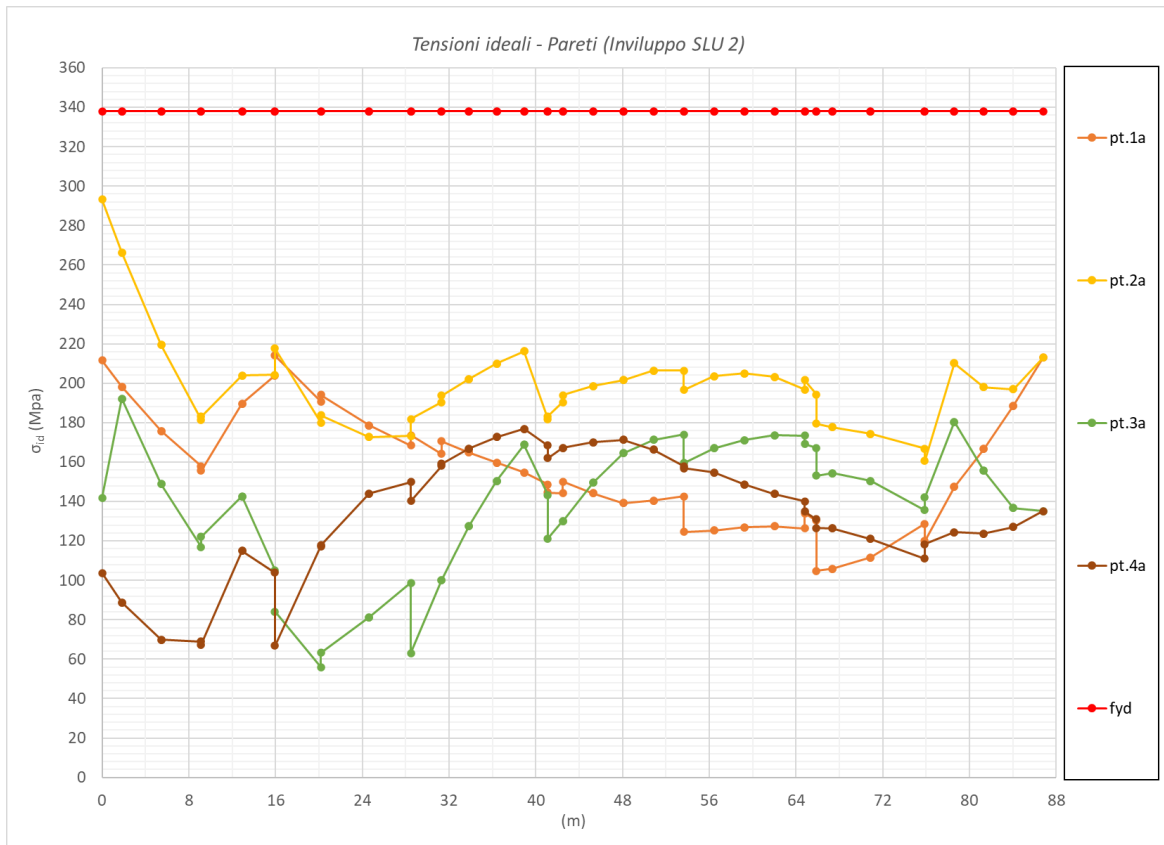
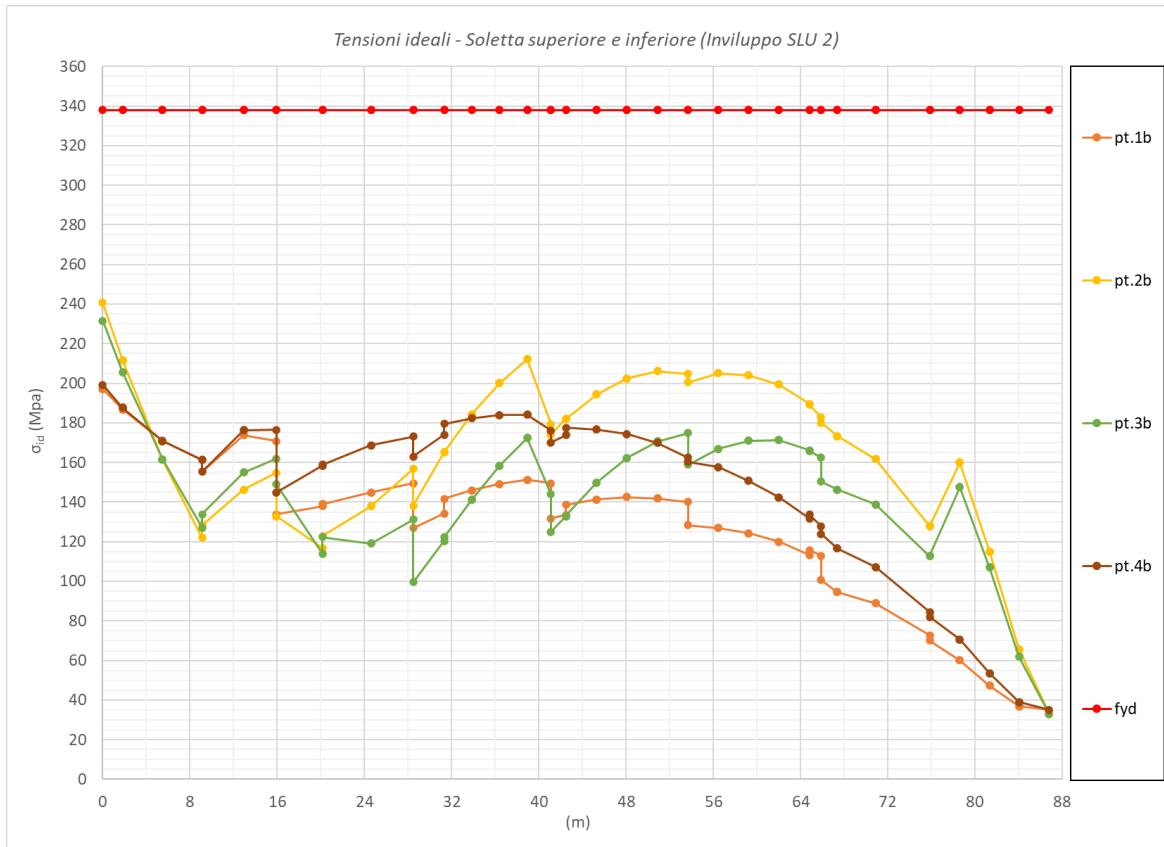
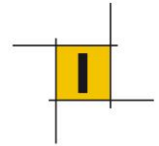


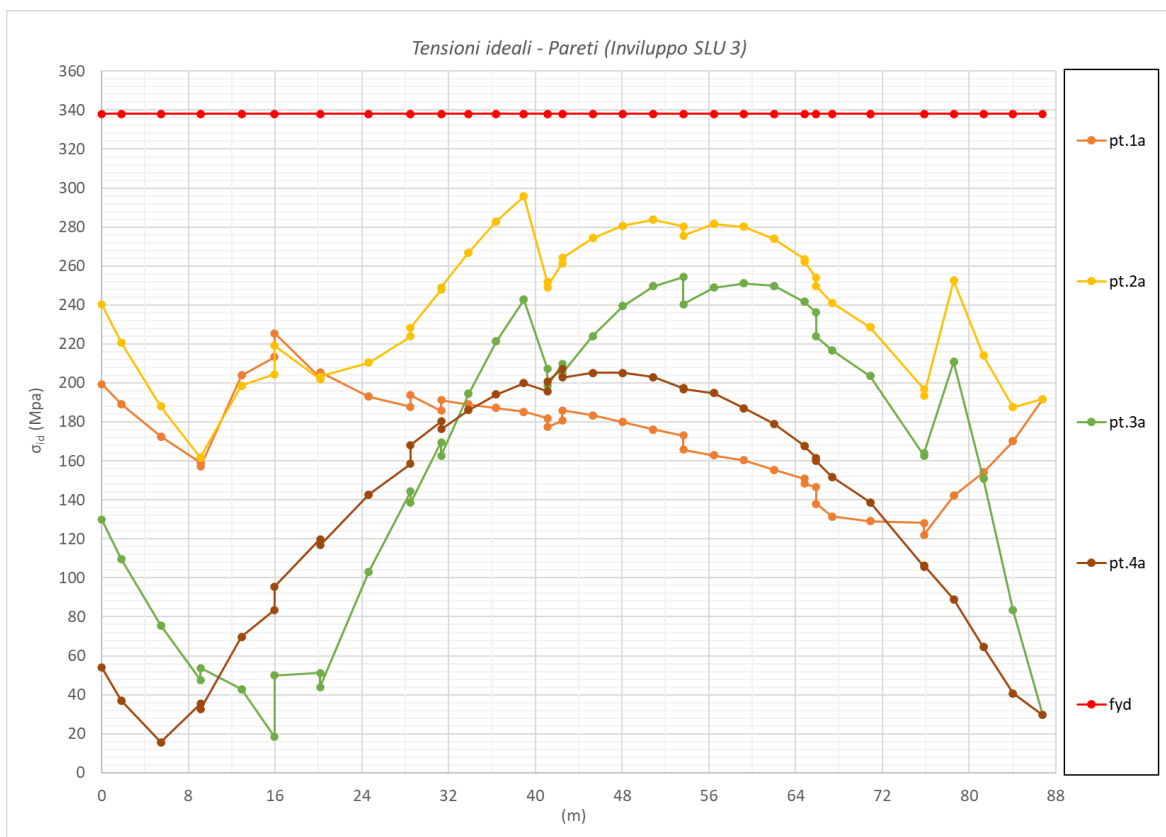
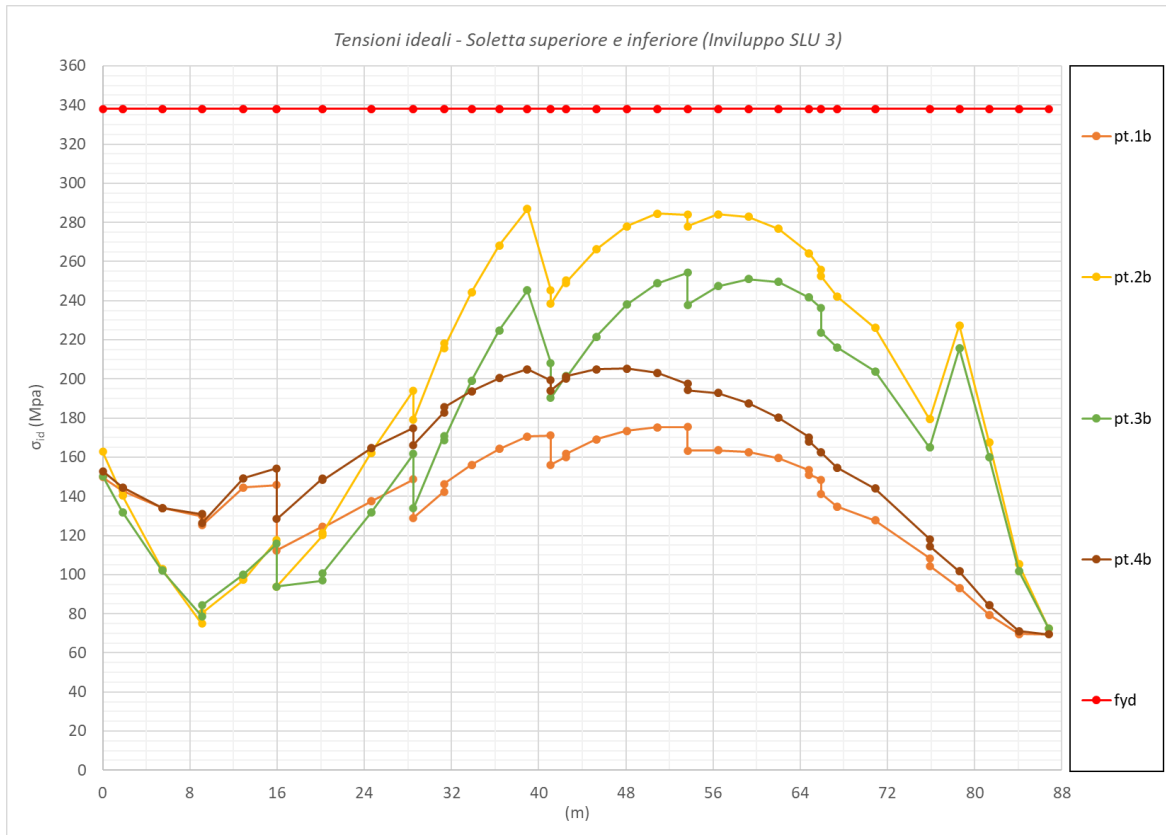
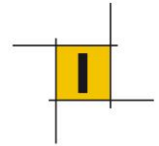
Le massime tensioni ideali allo SLU negli elementi d'impalcato (solette e pareti d'anima) sono riportati nelle pagine seguenti.

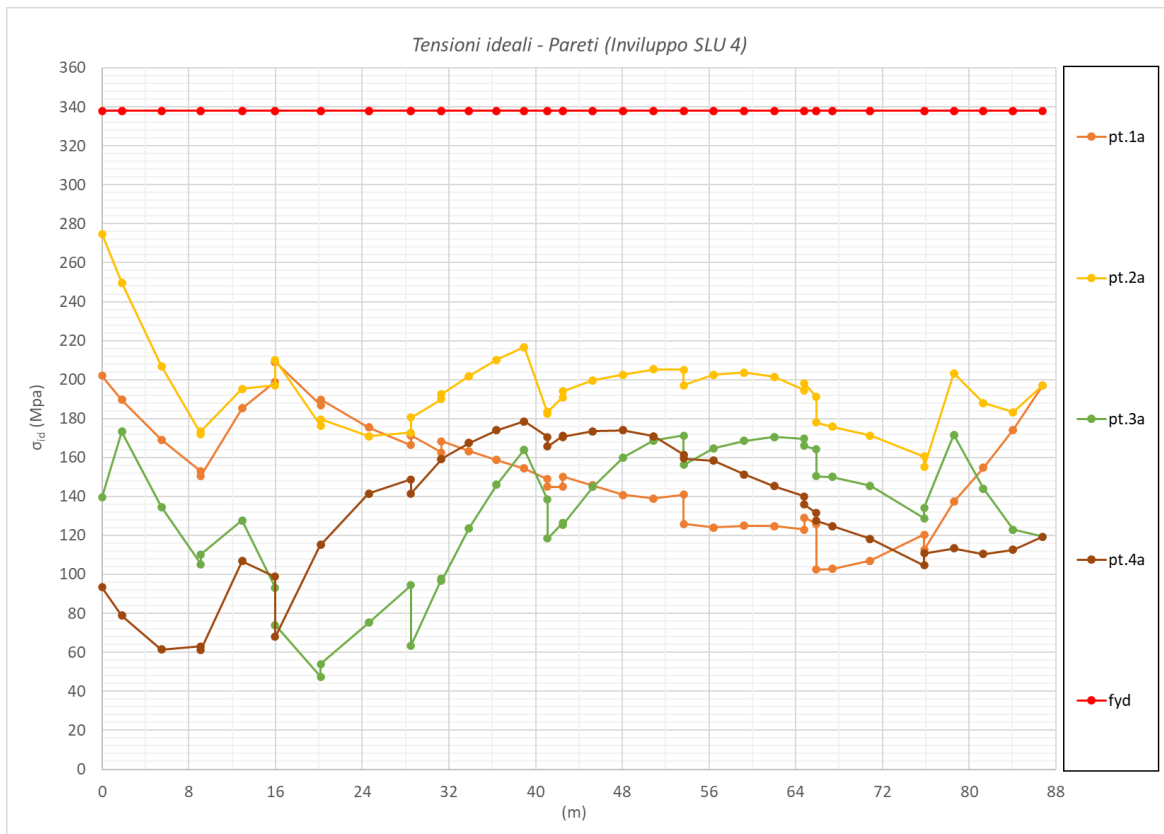
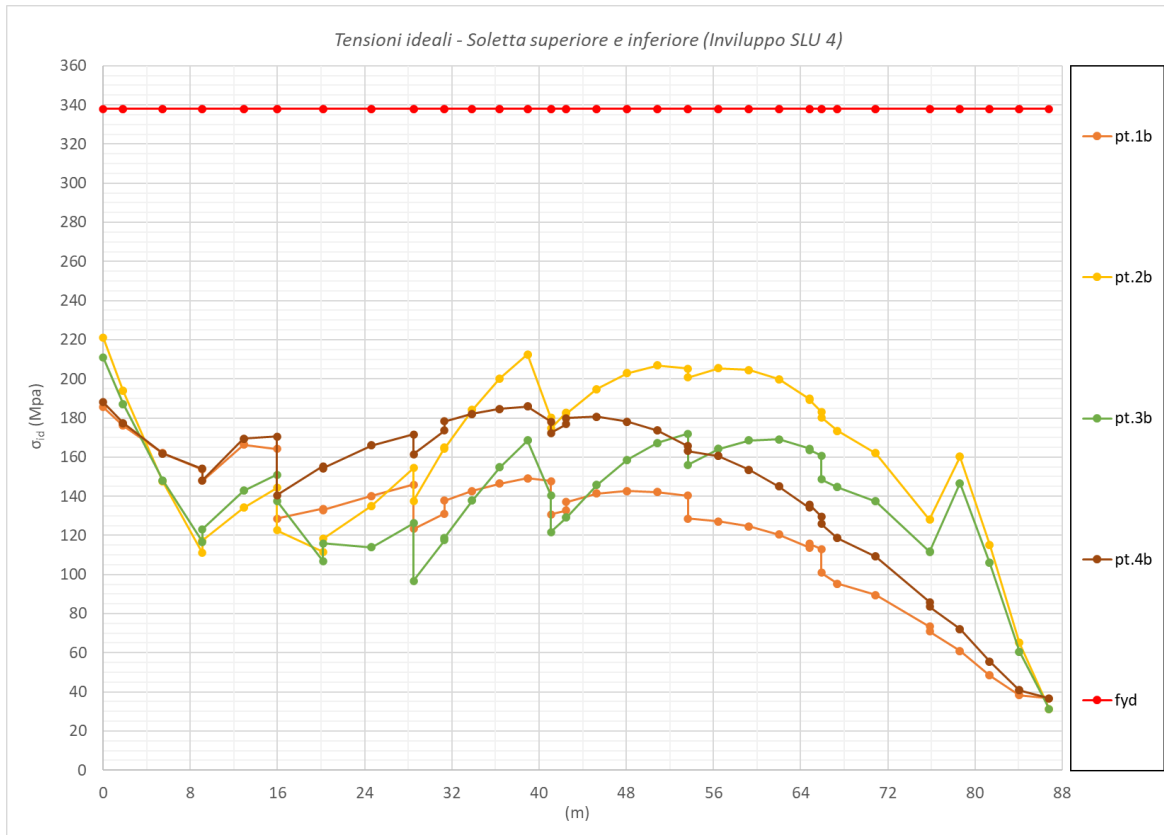
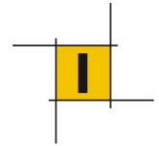


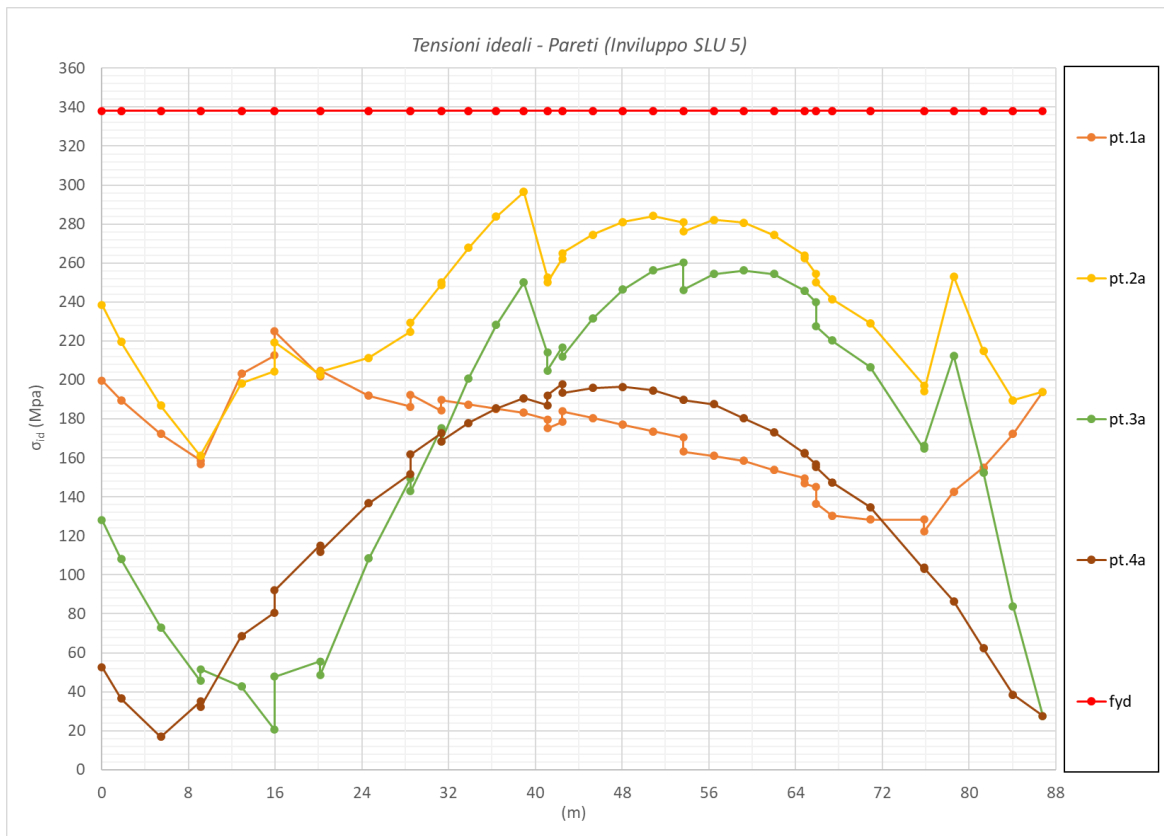
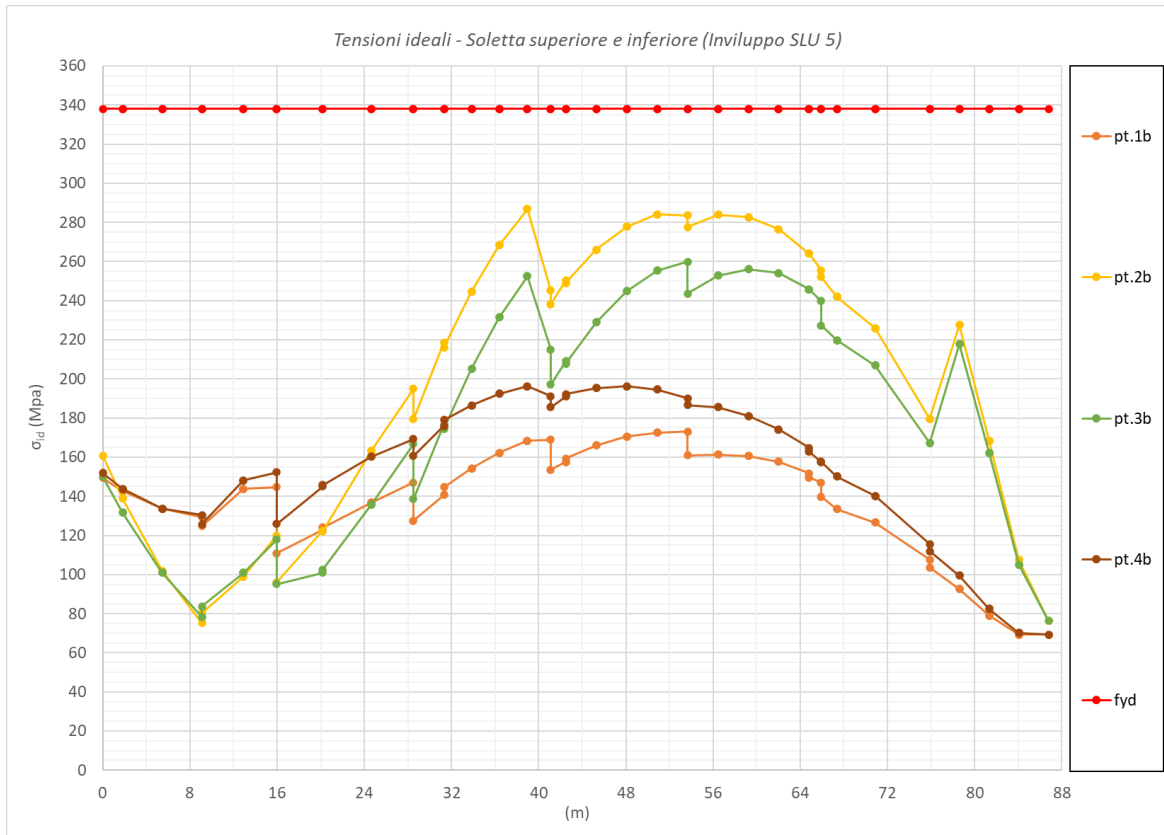
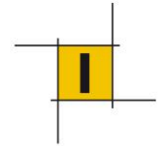
Combinazioni SLU – Corsie convenzionali per le azioni da traffico posizionate esterno curva:

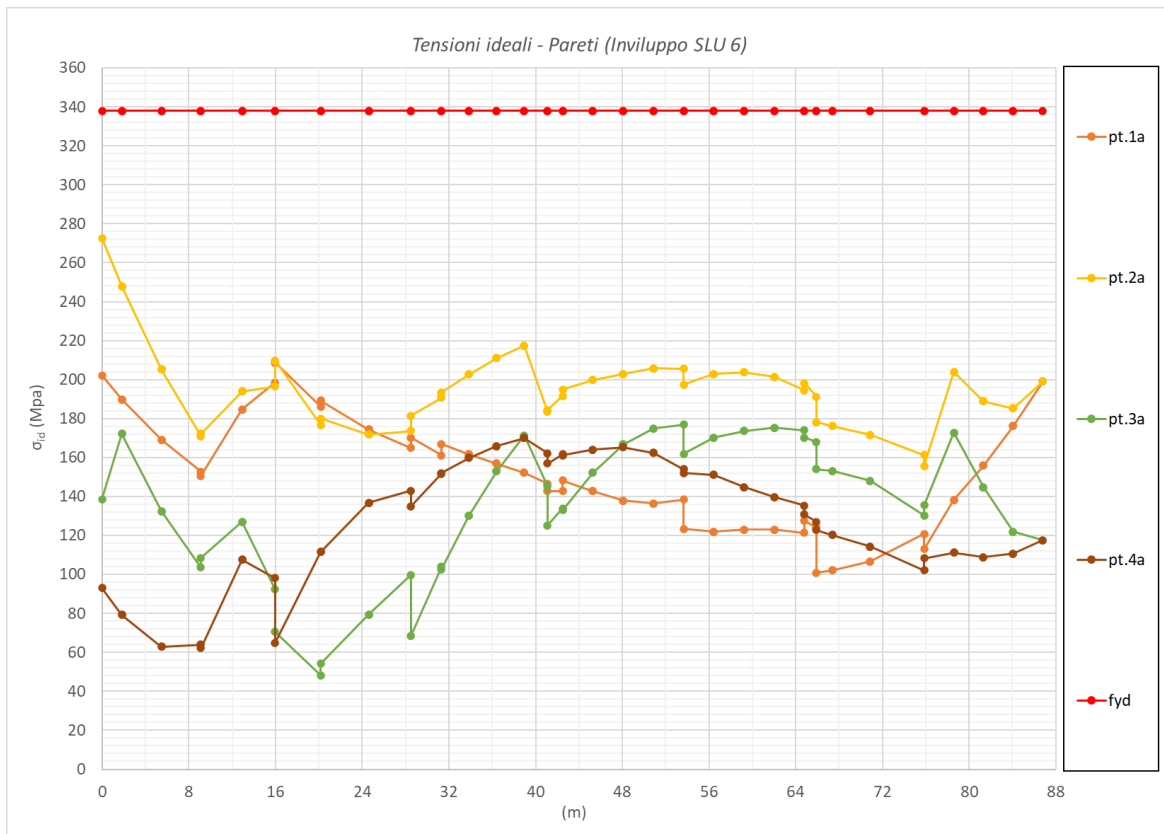
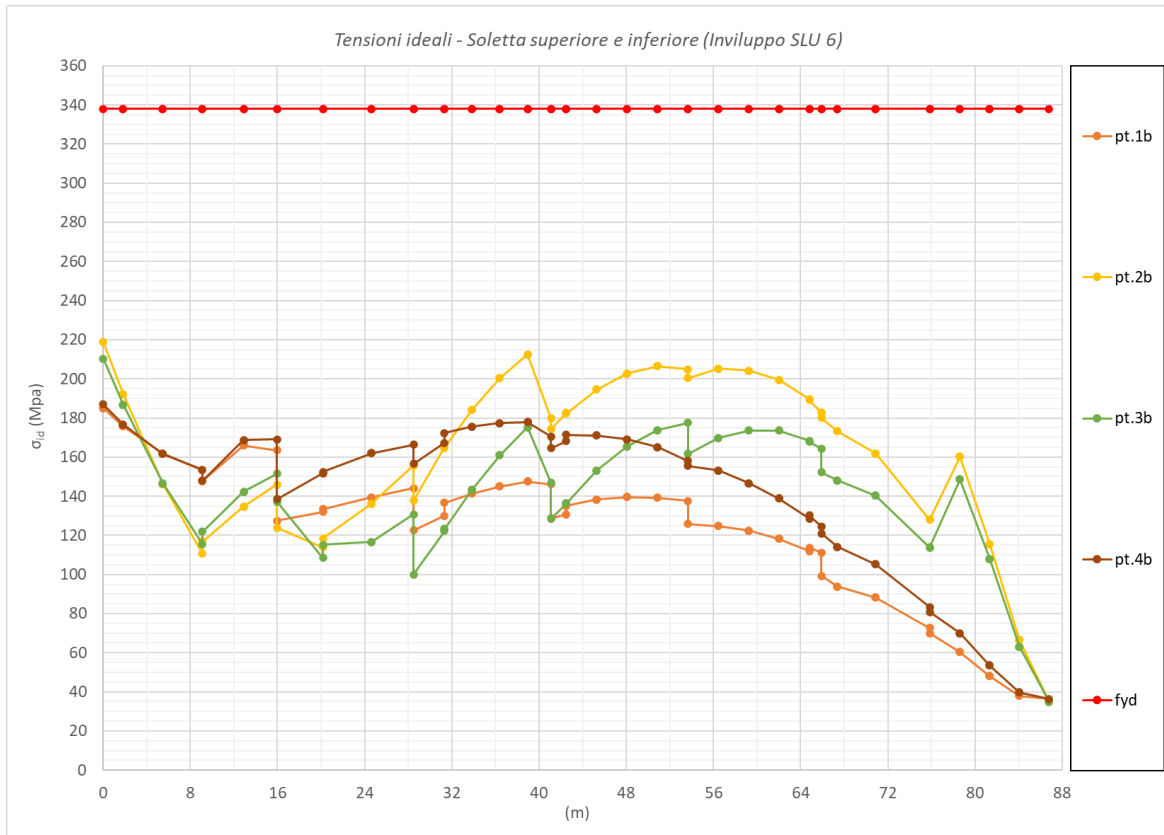
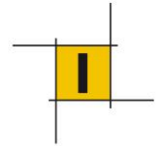


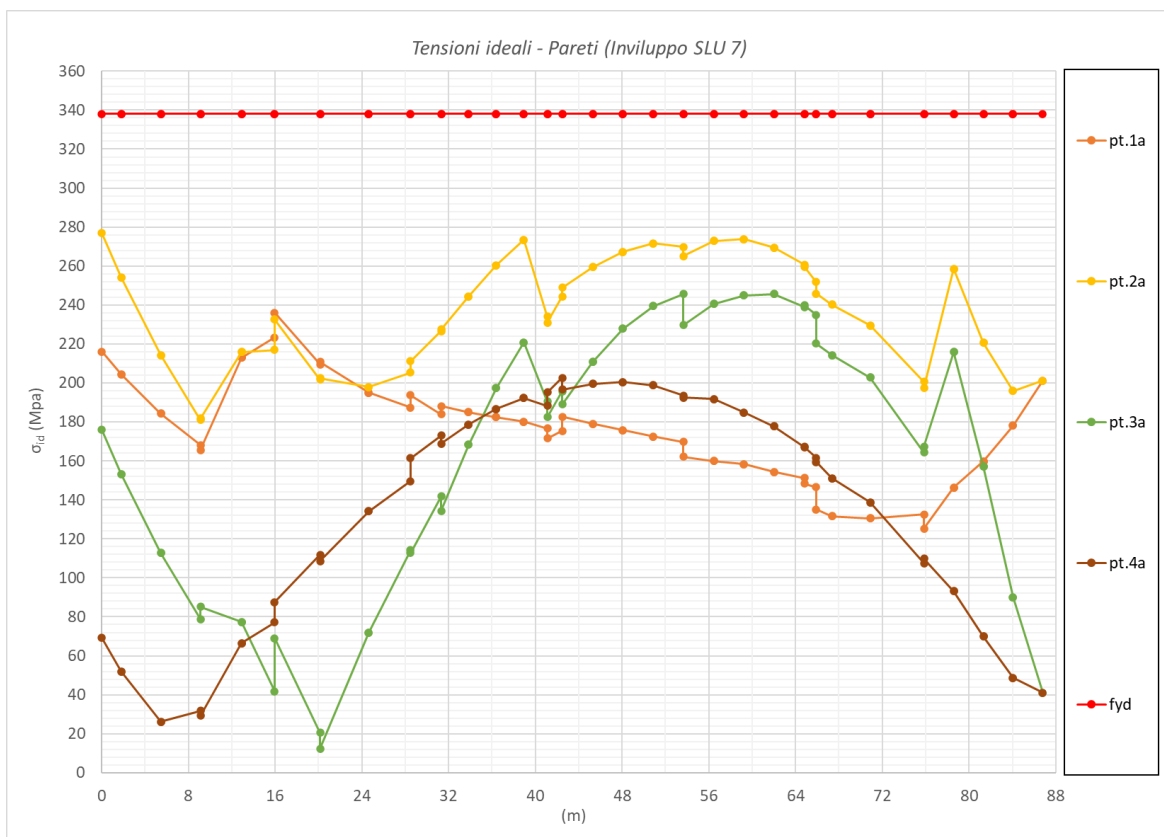
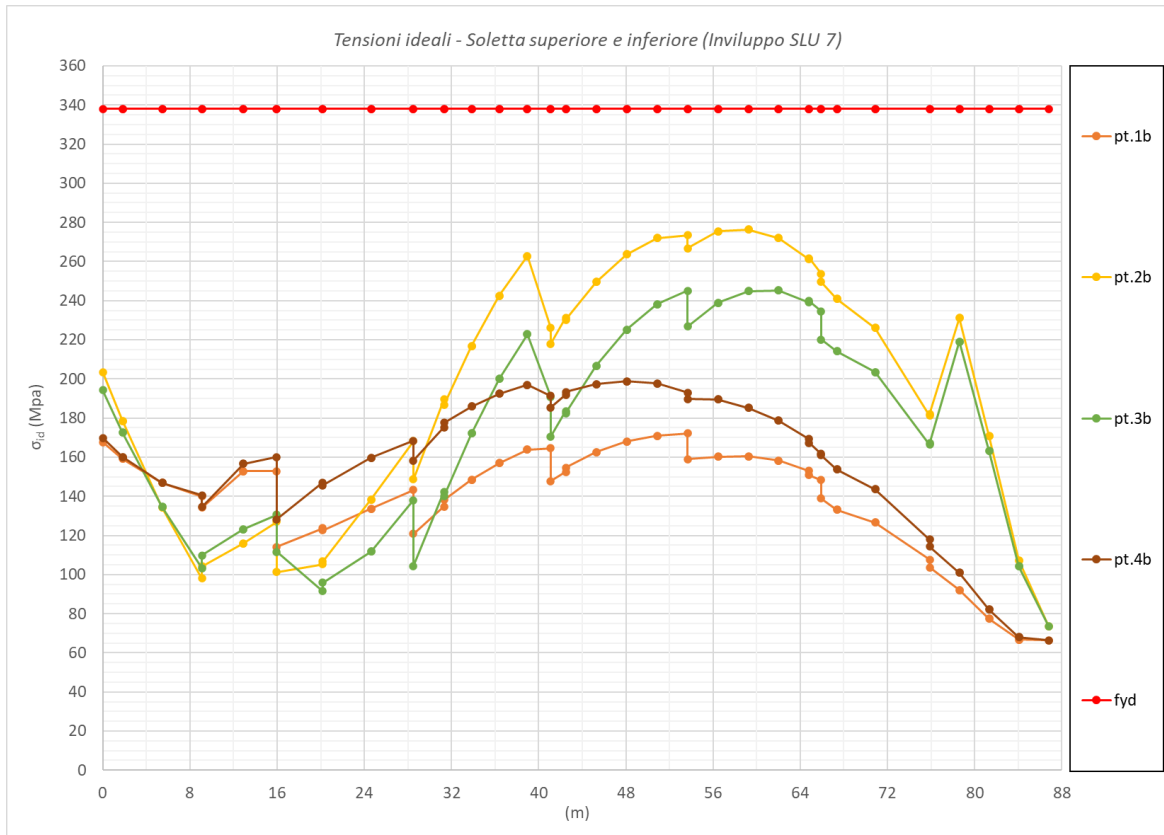
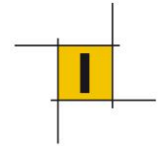


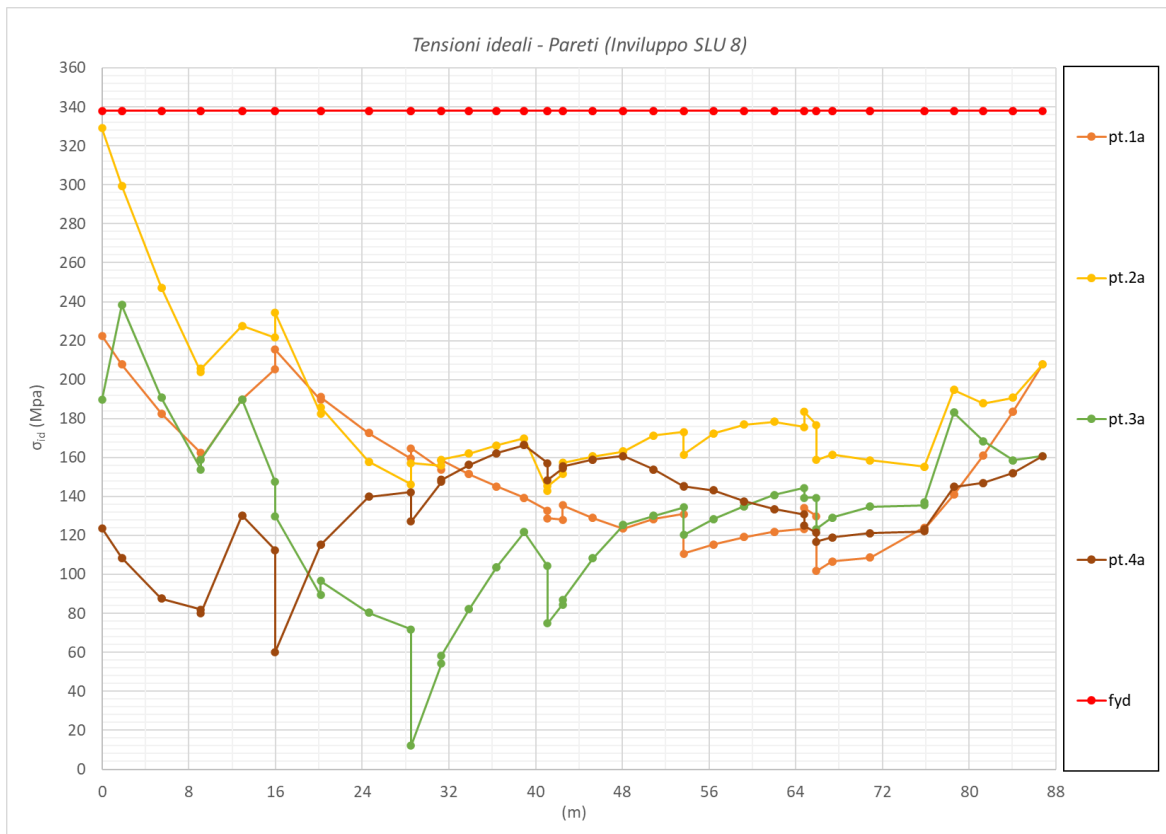
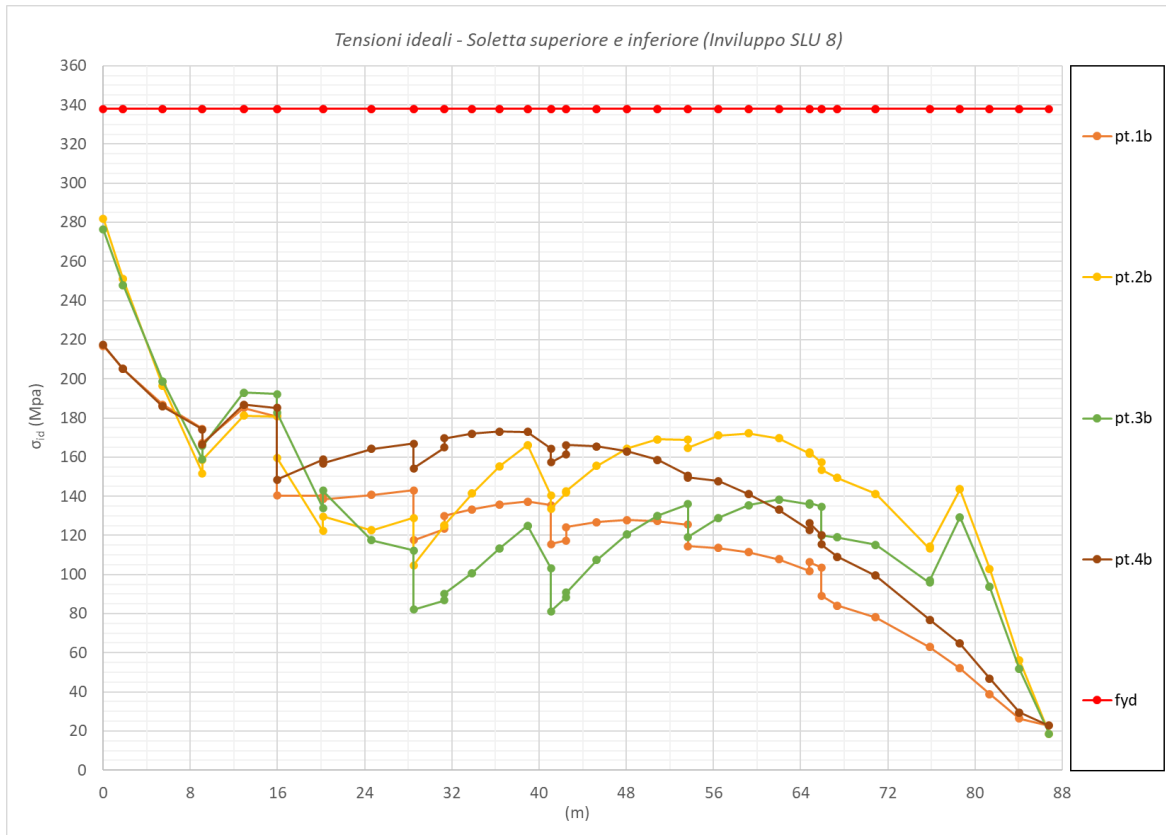
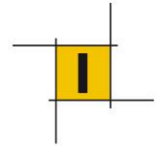


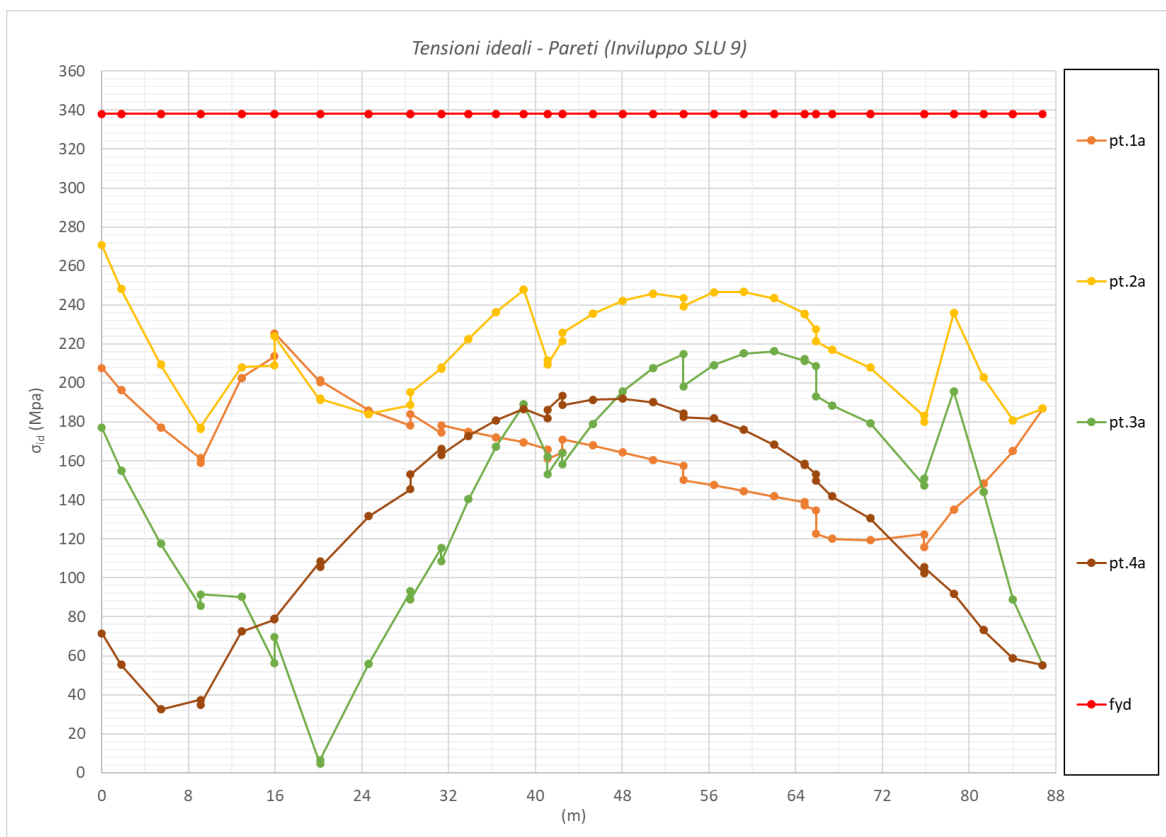
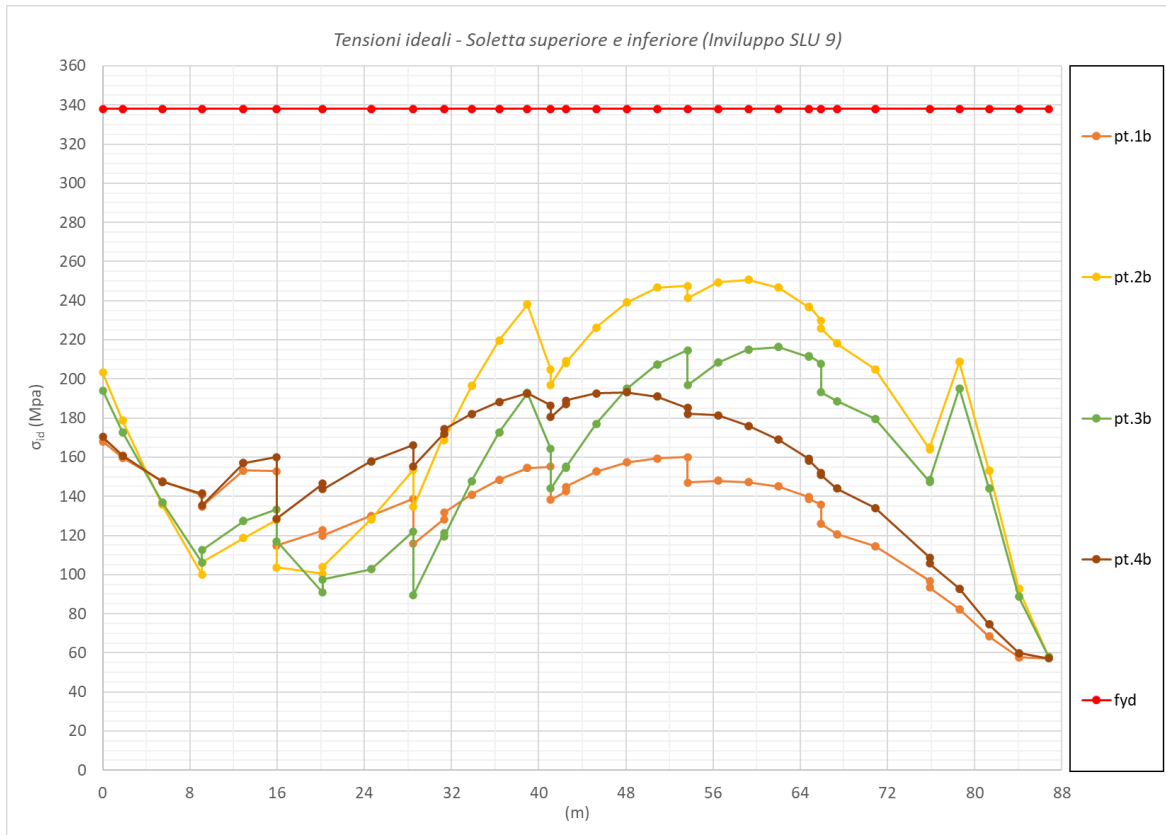
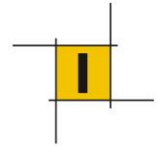


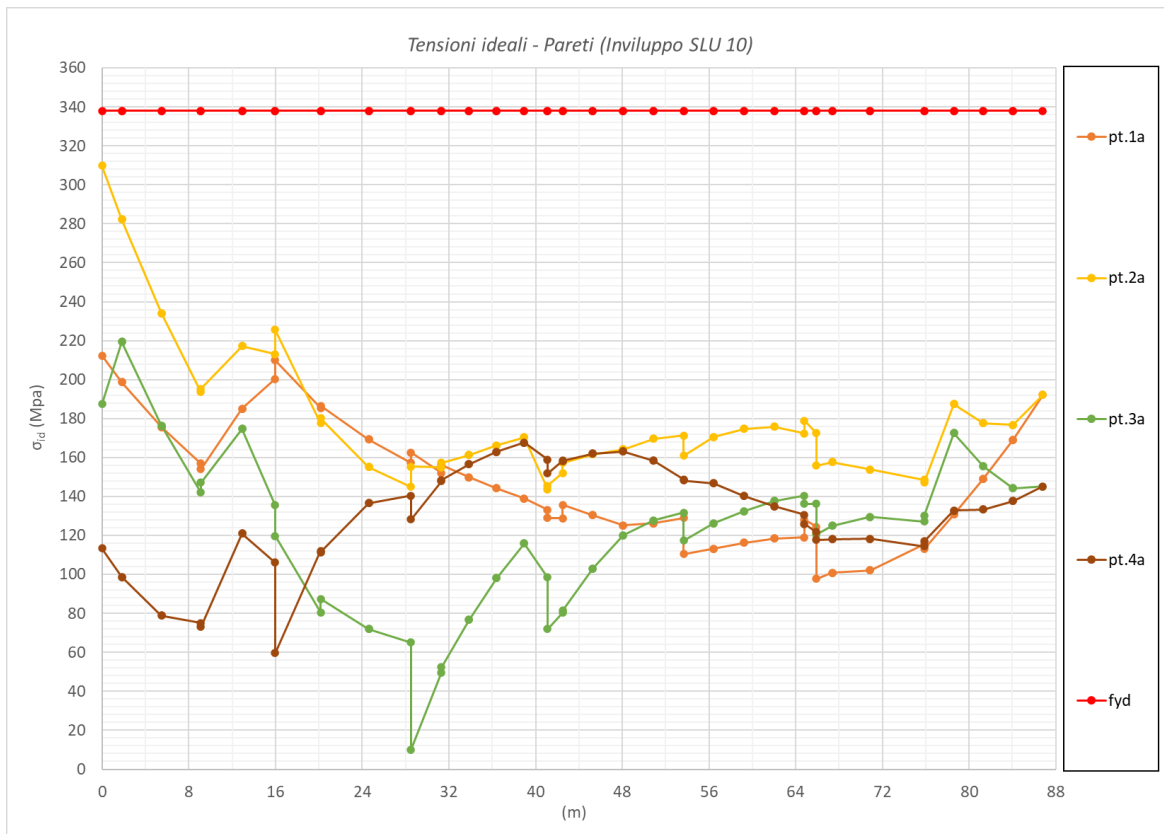
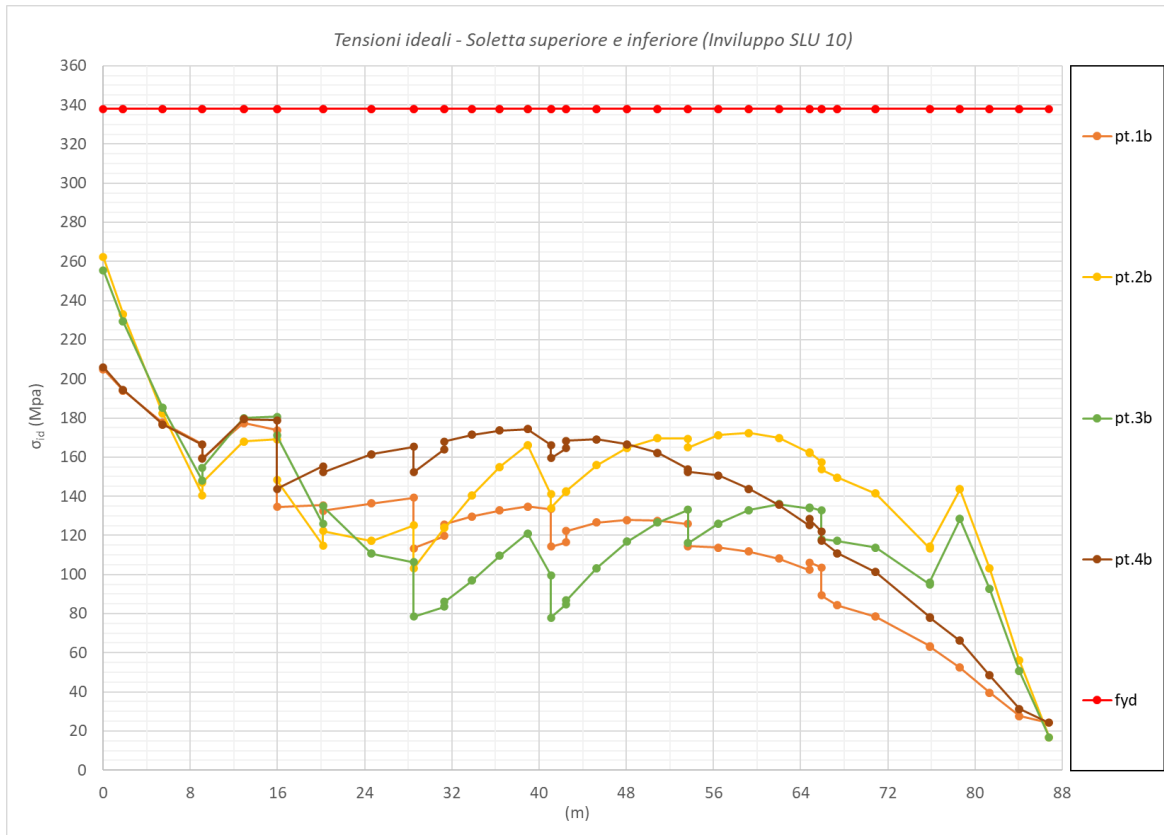
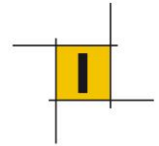


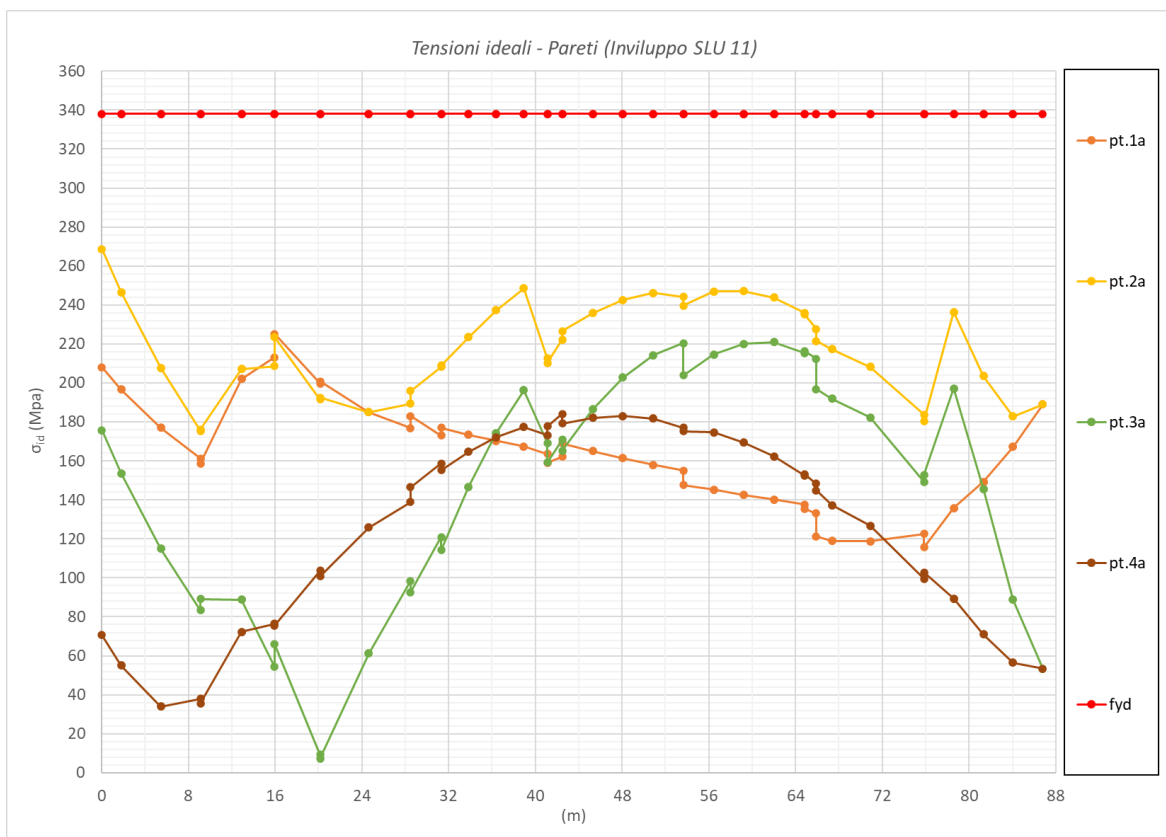
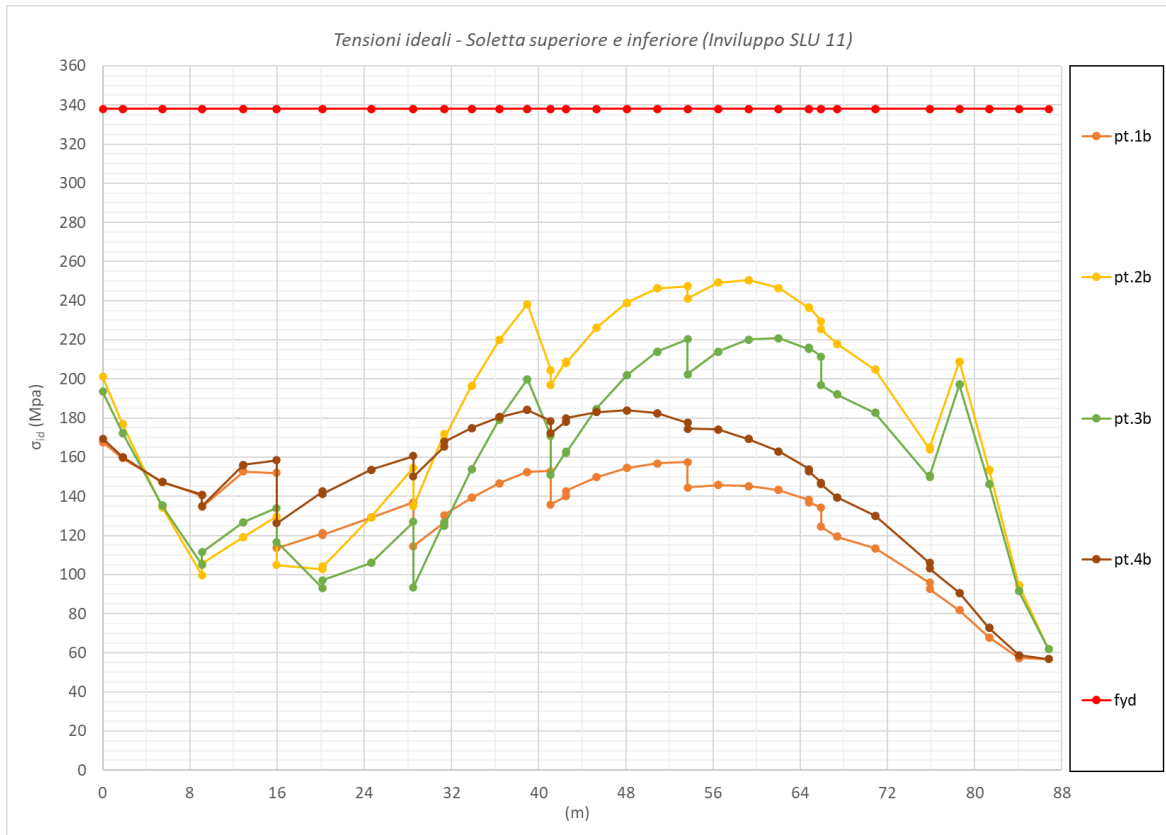
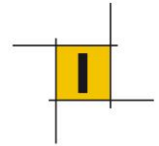


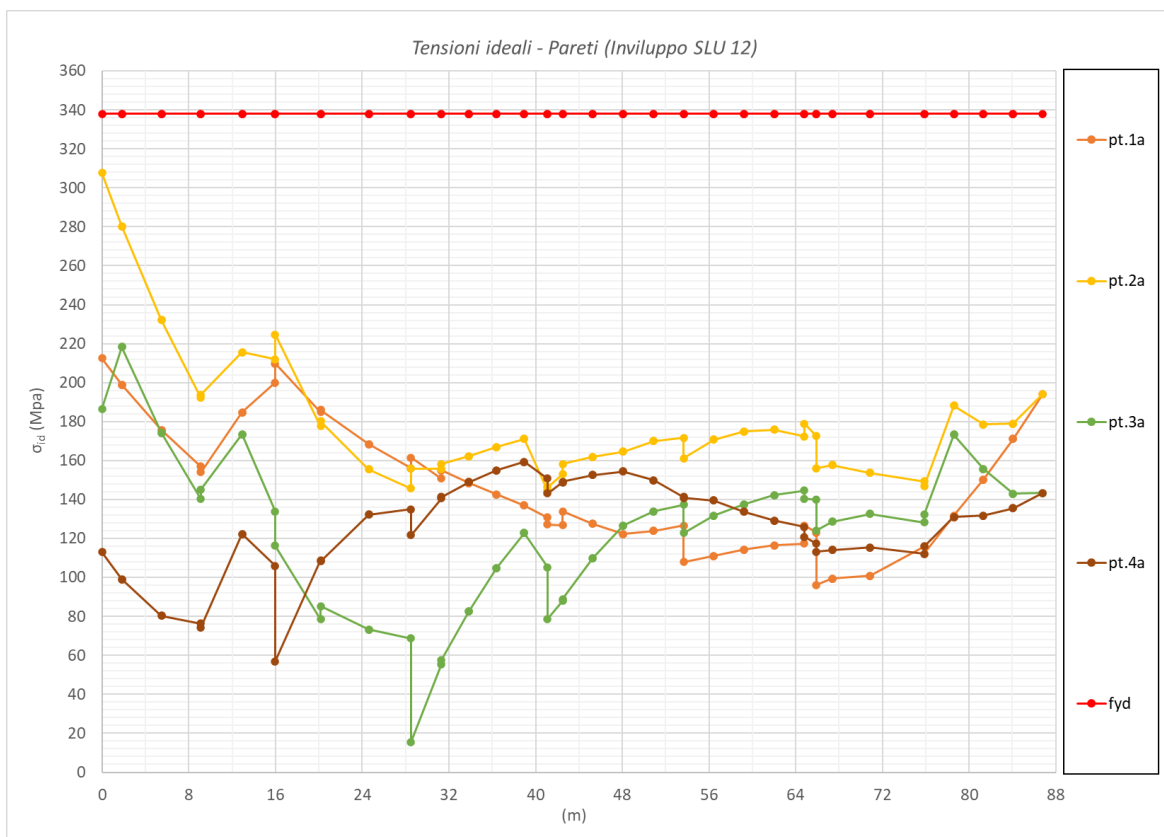
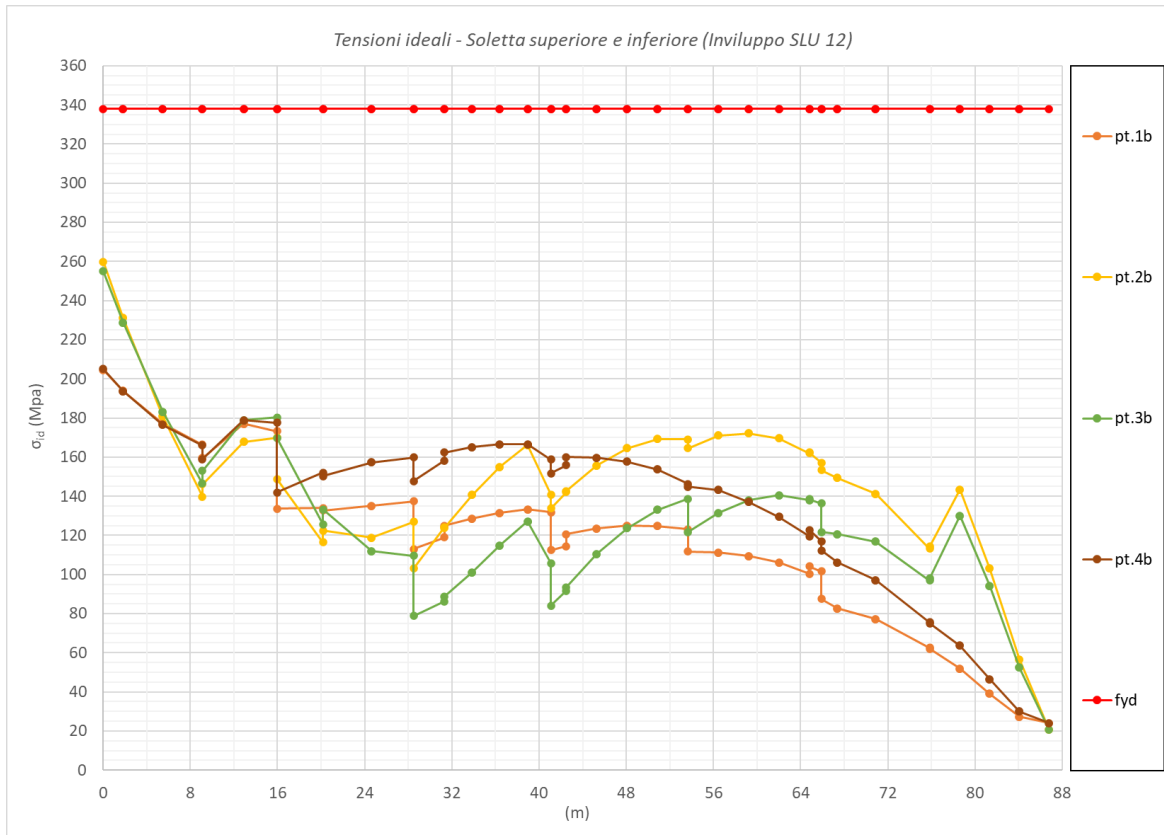
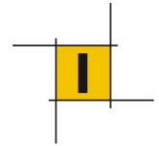


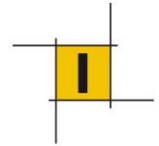




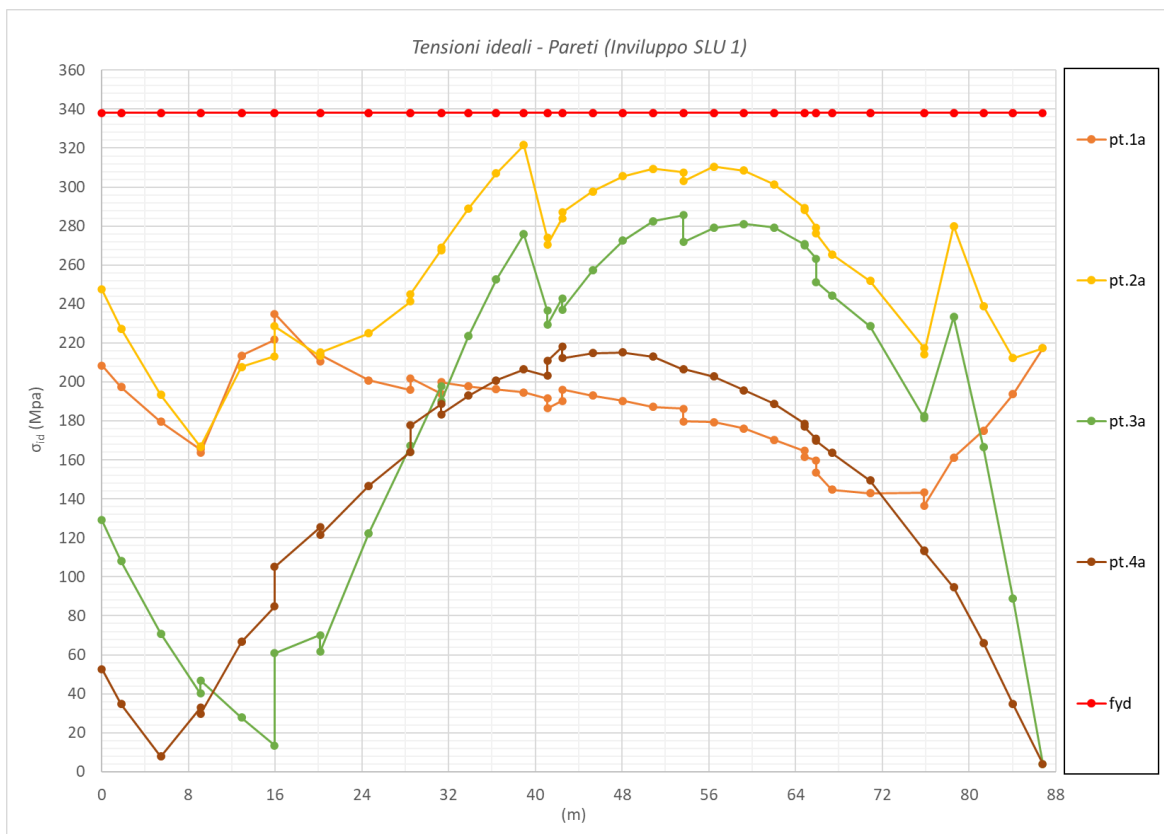
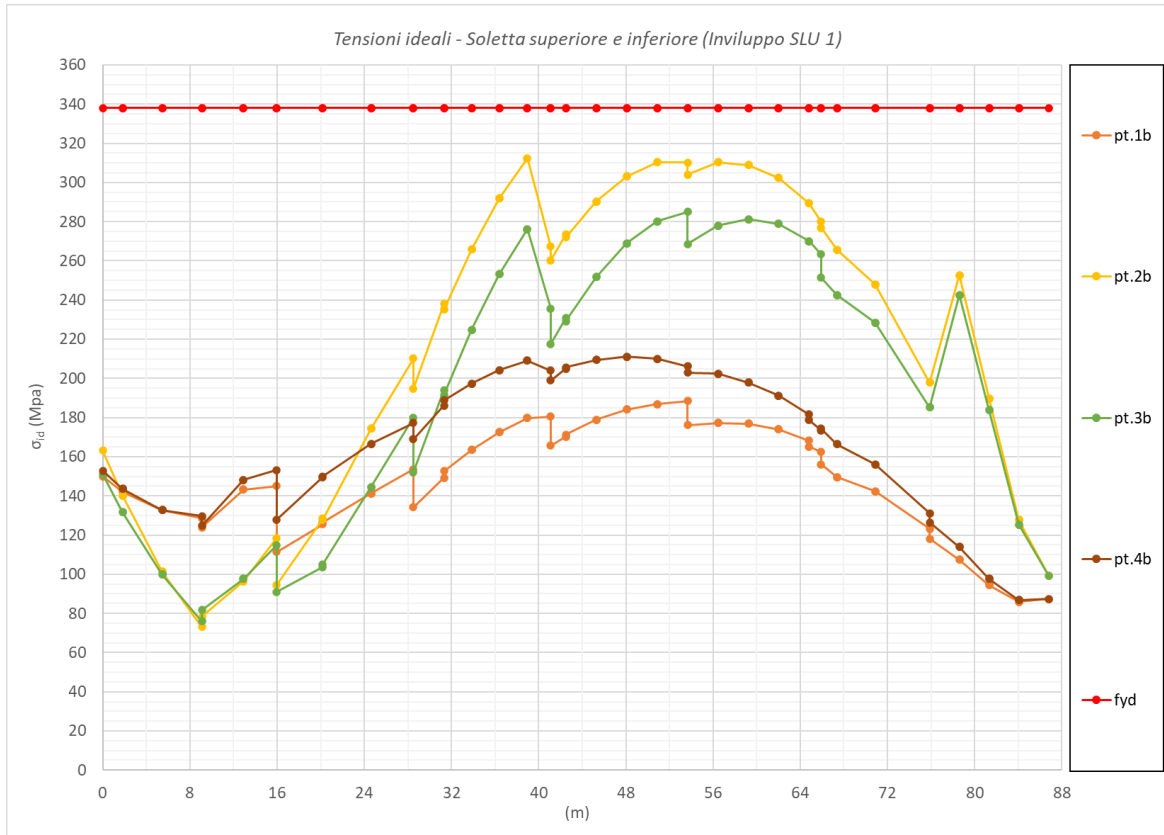


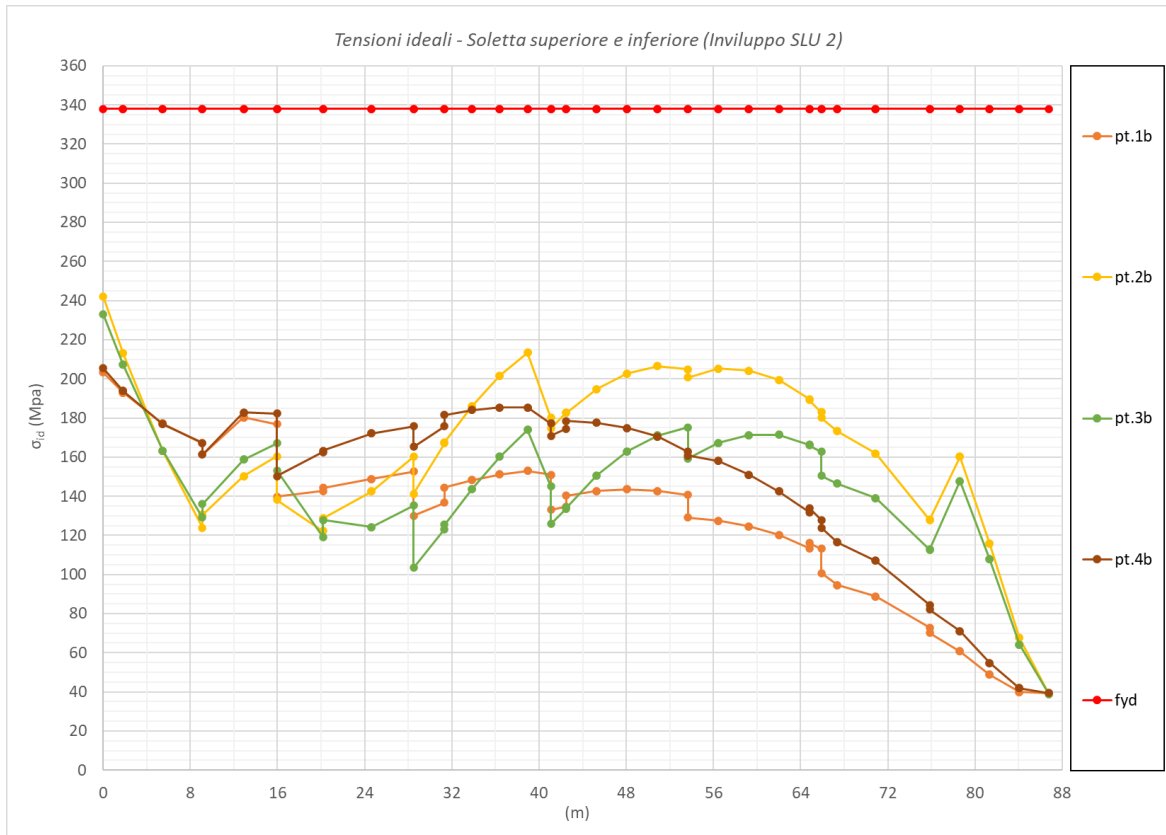
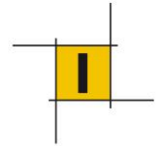


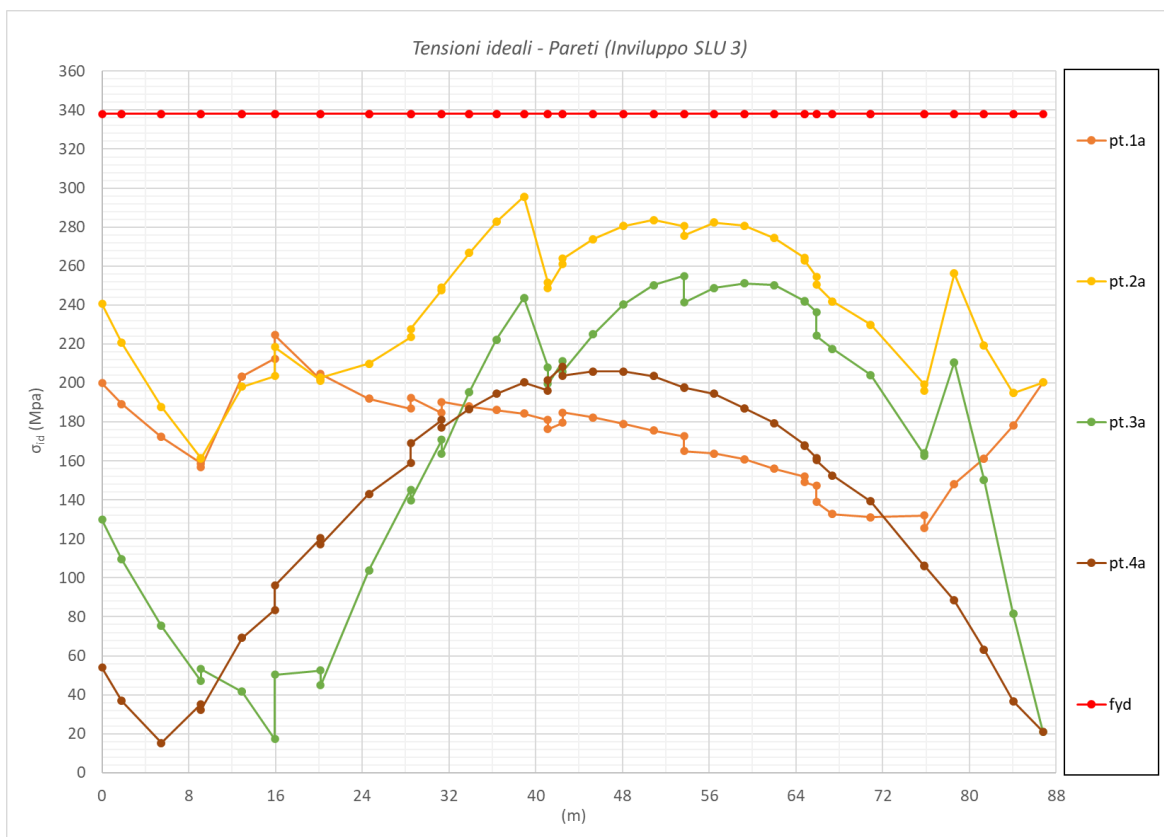
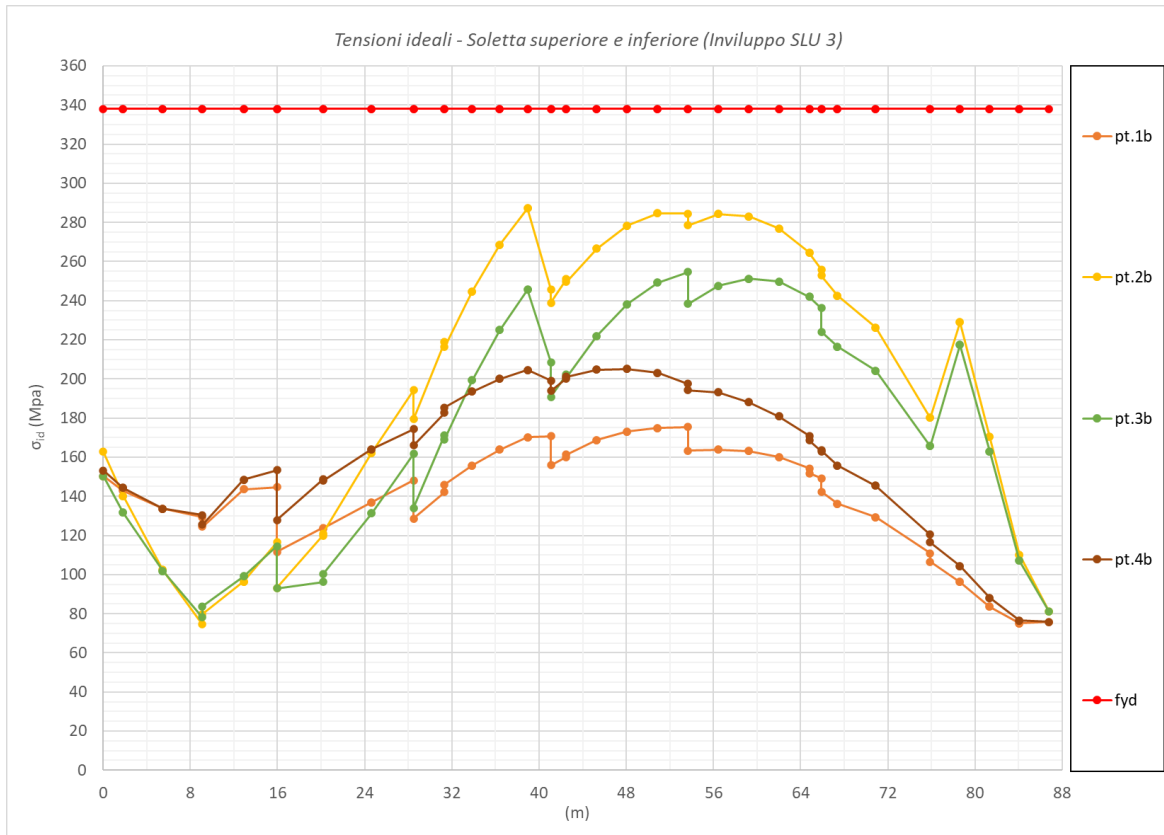
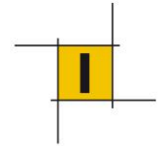


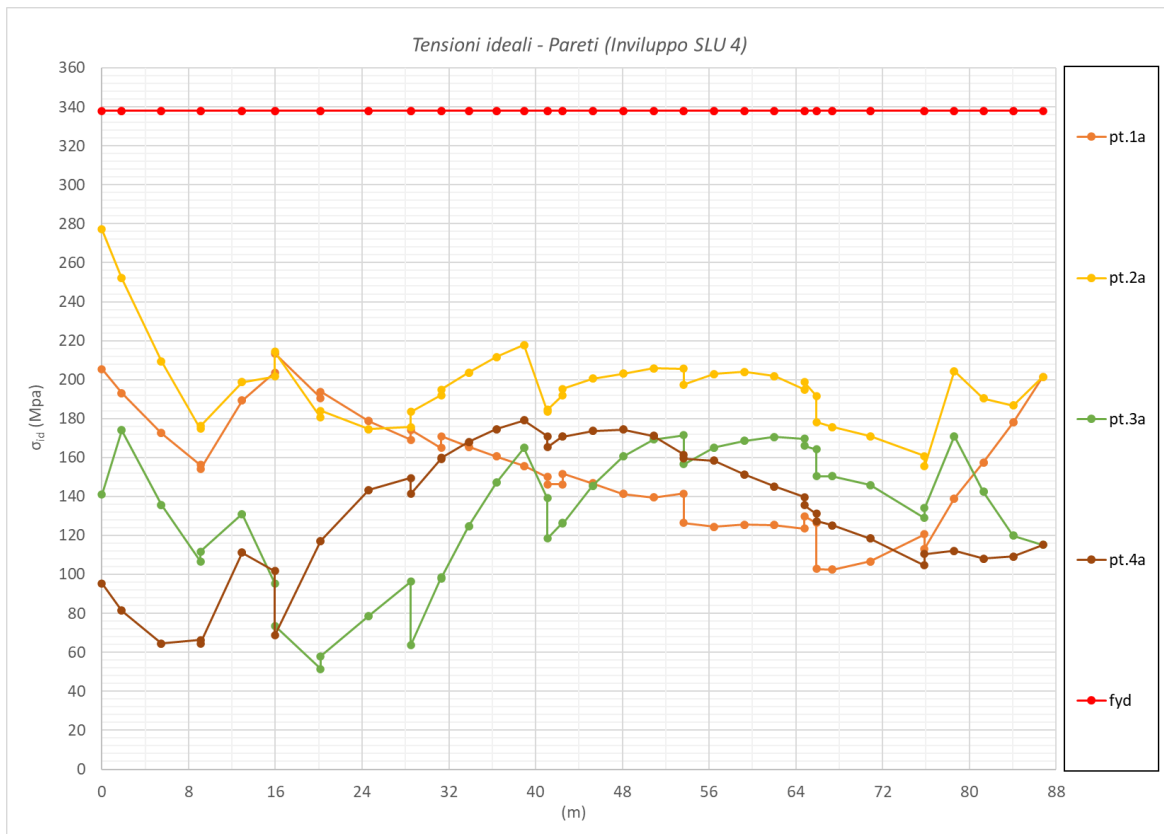
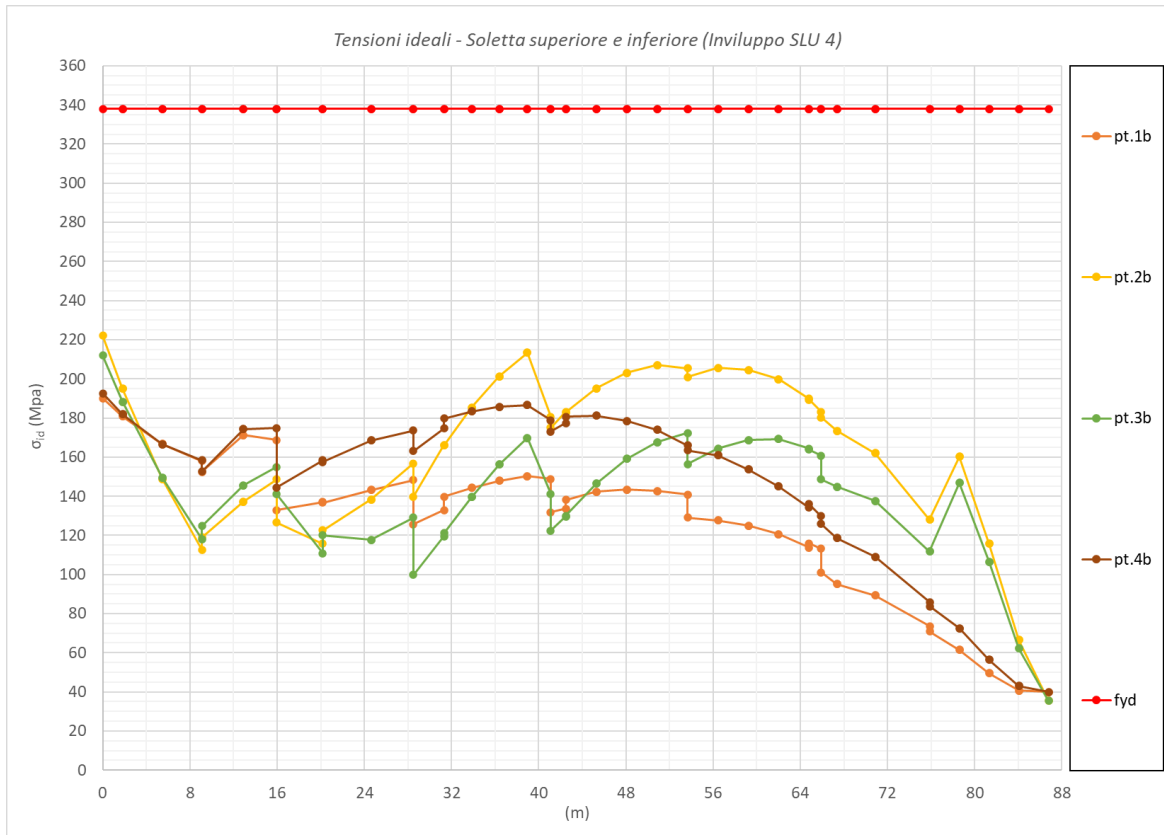
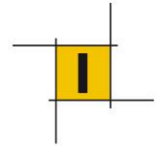


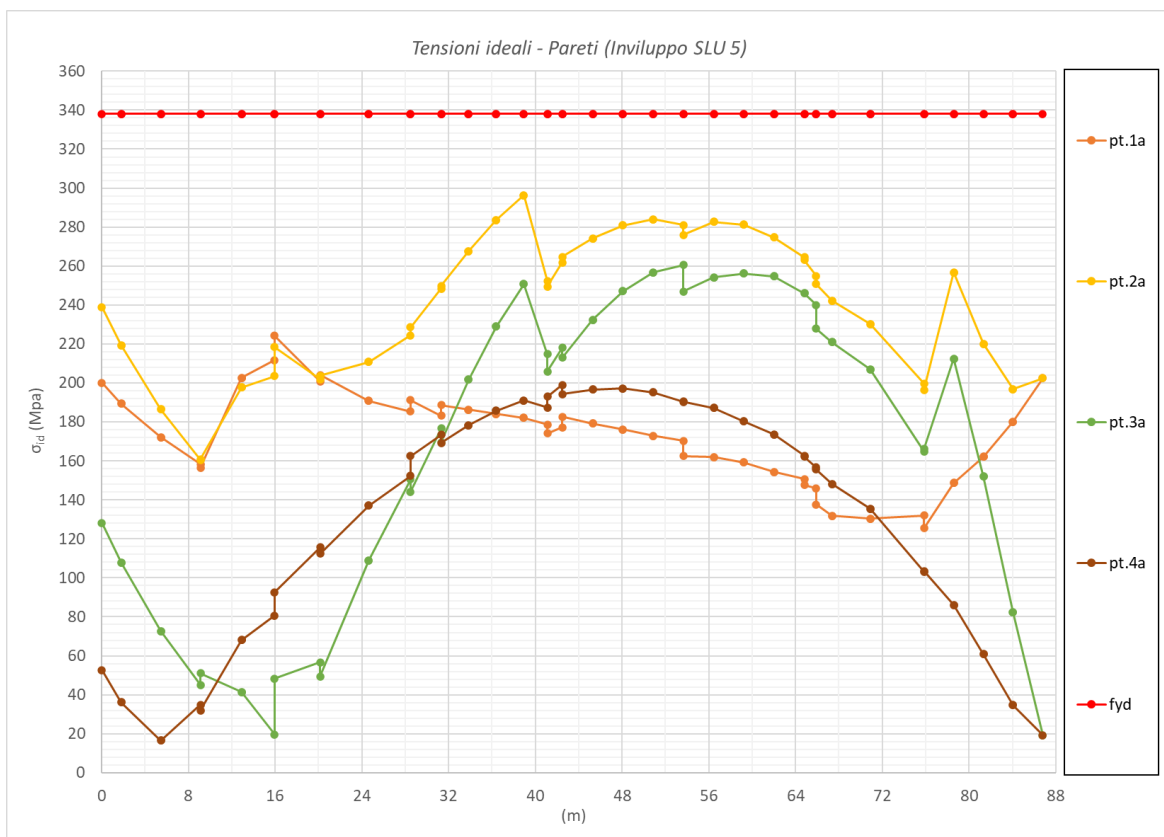
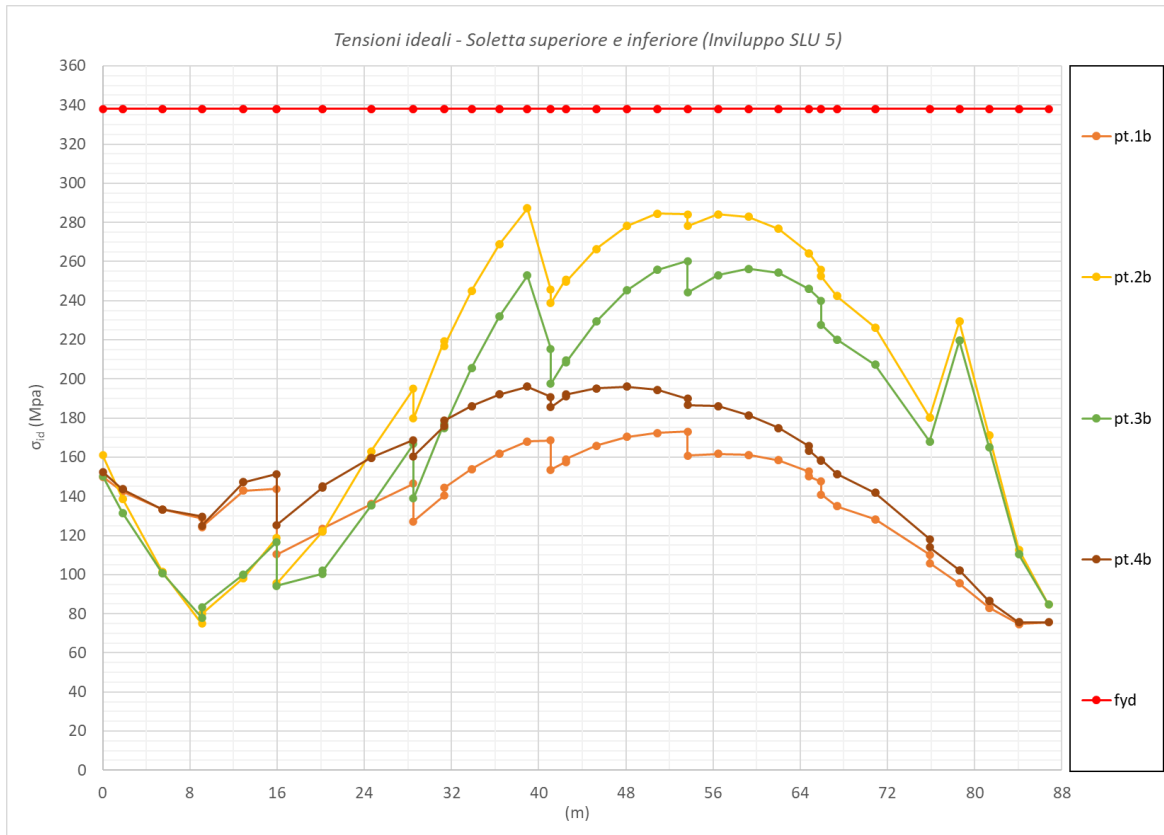
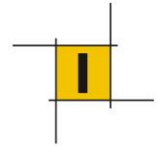
Combinazioni SLU – Corsie convenzionali per le azioni da traffico posizionate interno curva:

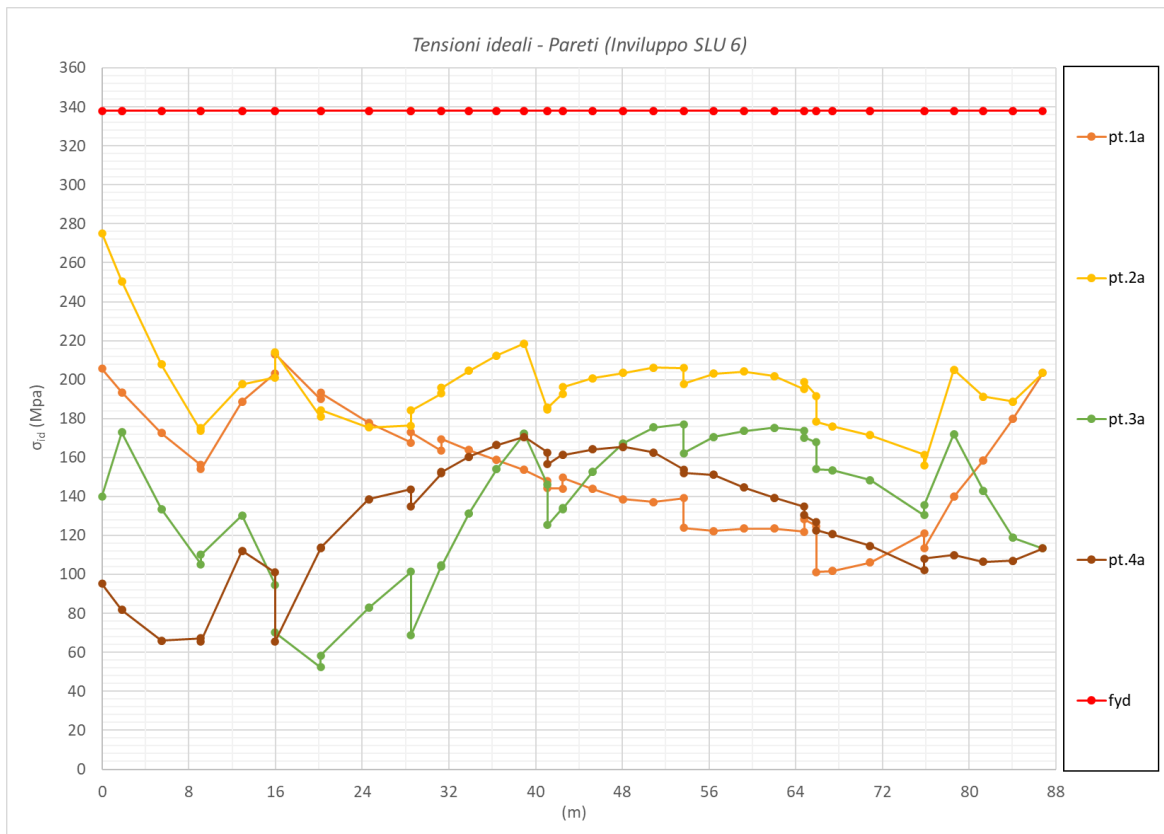
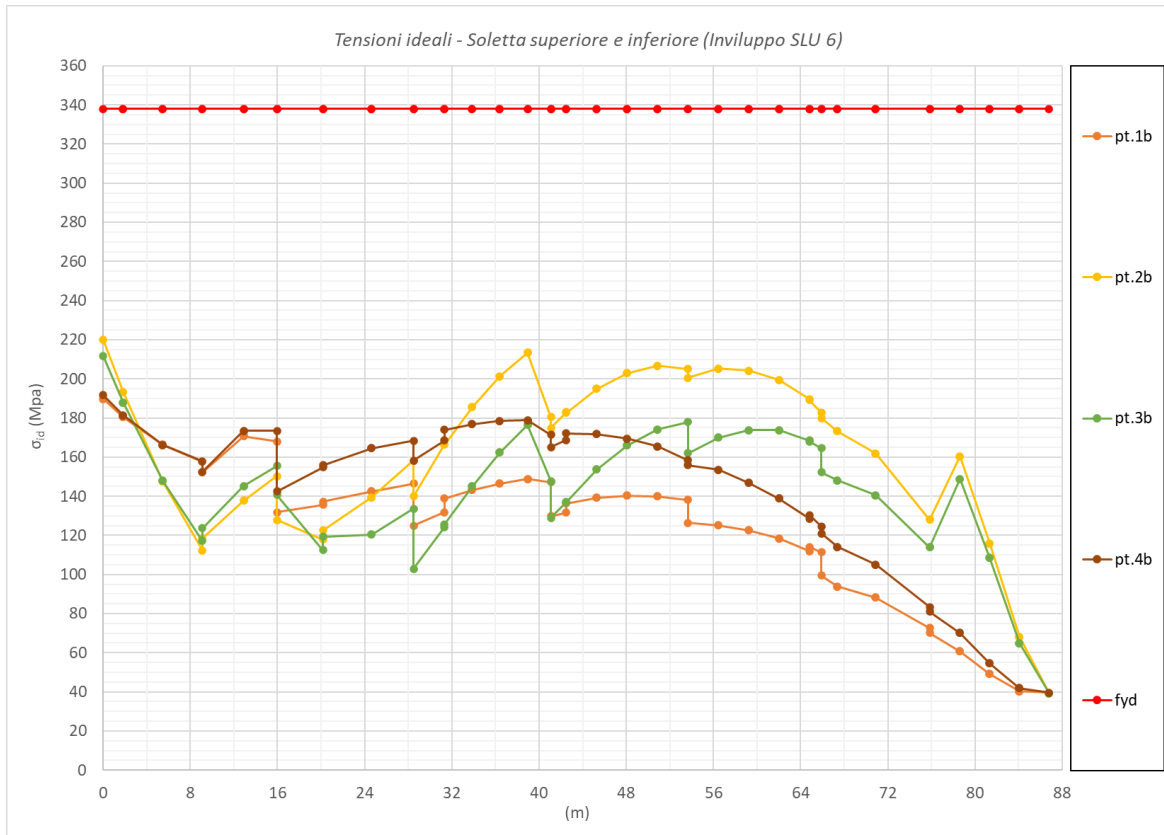
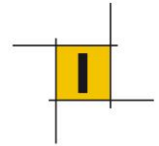


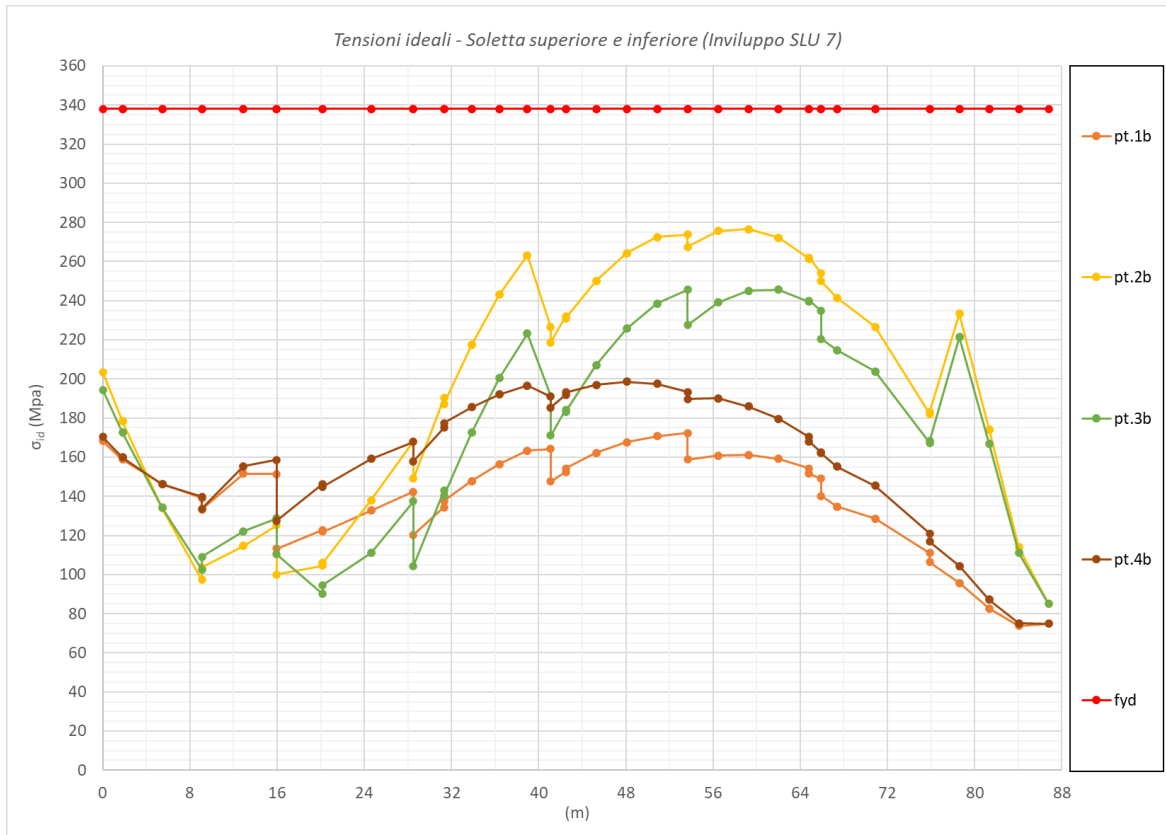
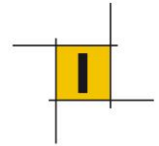


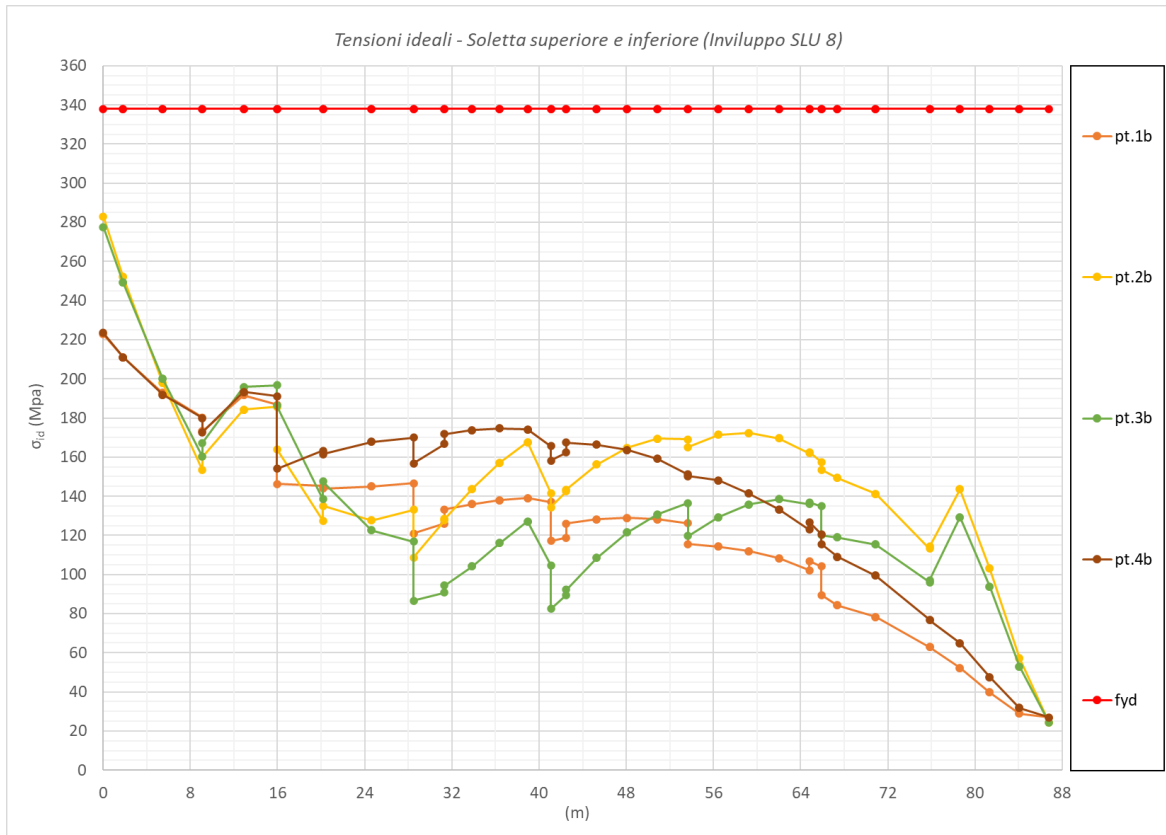
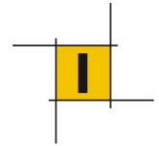


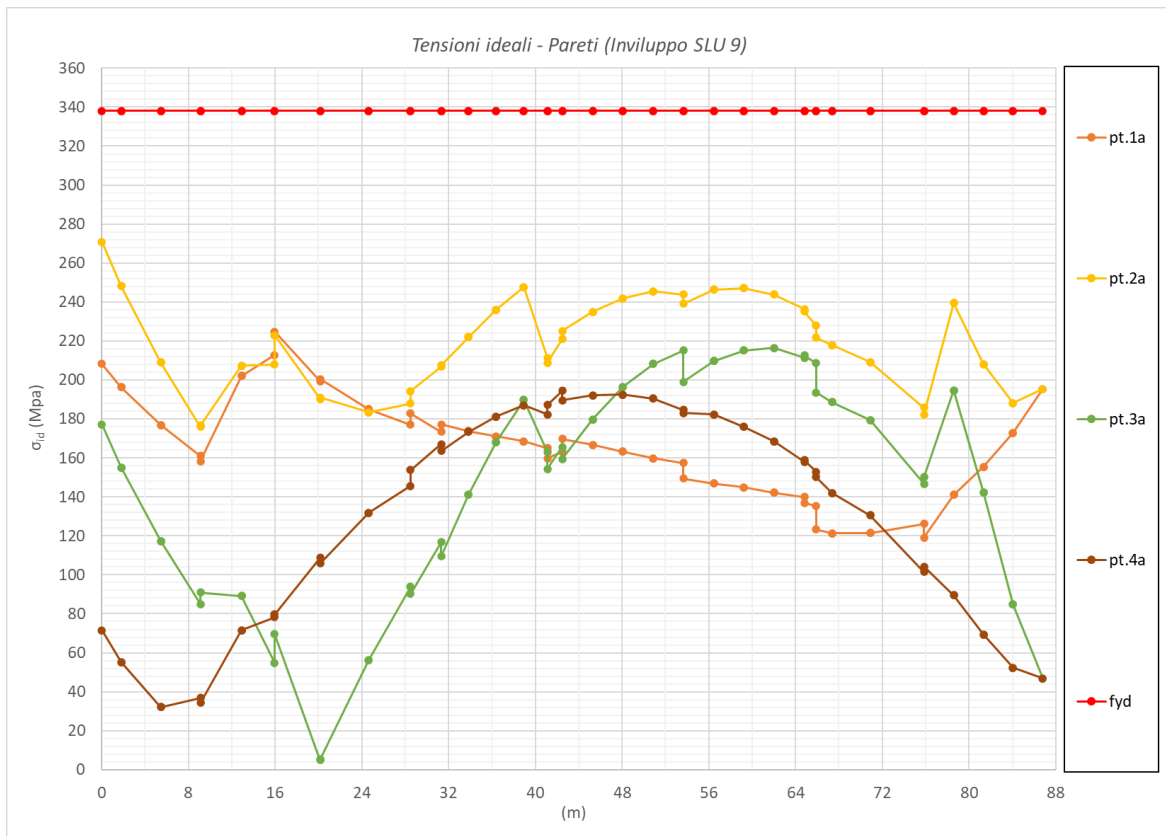
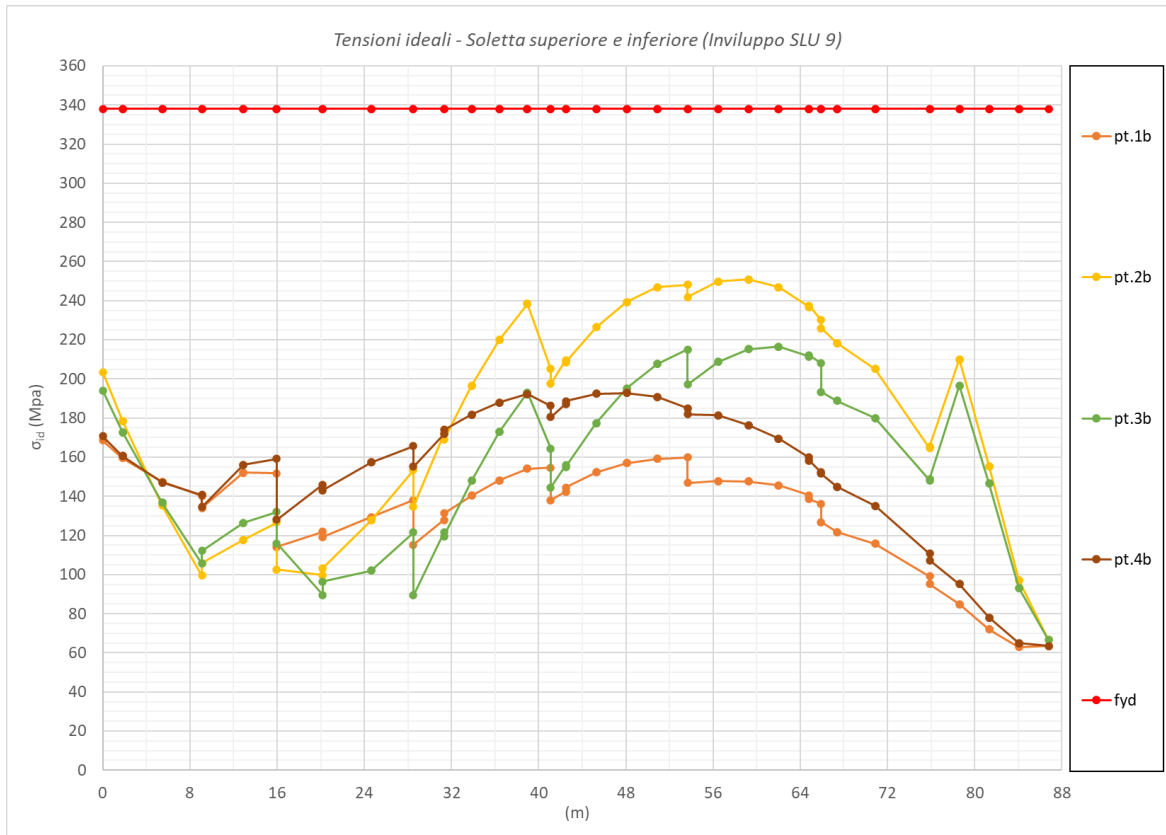
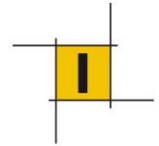


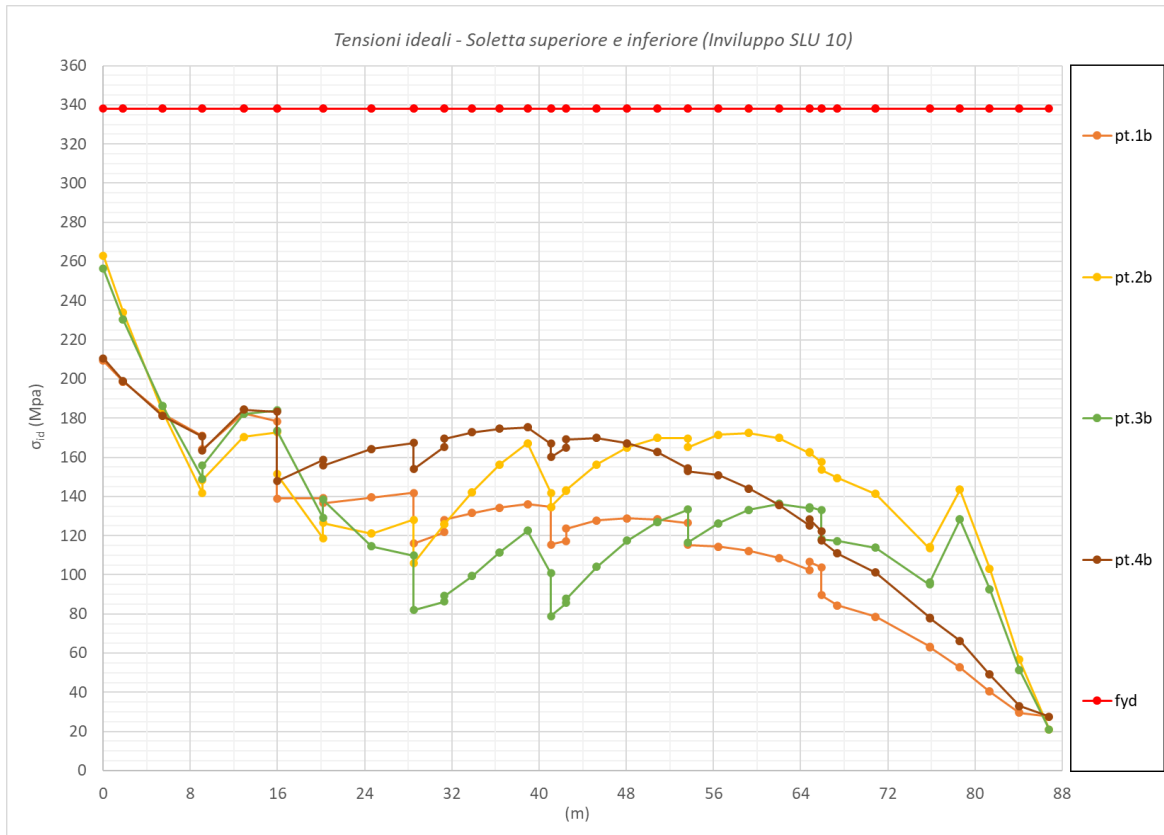
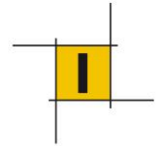


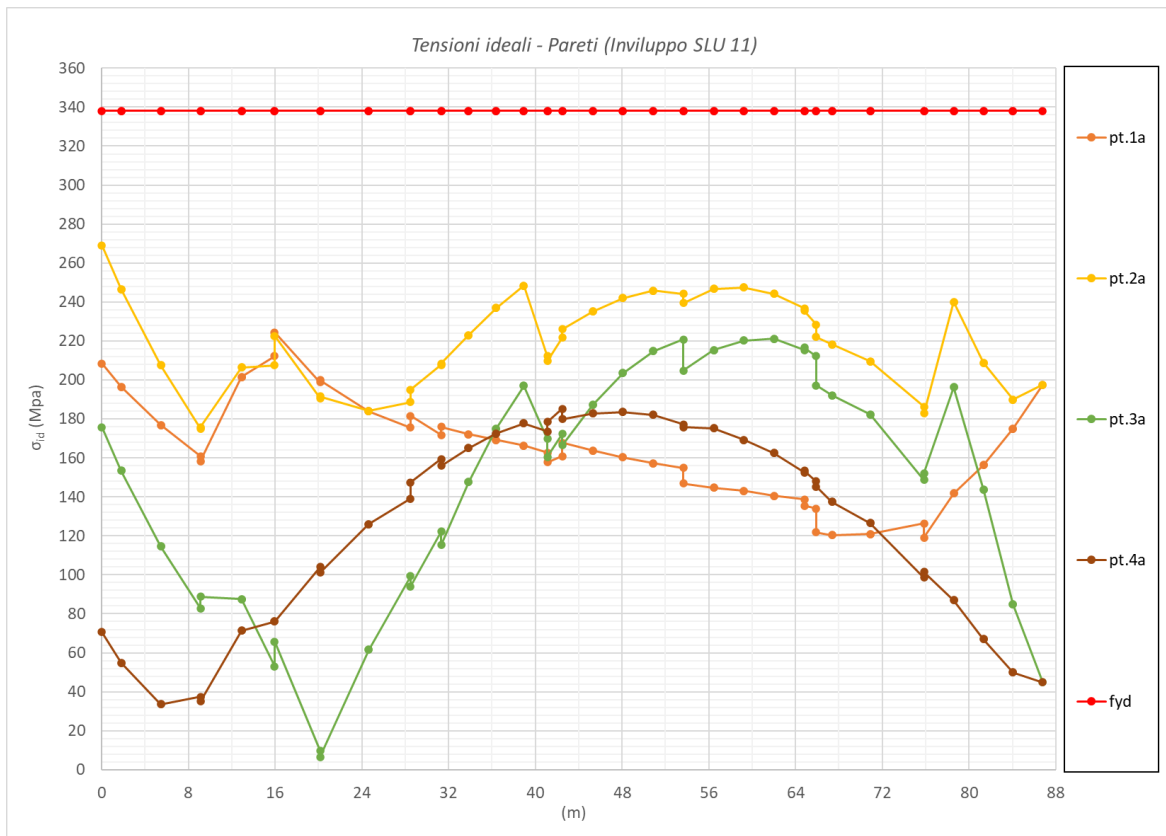
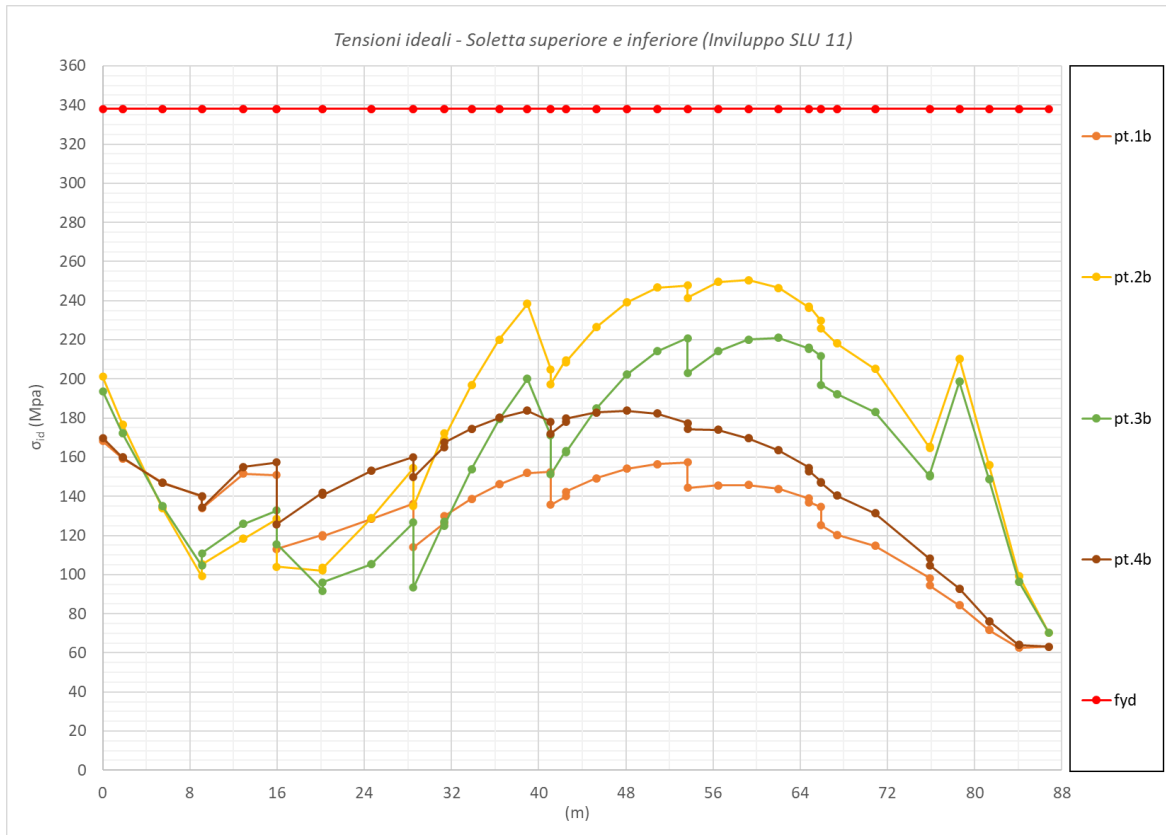
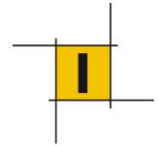


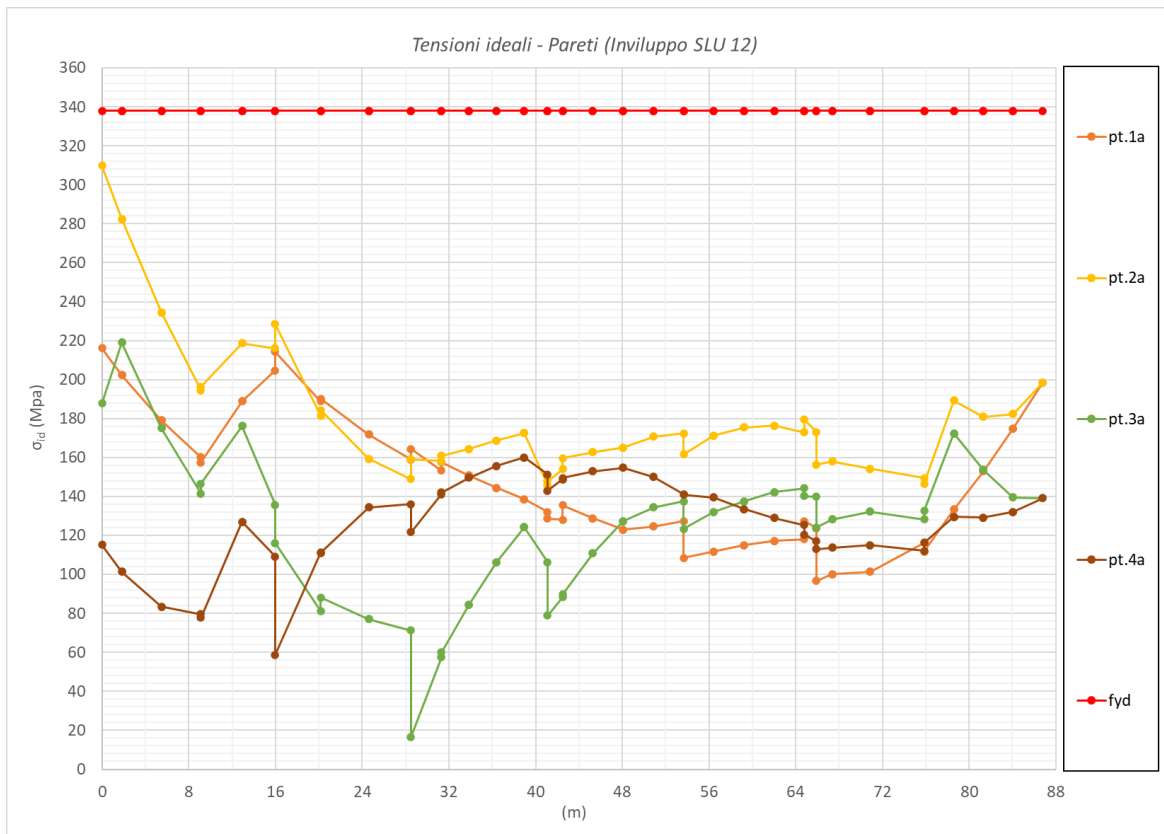
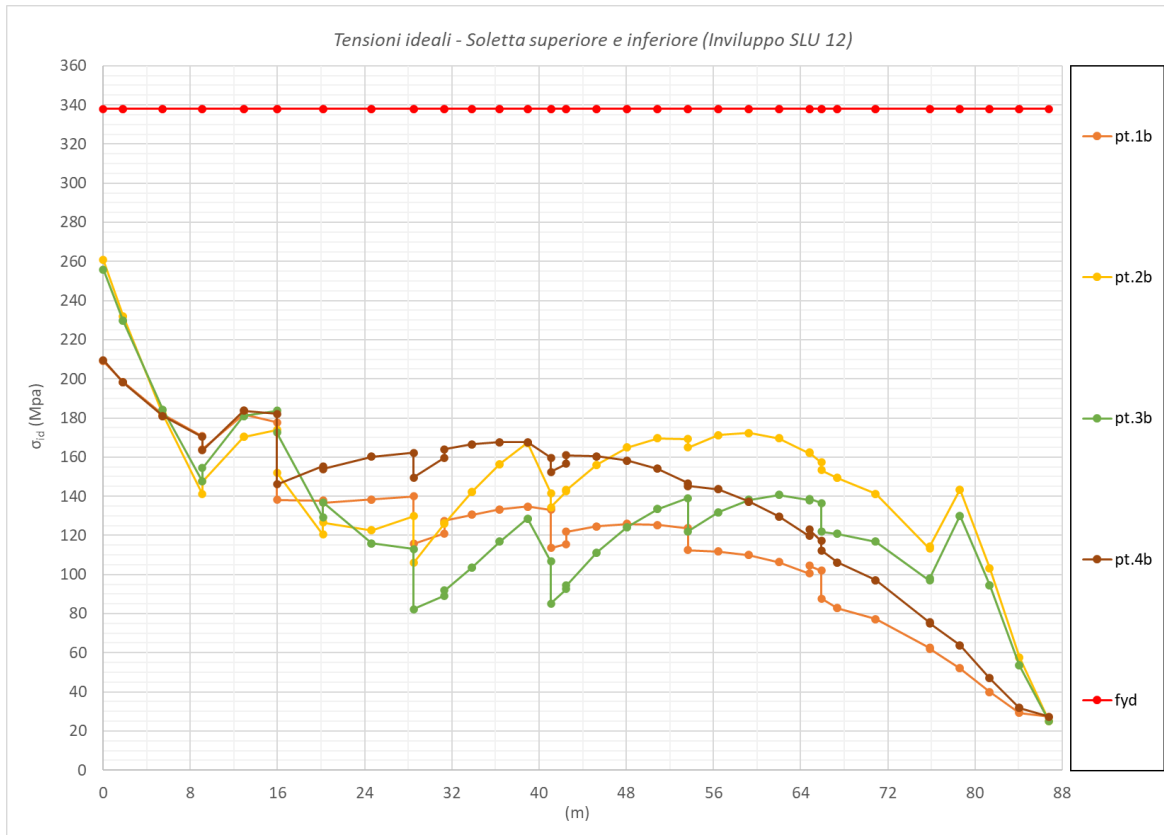
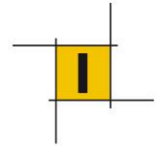


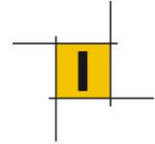












Le tensioni ideali non superano in nessun punto la tensione limite di progetto ($355/1.05= 338$ MPa). Pertanto le verifiche di resistenza risultano soddisfatte.

9.3 Verifiche a fatica

Le verifiche a fatica vengono condotte secondo i criteri delle NTC2018 (§4.2.4.1.4).

I dettagli interessati dalle verifiche a fatica sono i seguenti:

- saldature di composizione delle lastre: pannelli d'anima a lastre superiori e inferiori;
- saldature trasversali tra conci.

La verifica a fatica viene condotta nei confronti della vita illimitata, ovvero considerando il modello di carico stradale 1

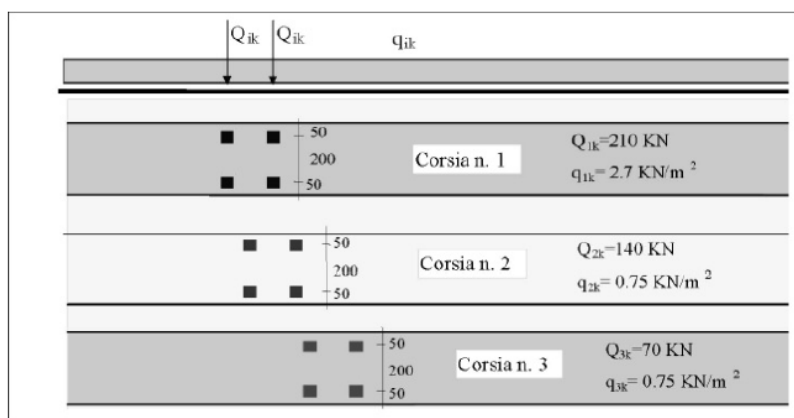
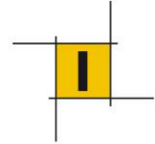


Fig. 5.1.4 - Modello di carico di fatica 1

L'espressione che regola la verifica a fatica è la seguente:

$$\Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_D/\gamma_{MF}$$

assumendo conservativamente $\gamma_{Mf} = 1.35$ (strutture sensibili alla rottura per fatica con conseguenze significative).



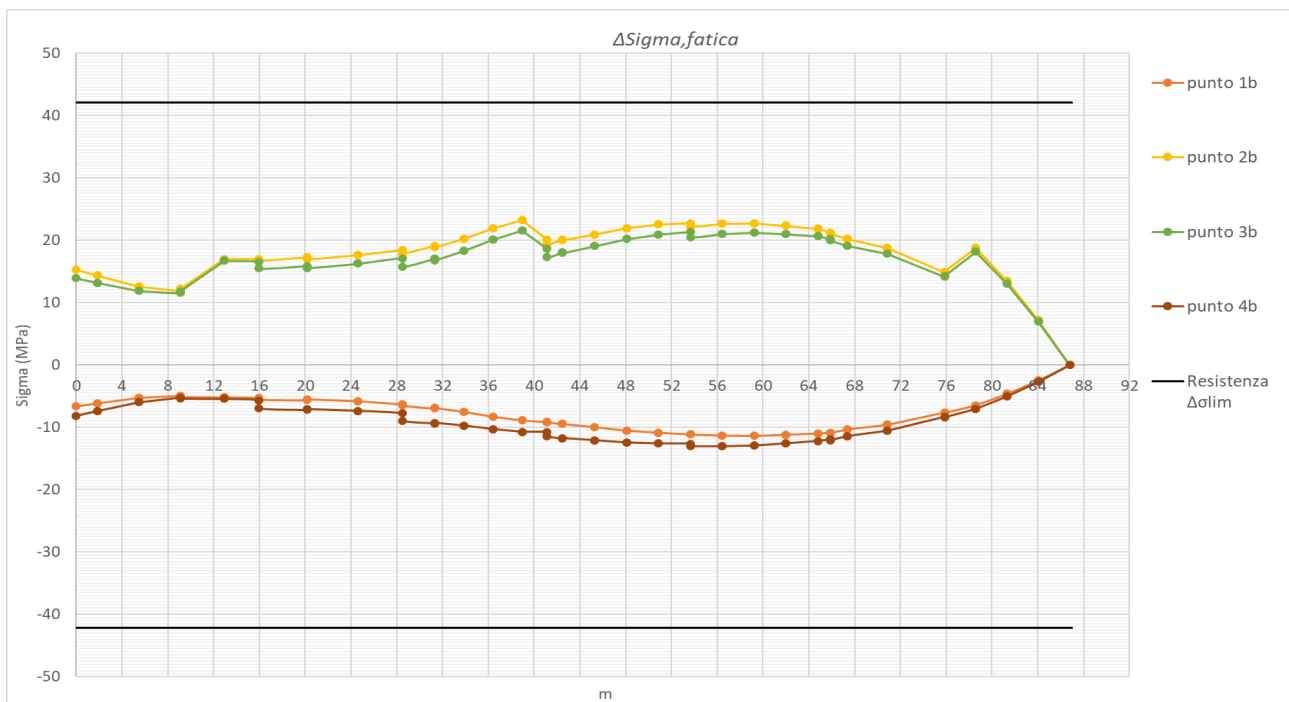
9.3.1 Verifiche saldature trasversali tra concii

La classe di dettaglio usata per questa saldatura è riportata di seguito:

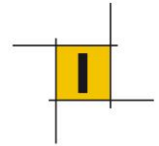
80		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>9) Giunti trasversali in travi com-poste, in assenza di lunette di scarico</p> <p>10) Giunti trasversali completi di profili laminati, in presenza di lunette di scarico</p> <p>11) Giunti trasversali di lamiere, piatti, profilati e travi composte</p> <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> <p>$k_s = (25/t)^{0.2}$</p>	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, non molate e sottoposte a controlli non distruttivi.</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>Sovrappessore di saldatura non maggiore del 20% della larghezza del cordone, per i dettagli 9) e 11), o del 10% per il dettaglio 10, con zone di transizione regolari</p>
----	--	---	--

Pertanto abbiamo, per $t=30$ mm,

CLASSE (MPa)	80 (saldature trasversali)
Res. Progetto	57
$\Delta\sigma D$	42

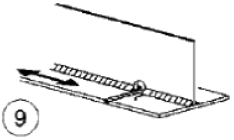


La verifica è soddisfatta.



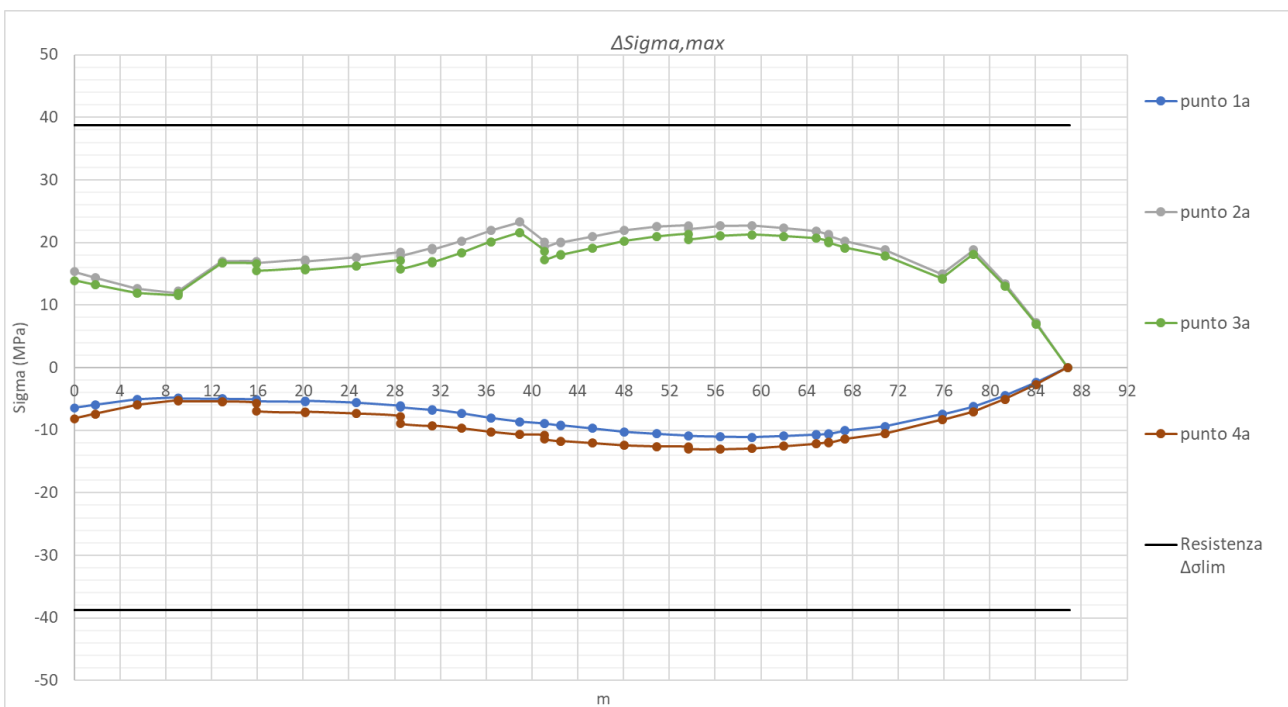
9.3.2 Verifiche saldature pannelli d'anima-solette per tensioni normali

La classe di dettaglio usata per questa saldatura è riportata di seguito:

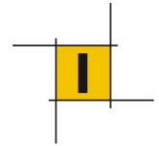
71		<p>9) Saldatura longitudinale a piena penetrazione, a cordoni d'angolo e a tratti, con lunette di scarico di altezza non maggiore di 60 mm. Per lunette di altezza maggiore vedere dettaglio 1) della tabella C4.2.XV)</p>	<p>$\Delta\sigma$ riferiti alle tensioni nella piattabanda</p>
----	---	--	---

Pertanto abbiamo,

CLASSE (MPa)	71 (saldature longitudinali)
Res. Progetto	53
$\Delta\sigma D$	39


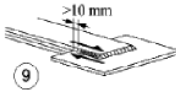


La verifica è soddisfatta.



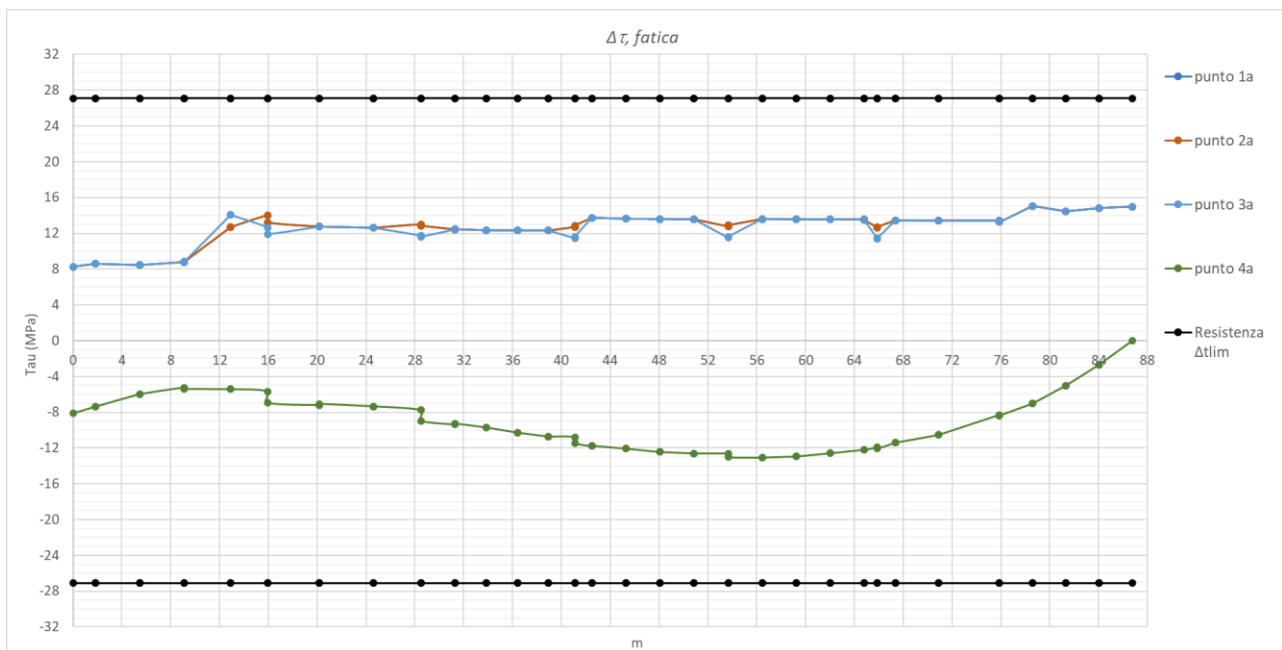
9.3.3 Verifiche saldature pannelli d'anima-solette per tensioni tangenziali

La classe di dettaglio usata per questa saldatura è riportata di seguito:

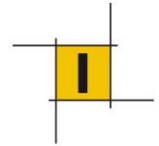
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80	 	8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate 9) Giunzioni a sovrapposizione a cordoni d'angolo soggette a tensioni tangenziali	8) $\Delta\tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone 9) $\Delta\tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone, considerando la lunghezza totale del cordone, che deve terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra

Pertanto abbiamo:

CLASSE (MPa)	80 (saldature longitudinali)		
Res. Progetto	59		
$\Delta\tau_D$	27		



La verifica risulta soddisfatta.



9.4 SITUAZIONE ECCEZIONALE: Rottura stralli

La condizione eccezionale di rottura di uno strallo è stata valutata nei termini seguenti (cf Bolletino SETRA DT2832 novembre 2001):

- si è assunto la rottura dello strallo 3 in quanto risultava la rottura più critica per l'opera (in zona di momento positivo massimo);
- il coefficiente di amplificazione dinamica considerato è pari a 1.50;
- il carico da traffico contemporaneo alla rottura è stato assunto uguale a 0.75 TANDEM + 0.40 DISTRIBUITO (valori frequenti) dello schema di carico 1 del §5.1.3.3.3 delle NTC2018.

Le sollecitazioni ottenute con queste assunzioni sono poi state combinate con i coefficienti seguenti:

$$G1 + G2 + PT_{\text{stralli}} + A_d + \psi_1 Q_{\text{traffico}}$$

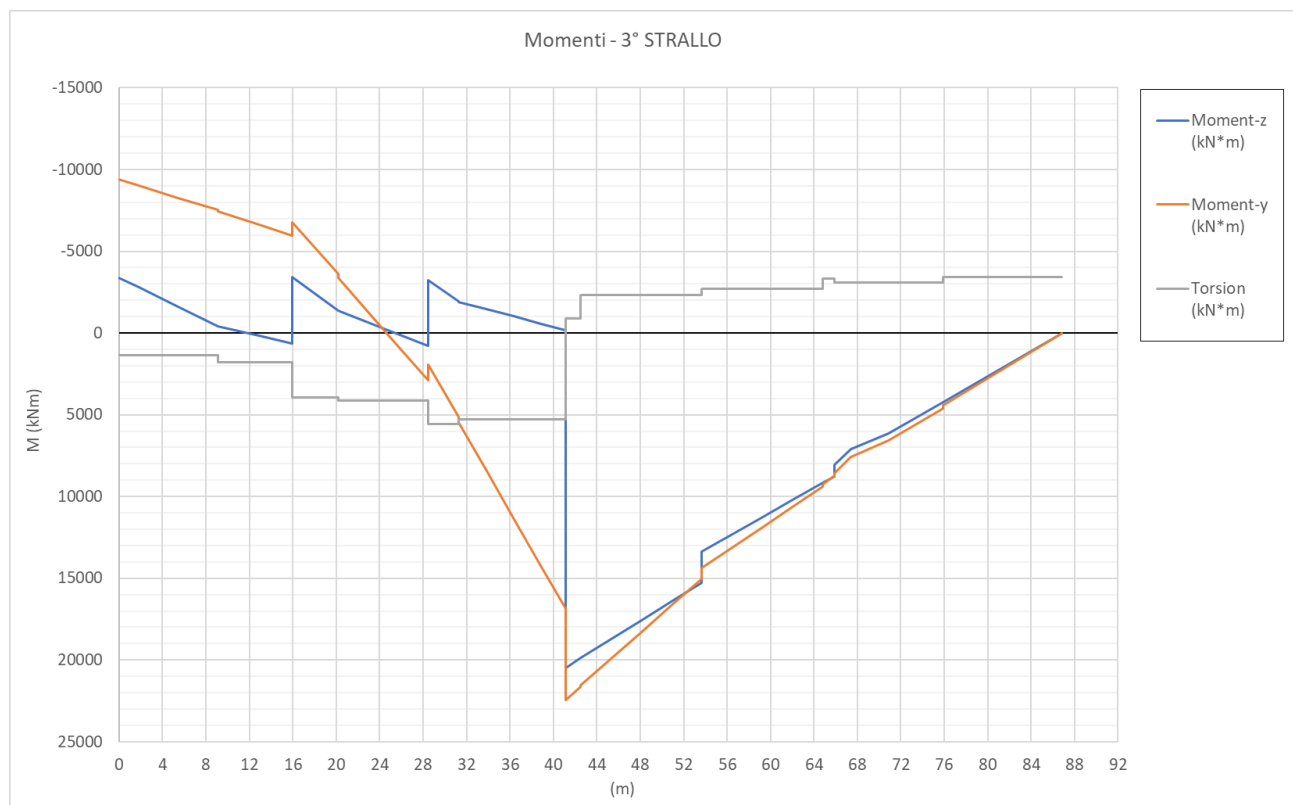
con A_d Azione dovuta al carico eccezionale.

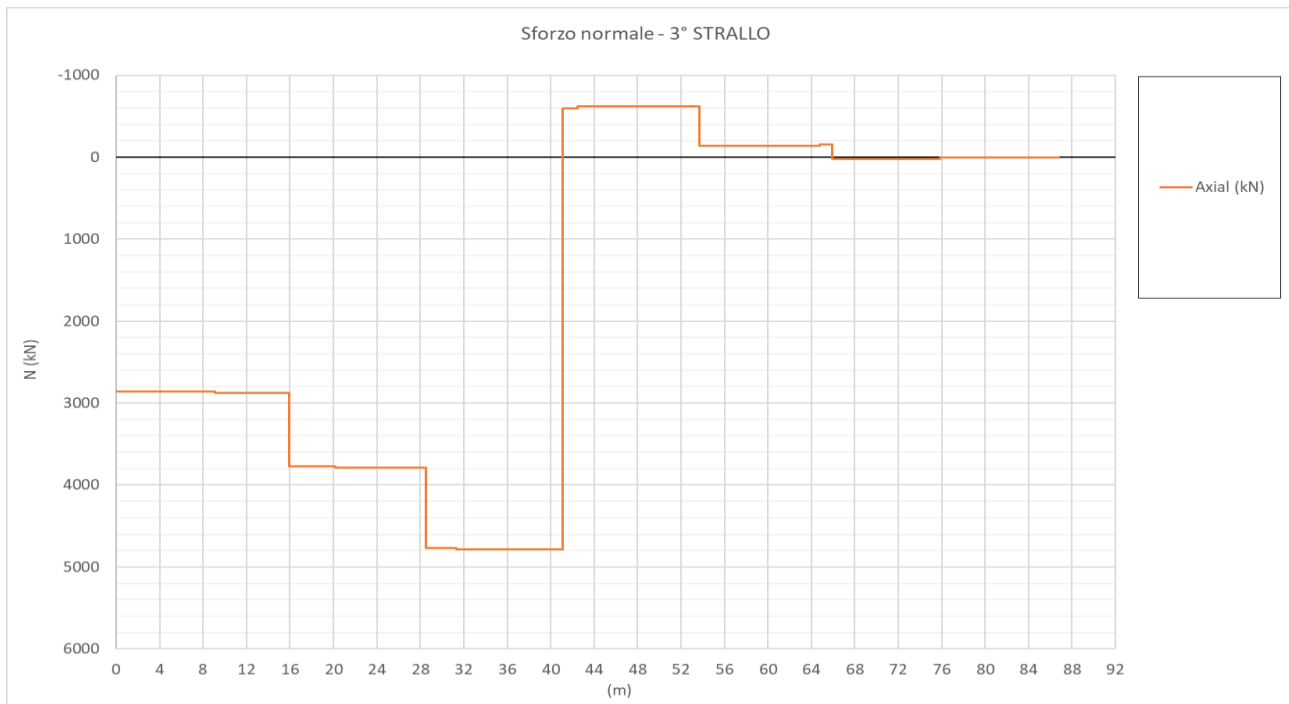
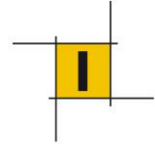
9.4.1 Sollecitazioni

Per maggiore chiarezza si riporta i diagrammi delle sollecitazioni ottenute dal caso di carico "Rottura 3° strallo" da combinare con le altre sollecitazioni preesistenti nella struttura come definito precedentemente.

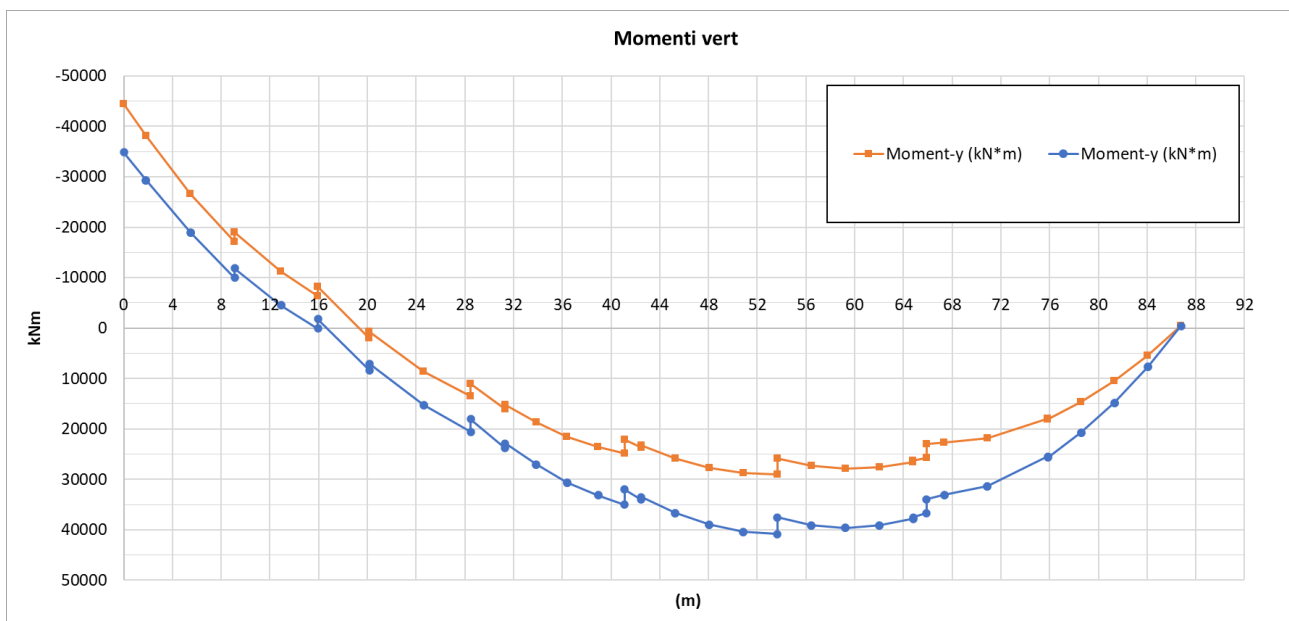
Si fa rilevare che suddetta azione elementare è stata ottenuta con un modello separato dell'opera in cui è stato eliminato lo strallo in questione e sostituito con una forza equivalente (amplificata per 1.50) diretta secondo l'asse dello strallo in verso opposto (ossia verso il basso)

Sollecitazioni elementari Rottura 3° strallo

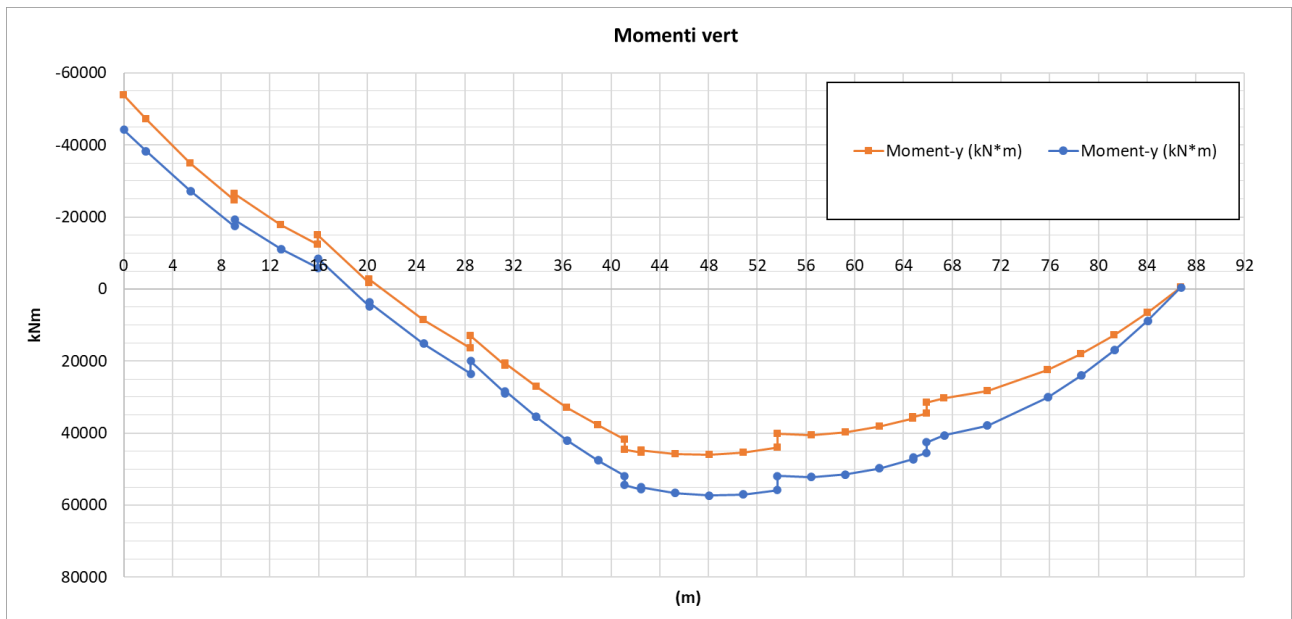
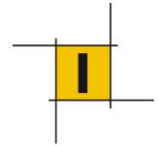




Prima della rottura dello strallo 3:

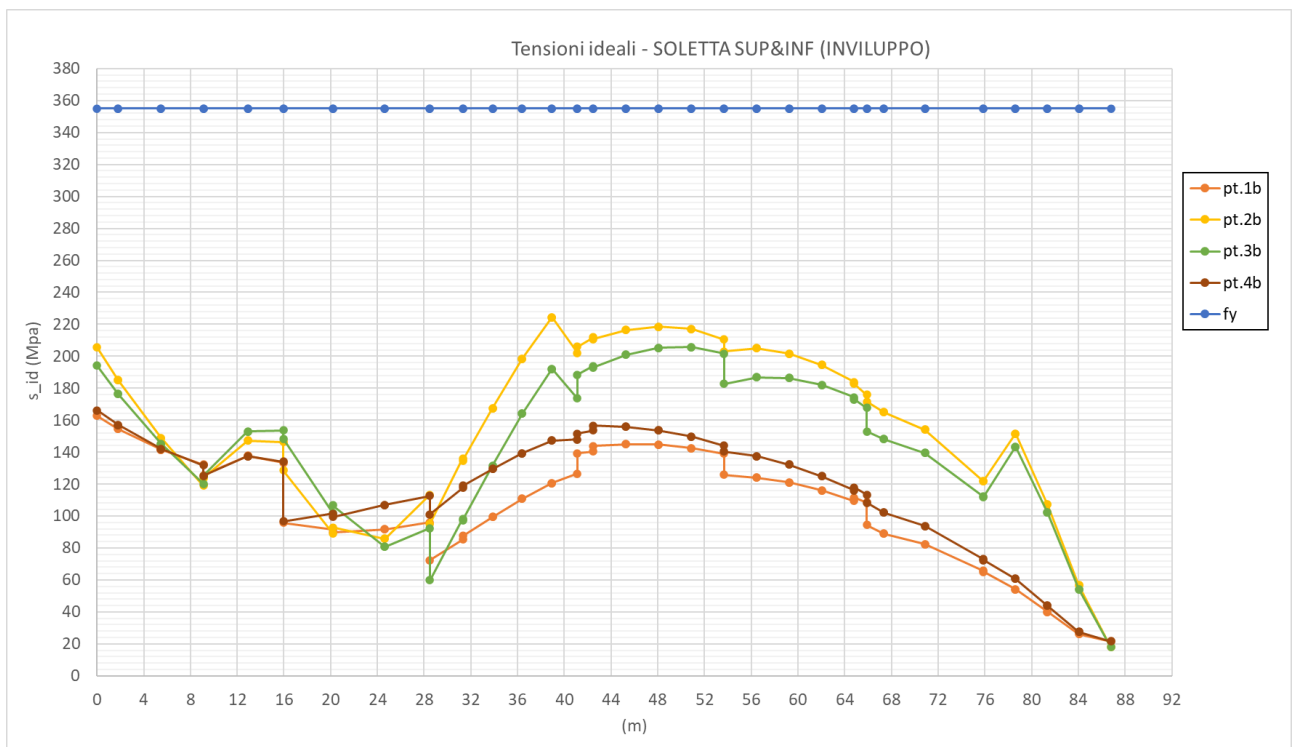


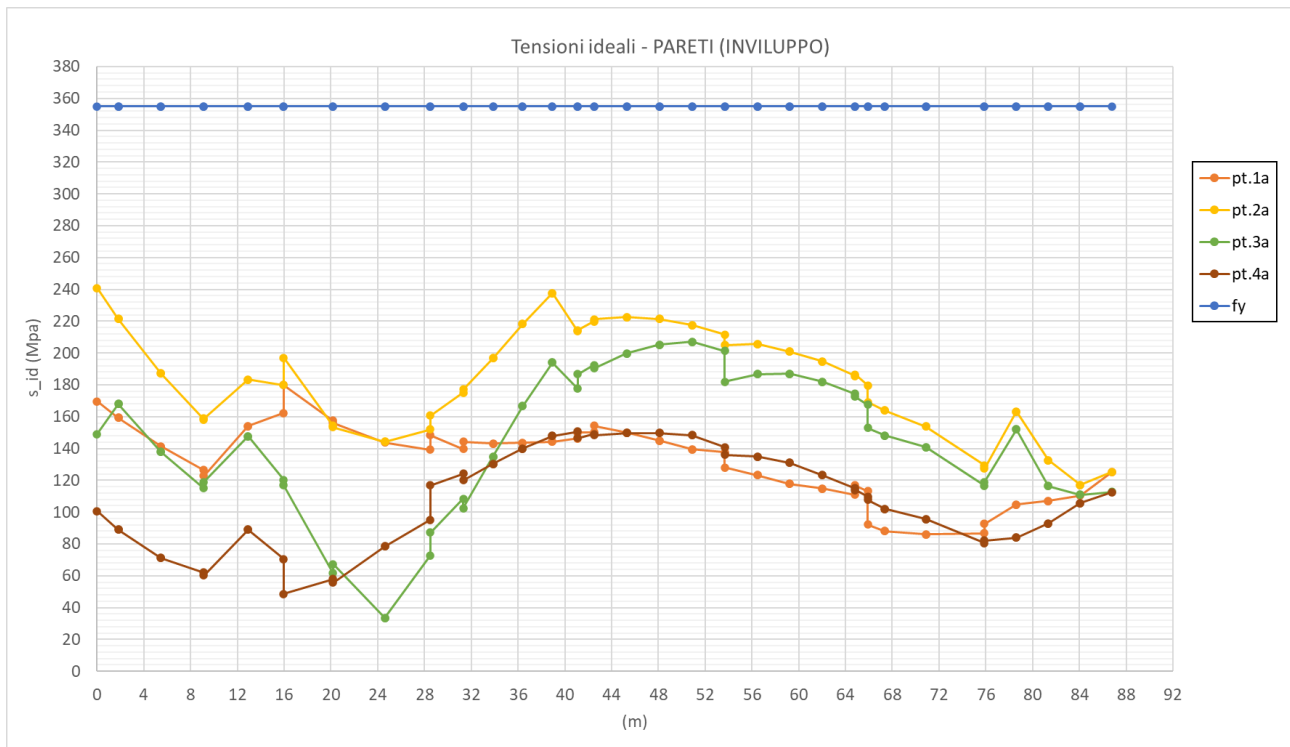
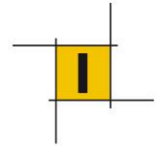
Dopo la rottura dello strallo 3: si osserva un aumento di quasi il 50% del momento positivo massimo e di un aumento del 25% del momento negativo massimo:



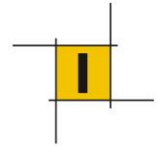
9.4.2 Verifiche di resistenza

Le verifiche tensionali sono realizzate sulle sezioni efficaci. L'andamento delle tensioni ideali per gli elementi d'impalcato (solette e pareti d'anima) sono riportate di seguito:





Si osserva che le tensioni sono inferiori al limite di snervamento di 355 MPa ($\gamma_M = 1$, cf. §4.2.6 NTC18). La verifica dell'impalcato in condizioni di rottura di uno strallo risulta pertanto soddisfatta.



10 INCASTRO SPALLA FISSA

10.1 Verifica di resistenza

L'impalcato risulta solidarizzato alla spalla lato cavi di ammarro mediante un trasverso d'acciaio a cassone inglobato nel muro frontale della spalla stessa. Tale collegamento viene realizzato mediante connettori a taglio (pioli) disposti sia internamente che esternamente al cassone.

Nel presente paragrafo si riporta il dimensionamento dei pioli esterni tramite la verifica allo stato limite ultimo. Tale dimensionamento ha riguardato i connettori disposti sui pannelli laterali longitudinali (lato spalla) e quelli presenti all'intradosso del trasverso.



Figura 10: Pioli esterni disposti all'intradosso del cassone in corrispondenza dei setti longitudinali

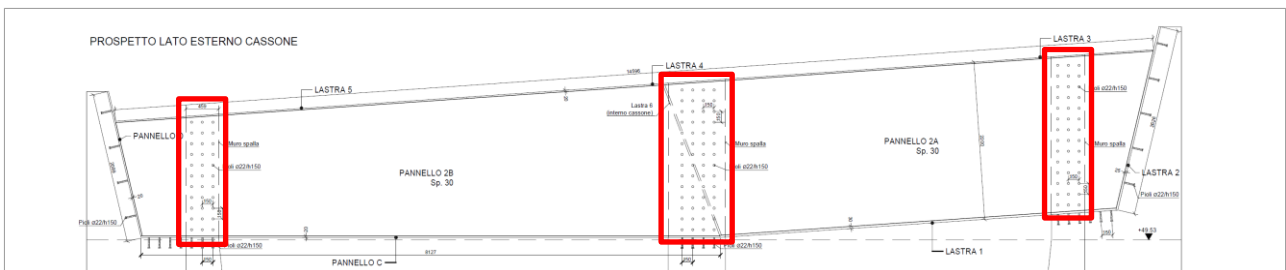
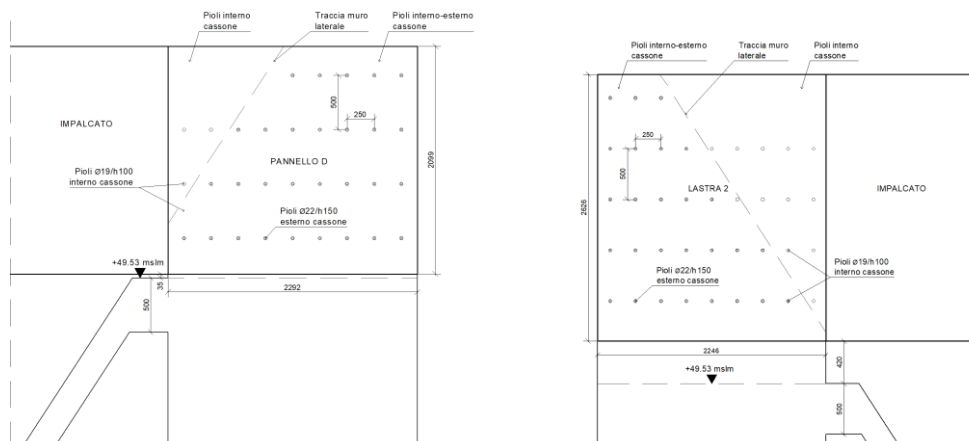
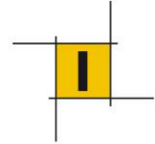


Figura 11: Pioli esterni disposti sui pannelli laterali del cassone (lato spalla) in corrispondenza dei setti longitudinali



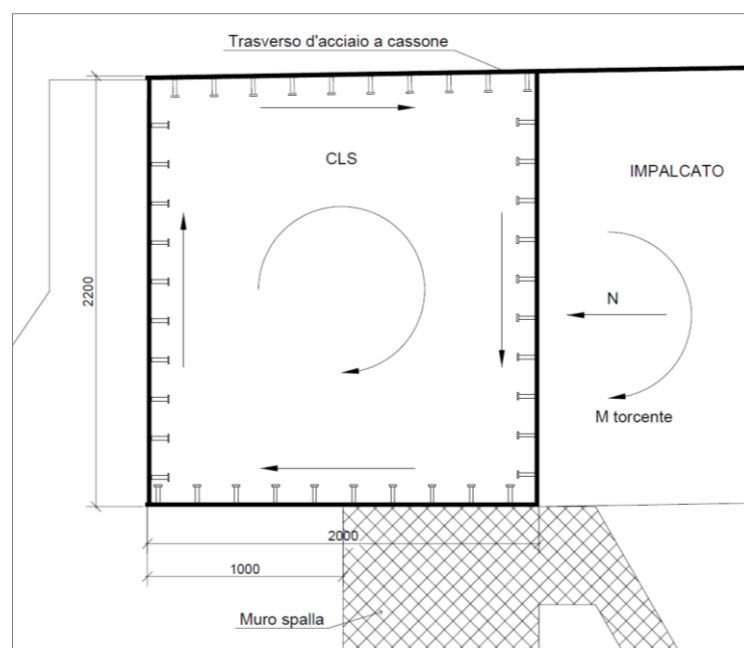
Pioli esterni lato interno curva

Pioli esterni lato esterno curva



Il dimensionamento dei pioli esterni è stato condotto con riferimento al momento torcente e allo sforzo normale trasmesso dall'impalcato in corrispondenza della sezione di incastro, i cui valori sono riportati nella tabella che segue.

	Sollecitazioni all'incastro - SLU (Impalcato-spalla A)
M torcente [kNm]	59600
N [kN]	15000



La sollecitazione tagliante agente sulle pareti del cassone e dovuta al momento d'incastro è ricavata tramite la coppia tiro-spingi applicato alle membrature inferiore e superiore:

$$V = M/h = 59600 \text{ kNm}/[2.2\text{m}] = 26818 \text{ kN}$$

Il collegamento tra cassone in acciaio e muro frontale in calcestruzzo è realizzato tramite pioli di diametro (ϕ) 22mm e Resistenza di progetto (P_{Rd}) = 109.5 kN.

Ipotizzando di ripartire in modo omogeneo le sollecitazioni tra i pioli, il numero minimo di connettori necessari all'intradosso del cassone è:

$$V/ P_{Rd} = 245 \text{ pioli} + N/ P_{Rd} = 137 \text{ pioli} = 382 \text{ pioli.}$$

Si verifica che sono stati posizionati 429 pioli all'intradosso del cassone d'incastro. La distribuzione dei pioli è stata fatta in base alle relative rigidzze della struttura sottostante (maggiore in corrispondenza dei setti longitudinali al quale viene collegato il cassone).

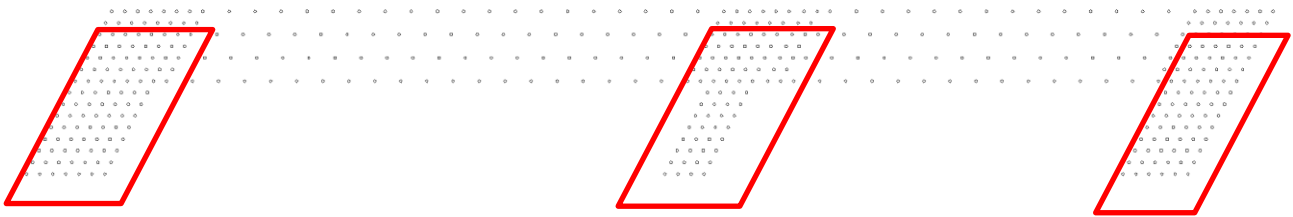
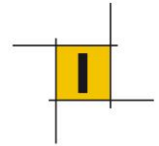


Figure 1 Pioli all'intradosso cassone con passo infittito in corrispondenza setti

Per i pioli esterni posizionati sui pannelli laterali del cassone, la risultante V è stata ulteriormente ricavata tramite la coppia tiro-spingi applicata alle pareti fronte e retro del cassone:

$$(V \cdot h/2)/B = (26818 \cdot 2.2/2) / 2.0\text{m} = 14750 \text{ kN.}$$

Ipotizzando di ripartire in modo omogeneo le sollecitazioni tra i pioli, il numero minimo di connettori necessari lateralmente al cassone è:

$$V / P_{Rd} = 135 \text{ pioli}$$

Si verifica che sono stati posizionati 187 pioli complessivamente sulle pareti laterali del cassone.

I pioli devono inoltre soddisfare determinati requisiti sul loro posizionamento, riportati nella tabella che segue.

Verifiche spaziatura pioli			
Spaziatura longitudinale minima (5ϕ)	110	mm	Soddisfatta
Spaziatura trasversale minima (2.5ϕ)	55	mm	Soddisfatta
Spaziatura longitudinale massima (800 mm)	800	mm	Soddisfatta

I pioli interni ($\phi 19/h100$) sono stati inseriti fuori calcolo in quanto disposizione solamente costruttiva.

10.2 Verifica a fatica

Si procede alla verifica per fatica secondo la classe del particolare indicata al punto C4.2.4.1.4.4 della Circolare Ministeriale 7/2019 ($\Delta\tau_c = 90 \text{ Mpa}$).

La curva S-N per connettori a piolo sollecitati a taglio delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è riportata di seguito ed è caratterizzata dall'assenza di limite a fatica.

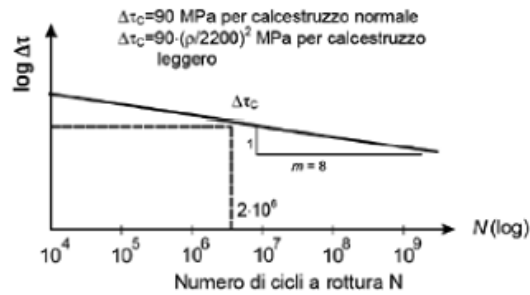
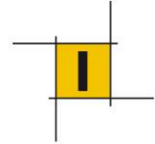


Figura 12: Curva S-N per connettori a piolo

La verifica a fatica per danneggiamento viene condotta con il metodo dei coefficienti λ (danneggiamento equivalente), il carico considerato è rappresentato dal modello fatica 3, costituito da un veicolo di fatica simmetrico a 4 assi ciascuno di peso 120 KN (cfr. analisi dei carichi).

Le tabelle seguenti riportano le massime variazioni di sollecitazione tagliante, complessiva e per il singolo piolo, in corrispondenza dell'incastro al passaggio del predetto carico di fatica nelle due posizioni considerate (mezzo su corsia esterno curva, mezzo su corsia interno curva).

Sezione di incastro	Carico esterno curva			
	V_{max} [KN]	V_{min} [KN]	ΔV [KN]	ΔV_{piolo} [KN]
Intradosso cassone	836	18	818	2.8
Parete laterale (lato esterno)	338	18	320	2.4

Sezione di incastro	Carico interno curva			
	V_{max} [KN]	V_{min} [KN]	ΔV [KN]	ΔV_{piolo} [KN]
Intradosso cassone	895	0	895	3.1
Parete laterale (lato esterno)	411	0	411	3.1

Criterio di verifica:

$$\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E2} \leq \frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{Mf}}$$

con

$$\Delta \tau_{E2} = \lambda \Delta \tau_{ML3fatica}$$

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \leq \lambda_{max} \text{ (EN 1993-2)}$$

Ai fini del calcolo del coefficiente λ si prende a riferimento direttamente il valore massimo che esso può assumere λ_{max} considerando la tabella sotto riportata (cfr. EN 1993-2). Lo strallo viene considerato un supporto per l'impalcato e poiché la distanza tra la sezione d'incastro e il primo strallo è inferiore a 30m, il valore di λ_{max} è pari a 1.8.

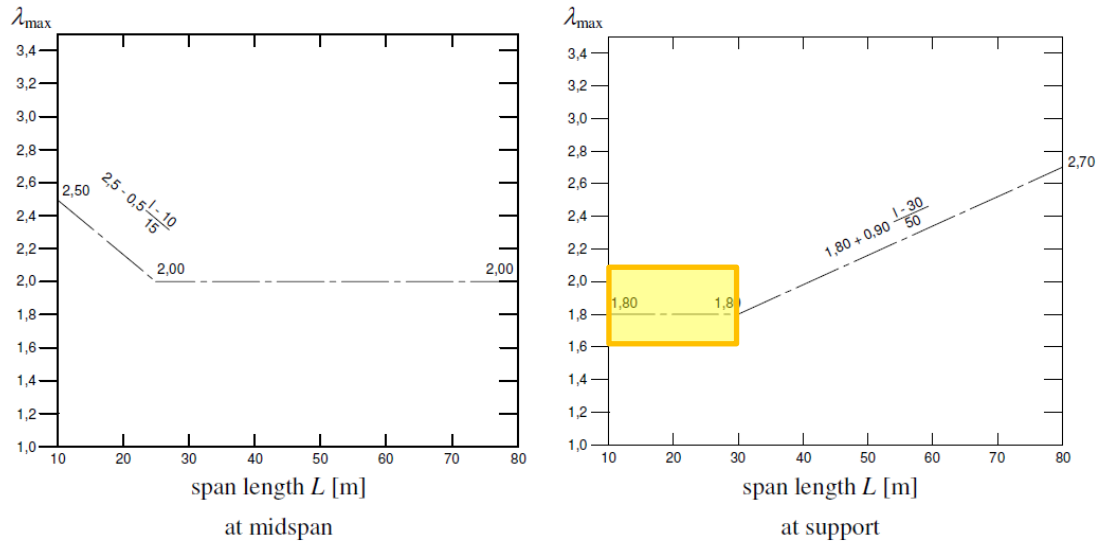
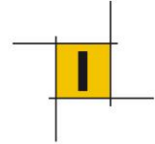


Figure 9.6: λ_{max} for moments for road bridges

Le tabelle seguenti sintetizzano gli esiti della verifica, nella quale sono stati considerati solo i pioli nelle fasce collocate in corrispondenza dei setti longitudinali della spalla (muri andatori e muro di spina).

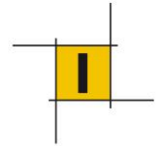
Dati:

- $\gamma_{Ff} = 1.0$
- $\gamma_{Mf} = 1.35$
- $\lambda = 1.8$
- $\Delta\tau_c = 90$ Mpa

Carico esterno curva						
Sezione di incastro	A_{piolo} [mm ²]	ΔV [KN]	$\Delta\tau$ [Mpa]	$\gamma_{Ff} \lambda \Delta\tau$ [Mpa]	$\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}$ [Mpa]	$p < 1$ [-]
Intradosso cassone	380	2.8	7.4	13.4	66.7	0.20
Parete laterale (lato esterno)	380	2.4	6.4	11.6	66.7	0.17

Carico interno curva						
Sezione di incastro	A_{piolo} [mm ²]	ΔV [KN]	$\Delta\tau$ [Mpa]	$\gamma_{Ff} \lambda \Delta\tau$ [Mpa]	$\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}$ [Mpa]	$p < 1$ [-]
Intradosso cassone	380	3.1	8.1	14.6	66.7	0.22
Parete laterale (lato esterno)	380	3.1	8.3	14.9	66.7	0.22

Le verifiche risultano soddisfatte.



11 VERIFICHE CORDOLO

11.1 Incastro spalla fissa: verifiche a fessurazione

Si assume in questo paragrafo che il cordolo viene gettato in opera come primo carico permanente portato (G2) nella configurazione vincolare finale dell'impalcato (incastato-appoggiato).

I contributi al momento negativo all'incastro dei carichi applicati successivamente è quindi il seguente:

Carico elementare	g2	Mincastro
	kN/m	kNm
Pavimentazione	23.60	-11307
Guardrail	3.00	-1437
Varie	2.00	-958
PMMA	3.60	-1725
TOTALE G2		-24769

Momento d'incastro massimo dovuto al carico Mobile: -16907 kNm.

Il momento di verifica per la fessurazione del cordolo risulta pertanto: **-41676 kNm**.

All'incastro l'impalcato ha le seguenti caratteristiche sezionali:

modulo di Young	Es	210000	MPa
Inerzia y-y	Iyy	5.8E+11	mm ⁴
Baricentro rispetto a estradosso lastra	yG	749	mm

La curvatura della sezione $\chi = M/EI$ è quindi la seguente:

χ	-3.4E-07	mm ⁻¹
--------	----------	------------------

La fibra superiore del cordolo si trova a 30cm ($y_{\text{cordolo}} = -300\text{mm}$) dall'estradosso della lastra. La deformazione è perciò la seguente:

$$\varepsilon = \chi \cdot (y_G - y_{\text{cordolo}}) = 3.6e-04 \text{ [-]}$$

Questa deformazione corrisponde ad una tensione in una barra d'armatura di:

ε	3.6E-04	-
Es	210000	MPa
σ_s	75.2	MPa

Con riferimento alle tabelle C4.1.II e C4.1.III (Circolare 2019) riportate di seguito, si osserva che la tensione risultante non presenta rischi di fessurazione eccessiva nel cordolo.

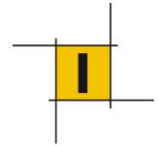
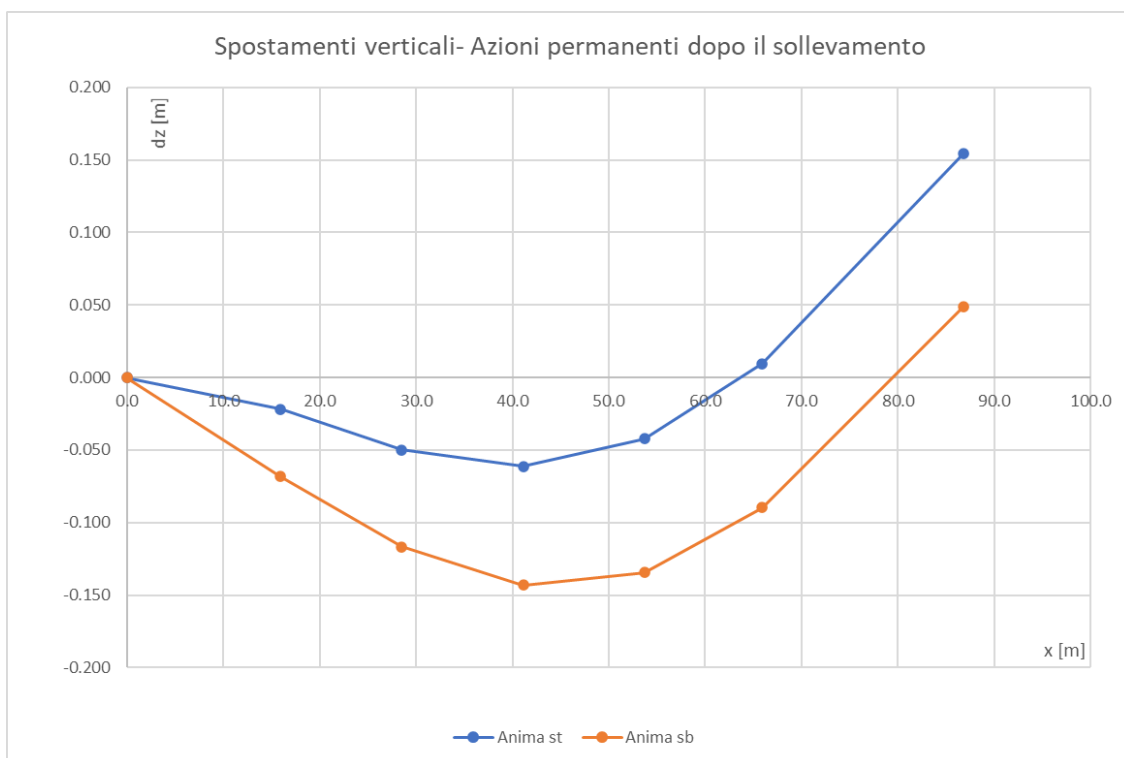
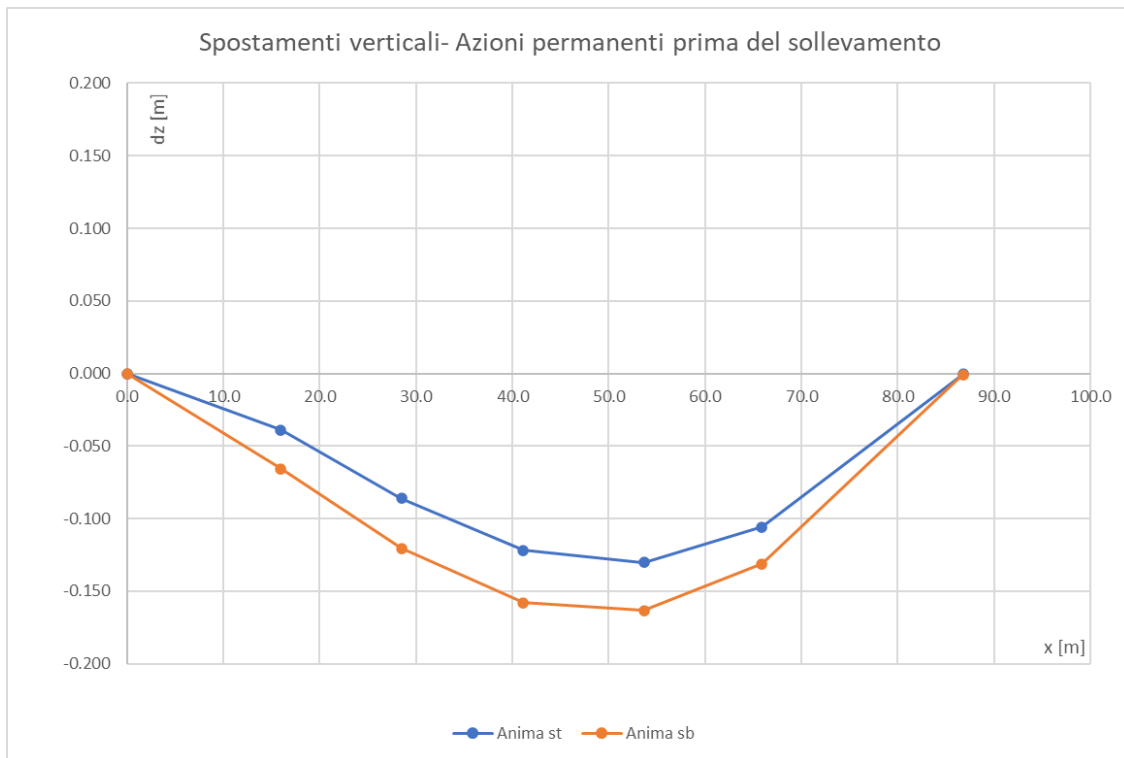
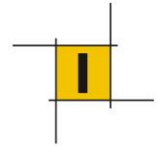


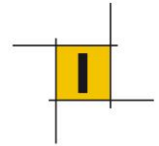
Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

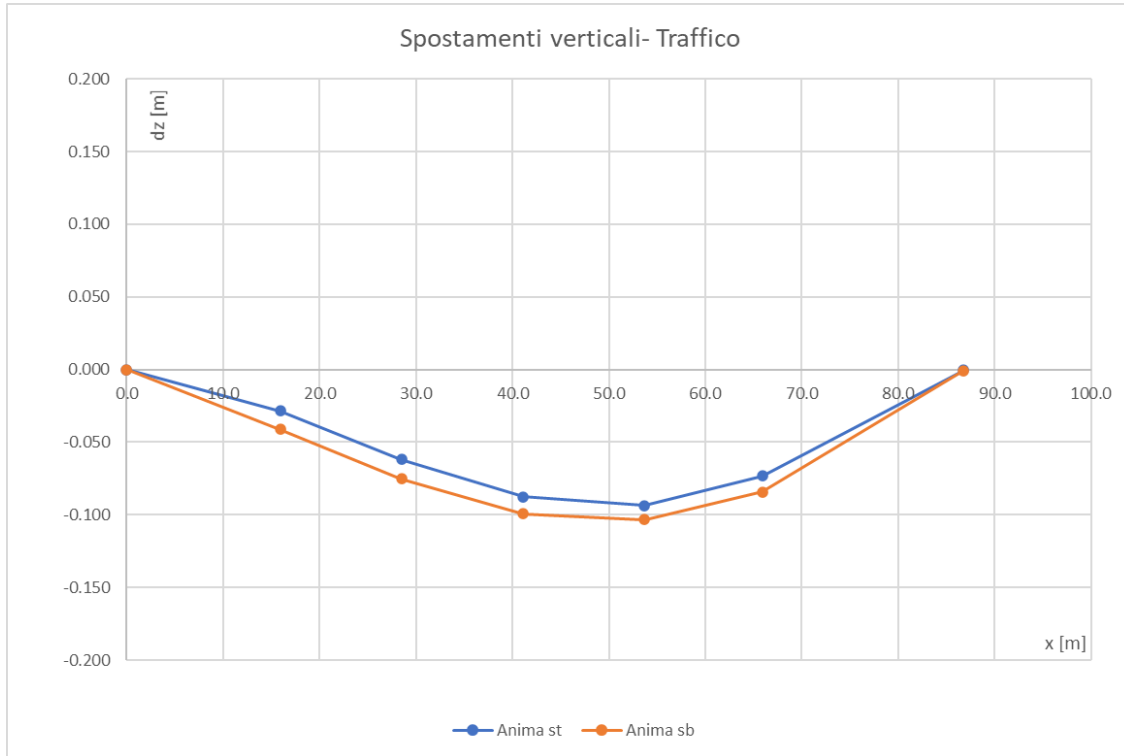
Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

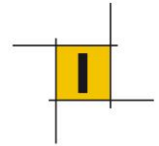




12.2 Freccia sotto carichi VARIABILI

Le frecce per i soli carichi da traffico stradale sono date dal grafico seguente:



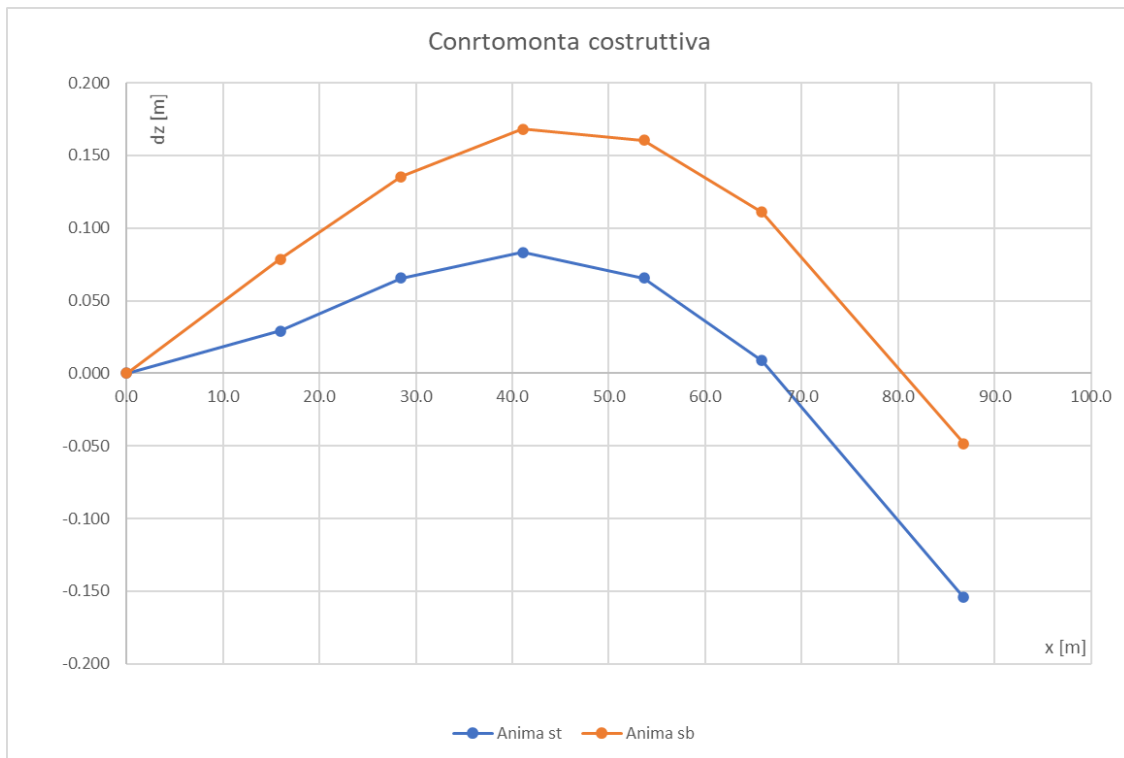


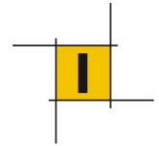
12.3 Contro-monta

La contro-monta viene progettata in modo tale da compensare la somma dei seguenti contributi:

Deformazioni permanenti + 25% deformazioni carichi mobili

Per cui si ottiene il seguente andamento lungo lo sviluppo dell'impalcato:





13 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

In conformità a quanto prescritto in NTC18 §4.2.3.4 si è proceduto a verificare che l'analisi globale della struttura possa essere effettuata con riferimento agli effetti del primo ordine (ovvero basata sulla configurazione indeformata della struttura).

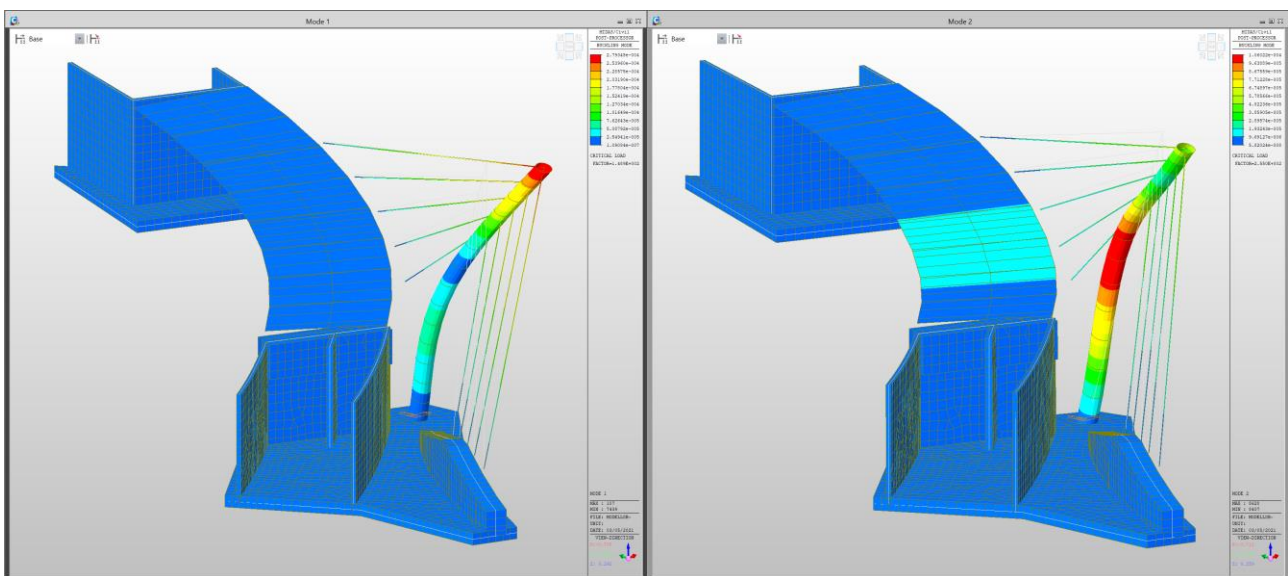
Tale condizione risulta verificata quando :

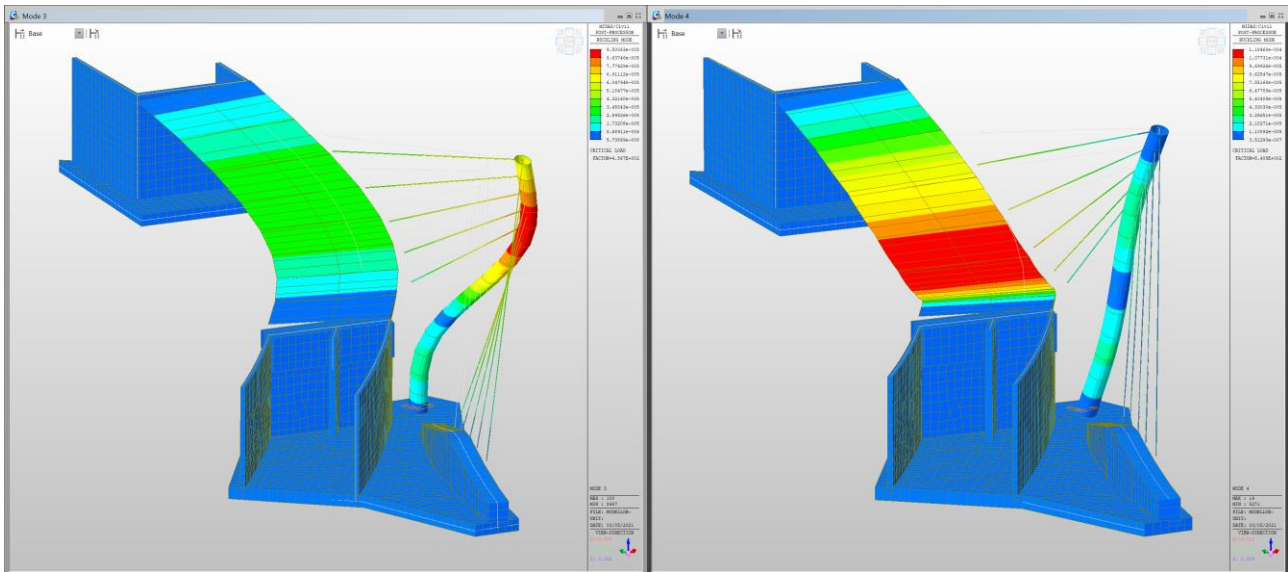
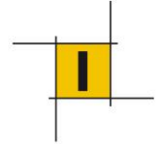
$$\alpha_{cr} > 10 \text{ (analisi elastiche)}$$

dove con α_{cr} si intende il moltiplicatore dei carichi di progetto che determina il raggiungimento dell'instabilità della struttura.

È stata condotta pertanto un'analisi di buckling agli autovalori con riferimento ai carichi statici presenti sul ponte (parte stazionaria) e ad i carichi variabili da traffico (parte variabile). L'analisi di buckling fornisce il moltiplicatore della parte di carico variabile (traffico) che determina l'instabilità della struttura, ovvero l'annullamento della matrice di rigidezza elastica della struttura.

Si riportano di seguito le prime quattro forme modali di buckling.



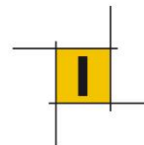


Le deformate critiche sono caratterizzate da un modo dominante relativo alla torre strallata e, con la progressione dei modi, all'impalcato.

modo	α_{cr}
1	149
2	255
3	456
4	541

La verifica risulta abbondantemente soddisfatta in quanto il moltiplicatore dei carichi più basso vale

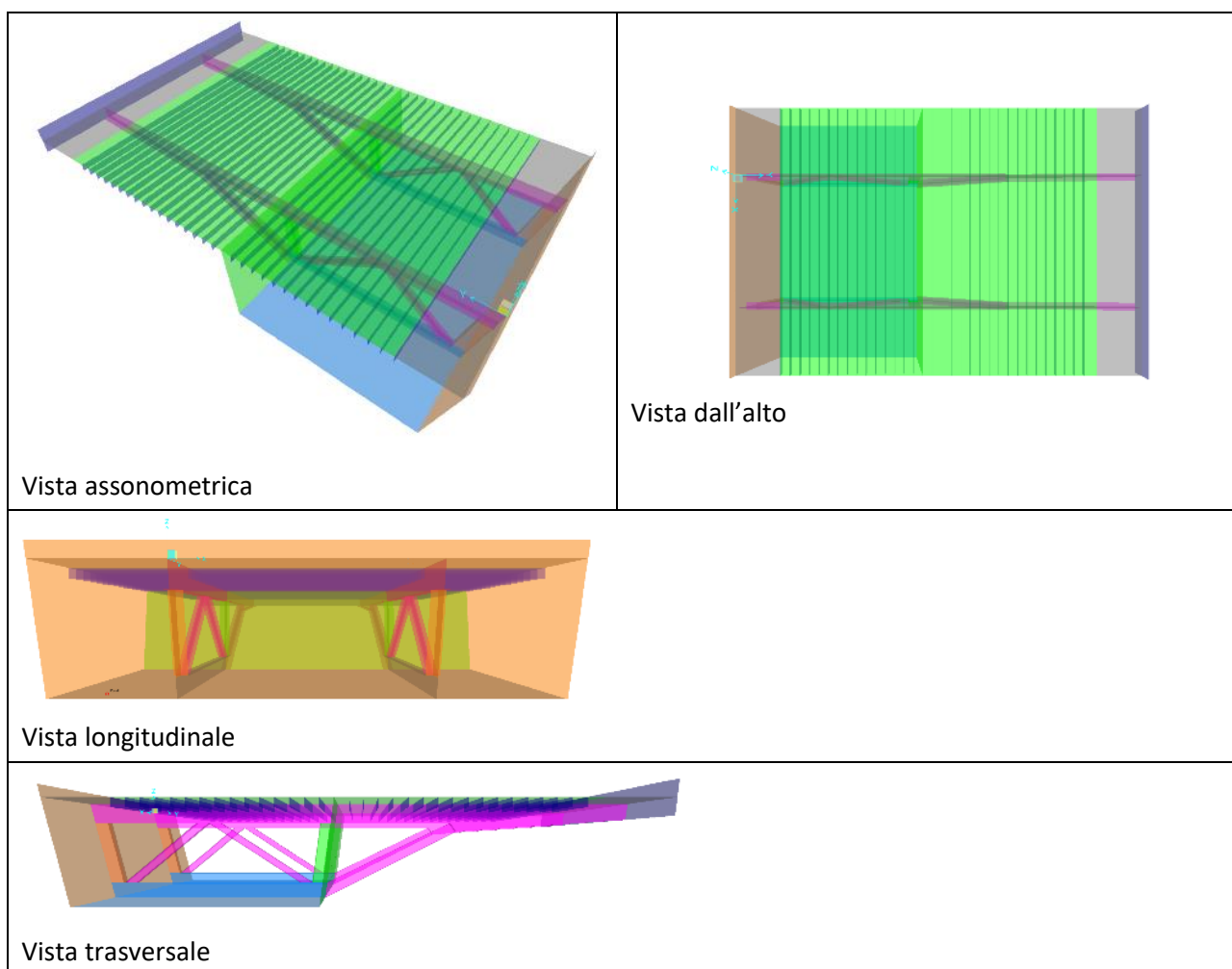
$$\alpha_{cr} = 149 > 10$$

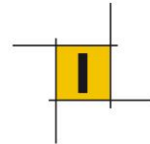


14 VERIFICHE LOCALI

14.1 Geometria

Per le verifiche locali della lastra ortotropa e elementi di diaframma è stato realizzato un modello ad elementi finiti di un tronco d'impalcato di lunghezza 8.4m ($=2.1+4.2+2.1$). È stato assunto un interasse medio tra diaframmi di 4.2m. L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata con l'ausilio del software SAP2000 della CSI, ver. 15.1. Il modello riproduce le caratteristiche meccaniche della struttura ed è rappresentativo dell'esatta geometria dell'opera. La curvatura dell'impalcato e la pendenza trasversale dell'opera sono stati trascurati (il modello è rettilineo), ritenendo tali aspetti non significativi ai fini del comportamento strutturale locale.

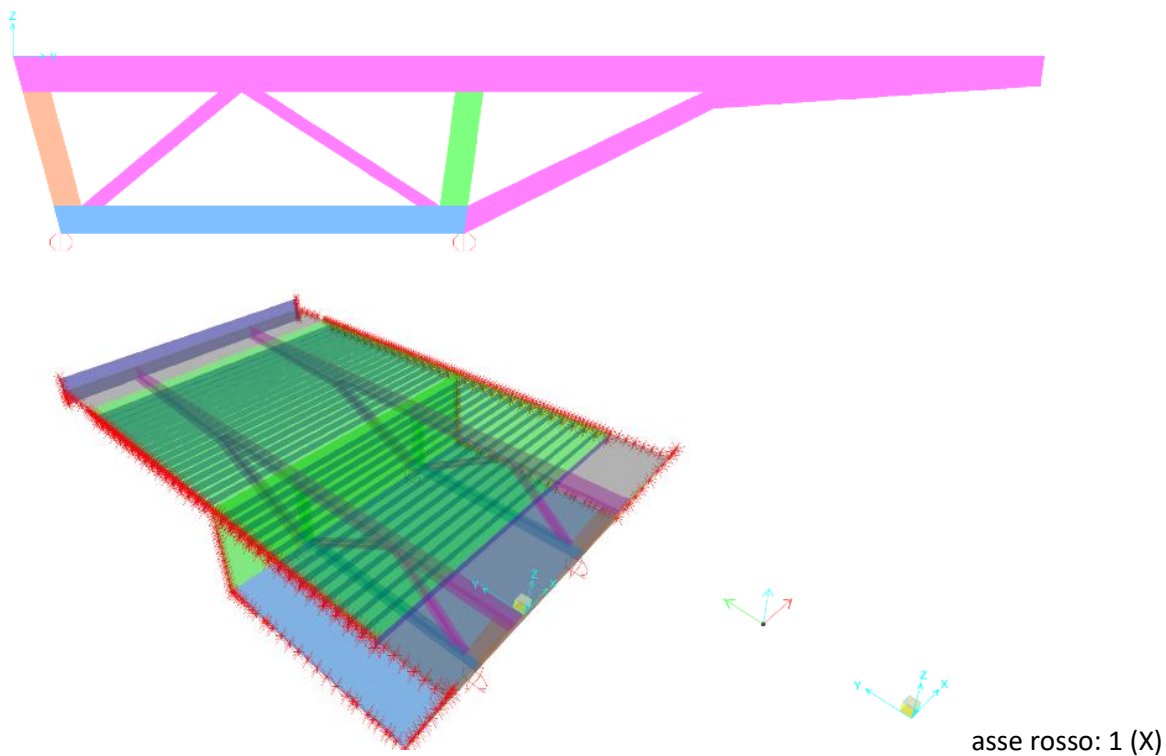




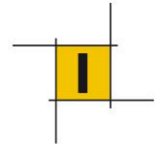
14.2 Condizioni vincolari

È stato assunto un vincolo di tipo carello sotto alle anime del cassone in corrispondenza dei diaframmi (vincoli rossi nella figura di sotto). Alle estremità del modello sono stati assunti le seguenti condizioni di bordo:

$u_1=0, u_2=0, r_1=0, r_3=0$.



Tale modello con queste condizioni vincolari è adatto alle verifiche locali della lastra ortotropa sotto carichi da traffico in quanto il comportamento locale della lastra è governato dalla sua capacità rotazionale al livello del diaframma e dalla rigidità flesso-torsionale dell'irrigidente, ambedue proprietà che sono riprodotte fedelmente da questo modello.



14.3 Analisi dei carichi

- Peso proprio

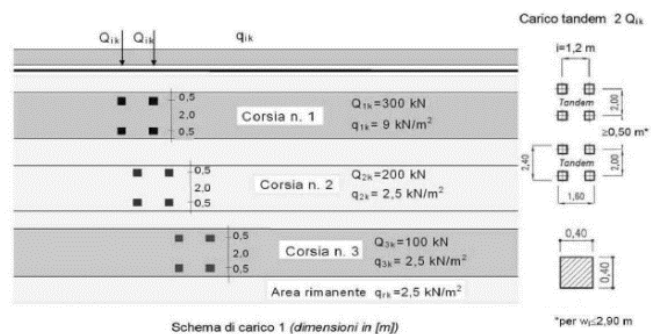
Il carico della carpenteria metallica viene valutata in automatico dal programma considerando una massa volumetrica di 7850 kg/mc. Il carico dei cordoli in c.a. viene valutato considerando un peso di 25 kN/mc. L'analisi di dettaglio del peso degli elementi è riportata nel computo metrico.

- Permanenti portati

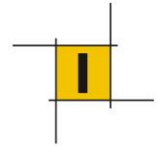
È stato assunto come carico per la pavimentazione stradale uno spessore di 10cm di conglomerato bituminoso considerando un peso di 23 kN/mc.

- Azioni variabili da traffico

È stato assunto lo schema di carico 1 delle NTC 2018 (§5.1.3.3.3 e fig. 5.1.2). Lo schema di carico 1 risulta essere il più gravoso tra quelli proposti dalle NTC 2018 per le verifiche locali dell'impalcato. I carichi delle ruote sono stati inseriti come impronte statiche in 2 posizioni diverse lungo il tronco d'impalcato modellato.



Larghezza carrabile w	10.2	m
Larghezza corsie	3	m
Numero corsie	3	
Larghezza rimanente	1.2	m



Si considera una diffusione del carico secondo quanto descritto nelle NTC18.

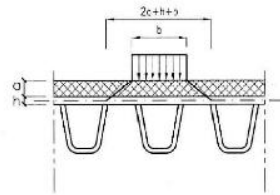
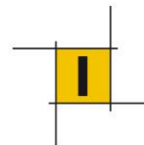


Fig. 5.1.3.b - Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

	Diffusione trasversale			Diffusione longitudinale		
Larghezza impronta	b	400	mm	b	400	mm
Altezza pavimentazione	a	100	mm	a	100	mm
Spessore lastra	h	16	mm	h	16	mm
	2a+h+b	616	mm	2a+h+b	616	mm



I carichi accidentali sono stati considerati in due posizioni diverse riportate nella tabella seguente:

Posizione 2: centrate sul diaframma

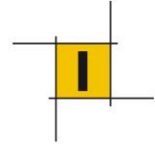
Posizione 3: in mezzeria tra 2 diaframmi.

	POSIZIONE 2	POSIZIONE 3
CORSIA 1		
CORSIA 2		
CORSIA 3		

Ubicazione impronte veicoli per carichi concentrati

Per tutte le combinazioni di carico, il carico accidentale stradale è stato assunto sempre nella posizione più gravosa per la lastra a prescindere delle reali condizioni di esercizio che esisteranno sulla carreggiata.

Per lo stato limite di fatica, è stato assunto lo schema di Carico 1 assumendo il 70% dei carichi concentrati ed il 30% di quelli distribuiti in conformità al §5.1.4.3 delle NTC18 in quanto risultava essere la configurazione che determina la tensione massima per i dettagli verificati a fatica.



14.4 Combinazioni dei carichi

Per le verifiche locali della lastra ortotropa, sono stati adottati i seguenti fattori parziali dei carichi:

SLU

Peso proprio	1.35
Permanenti portati	1.5
Azioni variabili da traffico	1.35

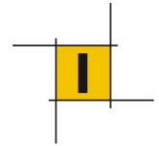
SLE

Peso proprio	1
Permanenti portati	1
Azioni variabili da traffico	1

I coefficienti di combinazioni per le azioni variabili da traffico sono riportati nella tabella seguente:

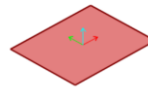
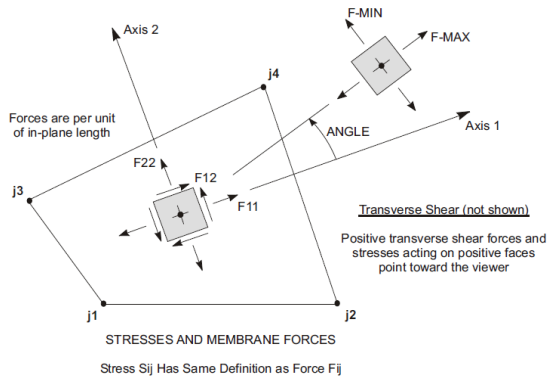
Gruppo di azioni	ψ_0	ψ_1 (frequenti)	ψ_2 (quasi permanenti)
Schema 1 carichi tandem	0.75	0.75	0
Schema 1 carichi distribuiti	0.40	0.40	0

Il dettaglio delle combinazioni di carico usate per l'analisi è riportato in allegato.



14.5 Verifiche locali Lastra ortotropa

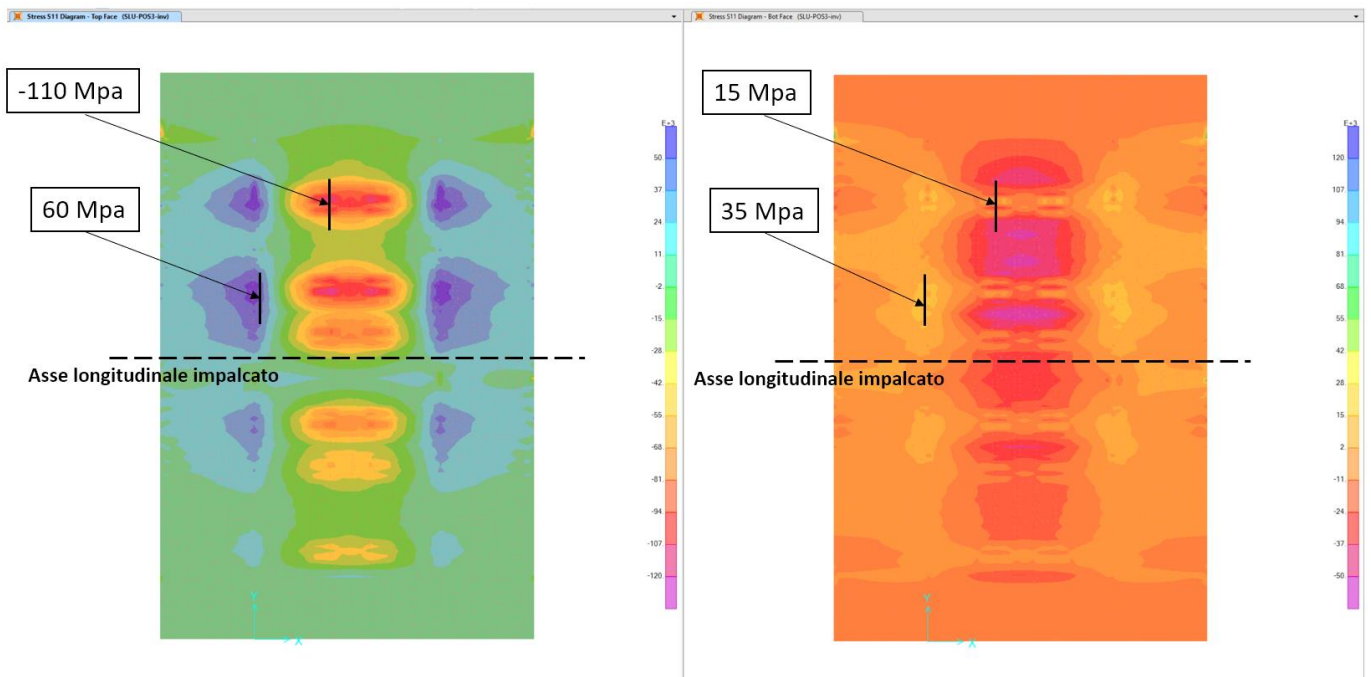
Per la lettura delle sollecitazioni nella lastra ortotropa si è fatto riferimento al seguente schema convenzionale (asse 1 = asse rosso = asse longitudinale impalcato; asse 2 = asse verde = asse trasversale impalcato; asse 3 = asse ciano = asse verticale):

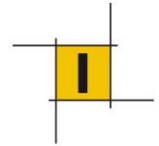


14.5.1 Sollecitazioni SLE lastra

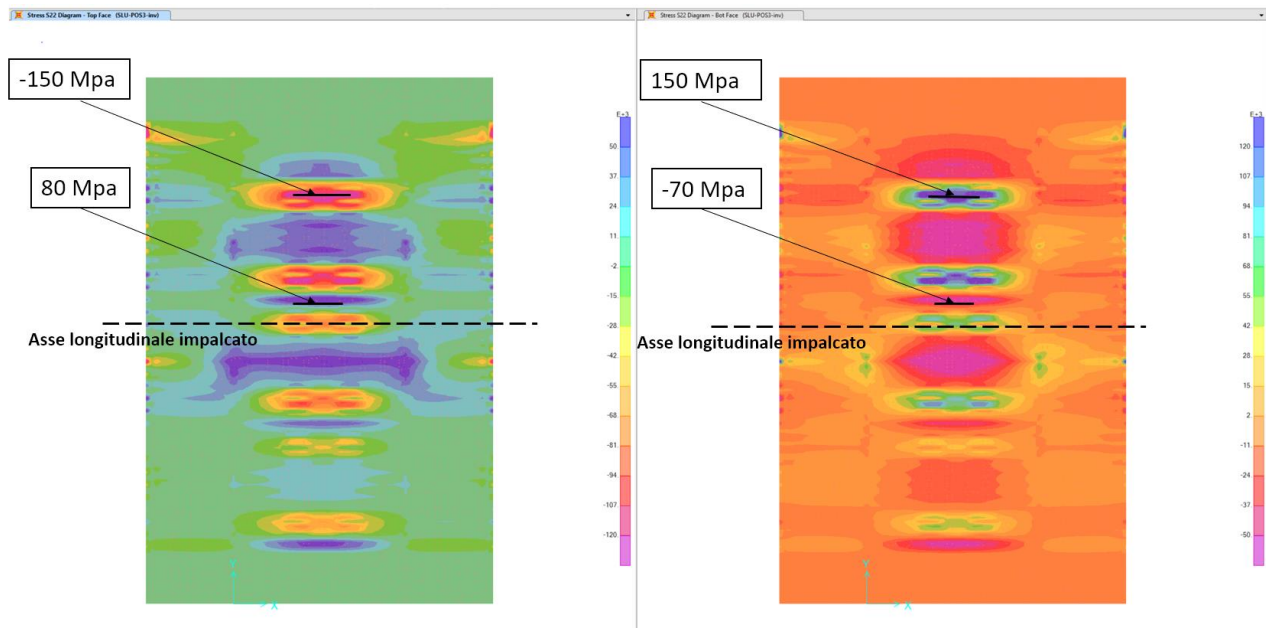
Il caso di carico più gravoso per le verifiche della lastra ortotropa è la POS3-inv.

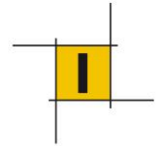
Lastra Superiore: Tensioni SLU- In direzione longitudinale





Lastra Superiore: Tensioni SLU- In direzione trasversale





Si riassumono di seguito le sollecitazioni dovute ai soli effetti locali nella lastra:

S11			
<u>In mezzeria tra 2 diaframmi</u>			
	SLU	per verific. a fatica	
σ_{top}	-110	-	Mpa
σ_{bottom}	15	8	Mpa
<u>Su diaframma</u>			
	SLU	per verific. a fatica	
σ_{top}	60	-	Mpa
σ_{bottom}	35	17	Mpa

S22			
<u>In mezzeria tra 2 irrigidenti</u>			
	SLU	per verific. a fatica	
σ_{top}	-150	-	Mpa
σ_{bottom}	150	80	Mpa
<u>Su irrigidente</u>			
	SLU	per verific. a fatica	
σ_{top}	80	-	Mpa
σ_{bottom}	-70	-40	Mpa

Effetti globali

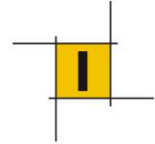
Ai fini della verifica si combinano gli effetti locali con gli effetti globali ricavati dal modello globale del ponte secondo EC1993 -2 Annex E. Per gli effetti globali sono state considerate due sezioni di verifica:

- Sezione di massimo momento positivo
- Sezione di massimo momento negativo (e massimo momento torcente).

In sez. di Momento positivo max

S11 -135 Mpa

S12 19 Mpa



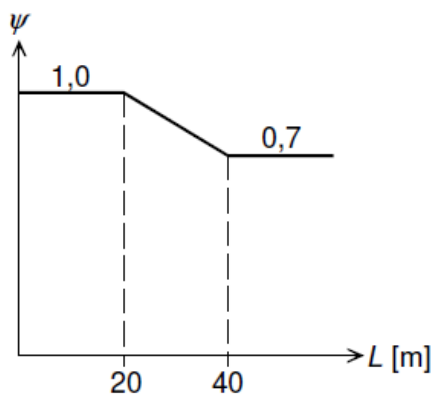
In sez. di Torsione e momento negativo max

S11 71 Mpa
S12 -97 Mpa

Il coefficiente d'interazione è ottenuto secondo l'abaco E.2 del succitato documento di riferimento.

Pertanto si ottiene il seguente coefficiente:

Luce globale	Lglob	87	m
coeff.d'interazione	ψ	0.7	



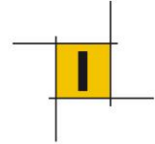
14.5.2 Verifiche tensionali della lastra

Si assume una tensione limite allo SLU di 338 MPa. Le tensioni risultanti nel materiale sono state calcolate secondo il criterio di von Mises:

$$SID = \sqrt{S_{11}^2 + S_{22}^2 - S_{11} \cdot S_{22} + 3 \cdot S_{12}^2}$$

<u>In mezzeria tra 2 diaframmi</u>	
<u>In mezzeria tra 2 irrigidenti</u>	
<u>Momento globale positivo</u>	
S11top	-212 Mpa
S22top	-150 Mpa
S12	19 Mpa
SID	191 Mpa
Verifica	SI

<u>Su diaframma</u>	
<u>In mezzeria tra 2 irrigidenti</u>	
<u>Momento globale negativo</u>	
S11top	113 Mpa
S22top	-150 Mpa
S12	-97 Mpa
SID	284 Mpa
Verifica	SI



<u>In mezzeria tra 2 diaframmi</u>	
<u>In mezzeria tra 2 irrigidenti</u>	
<u>Momento globale positivo</u>	
S11botttom	-124 Mpa
S22bottom	150 Mpa
S12	19 Mpa
SID	240 Mpa
Verifica	SI

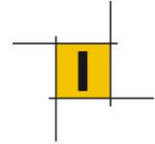
<u>Su diaframma</u>	
<u>In mezzeria tra 2 irrigidenti</u>	
<u>Momento globale negativo</u>	
S11botttom	96 Mpa
S22bottom	150 Mpa
S12	-97 Mpa
SID	214 Mpa
Verifica	SI

<u>In mezzeria tra 2 diaframmi</u>	
<u>Su irrigidente</u>	
<u>Momento globale positivo</u>	
S11top	-212 Mpa
S22top	80 Mpa
S12	19 Mpa
SID	263 Mpa
Verifica	SI

<u>Su diaframma</u>	
<u>Su irrigidente</u>	
<u>Momento globale negativo</u>	
S11top	113 Mpa
S22top	80 Mpa
S12	-97 Mpa
SID	196 Mpa
Verifica	SI

<u>In mezzeria tra 2 diaframmi</u>	
<u>Su irrigidente</u>	
<u>Momento globale positivo</u>	
S11botttom	-124 Mpa
S22bottom	-70 Mpa
S12	19 Mpa
SID	113 Mpa
Verifica	SI

<u>Su diaframma</u>	
<u>Su irrigidente</u>	
<u>Momento globale negativo</u>	
S11botttom	96 Mpa
S22bottom	-70 Mpa
S12	-97 Mpa
SID	222 Mpa
Verifica	SI



14.5.3 Verifica a fatica della saldatura irrigidente-lastra

Verifica a fatica della saldatura irrigidente-lastra

Conseguenze della rottura significative e struttura sensibile	γ_{Mf} 1.35
--	------------------------------

A vita illimitata - modello di carico 1

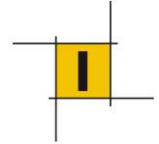
Classe di dettaglio (cf stralcio EC3 1-9)

$\Delta\sigma_C$	125 Mpa	saldatura automatica di testa eseguita da entrambi i lati
$\Delta\sigma_D$	92 Mpa	Limite di fatica ad ampiezza costante

	S11	verifica
<u>Su diaframma</u>	23	ok
<u>In mezzeria tra 2 diaframmi</u>	11	ok

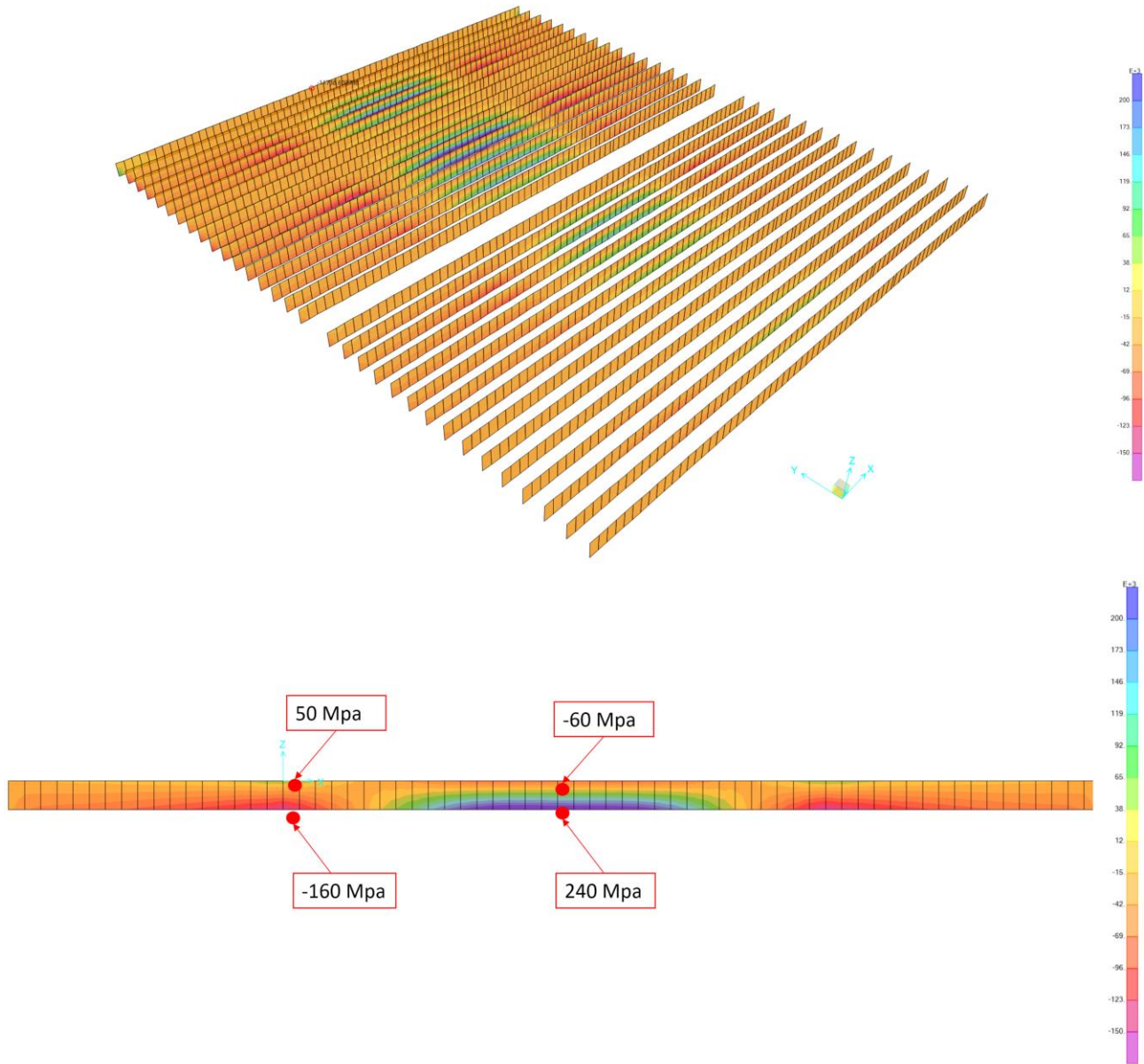
prospetto 8.2 Travi in composizione saldata

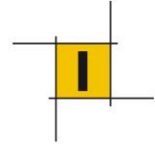
Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		<p><u>Saldature longitudinali continue:</u></p> <p>1) Saldature automatiche di testa eseguite da entrambi i lati.</p> <p>2) Saldature automatiche a cordone d'angolo. Le estremità della piastra coprigiunto devono essere verificate utilizzando il particolare 6) o 7) nel prospetto 8.5.</p>	<p><u>Particolari 1) e 2):</u></p> <p>Non sono permesse interruzioni/riprese ad eccezione del caso in cui la riparazione è eseguita da un tecnico qualificato e sia effettuato un controllo per verificare la corretta esecuzione della riparazione.</p>



14.5.4 Sollecitazioni SLU irrigidenti

Stress 511 Diagram: Abs Max (SLU-F03) inv





Si riassumono di seguito le tensioni nell'irrigidente più sollecitato per i solli effetti locali:

S11			
In mezzeria tra 2 diaframmi			
	SLU	per verif. a fatica	
σ _{bottom}	240	-	Mpa
Su diaframma			
	SLU	per verif. a fatica	
σ _{bottom}	-160	-	Mpa

Effetti globali

Ai fini della verifica si combinano gli effetti locali con gli effetti globali ricavati dal modello globale del ponte secondo EC1993 -2 Annex E. Per gli effetti globali sono state considerate due sezioni di verifica:

- Sezione di massimo momento positivo
- Sezione di massimo momento negativo (e massimo momento torcente).

In sez. di Momento positivo max

S11 -190 Mpa

S12 0 Mpa

In sez. di Torsione e momento negativo max

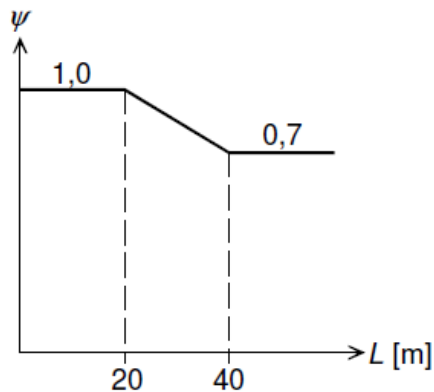
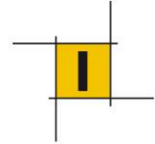
S11 107 Mpa

S12 0 Mpa

Il coefficiente d'interazione è ottenuto secondo l'abaco E.2 del suddetto documento tecnico.

Pertanto si ottiene il seguente coefficiente:

Luce globale	L _{glob}	87	m
coeff.d'interazione	ψ	0.7	



14.5.5 Verifiche tensionali degli irrigidenti

Si assume una tensione limite allo SLU di 338 MPa. Le tensioni risultanti nel materiale sono state calcolate secondo il criterio di von Mises:

$$SID = \sqrt{S_{11}^2 + S_{22}^2 - S_{11} \cdot S_{22} + 3 \cdot S_{12}^2}$$

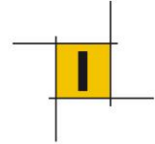
Tensioni di verifica

<u>In mezzeria tra 2 diaframmi</u>	
<u>Momento globale positivo</u>	
S11botttom	107 Mpa
S22bottom	0 Mpa
S12	0 Mpa
SID	107 Mpa
Verifica	SI

<u>In mezzeria tra 2 diaframmi</u>	
<u>Momento globale negativo</u>	
S11botttom	315 Mpa
S22bottom	0 Mpa
S12	0 Mpa
SID	315 Mpa
Verifica	SI

<u>Su diaframma</u>	
<u>Momento globale positivo</u>	
S11botttom	-302 Mpa
S22bottom	0 Mpa
S12	0 Mpa
SID	302 Mpa
Verifica	SI

<u>Su diaframma</u>	
<u>Momento globale negativo</u>	
S11botttom	-85 Mpa
S22bottom	0 Mpa
S12	0 Mpa
SID	85 Mpa
Verifica	SI



14.5.6 Verifica di buckling del singolo irrigidente

Per la verifica di buckling del singolo irrigidente si fa riferimento ai valori dati dalla letteratura (Traité de Génie Civil 10, Construction Métallique) per le piastre presentando le condizioni vincolari seguenti:

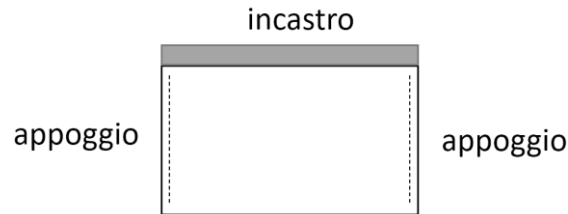


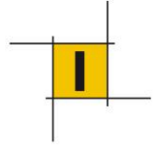
Tableau 12.7 Valeurs minimales du coefficient de voilement k pour différents types de sollicitations et de conditions de bord.

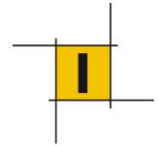
Conditions de bord	Contraintes normales					Contraintes de cisaillement (formules approchées)
	4.00	5.32	7.81	13.40	23.9	$\alpha \geq 1 : k = 5.34 + (4.00/\alpha^2)$ $\alpha \leq 1 : k = 4.00 + (5.34/\alpha^2)$
	6.97	9.27	13.54	24.5	39.52	$\alpha \geq 1 : k = 9.00 + (3.30/\alpha^2)$ $\alpha \leq 1 : k = 7.00 + (5.30/\alpha^2)$
	5.41		11.73		39.52	$\alpha \geq 1 : k = 7.50 + (4.00/\alpha^2)$ $\alpha \leq 1 : k = 6.50 + (5.00/\alpha^2)$
	5.41		9.54		23.94	
	1.28		5.91			
	1.28		1.608		2.134	
	0.426		1.702			
	0.426		0.567		0.851	

Si assume cautelativamente uno stato tensionale uniformemente compresso:

$k_{\sigma,p}$	1.28
σE	1562
$\sigma_{cr,p}$	1999
plate slenderness λ_p	0.42
reduction factor ρ	1

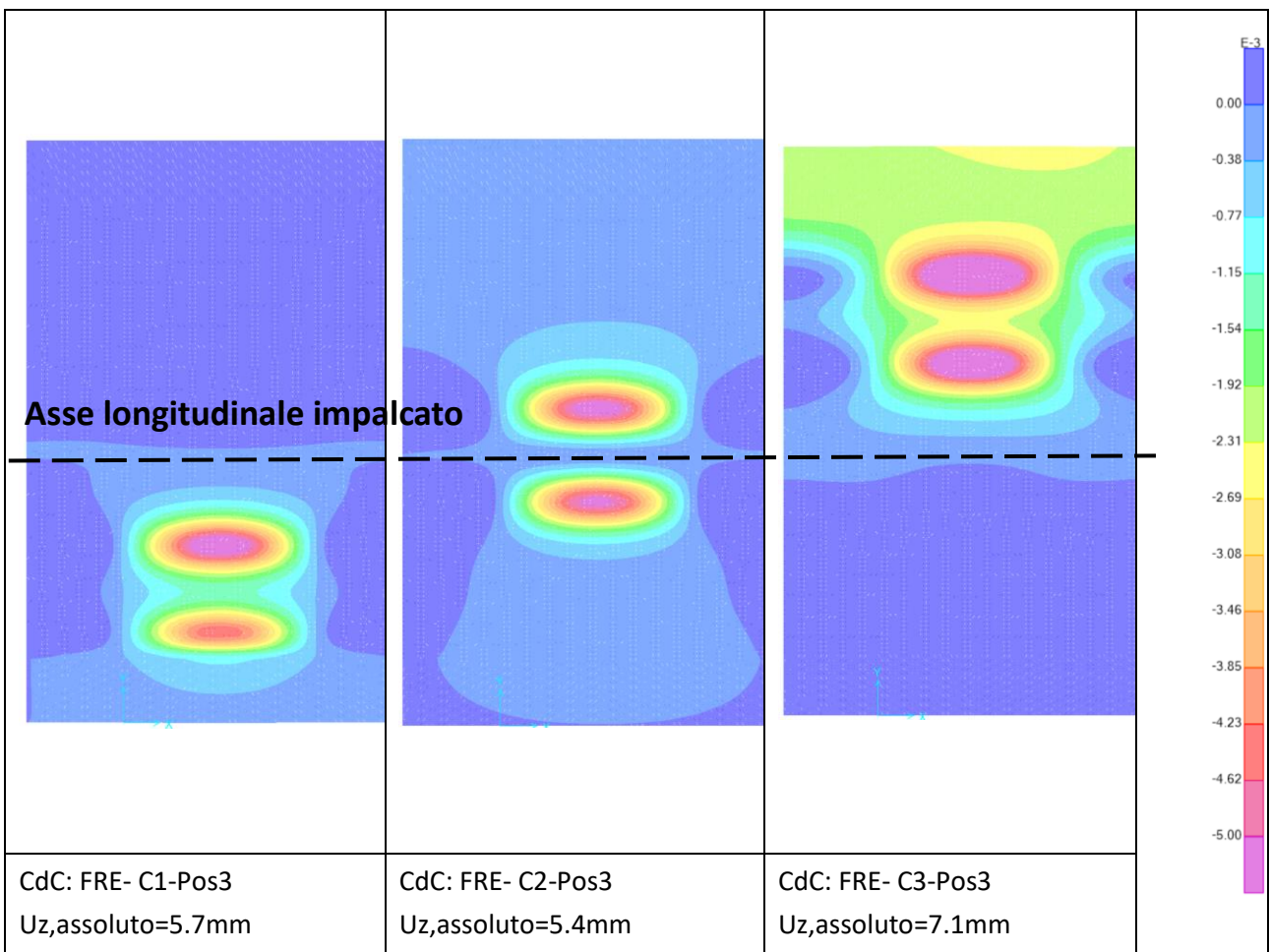
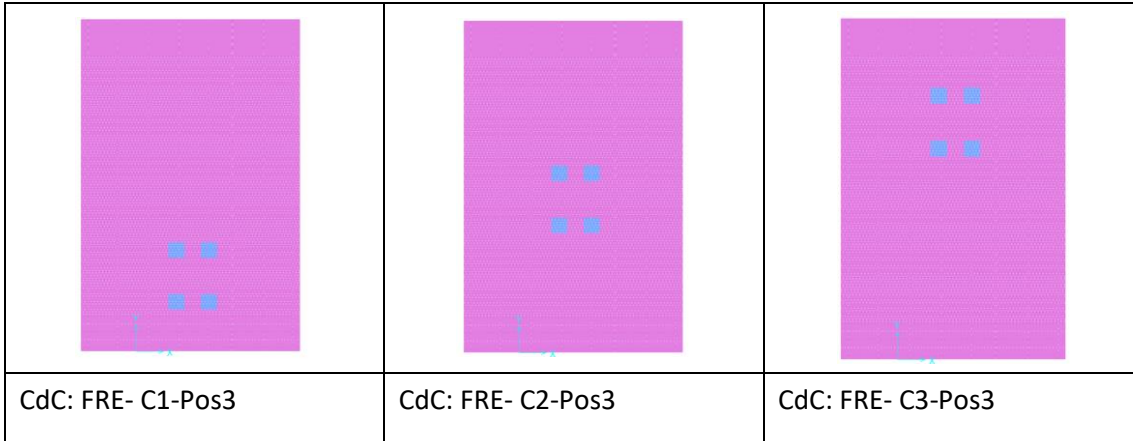
La sezione risulta interamente efficace.

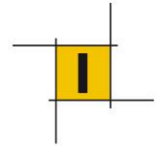




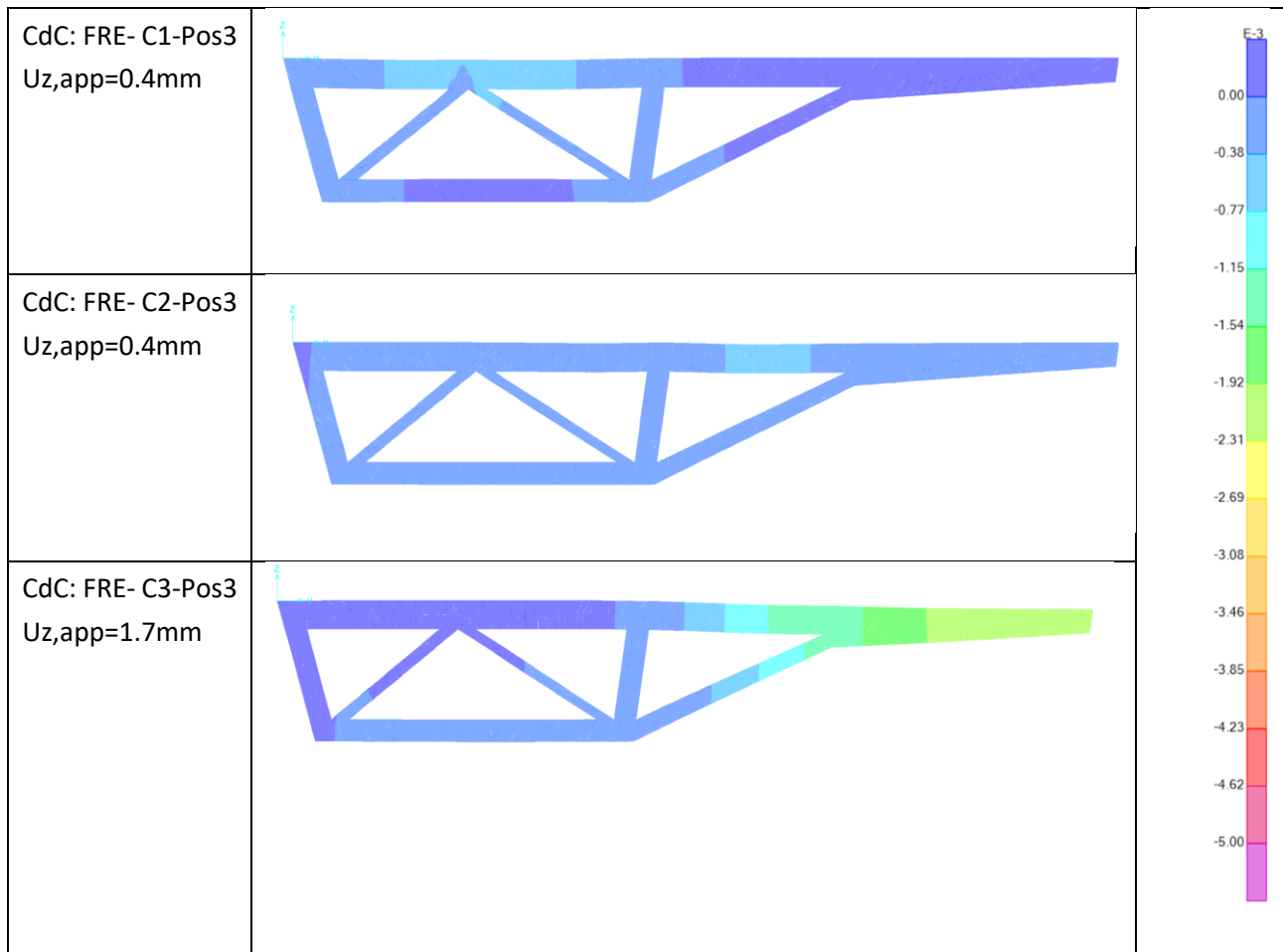
14.5.7 Verifiche delle deformazioni

Si riportano di seguito i diagrammi degli spostamenti verticali assoluti u_z [m] della lastra sotto il carico di un veicolo pesante in condizioni di esercizio ($\psi_1=0.75$, comb. frequente). La posizione delle impronte di carico sono riportate nelle figure di sotto.



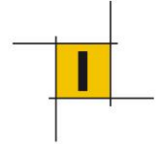


Gli abbassamenti assoluti possono essere decurtati dal valore degli abbassamenti agli appoggi della lastra ortotropa, cioè in corrispondenza dei diaframmi. Questi valori sono riportati nella figura seguente.



Conseguentemente si ottengono i seguenti abbassamenti relativi della lastra ortotropa sotto il passaggio di un veicolo con ruote da 150kN :

Combinazione di carico	Abbassamento relativo [mm]
CdC: FRE- C1-Pos3	5.3
CdC: FRE- C2-Pos3	5
CdC: FRE- C3-Pos3	5.4



14.5.8 Verifica di deformabilità trasversale

La verifica di deformabilità trasversale si esegue secondo la formula di Kloeppel. La luce di lavoro massima della lastra ortotropa è di 300mm (=interasse irrigidenti).

Imponendo una freccia massima pari a $L/300$ si ha:

$$t_{\min} = 0,015 \cdot a \cdot (p)^{1/3}$$

con:

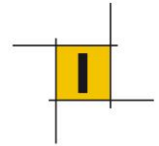
t: spessore in mm

a: luce libera in mm

p: carico locale in Kg/cm^2

a	300	mm
p	7.0	kg/cm^2
tmin	8.6	mm

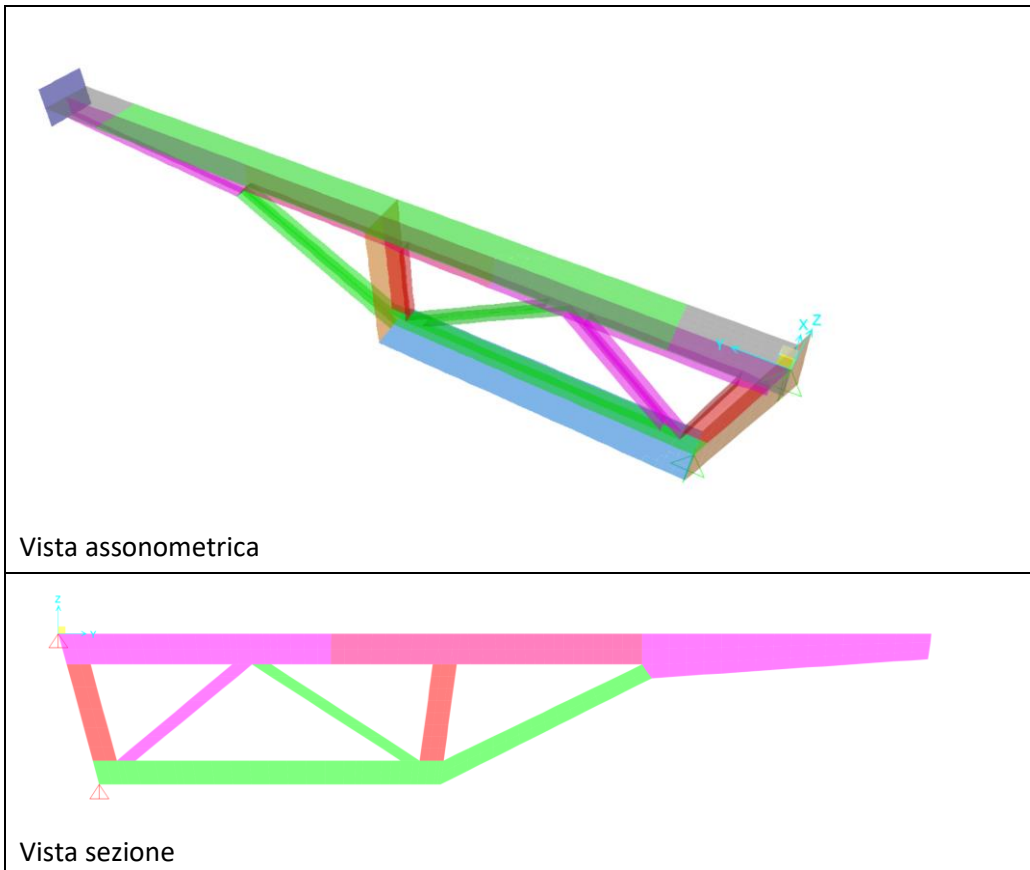
Si conclude che la verifica di deformabilità trasversale secondo la formula di Kloeppel è soddisfatta avendo $16\text{mm} > 8.6\text{mm}$.

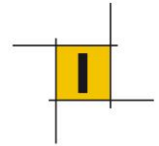


14.6 Verifiche locali Diaframmi di strallo, DF4

Per la valutazione degli sforzi agenti sul diaframma di strallo DF4 è stato realizzato un ulteriore sotto-sistema dell'impalcato, isolando soltanto un diaframma, per analizzare la risposta delle membrature al momento torcente introdotto dallo strallo. Il valore del momento torcente applicato è tratto dal modello globale del ponte. A favore di sicurezza, le condizioni vincolari del modello del singolo diaframma sono state assunte tale da dare un comportamento a mensola al diaframma.

Le sollecitazioni estratte da quest'ulteriore sotto-sistema sono state sommate a quelle ottenute con il modello per le analisi locali presentato all'inizio di questo paragrafo.

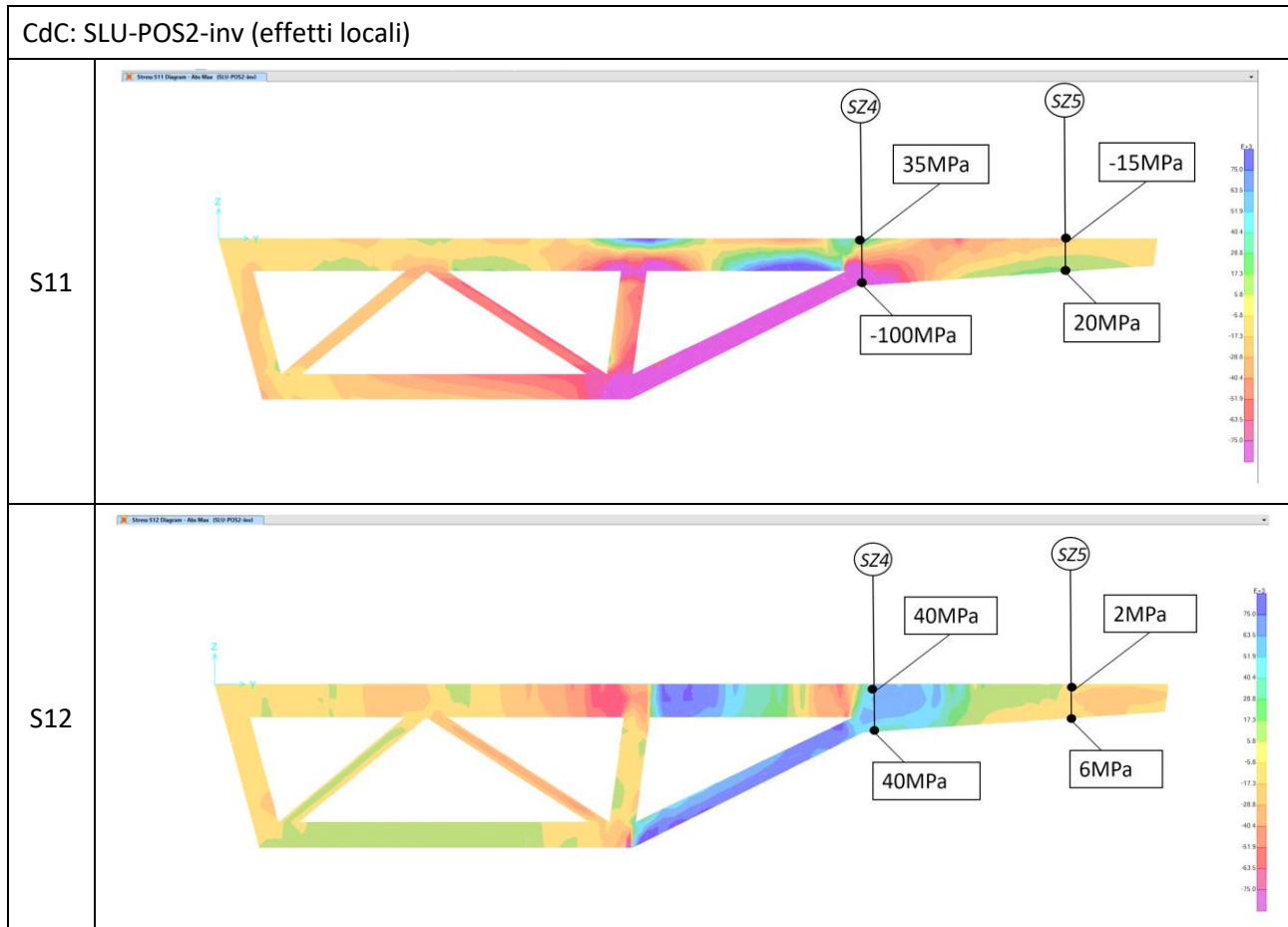




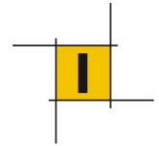
14.6.1 Sollecitazioni e verifiche tensionali elementi di diaframma

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime riscontrate nei pannelli componenti i diaframmi per le combinazioni di carico analizzate. La nomenclatura dei pannelli corrisponde a quanto riportato nell'elaborato grafico di riferimento.

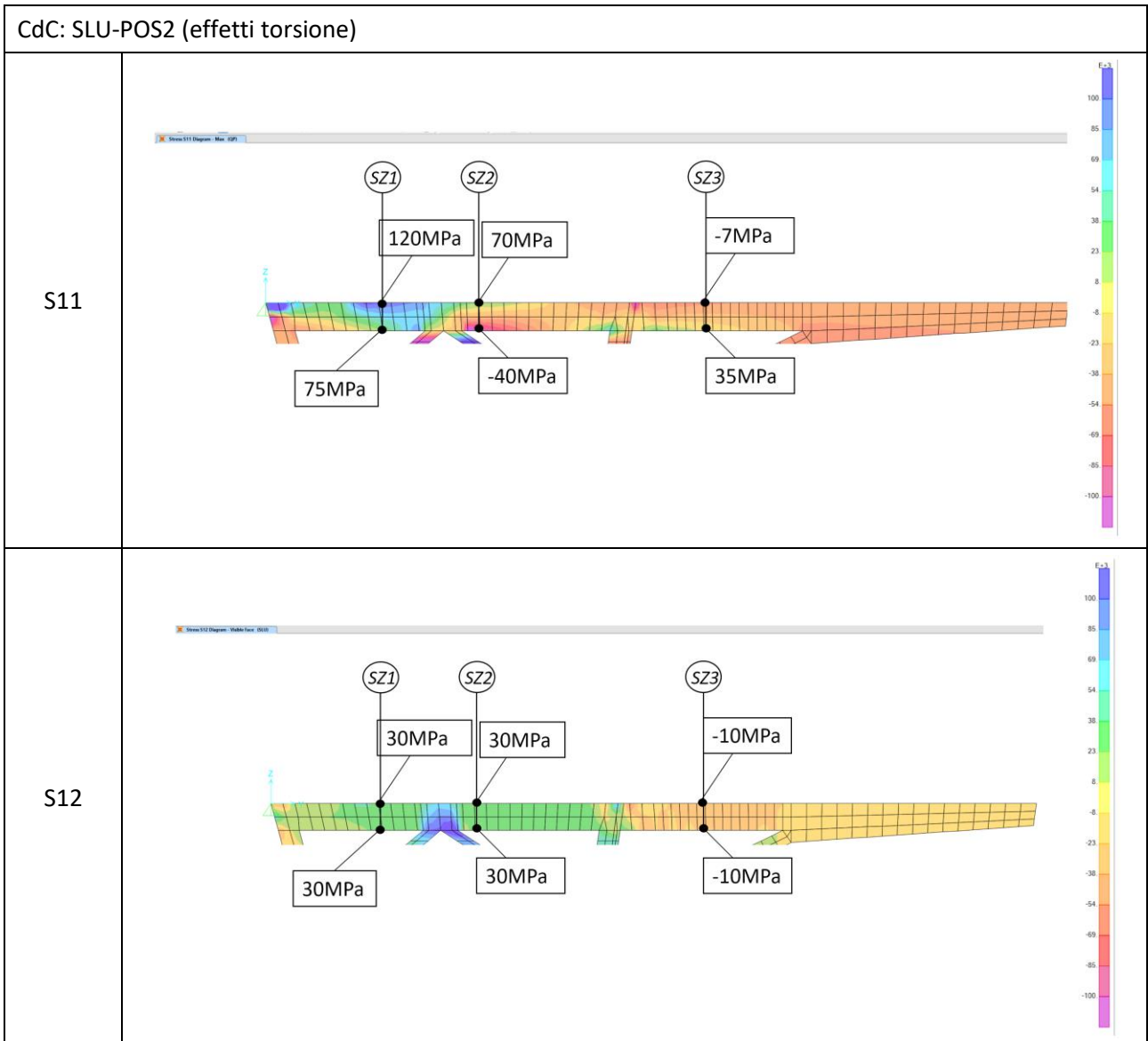
14.6.1.1 Pannello 5

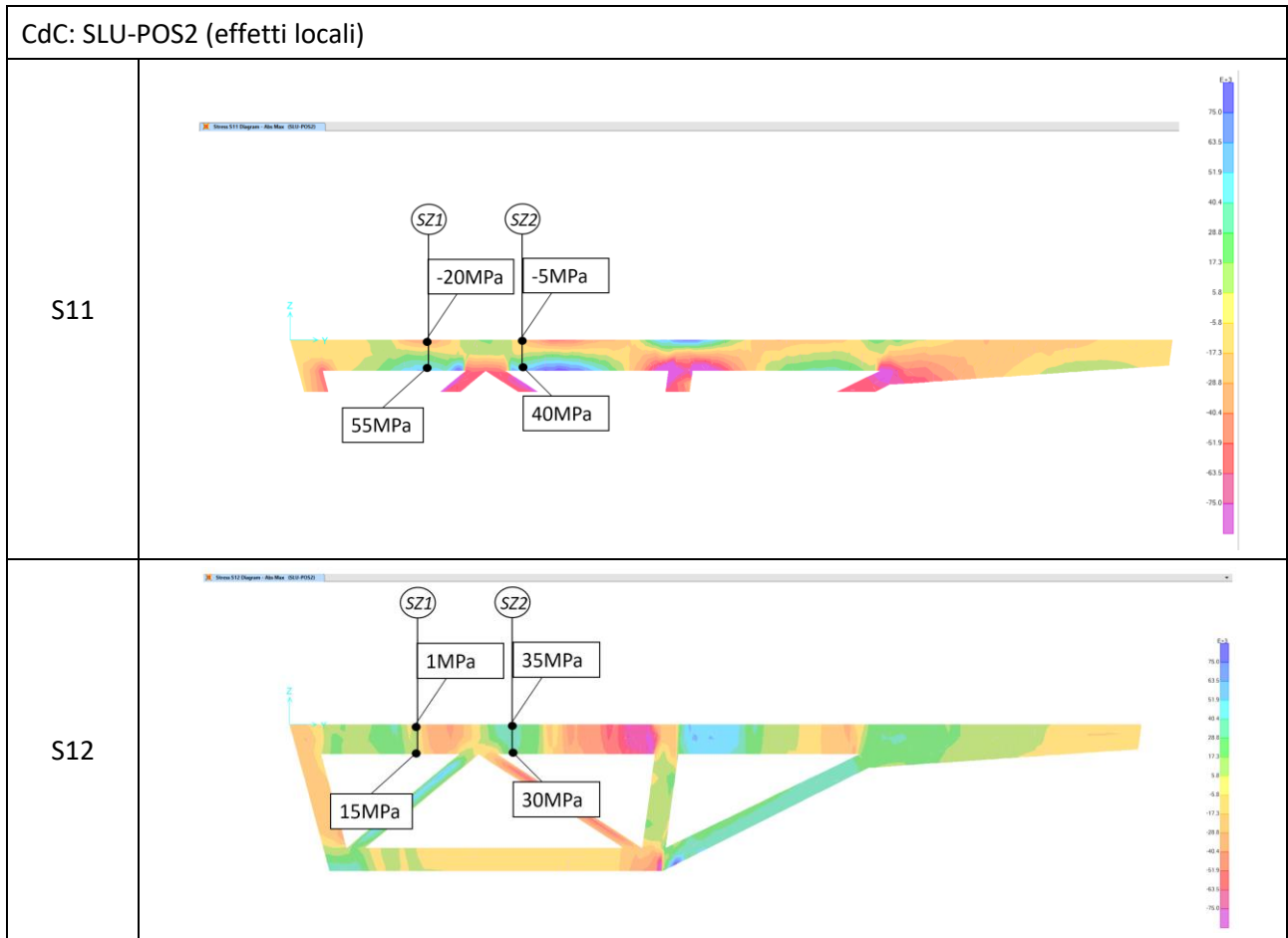
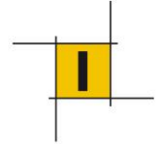


	SZ4		SZ5		
	top	bottom	top	bottom	
σ_{tors}	0	0	0	0	MPa
τ_{tors}	0	0	0	0	MPa
σ_{loc}	35	-100	-15	20	MPa
τ_{loc}	40	40	2	6	MPa
σ_{id}	78	122	15	23	MPa
Verifica $\sigma_{id} < f_{yd}$	ok	ok	ok	ok	

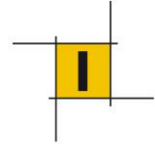


14.6.1.2 Pannello 3

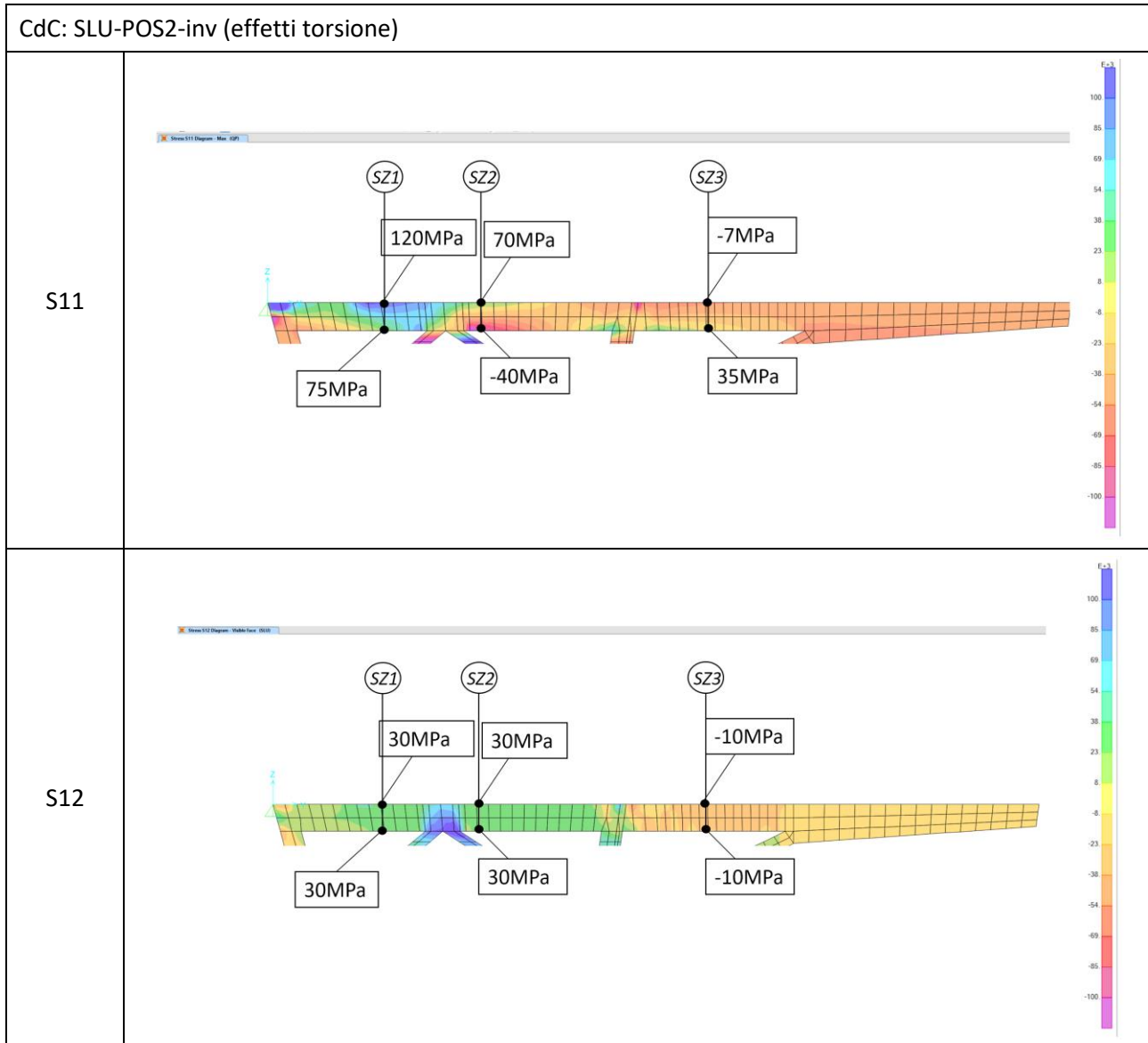


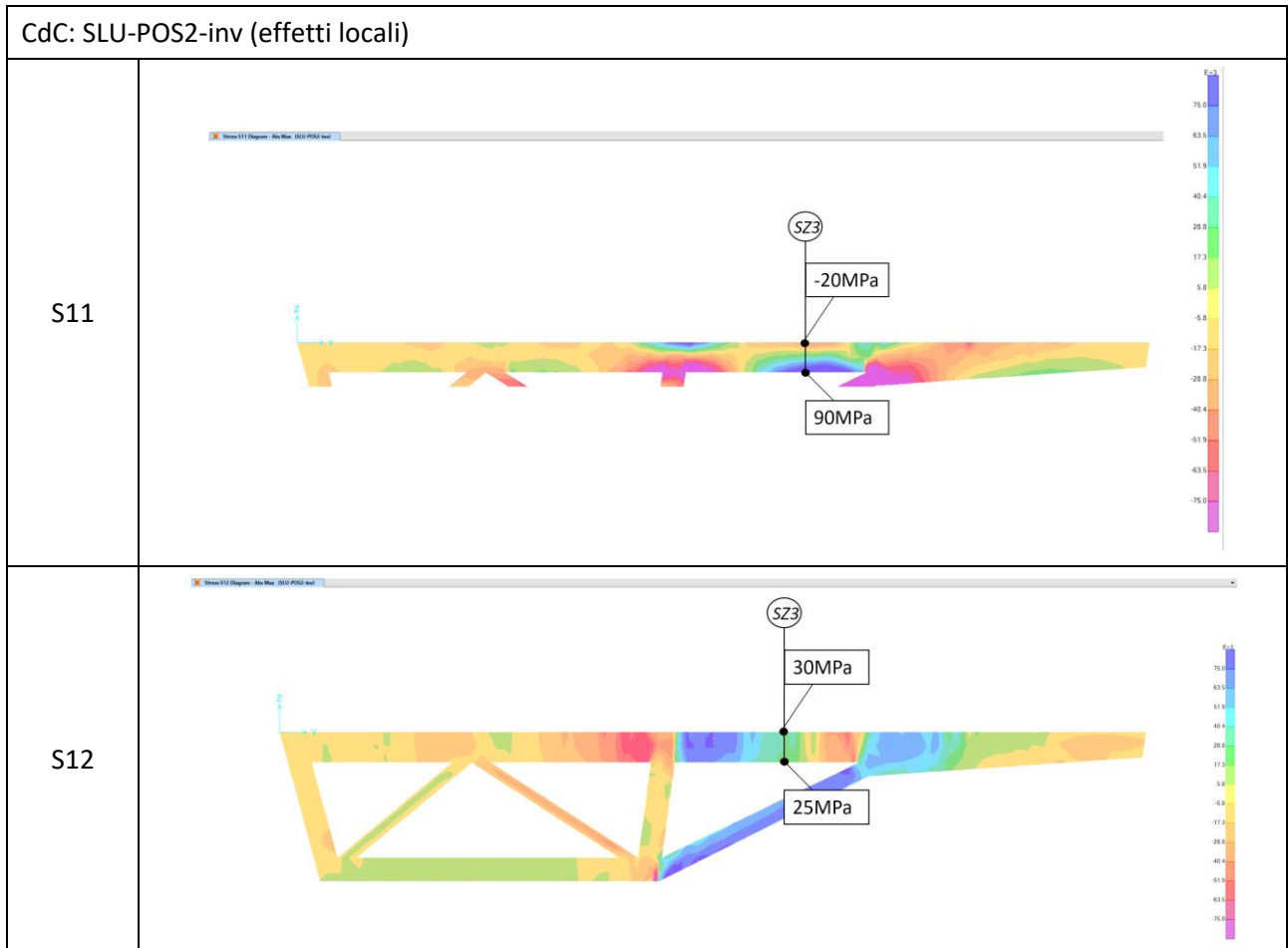
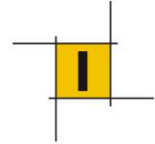


	SZ1		SZ2		
	top	bottom	top	bottom	
σ_{tors}	120	75	70	-40	MPa
τ_{tors}	30	30	30	30	MPa
σ_{loc}	-20	55	-5	40	MPa
τ_{loc}	1	15	35	30	MPa
σ_{id}	114	152	130	104	MPa
Verifica $\sigma_{id} < f_{yd}$	ok	ok	ok	ok	

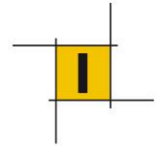


14.6.1.3 Pannello 4

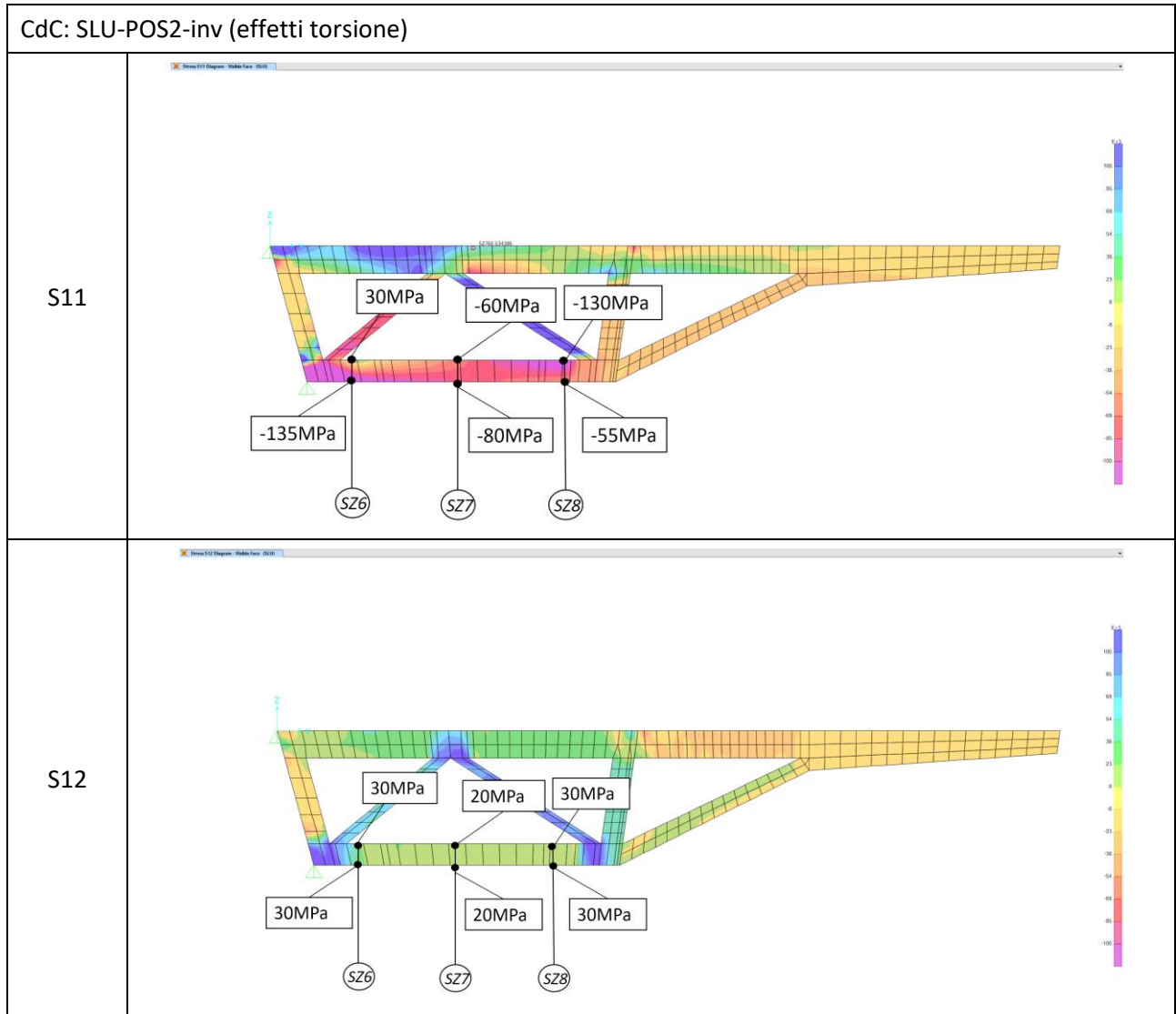


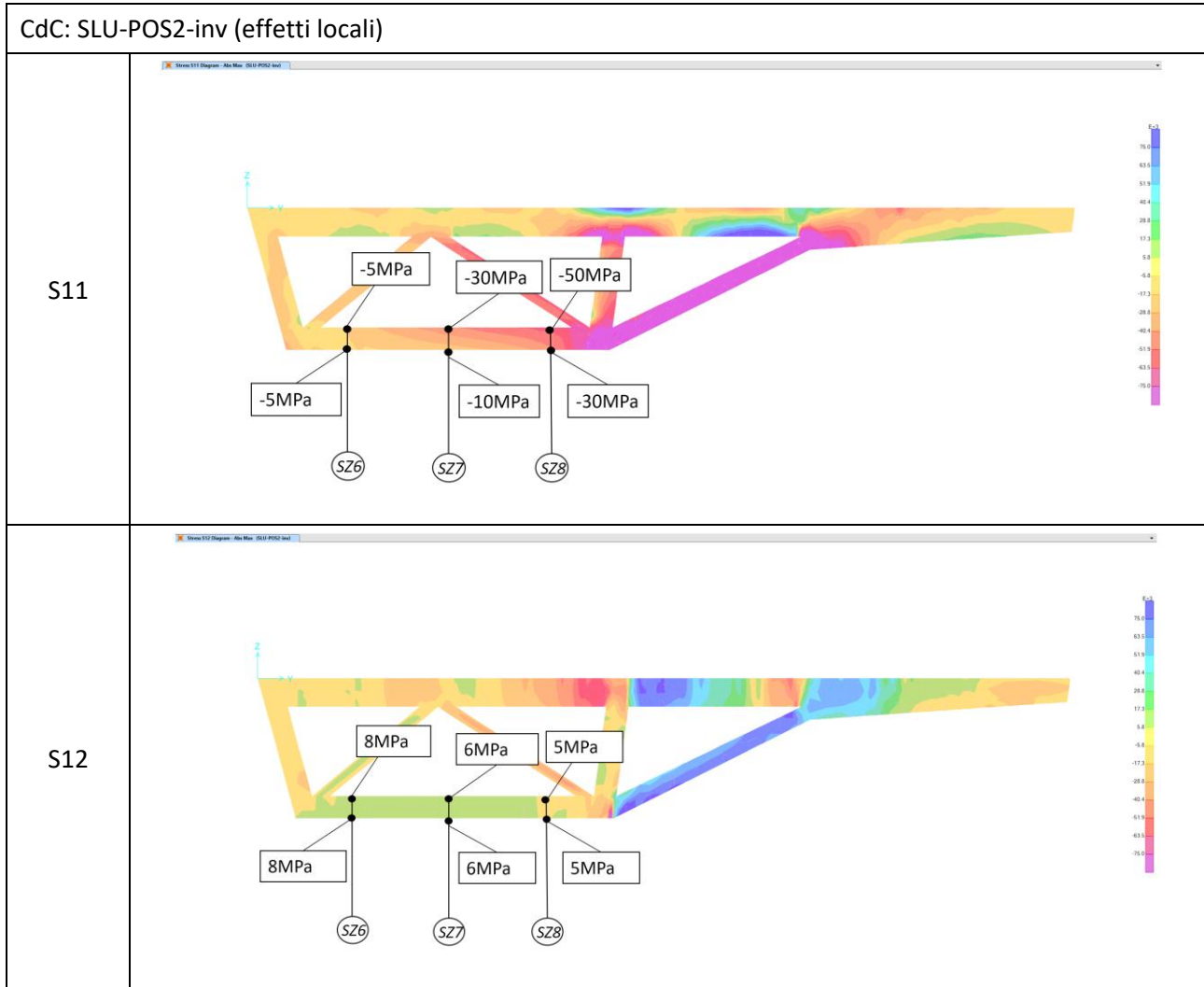
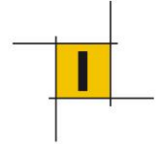


	<u>SZ3</u>		
	top	bottom	
σ_{tors}	-7	35	MPa
τ_{tors}	-10	-10	MPa
σ_{loc}	-20	90	MPa
τ_{loc}	30	25	MPa
σ_{id}	44	128	MPa
Verifica $\sigma_{id} < f_{yd}$	ok	ok	

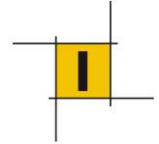


14.6.1.4 Pannello 1

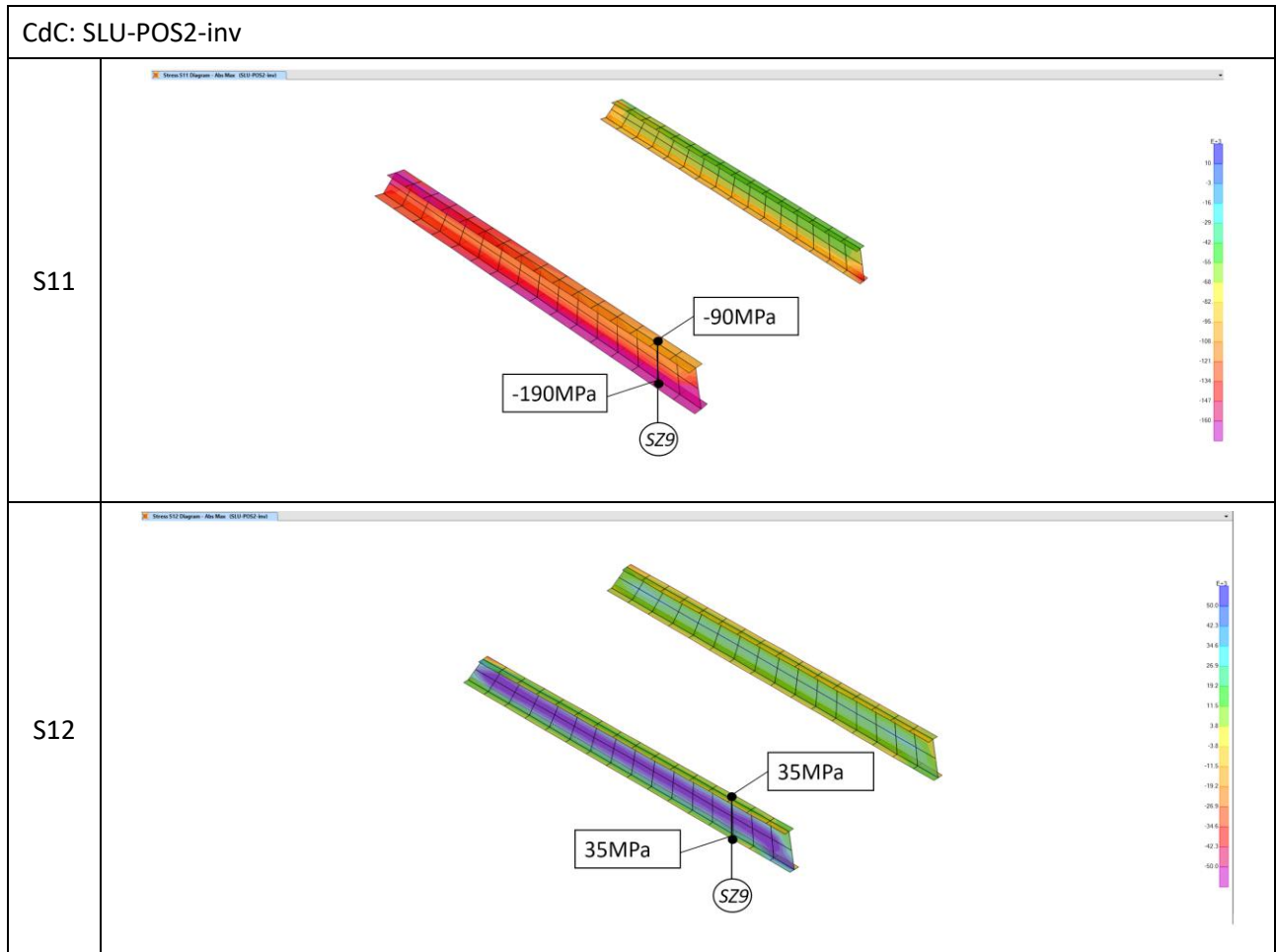




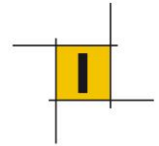
	<u>SZ6</u>		<u>SZ7</u>		<u>SZ8</u>		
	top	bottom	top	bottom	top	bottom	
σ_{tors}	30	-135	-60	-80	-130	-55	MPa
τ_{tors}	30	30	20	20	30	30	MPa
σ_{loc}	-5	-5	-30	-10	-50	-30	MPa
τ_{loc}	8	8	6	6	5	5	MPa
σ_{id}	70	155	101	101	190	104	MPa
Verifica $\sigma_{id} < f_{yd}$	ok	ok	ok	ok	ok	ok	



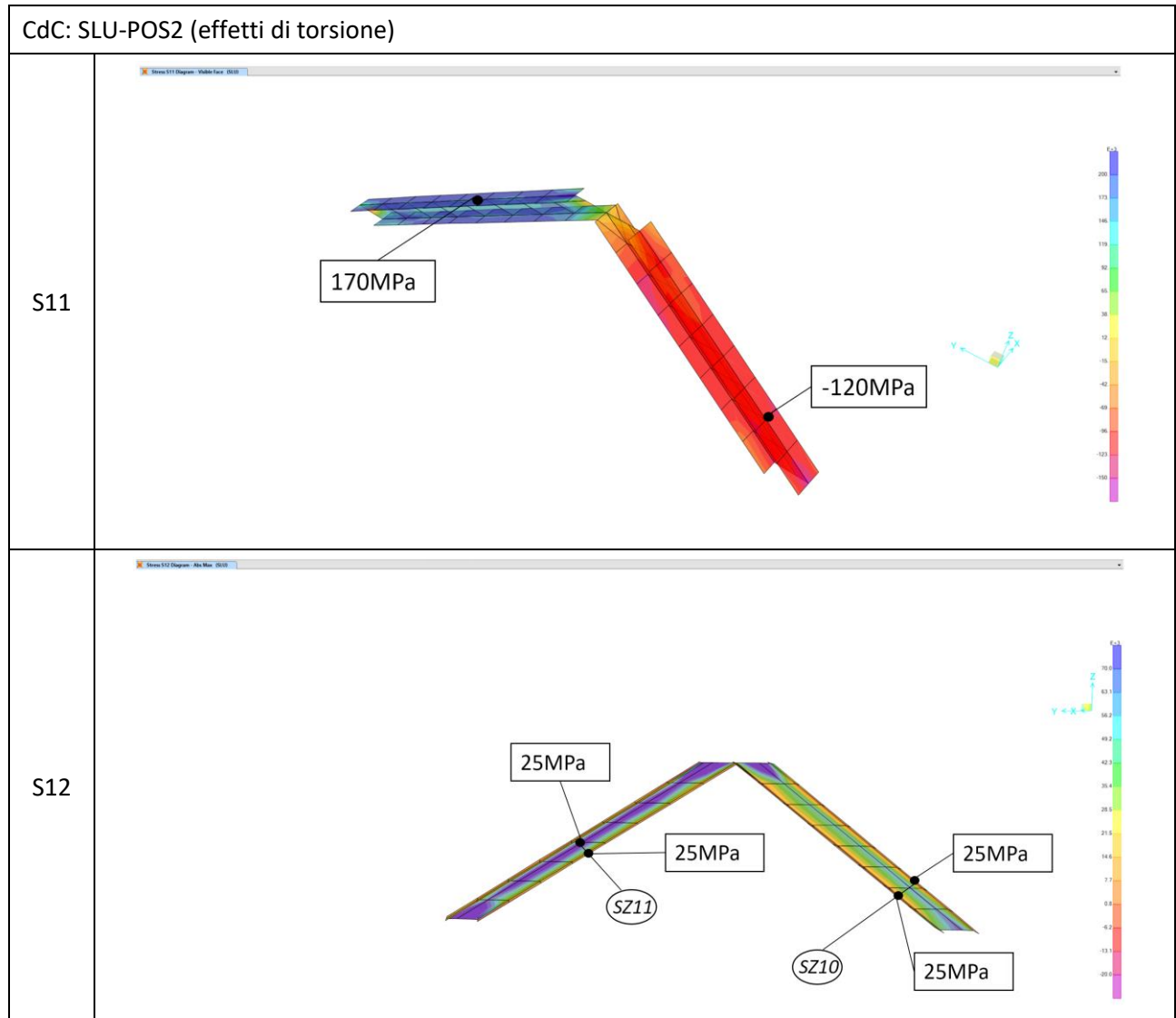
14.6.1.5 Pannello 7 (=punti)

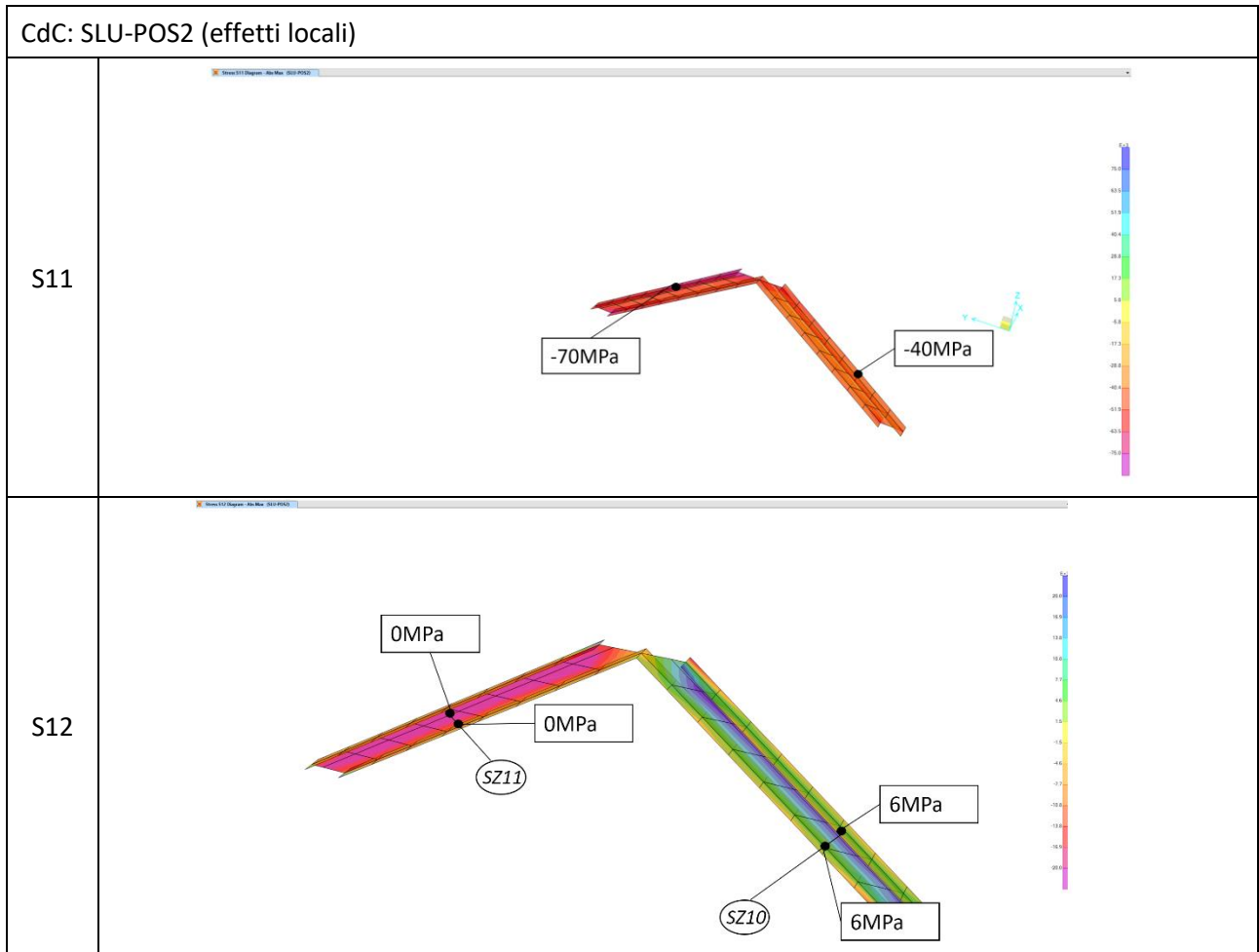
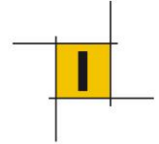


	SZ9		
	top	bottom	
$\sigma_{,tors}$	0	0	MPa
$\tau_{,tors}$	0	0	MPa
$\sigma_{,loc}$	-90	-190	MPa
$\tau_{,loc}$	35	35	MPa
$\sigma_{,id}$	109	199	MPa
Verifica $\sigma_{,id} < f_{yd}=338$	ok	ok	

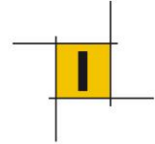


14.6.1.6 Diagonali

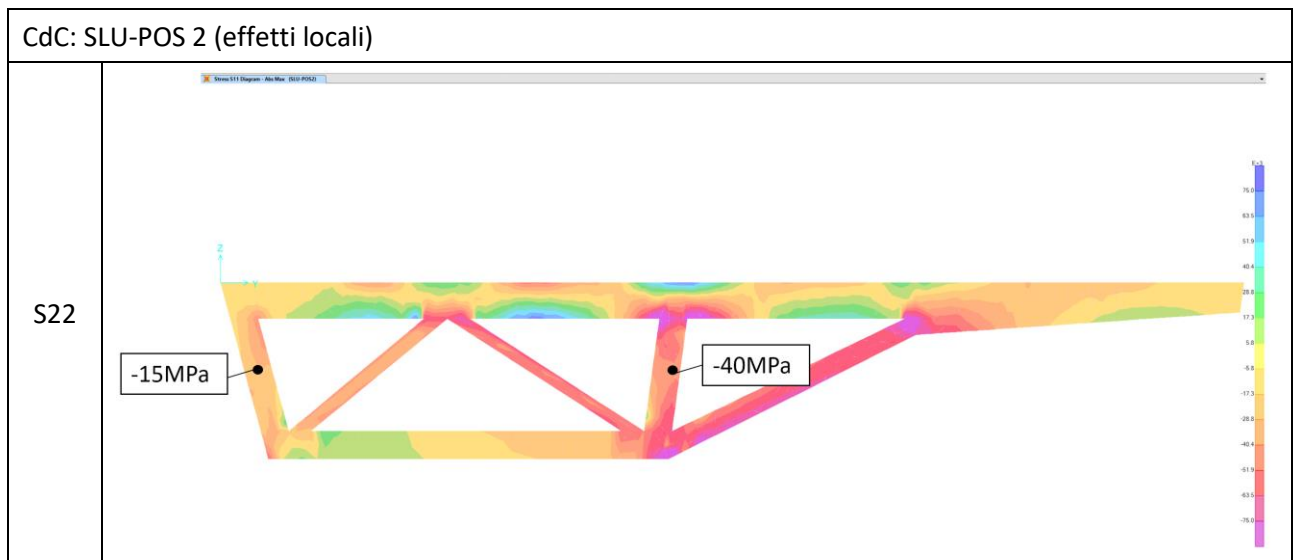
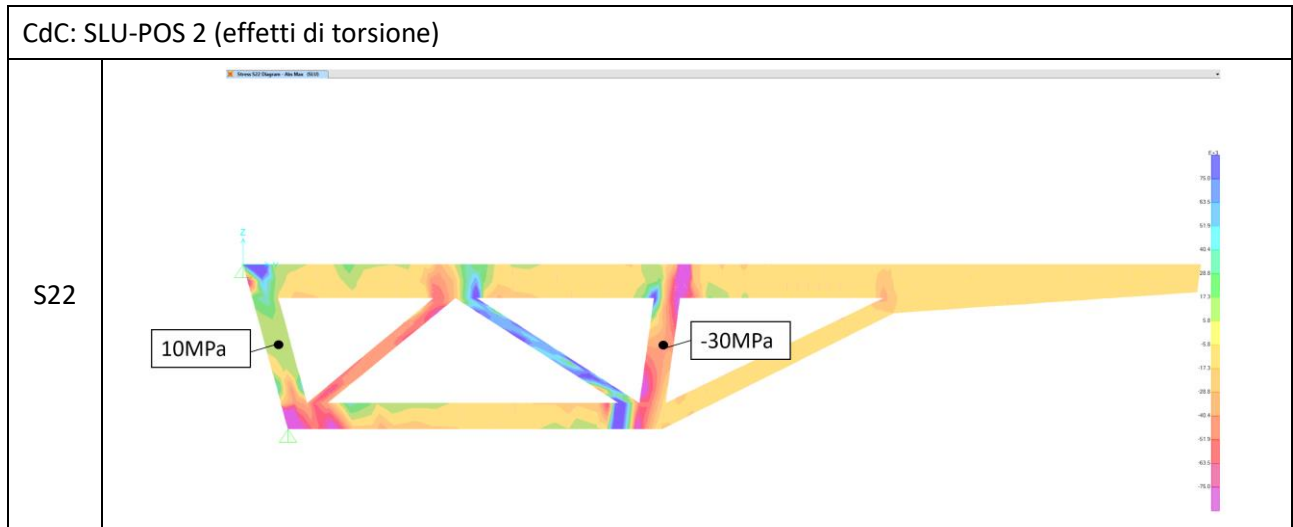




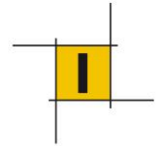
	SZ10	SZ11	
σ_{tors}	-120	170	MPa
τ_{tors}	25	25	MPa
σ_{loc}	-40	-70	MPa
τ_{loc}	6	0	MPa
σ_{id}	169	109	MPa
Verifica $\sigma_{id} < f_{yd}$	ok	ok	



14.6.1.7 Pannello d'anima



	SZ12	SZ13	
$\sigma_{,tors}$	10	-30	MPa
$\tau_{,tors}$	0	0	MPa
$\sigma_{,loc}$	-15	-40	MPa
$\tau_{,loc}$	0	0	MPa
$\sigma_{,id}$	5	70	MPa
Verifica $\sigma_{,id} < f_{yd}$	ok	ok	

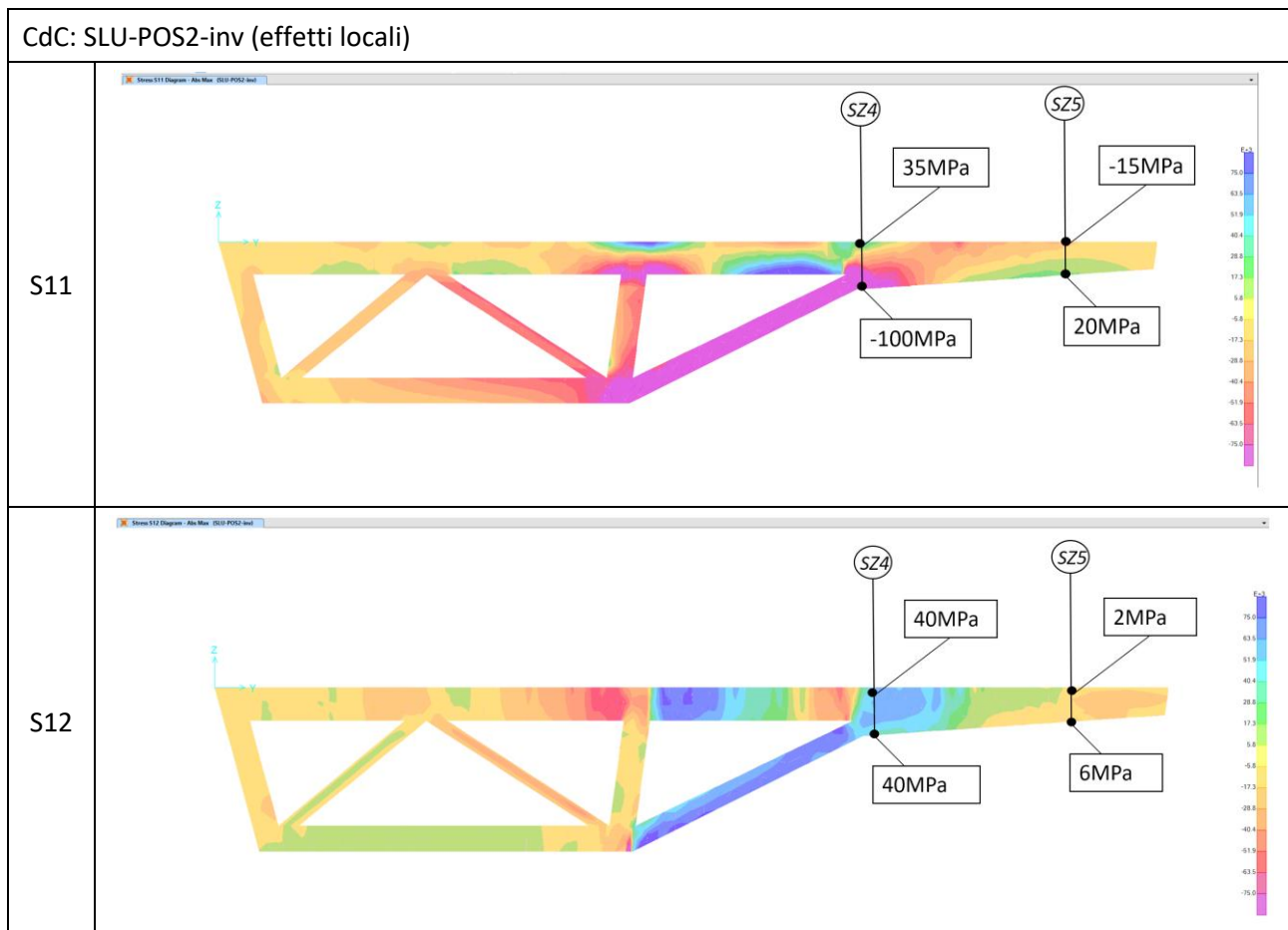


14.7 Diaframma corrente DF1

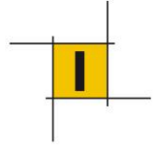
14.7.1 Sollecitazioni e verifiche tensionali elementi di diaframma

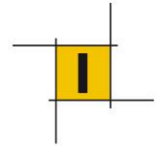
Si riportano di seguito le sollecitazioni massime riscontrate nei pannelli componenti i diaframmi per le combinazioni di carico analizzate. La nomenclatura dei pannelli corrisponde a quanto riportato nell'elaborato grafico di riferimento.

14.7.1.1 Pannello 5

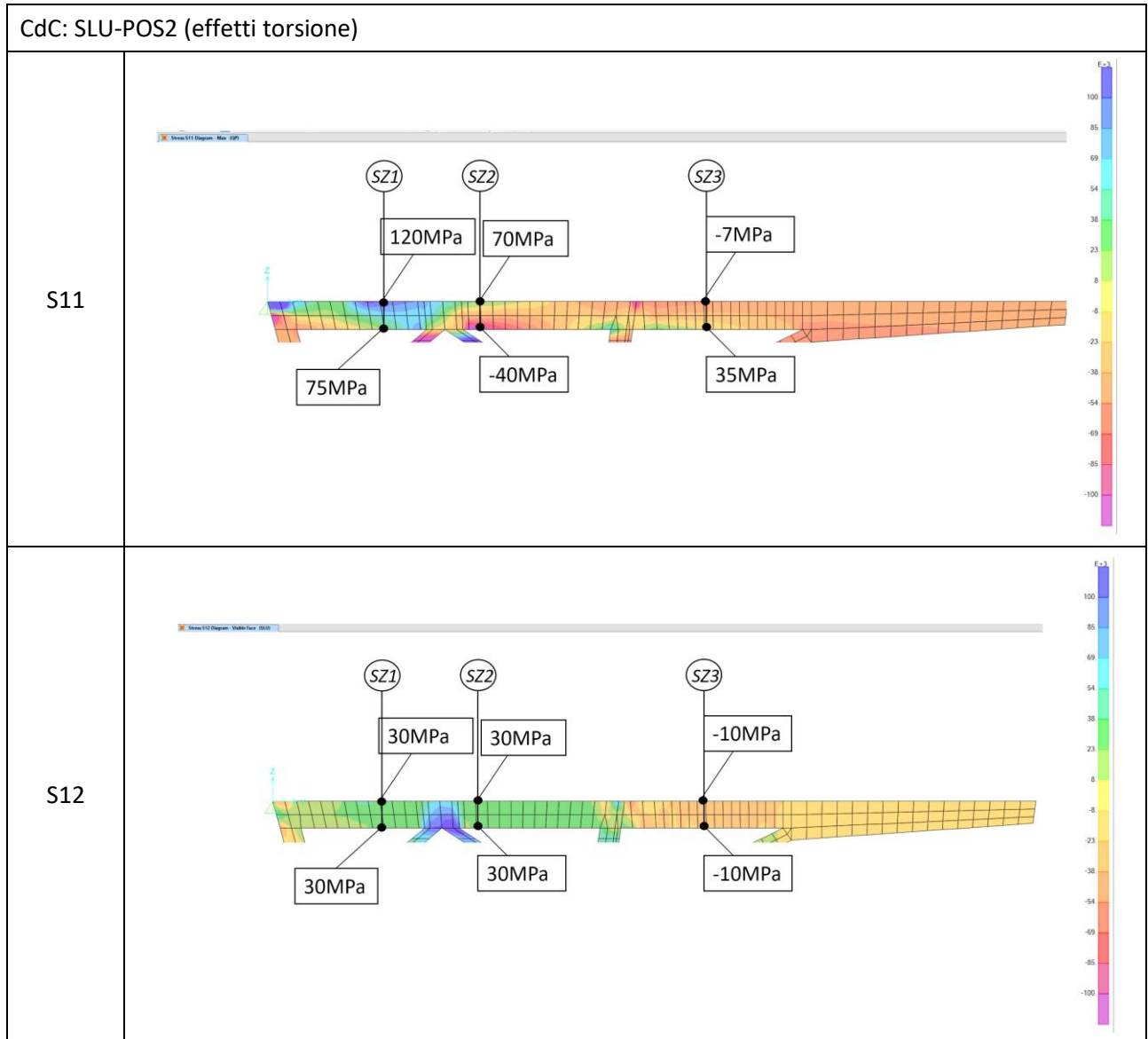


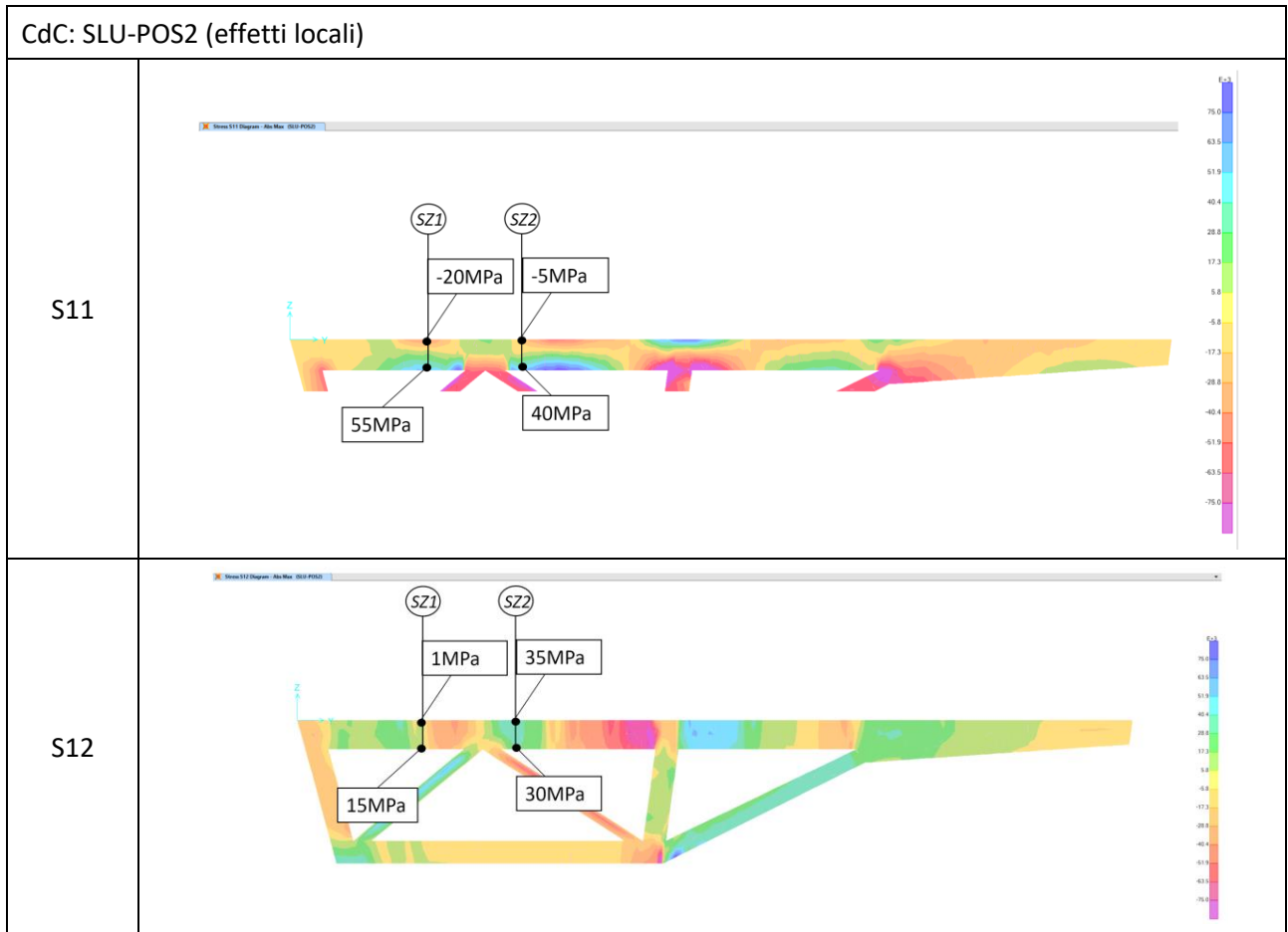
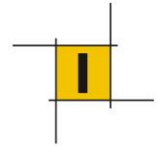
	SZ4		SZ5		
	top	bottom	top	bottom	
σ_{tors}	0	0	0	0	MPa
τ_{tors}	0	0	0	0	MPa
σ_{loc}	35	-100	-15	20	MPa
τ_{loc}	40	40	2	6	MPa
σ_{id}	78	122	15	23	MPa
Verifica $\sigma_{id} < f_{yd}$	ok	ok	ok	ok	



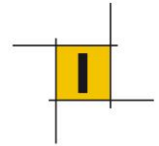


14.7.1.2 Pannello 3

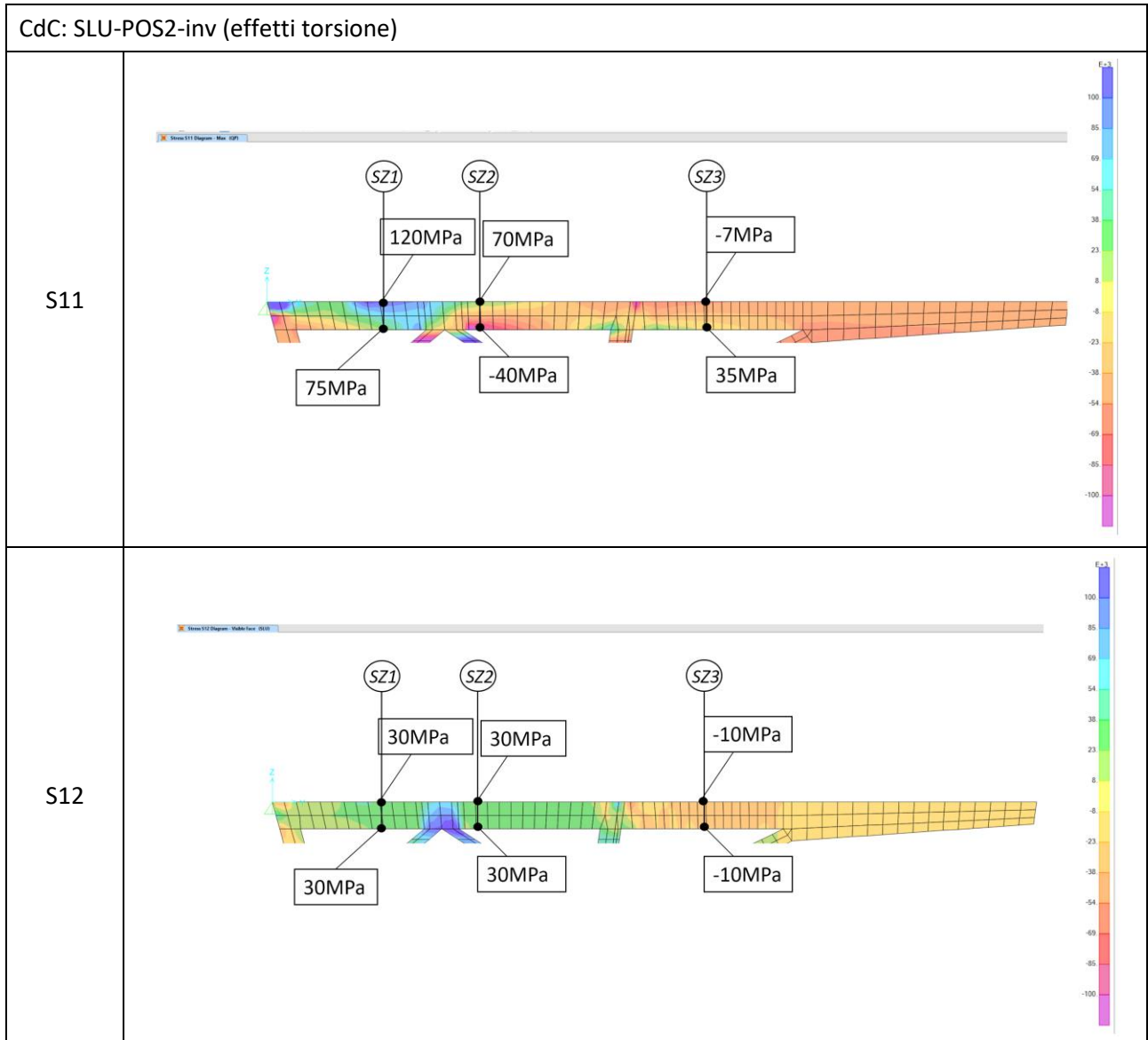


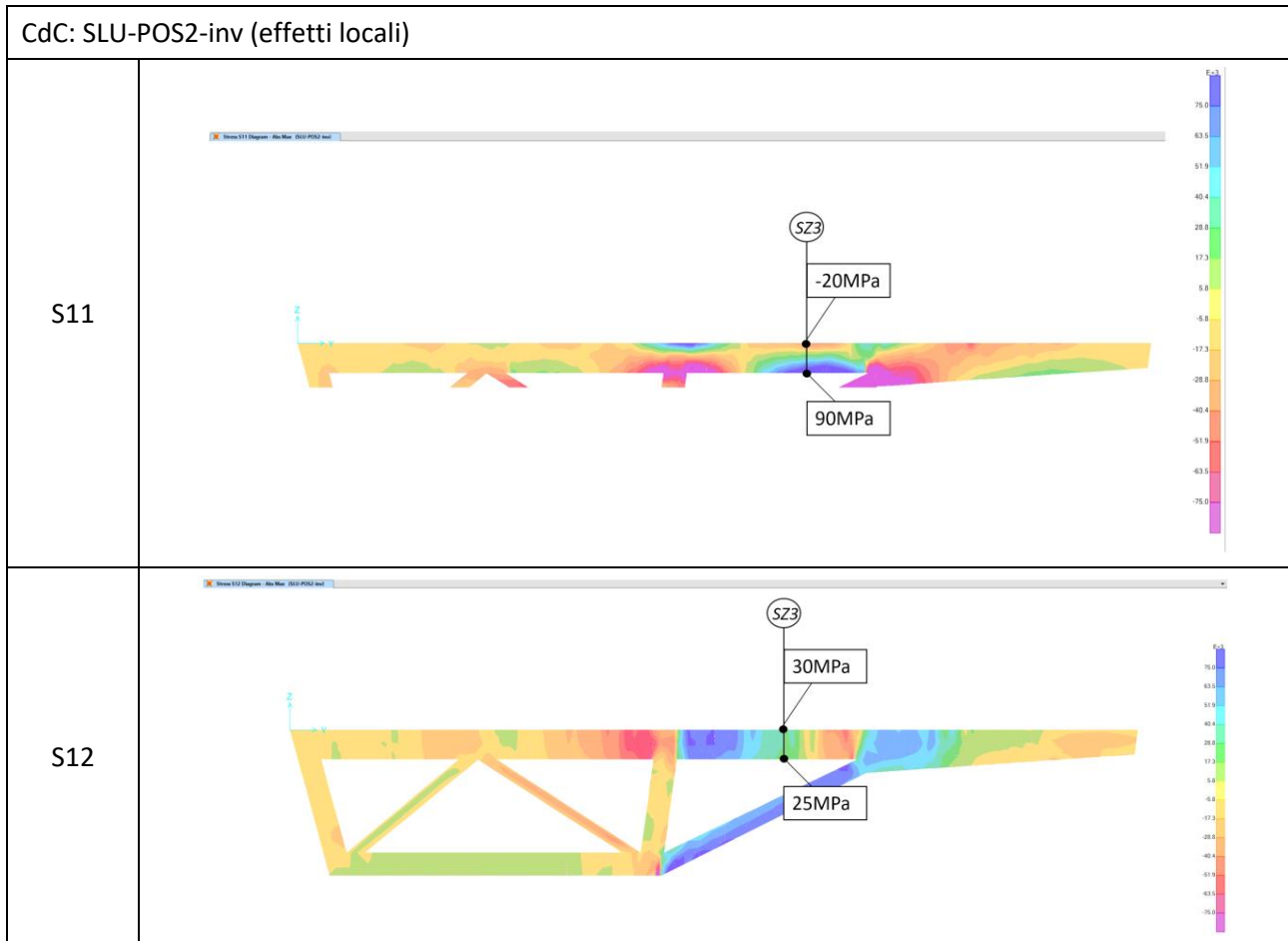
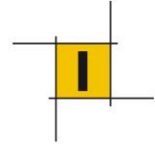


	<u>SZ1</u>		<u>SZ2</u>		
	top	bottom	top	bottom	
$\sigma_{,tors}$	120	75	70	-40	MPa
$\tau_{,tors}$	30	30	30	30	MPa
$\sigma_{,loc}$	-20	55	-5	40	MPa
$\tau_{,loc}$	1	15	35	30	MPa
$\sigma_{,id}$	114	152	130	104	MPa
Verifica $\sigma_{,id} < f_{yd}$	ok	ok	ok	ok	

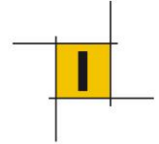


14.7.1.3 Pannello 4

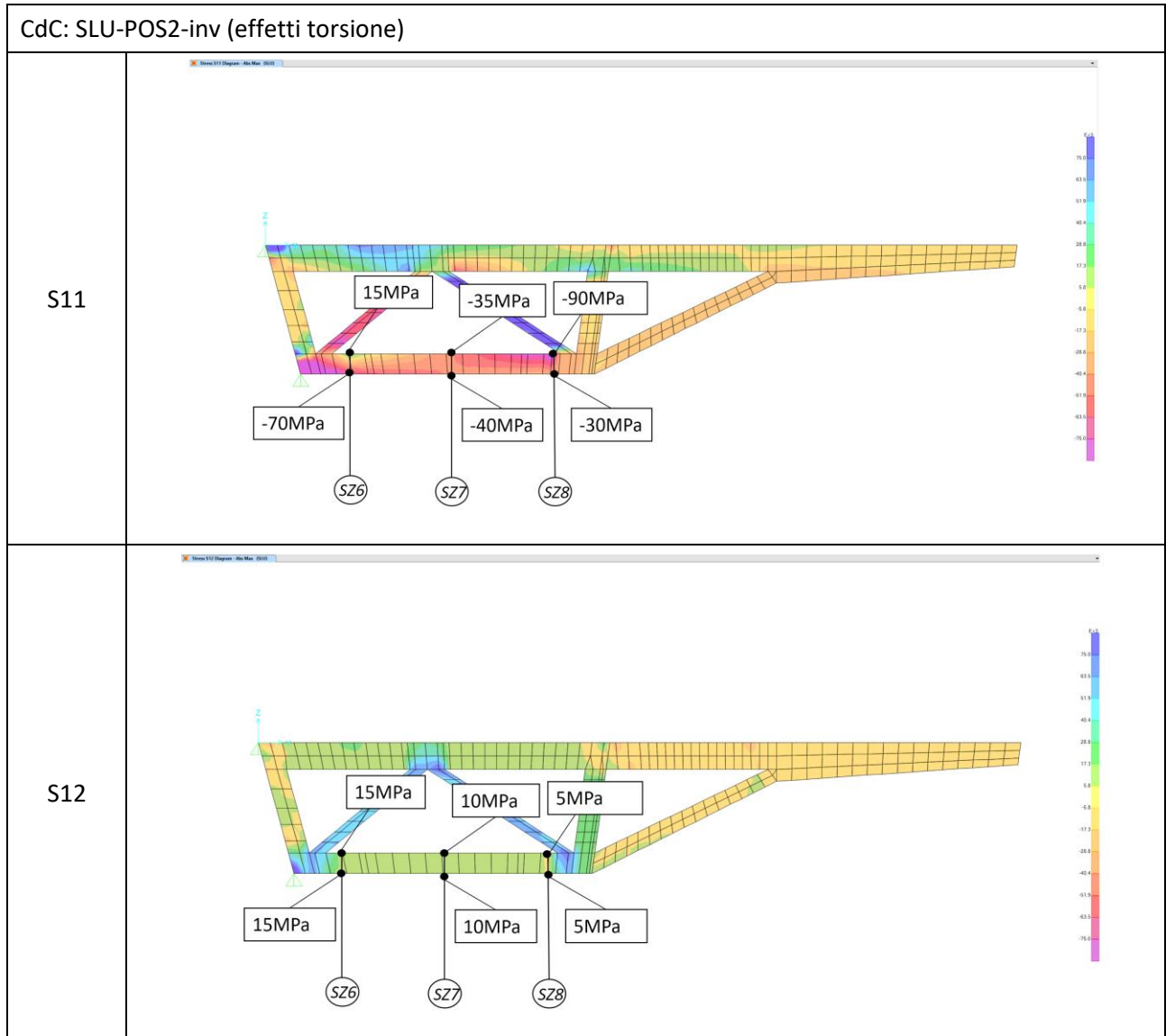


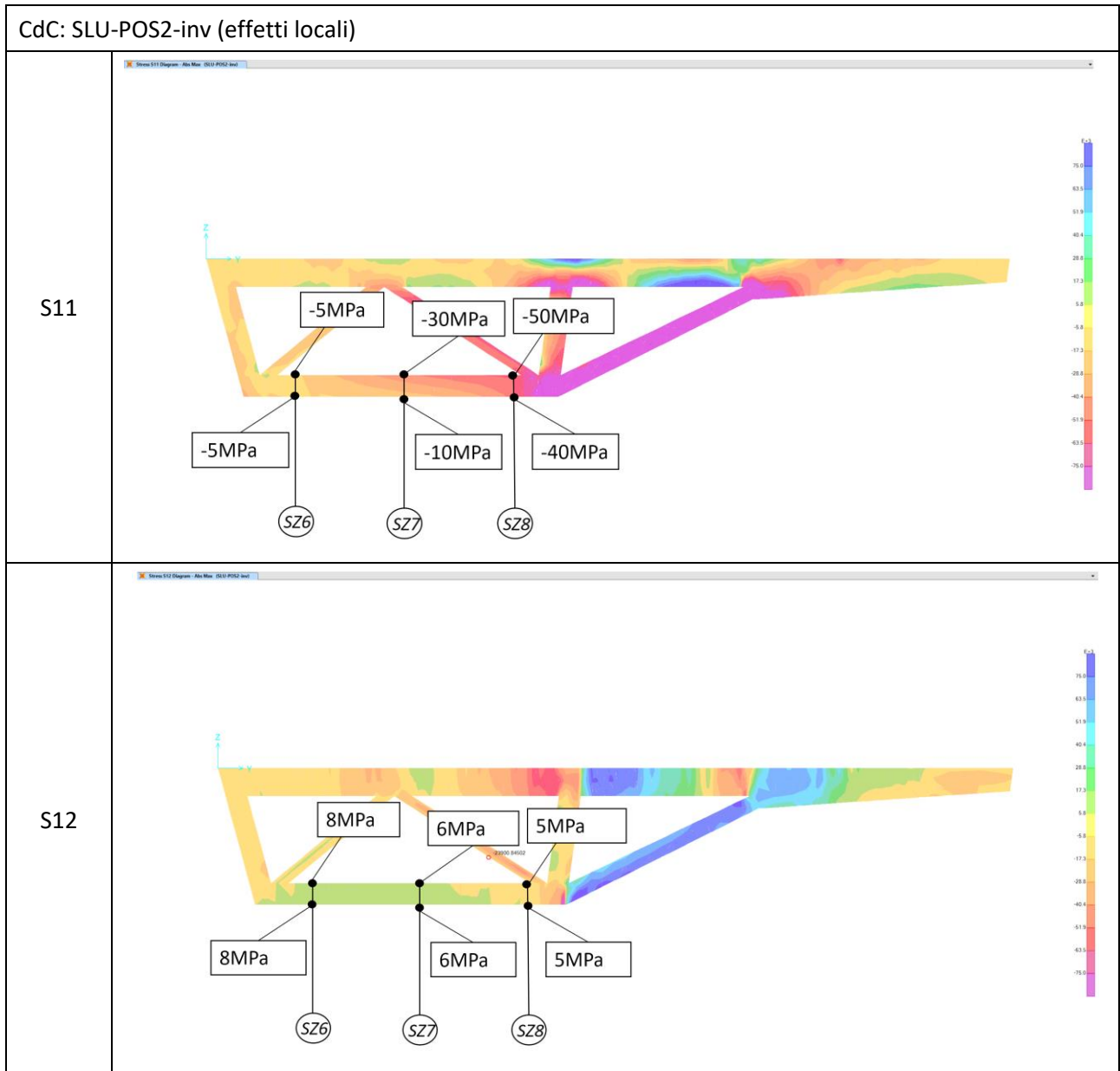
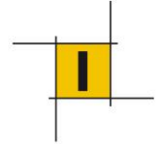


	SZ3		
	top	bottom	
σ_{tors}	-7	35	MPa
τ_{tors}	-10	-10	MPa
σ_{loc}	-20	90	MPa
τ_{loc}	30	25	MPa
σ_{id}	44	128	MPa
Verifica $\sigma_{id} < f_{yd}$	ok	ok	

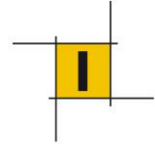


14.7.1.4 Pannello 1

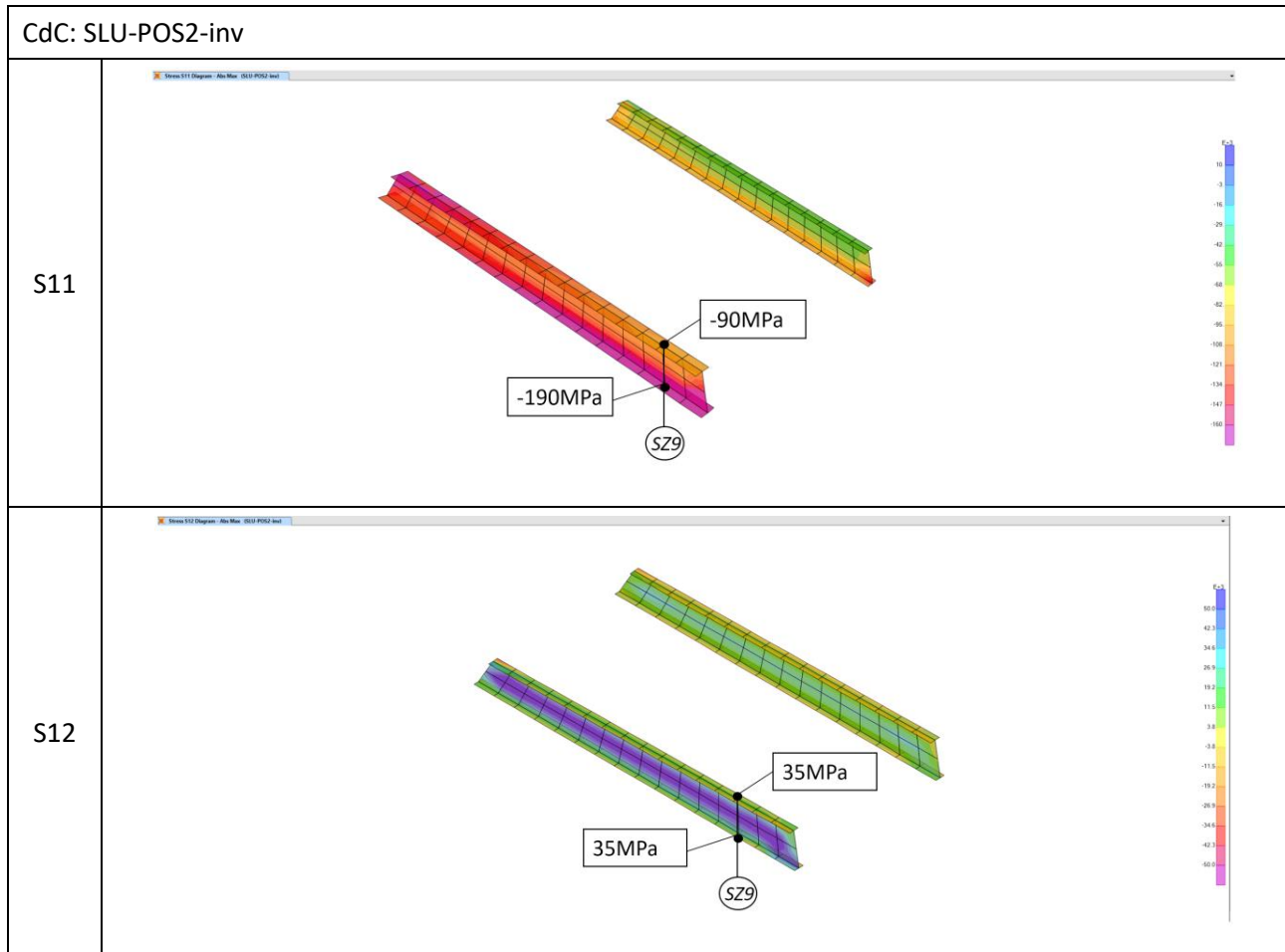




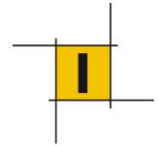
	SZ6		SZ7		SZ8		
	top	bottom	top	bottom	top	bottom	
σ_{tors}	15	-70	-35	-40	-90	-30	MPa
τ_{tors}	15	15	10	10	5	5	MPa
σ_{loc}	-5	-5	-30	-10	-50	-40	MPa
τ_{loc}	8	8	6	6	5	5	MPa
σ_{id}	41	85	71	57	141	72	MPa
Verifica $\sigma_{id} < f_{yd}$	ok	ok	ok	ok	ok	ok	



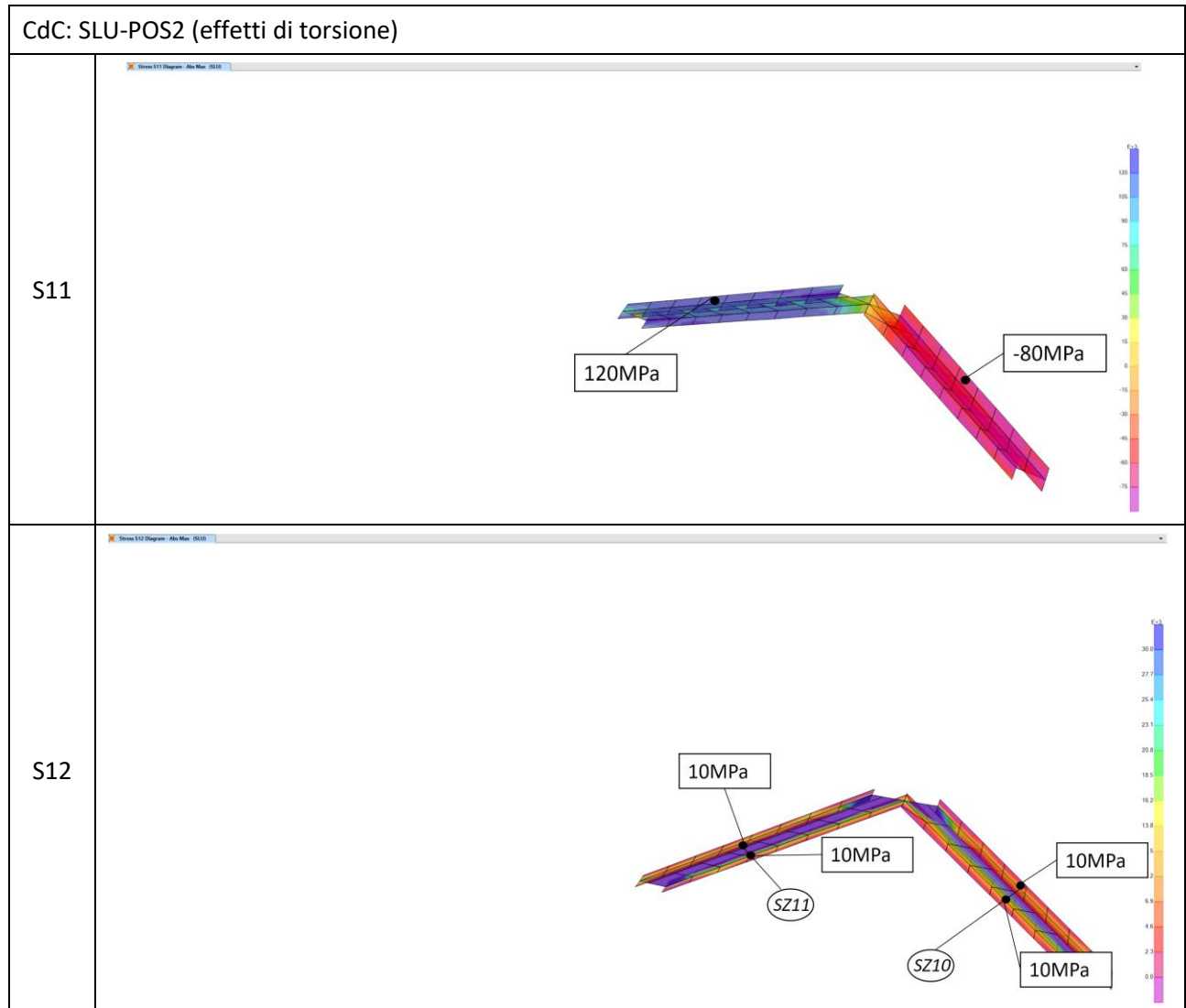
14.7.1.5 Pannello 7 (=punti)

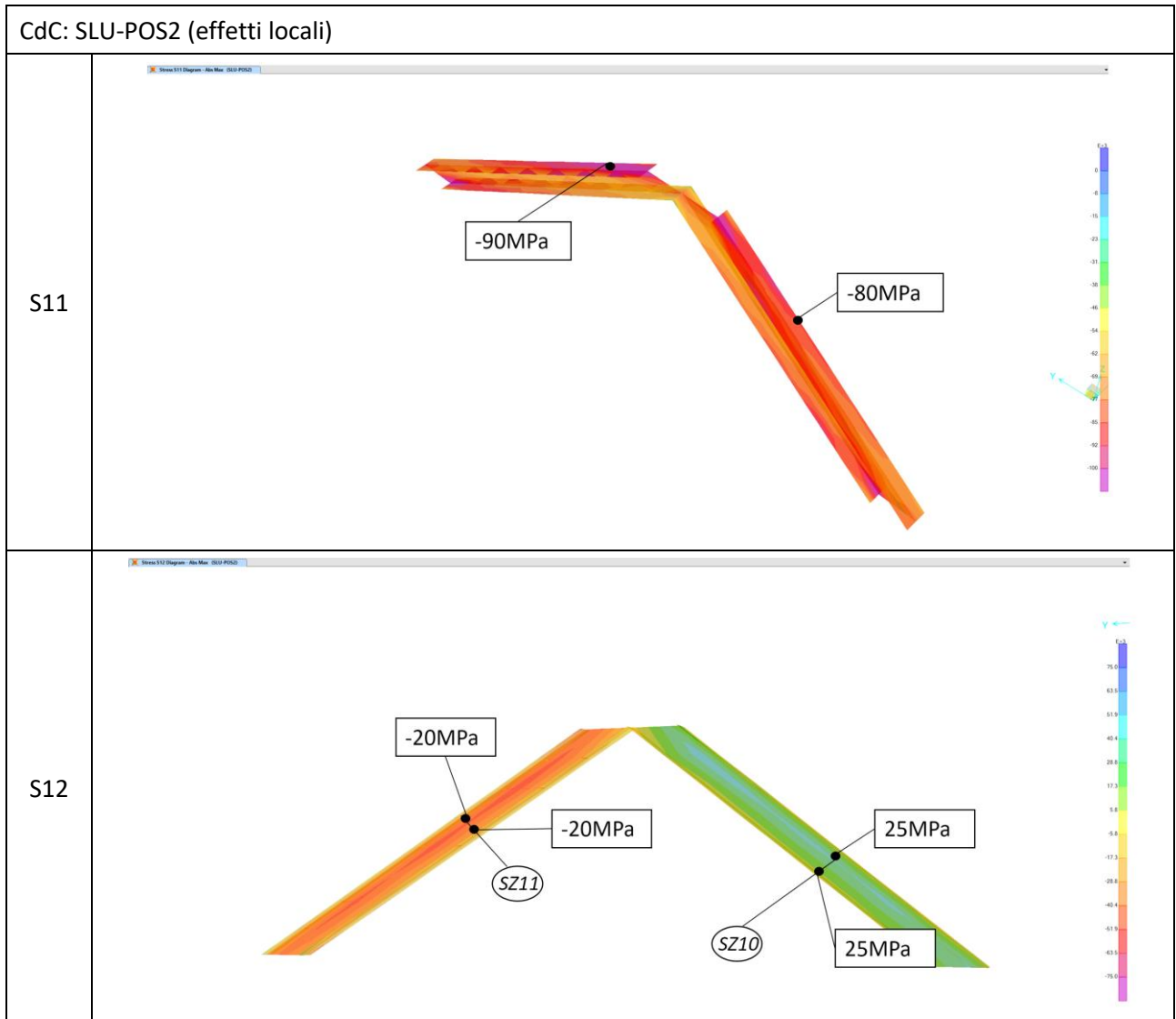
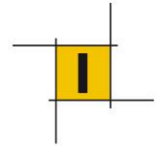


	SZ9		
	top	bottom	
σ_{tors}	0	0	MPa
τ_{tors}	0	0	MPa
σ_{loc}	-90	-190	MPa
τ_{loc}	35	35	MPa
σ_{id}	109	199	MPa
Verifica $\sigma_{id} < f_{yd}$	ok	ok	



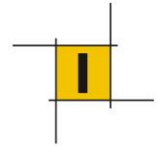
14.7.1.6 Diagonali



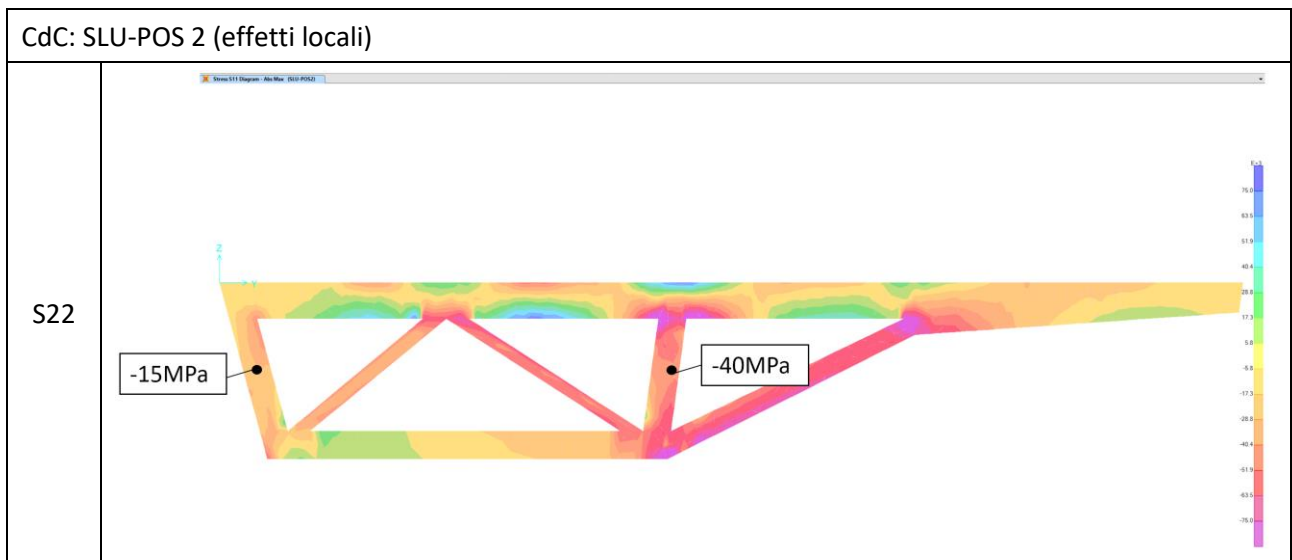
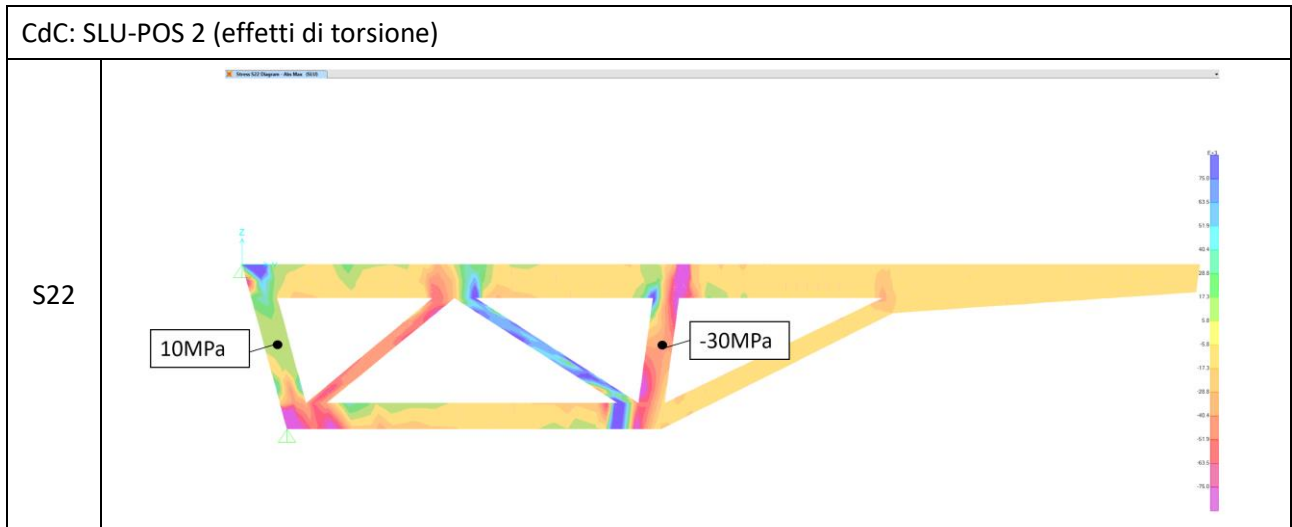


	SZ10	SZ11	
σ_{tors}	-80	120	MPa
τ_{tors}	10	10	MPa
σ_{loc}	-80	-90	MPa
τ_{loc}	-20	25	MPa
σ_{id}	161	68	MPa
Verifica			
$\sigma_{id} < f_{yd}$	ok	ok	

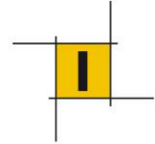
La verifica di resistenza risulta soddisfatta.



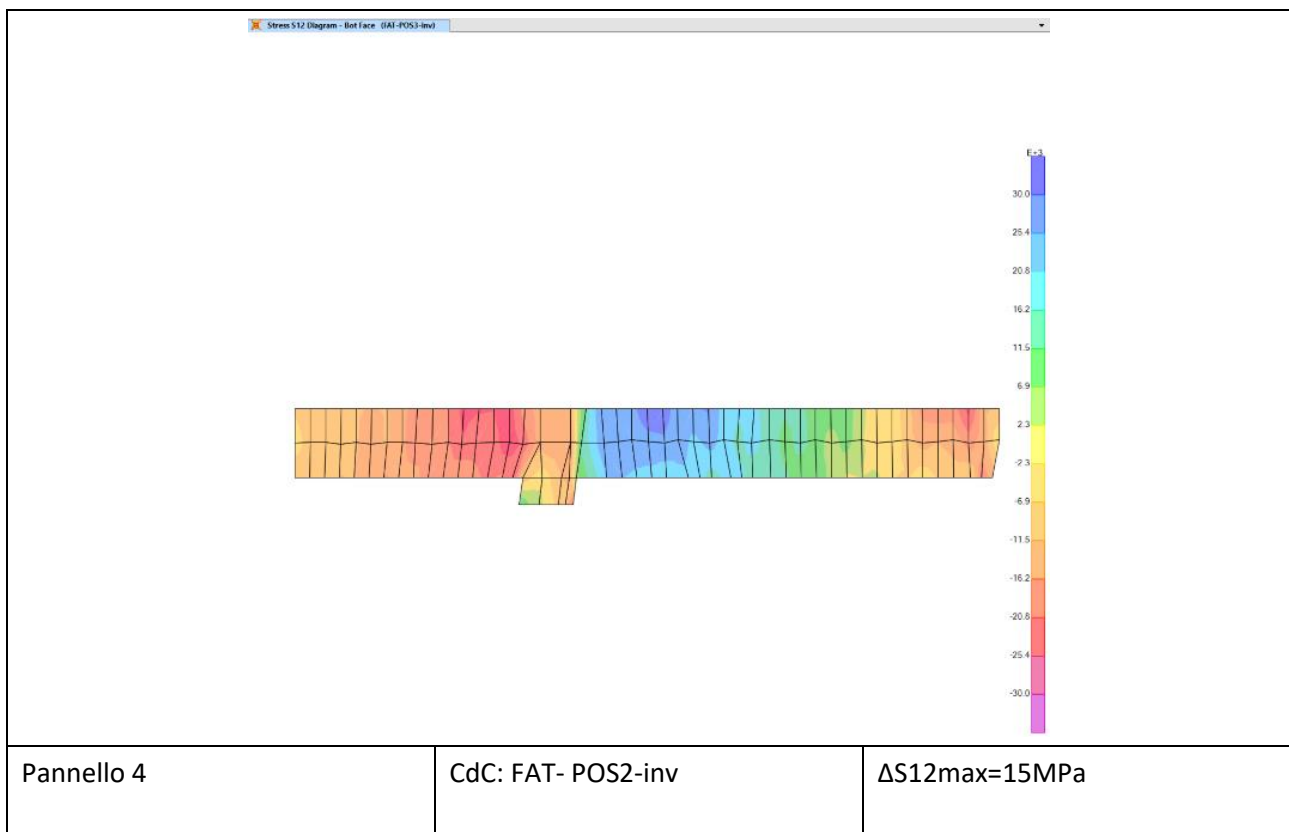
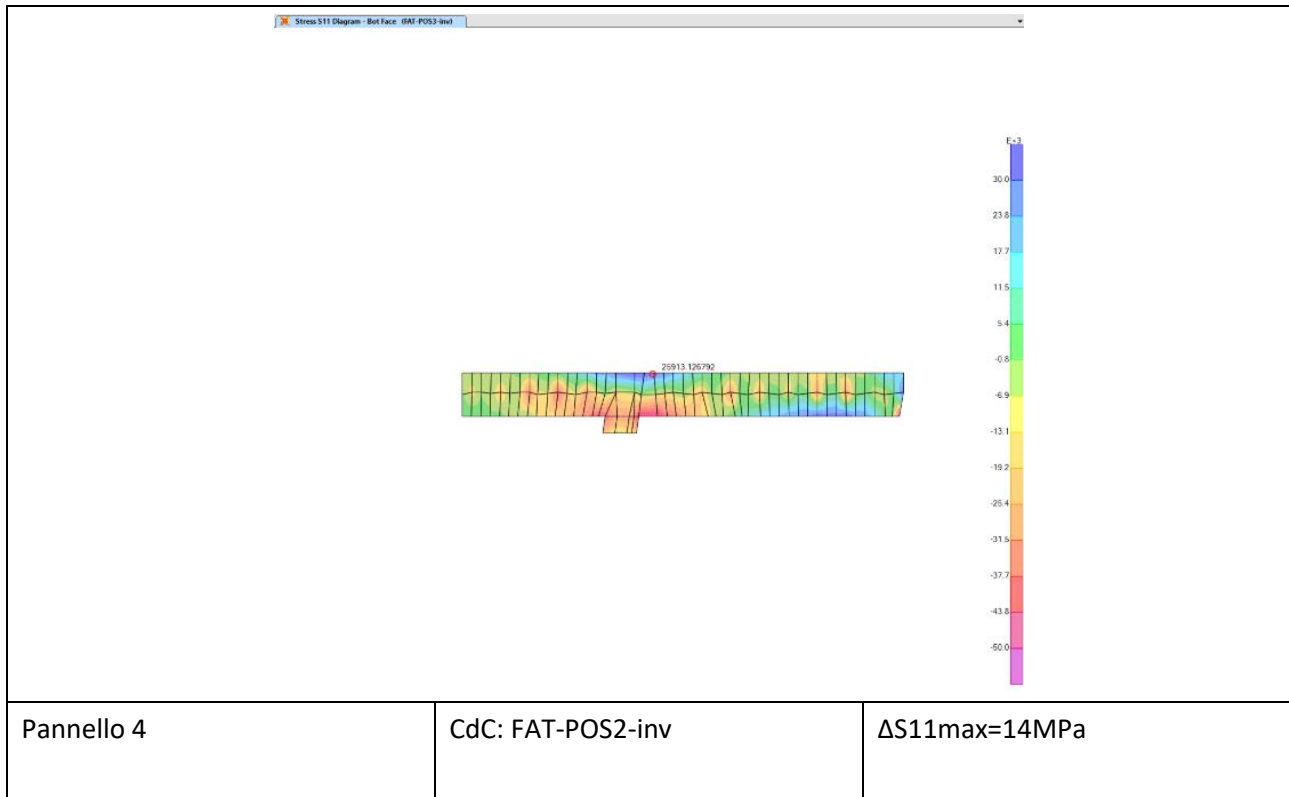
14.7.1.7 Pannello d'anima

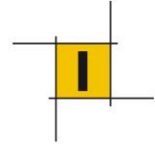


	SZ12	SZ13	
σ_{tors}	10	-30	MPa
τ_{tors}	0	0	MPa
σ_{loc}	-15	-40	MPa
τ_{loc}	0	0	MPa
σ_{id}	5	70	MPa
Verifica $\sigma_{id} < f_{yd}$	ok	ok	



14.7.1.8 Verifica a fatica saldatura irrigidente-diaframma





Verifica a fatica della saldatura irrigidente-diaframma

Conseguenze della rottura
significative e struttura sensibile

γ_{Mf}
1.35

A vita illimitata - modello di carico 1

Classe di dettaglio (cf stralcio EC3 1-9)

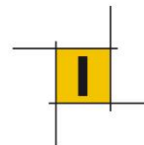
$\Delta\sigma_C$	56 Mpa	Connessioni correnti longitudinali a traversi
$\Delta\sigma_D$	41 Mpa	Limite di fatica ad ampiezza costante
$\Delta\tau_C$	56 Mpa	Connessioni correnti longitudinali a traversi
$\Delta\tau_L$	26 MPa	Limite per i calcoli di fatica

	$\Delta S11$	$\Delta S12$	ΔS_{eq}	ΔSd	verifica
Delta Tensioni	14	15	24	32	ok

Si verificano inoltre che le singole componenti non superano i limiti di normativa ($S11=\sigma$; $S12=\tau$).

Si riporta uno stralcio della UNI EN 1993-1-9 presentando la categoria del particolare del giunto saldato.

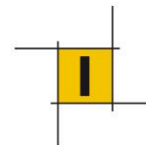
56		<p>2) Connessione di correnti longitudinali continui a traversi</p> $\Delta\sigma = \frac{\Delta M_s}{W_{net,s}}$ $\Delta\tau = \frac{\Delta V_s}{A_{w,net,s}}$ <p>Verificare anche l'intervallo di variazione della tensione tra i correnti come definito nella EN 1993-2.</p>	<p>2) Valutazione basata combinando l'intervallo di variazione della tensione tangenziale $\Delta\tau$ e l'intervallo di variazione della tensione normale $\Delta\sigma$ nell'anima del traverso come un intervallo di variazione della tensione equivalente:</p> $\Delta\sigma_{eq} = \frac{1}{2}(\Delta\sigma + \sqrt{\Delta\sigma^2 + 4\Delta\tau^2})$
----	--	---	--



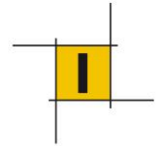
14.8 Annesso 1. Combinazioni di carico

Per completezza di esposizione si riporta la tabella delle combinazioni dei carichi elementari impiegati per le verifiche locali trattate nelle pagine precedenti.

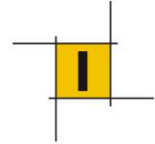
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLE-POS2	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLE-POS2		Linear Static	PAVIMENTAZ	1
SLE-POS2		Linear Static	C1-distrib	1
SLE-POS2		Linear Static	C2-distrib	1
SLE-POS2		Linear Static	C3-distrib	1
SLE-POS2		Linear Static	CR-distrib	1
SLE-POS2		Linear Static	C1-Pos2	1
SLE-POS2		Linear Static	C2-Pos2	1
SLE-POS2		Linear Static	C3-Pos2	1
SLE-POS3	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLE-POS3		Linear Static	PAVIMENTAZ	1
SLE-POS3		Linear Static	C1-distrib	1
SLE-POS3		Linear Static	C2-distrib	1
SLE-POS3		Linear Static	C3-distrib	1
SLE-POS3		Linear Static	CR-distrib	1
SLE-POS3		Linear Static	C1-Pos3	1
SLE-POS3		Linear Static	C2-Pos3	1
SLE-POS3		Linear Static	C3-Pos3	1
SLE-POS2-inv	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLE-POS2-inv		Linear Static	PAVIMENTAZ	1
SLE-POS2-inv		Linear Static	C1-distrib-inv	1
SLE-POS2-inv		Linear Static	C2-distrib	1
SLE-POS2-inv		Linear Static	C3-distrib-inv	1
SLE-POS2-inv		Linear Static	CR-distrib	1
SLE-POS2-inv		Linear Static	C1-Pos2-inv	1
SLE-POS2-inv		Linear Static	C2-Pos2	1
SLE-POS2-inv		Linear Static	C3-Pos2-inv	1
SLE-POS3-inv	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLE-POS3-inv		Linear Static	PAVIMENTAZ	1
SLE-POS3-inv		Linear Static	C1-distrib-inv	1
SLE-POS3-inv		Linear Static	C2-distrib	1
SLE-POS3-inv		Linear Static	C3-distrib-inv	1
SLE-POS3-inv		Linear Static	CR-distrib	1
SLE-POS3-inv		Linear Static	C1-Pos3-inv	1
SLE-POS3-inv		Linear Static	C2-Pos3	1
SLE-POS3-inv		Linear Static	C3-Pos3-inv	1



ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLU-POS2	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU-POS2		Linear Static	PAVIMENTAZ	1.5
SLU-POS2		Linear Static	C1-distrib	1.35
SLU-POS2		Linear Static	C2-distrib	1.35
SLU-POS2		Linear Static	C3-distrib	1.35
SLU-POS2		Linear Static	CR-distrib	1.35
SLU-POS2		Linear Static	C1-Pos2	1.35
SLU-POS2		Linear Static	C2-Pos2	1.35
SLU-POS2		Linear Static	C3-Pos2	1.35
SLU-POS3	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU-POS3		Linear Static	PAVIMENTAZ	1.5
SLU-POS3		Linear Static	C1-distrib	1.35
SLU-POS3		Linear Static	C2-distrib	1.35
SLU-POS3		Linear Static	C3-distrib	1.35
SLU-POS3		Linear Static	CR-distrib	1.35
SLU-POS3		Linear Static	C1-Pos3	1.35
SLU-POS3		Linear Static	C2-Pos3	1.35
SLU-POS3		Linear Static	C3-Pos3	1.35
SLU-POS2-inv	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU-POS2-inv		Linear Static	PAVIMENTAZ	1.5
SLU-POS2-inv		Linear Static	C1-distrib-inv	1.35
SLU-POS2-inv		Linear Static	C2-distrib	1.35
SLU-POS2-inv		Linear Static	C3-distrib-inv	1.35
SLU-POS2-inv		Linear Static	CR-distrib	1.35
SLU-POS2-inv		Linear Static	C1-Pos2-inv	1.35
SLU-POS2-inv		Linear Static	C2-Pos2	1.35
SLU-POS2-inv		Linear Static	C3-Pos2-inv	1.35
SLU-POS3-inv	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU-POS3-inv		Linear Static	PAVIMENTAZ	1.5
SLU-POS3-inv		Linear Static	C1-distrib-inv	1.35
SLU-POS3-inv		Linear Static	C2-distrib	1.35
SLU-POS3-inv		Linear Static	C3-distrib-inv	1.35
SLU-POS3-inv		Linear Static	CR-distrib	1.35
SLU-POS3-inv		Linear Static	C1-Pos3-inv	1.35
SLU-POS3-inv		Linear Static	C2-Pos3	1.35
SLU-POS3-inv		Linear Static	C3-Pos3-inv	1.35
FAT-POS2	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
FAT-POS2		Linear Static	PAVIMENTAZ	1
FAT-POS2		Linear Static	C1-distrib	0.3
FAT-POS2		Linear Static	C2-distrib	0.3
FAT-POS2		Linear Static	C3-distrib	0.3



ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
FAT-POS2		Linear Static	CR-distrib	0.3
FAT-POS2		Linear Static	C1-Pos2	0.7
FAT-POS2		Linear Static	C2-Pos2	0.7
FAT-POS2		Linear Static	C3-Pos2	0.7
FAT-POS3	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
FAT-POS3		Linear Static	PAVIMENTAZ	1
FAT-POS3		Linear Static	C1-distrib	0.3
FAT-POS3		Linear Static	C2-distrib	0.3
FAT-POS3		Linear Static	C3-distrib	0.3
FAT-POS3		Linear Static	CR-distrib	0.3
FAT-POS3		Linear Static	C1-Pos3	0.7
FAT-POS3		Linear Static	C2-Pos3	0.7
FAT-POS3		Linear Static	C3-Pos3	0.7
FAT-POS2-inv	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
FAT-POS2-inv		Linear Static	PAVIMENTAZ	1
FAT-POS2-inv		Linear Static	C1-distrib-inv	0.3
FAT-POS2-inv		Linear Static	C2-distrib	0.3
FAT-POS2-inv		Linear Static	C3-distrib-inv	0.3
FAT-POS2-inv		Linear Static	CR-distrib	0.3
FAT-POS2-inv		Linear Static	C1-Pos2-inv	0.7
FAT-POS2-inv		Linear Static	C2-Pos2	0.7
FAT-POS2-inv		Linear Static	C3-Pos2-inv	0.7
FAT-POS3-inv	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
FAT-POS3-inv		Linear Static	PAVIMENTAZ	1
FAT-POS3-inv		Linear Static	C1-distrib-inv	0.3
FAT-POS3-inv		Linear Static	C2-distrib	0.3
FAT-POS3-inv		Linear Static	C3-distrib-inv	0.3
FAT-POS3-inv		Linear Static	CR-distrib	0.3
FAT-POS3-inv		Linear Static	C1-Pos3-inv	0.7
FAT-POS3-inv		Linear Static	C2-Pos3	0.7
FAT-POS3-inv		Linear Static	C3-Pos3-inv	0.7



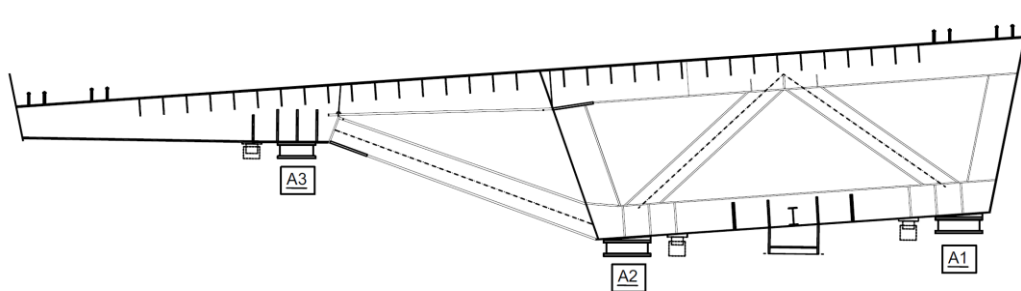
14.9 Diaframma di appoggio spalla B, DF3

Prima di proceder alla verifica strutturale del diaframma di appoggio, vengono determinate le sollecitazioni trasmesse dagli appoggi, in quanto esse sono frutto della sequenza di azioni che si ipotizza mettere in pratica.

1. Verifica di non sollevamento dell'impalcato

Nel seguente paragrafo si verifica la condizione di non sollevamento dell'impalcato. La verifica si farà considerando i carichi di esercizio, cioè non fattorizzati.

Nel seguito si farà riferimento alla nomenclatura presentata nella figura che segue:



a. Fase 1

L'impalcato, una volta assemblato e varato in posizione su appoggi provvisori subirà le seguenti azioni:

- Messa in carico degli stralli;
- Sollevamento di **15 cm** dell'appoggio A1,
- Applicazione carico G2,

Le condizioni vincolari in questa fase sono le seguenti:

- Appoggio A1: appoggio provvisorio MULTI-direzionale
- Appoggio A3: appoggio provvisorio MULTI-direzionale
- Fermo provvisorio per le forze trasversali

In termini di sollecitazioni sulla spalla B, abbiamo i seguenti carichi elementari desunti dal modello di calcolo:

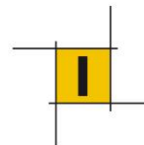
		Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
G1_Impalcato	I[31]	0	204	-1897	4424	0	0
G2_Impalcato	I[31]	0	140	-1384	5408	0	0
STRALLI	I[31]	0	970	1073	8285	0	0
Cedimento (15CM)	I[31]	0	53	-83	-8321	0	0

Complessivamente le sollecitazioni da ripartire sui due appoggi provvisori sono:

Fy (kN)	Fz (kN)	Mt (kNm)
1409	-2358	3141

Considerato che dette azioni sono riferite all'asse dell'elemento di trave del modello FEM, il momento torcente riportato al piano degli appoggi deve essere depurato dal trasporto della forza Fy dal baricentro della sezione alla quota del ritegno trasversale (braccio di 1.6m).

Finalmente si ottengono:



Fy (kN)	Fz (kN)	Mt (kNm)
1409	-2358	2014

Data geometria degli appoggi (interasse 8.4m) e l'eccentricità del punto di applicazione dei carichi summenzionati (a 2.1m dall'appoggio esterno curva), la ripartizione delle forze sui due dispositivi presenti risulta:

COEFF RIPARTIZIONE APPOGGI	A3	A1
Fz	-0.250	-0.750
Mt	0.119	-0.119

L'intera forza trasversale grava sul fermo provvisorio (Fy=1409KN).

Si ottengono pertanto le seguenti forze verticali sugli appoggi

Fase 1	A3	A1
Rz (KN)	829	1529

b. Fase 2

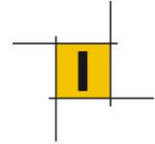
In questa fase si inseriscono gli appoggi definitivi, precaricando l'appoggio 2 con una forza di 1000KN.

Essendo questo baricentrico, la ripartizione della suddetta forza di precarico sui due appoggi adiacenti è :

COEFF RIPARTIZIONE APPOGGI	A3	A1
Fz	-0.50	-0.50

In definitiva le reazioni sugli appoggi risultano essere le seguenti:

Fase 2	A3	A2	A1
Rz (KN)	329	1000	1029



c. In esercizio

Si considerano in questa fase le azioni variabili su un sistema con 3 appoggi.

	Fy (KN)	Fz(KN)	Mt(KNm)
Temp_inviluppo_min	-113	-196	-1634
Temp_inviluppo_max	93	154	1281
ML01(est.curva) 3 corsie	-68	-1421	6304
ML01(int.curva) 3 corsie	135	-1424	7738
VENTO IMPALCATO	-368	21	-49
F.CENTRIFUGA	240	0	0
ML01(int.curva) 1 corsia	97	-770	5575

Si sono valutate 4 combinazioni di carico:

- SLE 1: traffico su 3 corsie esterno curva preponderante;
- SLE 2: traffico su 3 corsie interno curva preponderante;
- SLE 3: traffico su 1 corsia interno curva preponderante
- Inoltre nell'ottica di garantire la condizione di non sollevamento dell'impalcato, si è considerato la condizione di carico SLU_min ($\gamma_G=1$; $\gamma_Q=1.35$).

Pertanto abbiamo le seguenti risultanti:

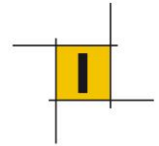
combo	Fy	Fz	Mt	Mt depurato
SLE 1	448	-1342	7102	6743
SLE 2	651	-1344	8536	8015
SLE 3	614	-690	6373	5882
SLU_min	786	-920	8723	8094

La ripartizione delle forze sugli appoggi è la seguente:

COEFF. RIPARTIZIONE APPOGGI	A3	A2	A1
Fz	0.094	-0.688	-0.406
Fy	0.00	-0.50	-0.50
Mt	0.119	0	-0.119

Per cui otteniamo le seguenti reazioni d'appoggio allo SLE:

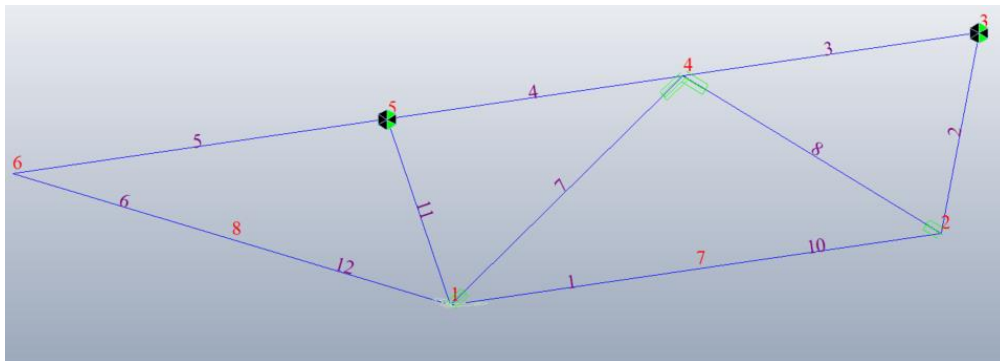
sle	F vert. (kN)		
	int.curva	centrale	est.curva
1	1005	1923	771
2	1156	1925	621
3	964	1475	609
SLU_min	1206	1633	439
	(KN)	(KN)	(KN)



14.9.1 Verifiche di resistenza SLU-statica

- **Modello di calcolo**

Per la valutazione degli sforzi negli elementi del diaframma di spalla B si è provveduto ad inserire i carichi ottenuti allo SLU in un modello di calcolo ad elementi finiti presentato di seguito.



La geometria del modello è basata sulle reali dimensioni dell'oggetto. Il modello a telaio è vincolato con delle cerniere ai nodi superiori delle anime.

- **Sollecitazioni**

Reazioni verticali SLU:

slu	F vert. (kN)		
	int.curva	centrale	est.curva
1	2085	2238	1191
2	2289	2240	988
3	1946	1715	1092

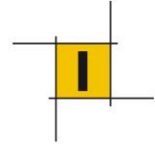
(kN) (kN) (kN)

La forza trasversale è associata alla guida posta in posizione centrale inferiormente al cassone.

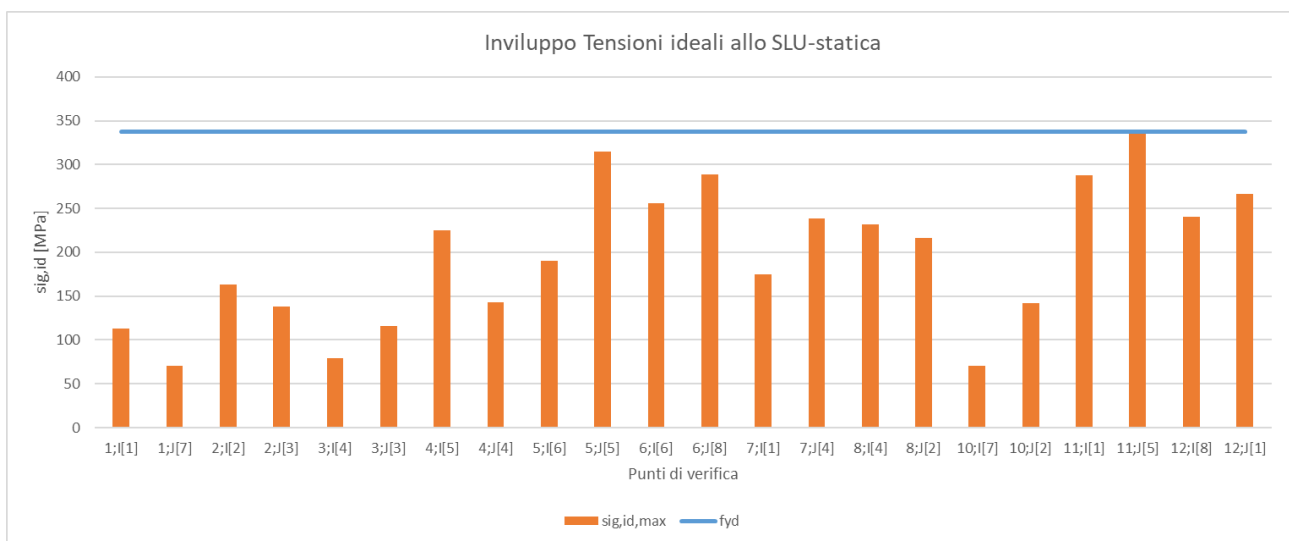
SLU	Fy (kN)
1	2200
2	2472
3	1682

- **Verifica degli elementi**

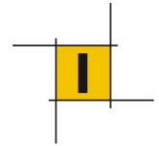
Si riporta in forma tabellare le caratteristiche sezionali usate per le verifiche:



	A	Wyinf	Wysup	Av
	mm2	mm3	mm3	mm2
Diagonali	1.49E+04	1.68E+06	-1.68E+06	4.74E+03
Puntone sù	2.20E+04	3.00E+06	-3.00E+06	8.00E+03
Puntone giù	2.60E+04	3.82E+06	-2.66E+06	7.00E+03
Memb. Inf	3.16E+04	6.49E+06	-3.04E+06	7.56E+03
Memb. Sup	3.00E+04	3.96E+06	-6.97E+06	9.29E+03
Anima sb	2.17E+04	3.59E+06	-2.58E+06	7.49E+03



Si osserva che le tensioni ideali non superano il limite di snervamento allo SLU di 338 MPa, pertanto la verifica di resistenza risulta soddisfatta.



14.9.2 Verifiche di resistenza SLU-sismica

- **Sollecitazioni**

Reazioni verticali SLU:

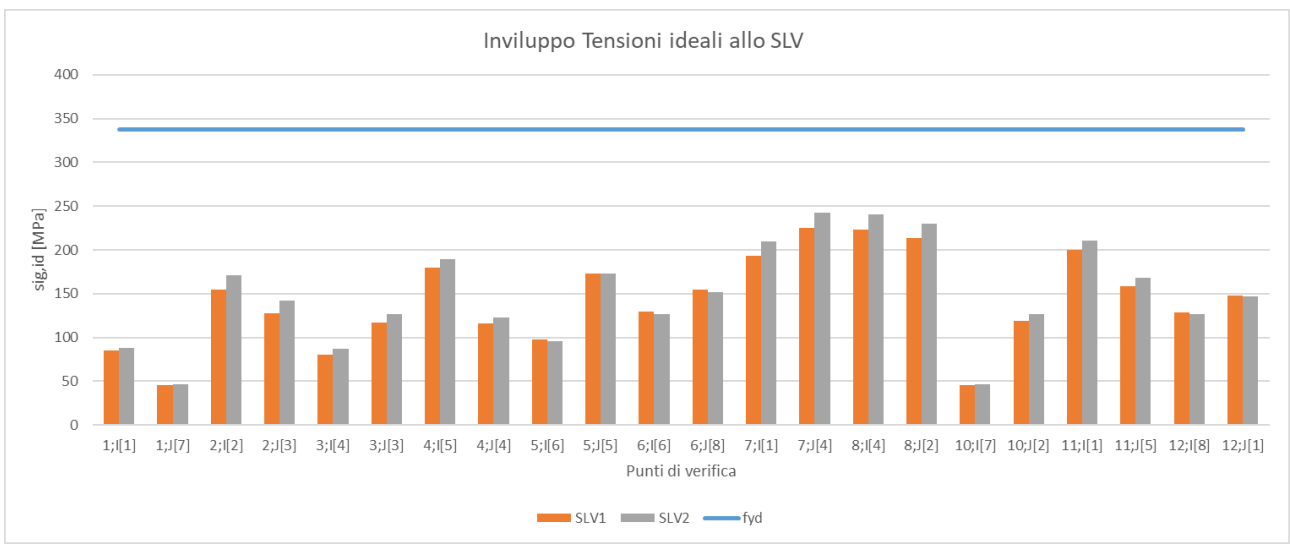
sismica	F vert. (kN)		
	int.curva	centrale	est.curva
slv1	1201	293	1193
slv2	1180	215	1178

(KN) (KN) (KN)

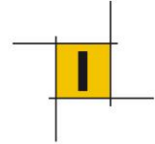
La forza trasversale è associata alla guida posta in posizione centrale inferiormente al cassone.

SLV	Fy (KN)
1	3906
2	4434

- **Verifiche**



Si osserva che le tensioni ideali non superano il limite di snervamento allo SLU di 338 MPa, pertanto la verifica di resistenza risulta soddisfatta.



14.10 Verifica ancoraggio barriere di sicurezza

14.10.1 Azioni di progetto

In seguito all'urto di un veicolo pesante tutti i piantoni della barriera di un certo tratto subiscono una rilevante deformazione plastica. Pertanto, in accordo con le Norme Tecniche (D.M. 17/01/18, §5.1.3.10), l'azione orizzontale di urto può essere calcolata con riferimento alla resistenza caratteristica del montante della barriera.

In particolare il momento flettente massimo alla base di un piantone in fase d'urto si può calcolare come il momento limite di plasticizzazione:

$$M_{pl} = f_y W_{pl}$$

essendo:

f_y = tensione di snervamento

$W_{pl} = 2 S_x$ = modulo di resistenza plastico

S_x = momento statico di metà sezione rispetto al baricentro

Per il piantone HE 100 B, avente modulo di resistenza plastico $W_{pl} = 2 \times 52.1 = 104 \text{ cm}^3$, il momento limite di plasticizzazione caratteristico risulta pertanto:

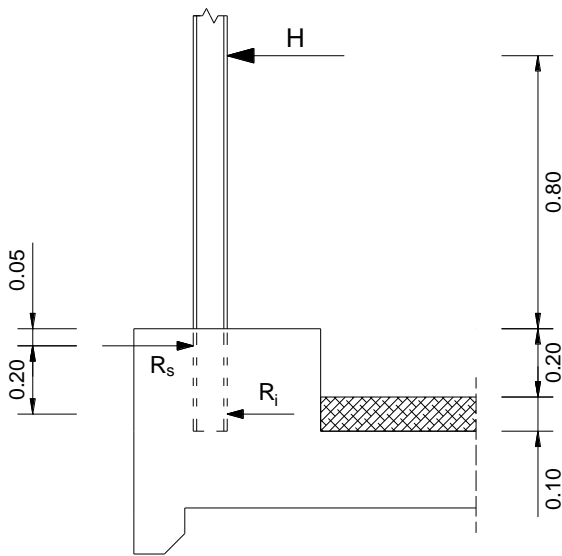
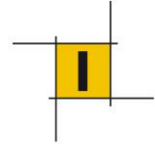
$$M_{pl} = 355 \times 104 \times 10^{-3} = 36,9 \text{ kNm}$$

Essendo l'interasse dei piantoni $i = 1.33 \text{ m}$, il momento plastico per unità di lunghezza risulta:

$$M_{pl,i} = 36.9 / 1.33 = 27,7 \text{ kNm/m}$$

14.10.2 Ancoraggio della barriera nel cordolo: verifica armatura orizzontale

Per garantire una gerarchia delle resistenze, ai fini della verifica del cordolo e della soletta si applica all'azione orizzontale H sopra determinata un fattore amplificativo pari a 1.50.



Con riferimento allo schema di Figura risulta:

$$R_i = 1.50 \times (27.7 \times 1.33) / 0.20 = 276.3 \text{ kN} \quad R_s = 276.3 + 1.50 \times (27.7 / 0.8 \times 1.33) = 345.4 \text{ kN}$$

Alla reazione R_s resistono:

2+2 Φ 12 (staffe adiacenti al foro)

2 Φ 22 inclinati di 30° nel piano orizzontale e di 15° in quello verticale

$$A_s = 4.52 + 7.60 \times \cos 30^\circ \times \cos 15^\circ = 10.88 \text{ cm}^2$$

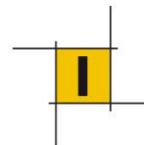
Sforzo resistente con la tensione di calcolo dell'acciaio:

$$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$FR_d = 391 \times 1088 / 1000 = 425.4 \text{ kN}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$FS = 425.4 / 345.4 = 1.23 > 1$$



15 APPOGGI E GIUNTI

La tabella seguente riporta le sollecitazioni di progetto degli appoggi impiegati per l'opera in progetto.

Gli appoggi sono a disco elastomerico confinato di tipo multidirezionale, con sistema di scorrimento acciaio-teflon.

SLU/SLV	Appoggio A3	Appoggio A2	Appoggio A1
Rz max (KN)	2300	2300	1200

Le forze orizzontali sia statiche che sismiche sono trasferite alle sottostrutture da una guida realizzata da un ritegno metallico posizionato in corrispondenza del diaframma di appoggio frapposto a due cuscinetti di neoprene armato le cui superfici di contatto sono riveste in teflon.

Le forze orizzontali di progetto sono le seguenti:

SLU	Lato esterno curva	Lato interno curva
Rh max (KN)	2500	0

SLV	Lato esterno curva	Lato interno curva
Rh max (KN)	4400	1500

Spostamenti longitudinali per deformazione termica

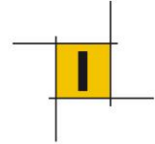
$$\Delta T_{\text{con}} + 20^{\circ}\text{C} = 53.3^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{\text{exp}} + 20^{\circ}\text{C} = 47.5^{\circ}\text{C}$$

$$L_{\text{impalcato}} = 87 \text{ m}$$

$$\Delta l_{\text{con}} = \alpha \text{ Dt} \times L = 55 \text{ mm}$$

$$\Delta l_{\text{exp}} = \alpha \text{ Dt} \times L = 50 \text{ mm}$$



Spostamenti longitudinali per effetto del sisma

L'analisi sismica del modello di calcolo fornisce uno spostamento dell'impalcato in corrispondenza dell'asse appoggi di :

$$\Delta l_{\text{imp. SLV}} = 33\text{mm}$$

a questa va sommato lo spostamento differenziale del terreno tra le due spalle che viene calcolata secondo le indicazioni fornite in EN1998-2

$$\Delta d_i = \pm \beta \cdot \varepsilon \cdot L_{\alpha v}$$

$L_{\alpha v}$ =87m distanza tra i supporti

$\beta = 0.5$ (entrambi i supporti del ponte si trovano sulla stessa tipologia di suolo)

$$\varepsilon = d_g \cdot \sqrt{2} / L_g = 1.6 \cdot 10^{-4}$$

con

$L_g = 400\text{m}$ (distanza oltre cui il moto del terreno può essere considerato indipendente – suolo C)

d_g Spostamento sismico al suolo

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_d = 0.025 \cdot (0.322 \cdot 9.810) \cdot 0.759 \cdot 0.84 \cdot 0.866 = 0.044 \text{ m}$$

Introducendo i vari termini nell'espressione si ottiene :

$$\Delta d_i = 7\text{mm}$$

In definitiva lo spostamento di progetto in condizione sismica tra l'impalcato e la spalla B vale:

$$\Delta l_{\text{SLV}} = \Delta l_{\text{imp. SLV}} + \Delta d_i = 33+7 = 40\text{mm}$$

Considerato che in condizione sismica gli effetti della termica sono cumulabili al 50% lo spostamento massimo

$$\Delta l_{\text{max}} = \Delta l_{\text{SLV}} + 0.5 \Delta l_{\text{con}} = 67.5 \text{ mm}$$

Pertanto si prevede di impiegare un giunto che permetta un'escursione massima di +/- 70 mm.