



Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

CUP F2602000340001 CIG 652449686B



GARA CA 08/15 - NUOVA SS 554 CAGLIARITANA

ADEGUAMENTO DELL'ASSE ATTREZZATO URBANO ED ELIMINAZIONE DELLE INTERSEZIONI A RASO DAL KM 1+500 AL KM 11+850

PROGETTO DEFINITIVO

SVINCOLI

CAVALCAVIA

CAVALCAVIA SU SVINCOLO SS125 - rampa 2

Relazione di calcolo impalcato

CODICE PROGETTO			CODICE ELABORATO					SCALA	DATA
progetto	liv.	numero	campo 1	campo 2	campo 3	campo 4	rev		
D P C A 0 6	D	1 5 0 1	V 0 8	C V 0 3	S T R	R E 0 1	C	-	03/05/2019

CONCORRENTE:



PROGETTISTA INDICATO COSTITUENDO R.T.P.

Capogruppo Mandataria R.T.P.

SWSTM

Mandante



Mandante

ING. FRANCESCA LEO

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
FRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Paolo Cucino

RESPONSABILE ELABORATO

Ing. Paolo Cucino

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	Inquadramento generale dell'intervento	4
1.2	Oggetto specifico del documento: impalcato	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normative di riferimento, raccomandazioni e linee guida	6
2.1.1	Documenti di carattere generale	6
2.1.2	Analisi sismica delle strutture	6
2.1.3	Apparecchi d'appoggio	6
2.1.4	Strutture in acciaio, composte acciaio-calcestruzzo e in calcestruzzo	6
2.1.5	Normative sui materiali	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	8
3.1	Calcestruzzo soletta impalcato, pile e spalle	8
3.2	Calcestruzzo fondazioni	8
3.3	Acciaio per armature strutture in c.a.	9
3.4	Acciaio da carpenteria	9
4	DURABILITÀ DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO	10
4.1	Soletta impalcato	10
5	CARICHI DI PROGETTO E AZIONI DI CALCOLO	11
5.1	Carichi permanenti strutturali	11
5.2	Carichi permanenti portati	11
5.3	Carichi variabili da traffico veicolare	11
5.3.1	Carichi verticali	11
5.3.2	Frenatura e avviamento	12
5.3.3	Forza centrifuga	12
5.3.4	Modello di carico per la fatica	12
5.4	Ritiro	12
5.5	Dilatazione termica	13
5.6	Vento	13
5.7	Azione eccezionale - Urto	13

5.8	Spinta del terreno	13
5.9	Azione sismica.....	14
5.9.1	Classificazione dell'opera ai fini della valutazione dell'azione sismica	14
5.9.2	Parametri sismici di riferimento	14
5.9.3	Spettro di risposta allo Stato Limite di Danno.....	14
5.9.4	Fattore di Struttura	15
5.9.5	Spettro di risposta allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	16
5.9.6	Spettro di risposta allo Stato Limite di Collasso	18
5.10	Combinazione dei carichi.....	19
6	METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA.....	22
6.1	Software di calcolo.....	22
6.2	Modello adottato	22
7	ANALISI STRUTTURALE.....	25
7.1	Analisi per fasi	25
7.2	Combinazioni di carico.....	25
7.3	Caratteristiche inerziali delle Travi principali.....	25
8	VERIFICHE STRUTTURALI DELL'IMPALCATO	28
8.1	Verifiche tensionali travi principali allo SLU	28
8.1.1	Trave 01 – diagrammi di involuppo delle sollecitazioni.....	29
8.1.2	Trave 02 – diagrammi di involuppo delle sollecitazioni.....	34
8.1.3	Trave 03 – diagrammi di involuppo delle sollecitazioni.....	39
8.2	Verifica ad instabilità dei pannelli d'anima	44
8.2.1	Trave 01	45
8.2.2	Trave 02	58
8.2.3	Trave 03.....	70
8.3	Deformazione travi per effetto dei carichi permanenti	84
8.4	Verifiche a fatica	89
8.5	Verifiche connessione acciaio-calcestruzzo	93
8.5.1	Resistenza dei connettori	93
8.5.2	Valutazione delle sollecitazioni e verifica	94
8.6	Verifiche armatura soletta per comportamento longitudinale.....	96

8.7	Verifiche a fessurazione	99
8.7.1	Combinazione Frequente dei carichi.....	99
8.7.1	Combinazione Quasi Permanente dei carichi	100
8.8	Verifiche locali da traffico.....	101
8.8.1	Verifiche per momento positivo massimo e minimo – campate 6 e 7.....	101
8.8.2	Verifiche per momento positivo massimo e minimo – campate 1, 2, 3, 4, 5.....	105
8.9	Verifiche per urto trasversale.....	108
8.9.1	Verifiche per momento positivo massimo e minimo – campate 6 e 7.....	109
8.9.2	Verifiche per momento positivo massimo e minimo – campate 1, 2, 3, 4, 5.....	111
8.10	Verifiche tralicci durante le fasi di getto	112
8.10.1	Verifiche piastre tralicciate per le campate 6 e 7	113
8.10.2	Verifiche piastre tralicciate per le campate 1, 2, 3, 4, 5	115
8.11	Spostamento dispositivi di appoggio e giunti di dilatazione	118
9	SOLETTA FLOTTANTE	119

1 PREMESSA

1.1 Inquadramento generale dell'intervento

La presente relazione di calcolo costituisce parte integrante del Progetto Definitivo “NUOVA SS 554 “Cagliaritana” – Adeguamento dell’asse attrezzato urbano ed eliminazione delle intersezioni a raso dal km 1+500 al km 11+850” facente parte del collegamento viario da Cagliari a Villasimius. L’immagine riportata di seguito fornisce un inquadramento geografico dell’intervento con particolare riferimento all’oggetto specifico della relazione, il cavalcavia dello “**Svincolo SS.125 – Rampa 2**”, un’opera che verrà realizzata nell’ambito del Lotto 2, alla progressiva 10+700, tra l’asse principale della nuova SS 554 e la direttrice di viale Europa verso Quartu San Elena.

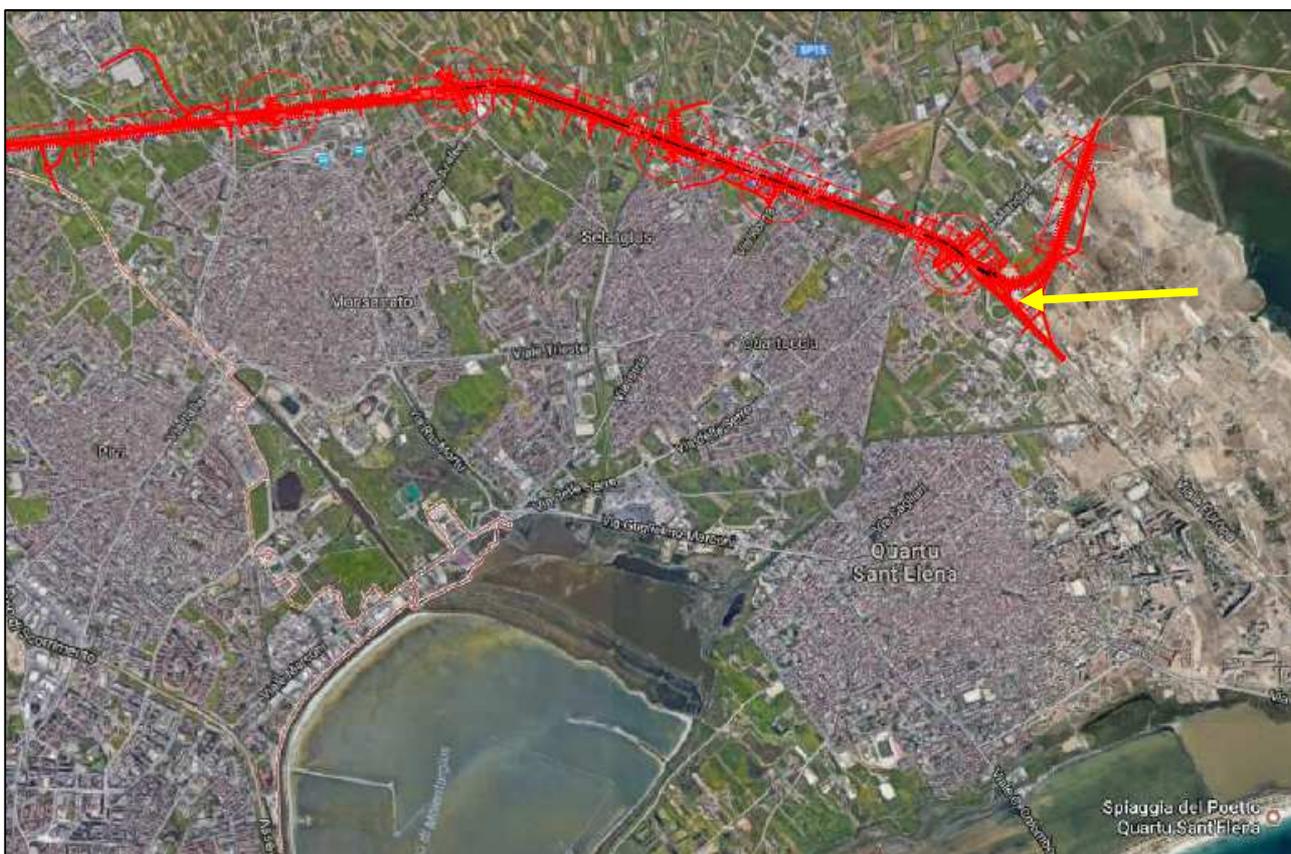


Figura 1 – Vista aerea dell’area oggetto di intervento

1.2 Oggetto specifico del documento: impalcato

L’impalcato del “Cavalcavia svincolo SS.125 – Rampa 2” che costituisce l’oggetto della presente relazione, è formato da una struttura ad impalcato unico, appoggiate su sottostrutture a blocco unico, per quanto riguarda le due spalle e le pile intermedie.

Il documento si pone l’obiettivo di descrivere nel dettaglio i criteri progettuali adottati e le verifiche svolte ai fini del dimensionamento strutturale dell’opera.

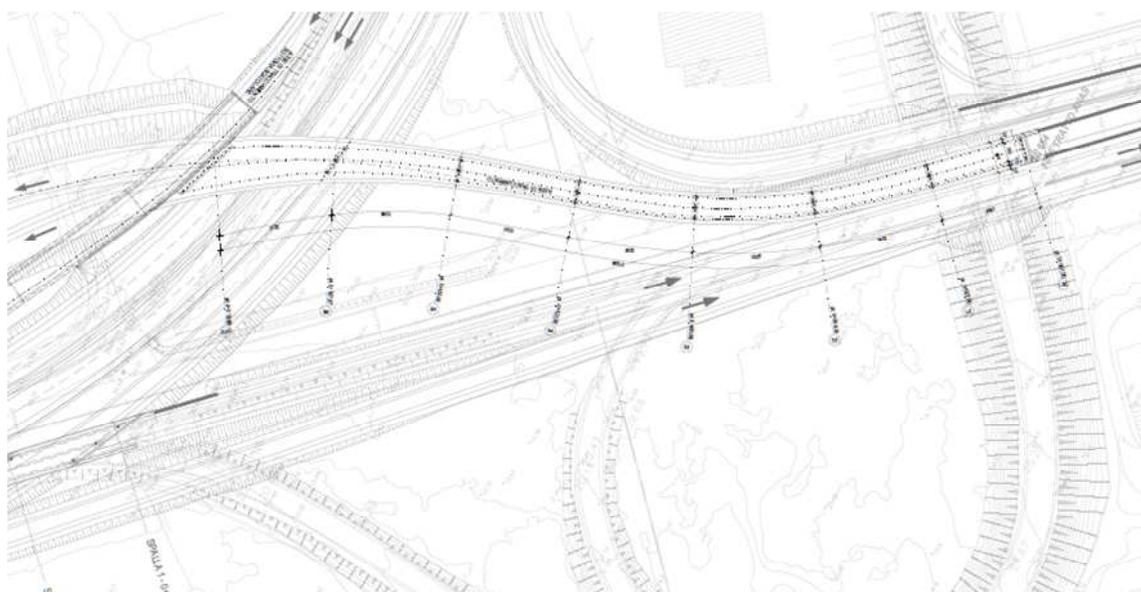


Figura 2 – Planimetria generale di progetto

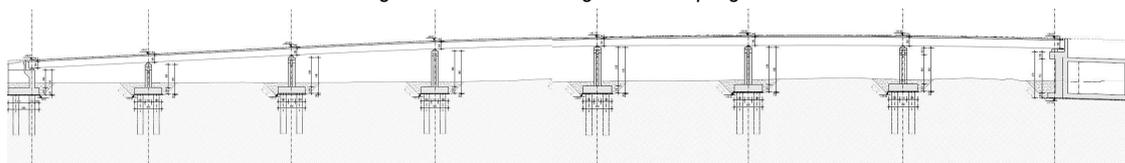


Figura 3 – Profilo longitudinale di progetto

La configurazione di PP prevede per gli utenti provenienti da Poetto la possibilità di dirigersi verso Villasimius o, attraverso, le rampe 2 e 3, sovrappassare la SS554 per approcciare la viabilità locale oppure inserirsi sulla SS554 medesima in corrispondenza del viadotto Quartucciu.

Entrambe le viabilità (per Villasimius e lo scavalco della SS554) sono caratterizzate in progetto preliminare da muri di notevoli dimensione fortemente impattanti dal punto di vista estetico e paesaggistico.

In questo contesto viene proposta in sede di progetto definitivo la realizzazione di un cavalcavia in acciaio calcestruzzo continuo su 7 campate che permette da un lato di ridurre gli imponenti muri dall'altra di velocizzare le fasi realizzative dell'opera garantendo maggiore probabilità di rispettare i tempi contrattuali.

Lo sviluppo dell'opera avviene a partire dalla progressiva 10+700 circa mantenendo 2 delle 3 campate previste in sede di progetto preliminare (eliminando quella in cui la divaricazione tra le rampe 2 e 3 era maggiore) ed estendendosi per 220m circa in direzione Poetto.

La struttura è costituita così come nel progetto preliminare da un impalcato in acciaio calcestruzzo a 3 travi con controventi pieni in asse pila e reticolari in campata.

Essendo la larghezza dell'impalcato variabile si ha nel tratto verso Poetto un interasse delle travi pressoché costante mentre all'avvicinarsi all'attraversamento della SS554 con la divaricazione delle rampe si ha una contestuale e progressivo allargamento delle travi. Visti i campi di soletta e gli sbalzi di notevoli dimensioni presenti si è optato per una soluzione caratterizzata da traversi alti in maniera da sfruttare l'appoggio dei medesimi ed avere per la soletta un comportamento a piastra.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative di riferimento, raccomandazioni e linee guida

In accordo a quanto prescritto dall'art. 21 della Legge 5 novembre 1971 n.1086 (G.U. n.321 del 21.12.1971) per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica, nonché dall'art.1 della Legge 2 febbraio 1974 n.64 (G.U. n. 76 del 21.03.1974), nella progettazione di tutte le strutture trattate in questa relazione si fa riferimento alle normative, alle raccomandazioni ed alle linee guida di seguito proposte.

Il calcolo viene condotto nel rispetto delle Normative Nazionali, provvedendo ad integrare le informazioni in esse contenute, dove necessario, con le indicazioni proposte negli Eurocodici e nelle più accreditate normative Internazionali.

2.1.1 Documenti di carattere generale

A livello generale si sono utilizzati i seguenti riferimenti:

- **D.M. 14.01.2008** "Norme tecniche per le costruzioni";
- **Circolare 02.02.2009** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- **Istruzione C.N.R. 10024/86** "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

2.1.2 Analisi sismica delle strutture

Ad integrazione delle indicazioni proposte nel D.M. 14.01.2008, ove necessario, si è ritenuto opportuno riferirsi ai documenti di seguito indicati:

- **EN 1998-1:2004** "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings".

2.1.3 Apparecchi d'appoggio

- **Istruzione C.N.R. 10018/99** "Apparecchi di appoggio per le costruzioni: istruzioni per l'impiego".

2.1.4 Strutture in acciaio, composte acciaio-calcestruzzo e in calcestruzzo

- **Istruzione C.N.R. 10011/88** "Costruzioni di acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- **Istruzione C.N.R. 10016/85** "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni";
- **Istruzione C.N.R. 10030/87** "Anime irrigidite di travi a parete piena";
- **Eurocodice 2.1.1** "Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- **Eurocodice 3.1.1** "Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";

- **Eurocodice 4.1.1** “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- **Eurocodice 4.2** “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Ponti a struttura composta”;

2.1.5 Normative sui materiali

- **UNI EN 206-1** “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- **UNI EN 10025-2** “Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali, condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali”;
- **UNI EN 10025-6** “Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali, condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica”.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella costruzione dovranno essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. In particolare valgono le indicazioni di seguito presentate.

3.1 Calcestruzzo soletta impalcato, pile e spalle

Per la soletta è stato previsto un calcestruzzo classe **C32/40** il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{ck} = R_{ck} \times 0.83 = 33.20 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo calcestruzzo: $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 18.81 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità istantaneo: $E_{cm} = 33642 \text{ MPa}$
- Coefficiente di dilatazione termica: $\alpha = 1.0 \text{ E}^{-05} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Gli effetti della viscosità sono stati tenuti in conto riducendo il modulo elastico del calcestruzzo. In funzione dei parametri (U.R.= 75%; $t_0 > 60 \text{ gg}$; $h_0 > 600 \text{ mm}$) e della classe di calcestruzzo è stato calcolato il coefficiente di viscosità $\phi(\infty, t_0) = 1.60$.

Pertanto i coefficienti di omogeneizzazione risultano:

- Coeff. Di Omogeneizzazione a breve termine $n_{ST} = E_a / E_{cm} = 6.24$
- Coeff. Di Omogeneizzazione a lungo termine $n_{LT} = E_a / E_{cm} (1 + \phi) = 16.23$

3.2 Calcestruzzo fondazioni

Per la soletta è stato previsto un calcestruzzo classe **C25/30** il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{ck} = R_{ck} \times 0.83 = 24.90 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo calcestruzzo: $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 14.11 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità istantaneo: $E_{cm} = 31447 \text{ MPa}$
- Coefficiente di dilatazione termica: $\alpha = 1.0 \text{ E}^{-05} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

3.3 Acciaio per armature strutture in c.a.

Nella soletta dovranno essere poste barre nervate in acciaio **B450C** (secondo UNI EN 10080) controllato in stabilimento.

Dovranno essere garantite la saldabilità e le caratteristiche meccaniche di seguito indicate:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo acciaio: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_a = 210000 \text{ MPa}$

3.4 Acciaio da carpenteria

Per la carpenteria metallica è stata adottata la classe **S355**. Le caratteristiche meccaniche richieste per i prodotti utilizzati sono le seguenti:

- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ ($t \leq 40 \text{ mm}$)
- Coefficiente di sicurezza: $\gamma_a = 1.05$
- Modulo elastico: $E_s = 210000 \text{ MPa}$
- Coefficiente di dilatazione: $\alpha = 1.2 \text{ E } -05 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Le viti ed i dadi impiegati nei giunti tra le membrature, dovranno essere conformi alle indicazioni proposte nelle UNI 3740, nelle UNI 5712 e nelle UNI 5713. In corrispondenza di ogni dado e di ogni testa dovranno essere inoltre disposte delle rosette in acciaio C 50 rinvenuto HRC 32-40, conformi alle caratteristiche dimensionali proposte nelle UNI 5714. I giunti realizzati sulla struttura, a seconda della posizione, manifestano un comportamento ad attrito o a taglio. In entrambi i casi si utilizzeranno **bulloni di classe 10.9**. I bulloni dovranno possedere un serraggio controllato e conforme a quanto indicato nel D.M. 0.9.01.1996 sia nelle unioni di tipo convenzionale che nelle unioni progettate per lavorare ad attrito. Le **saldature** dovranno essere eseguite secondo quanto indicato nelle CNR UNI 10011 e nel D.M. 0.9.01.1996, adottando le misure necessarie a garantire la corretta realizzazione sia delle saldature a cordone d'angolo che di quelle a completa penetrazione.

I **connettori a piolo** utilizzati per le travi composte acciaio-calcestruzzo dovranno infine essere conformi alle indicazioni riportate nelle normative EN ISO 13918 ed avere le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Classe di resistenza: S235J2G3+C450 (St 37-3k)
- Resistenza caratteristica a rottura: $f_{tk} > 450 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 350 \text{ MPa}$

4 DURABILITÀ DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Per garantire la durabilità delle strutture di calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dagli attacchi chimico-fisici.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

4.1 Soletta impalcato

Dato che sulla soletta del viadotto grava direttamente il traffico veicolare, si considera una classe di esposizione "XF4 – Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare - Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto od indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare."

Tale classe di esposizione, secondo le prescrizioni normative, ricade nella condizione ambientale molto aggressiva. Ne consegue che, in ragione della vita nominale della strutture assunta pari a 100 anni, si dovrà garantire un copriferro netto pari a 6 cm in ottemperanza a quanto prescritto nella circolare C4.1.6.1.3.

Le verifiche di fessurazione dovranno garantire il soddisfacimento delle disuguaglianze di seguito riportate:

- Combinazione quasi permanente: $w_k \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$;
- Combinazione frequente: $w_k \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$.

5 CARICHI DI PROGETTO E AZIONI DI CALCOLO

5.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso proprio della struttura è stato determinato sulla base dei pesi specifici relativi ai materiali impiegati. In particolare per l'acciaio si è assunto un valore pari a 7850 kg/m³ mentre per la soletta in calcestruzzo armato si è assunto un valore pari a 2500 kg/m³.

5.2 Carichi permanenti portati

I sovraccarichi permanenti portati derivano da tutti gli elementi di finitura e completamento necessari a garantire le caratteristiche funzionali dell'opera. Si individuano i seguenti contributi:

- $G_{\text{Ringrosso-marciapiede}} = 4.00 \text{ kN/m}^2$
- $G_{\text{Guard-rail}} = 1.50 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Sottoservizi}} = 2.00 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Pavimentazione}} = 20 \times 0.11 = 2.20 \text{ kN/m}^2$

5.3 Carichi variabili da traffico veicolare

5.3.1 Carichi verticali

Le caratteristiche geometriche definite per la carreggiata comportano la necessità di considerare la presenza di **2 corsie convenzionali** di larghezza $w_1 = 3.00 \text{ m}$ per le prime 5 campate del ponte e la presenza di 3 corsie convenzionali di larghezza $w_1 = 3.00 \text{ m}$ per le ultime 2 campate del ponte. I carichi considerati sono quelli definiti nel D.M. 14.01.2008 coerentemente alla classificazione dell'opera come **ponte di prima categoria**. Nello specifico, ai fini delle verifiche globali, lo schema di carico di tipo 1 risulta essere dimensionante per l'opera in oggetto. La seguente immagine fornisce i dati necessari ad individuare il convoglio "tipo" utilizzato nel calcolo

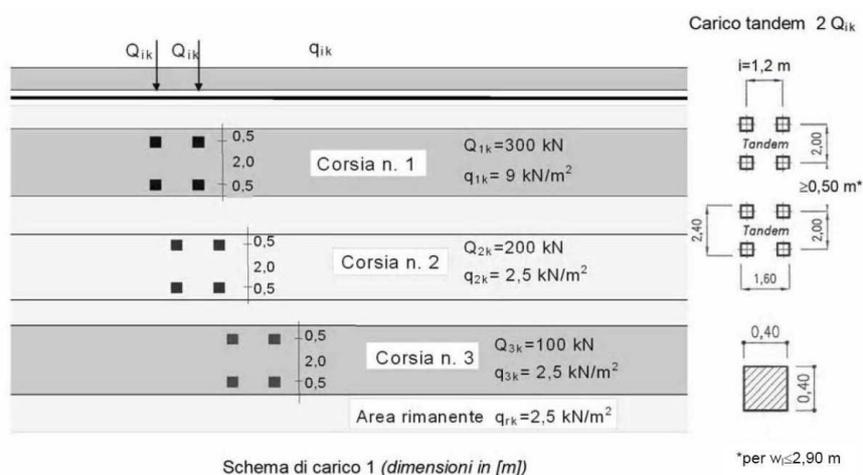


Figura 4 – Schema di carico 1 (D.M. 2008):
definizione del convoglio di calcolo per ponti stradali di prima categoria

5.3.2 Frenatura e avviamento

La forza di frenatura ed avviamento, come prescritto dalla normativa di riferimento, è funzione del carico verticale totale agente sulla prima corsia convenzionale. Di conseguenza la risultante considerata nel calcolo risulta essere la seguente:

$$q_3 = 0.6 (2 Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

$$= 0.6 (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 220 = 954 \text{ kN} \geq 900 \text{ kN}$$

Il valore della forza di frenamento considerato è pari al limite massimo consentito da normativa di 900 kN, applicata all'estradosso della pavimentazione.

5.3.3 Forza centrifuga

L'impalcato presenta due tratti curvi di raggi di curvatura $R_1 = 160 \text{ m}$ e $R_2 = 230 \text{ m}$. Ne consegue che per i due tratti su ha:

$$Q_{4,R1} = 0.2 Q_v = 0.2 \times 1000 = 200 \text{ kN}$$

$$Q_{4,R2} = 40 Q_v / R = 40 \times 1200 / 485 = 208 \text{ kN}$$

$$\text{con } Q_{v,R1} = \sum_i (2 a_{ik}) = 2 \times (300 + 200) = 1000 \text{ kN}$$

$$\text{e } Q_{v,R2} = \sum_i (2 a_{ik}) = 2 \times (300 + 200 + 100) = 1200 \text{ kN}$$

Il carico si applica a livello della pavimentazione ed agisce in direzione normale all'asse del ponte.

5.3.4 Modello di carico per la fatica

Le verifiche a fatica sono condotte adottando il metodo dei coefficienti λ . Le EN 1993-2 prescrivono che con tale approccio si adotti il modello di carico LM3 il cui schema è riportato di seguito.

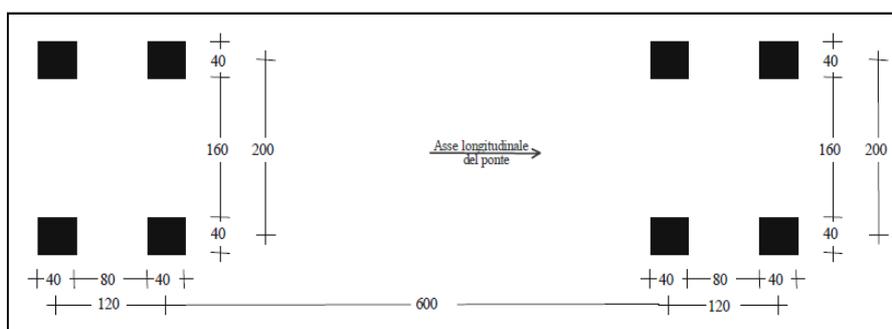


Figura 5 – Modello di carico LM3 – veicolo di fatica simmetrico a 4 assi, ciascuno di peso 120 kN

5.4 Ritiro

La condizione di carico determina lo stato di azione interno che viene indotto sulla struttura a seguito del ritiro del calcestruzzo: viene calcolata la deformazione a ritiro e applicata alla soletta attraverso una variazione termica equivalente di segno negativo che il modello di calcolo moltiplica per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo. L'acciaio non subisce alcuna deformazione diretta ma solo una deformazione indotta.

L'entità del fenomeno del ritiro è stato valutato secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.6 del D.M. 14.01.2008, tramite il calcolo della $\varepsilon_{cd,\infty}$, la quale risulta pari a 210×10^{-6} che corrisponde ad una variazione termica di -21 °C.

5.5 Dilatazione termica

In ottemperanza alle prescrizioni normative (NTC08 sezione 5.2.2.5.2) si considerano i seguenti carichi termici:

- **Variazione termica uniforme:** $\Delta T = \pm 15$ °C. Con la medesima (amplificata del 50 %) sono stati computati gli spostamenti associati a giunti di dilatazione e dispositivi di appoggio;
- **Variazione termica non uniforme:** differenza di temperatura di 5 °C tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio. Tale gradiente termico determina uno stato di coazione nella sezione composta che si accompagna alle azioni interne che si generano per effetto dell'iperstaticità dell'impalcato continuo.

5.6 Vento

L'azione del vento è stata considerata applicando a tutte le superfici potenzialmente investite una pressione normale di 2.50 kN/m². L'area assunta a rappresentazione dei carichi transitori, come richiesto dalla Normativa di riferimento, viene calcolata fissando una fascia di pertinenza di altezza pari a 3.00 m rispetto al livello definito dal piano viario. L'altezza dell'impalcato è considerata pari a 2.00 m.

È di seguito riportato il calcolo dell'azione caratteristica.

$$f_{\text{vento}} = 2.50 \times (3+2) = 12.50 \text{ kN/m}$$

5.7 Azione eccezionale - Urto

Per quanto riguarda le azioni eccezionali sugli elementi secondari indotti dall'urto di un veicolo in svio si considera:

$$\text{Azione trasversale} = 100.00 \text{ kN}$$

Essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100mm sotto la sommità dell'elemento o 1.0m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. Tale forza deve essere applicata su una linea lunga 0.50m posta a 100cm dal piano viario. secondo quanto prescritto al punto 3.6.3.3.2 del D.M. 14.01.2008. Tale azione, verrà utilizzata per il dimensionamento degli elementi secondari dell'impalcato, principalmente i guard-rail ed il relativo cordolo di attacco, e la soletta in c.a.

5.8 Spinta del terreno

A tergo delle spalle viene considerato un terreno con angolo di attrito pari a $\phi' = 35$ ° che produce i seguenti parametri di spinta:

$$k_0 = 1 - \sin\phi' = 0,4264$$

$$k_a = \text{tg}^2(45 - \phi'/2) = 0,271$$

5.9 Azione sismica

5.9.1 Classificazione dell'opera ai fini della valutazione dell'azione sismica

L'opera è classificata come **Tipo di costruzione 3** e si individua una **classe d'uso IV**. Pertanto i parametri che permettono di definire l'azione sismica di progetto sono i seguenti:

- Vita nominale: $V_N = 100$ anni
- Coefficiente d'uso: $C_U = 2.0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 200$ anni

5.9.2 Parametri sismici di riferimento

L'azione sismica di progetto si valuta individuando una **categoria B di sottosuolo in classe topografica T1**. Si riportano di seguito i parametri sismici di riferimento per i diversi stati limite previsti dalla norma.

STATO LIMITE	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	TC* [s]
SLD	201	0,393	2,820	0,322
SLV	1898	0,692	3,048	0,390
SLC	3899	0,884	3,194	0,428

5.9.3 Spettro di risposta allo Stato Limite di Danno

	Sito			
a_g	0,393			
F_0	2,82		F_V	0,76
T_C^*	0,322			

Categoria di sottosuolo

S_S 1,2000
 C_C 1,3798

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Categoria topografica S_T 1,0000
Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

$$S = S_S * S_T = 1,2000$$

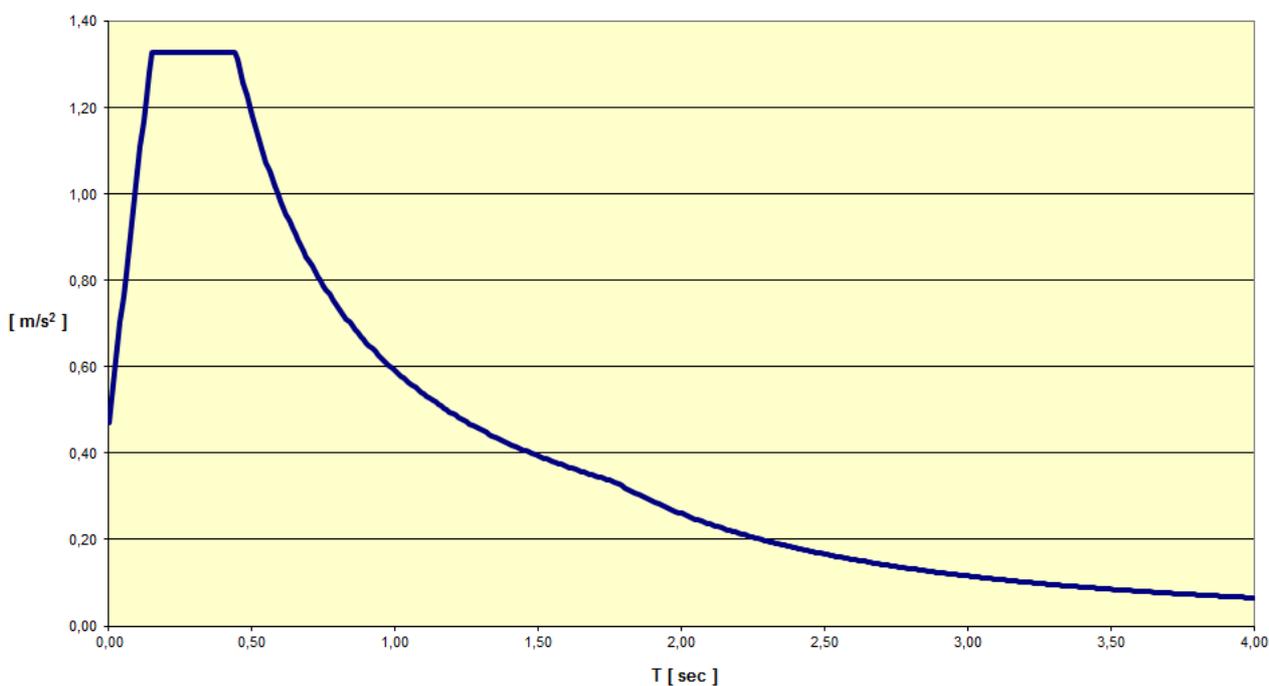
$$T_B = T_C / 3 = 0,1481$$

$$T_C = C_C * T_C^* = 0,4443$$

$$T_D = 4,00 * a_g/g + 1,60 = 1,7603$$

Coefficiente di smorzamento 1,0000 Eta

Spettro di risposta orizzontale nelle accelerazioni



5.9.4 Fattore di Struttura

Le capacità dissipativa della struttura è messa in conto attraverso il fattore di struttura q riduttivo delle forze elastiche. Per la struttura oggetto di analisi si considera un valore di $q = 1,50$ determinato secondo quanto prescritto al punto 7.9.2.1 del D.M. 14.01.2008 per pile verticali inflesse in cemento armato.

5.9.5 Spettro di risposta allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita

	Sito		
a_g	0,6916		
F_0	3,0477	F_V	1,09
T_C^*	0,3898		

Categoria di sottosuolo

B ▼

S_S 1,2000

C_C 1,3281

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Categoria topografica

T1 ▼

S_T 1,0000

Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

$$S = S_S * S_T = 1,2000$$

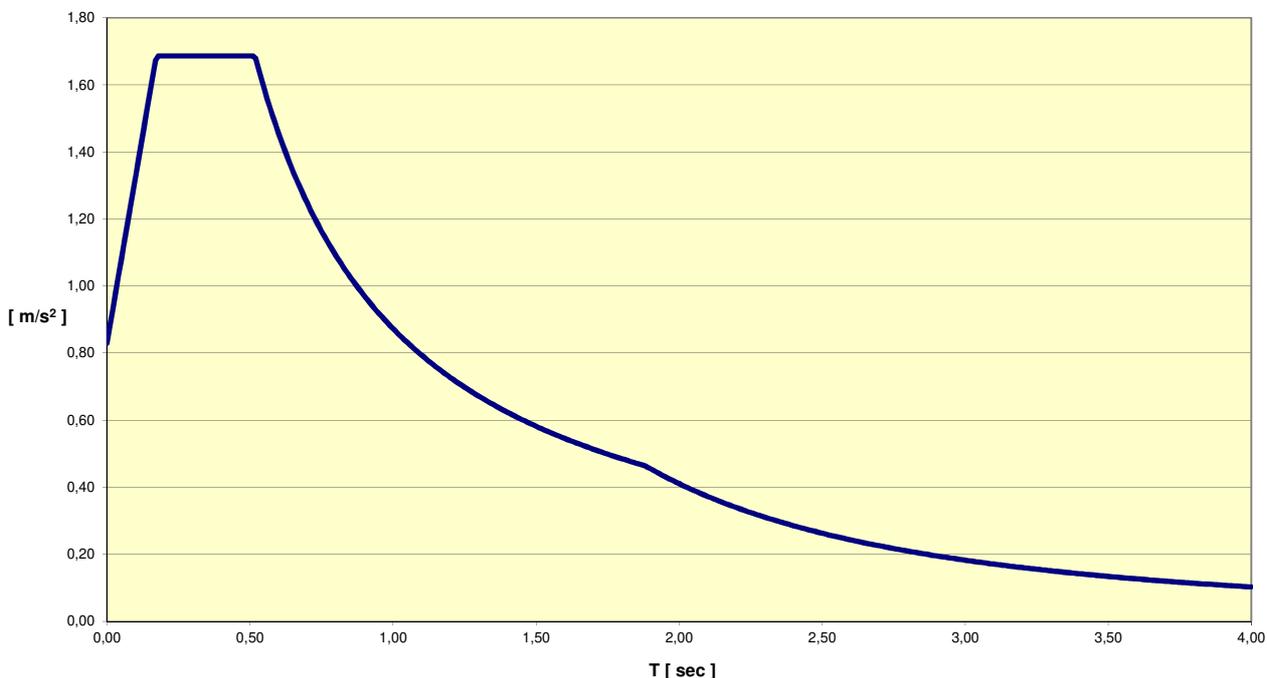
$$T_B = T_C / 3 = 0,1263$$

$$T_C = C_C * T_C^* = 0,5177$$

$$T_D = 4,00 * a_g / g + 1,60 = 1,8821$$

Coefficiente di struttura $0,6667 \text{ } 1/q$

Spettro di risposta orizzontale nelle accelerazioni



Coefficienti di spinta del terreno

Nelle verifiche allo SLU per le opere di sostegno dei terreni (muri di elevazione della spalla) i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h$$

con $a_{max} = S a_g = 1,20 \times 0,6916 \text{ m/s}^2 = 0,8299 \text{ m/s}^2$

e $\beta_m = 1,0$ per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno

Ne deriva che

$$k_h = 0,0846$$

$$k_v = 0,0423$$

Sfruttando tali parametri è possibile valutare l'angolo di deviazione della gravità per effetto del sisma

$$\theta = 5,05^\circ$$

Da cui si ricava il coefficiente di spinta sismica di Mononobe-Okabe pari a $k_{a,MO} = 0,4092$

5.9.6 Spettro di risposta allo Stato Limite di Collasso

	Sito		
a_g	0,8837		
F_0	3,1944	F_V	1,29
T_C^*	0,4285		

Categoria di sottosuolo

S_S 1,2000
 C_C 1,3032

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Categoria topografica

S_T 1,0000

Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

$$S = S_S * S_T = 1,2000$$

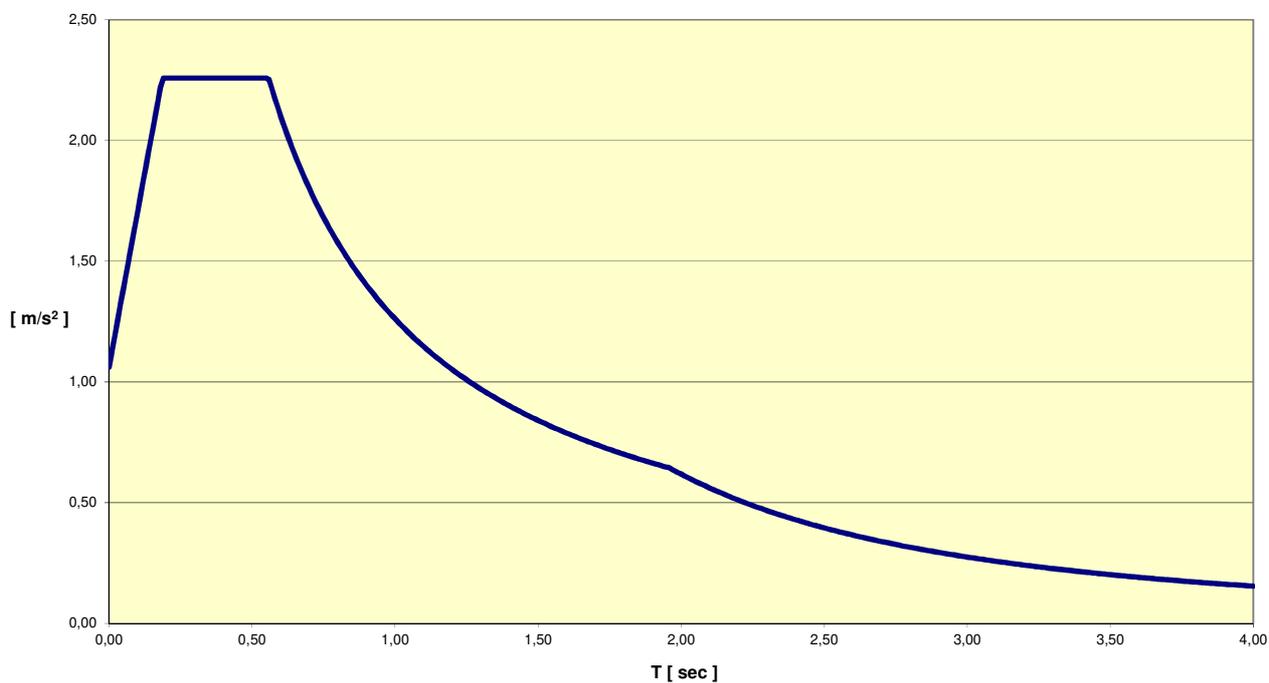
$$T_B = T_C / 3 = 0,1861$$

$$T_C = C_C * T_C^* = 0,5584$$

$$T_D = 4,00 * a_g / g + 1,60 = 1,9605$$

Coefficiente di struttura $0,6667 \ 1/q$

Spettro di risposta orizzontale nelle accelerazioni



5.10 Combinazione dei carichi

La determinazione dei valori delle sollecitazioni da utilizzare per l'esecuzione delle verifiche strutturali viene condotta facendo riferimento ai gruppi di azioni ed ai coefficienti di combinazione riportati nel D.M. 14.01.2008. La seguente tabella definisce i gruppi considerati:

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili	
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 1 – Definizione dei gruppi di azioni per i carichi variabili da traffico

Il dimensionamento delle strutture del ponte (impalcato, pile e spalle) è effettuato con riferimento ai gruppi di azioni **1**, **2a**, **2b**. I gruppi **3**, **4** e **5** sono relativi alle sole verifiche locali.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 2 – Coefficienti di fattorizzazione dei carichi allo SLU
Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella 3 – Coefficienti di combinazione delle azioni

6 METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA

6.1 Software di calcolo

La struttura è stata analizzata attraverso il software ad elementi finiti Straus7 Release 2.4.6. Si tratta di un programma generale per l'analisi, mediante elementi finiti, di strutture e continui a comportamento lineare e non lineare, sia in campo statico che dinamico.

Nella schematizzazione della struttura sono stati utilizzati sia elementi di tipo monodimensionale che bidimensionali, che solidi. I primi corrispondono alla tipologia "beam"; si tratta cioè di elementi prismatici a sezione del tutto generale, deformabili per solo sforzo assiale (elementi di struttura reticolare) o per sollecitazioni composte di sforzo assiale, flessione, taglio e torsione. Gli elementi bidimensionali sono indicati quali elementi "plate" con funzioni di forma lineari (elementi a 3 e 4 nodi) o quadratiche (elementi a 6 ed 8 nodi). Gli elementi "solid" consentono di modellare l'introduzione dei carichi in elementi plate evitando l'introduzione puntuale delle sollecitazioni.

6.2 Modello adottato

È stato realizzato un modello per lo studio e l'analisi dell'impalcato, delle pile e delle spalle di appoggio del ponte.

Per quanto attiene l'impalcato, le travi principali e i traversi sono stati modellati con elementi beam aventi caratteristiche geometriche ed elastiche determinate preventivamente sulla base della geometria della carpenteria metallica.

La soletta è stata schematizzata con elementi bidimensionali (plate) disposti allo stesso livello delle travi, ai quali sono state assegnate le caratteristiche inerziali della sezione in c.a. Alle travi principali, che sono state modellate nel piano della soletta, è stato applicata una proprietà caratteristica del programma di calcolo che prevede il loro scostamento (offset) nella corretta posizione baricentrica. Tale proprietà garantisce il mantenimento delle sezioni piane.

Le sottostrutture sono schematizzate come elementi "beam" a linea d'asse per il fusto e il pulvino, mentre la ciabatta di fondazione con elementi "plate" in corrispondenza del piano medio. La porzione di fusto compresa tra il piano medio della ciabatta e la sezione di spiccato è schematizzata con elementi "solid" che consentono di modellare l'introduzione dei carichi dal fusto alla ciabatta di fondazione evitando l'introduzione puntuale delle sollecitazioni.

Le immagini seguenti riportano una vista tridimensionale dei modelli utilizzati per il dimensionamento.

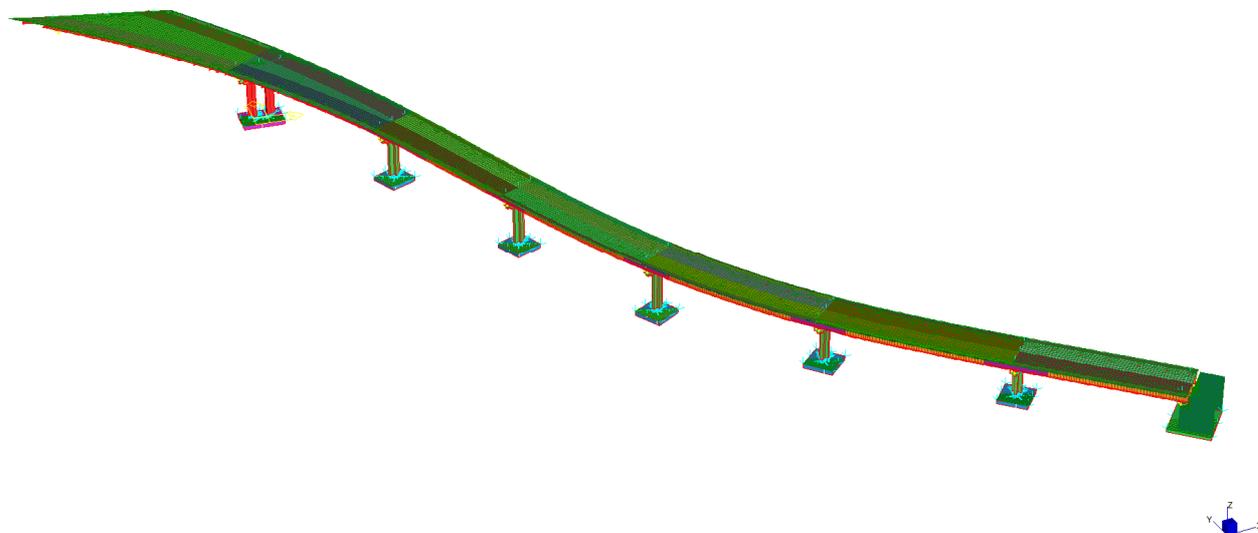


Figura 6 – Modello FEM 3D: vista d'insieme con soletta in ca

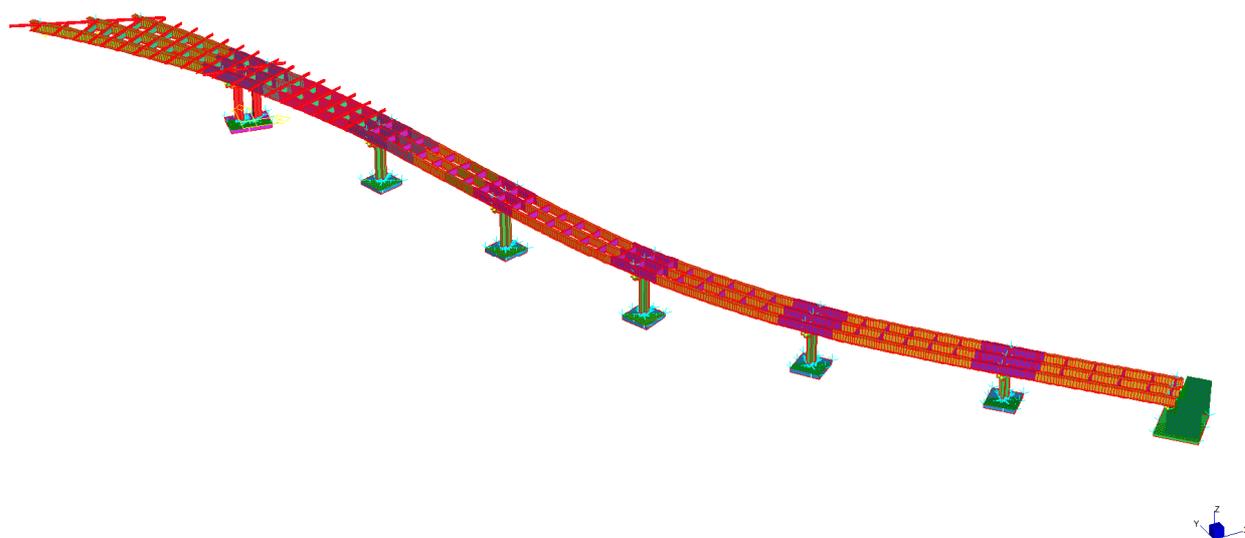


Figura 7 – Modello FEM 3D: vista d'insieme travi in acciaio e traversi

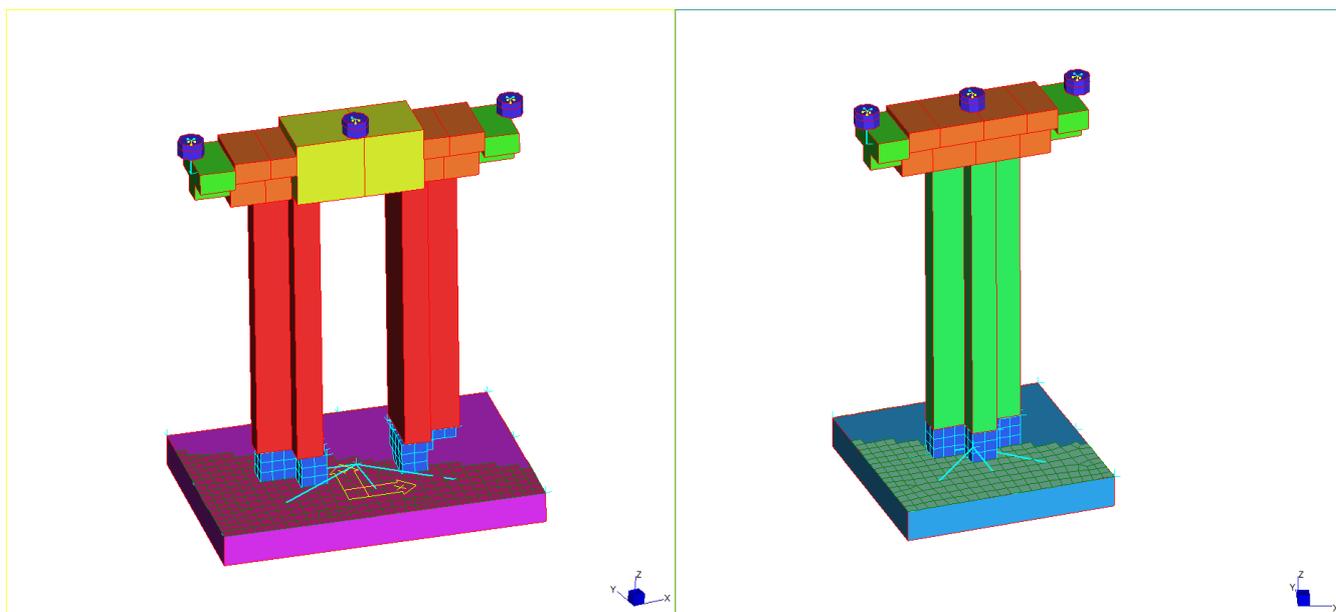


Figura 8 – Modello FEM 3D: tipologie di pile

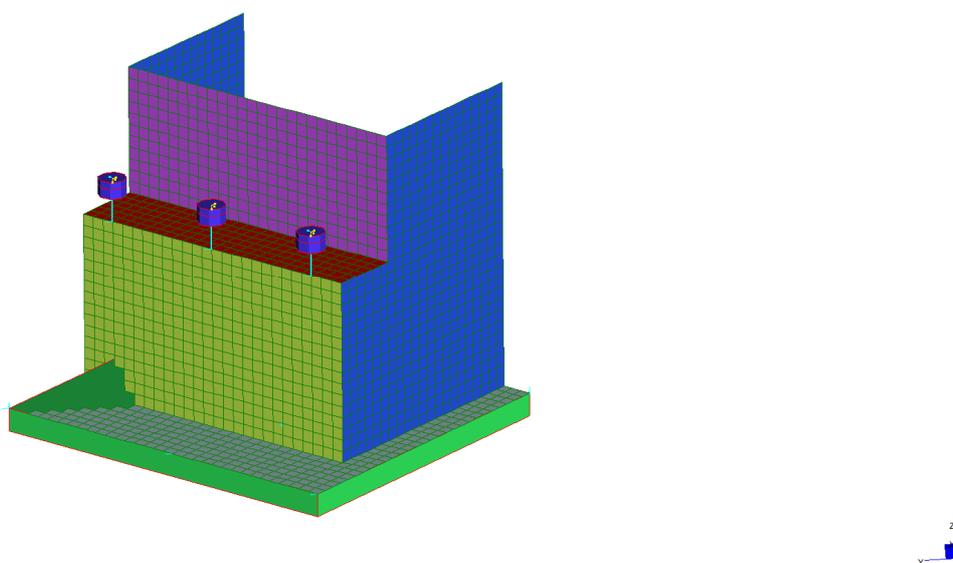


Figura 9 – Modello FEM 3D: tipologia di spalla

7 ANALISI STRUTTURALE

7.1 Analisi per fasi

L'analisi strutturale dell'impalcato si articola in tre modellazioni distinte ciascuna delle quali fa riferimento alle fasi di seguito illustrate:

Fase I – In prima fase viene posta in opera la struttura principale in acciaio sulla quale viene gettata la soletta in calcestruzzo. In questa fase gli elementi resistenti sono le sole travi in carpenteria metallica che sono chiamate a contrapporsi ai pesi propri e quelli del getto del calcestruzzo.

Le caratteristiche inerziali implementate sono relative alle sole travi metalliche.

Fase II – Sono applicati alla struttura i carichi permanenti dovuti al getto di completamento dei cordoli perimetrali, alla pavimentazione stradale, alle barriere di sicurezza e ai sottoservizi. In questa fase le travi in acciaio e la soletta sono chiamate a collaborare per contrapporsi ai carichi esterni agenti. La collaborazione del calcestruzzo viene messa in conto considerando una sua rigidità ridotta per tener conto degli effetti che tali carichi generano a lungo termine. Infatti la natura di queste azioni è permanente e può essere considerata applicata alla struttura con continuità per tutta la vita utile della stessa. Si considerano in questo modo gli effetti di tipo reologico del calcestruzzo. Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi "lenti" in quanto concomitanti agli effetti viscosi, e vengono pertanto anch'essi valutati con le caratteristiche di resistenza della sezione di Fase II. In particolare, gli effetti del ritiro sull'intera struttura del viadotto vengono tradotti con un'azione equivalente di natura termica.

Le proprietà inerziali delle travi sono quelle della sezione composta a lungo termine con coefficiente di omogeneizzazione $n = 16.23$.

Fase III – In terza fase vengono applicati alla struttura solo i carichi accidentali, quali il treno di carichi associato ad ogni corsia, l'azione del vento, l'azione dovuta al frenamento, l'azione centrifuga e le distorsioni indotte per le variazioni termiche. In tale situazione vengono inserite tutte quelle azioni che possono essere considerate di natura istantanea.

Le inerzie sono relative alla sezione composta a breve termine con coefficiente di $n = 6.24$.

7.2 Combinazioni di carico

Per lo studio della struttura sono considerate n combinazioni di carico agli SLU statici e sismici e n combinazioni di carico allo SLE che sono il frutto della combinazione delle condizioni di carico descritte nel Capitolo precedente al fine di massimizzare di volta in volta le sollecitazioni nei riguardi delle quali si stano effettuando le verifiche.

7.3 Caratteristiche inerziali delle Travi principali

Si riportano le caratteristiche geometriche e meccaniche delle travi in acciaio considerate lungo l'impalcato.

Dimensioni travi

		B ₁	B ₂	D	T ₁	T ₂	T ₃	A	S _x	Y _G	J	W _{inf}	W _{sup}
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ³]	[mm]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]
T1	Trave H150 appoggio	700	700	1500	40	30	20	77600	53338000	687	30840999811	44869729	37950931
T2	Trave H150 campata	600	600	1500	30	30	20	64800	48600000	750	24427440000	32569920	32569920
T3	Trave H157,5	600	600	1575	30	30	20	66300	52211250	788	27281368125	34643007	34643007
T4	Trave H165	600	600	1650	30	30	20	67800	55935000	825	30321765000	36753655	36753655
T5	Trave H172,5	600	600	1725	30	30	20	69300	59771250	863	33552849375	38901854	38901854
T6	Trave H180 B70 appoggio	700	700	1800	40	30	20	83600	69358000	830	46352775901	55870874	47768695
T7	Trave H180 B70 campata	700	700	1800	30	30	20	76800	69120000	900	41678640000	46309600	46309600
T8	Trave H180 B85	850	850	1800	35	30	20	89950	77354875	860	51707367033	60126497	55006455
T9	Trave H180 B100	1000	1000	1800	40	30	20	104600	85663000	819	62423733082	76223369	63630027

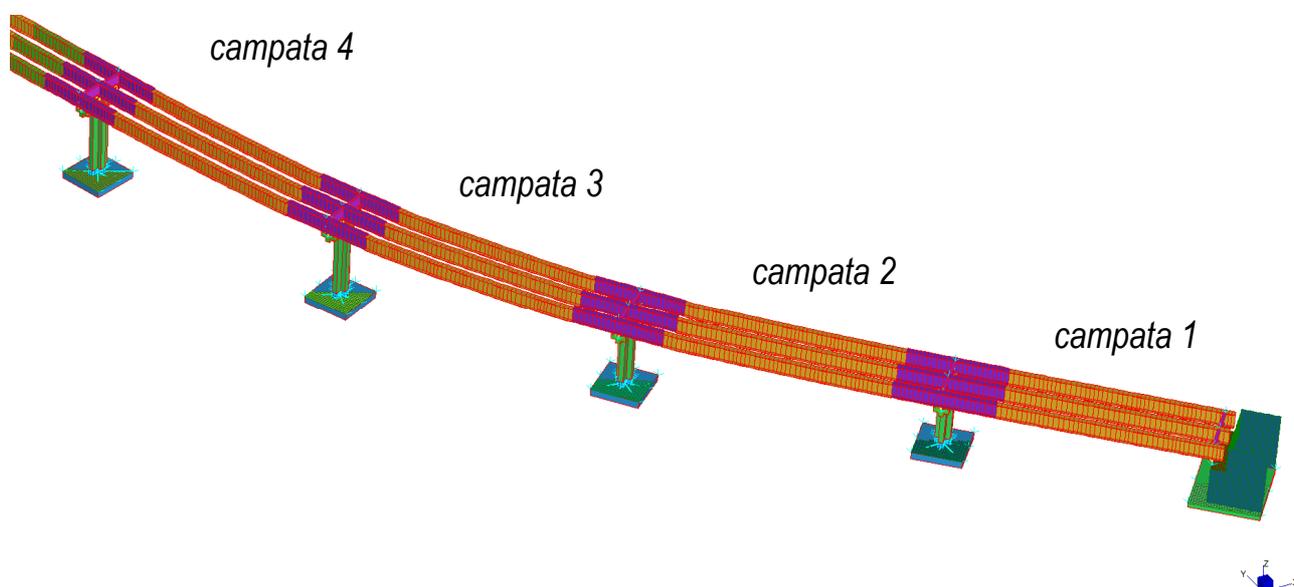
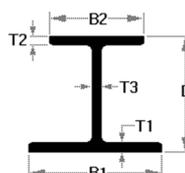


Figura 10 – Modello FEM 3D: vista campate 1, 2, 3 e 4

Per le campate identificate con gli indici 1, 2, 3 e 4 si adotta la trave tipo T1 agli appoggi e la trave tipo T2 in campata.

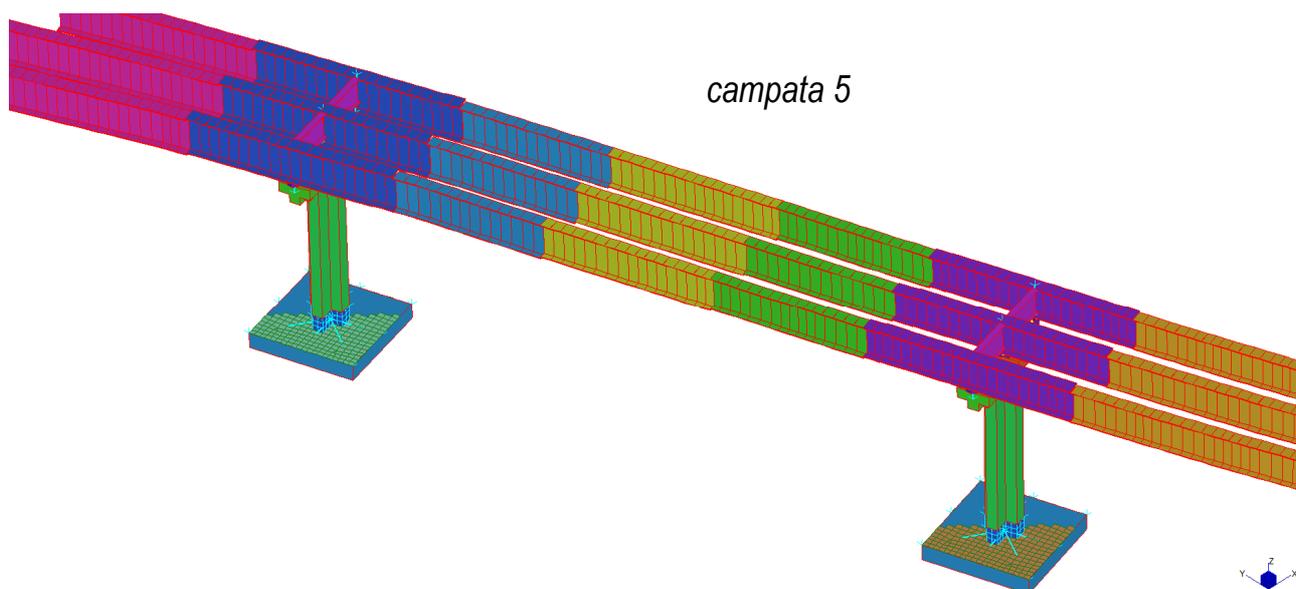


Figura 11 – Modello FEM 3D: vista campata 5

Per la campata ad altezza variabile identificata con l'indice 5 si adottano in successione da appoggio a appoggio le travi tipo T1, T3, T4, T5, T6.

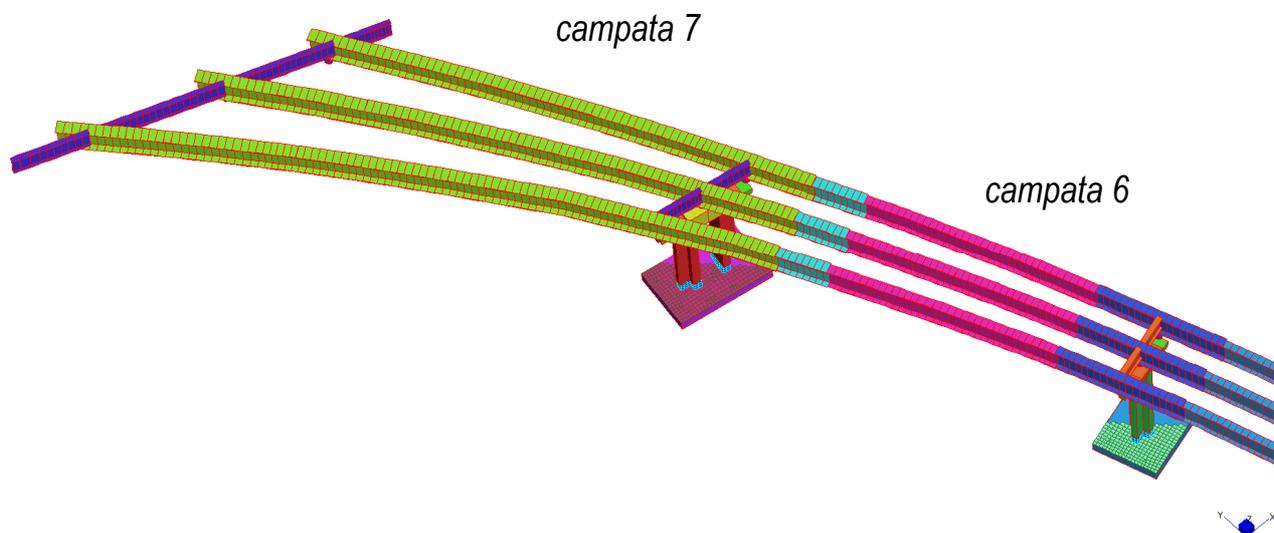


Figura 12 – Modello FEM 3D: vista campata 6 e 7

Per la campata identificata con l'indice 6 si applicano in successione da appoggio a appoggio le travi tipo T6, T7, T8, T9, mentre per la campata identificata con l'indice 7 si utilizza la trave tipo T9.

8 VERIFICHE STRUTTURALI DELL'IMPALCATO

8.1 Verifiche tensionali travi principali allo SLU

Le verifiche tensionali si riferiscono alle travi 01, 02, 03 identificate come riportato in figura.

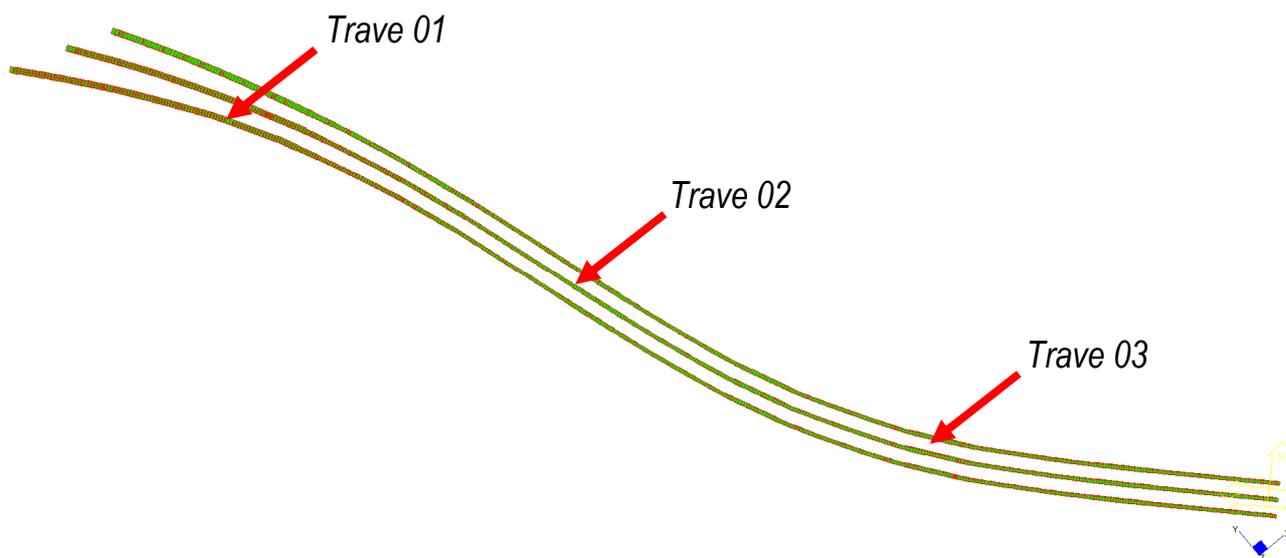
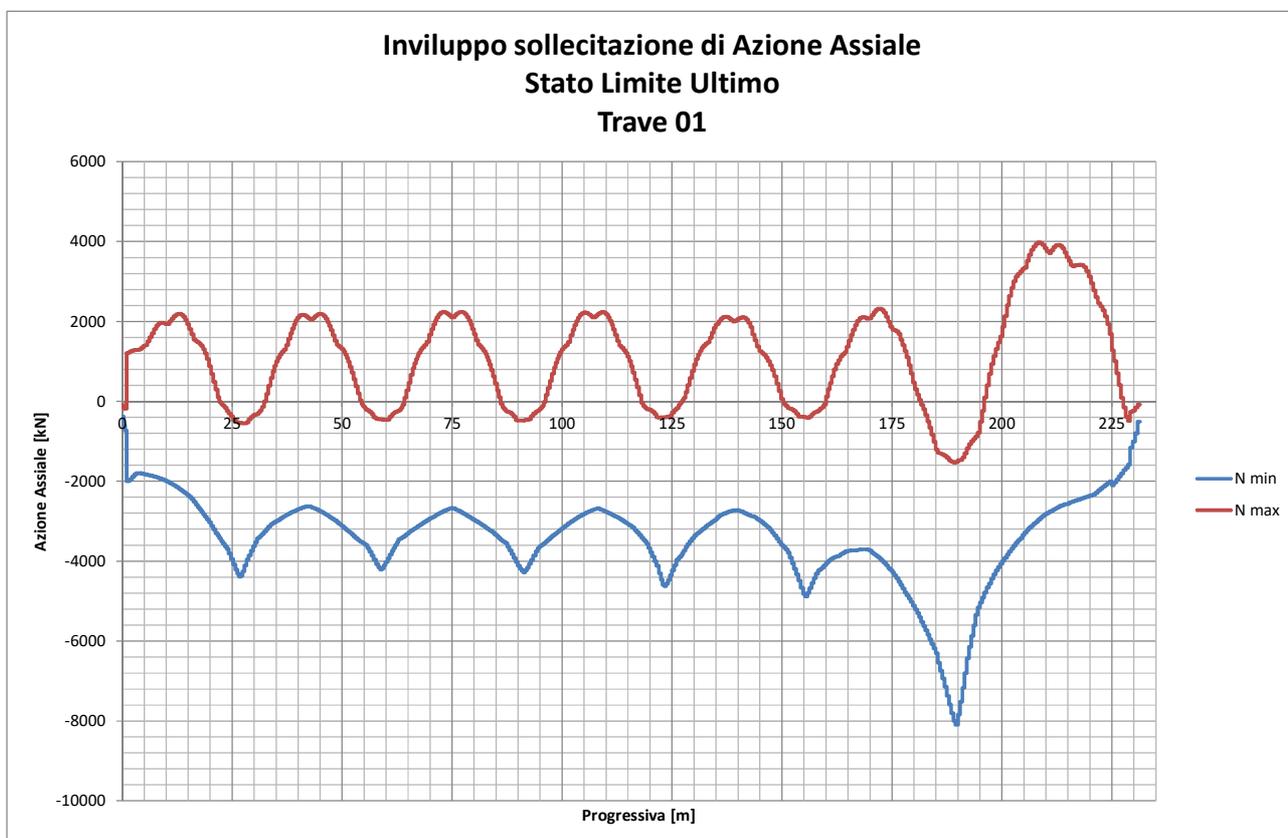
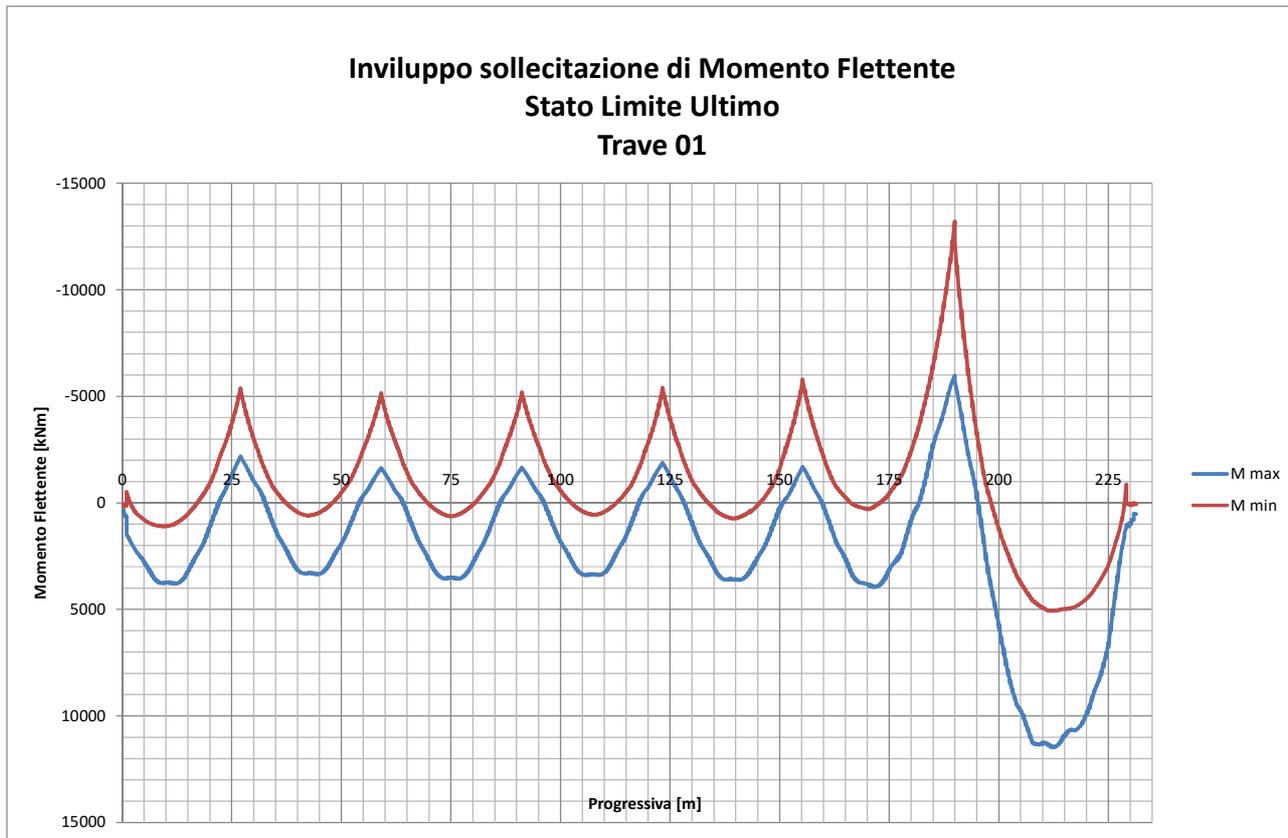
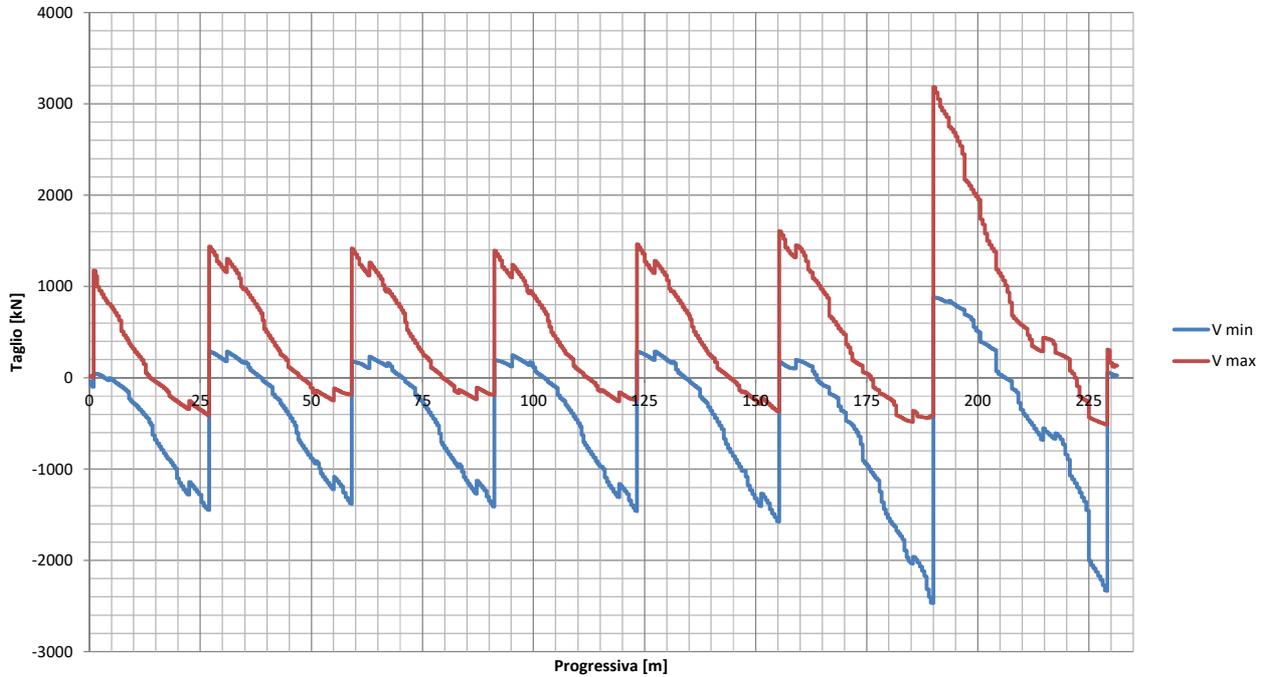


Figura 13 – Modello FEM 3D: trave 01, 02 e 03

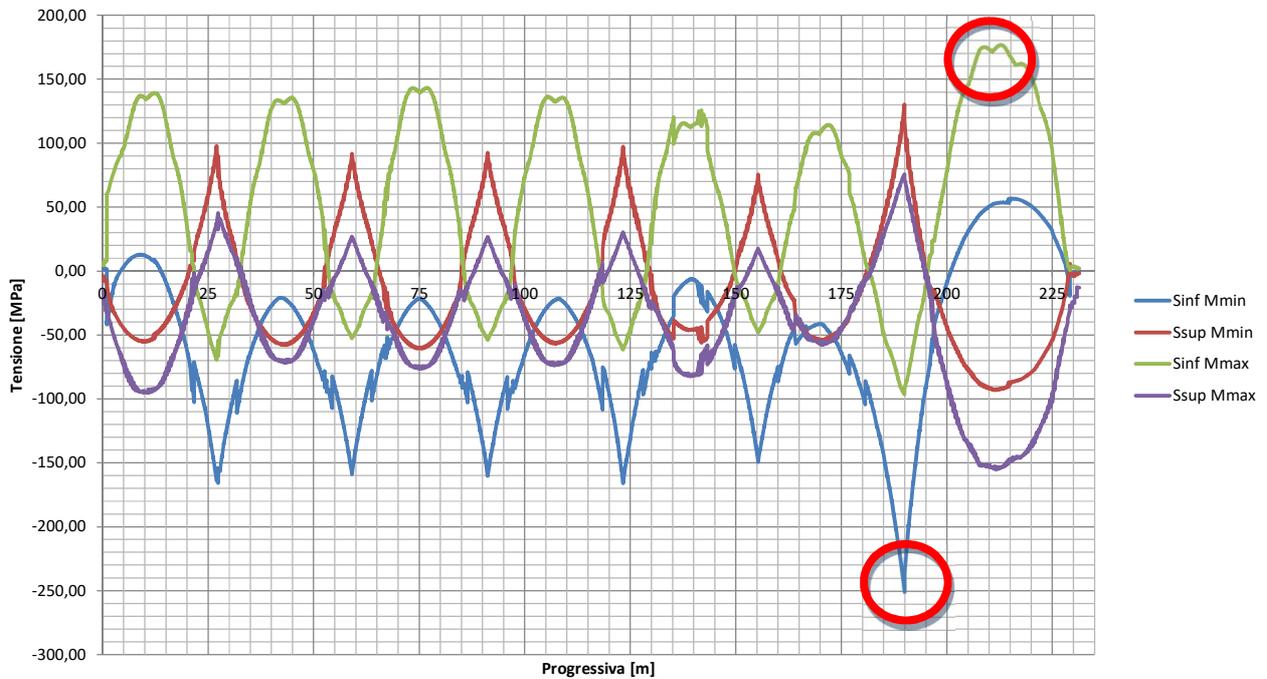
8.1.1 Trave 01 – diagrammi di involucro delle sollecitazioni

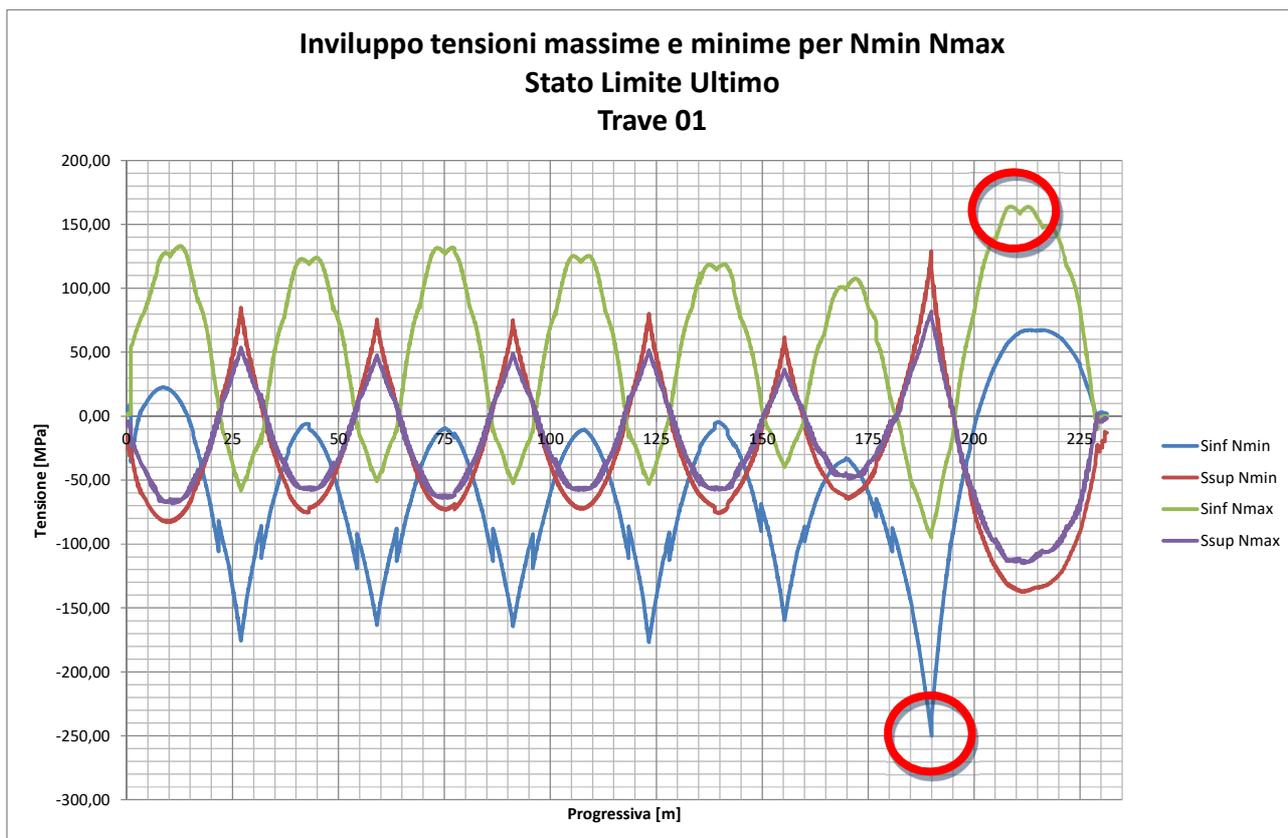


**Involuppo sollecitazione di Taglio
Stato Limite Ultimo
Trave 01**



**Involuppo tensioni massime e minime per Mmin Mmax
Stato Limite Ultimo
Trave 01**





Le tensioni valutate nel materiale acciaio S355 sono in campo elastico se la tensione $\sigma \leq f_{yd} = 338,09$ MPa.

Combinazione che genera $\sigma_{inf} M_{min} = -250.48$ MPa

$1,35 \cdot 1 \cdot 1 \cdot [G1 \text{ Peso Proprio}]$
 $+1,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot [G2 \text{ Finitura Asfalto}]$
 $+1,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot [G2 \text{ Cordoli}]$
 $+1,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot [G2 \text{ Barriere Stradali}]$
 $+1,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot [G2 \text{ Sottoservizi}]$
 $+1,2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot [\text{Ritiro}]$
 $+(-1) \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot [\text{Vento}]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 \cdot [\text{Tandem-Corsia1-Campata7-Posizione3}]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 9 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 \cdot [\text{Traffico-Corsia1-Campata2}]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 9 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 \cdot [\text{Traffico-Corsia1-Campata4}]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 9 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 \cdot [\text{Traffico-Corsia1-Campata6}]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 9 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 \cdot [\text{Traffico-Corsia1-Campata7}]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 \cdot [\text{Tandem-Corsia2-Campata4-Posizione4}]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 \cdot [\text{Traffico-Corsia2-Campata2}]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 \cdot [\text{Traffico-Corsia2-Campata4}]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 \cdot [\text{Tandem-Corsia3-Campata7-Posizione4}]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 \cdot [\text{Traffico-Corsia3-Campata6}]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 \cdot [\text{Traffico-Corsia3-Campata7}]$

+(-1)*0,72*1*[Termica]

Combinazione che genera $\sigma_{inf} M_{max} = +174.92$ MPa

1,35*1*1*[G1 Peso Proprio]
 +1,5*1*1*[G2 Finitura Asfalto]
 +1,5*1*1*[G2 Cordoli]
 +1,5*1*1*[G2 Barriere Stradali]
 +1,5*1*1*[G2 Sottoservizi]
 +1,2*1*1*[Ritiro]
 +(-1)*0,9*1*[Vento]
 +1*1*3*1*1,35*1*[Tandem-Corsia1-Campata7-Posizione5]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata1]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata5]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata7]
 +1*1*1*1*1,35*1*[Tandem-Corsia2-Campata7-Posizione2]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata1]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata2]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata3]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata4]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata5]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata7]
 +1*1*2*1*1,35*1*[Tandem-Corsia3-Campata7-Posizione5]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia3-Campata7]
 +(-1)*0,72*1*[Termica]

Combinazione che genera $\sigma_{inf} N_{min} = -249.74$ MPa

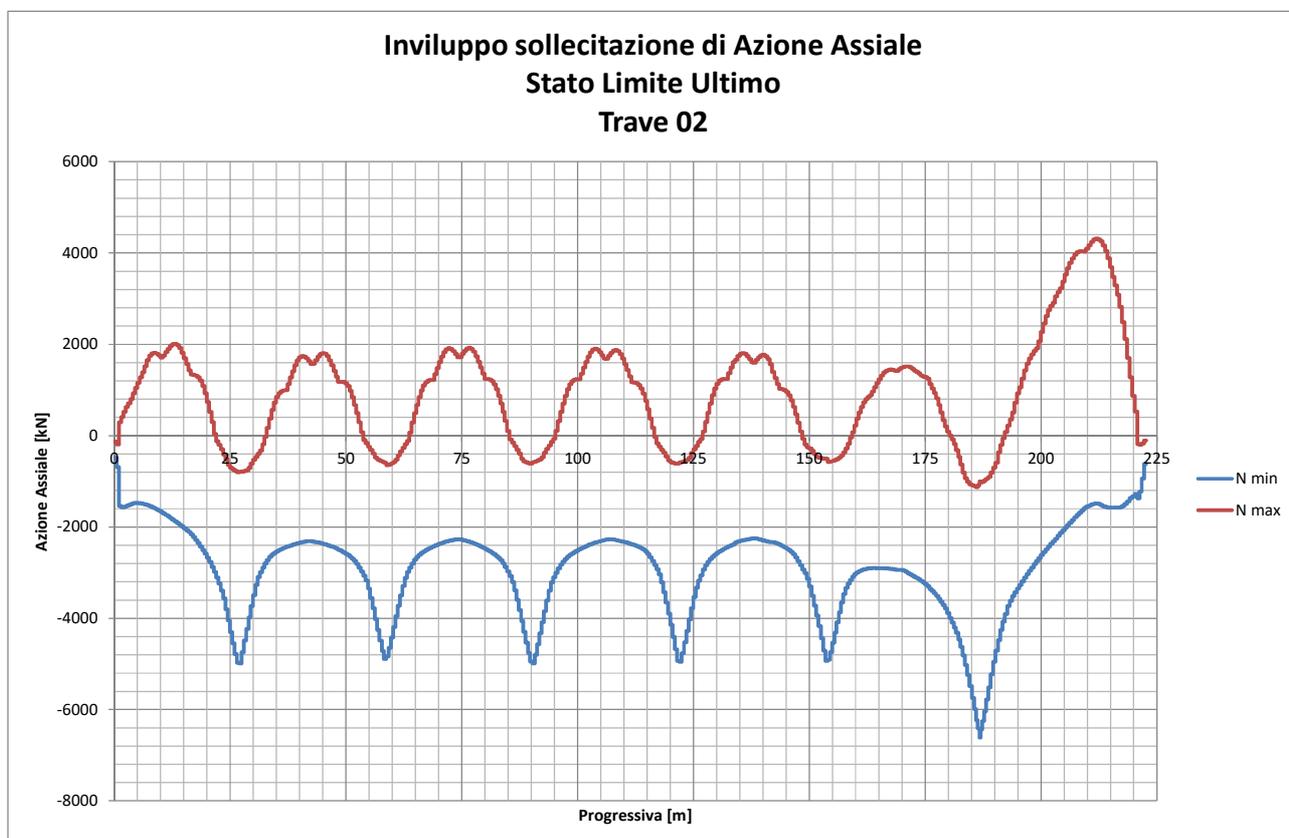
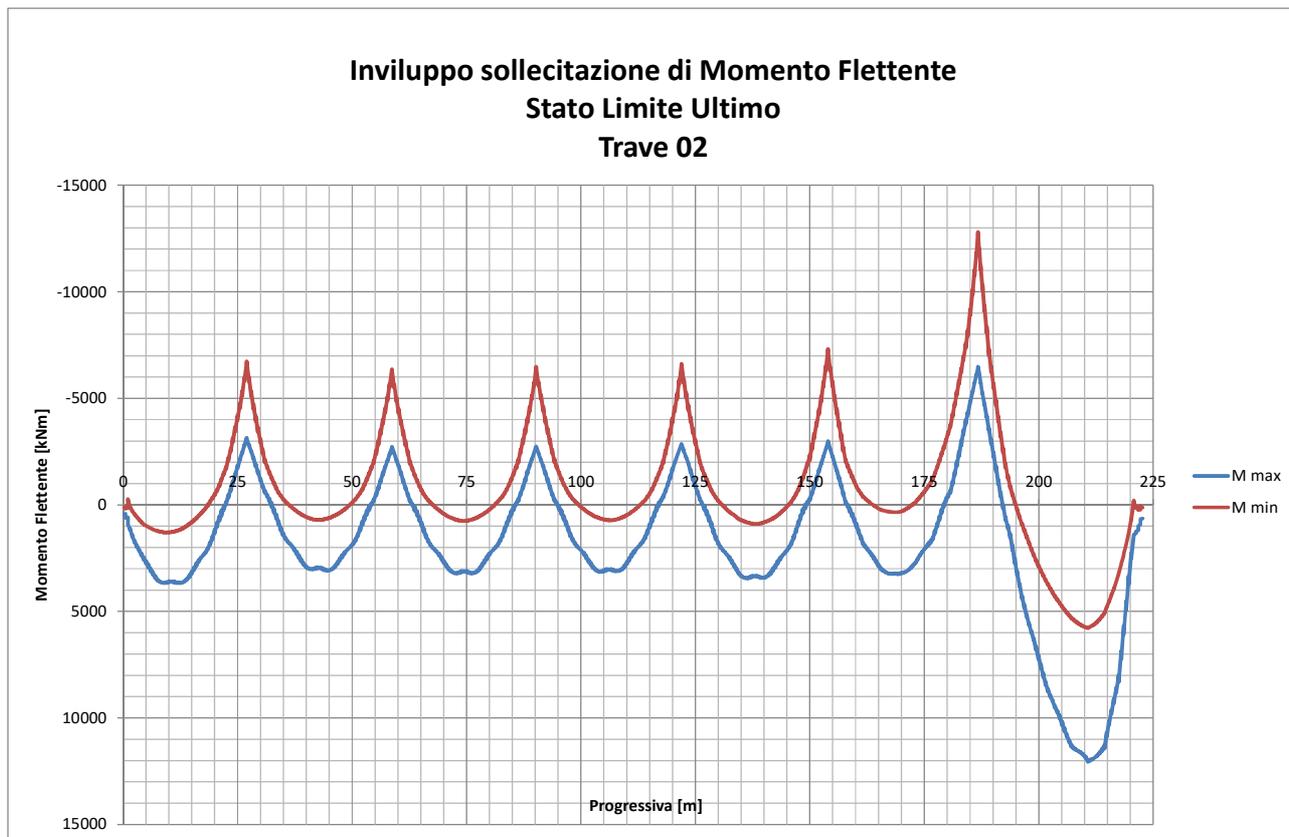
1,35*1*1*[G1 Peso Proprio]
 +1,5*1*1*[G2 Finitura Asfalto]
 +1,5*1*1*[G2 Cordoli]
 +1,5*1*1*[G2 Barriere Stradali]
 +1,5*1*1*[G2 Sottoservizi]
 +1,2*1*1*[Ritiro]
 +(-1)*0,9*1*[Vento]
 +1*1*3*1*1,35*1*[Tandem-Corsia1-Campata7-Posizione3]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata2]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata3]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata4]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata6]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata7]
 +1*1*1*1*1,35*1*[Tandem-Corsia2-Campata7-Posizione1]
 +1*1*2*1*1,35*1*[Tandem-Corsia3-Campata7-Posizione4]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia3-Campata6]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia3-Campata7]

$+(-1)*0,72*1*[Termica]$

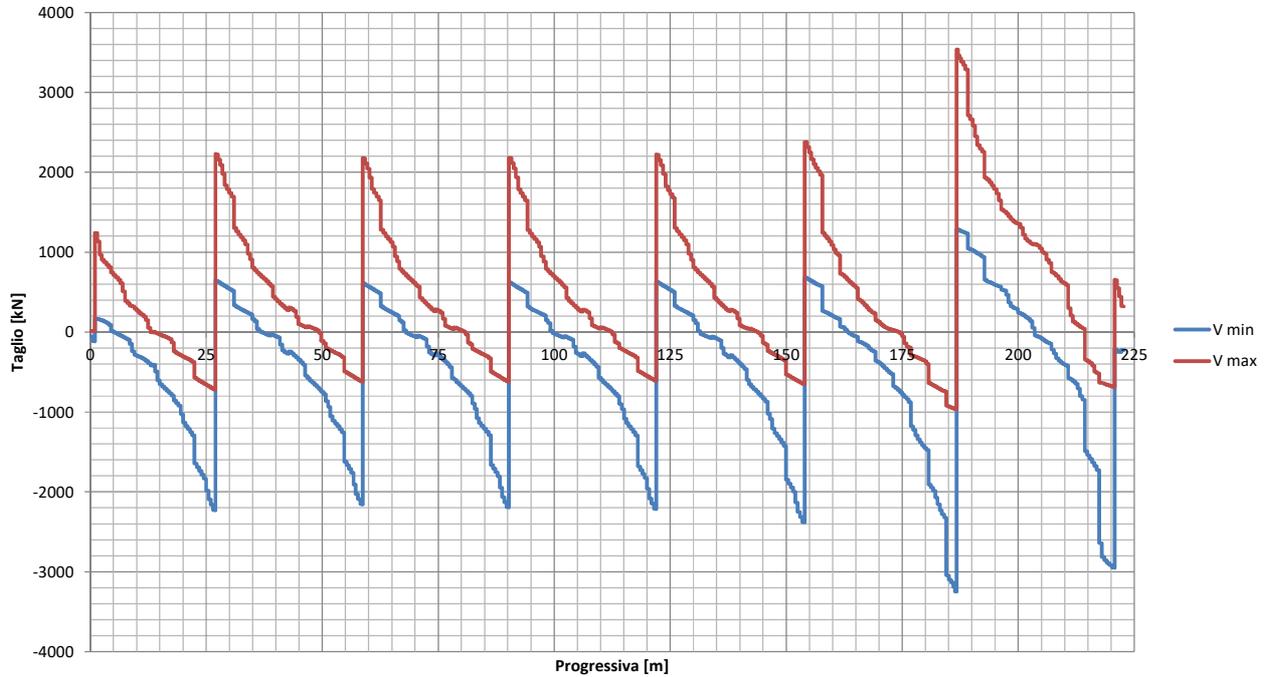
Combinazione che genera $\sigma_{inf Nmax} = +163.78 \text{ MPa}$

$1*1*1*[G1 \text{ Peso Proprio}]$
 $+1,5*1*1*[G2 \text{ Finitura Asfalto}]$
 $+1,5*1*1*[G2 \text{ Cordoli}]$
 $+1,5*1*1*[G2 \text{ Barriere Stradali}]$
 $+1,5*1*1*[G2 \text{ Sottoservizi}]$
 $+1*1*1*[Ritiro]$
 $+(-1)*0,9*1*[Vento]$
 $+1*1*3*1*1,35*1*[Tandem-Corsia1-Campata7-Posizione5]$
 $+1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata1]$
 $+1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata5]$
 $+1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata7]$
 $+1*1*1*1*1,35*1*[Tandem-Corsia2-Campata7-Posizione3]$
 $+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata1]$
 $+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata2]$
 $+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata3]$
 $+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata4]$
 $+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata5]$
 $+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata7]$
 $+1*1*2*1*1,35*1*[Tandem-Corsia3-Campata7-Posizione5]$
 $+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia3-Campata7]$
 $+1*0,72*1*[Termica]$

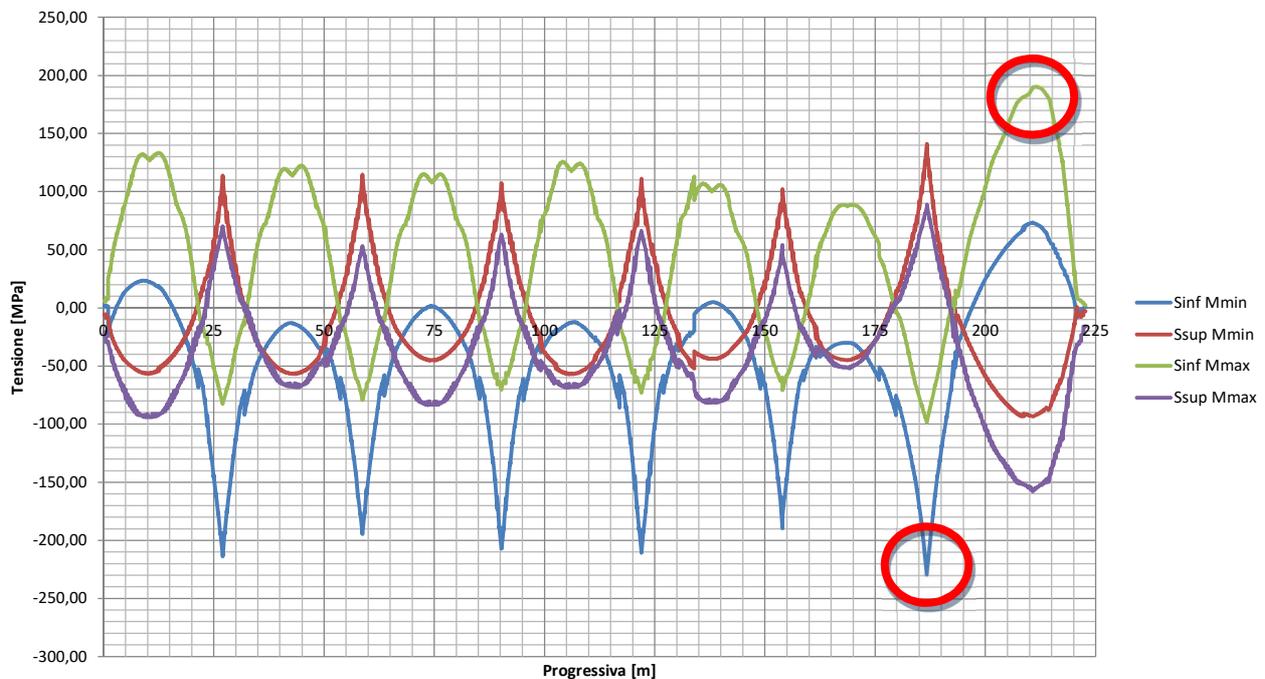
8.1.2 Trave 02 – diagrammi di involucro delle sollecitazioni

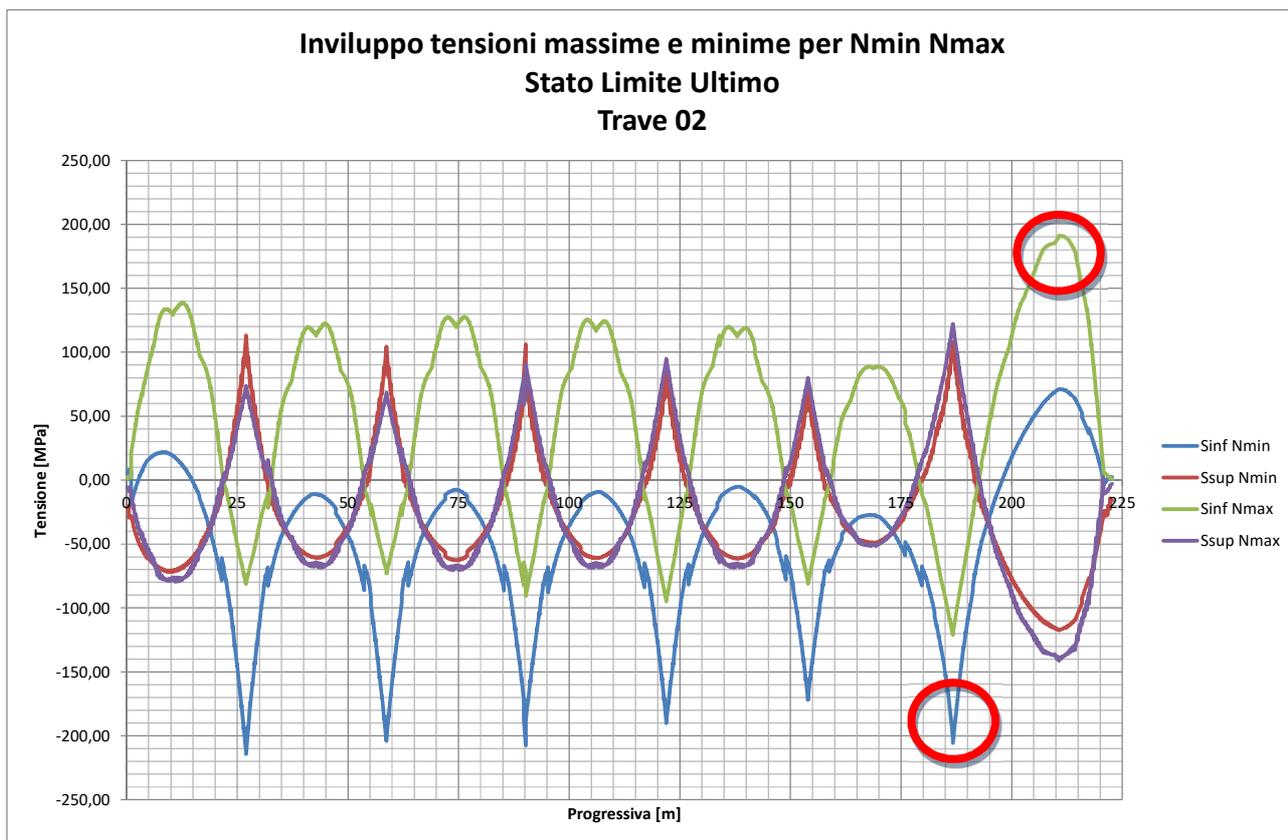


**Involuppo sollecitazione di Taglio
Stato Limite Ultimo
Trave 02**



**Involuppo tensioni massime e minime per Mmin Mmax
Stato Limite Ultimo
Trave 02**





Le tensioni valutate nel materiale acciaio S355 sono in campo elastico se la tensione $\sigma \leq f_{yd} = 338,09$ MPa.

Combinazione che genera $\sigma_{inf} M_{min} = -229.33$ MPa

1,35*1*1*[G1 Peso Proprio]
 +1,5*1*1*[G2 Finitura Asfalto]
 +1,5*1*1*[G2 Cordoli]
 +1,5*1*1*[G2 Barriere Stradali]
 +1,5*1*1*[G2 Sottoservizi]
 +1,2*1*1*[Ritiro]
 +(-1)*0,9*1*[Vento]
 +1*1*3*1*1,35*1*[Tandem-Corsia1-Campata6-Posizione5]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata2]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata4]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata6]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata7]
 +1*1*2*1*1,35*1*[Tandem-Corsia2-Campata7-Posizione3]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata2]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata4]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata6]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata7]
 +1*1*1*1*1,35*1*[Tandem-Corsia3-Campata7-Posizione2]

+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia3-Campata6]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia3-Campata7]
 +(-1)*0,72*1*[Termica]

Combinazione che genera $\sigma_{inf} M_{max} = +190.15 \text{ MPa}$

1,35*1*1*[G1 Peso Proprio]
 +1,5*1*1*[G2 Finitura Asfalto]
 +1,5*1*1*[G2 Cordoli]
 +1,5*1*1*[G2 Barriere Stradali]
 +1,5*1*1*[G2 Sottoservizi]
 +1,2*1*1*[Ritiro]
 +(-1)*0,9*1*[Vento]
 +1*1*3*1*1,35*1*[Tandem-Corsia1-Campata7-Posizione5]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata1]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata5]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata7]
 +1*1*1*1*1,35*1*[Tandem-Corsia2-Campata7-Posizione5]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata1]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata2]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata3]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata4]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata5]
 +1*1*2*1*1,35*1*[Tandem-Corsia3-Campata7-Posizione5]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia3-Campata7]
 +(-1)*0,72*1*[Termica]

Combinazione che genera $\sigma_{inf} N_{min} = -205.36 \text{ MPa}$

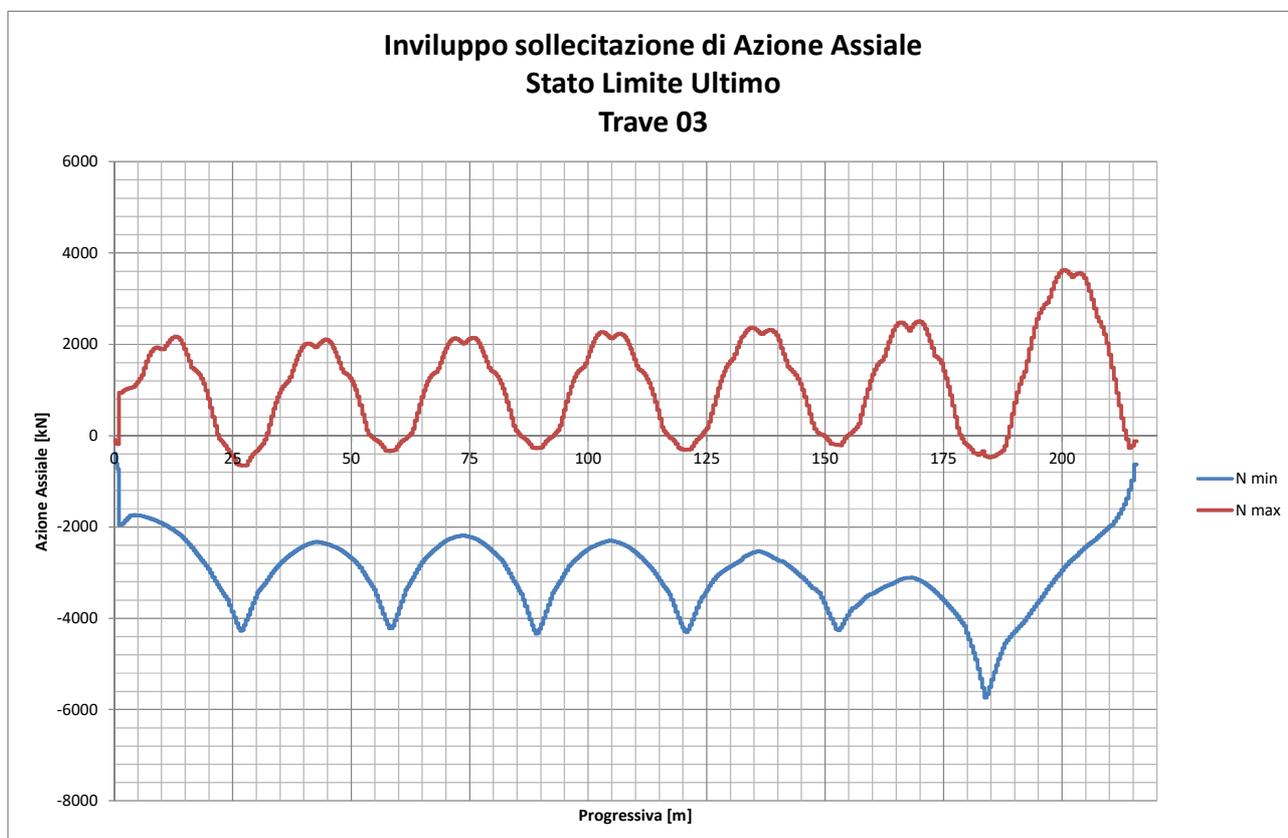
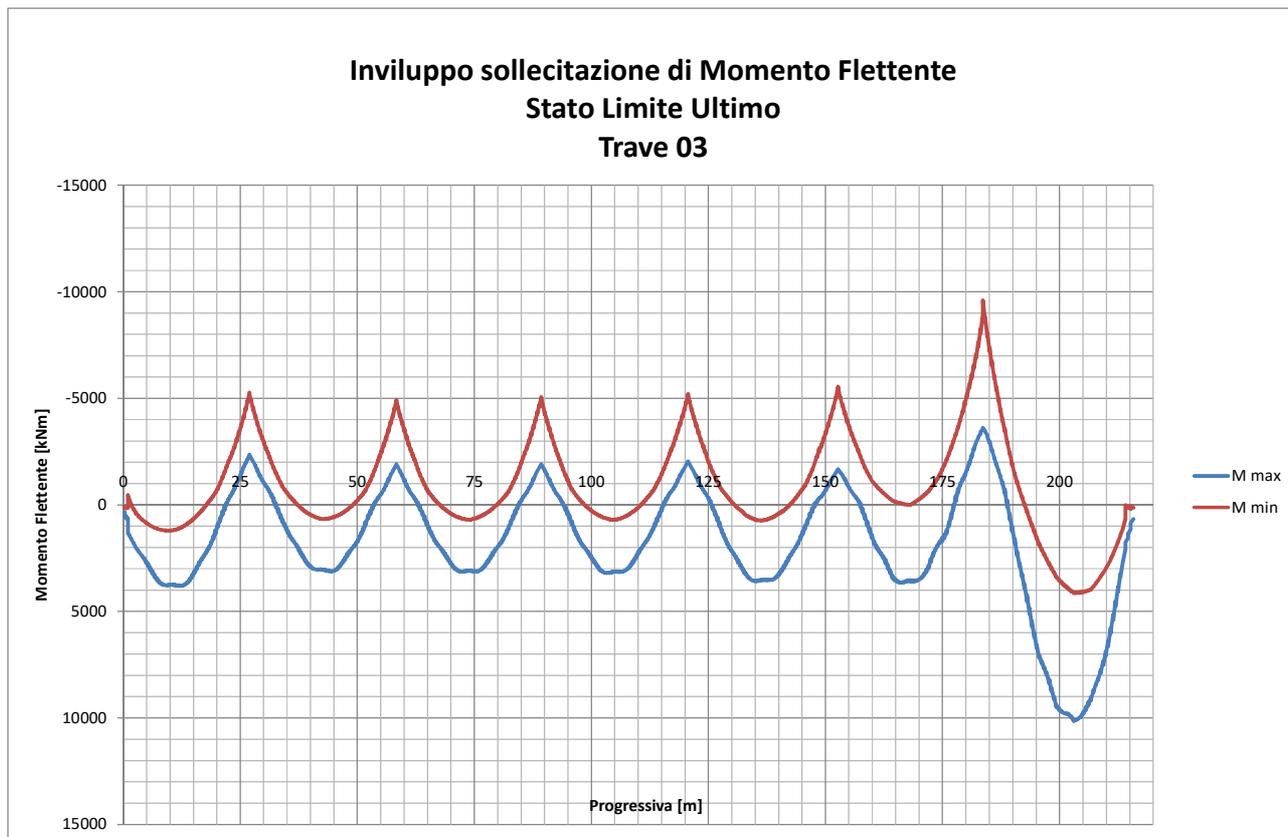
1*1*1*[G1 Peso Proprio]
 +1,5*1*1*[G2 Finitura Asfalto]
 +1,5*1*1*[G2 Cordoli]
 +1,5*1*1*[G2 Barriere Stradali]
 +1,5*1*1*[G2 Sottoservizi]
 +1,2*1*1*[Ritiro]
 +(-1)*0,9*1*[Vento]
 +1*1*3*1*1,35*1*[Tandem-Corsia1-Campata6-Posizione4]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata2]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata4]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata6]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata7]
 +1*1*2*1*1,35*1*[Tandem-Corsia2-Campata7-Posizione3]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata2]

+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata4]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata6]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata7]
 +1*1*1*1*1,35*1*[Tandem-Corsia3-Campata7-Posizione2]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia3-Campata6]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia3-Campata7]
 +(-1)*0,72*1*[Termica]

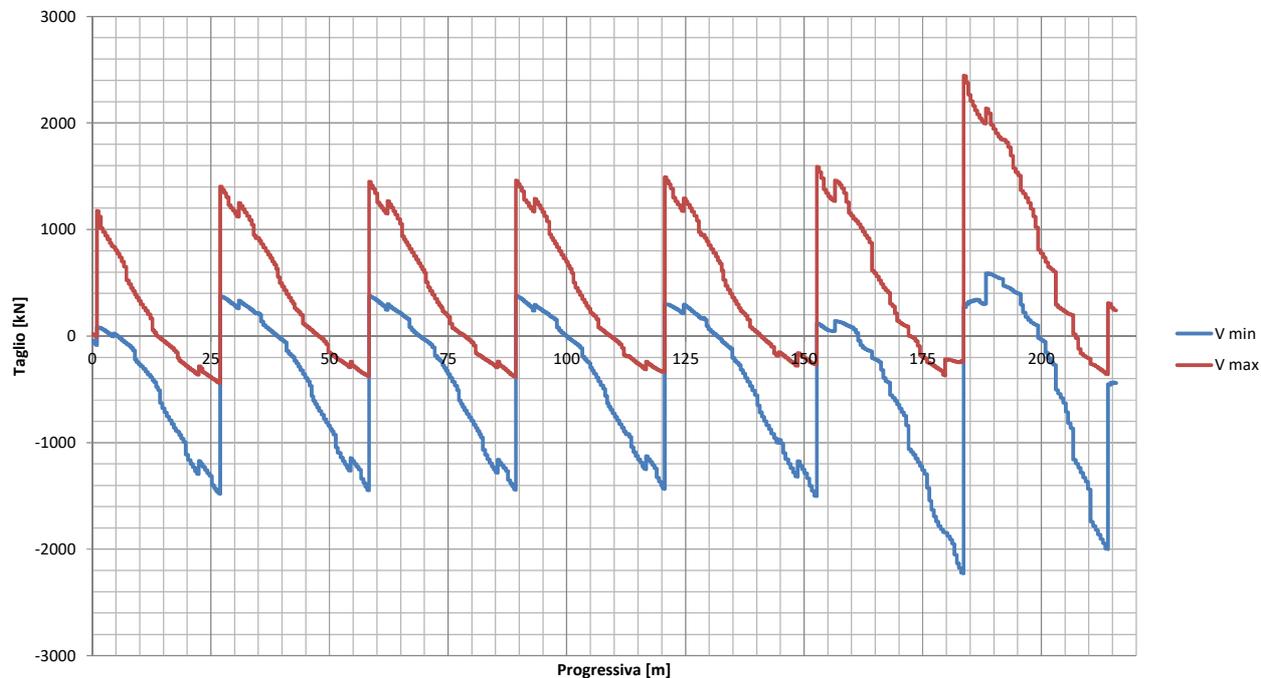
Combinazione che genera $\sigma_{inf} N_{max} = +191.13 \text{ MPa}$

1,35*1*1*[G1 Peso Proprio]
 +1,5*1*1*[G2 Finitura Asfalto]
 +1,5*1*1*[G2 Cordoli]
 +1,5*1*1*[G2 Barriere Stradali]
 +1,5*1*1*[G2 Sottoservizi]
 +1*1*1*[Ritiro]
 +(-1)*0,9*1*[Vento]
 +1*1*3*1*1,35*1*[Tandem-Corsia1-Campata7-Posizione5]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata1]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata5]
 +1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata7]
 +1*1*1*1*1,35*1*[Tandem-Corsia2-Campata7-Posizione5]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata1]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata2]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata3]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata4]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata5]
 +1*1*2*1*1,35*1*[Tandem-Corsia3-Campata7-Posizione5]
 +1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia3-Campata7]
 +1*0,72*1*[Termica]

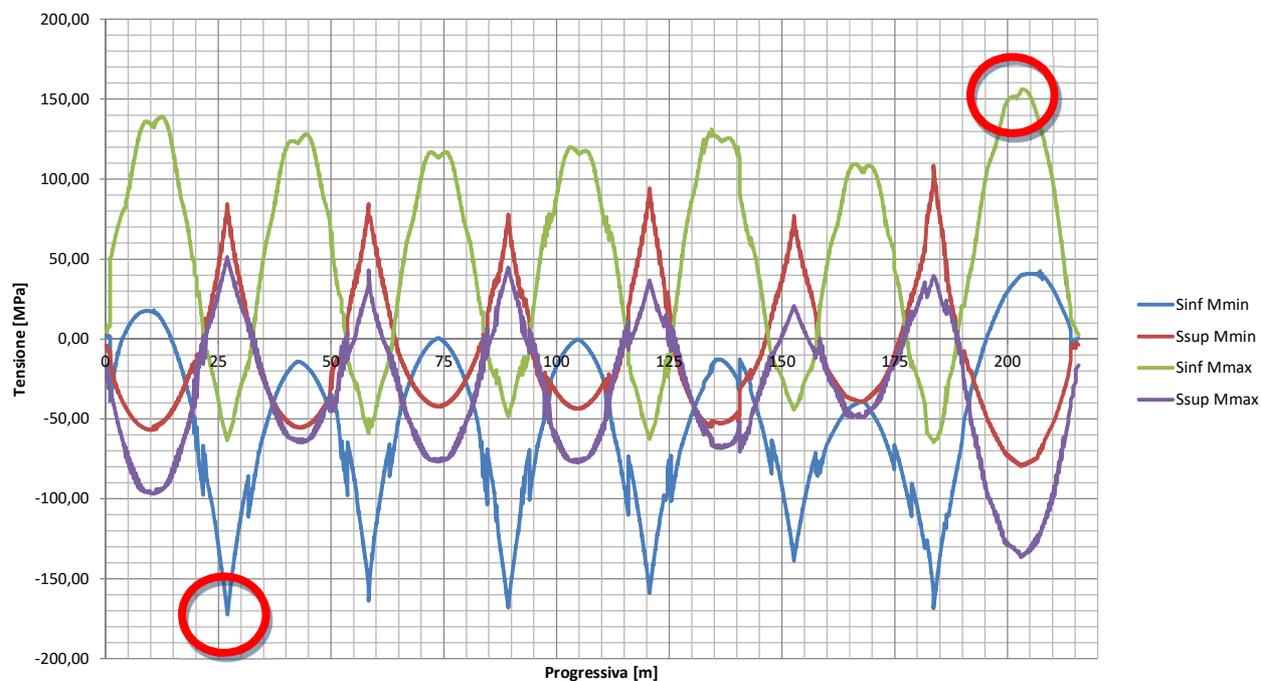
8.1.3 Trave 03 – diagrammi di involuppo delle sollecitazioni

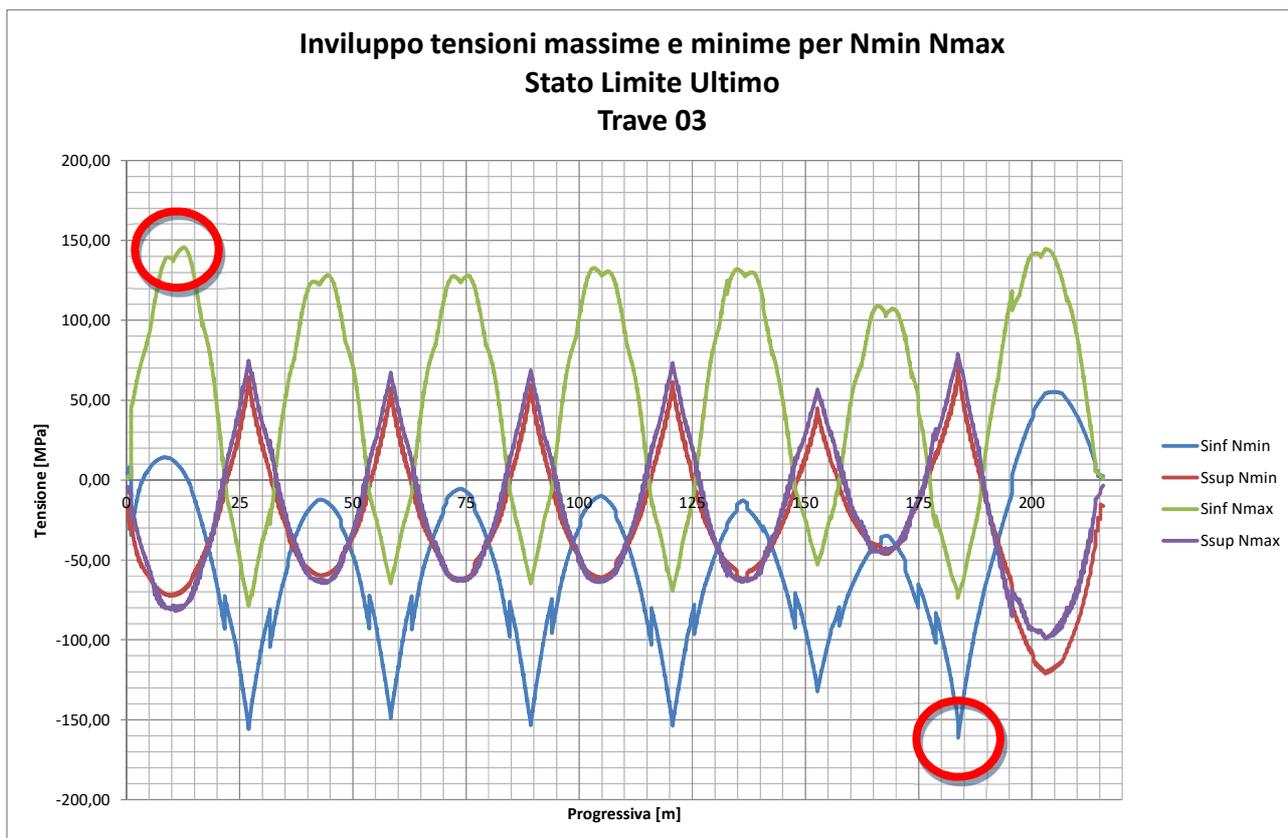


**Inviluppo sollecitazione di Taglio
Stato Limite Ultimo
Trave 03**



**Inviluppo tensioni massime e minime per Mmin Mmax
Stato Limite Ultimo
Trave 03**





Le tensioni valutate nel materiale acciaio S355 sono in campo elastico se la tensione $\sigma \leq f_{yd} = 338,09$ MPa.

Combinazione che genera $\sigma_{inf} M_{min} = -172,19$ MPa

$1,35 \cdot 1 \cdot 1 [G1 \text{ Peso Proprio}]$
 $+1,5 \cdot 1 \cdot 1 [G2 \text{ Finitura Asfalto}]$
 $+1,5 \cdot 1 \cdot 1 [G2 \text{ Cordoli}]$
 $+1,5 \cdot 1 \cdot 1 [G2 \text{ Barriere Stradali}]$
 $+1,5 \cdot 1 \cdot 1 [G2 \text{ Sottoservizi}]$
 $+1,2 \cdot 1 \cdot 1 [\text{Ritiro}]$
 $+(-1) \cdot 0,9 \cdot 1 [\text{Vento}]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 [Tandem-Corsia1-Campata1-Posizione3]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 [Traffico-Corsia1-Campata1]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 [Traffico-Corsia1-Campata2]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 [Traffico-Corsia1-Campata4]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 [Tandem-Corsia2-Campata2-Posizione3]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 9 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 [Traffico-Corsia2-Campata1]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 9 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 [Traffico-Corsia2-Campata2]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 9 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 [Traffico-Corsia2-Campata4]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 9 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 [Traffico-Corsia2-Campata6]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 [Tandem-Corsia3-Campata6-Posizione1]$
 $+1 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1 [Traffico-Corsia3-Campata6]$

$+(-1)*0,72*1*[Termica]$

Combinazione che genera $\sigma_{inf} M_{max} = +156.12 \text{ MPa}$

$1,35*1*1*[G1 \text{ Peso Proprio}]$
 $+1,5*1*1*[G2 \text{ Finitura Asfalto}]$
 $+1,5*1*1*[G2 \text{ Cordoli}]$
 $+1,5*1*1*[G2 \text{ Barriere Stradali}]$
 $+1,5*1*1*[G2 \text{ Sottoservizi}]$
 $+1,2*1*1*[Ritiro]$
 $+(-1)*0,9*1*[Vento]$
 $+1*1*1*1*1,35*1*[Tandem-Corsia1-Campata7-Posizione5]$
 $+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata1]$
 $+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata3]$
 $+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata5]$
 $+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata7]$
 $+1*1*3*1*1,35*1*[Tandem-Corsia2-Campata7-Posizione4]$
 $+1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata1]$
 $+1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata3]$
 $+1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata5]$
 $+1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata7]$
 $+1*1*2*1*1,35*1*[Tandem-Corsia3-Campata7-Posizione3]$
 $+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia3-Campata7]$
 $+(-1)*0,72*1*[Termica]$

Combinazione che genera $\sigma_{inf} N_{min} = -161.19 \text{ MPa}$

$1*1*1*[G1 \text{ Peso Proprio}]$
 $+1,5*1*1*[G2 \text{ Finitura Asfalto}]$
 $+1,5*1*1*[G2 \text{ Cordoli}]$
 $+1,5*1*1*[G2 \text{ Barriere Stradali}]$
 $+1,5*1*1*[G2 \text{ Sottoservizi}]$
 $+1,2*1*1*[Ritiro]$
 $+1*0,9*1*[Vento]$
 $+1*1*1*1*1,35*1*[Tandem-Corsia1-Campata7-Posizione8]$
 $+1*1*3*1*1,35*1*[Tandem-Corsia2-Campata6-Posizione4]$
 $+1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata2]$
 $+1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata3]$
 $+1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata4]$
 $+1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata6]$
 $+1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata7]$
 $+1*1*2*1*1,35*1*[Tandem-Corsia3-Campata6-Posizione1]$
 $+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia3-Campata6]$
 $+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia3-Campata7]$



$+(-1)*0,72*1*$ [Termica]

Combinazione che genera $\sigma_{inf Nmax} = +145.77$ MPa

1,35*1*1*[G1 Peso Proprio]
+1,5*1*1*[G2 Finitura Asfalto]
+1,5*1*1*[G2 Cordoli]
+1,5*1*1*[G2 Barriere Stradali]
+1,5*1*1*[G2 Sottoservizi]
+1*1*1*[Ritiro]
+(-1)*0,9*1*[Vento]
+1*1*2*1*1,35*1*[Tandem-Corsia1-Campata1-Posizione3]
+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata1]
+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata3]
+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata4]
+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata5]
+1*1*2,5*1*1,35*1*[Traffico-Corsia1-Campata6]
+1*1*3*1*1,35*1*[Tandem-Corsia2-Campata1-Posizione3]
+1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata1]
+1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata3]
+1*1*9*1*1,35*1*[Traffico-Corsia2-Campata7]
+1*1*1*1*1,35*1*[Tandem-Corsia3-Campata7-Posizione1]
+1*0,72*1*[Termica]

8.2 Verifica ad instabilità dei pannelli d'anima

Le anime delle travi sono soggette, oltre che a tensioni tangenziali, a sforzi normali con distribuzione non uniforme, che comprimono la parte superiore o inferiore del piatto d'anima nel caso di sezioni soggette rispettivamente a momento positivo o negativo. Ciò può far insorgere fenomeni di instabilità locali nelle parti di pannello d'anima non irrigidite (al di sopra e al di sotto dell'unico irrigidente longitudinale presente), ma anche un'instabilità globale del pannello irrigidito (instabilità che coinvolge perciò anche l'irrigidente).

Il "metodo delle tensioni ridotte" (EN 1993-1-5, Sezione 10 e Annex B) consente di valutare contemporaneamente tutte le tensioni agenti sulla lastra (normali e tangenziali). Come anticipato in precedenza, è un approccio cautelativo perché fa coincidere la resistenza della sezione con il raggiungimento della tensione massima di progetto anche in un unico punto della stessa.

Tale metodo richiede di valutare il coefficiente moltiplicativo minimo α_{cr} dello stato tensionale di progetto, agente nella sezione, che determini l'instabilità del piatto. Si assume che il piatto d'anima sia incernierato in corrispondenza dei 4 lati perimetrali, coincidenti con l'innesto delle piattabande superiori e inferiore e con i diaframmi intermedi.

A questo scopo viene utilizzato il software EB Plate, sviluppato da CTICM, che consente il calcolo della tensione critica per piastre caricate nel proprio piano, attraverso il metodo agli elementi finiti. Sulla base dell'amplificatore minimo α_{cr} si ricava una snellezza, che a sua volta fornisce il coefficiente riduttivo di resistenza ρ .

La verifica risulta soddisfatta se:

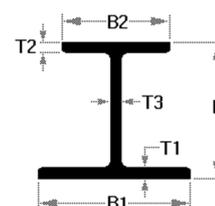
$$\frac{\rho \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1$$

essendo $\alpha_{ult,k}$ il moltiplicatore dello stato tensionale necessario a raggiungere la tensione di snervamento nella fibra più sollecitata.

Per garantire il soddisfacimento della verifica è necessario introdurre un irrigidente longitudinale, nella parte compressa dell'anima, al fine di aumentare il coefficiente moltiplicativo e di conseguenza rendere unitario il coefficiente ρ .

Si presentano, per ciascuna delle 3 travi che costituiscono l'impalcato, le verifiche dei pannelli d'anima in corrispondenza dei 6 appoggi intermedi del ponte e in mezzeria alle 7 campate. La geometria della trave in corrispondenza della sezione di verifica è richiamata con le sigle "Trave da T1 a T9" che identificano le tipologie di travi adottate, come qui indicato.

	Dimensioni travi	B ₁ [mm]	B ₂ [mm]	D [mm]	T ₁ [mm]	T ₂ [mm]	T ₃ [mm]
T1	Trave H150 appoggio	700	700	1500	40	30	20
T2	Trave H150 campata	600	600	1500	30	30	20
T3	Trave H157,5	600	600	1575	30	30	20
T4	Trave H165	600	600	1650	30	30	20
T5	Trave H172,5	600	600	1725	30	30	20
T6	Trave H180 B70 appoggio	700	700	1800	40	30	20
T7	Trave H180 B70 campata	700	700	1800	30	30	20
T8	Trave H180 B85	850	850	1800	35	30	20
T9	Trave H180 B100	1000	1000	1800	40	30	20

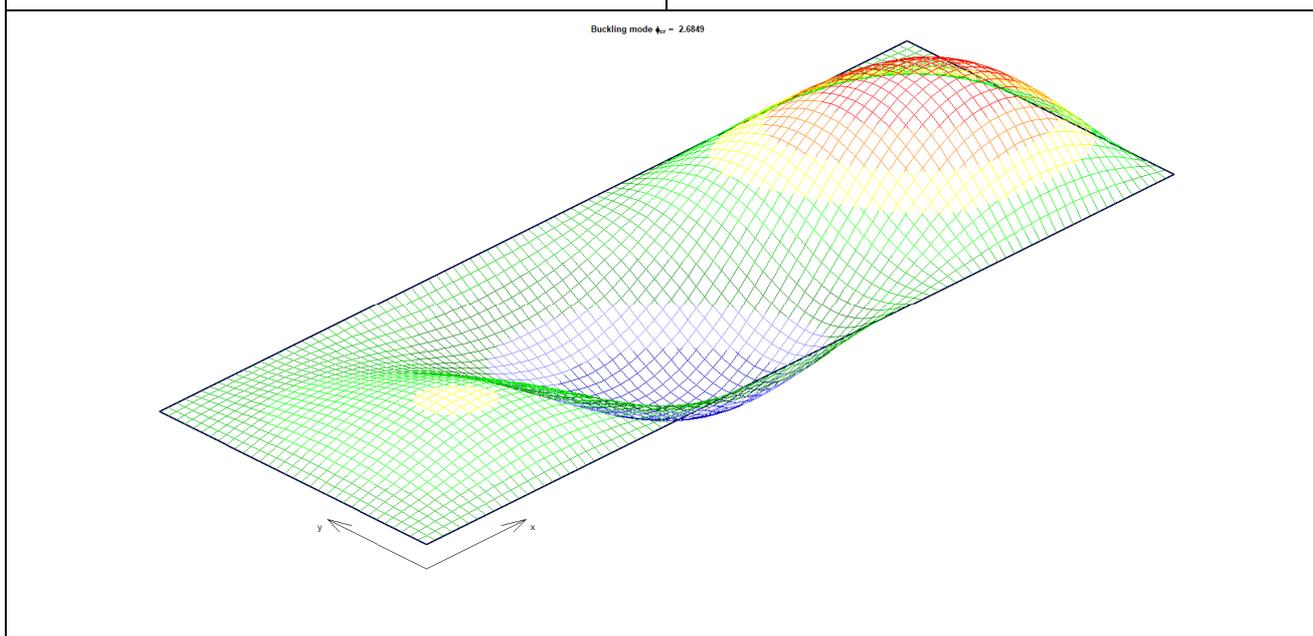


8.2.1 Trave 01

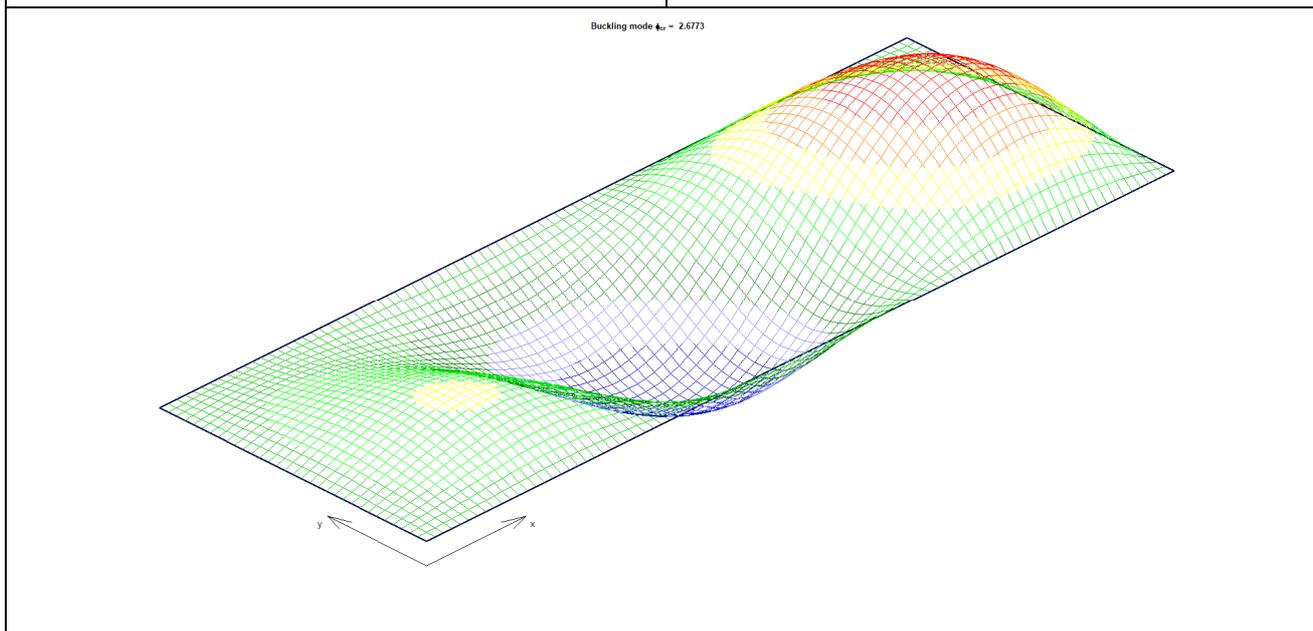
Appoggio 01 - Trave T1				$\sigma_{sup,web}$	-68,91 [MPa]	compr +
Min M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	159,37 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	41,78 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,2431 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	2,3517 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	2,0282	
Altezza pannello				λ_p	0,9287 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	-165,76	73,70	1194976	γ_{M1}	1,10	
pannello	-159,37	68,91	41,78	Φ_p	0,9862 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	0,8362 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,54 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
					≥ 1 VERIFICATO	

Buckling mode $\lambda_{cr} = 2.3517$

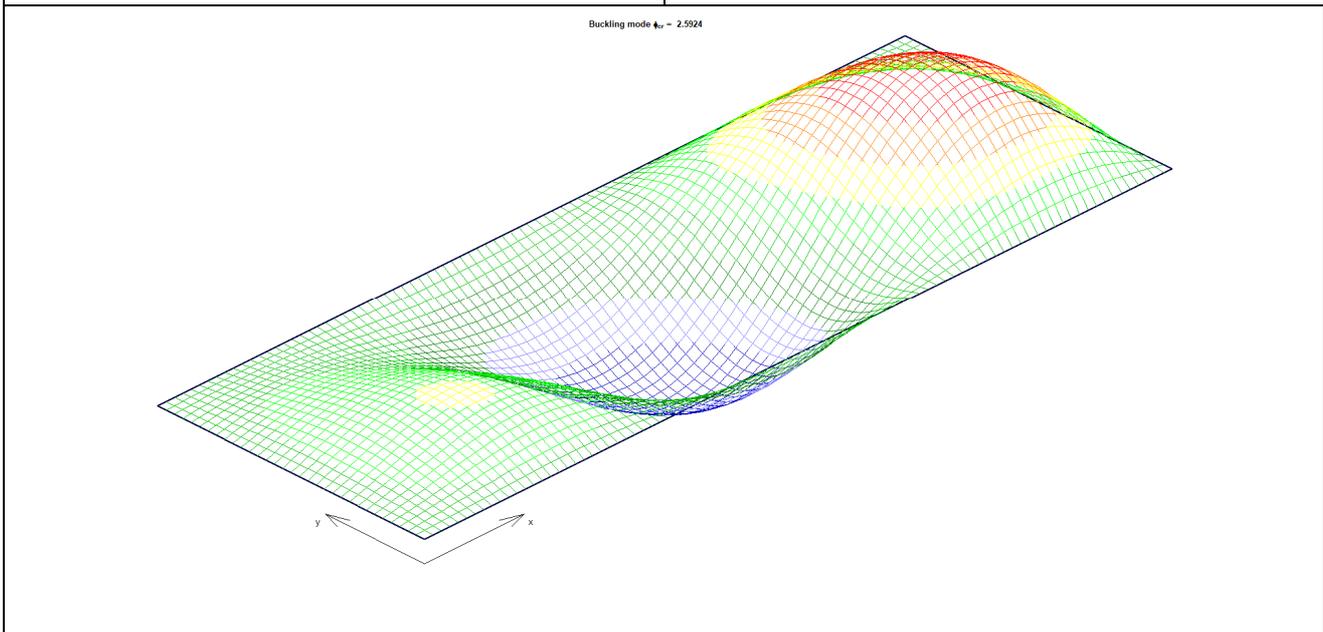
Appoggio 02 - Trave T1				$\sigma_{sup,web}$	-86,66 [MPa]	compr +
Min M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	152,29 [MPa]	trazione -
Altezza trave		1500 [mm]		τ_{web}	44,29 [MPa]	
Spessore ala inferiore		40 [mm]		$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,2307 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore		30 [mm]		α_{crit}	2,6849 FEM model	
Lunghezza pannello		4000 [mm]		$\alpha_{ult,k}$	2,0819	
Altezza pannello		1430 [mm]		λ_p	0,8806 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello		20 [mm]		α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	-158,97	91,67	1266580	γ_{M1}	1,10	
pannello	-152,29	86,66	44,29	Φ_p	0,9540 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	0,8883 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,68 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
≥ 1 VERIFICATO						



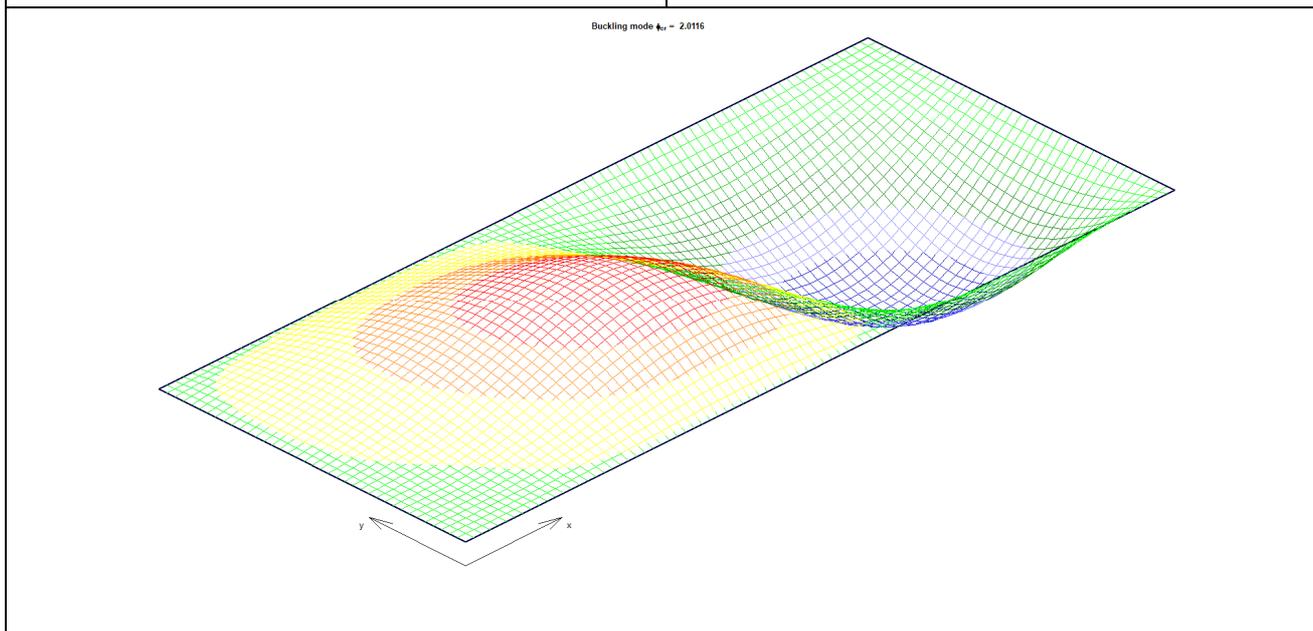
Appoggio 03 - Trave T1				$\sigma_{sup,web}$	-87,38 [MPa]	compr +
Min M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	153,54 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	44,10 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,2334 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	2,6773 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	2,0701	
Altezza pannello				λ_p	0,8793 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7				λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	f_y	355 [MPa]	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	γ_{M1}	1,10	
sezione	-160,28	92,43	1261157	Φ_p	0,9531 B.1(3) EC3-1-5	
pannello	-153,54	87,38	44,10	ρ	0,8897 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,67 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
				≥ 1 VERIFICATO		



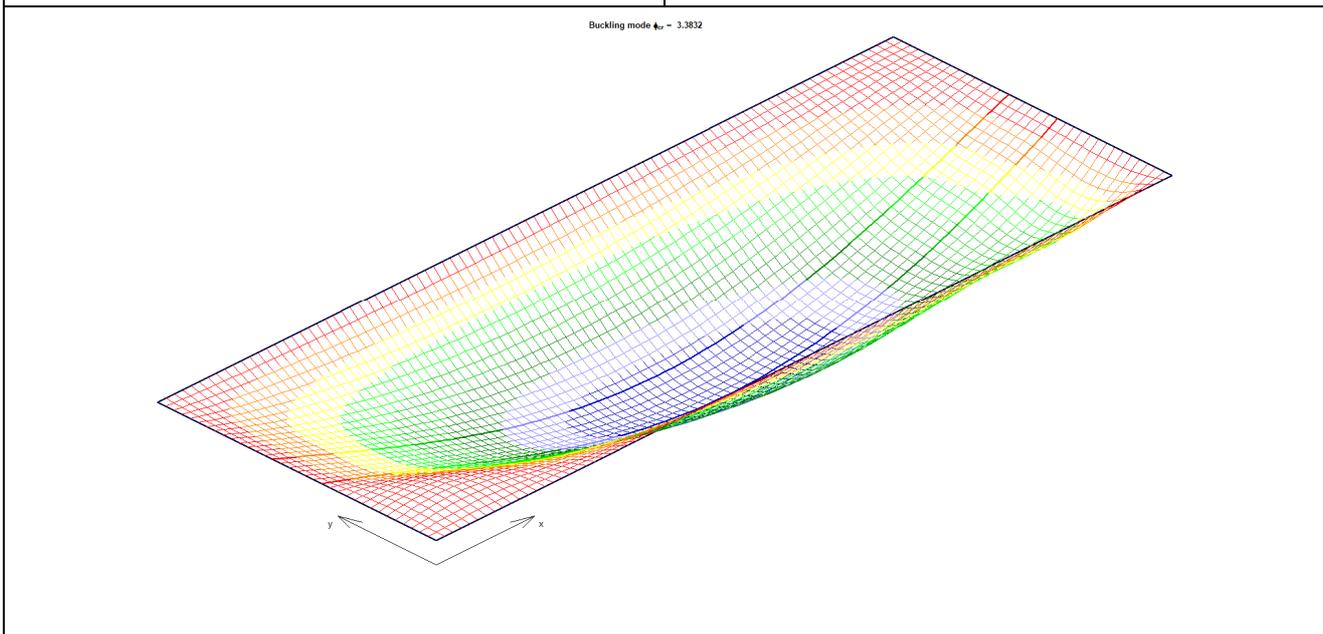
Appoggio 04 - Trave T1				$\sigma_{sup,web}$	-91,84 [MPa]	compr +
Min M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	158,85 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	46,24 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,2511 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	2,5924 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	1,9956	
Altezza pannello				λ_p	0,8774 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	-165,86	97,10	1322333	γ_{M1}	1,10	
pannello	-158,85	91,84	46,24	Φ_p	0,9518 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	0,8920 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,62 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
					≥ 1 VERIFICATO	



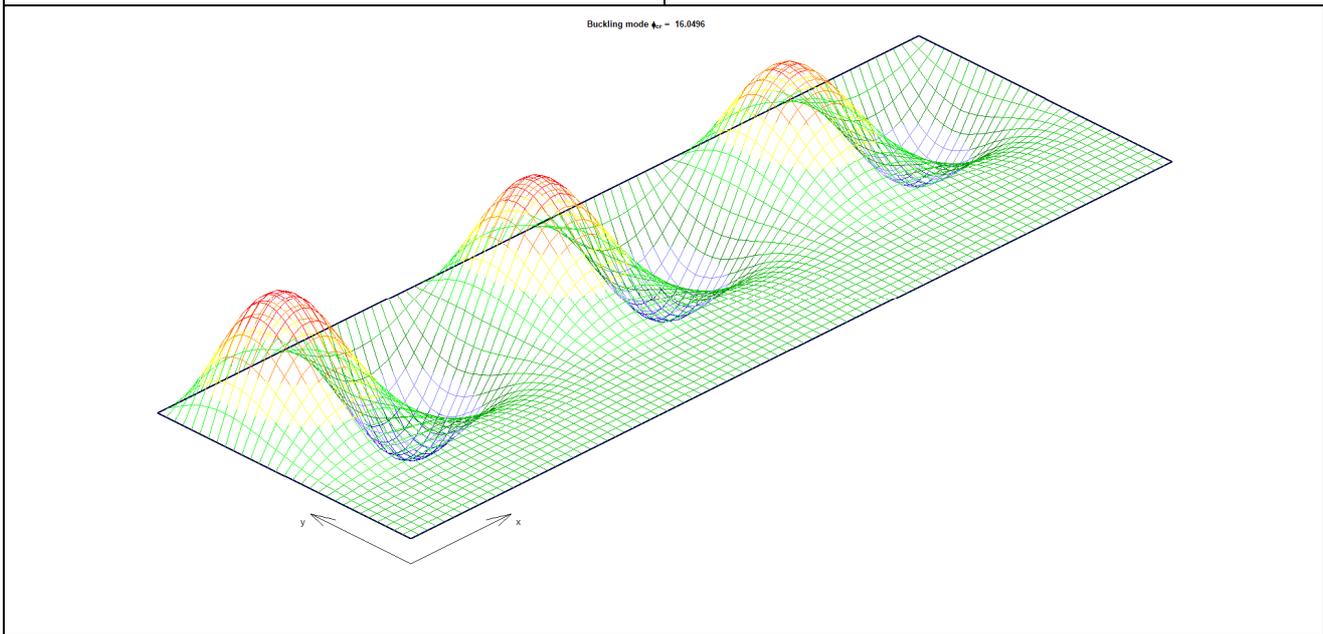
Appoggio 05 - Trave T6				$\sigma_{sup,web}$	-62,06 [MPa]	compr +
Min M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	135,45 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	33,36 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,1721 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	2,0116 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	2,4106	
Altezza pannello				λ_p	1,0947 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7				λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	f_y	355 [MPa]	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	γ_{M1}	1,10	
sezione	-140,02	65,48	1154319	Φ_p	1,0974 B.1(3) EC3-1-5	
pannello	-135,45	62,06	33,36	ρ	0,7000 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,53 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
				≥ 1 VERIFICATO		



Appoggio 06 - Trave T9				$\sigma_{sup,web}$	-123,80 [MPa]	compr +
Min M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	242,02 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	58,80 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,5471 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	3,3832 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	1,3520	
Altezza pannello				λ_p	0,6322 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7				λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	f_y	355 [MPa]	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	γ_{M1}	1,10	
sezione	-250,48	130,14	2034510	Φ_p	0,7875 B.1(3) EC3-1-5	
pannello	-242,02	123,80	58,80	ρ	1,0000 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,23 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
				≥ 1 VERIFICATO		



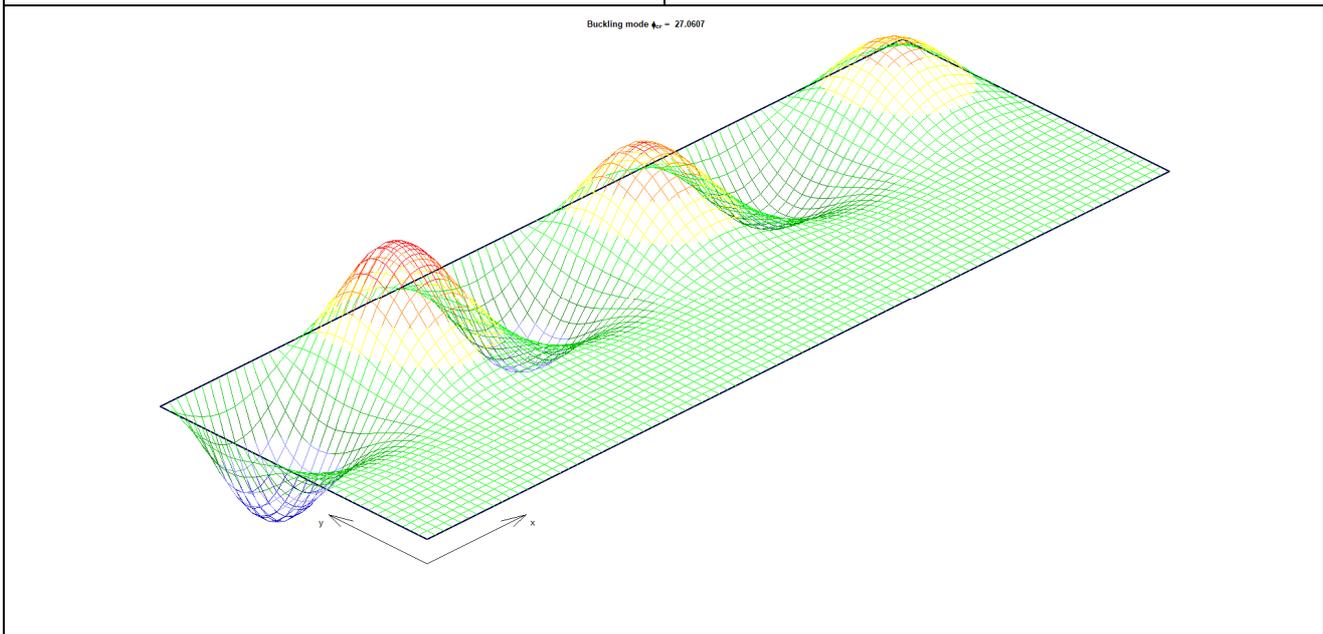
Campata 01 - Trave T2				$\sigma_{sup,web}$	87,72 [MPa]	compr +
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	-134,57 [MPa]	trazione -
Altezza trave	1500 [mm]			τ_{web}	0,66 [MPa]	
Spessore ala inferiore	30 [mm]			$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,1437 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore	30 [mm]			α_{crit}	16,0500 FEM model	
Lunghezza pannello	4330 [mm]			$\alpha_{ult,k}$	2,6380	
Altezza pannello	1440 [mm]			λ_p	0,4054 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello	20 [mm]			α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	139,20	-92,35	19104	γ_{M1}	1,10	
pannello	134,57	-87,72	0,66	Φ_p	0,6356 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	1,0000 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	2,40 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
					≥ 1 VERIFICATO	



Campata 02 - Trave T2				$\sigma_{sup,web}$	66,46 [MPa]	compr +
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	-131,61 [MPa]	trazione -
Altezza trave		1500 [mm]		τ_{web}	2,84 [MPa]	
Spessore ala inferiore		30 [mm]		$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,1376 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore		30 [mm]		α_{crit}	28,8700 FEM model	
Lunghezza pannello		4000 [mm]		$\alpha_{ult,k}$	2,6954	
Altezza pannello		1440 [mm]		λ_p	0,3056 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello		20 [mm]		α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	135,74	-70,59	81661	γ_{M1}	1,10	
pannello	131,61	-66,46	2,84	Φ_p	0,5687 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	1,4235 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	3,49 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
					≥ 1 VERIFICATO	

Buckling mode $\phi_{cr} = 28.8696$

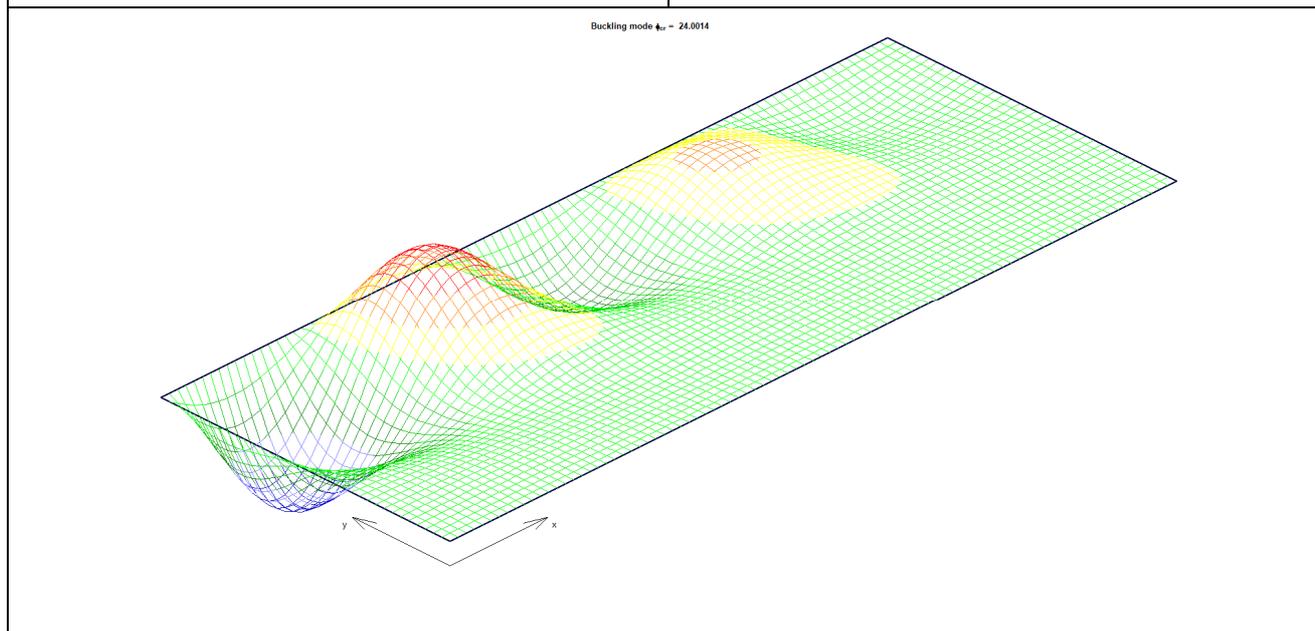
Campata 03 - Trave T2				$\sigma_{sup,web}$	70,76 [MPa]	compr +
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	-139,07 [MPa]	trazione -
Altezza trave		1500 [mm]		τ_{web}	1,91 [MPa]	
Spessore ala inferiore		30 [mm]		$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,1535 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore		30 [mm]		α_{crit}	27,0610 FEM model	
Lunghezza pannello		4000 [mm]		$\alpha_{ult,k}$	2,5520	
Altezza pannello		1440 [mm]		λ_p	0,3071 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello		20 [mm]		α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	143,44	-75,13	55030	γ_{M1}	1,10	
pannello	139,07	-70,76	1,91	Φ_p	0,5698 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	1,4242 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	3,30 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
					≥ 1 VERIFICATO	



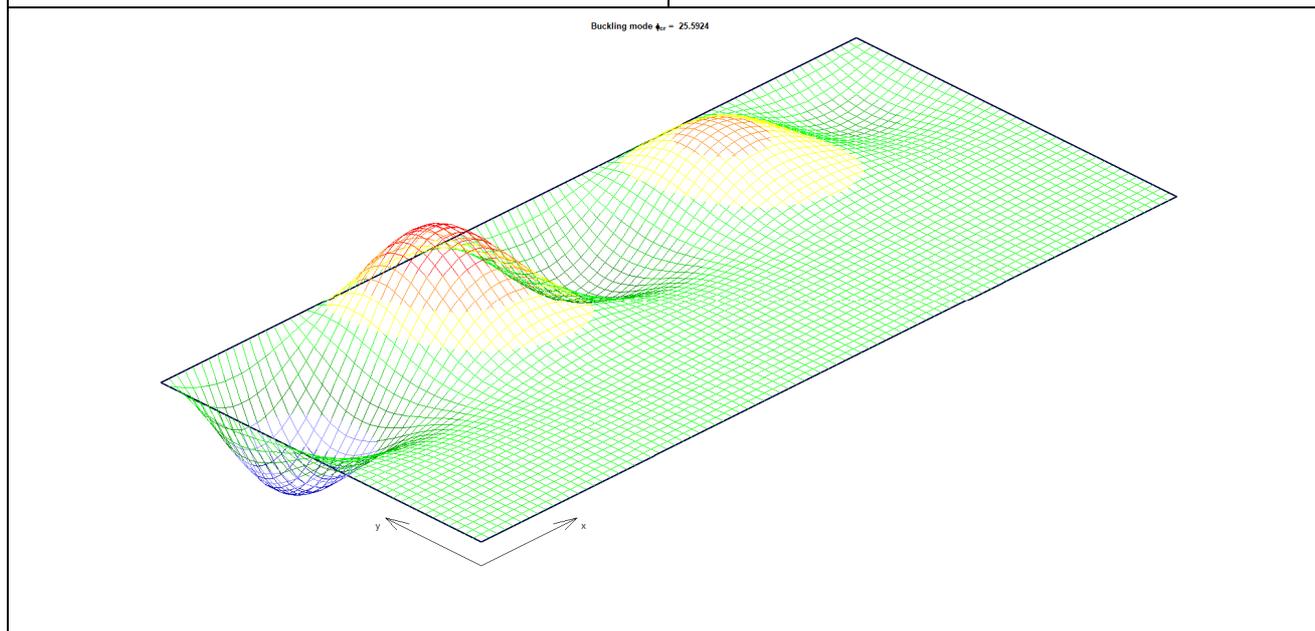
Campata 04- Trave T2				$\sigma_{sup,web}$	68,26 [MPa]	compr +
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	-132,34 [MPa]	trazione -
Altezza trave		1500 [mm]		τ_{web}	2,10 [MPa]	
Spessore ala inferiore		30 [mm]		$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,1391 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore		30 [mm]		α_{crit}	27,5010 FEM model	
Lunghezza pannello		4000 [mm]		$\alpha_{ult,k}$	2,6815	
Altezza pannello		1440 [mm]		λ_p	0,3123 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello		20 [mm]		α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	136,52	-72,44	60619	γ_{M1}	1,10	
pannello	132,34	-68,26	2,10	Φ_p	0,5732 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	1,4266 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	3,48 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
					≥ 1 VERIFICATO	

Buckling mode Φ_1 - 27.5007

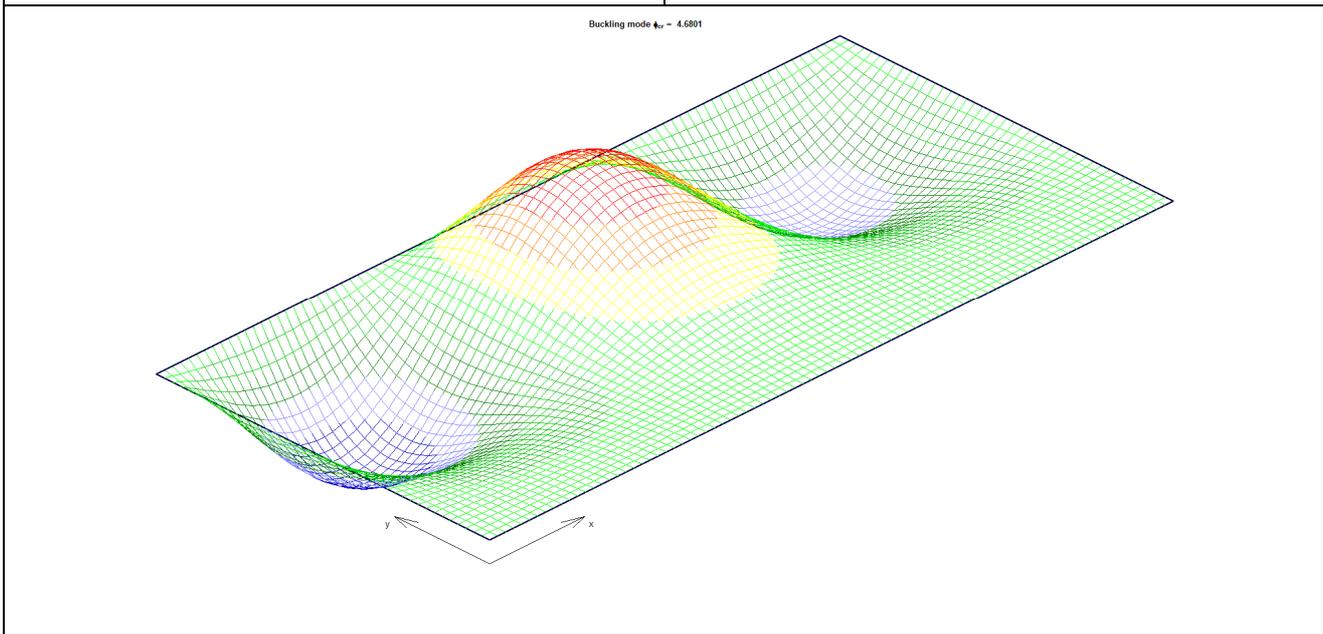
Campata 05- Trave T4				$\sigma_{sup,web}$	61,54 [MPa]	compr +
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	-122,31 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	6,86 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,1198 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	24,0100 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	2,8888	
Altezza pannello				λ_p	0,3469 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	125,78	-65,01	218059	γ_{M1}	1,10	
pannello	122,31	-61,54	6,86	Φ_p	0,5964 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	1,4485 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	3,80 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
					≥ 1 VERIFICATO	



Campata 06- Trave T7				$\sigma_{sup,web}$	53,62 [MPa]	compr +
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	-111,64 [MPa]	trazione -
Altezza trave		1800 [mm]		τ_{web}	3,95 [MPa]	
Spessore ala inferiore		30 [mm]		$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,0993 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore		30 [mm]		α_{crit}	25,5920 FEM model	
Lunghezza pannello		3780 [mm]		$\alpha_{ult,k}$	3,1739	
Altezza pannello		1740 [mm]		λ_p	0,3522 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello		20 [mm]		α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	114,49	-56,47	137575	γ_{M1}	1,10	
pannello	111,64	-53,62	3,95	Φ_p	0,5999 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	1,4532 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	4,19 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
					≥ 1 VERIFICATO	



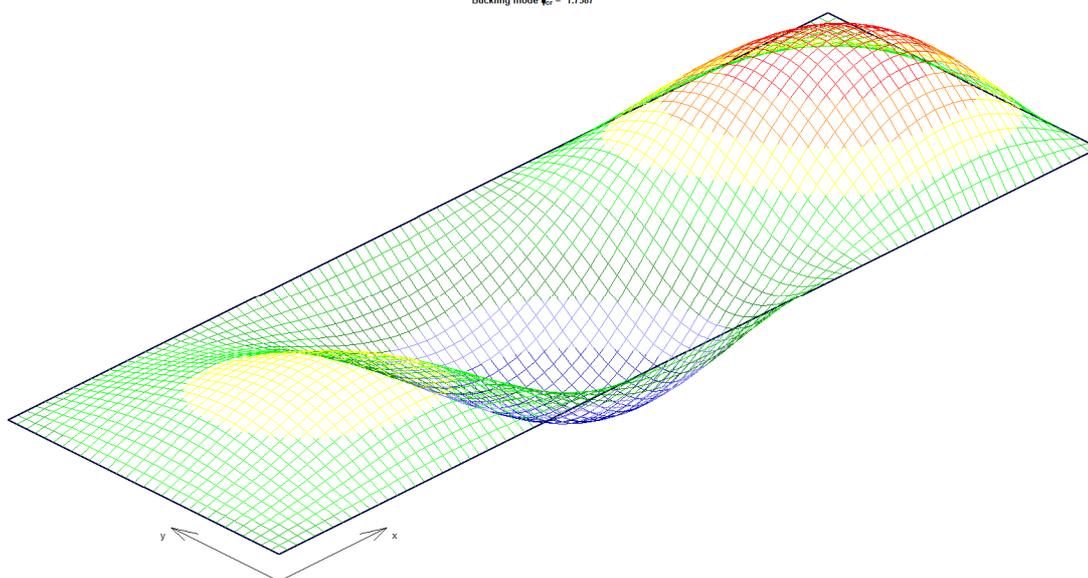
Campata 07- Trave T9				$\sigma_{sup,web}$	148,66 [MPa]	compr +
Min M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	-169,26 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	2,82 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,2275 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	4,6801 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	2,0965	
Altezza pannello				λ_p	0,6693 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7				λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	f_y	355 [MPa]	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	γ_{M1}	1,10	
sezione	176,61	-154,17	97676	Φ_p	0,8124 B.1(3) EC3-1-5	
pannello	169,26	-148,66	2,82	ρ	1,0000 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,91 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
				≥ 1 VERIFICATO		



8.2.2 Trave 02

Appoggio 01 - Trave T1				$\sigma_{sup,web}$	-107,24 [MPa]	compr +
Min M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	205,01 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	72,19 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,4575 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	1,7587 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	1,4784	
Altezza pannello				λ_p	0,9168 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	-213,74	113,79	2064662	γ_{M1}	1,10	
pannello	-205,01	107,24	72,19	Φ_p	0,9783 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	0,8483 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,14 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
≥ 1 VERIFICATO						

Buckling mode $k_y = 1.7587$

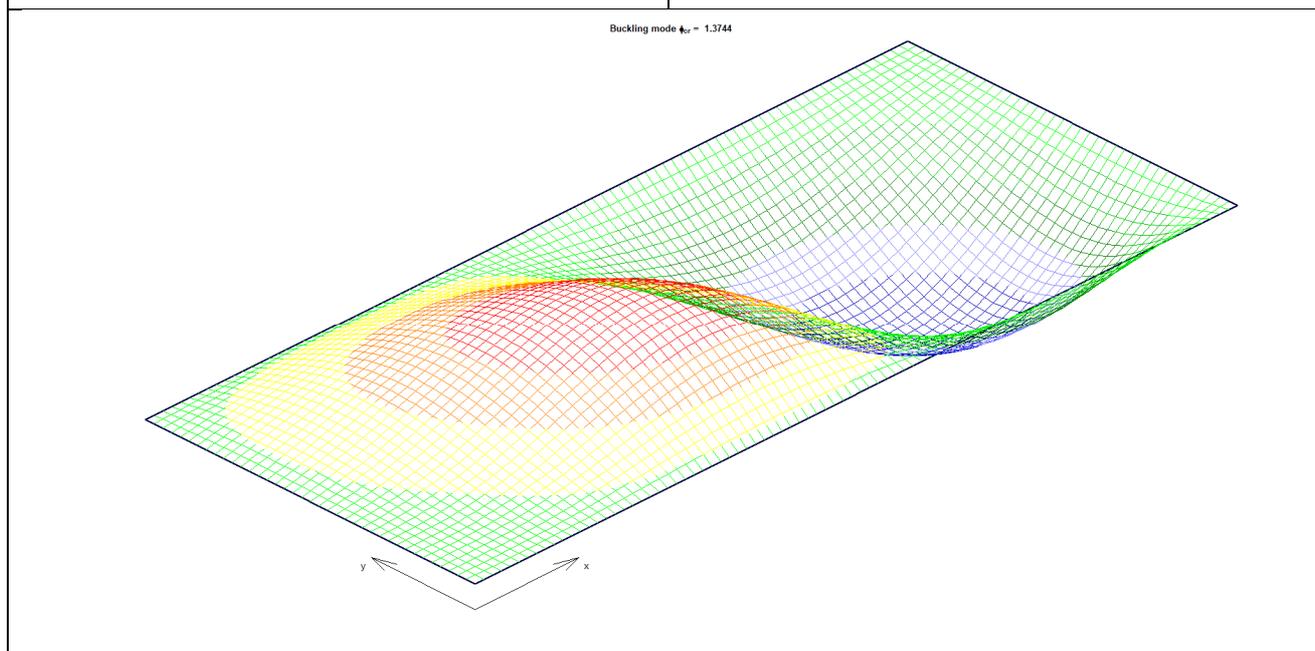


Appoggio 02 - Trave T1						
Min M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{sup,web}$	-108,46 [MPa]	compr +
				$\sigma_{inf,web}$	186,35 [MPa]	trazione -
				τ_{web}	68,54 [MPa]	
				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,3874 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Altezza trave				1500 [mm]		
Spessore ala inferiore				40 [mm]		
Spessore ala superiore				30 [mm]		
Lunghezza pannello				4000 [mm]		
Altezza pannello				1430 [mm]		
Spessore pannello				20 [mm]		
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	α_{crit}	1,9943 FEM model	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	$\alpha_{ult,k}$	1,6067	
sezione	-194,60	114,64	1960186	λ_p	0,8976 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
pannello	-186,35	108,46	68,54	α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
				λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
				f_y	355 [MPa]	
				γ_{M1}	1,10	
				Φ_p	0,9654 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	0,8690 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,27 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
				≥ 1 VERIFICATO		
Buckling mode $k_{cr} = 1.9943$						

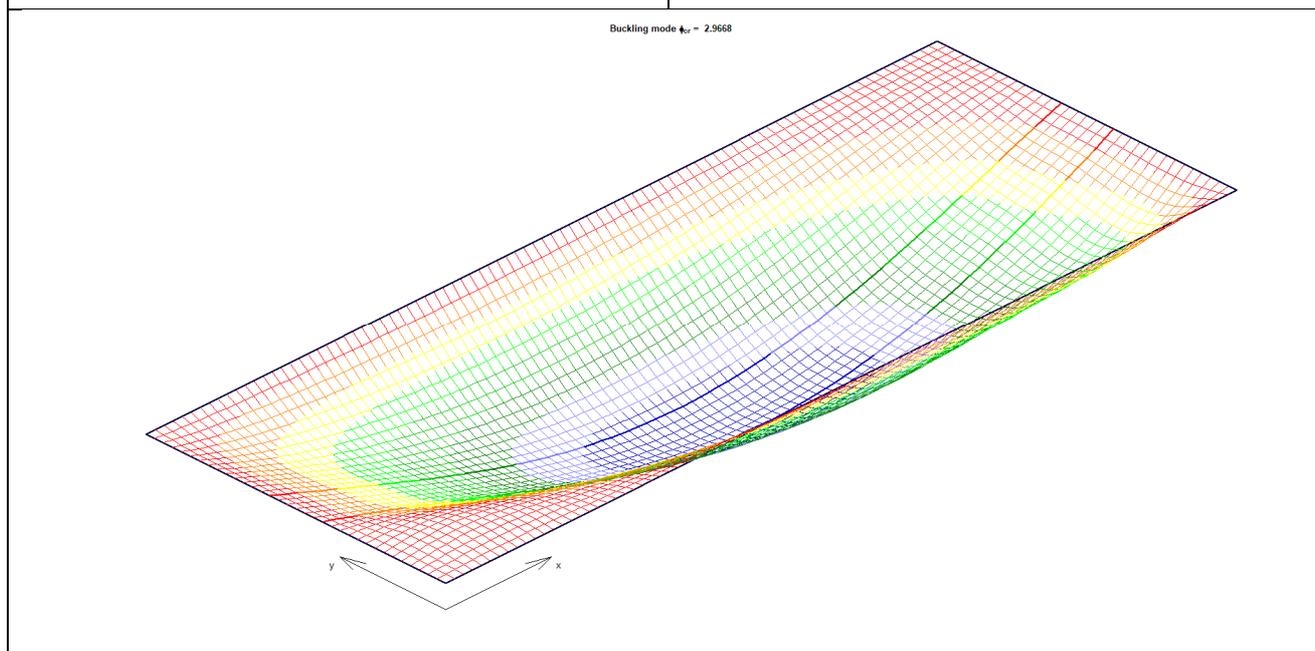
Appoggio 03 - Trave T1						
Min M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{sup,web}$	-101,17 [MPa]	compr +
				$\sigma_{inf,web}$	198,75 [MPa]	trazione -
				τ_{web}	70,74 [MPa]	
				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,4326 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Altezza trave 1500 [mm]				α_{crit}	1,7990 FEM model	
Spessore ala inferiore 40 [mm]				$\alpha_{ult,k}$	1,5205	
Spessore ala superiore 30 [mm]				λ_p	0,9193 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Lunghezza pannello 4000 [mm]				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
Altezza pannello 1430 [mm]				λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Spessore pannello 20 [mm]				f_y	355 [MPa]	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	γ_{M1}	1,10	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	Φ_p	0,9800 B.1(3) EC3-1-5	
sezione	-207,14	107,46	2023164	ρ	0,8458 B.1(3) EC3-1-5	
pannello	-198,75	101,17	70,74	$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,17 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
				≥ 1 VERIFICATO		

Buckling mode $k_{cr} = 1.7990$

Appoggio 05 - Trave T6				$\sigma_{sup,web}$	-89,50 [MPa]	compr +
Min M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	183,48 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	60,58 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,3545 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	1,3744 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	1,6796	
Altezza pannello				λ_p	1,1055 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	-189,79	94,23	2096126	γ_{M1}	1,10	
pannello	-183,48	89,50	60,58	Φ_p	1,1047 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	0,6928 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,06 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
≥ 1 VERIFICATO						



Appoggio 06 - Trave T9						
Min M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{sup,web}$	-130,76 [MPa]	compr +
				$\sigma_{inf,web}$	221,19 [MPa]	trazione -
				τ_{web}	91,73 [MPa]	
				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,5885 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
				α_{crit}	2,9668 FEM model	
				$\alpha_{ult,k}$	1,3035	
				λ_p	0,6628 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
				λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
				f_y	355 [MPa]	
				γ_{M1}	1,10	
				Φ_p	0,8081 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	1,0000 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,19 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
				≥ 1 VERIFICATO		
Altezza trave				1800 [mm]		
Spessore ala inferiore				40 [mm]		
Spessore ala superiore				30 [mm]		
Lunghezza pannello				4570 [mm]		
Altezza pannello				1730 [mm]		
Spessore pannello				20 [mm]		
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ			
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]			
sezione	-229,33	136,86	3173889			
pannello	-221,19	130,76	91,73			



Campata 01 - Trave T2					
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{sup,web}$	89,24 [MPa] compr +
				$\sigma_{inf,web}$	-127,64 [MPa] trazione -
				τ_{web}	0,74 [MPa]
				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,1293 Eq.ne 10.3 EC3-1-5
Altezza trave		1500 [mm]		α_{crit}	14,5600 FEM model
Spessore ala inferiore		30 [mm]		$\alpha_{ult,k}$	2,7811
Spessore ala superiore		30 [mm]		λ_p	0,4370 Eq.ne 10.2 EC3-1-5
Lunghezza pannello		4330 [mm]		α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5
Altezza pannello		1440 [mm]		λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5
Spessore pannello		20 [mm]		f_y	355 [MPa]
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	γ_{M1}	1,10
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	Φ_p	0,6568 B.1(3) EC3-1-5
sezione	132,16	-93,76	21413	ρ	1,0000 B.1(3) EC3-1-5
pannello	127,64	-89,24	0,74	$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	2,53 Eq.ne 10.1 EC3-1-5
				≥ 1 VERIFICATO	

Buckling mode $\lambda_{cr} = 14.5602$

Campata 02 - Trave T2				$\sigma_{sup,web}$	63,96 [MPa]	compr +
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	-112,31 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	0,41 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,1001 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	26,0280 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	3,1609	
Altezza pannello				λ_p	0,3485 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	115,98	-67,63	11717	γ_{M1}	1,10	
pannello	112,31	-63,96	0,41	Φ_p	0,5975 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	1,4499 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	4,17 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
					≥ 1 VERIFICATO	

Buckling mode $\lambda_{cr} = 26.0278$

Campata 03 - Trave T2				$\sigma_{sup,web}$	78,50 [MPa]	compr +
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	-111,33 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	3,20 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,0986 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	16,1120 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	3,1849	
Altezza pannello				λ_p	0,4446 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	115,28	-82,45	92027	γ_{M1}	1,10	
pannello	111,33	-78,50	3,20	Φ_p	0,6619 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	1,0000 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	2,90 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
					≥ 1 VERIFICATO	

Buckling mode $\lambda_{cr} = 16.1123$

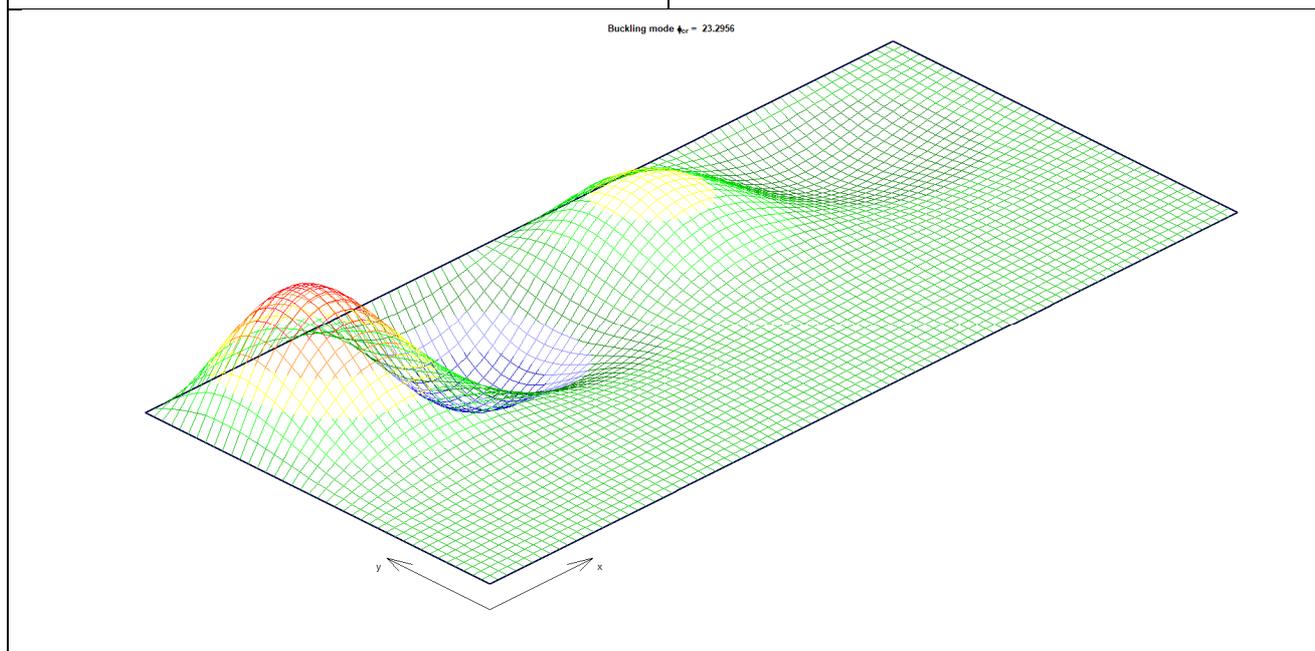
Campata 04- Trave T2					
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{sup,web}$	63,79 [MPa] compr +
				$\sigma_{inf,web}$	-121,91 [MPa] trazione -
				τ_{web}	3,53 [MPa]
				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,1182 Eq.ne 10.3 EC3-1-5
Altezza trave		1500 [mm]		α_{crit}	28,4490 FEM model
Spessore ala inferiore		30 [mm]		$\alpha_{ult,k}$	2,9083
Spessore ala superiore		30 [mm]		λ_p	0,3197 Eq.ne 10.2 EC3-1-5
Lunghezza pannello		4000 [mm]		α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5
Altezza pannello		1440 [mm]		λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5
Spessore pannello		20 [mm]		f_y	355 [MPa]
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	γ_{M1}	1,10
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	Φ_p	0,5782 B.1(3) EC3-1-5
sezione	125,78	-67,66	101562	ρ	1,4305 B.1(3) EC3-1-5
pannello	121,91	-63,79	3,53	$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	3,78 Eq.ne 10.1 EC3-1-5
				≥ 1 VERIFICATO	

Buckling mode $\lambda_{cr} = 28.4489$

Campata 05- Trave T4					
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{sup,web}$	77,16 [MPa] compr +
				$\sigma_{inf,web}$	-103,86 [MPa] trazione -
				τ_{web}	3,21 [MPa]
				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,0858 Eq.ne 10.3 EC3-1-5
Altezza trave		1650 [mm]		α_{crit}	12,6970 FEM model
Spessore ala inferiore		30 [mm]		$\alpha_{ult,k}$	3,4130
Spessore ala superiore		30 [mm]		λ_p	0,5185 Eq.ne 10.2 EC3-1-5
Lunghezza pannello		4000 [mm]		α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5
Altezza pannello		1590 [mm]		λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5
Spessore pannello		20 [mm]		f_y	355 [MPa]
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	γ_{M1}	1,10
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	Φ_p	0,7114 B.1(3) EC3-1-5
sezione	107,28	-80,58	102206	ρ	1,0000 B.1(3) EC3-1-5
pannello	103,86	-77,16	3,21	$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	3,10 Eq.ne 10.1 EC3-1-5
				≥ 1 VERIFICATO	

Buckling mode $\lambda_{cr} = 12,6973$

Campata 06- Trave T7				$\sigma_{sup,web}$	48,62 [MPa]	compr +
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	-86,53 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	2,93 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,0596 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	23,2960 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	4,0956	
Altezza pannello				λ_p	0,4193 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	88,86	-50,95	101997	γ_{M1}	1,10	
pannello	86,53	-48,62	2,93	Φ_p	0,6449 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	1,0000 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	3,72 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
				≥ 1 VERIFICATO		

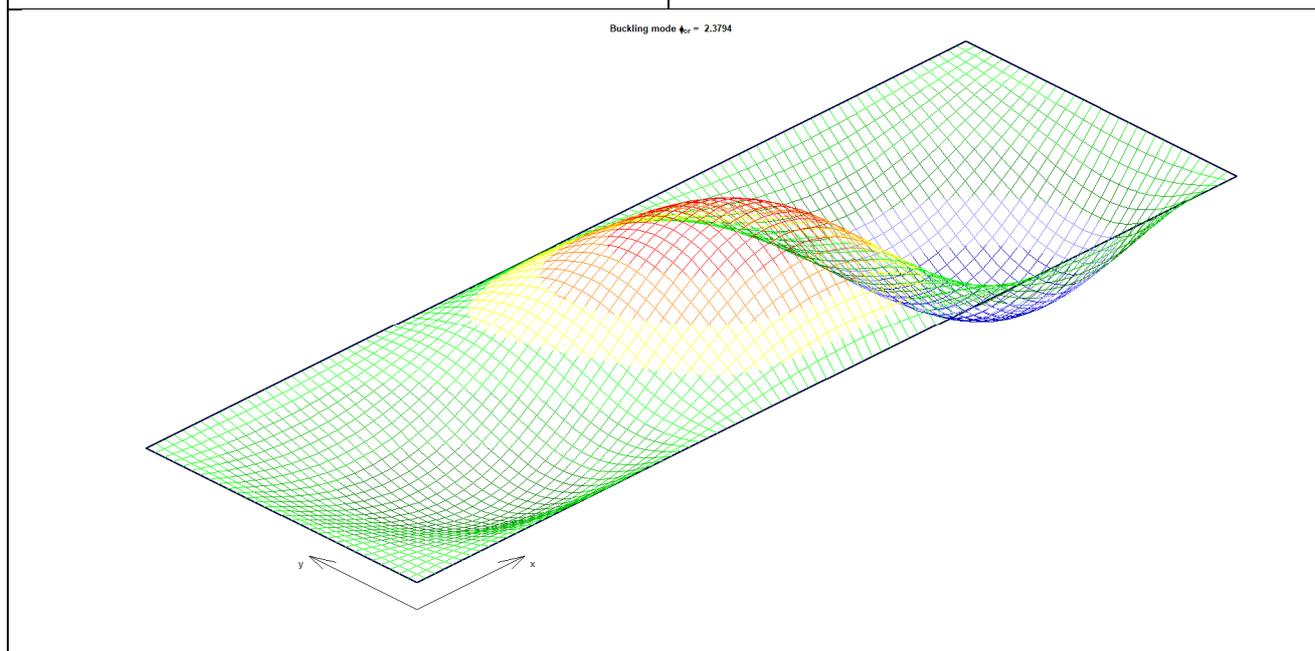


Campata 07- Trave T9					
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{sup,web}$	150,51 [MPa] compr +
				$\sigma_{inf,web}$	-182,45 [MPa] trazione -
				τ_{web}	4,07 [MPa]
				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,2645 Eq.ne 10.3 EC3-1-5
Altezza trave		1800 [mm]		α_{crit}	4,9531 FEM model
Spessore ala inferiore		40 [mm]		$\alpha_{ult,k}$	1,9443
Spessore ala superiore		30 [mm]		λ_p	0,6265 Eq.ne 10.2 EC3-1-5
Lunghezza pannello		3550 [mm]		α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5
Altezza pannello		1730 [mm]		λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5
Spessore pannello		20 [mm]		f_y	355 [MPa]
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	γ_{M1}	1,10
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	Φ_p	0,7838 B.1(3) EC3-1-5
sezione	190,15	-156,28	140818	ρ	1,0000 B.1(3) EC3-1-5
pannello	182,45	-150,51	4,07	$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,77 Eq.ne 10.1 EC3-1-5
				≥ 1 VERIFICATO	

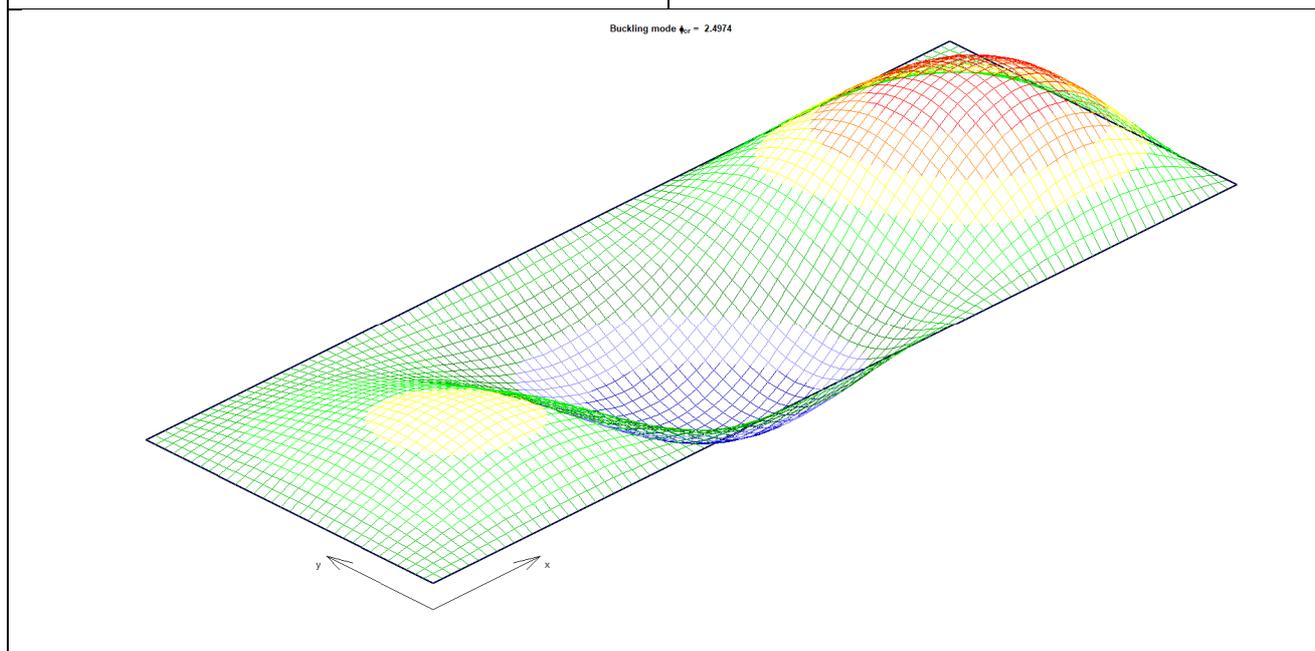
Buckling mode $k_{cr} = 4.9531$

8.2.3 Trave 03

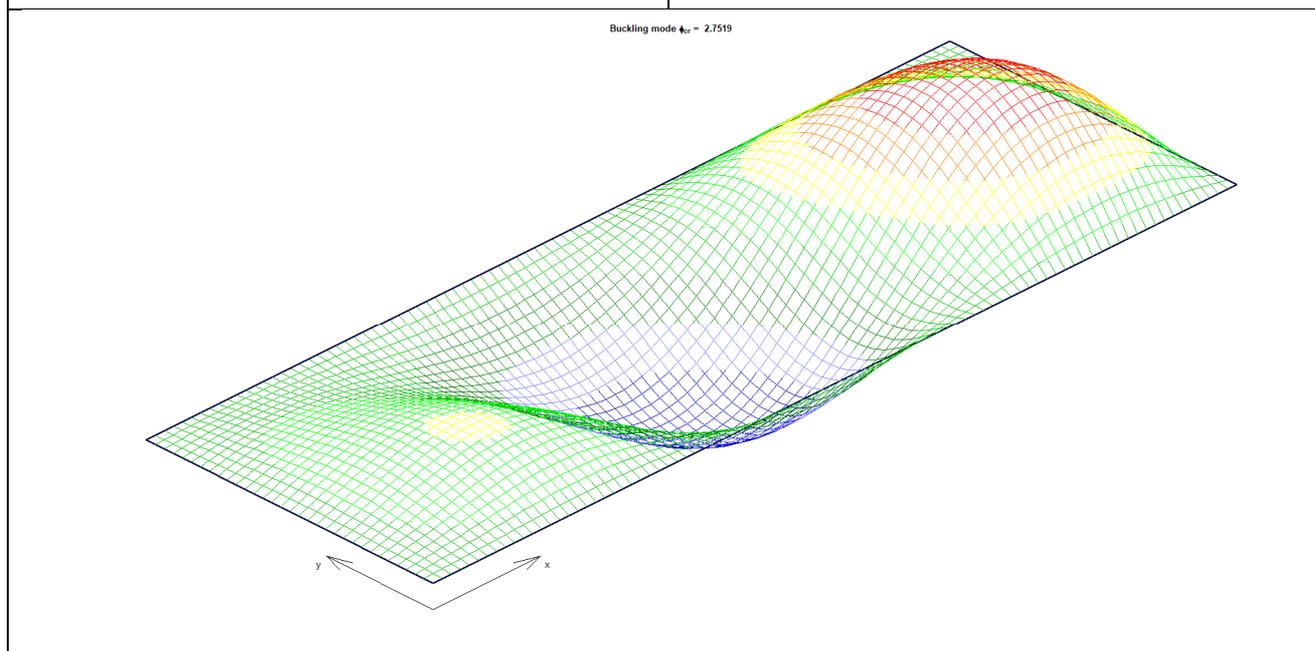
Appoggio 01 - Trave T1				$\sigma_{sup,web}$	-79,28 [MPa]	compr +
Min M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	165,35 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	42,47 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,2599 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	2,3794 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	1,9616	
Altezza pannello				λ_p	0,9080 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	-172,19	84,41	1214760	γ_{M1}	1,10	
pannello	-165,35	79,28	42,47	Φ_p	0,9723 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	0,8577 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,53 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
				≥ 1 VERIFICATO		



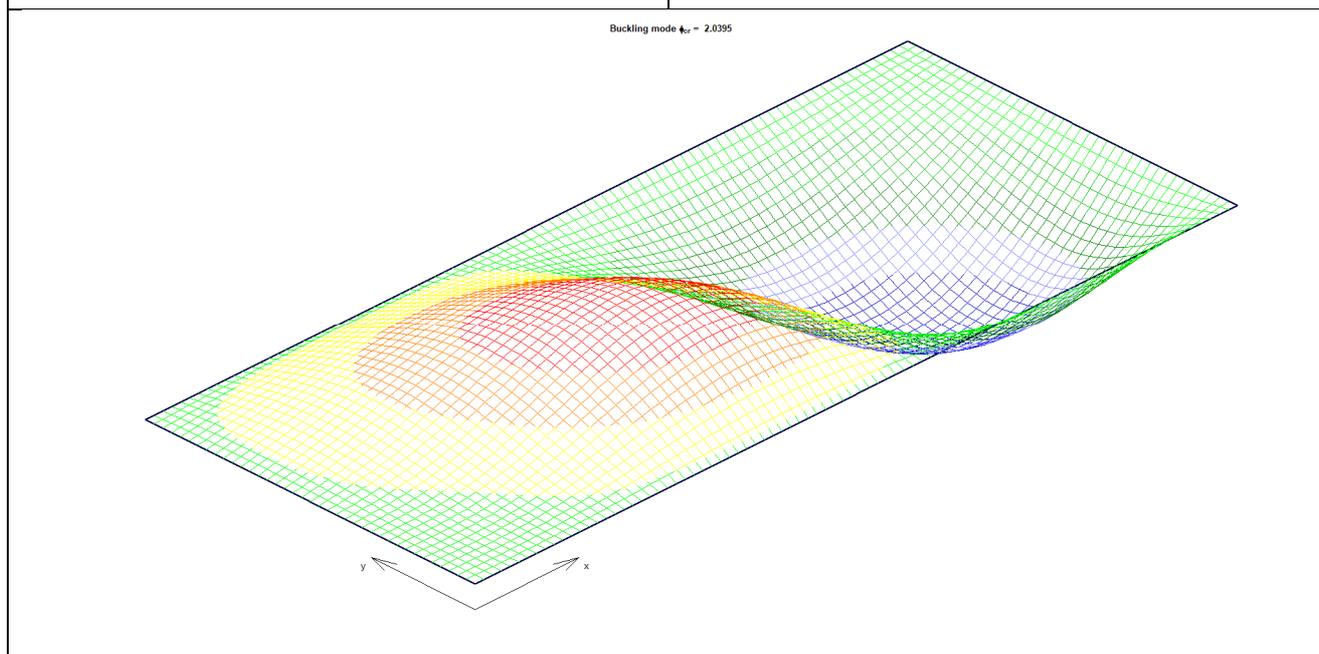
Appoggio 02 - Trave T1				$\sigma_{sup,web}$	-70,80 [MPa]	compr +
Min M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	157,46 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	37,48 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,2302 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	2,4974 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	2,0843	
Altezza pannello				λ_p	0,9136 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	-163,85	75,59	1071975	γ_{M1}	1,10	
pannello	-157,46	70,80	37,48	Φ_p	0,9761 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	0,8518 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,61 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
≥ 1 VERIFICATO						



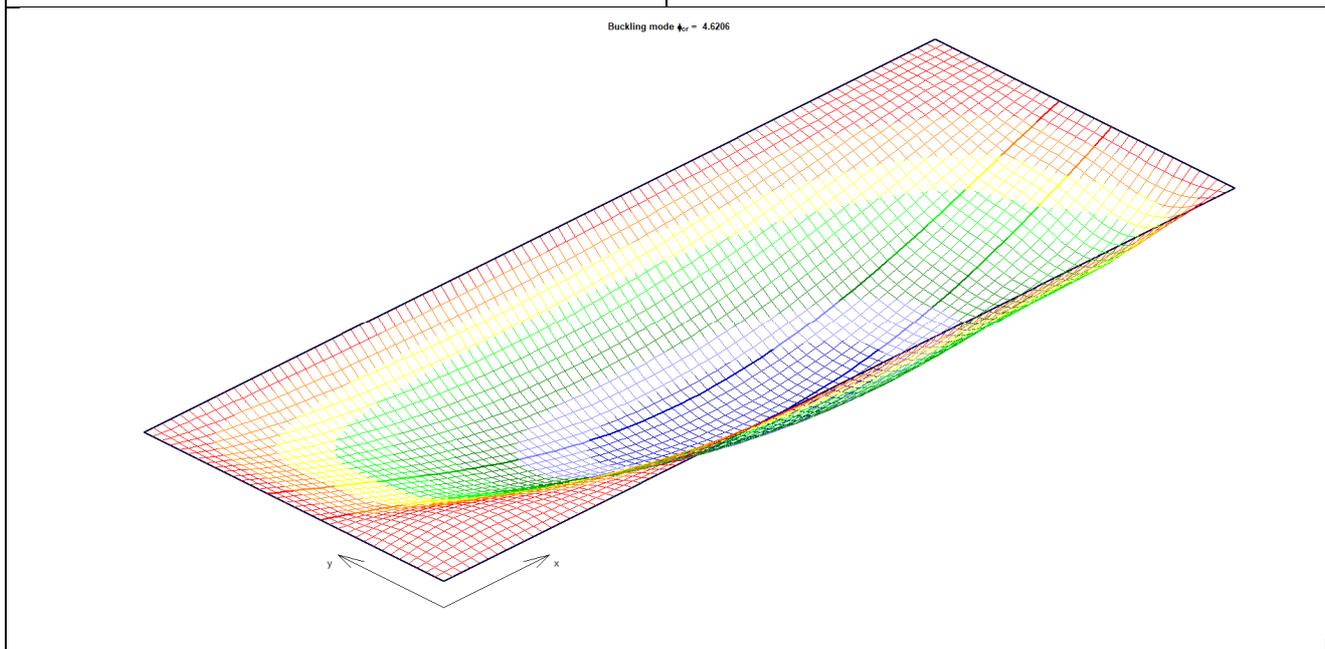
Appoggio 04 - Trave T1				$\sigma_{sup,web}$	-88,78 [MPa]	compr +
Min M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	152,28 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	42,90 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,2278 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	2,7519 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	2,0951	
Altezza pannello				λ_p	0,8725 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	-159,02	93,84	1226983	γ_{M1}	1,10	
pannello	-152,28	88,78	42,90	Φ_p	0,9486 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	0,8978 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,71 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
				≥ 1 VERIFICATO		



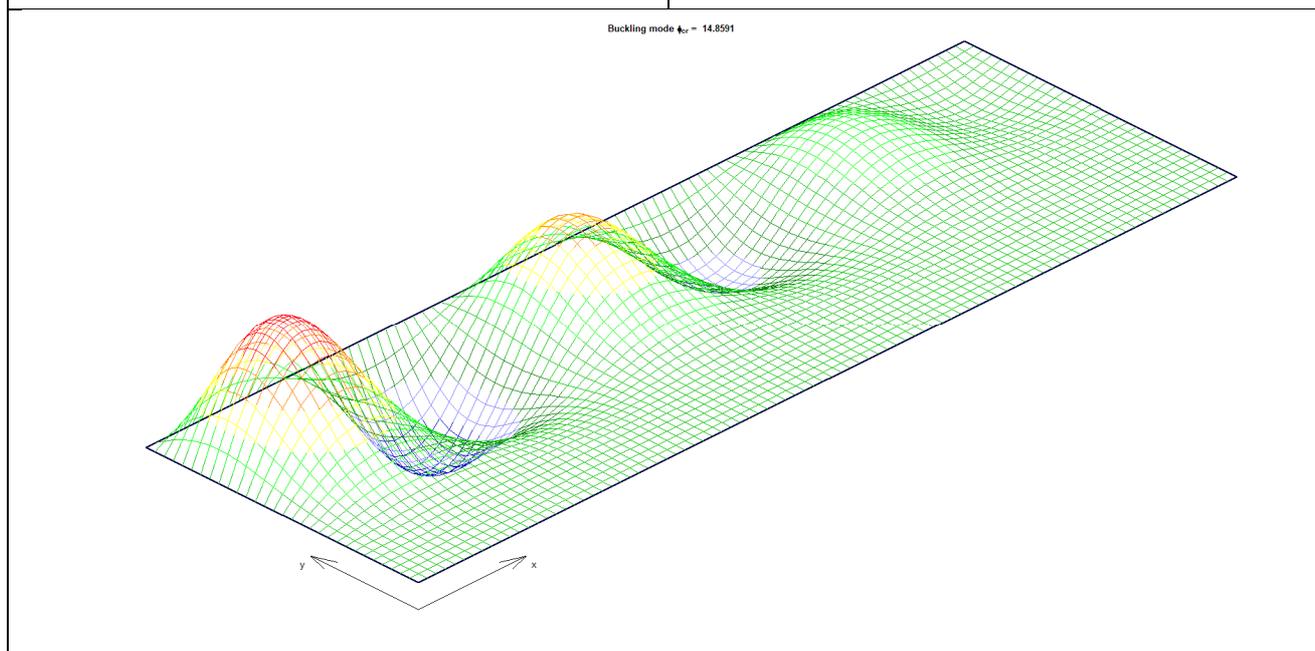
Appoggio 05 - Trave T6				$\sigma_{sup,web}$	-70,13 [MPa]	compr +
Min M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	134,09 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	38,76 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,1784 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	2,0395 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	2,3674	
Altezza pannello				λ_p	1,0774 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	-138,81	73,67	134,1142	γ_{M1}	1,10	
pannello	-134,09	70,13	38,76	Φ_p	1,0858 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	0,7119 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,53 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
≥ 1 VERIFICATO						



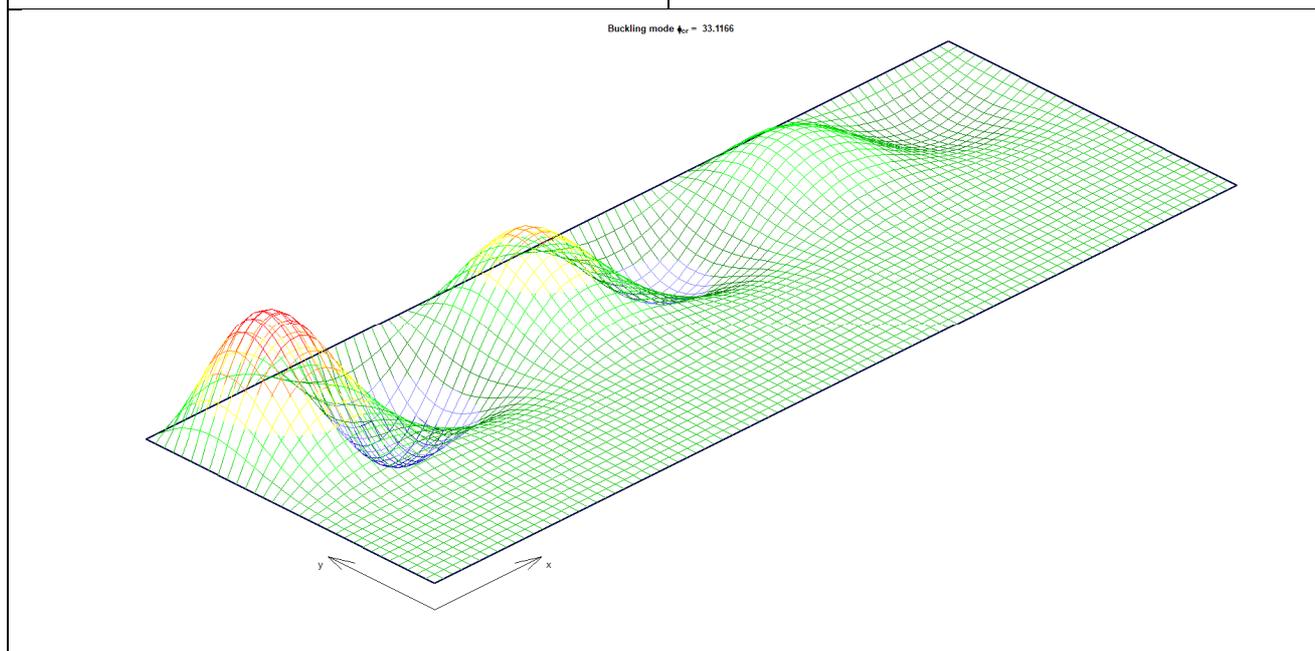
Appoggio 06 - Trave T9						
Min M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{sup,web}$	-103,74 [MPa]	compr +
				$\sigma_{inf,web}$	162,33 [MPa]	trazione -
				τ_{web}	57,19 [MPa]	
				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,2870 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Altezza trave 1800 [mm]				α_{crit}	4,6206 FEM model	
Spessore ala inferiore 40 [mm]				$\alpha_{ult,k}$	1,8668	
Spessore ala superiore 30 [mm]				λ_p	0,6356 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Lunghezza pannello 4570 [mm]				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
Altezza pannello 1730 [mm]				λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Spessore pannello 20 [mm]				f_y	355 [MPa]	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	γ_{M1}	1,10	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	Φ_p	0,7899 B.1(3) EC3-1-5	
sezione	-168,48	108,35	1978888	ρ	1,0000 B.1(3) EC3-1-5	
pannello	-162,33	103,74	57,19	$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,70 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
				≥ 1 VERIFICATO		



Campata 01 - Trave T2				$\sigma_{sup,web}$	90,45 [MPa]	compr +
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	-134,21 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	2,89 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,1431 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	14,8590 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	2,6433	
Altezza pannello				λ_p	0,4218 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7				λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	f_y	355 [MPa]	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	γ_{M1}	1,10	
sezione	138,89	-95,13	83193	Φ_p	0,6466 B.1(3) EC3-1-5	
pannello	134,21	-90,45	2,89	ρ	1,0000 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	2,40 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
					≥ 1 VERIFICATO	



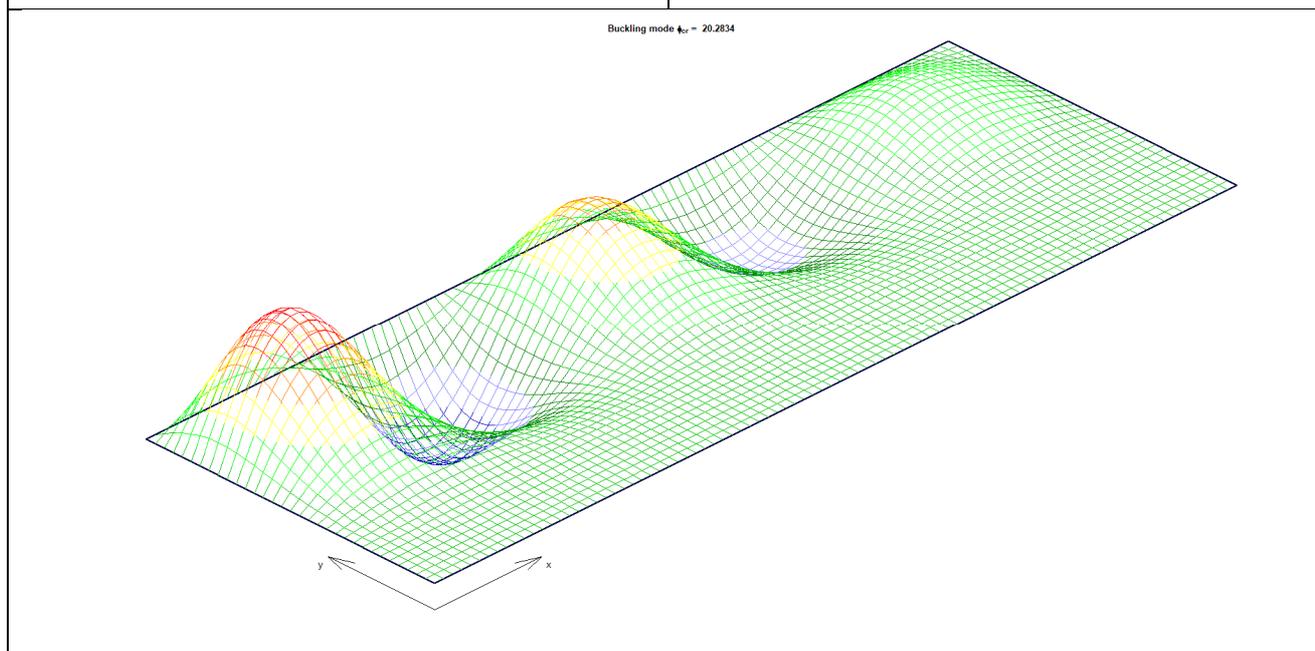
Campata 02 - Trave T2				$\sigma_{sup,web}$	60,47 [MPa]	compr +
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	-124,34 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	3,28 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,1229 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	33,1170 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	2,8521	
Altezza pannello				λ_p	0,2935 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7				λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	f_y	355 [MPa]	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	γ_{M1}	1,10	
sezione	128,19	-64,32	94359	Φ_p	0,5606 B.1(3) EC3-1-5	
pannello	124,34	-60,47	3,28	ρ	1,4185 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	3,68 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
				≥ 1 VERIFICATO		



Campata 03 - Trave T2				$\sigma_{sup,web}$	72,04 [MPa]	compr +
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	-113,06 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	1,97 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,1015 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	19,9940 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	3,1384	
Altezza pannello				λ_p	0,3962 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	116,92	-75,90	56843	γ_{M1}	1,10	
pannello	113,06	-72,04	1,97	Φ_p	0,6294 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	1,5793 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	4,51 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
				≥ 1 VERIFICATO		

Buckling mode $\lambda_{cr} = 19.9940$

Campata 04- Trave T2				$\sigma_{sup,web}$	72,61 [MPa]	compr +
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	-116,20 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	2,32 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,1073 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	20,2830 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	3,0533	
Altezza pannello				λ_p	0,3880 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	120,13	-76,54	66736	γ_{M1}	1,10	
pannello	116,20	-72,61	2,32	Φ_p	0,6240 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	1,5143 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	4,20 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
					≥ 1 VERIFICATO	



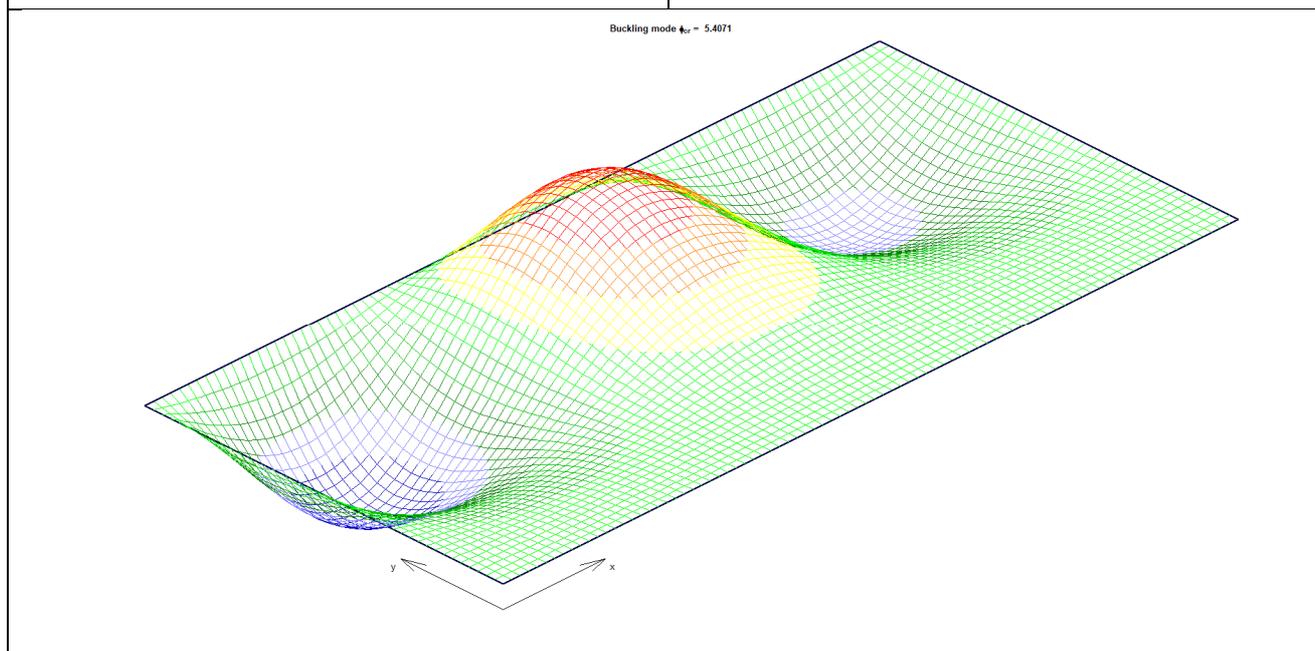
Campata 05- Trave T4					
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{sup,web}$	58,04 [MPa] compr +
				$\sigma_{inf,web}$	-127,73 [MPa] trazione -
				τ_{web}	1,85 [MPa]
				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,1295 Eq.ne 10.3 EC3-1-5
Altezza trave	1650 [mm]			α_{crit}	31,4510 FEM model
Spessore ala inferiore	30 [mm]			$\alpha_{ult,k}$	2,7785
Spessore ala superiore	30 [mm]			λ_p	0,2972 Eq.ne 10.2 EC3-1-5
Lunghezza pannello	4000 [mm]			α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5
Altezza pannello	1590 [mm]			λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5
Spessore pannello	20 [mm]			f_y	355 [MPa]
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	γ_{M1}	1,10
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	Φ_p	0,5631 B.1(3) EC3-1-5
sezione	131,23	-61,54	58755	ρ	1,4200 B.1(3) EC3-1-5
pannello	127,73	-58,04	1,85	$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	3,59 Eq.ne 10.1 EC3-1-5
				≥ 1 VERIFICATO	

Buckling mode $\lambda_{cr} = 31.4510$

Campata 06- Trave T7				$\sigma_{sup,web}$	45,50 [MPa]	compr +
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	-107,03 [MPa]	trazione -
Altezza trave		1800 [mm]		τ_{web}	1,80 [MPa]	
Spessore ala inferiore		30 [mm]		$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,0910 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore		30 [mm]		α_{crit}	36,6930 FEM model	
Lunghezza pannello		3780 [mm]		$\alpha_{ult,k}$	3,3154	
Altezza pannello		1740 [mm]		λ_p	0,3006 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello		20 [mm]		α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	109,66	-48,13	62642	γ_{M1}	1,10	
pannello	107,03	-45,50	1,80	Φ_p	0,5654 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	1,4214 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	4,28 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	

Buckling mode $\lambda_{cr} = 36.6929$

Campata 07- Trave T9				$\sigma_{sup,web}$	129,92 [MPa]	compr +
Max M2 - Combo Finale SLU				$\sigma_{inf,web}$	-149,38 [MPa]	trazione -
Altezza trave				τ_{web}	3,02 [MPa]	
Spessore ala inferiore				$1/\alpha_{ult,k}^2$	0,1773 Eq.ne 10.3 EC3-1-5	
Spessore ala superiore				α_{crit}	5,4071 FEM model	
Lunghezza pannello				$\alpha_{ult,k}$	2,3750	
Altezza pannello				λ_p	0,6627 Eq.ne 10.2 EC3-1-5	
Spessore pannello				α_p	0,34 Tab. B.1 EC3-1-5	
da Straus7	σ_{inf}	σ_{sup}	τ	λ_{p0}	0,80 Tab. B.1 EC3-1-5	
Estremità	[MPa]	[MPa]	[MPa]	f_y	355 [MPa]	
sezione	155,84	-134,76	104564	γ_{M1}	1,10	
pannello	149,38	-129,92	3,02	Φ_p	0,8080 B.1(3) EC3-1-5	
				ρ	1,0000 B.1(3) EC3-1-5	
				$\rho \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	2,16 Eq.ne 10.1 EC3-1-5	
				≥ 1 VERIFICATO		



8.3 Deformazione travi per effetto dei carichi permanenti

Si riportano le contromonte da applicare alle varie campate in funzione delle deformazioni misurate per effetto dei carichi permanenti considerati con contributo nominale.

Le deformazioni sono la somma dei contributi dovuti al peso proprio G1, finitura asfalto G2, cordoli G2, barriere stradali G2 e sottoservizi G2 considerate con coefficiente di amplificazione unitario.

Campata 1: Deformazione 19.2mm → Contromonta 20mm

Campata 2: Deformazione 14.7mm → Contromonta 15mm

Campata 3: Deformazione 16.7mm → Contromonta 20mm

Campata 4: Deformazione 16.0mm → Contromonta 20mm

Campata 5: Deformazione 16.6mm → Contromonta 20mm

Campata 6: Deformazione 6.4mm → Contromonta 10mm

Campata 7:

Trave1: Deformazione fase di getto 54.9mm ; Deformazione permanenti 65.2mm → Contromonta 70mm

Trave2: Deformazione fase di getto 34.8mm ; Deformazione permanenti 45.3mm → Contromonta 45mm

Trave3: Deformazione fase di getto 23.1mm ; Deformazione permanenti 31.3mm → Contromonta 30mm

Si presentano alcune immagini estratte dal modello di calcolo in cui si rappresentano le deformazioni subite dalle travi per effetto dei carichi permanenti per le diverse campate del ponte.

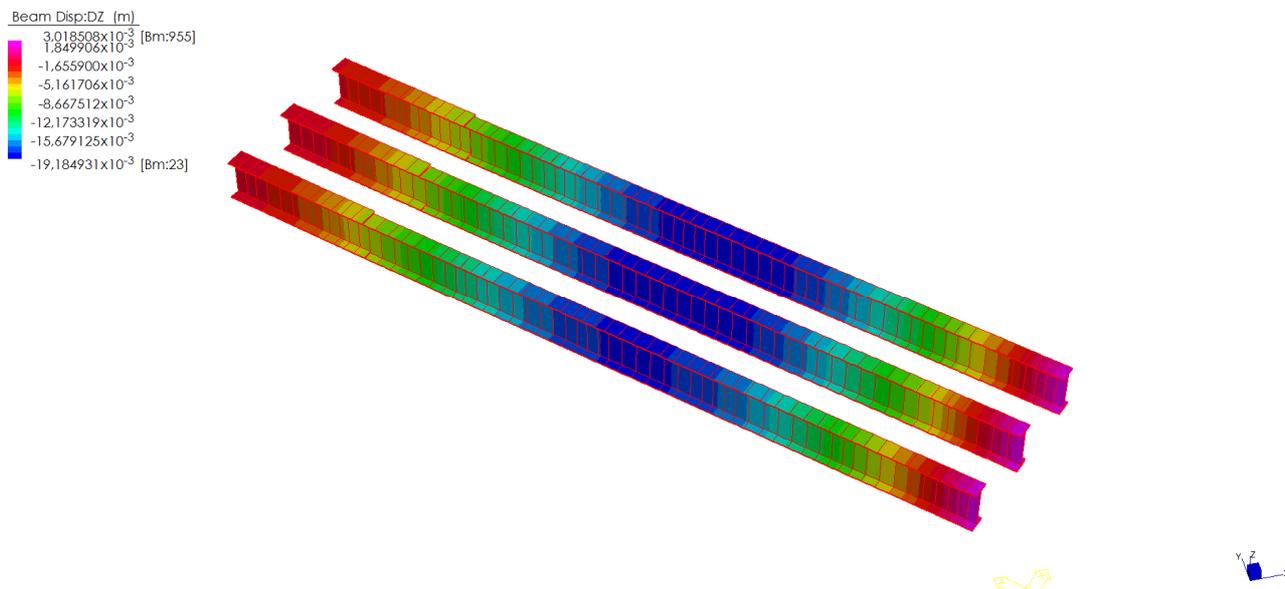


Figura 14 – Spostamenti per effetto dei carichi permanenti sulla campata 1

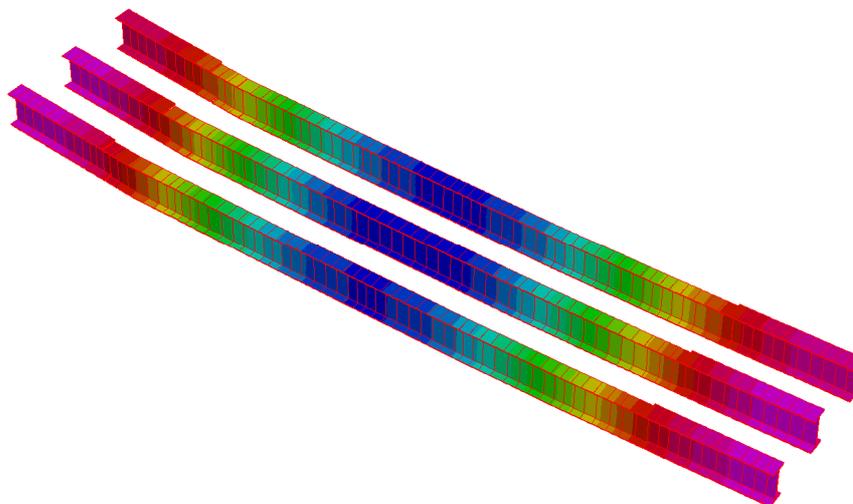
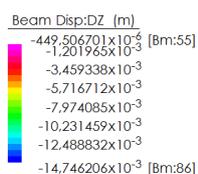


Figura 15 – Spostamenti per effetto dei carichi permanenti sulla campata 2

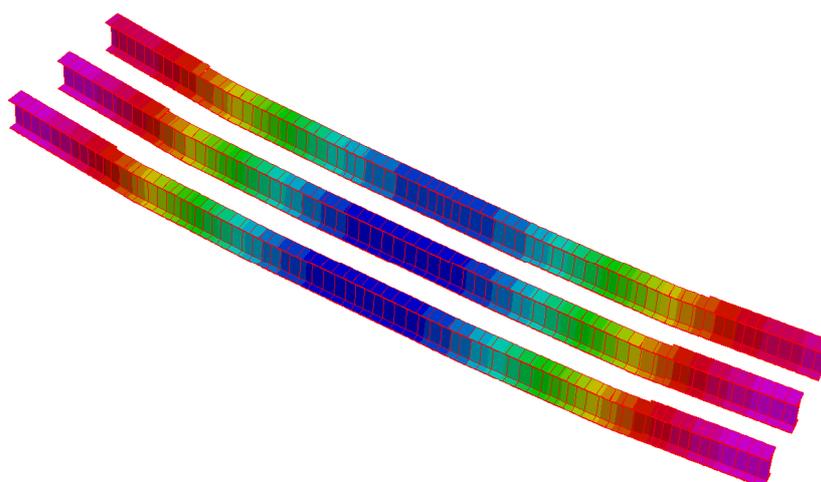
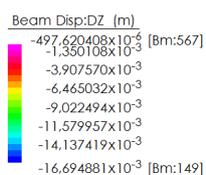


Figura 16 – Spostamenti per effetto dei carichi permanenti sulla campata 3

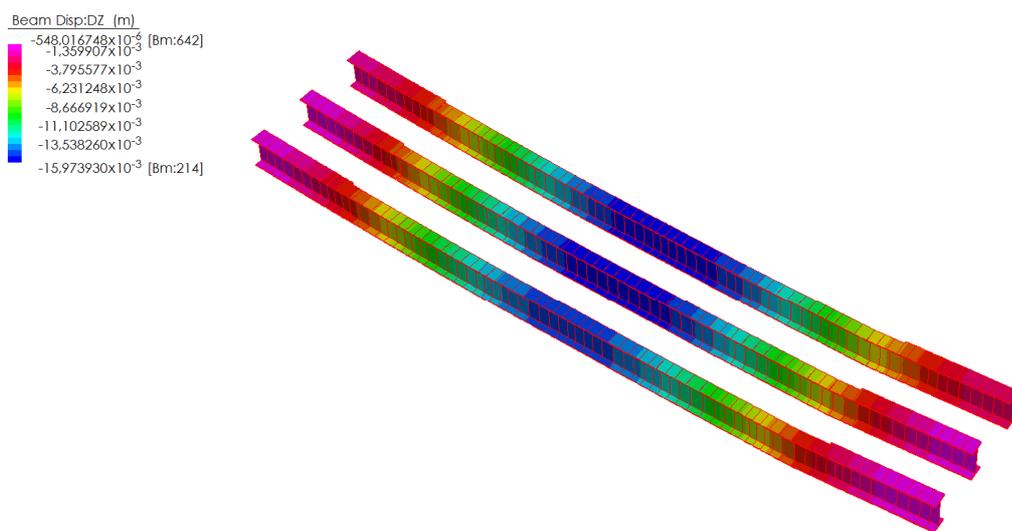


Figura 17 – Spostamenti per effetto dei carichi permanenti sulla campata 4

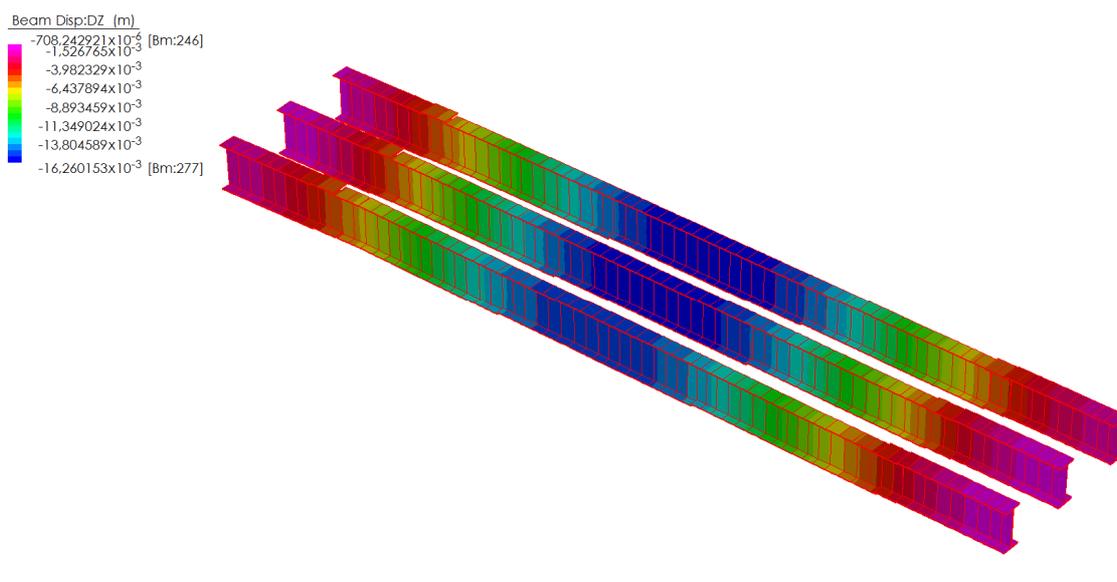


Figura 18 – Spostamenti per effetto dei carichi permanenti sulla campata 5

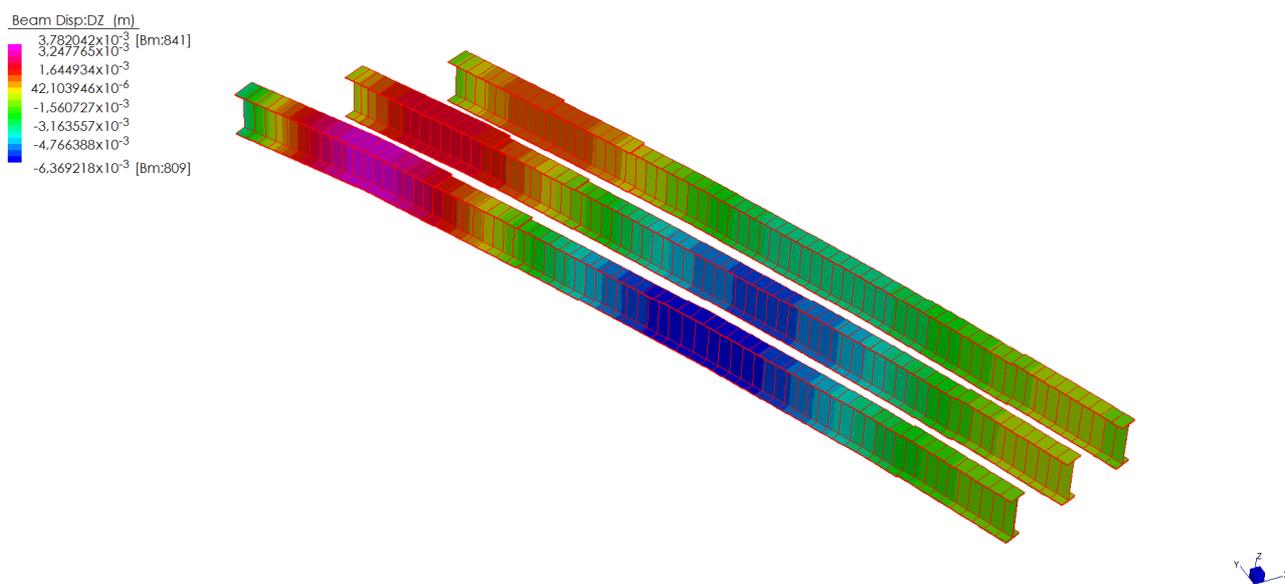


Figura 19 – Spostamenti per effetto dei carichi permanenti sulla campata 6

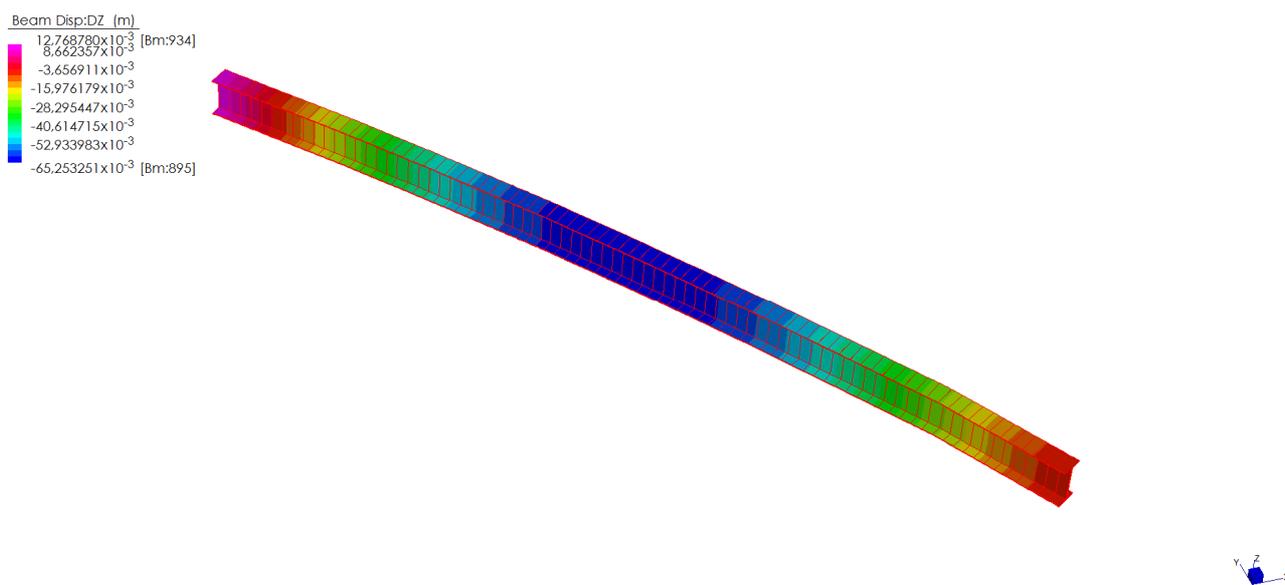


Figura 20 – Spostamenti per effetto dei carichi permanenti sulla campata 7 – trave 1

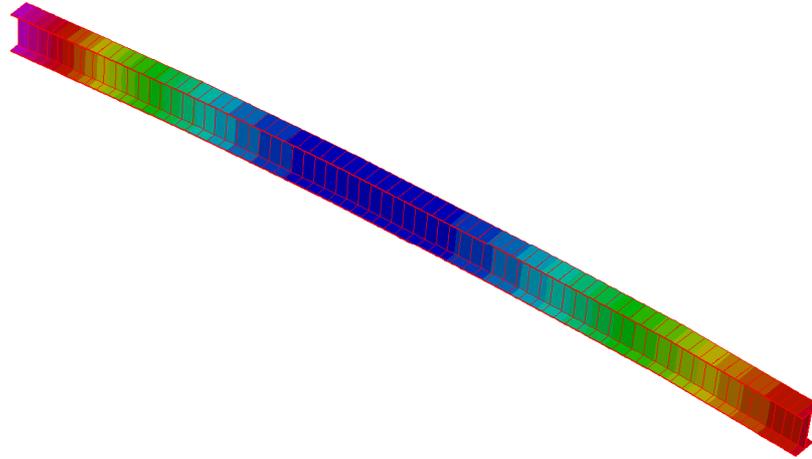
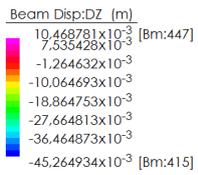


Figura 21 – Spostamenti per effetto dei carichi permanenti sulla campata 7 – trave 2

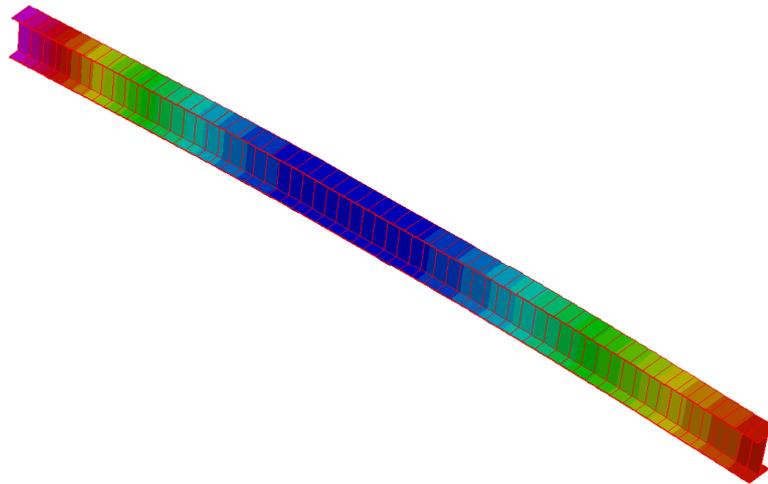
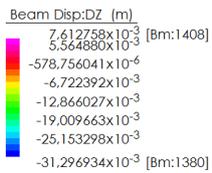
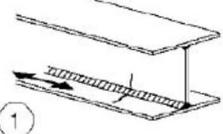
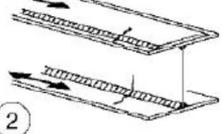
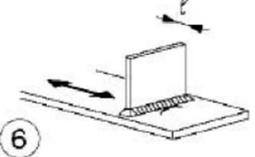
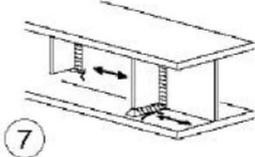
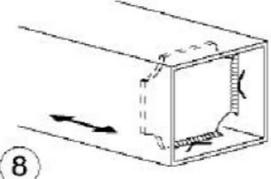
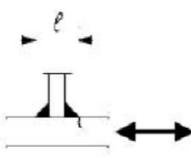


Figura 22 – Spostamenti per effetto dei carichi permanenti sulla campata 7 – trave 3

8.4 Verifiche a fatica

Di seguito di riportano le verifiche a fatica in osservanza delle prescrizioni contenute in DM08 sezione 4.2.4.1.4. Nello specifico sono stati analizzati i principali dettagli strutturali riportati nelle tabelle seguenti.

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
140 125 ⁽¹⁾		Lamiere tagliate con gas o meccanicamente	4) Tutti i segni visibili di intaglio sui bordi devono essere eliminati. Le aree di taglio devono essere lavorate a macchina. Graffi e scalfitture di lavorazione devono essere paralleli agli sforzi.
125 112 ⁽¹⁾		4) Taglio a gas automatico o taglio meccanico e successiva eliminazione delle tracce del taglio 5) Taglio a gas manuale o taglio a gas automatico con tracce del taglio regolari e superficiali e successiva eliminazione di tutti i difetti dei bordi	
125	 	Saldatura longitudinali continue 1) Saldatura automatica a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati 2) Saldatura automatica a cordoni d'angolo. Le parti terminali dei piatti di rinforzo devono essere verificate considerando i dettagli 5) e 6) della tabella C4.2.XXI	1) e 2) Non sono consentite interruzioni/riprese, a meno che la riparazione sia eseguita da un tecnico qualificato e siano eseguiti controlli atti a verificare la corretta esecuzione della riparazione
125 (a) 112 (b) 90 (c)		10) Saldatura longitudinale a piena penetrazione	(a) Entrambe le facce molate in direzione degli sforzi e controlli non distruttivi al 100% (b) Come saldata, assenza di interruzioni/riprese (c) Con interruzioni/riprese
80 (a) 71 (b)	   	Attacchi trasversali 6) Saldati a una piastra 7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta 8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda	6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti 7) Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali
		(a) $l \leq 50$ mm (b) $50 < l \leq 80$ mm Le classi sono valide anche per nervature anulari	

Le analisi effettuate dimostrano come il dettaglio rappresentativo dei piatti saldati ad ali ed anima delle travi principali risulti il più gravoso al fine delle verifiche a fatica.

Si impiega il metodo dei coefficienti lambda per il quale la EN 1993-2 al paragrafo 9.5 prescrive che si adotti il modello di carico LM3 il cui schema è riportato di seguito.

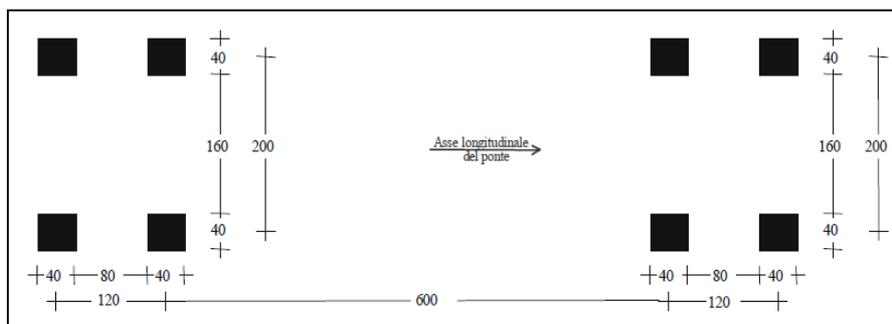
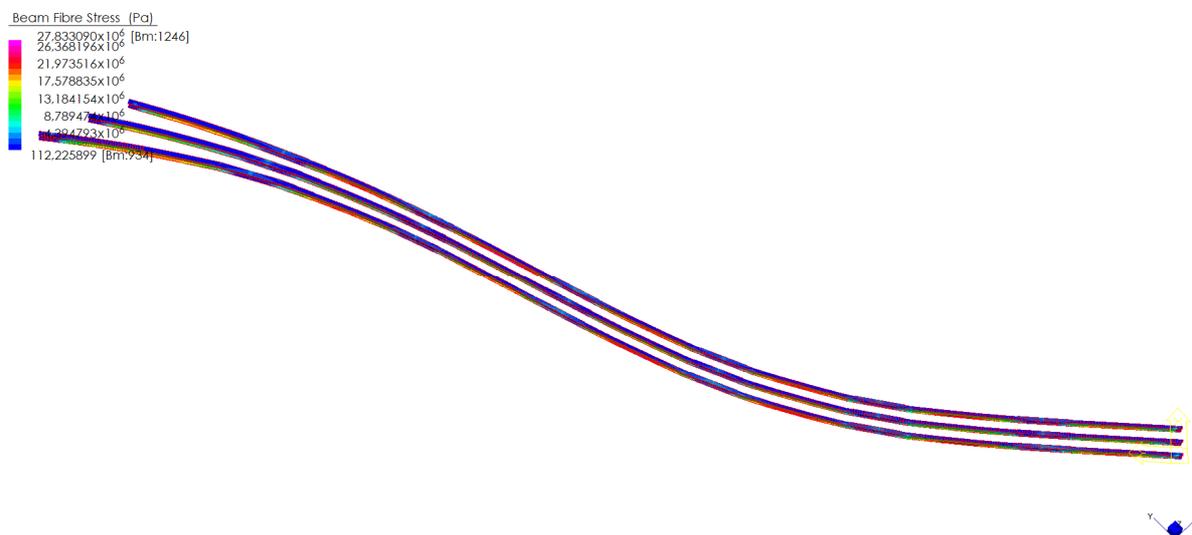
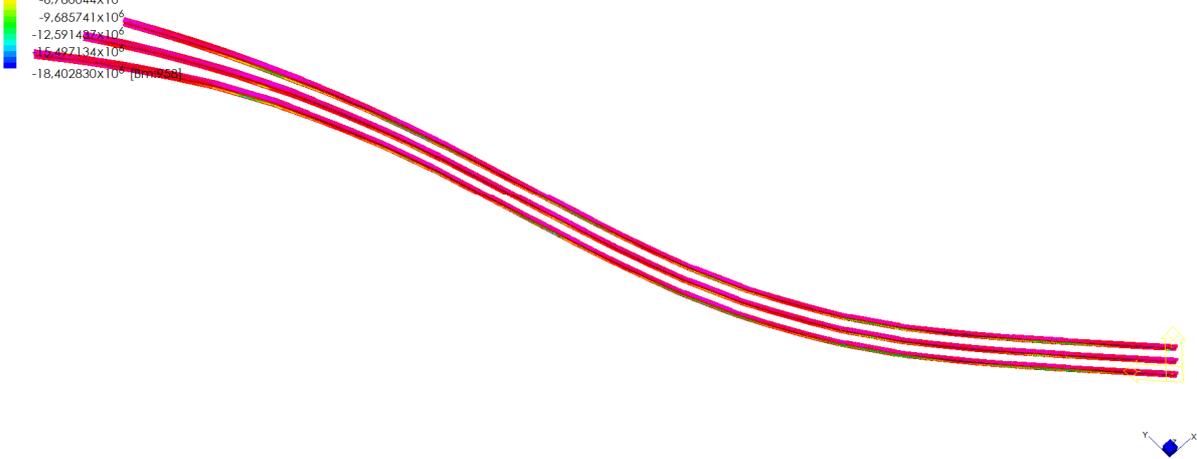
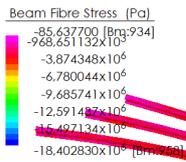


Figura 23 – Modello di carico LM3 – veicolo di fatica simmetrico a 4 assi, ciascuno di peso 120 kN

Si presentano le mappe di colore degli involuipi massimi e minimi delle tensioni nelle travi in acciaio dovute al transito del veicolo di fatica sull'impalcato. Come valore dell'intervallo di sforzo di riferimento $\Delta\sigma_p$ indotto nel dettaglio si adotta la massima tensione in valore assoluto per le tre travi.





La verifica a fatica deve essere condotta controllando che risulti:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_p$$

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \leq \lambda_{max}$$

λ Fattore di equivalenza del danneggiamento per ponti stradali

Φ_2 Fattore dinamico equivalente di danneggiamento

$\Delta\sigma_p$ Intervallo di sforzo di riferimento indotto nel dettaglio dal modello di fatica

$\Delta\sigma_c$ Resistenza a fatica del dettaglio per 2×10^6 cicli

γ_{Ff} Fattore parziale per i carichi da fatica

γ_{Mf} Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica (strutture sensibili alla rottura per fatica e conseguenze significative)

$$\lambda_1 = 2,33$$

$$\lambda_2 = 1,00$$

$$\lambda_3 = 0,85$$

$$\lambda_4 = 2,00$$

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 = 3,96$$

$$\lambda_{max} = 2,00$$

$$\Phi_2 = 1,00$$

$$\gamma_{Mf} = 1,35$$

$$\gamma_{Ff} = 1,00$$

$$\Delta\sigma_p = 27,83 \text{ MPa}$$



$$\Delta\sigma_c = 80,00 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_p = 2,00 \times 1,00 \times 27,83 = 55,66 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E2} = 1,00 \times 55,66 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 80,00 / 1,35 = 59,26 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E2} / \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 0,94 \leq 1,00$$

8.5 Verifiche connessione acciaio-calcestruzzo

8.5.1 Resistenza dei connettori

Per la realizzazione della struttura composta acciaio-calcestruzzo si adottano dei connettori a piolo di due tipologie (diametro 19mm e diametro 22mm) dimensionati seguendo le indicazioni al §4.3.4.3.1.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

PIOLI TIPO 1 ($\Phi=19\text{mm}$)

Resistenza connettori a taglio

$R_{ck} =$	40 [Mpa]		
$f_{ck} =$	33,2 [Mpa]		
$E_{cm} =$	33642,78 [Mpa]		
$f_{yk} =$	350 [Mpa]		
$f_t =$	450 [Mpa]		
$d =$	19 [mm]		
$h_{sc} =$	200 [mm]		
$\alpha =$	1,00	$P_{Rd,a} =$	81,66 [kN]
$\gamma_v =$	1,25	$P_{Rd,c} =$	88,51 [kN]
$A_{piolo} =$	283,53 [mm ²]	$P_{Rd} =$	81,66 [kN]

PIOLI TIPO 2 ($\Phi=22\text{mm}$)

Resistenza connettori a taglio

$R_{ck} =$	40 [Mpa]		
$f_{ck} =$	33,2 [Mpa]		
$E_{cm} =$	33642,78 [Mpa]		
$f_{yk} =$	350 [Mpa]		
$f_t =$	450 [Mpa]		
$d =$	22 [mm]		
$h_{sc} =$	200 [mm]		
$\alpha =$	1,00	$P_{Rd,a} =$	109,48 [kN]
$\gamma_v =$	1,25	$P_{Rd,c} =$	118,67 [kN]
$A_{piolo} =$	380,13 [mm ²]	$P_{Rd} =$	109,48 [kN]

8.5.2 Valutazione delle sollecitazioni e verifica

Lo sforzo di scorrimento Q_{Rd} a metro lineare viene valutato dividendo lo sforzo di scorrimento unitario P_{Rd} di ciascun elemento per l'interasse i fra le file degli elementi di collegamento. Si dispongono connettori tipo Nelson di altezza 200mm su file distanziate di 200mm e costituite da 3 elementi allineati disposti ad interasse 150mm in corrispondenza degli appoggi e costituite da 2 elementi allineati in campata.

La lunghezza media degli elementi trave nel modello di calcolo è pari a 40 cm pertanto, per confrontare i valori resistenti con i grafici che rappresentano le forze di scorrimento ai pioli, le resistenze allo scorrimento sono calcolate su una lunghezza di 40 cm.

Scorrimento resistente unitario allo SLU - CAMPATA

Per i pioli TIPO 1 $\phi 19$ si ha:

$$Q_{Rd} = 2 \cdot P_{Rd} \cdot 2file = 2 \times 81,66 \times 2 = 326,64 \text{ kN/0,40m}$$

Per i pioli TIPO 2 $\phi 22$ si ha:

$$Q_{Rd} = 2 \cdot P_{Rd} \cdot 2file = 2 \times 109,48 \times 2 = 437,92 \text{ kN/0,40m}$$

Scorrimento resistente unitario allo SLU - APPOGGIO

Per i pioli TIPO 1 $\phi 19$ si ha:

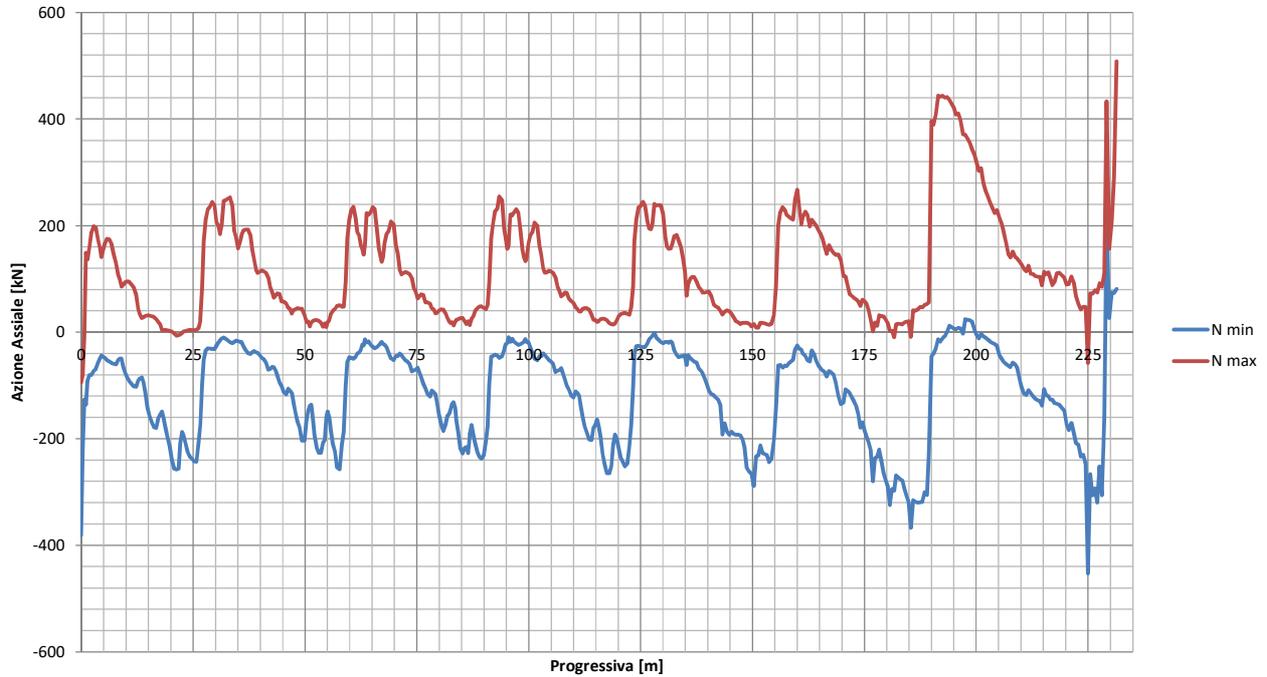
$$Q_{Rd} = 3 \cdot P_{Rd} \cdot 2file = 3 \times 81,66 \times 2 = 489,96 \text{ kN/0,40m}$$

Per i pioli TIPO 2 $\phi 22$ si ha:

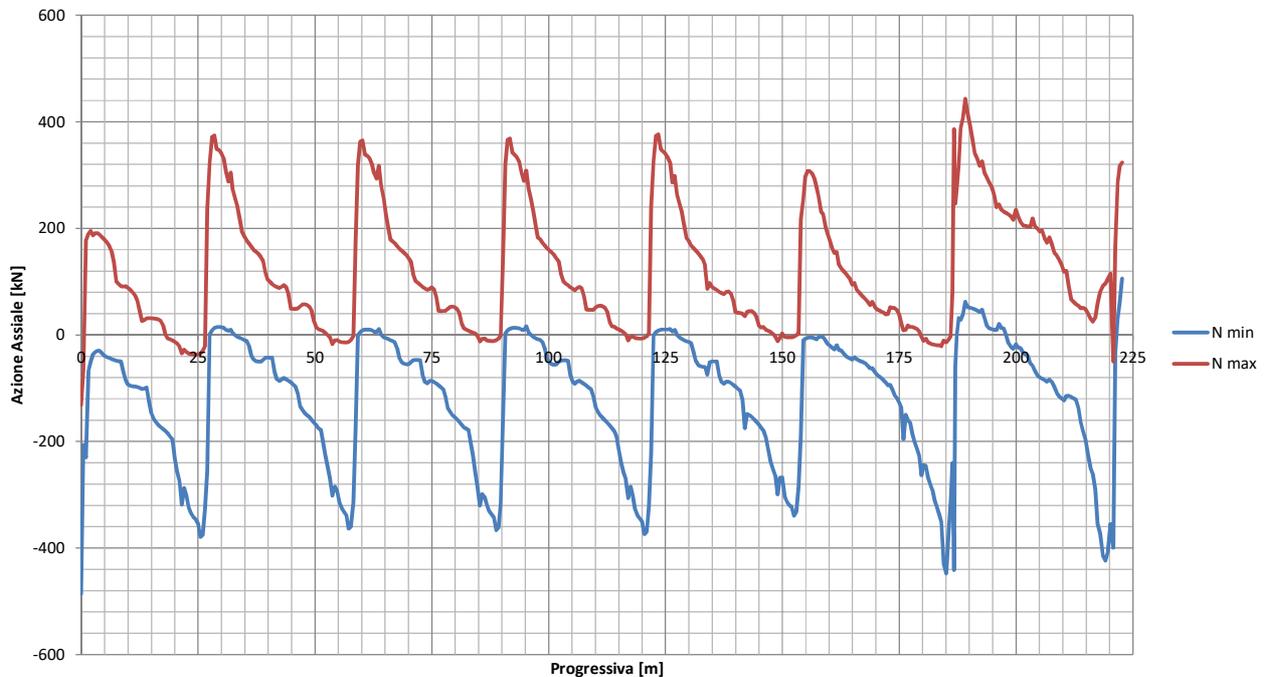
$$Q_{Rd} = 3 \cdot P_{Rd} \cdot 2file = 3 \times 109,48 \times 2 = 656,88 \text{ kN/0,40m}$$

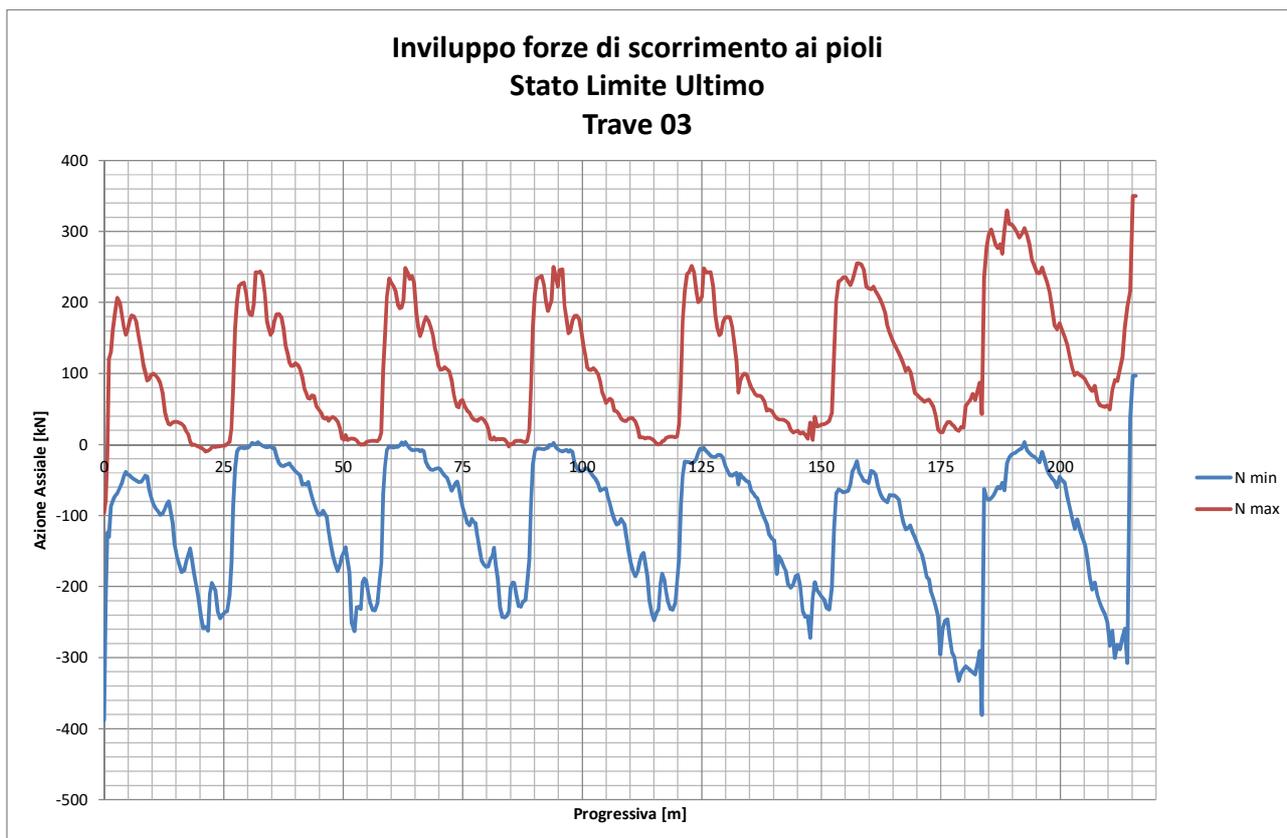
Si riportano i diagrammi che rappresentano i valori di scorrimento per una lunghezza media dell'elemento beam di 40cm per la condizione allo SLU.

**Involuppo forze di scorrimento ai pioli
Stato Limite Ultimo
Trave 01**



**Involuppo forze di scorrimento ai pioli
Stato Limite Ultimo
Trave 02**





La disposizione dei pioli lungo l'impalcato è così articolata:

Campate 1,2,3,4,5

Alle estremità per un tratto di lunghezza 6,00m si dispongono 3 pioli tipo Nelson $\phi 19$, $h=200\text{mm}$, a passo 200mm e nella rimanente parte centrale si dispongono 2 pioli tipo Nelson $\phi 19$, $h=200\text{mm}$, a passo 200mm.

Campata 6

All'estremità a ridosso della pila 5 per un tratto di lunghezza 6,00m si dispongono 3 pioli tipo Nelson $\phi 19$, $h=200\text{mm}$, a passo 200mm, nella parte centrale si dispongono 2 pioli tipo Nelson $\phi 19$, $h=200\text{mm}$, a passo 200mm, in successione verso la pila 6 per un tratto di 4,00m si dispongono 3 pioli tipo Nelson $\phi 19$, $h=200\text{mm}$, a passo 200mm e all'estremità a ridosso della pila 6 per un tratto di 4,00m si dispongono 3 pioli tipo Nelson $\phi 22$, $h=200\text{mm}$.

Campata 7

Alle estremità per un tratto di lunghezza 6,00m si dispongono 3 pioli tipo Nelson $\phi 22$, $h=200\text{mm}$, a passo 200mm e nella rimanente parte centrale si dispongono 2 pioli tipo Nelson $\phi 22$, $h=200\text{mm}$, a passo 200mm.

8.6 Verifiche armatura soletta per comportamento longitudinale

Si dispongono nella soletta di spessore 25cm due strati di armatura uniforme pari a $1\phi 20/20$ superiori ed inferiori per tutta la lunghezza dell'impalcato. Tale armatura di base è in grado di resistere ad una sollecitazione di trazione pari a:

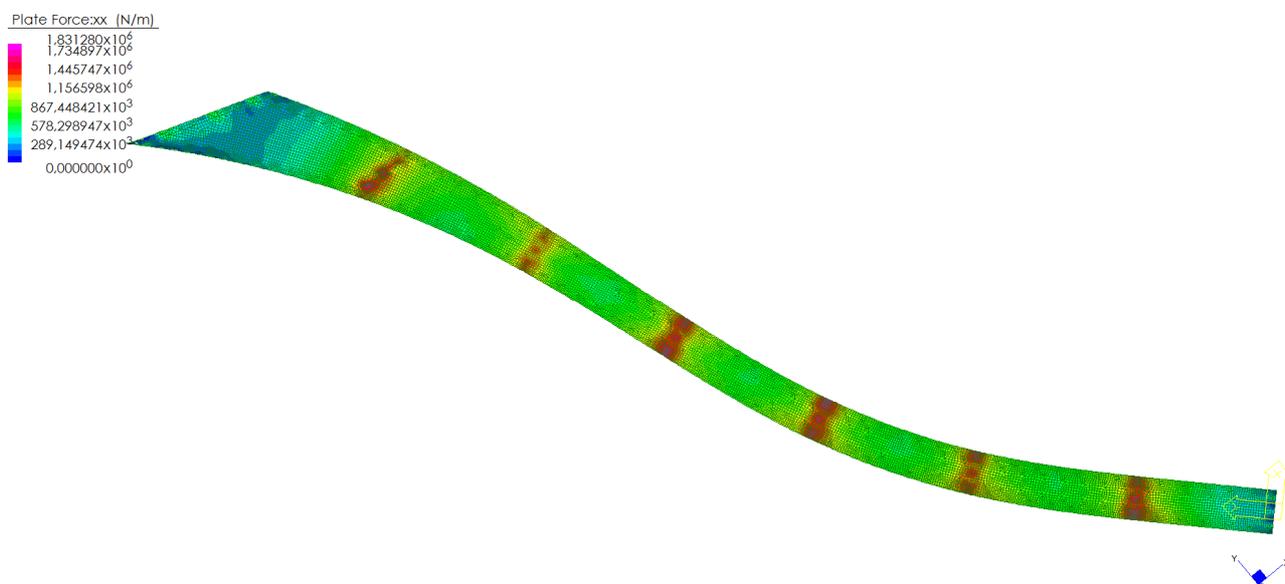
$$N_{Rd,base} = 2 \times 5 \times 314 \times 391,3 = 1228,68 \text{ kN/m}$$

Si presenta un'immagine della soletta di impalcato in cui è imposto tale limite superiore alle tensioni. Le zone che rimangono bianche necessitano di un infittimento di armatura.



Si infittisce la soletta in corrispondenza degli appoggi 2, 3, 4, 5 con spezzoni di armature 1φ14/20 superiori ed inferiori di lunghezza 10m. Tale infittimento di armatura porta la resistenza a trazione della sezione a:

$$N_{Rd,inf1} = 2 \times 5 \times (314 + 154) \times 391,3 = 1831,28 \text{ kN/m}$$



La soletta con l'infittimento di armatura è in grado di resistere alle sollecitazioni di progetto.

In corrispondenza dell'appoggio della pila 1 si dispongono spezzoni di armature 1φ16/20 superiori ed inferiori di lunghezza 10m. Tale infittimento di armatura porta la resistenza a trazione della sezione a:

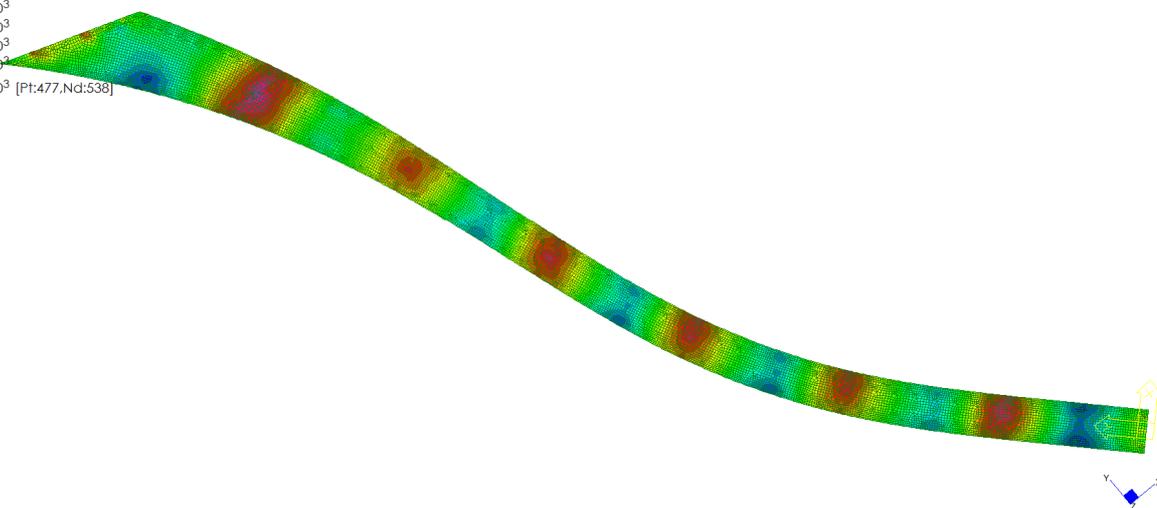
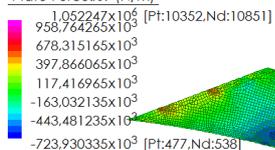
$$N_{Rd,inf1} = 2 \times 5 \times (314 + 201) \times 391,3 = 2015,19 \text{ kN/m}$$

In corrispondenza dell'appoggio della pila 6 si dispongono spezzoni di armature $1\phi 20/20$ superiori ed inferiori di lunghezza 10m. Tale infittimento di armatura porta la resistenza a trazione della sezione a:

$$N_{Rd,inf1} = 2 \times 5 \times (314 + 314) \times 391,3 = 2457,64 \text{ kN/m}$$

La resistenza a compressione della sezione è pari a $f_{cd} \cdot \text{Area} = 18,81 \times 1000 \times 250 = 4702 \text{ kN/m}$ superiore al minimo valore di tensione registrata sul modello di $723,93 \text{ kN/m}$

Plate Force:xx (N/m)



8.7 Verifiche a fessurazione

Di seguito si riportano le verifiche a fessurazione delle sezioni a momento negativo, per le quali si ha la soletta in CA soggetta a trazione. Nello specifico si adotta l'approccio indiretto verificando che la tensione σ_s nelle barre di armatura tese risulti inferiore alla tensione limite σ_{limite} valutata secondo quanto prescritto nel DM08 tabella C4.1.III.

Le verifiche di fessurazione dovranno garantire il soddisfacimento delle disuguaglianze di seguito riportate:

- Combinazione quasi permanente: $w_k \leq w_1 = 0.2$ mm;
- Combinazione frequente: $w_k \leq w_2 = 0.3$ mm.

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	-

8.7.1 Combinazione Frequente dei carichi

Si riportano le verifiche tensionali per le barre disposte nella sezione in C.A. in corrispondenza di ciascuno degli appoggi delle 3 travi dell'impalcato per la combinazione Frequente delle azioni di progetto.

TRAVE 01

	Armatura superiore	Armatura inferiore	Area [mm ² /m]	Passo [mm]	N _{Ed} [kN/m]	σ _s [MPa]	σ _{lim} [MPa]	σ _s ≤ σ _{lim}
Appoggio 01	1φ20/20 + 1φ16/20	1φ20/20 + 1φ16/20	5150	100	1008,76	195,88	320	verificato
Appoggio 02	1φ20/20 + 1φ14/20	1φ20/20 + 1φ14/20	4680	100	976,42	208,64	320	verificato
Appoggio 03	1φ20/20 + 1φ14/20	1φ20/20 + 1φ14/20	4680	100	1007,56	215,29	320	verificato
Appoggio 04	1φ20/20 + 1φ14/20	1φ20/20 + 1φ14/20	4680	100	1028,86	219,84	320	verificato
Appoggio 05	1φ20/20 + 1φ14/20	1φ20/20 + 1φ14/20	4680	100	939,80	200,81	320	verificato
Appoggio 06	1φ20/20 + 1φ20/20	1φ20/20 + 1φ20/20	6280	100	1276,78	203,31	320	verificato

TRAVE 02

	Armatura superiore	Armatura inferiore	Area [mm ² /m]	Passo [mm]	N _{Ed} [kN/m]	σ _s [MPa]	σ _{lim} [MPa]	σ _s ≤ σ _{lim}
Appoggio 01	1φ20/20 + 1φ16/20	1φ20/20 + 1φ16/20	5150	100	1210,79	235,10	320	verificato
Appoggio 02	1φ20/20 + 1φ14/20	1φ20/20 + 1φ14/20	4680	100	980,47	209,50	320	verificato
Appoggio 03	1φ20/20 + 1φ14/20	1φ20/20 + 1φ14/20	4680	100	1179,34	252,00	320	verificato
Appoggio 04	1φ20/20 + 1φ14/20	1φ20/20 + 1φ14/20	4680	100	1192,49	254,81	320	verificato
Appoggio 05	1φ20/20 + 1φ14/20	1φ20/20 + 1φ14/20	4680	100	1113,79	237,99	320	verificato
Appoggio 06	1φ20/20 + 1φ20/20	1φ20/20 + 1φ20/20	6280	100	1388,39	221,08	320	verificato

TRAVE 03

	Armatura superiore	Armatura inferiore	Area [mm ² /m]	Passo [mm]	N _{Ed} [kN/m]	σ _s [MPa]	σ _{lim} [MPa]	σ _s ≤ σ _{lim}
Appoggio 01	1φ20/20 + 1φ16/20	1φ20/20 + 1φ16/20	5150	100	1188,34	230,75	320	verificato
Appoggio 02	1φ20/20 + 1φ14/20	1φ20/20 + 1φ14/20	4680	100	978,99	209,19	320	verificato
Appoggio 03	1φ20/20 + 1φ14/20	1φ20/20 + 1φ14/20	4680	100	1194,94	255,33	320	verificato
Appoggio 04	1φ20/20 + 1φ14/20	1φ20/20 + 1φ14/20	4680	100	991,10	211,77	320	verificato
Appoggio 05	1φ20/20 + 1φ14/20	1φ20/20 + 1φ14/20	4680	100	905,85	193,56	320	verificato
Appoggio 06	1φ20/20 + 1φ20/20	1φ20/20 + 1φ20/20	6280	100	988,95	157,48	320	verificato

8.7.1 Combinazione Quasi Permanente dei carichi

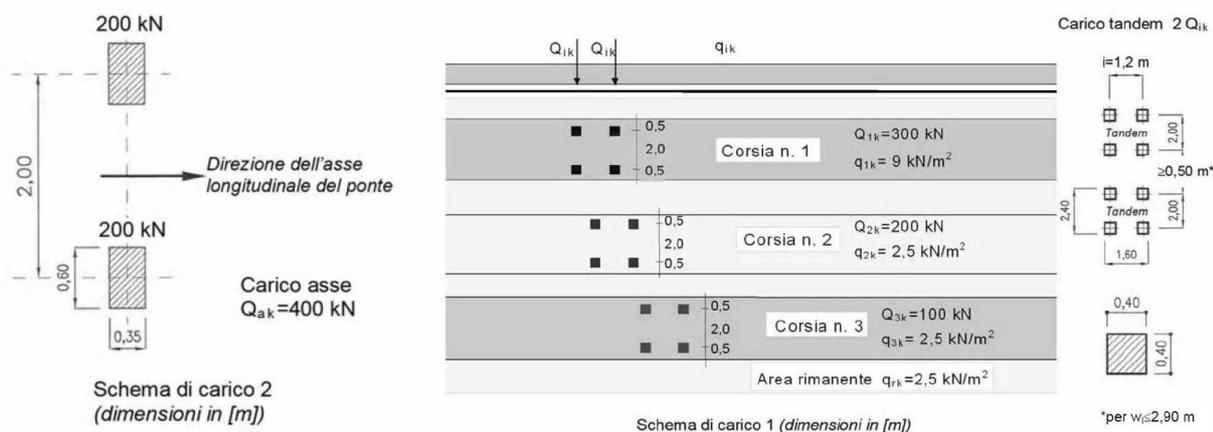
Si riportano le verifiche tensionali per le barre disposte nella sezione in C.A. in corrispondenza di ciascuno degli appoggi delle 3 travi dell'impalcato per la combinazione Quasi Permanente delle azioni di progetto. Le verifiche presentate valgono per tutte le travi perché la combinazione è composta dal contributo dei carichi permanenti e dell'azione termica.

Combinazione Quasi Permanente

	Armatura superiore	Armatura inferiore	Area [mm ²]	Passo [mm]	N _{Ed} [kN]	σ _{Ed} [MPa]	σ _{lim} [MPa]	σ _s ≤ σ _{lim}
Appoggio 01	1φ20/20 + 1φ16/20	1φ20/20 + 1φ16/20	5150	100	558,16	108,38	240	verificato
Appoggio 02	1φ20/20 + 1φ14/20	1φ20/20 + 1φ14/20	4680	100	507,11	108,36	240	verificato
Appoggio 03	1φ20/20 + 1φ14/20	1φ20/20 + 1φ14/20	4680	100	518,80	110,85	240	verificato
Appoggio 04	1φ20/20 + 1φ14/20	1φ20/20 + 1φ14/20	4680	100	523,83	111,93	240	verificato
Appoggio 05	1φ20/20 + 1φ14/20	1φ20/20 + 1φ14/20	4680	100	487,14	104,09	240	verificato
Appoggio 06	1φ20/20 + 1φ20/20	1φ20/20 + 1φ20/20	6280	100	632,61	100,73	240	verificato

8.8 Verifiche locali da traffico

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie dell'impronta di carico. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante. Lo schema di carico adottato per le verifiche locali è lo **schema di carico numero 2**.



Per il dimensionamento della soletta a momento positivo si considera agire una sola impronta di carico; mentre per il dimensionamento a momento negativo si considera agire il tandem su due campate trasversali adiacenti.

8.8.1 Verifiche per momento positivo massimo e minimo – campate 6 e 7

Per lo studio del comportamento della soletta in direzione trasversale si adotta un modello semplificato che considera tre campi consecutivi di soletta irrigiditi dai traversi solidali alla soletta. Sul modello sono applicati i pesi propri degli elementi strutturali, i carichi permanentemente portati dalla soletta e lo schema di carico 2 nelle posizioni che massimizzano il valore del momento flettente positivo e negativo.

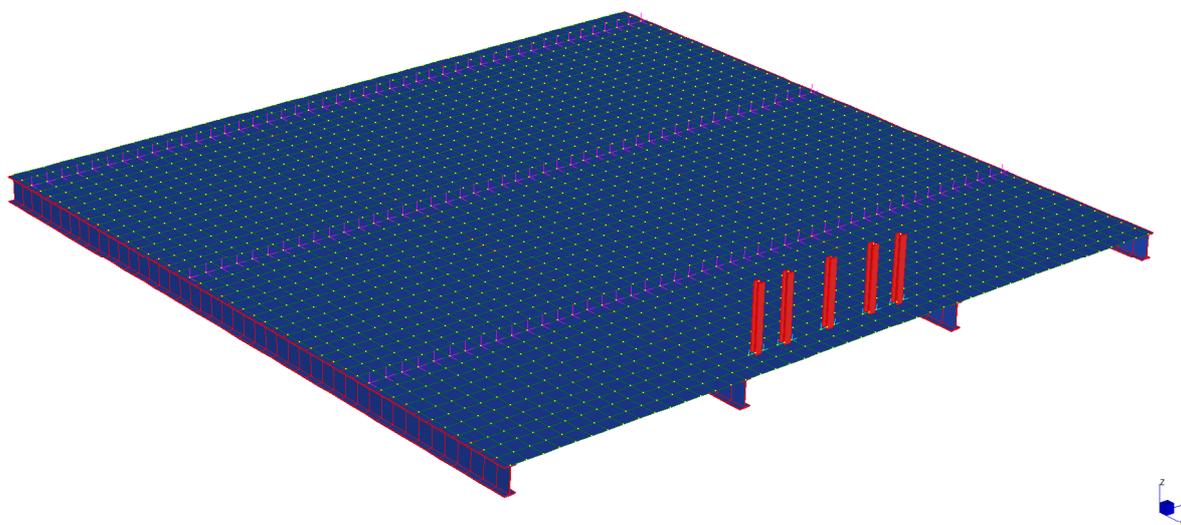


Figura 24 – Modello FEM 3D semplificato per lo studio locale della soletta

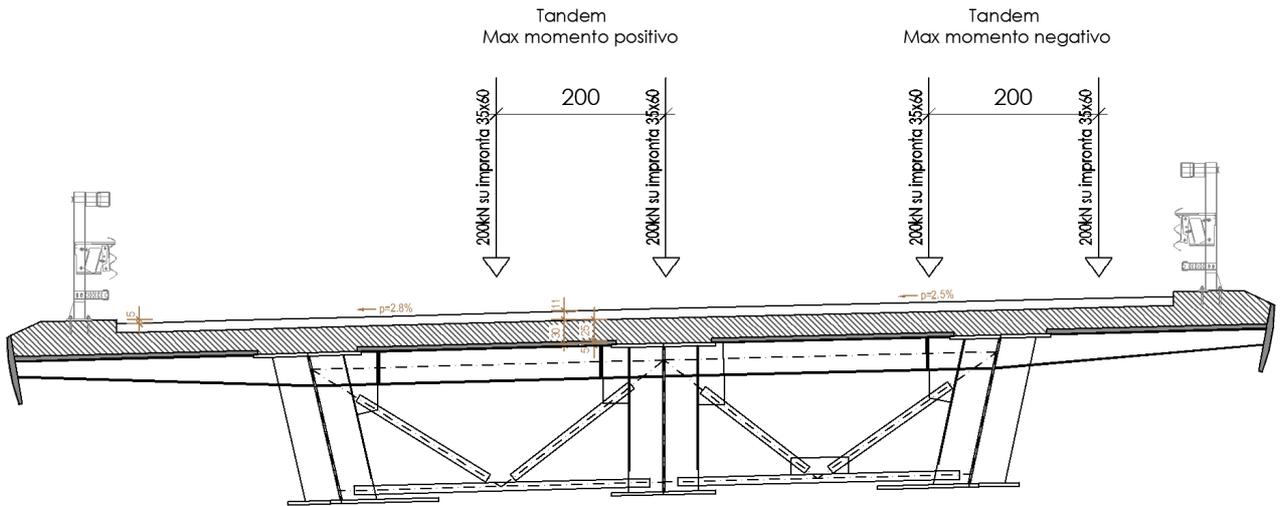


Figura 25 – Sezione trasversale dell'impalcato e posizione dei tandem di verifica

Si riportano le mappature di sollecitazione del momento flettente della soletta in direzione trasversale per lo Stato Limite Ultimo, per lo Stato Limite di Esercizio – condizione Rara e per lo Stato Limite di Esercizio – condizione FREQUENTE.

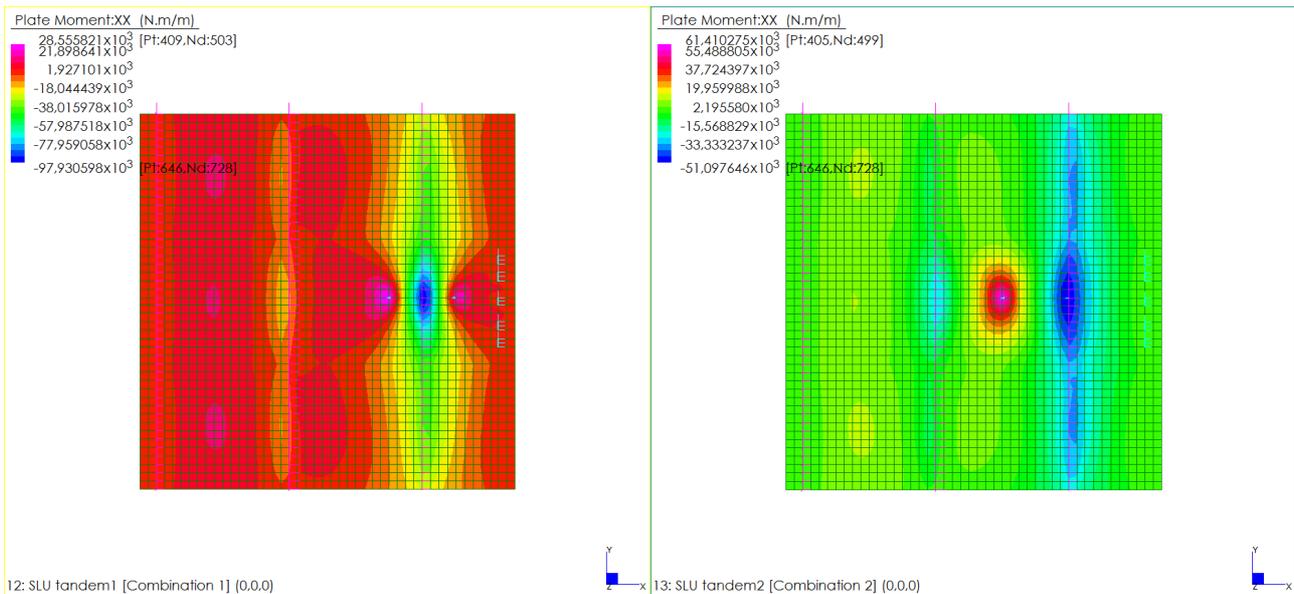


Figura 26 – Valore di massimo momento negativo e positivo per la combinazione allo SLU

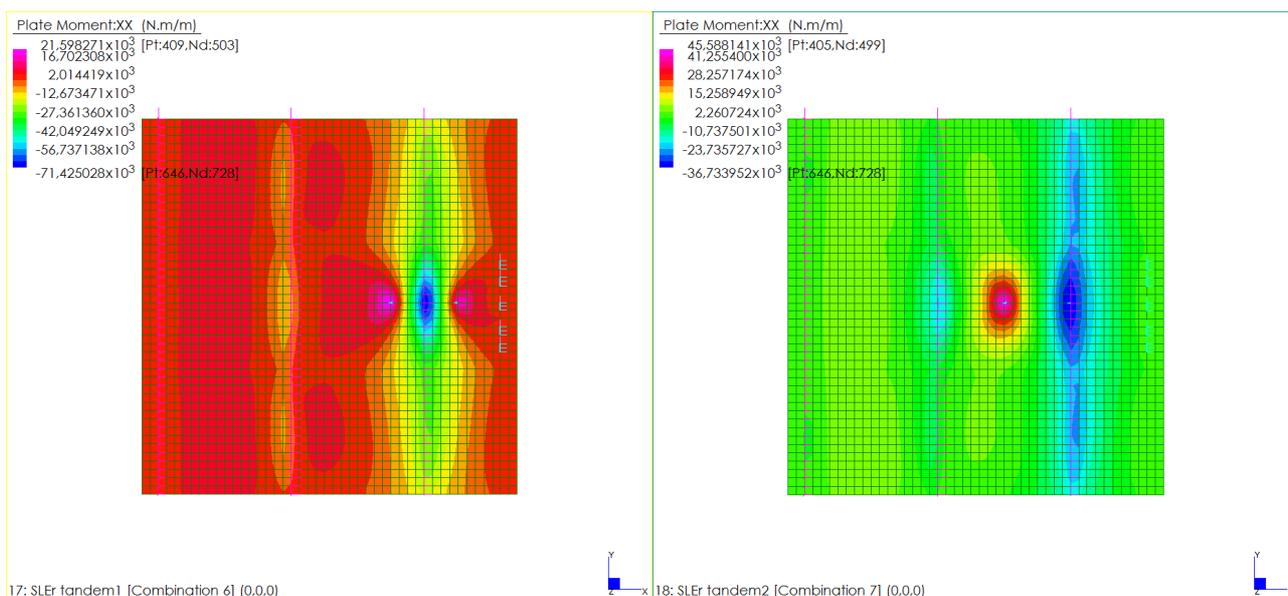


Figura 27 – Valore di massimo momento negativo e positivo per la combinazione allo SLE-rara

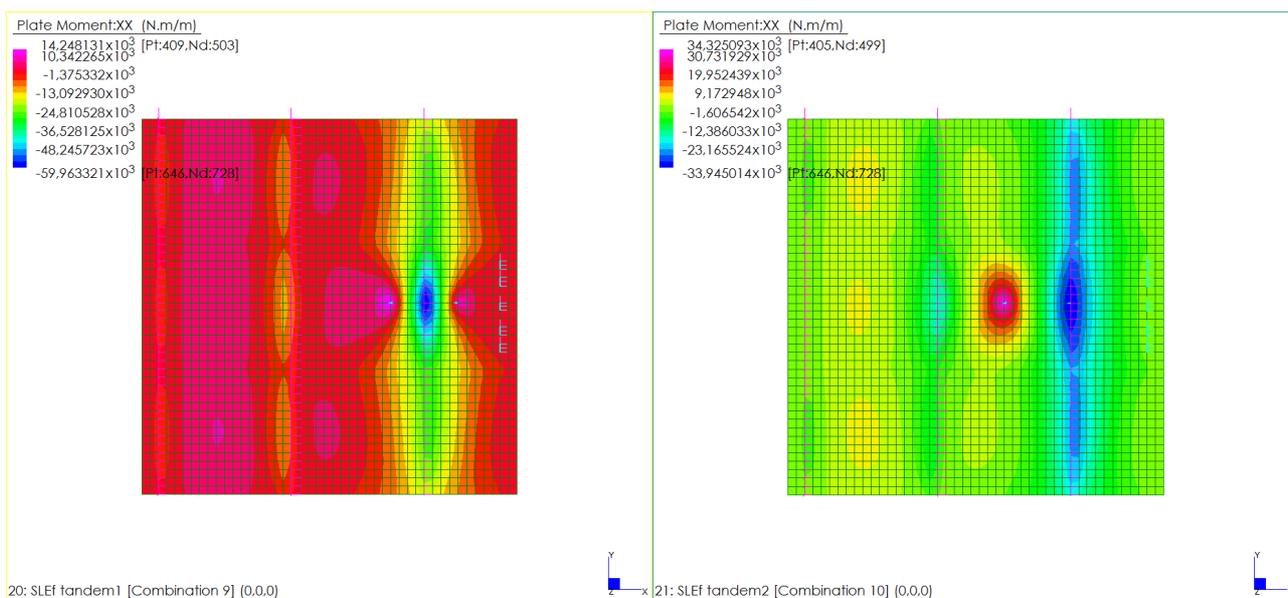


Figura 28 – Valore di massimo momento negativo e positivo per la combinazione allo SLE-frequente

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. In direzione trasversale si considera una sezione resistente di altezza 30cm e la compresenza al lembo inferiore delle armature contenute all'interno della lastra e le armature poggiate su di essa.

Sezione di calcolo: MRd Soletta H30 - Mxx

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \begin{matrix} 100 \\ \text{[cm]} \end{matrix}$$

$$h = \begin{matrix} 30 \\ \text{[cm]} \end{matrix}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \begin{matrix} 450 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix}$$

$$E_s = \begin{matrix} 210000 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix}$$

$$\gamma_s = \begin{matrix} 1,15 \end{matrix}$$

$$R_{ck} = \begin{matrix} 40 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix}$$

$$f_{ck} = \begin{matrix} 33,20 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix}$$

$$\alpha_{cc} = \begin{matrix} 0,85 \end{matrix}$$

$$\gamma_c = \begin{matrix} 1,50 \end{matrix}$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni per combinazione RARA

$$0,60 * f_{ck} = \begin{matrix} 19,92 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix} \quad \text{cls}$$

$$0,80 * f_{yk} = \begin{matrix} 360,00 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix} \quad \text{acciaio}$$

SL limitazione tensioni per combinazione QUASI PERMANENTE

$$0,45 * f_{ck} = \begin{matrix} 14,94 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix} \quad \text{cls}$$

$$0,80 * f_{yk} = \begin{matrix} 360,00 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix} \quad \text{acciaio}$$

SL 1^a fessurazione

$$f_{ctm} = \begin{matrix} 3,10 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix}$$

$$f_{ctm} / 1,20 = \begin{matrix} 2,58 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	20	3
2	5	12	24
3	5	16	27
4			
5			

strati di armatura	3
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

Tensioni Limite

	SLU [kNm / m]	Rare [kNm / m]	Quasi permanenti [kNm / m]	1 ^a Fessurazione [kNm / m]
M_R^-	-157,43	-136,04	-136,04	-49,74
M_R^+	148,07	124,36	124,36	49,26

Dal confronto visivo fra azioni resistenti e azioni sollecitanti si evince che l'armatura disposta nella sezione è in grado di resistere alle sollecitazioni di progetto. Per la combinazione allo SLE – cond FREQUENTE si procede al calcolo diretto dell'ampiezza delle fessure.

Calcolo ampiezza delle fessure

$$M_{Ed} = -599600 \text{ [daN/cm]}$$

$$w_d = 0,10 \text{ [mm]}$$

$$w_{d,LIM} = 0,20 \text{ [mm]}$$

$$s_{r,max} = 22,47 \text{ [cm]}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 4,56E-04$$

$$\rho_{p,eff} = 2,17E-02$$

$$c = 2 \text{ [cm]}$$

$$\sigma_s = 1586,8 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$A_s = 15,71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$k_1 = 0,800$$

$$k_t = 0,400$$

$$h_{c,eff} = 7,2 \text{ [cm]}$$

$$k_2 = 0,500$$

$$f_{ct,eff} = 31,0 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$k_3 = 3,400$$

$$\alpha_e = 6,12$$

$$d = 27,0 \text{ [cm]}$$

$$k_4 = 0,425$$

$$2,5 (h-d) = 7,5 \text{ [cm]}$$

$$\Phi = 2 \text{ [cm]}$$

$$E_s = 2060000 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$(h-x) / 3 = 7,2 \text{ [cm]}$$

$$E_{cm} = 336420 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$h / 2 = 15,0 \text{ [cm]}$$

Sezione **VERIFICATA** allo Stato Limite di Fessurazione $w_d \leq w_{d,LIM}$

8.8.2 Verifiche per momento positivo massimo e minimo – campate 1, 2, 3, 4, 5

Per lo studio del comportamento della soletta in direzione trasversale si adotta un modello semplificato che considera tre campi consecutivi di soletta. Sul modello sono applicati i pesi propri degli elementi strutturali, i carichi permanentemente portati dalla soletta e lo schema di carico 2 nelle posizioni che massimizzano il valore del momento flettente positivo e negativo.

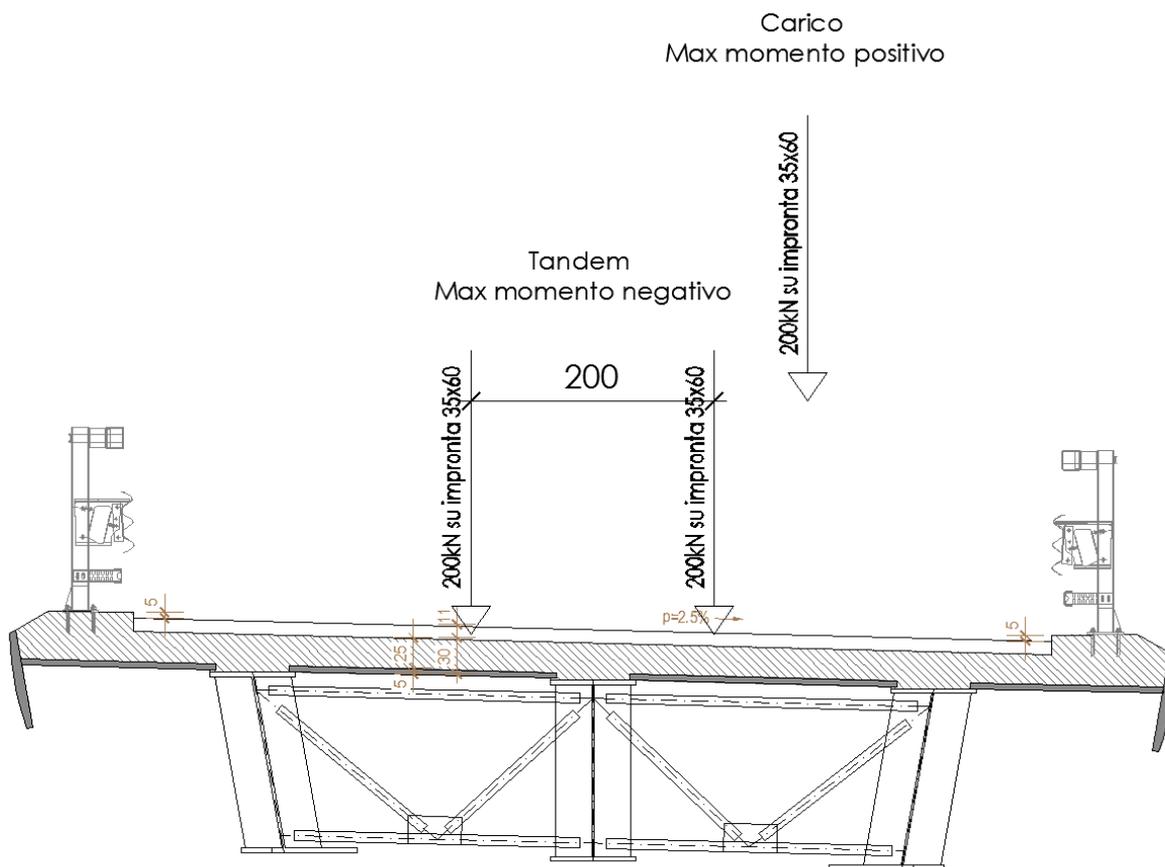


Figura 29 – Sezione trasversale dell’impalcato e posizione dei tandem di verifica

Si riportano le mappature di sollecitazione del momento flettente della soletta in direzione trasversale per lo Stato Limite Ultimo, per lo Stato Limite di Esercizio – condizione Rara e per lo Stato Limite di Esercizio – condizione FREQUENTE.

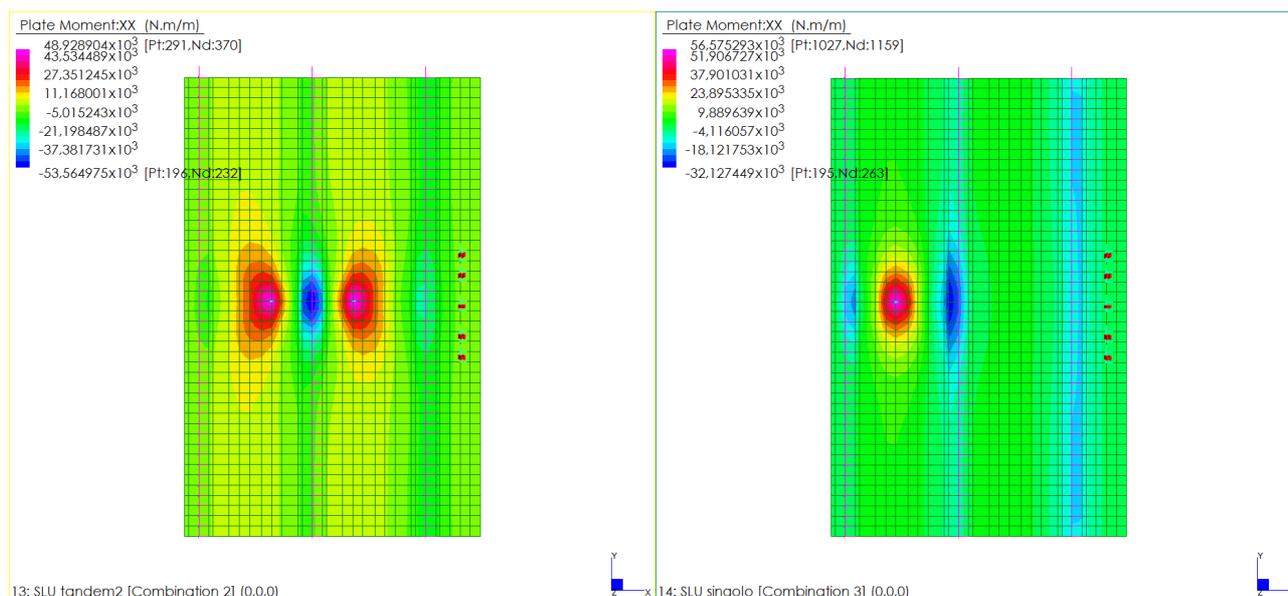


Figura 30 – Valore di massimo momento negativo e positivo per la combinazione allo SLU

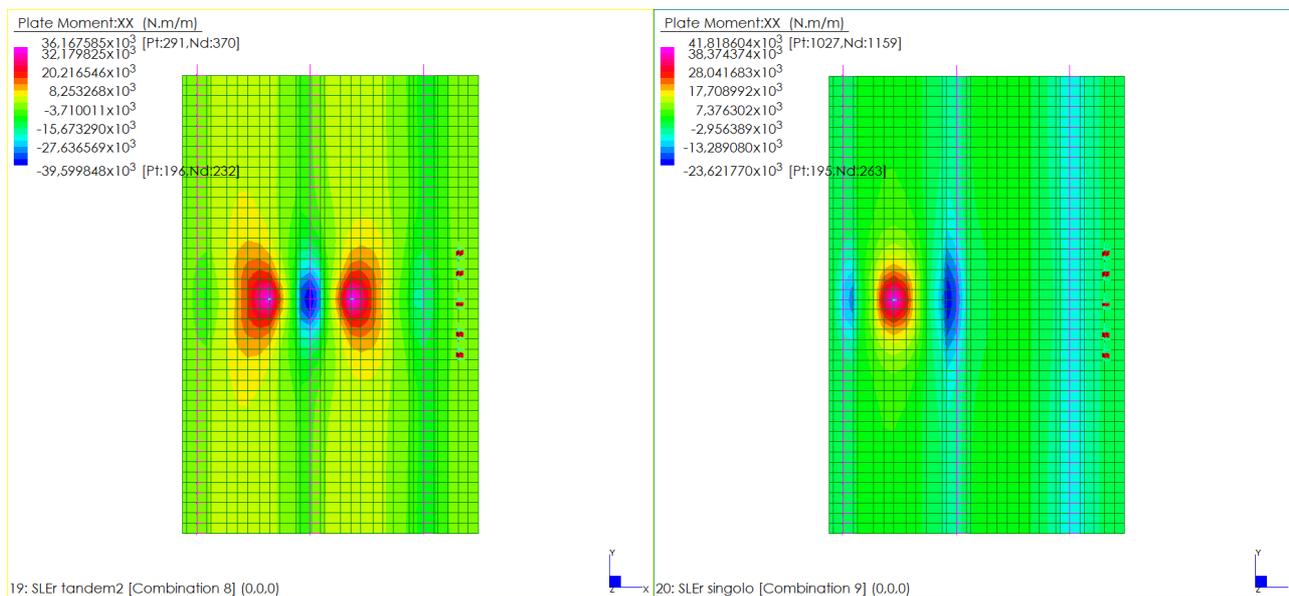


Figura 31 – Valore di massimo momento negativo e positivo per la combinazione allo SLE-rara

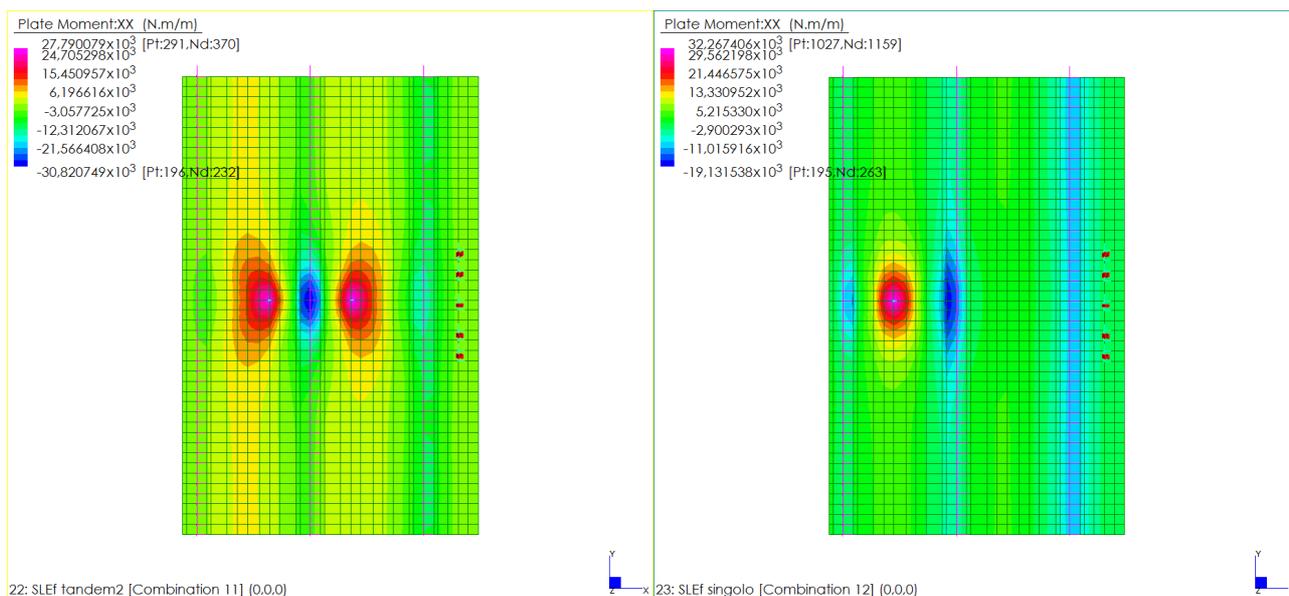


Figura 32 – Valore di massimo momento negativo e positivo per la combinazione allo SLE-frequente

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. In direzione trasversale si considera una sezione resistente di altezza 30cm e la compresenza al lembo inferiore delle armature contenute all'interno della lastra e le armature poggiate su di essa.

Sezione di calcolo: MRd Soletta H30 - Mxx

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \begin{matrix} 100 \\ \text{[cm]} \end{matrix}$$

$$h = \begin{matrix} 30 \\ \text{[cm]} \end{matrix}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \begin{matrix} 450 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix}$$

$$E_s = \begin{matrix} 210000 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix}$$

$$\gamma_s = \begin{matrix} 1,15 \end{matrix}$$

$$R_{ck} = \begin{matrix} 40 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix}$$

$$f_{ck} = \begin{matrix} 33,20 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix}$$

$$\alpha_{cc} = \begin{matrix} 0,85 \end{matrix}$$

$$\gamma_c = \begin{matrix} 1,50 \end{matrix}$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni per combinazione RARA

$$0,60 * f_{ck} = \begin{matrix} 19,92 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix} \quad \text{cls}$$

$$0,80 * f_{yk} = \begin{matrix} 360,00 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix} \quad \text{acciaio}$$

SL limitazione tensioni per combinazione QUASI PERMANENTE

$$0,45 * f_{ck} = \begin{matrix} 14,94 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix} \quad \text{cls}$$

$$0,80 * f_{yk} = \begin{matrix} 360,00 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix} \quad \text{acciaio}$$

SL 1^a fessurazione

$$f_{ctm} = \begin{matrix} 3,10 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix}$$

$$f_{ctm} / 1,20 = \begin{matrix} 2,58 \\ \text{[Mpa]} \end{matrix}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	16	3
2	5	12	24
3	5	14	27
4			
5			

strati di armatura	3
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	Tensioni Limite			
	SLU	Rare	Quasi permanenti	1 ^a Fessurazione
	[kNm / m]	[kNm / m]	[kNm / m]	[kNm / m]
M_R^-	-104,70	-88,50	-88,50	-46,20
M_R^+	125,76	104,26	104,26	46,83

Dal confronto visivo fra azioni resistenti e azioni sollecitanti si evince che l'armatura disposta nella sezione è in grado di resistere alle sollecitazioni di progetto.

8.9 Verifiche per urto trasversale

La collisione accidentale di un veicolo sugli elementi di sicurezza è tenuta in conto attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100kN. Essa è considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 1,00m sopra il livello del piano di marcia. Tale forza deve essere applicata su una linea lunga 0,50m.

L'urto, la cui area di impatto è rappresentata nelle immagini dal rettangolo, può avvenire tra due montanti o in corrispondenza di un montante. In entrambe le situazioni, la massima aliquota di sollecitazione trasferita dal montante alla soletta è comunque il 50%. L'interasse tra i montanti è stato ipotizzato pari ad 1,33m.

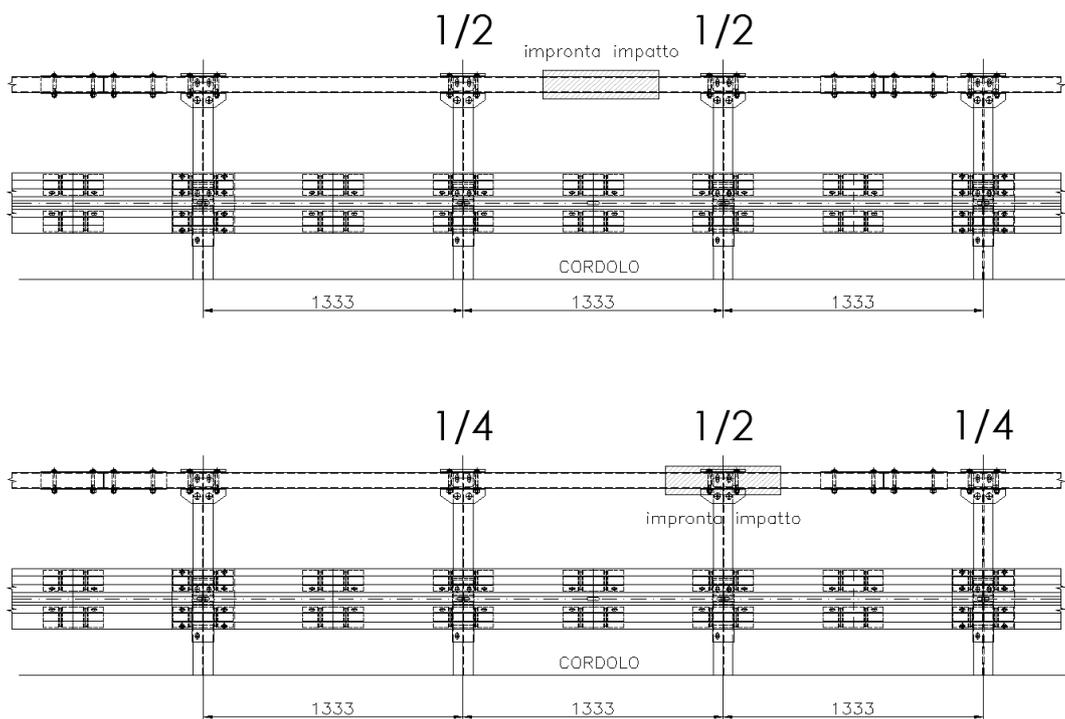


Figura 33 – Ripartizione della sollecitazione da impatto sui montanti del sicurvia

8.9.1 Verifiche per momento positivo massimo e minimo – campate 6 e 7

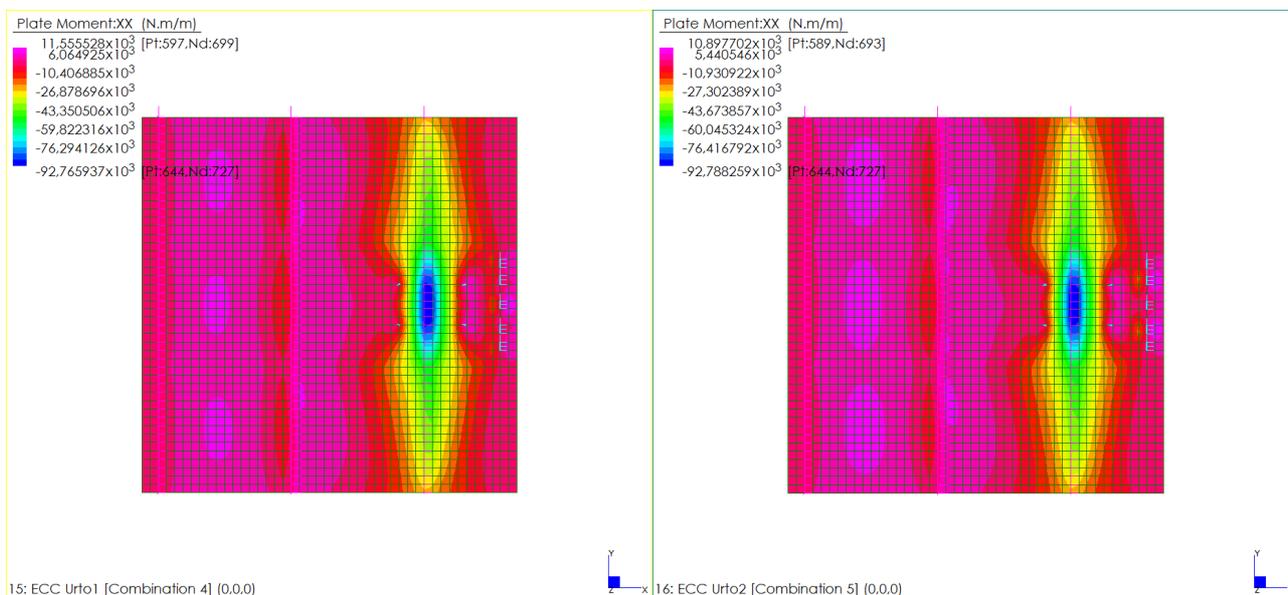


Figura 34 – Valore di massimo momento negativo e positivo per la combinazione ECCEZIONALE

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche

geometriche e meccaniche riportate in tabella. . In direzione trasversale si considera una sezione resistente di altezza 30cm e la compresenza al lembo inferiore delle armature contenute all'interno della lastra e le armature poggiate su di essa.

Sezione di calcolo: MRd Soletta H30 - Mxx

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 30 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,50$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	20	3
2	5	12	24
3	5	16	27
4			
5			

strati di armatura	3
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni per combinazione RARA

$$0,60 * f_{ck} = 19,92 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,80 * f_{yk} = 360,00 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL limitazione tensioni per combinazione QUASI PERMANENTE

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,80 * f_{yk} = 360,00 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctm} / 1,20 = 2,58 \text{ [Mpa]}$$

Momenti limite

Tensioni Limite

	SLU [kNm / m]	Rare [kNm / m]	Quasi permanenti [kNm / m]	1° Fessurazione [kNm / m]
M_R^-	-157,43	-136,04	-136,04	-49,74
M_R^+	148,07	124,36	124,36	49,26

Dal confronto visivo fra azioni resistenti e azioni sollecitanti si evince che l'armatura disposta nella sezione è in grado di resistere alle sollecitazioni di progetto.

8.9.2 Verifiche per momento positivo massimo e minimo – campate 1, 2, 3, 4, 5

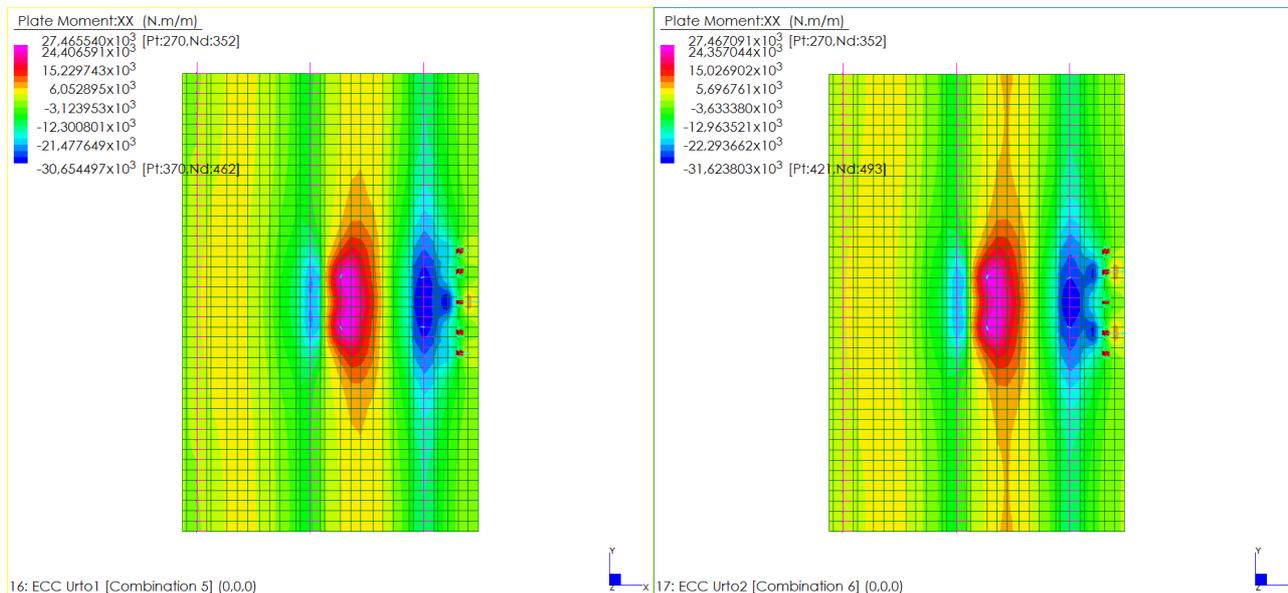


Figura 35 – Valore di massimo momento negativo e positivo per la combinazione ECCEZIONALE

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. . In direzione trasversale si considera una sezione resistente di altezza 30cm e la compresenza al lembo inferiore delle armature contenute all'interno della lastra e le armature poggiate su di essa.

Sezione di calcolo: MRd Soletta H30 - Mxx

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \boxed{100} \text{ [cm]}$$

$$h = \boxed{30} \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = \boxed{210000} \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = \boxed{1,15}$$

$$R_{ck} = \boxed{40} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = \boxed{33,20} \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = \boxed{0,85}$$

$$\gamma_c = \boxed{1,50}$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni per combinazione RARA

$$0,60 * f_{ck} = \boxed{19,92} \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,80 * f_{yk} = \boxed{360,00} \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL limitazione tensioni per combinazione QUASI PERMANENTE

$$0,45 * f_{ck} = \boxed{14,94} \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,80 * f_{yk} = \boxed{360,00} \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1^a fessurazione

$$f_{ctm} = \boxed{3,10} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctm} / 1,20 = \boxed{2,58} \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	20	3
2	5	12	24
3	5	16	27
4			
5			

strati di armatura	3
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	Tensioni Limite			
	SLU	Rare	Quasi permanenti	1 ^a Fessurazione
	[kNm / m]	[kNm / m]	[kNm / m]	[kNm / m]
M_R^-	-157,43	-136,04	-136,04	-49,74
M_R^+	148,07	124,36	124,36	49,26

Dal confronto visivo fra azioni resistenti e azioni sollecitanti si evince che l'armatura disposta nella sezione è in grado di resistere alle sollecitazioni di progetto.

8.10 Verifiche tralicci durante le fasi di getto

Si presentano le verifiche dell'impalcato durante le fasi di getto.

Durante le fasi di getto gli elementi resistenti sono solamente i tralicci metallici posti ad interasse di 400mm.

Si verificano le due configurazioni significative per la geometria adottata per l'impalcato: ovvero la condizione di lastra in semplice appoggio tra due travi consecutive e la condizione di lastra con sbalzo.

I carichi agenti in questa fase sono il peso proprio del calcestruzzo (per uno spessore complessivo di 30cm) e il peso delle maestranze durante le fasi di getto (valutato nel valore di 1kN/m²).

Si procede al calcolo delle sollecitazioni agenti sul singolo traliccio e al confronto con la resistenza ultima a flessione dell'elemento.

8.10.1 Verifiche piastre tralicciate per le campate 6 e 7

Ciascun traliccio è costituito da due barre inferiori $\phi 16$ e una barra superiore $\phi 20$. La distanza tra l'asse delle barre inferiori e l'asse delle barre superiori è 200mm.

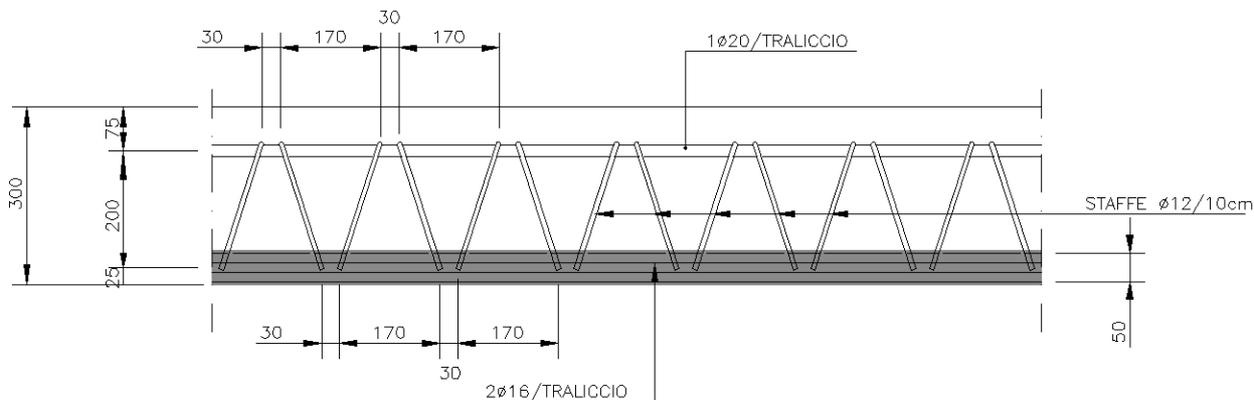


Figura 36 – Dettaglio dimensioni traliccio

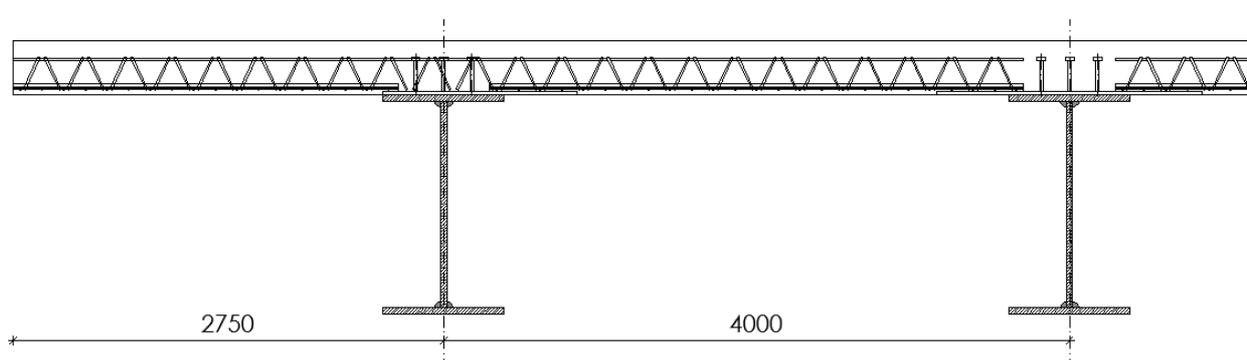


Figura 37 – Geometria piastre tralicciate in corrispondenza dello sbalzo laterale

Si determina la sollecitazione flettente agente sul singolo traliccio, ovvero dovuta ai carichi presenti su di una striscia di larghezza 40cm.

Calcolo momento massimo all'appoggio.

$$q_{SLU} = 0,40 [1,35 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,30\text{m} + 1,50 \times 1,00 \text{ kN/m}^2] = 4,65 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLU} = q_{SLU} \cdot L^2 / 2 = 4,65 \text{ kN/m} \times (2,75 \text{ m})^2 / 2 = 17,58 \text{ kNm}$$

$$V_{SLU} = q_{SLU} \cdot L = 4,65 \text{ kN/m} \times 2,75 \text{ m} = 12,79 \text{ kN}$$

Il momento resistente del traliccio costituito dall'armatura superiore e dalle due armature inferiori si determina considerando la condizione di snervamento dell'armatura superiore:

$$M_{Rd} = A_s \cdot h \cdot f_{yd} = 314 \text{ mm}^2 \times 200 \text{ mm} \times 391,31 \text{ MPa} = 24,57 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 24,57 \text{ kNm} \geq M_{SLU} = 17,58 \text{ kNm}$$

La verifica a flessione del traliccio può pertanto considerarsi **soddisfatta**.

Si esegue inoltre la verifica di stabilità del corrente compresso del traliccio.

$$M_{SLU} = -17,58 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = M_{SLU} / h = 17,58 \text{ kNm} / 0,20 \text{ m} = 87,90 \text{ kN}$$

Le barre inferiori sono due, pertanto la forza di compressione presente in ciascuna di esse assume valore pari a 43,95 kN

$$I = (\pi / 64) D^4 = (\pi / 64) \times 16^4 = 3216 \text{ mm}^4$$

$$I_0 = I = 170 \text{ mm}$$

$$P_{cr} = \pi E I / I_0^2 = \pi \times 210000 \text{ MPa} \times 3216 \text{ mm}^4 / (170 \text{ mm})^2 = 73,41 \text{ kN} \geq N_{SLU} = 43,95 \text{ kN}$$

La verifica di stabilità del corrente compresso per i carichi di progetto può pertanto considerarsi **soddisfatta**.

Si esegue la verifica a taglio per le barre diagonali che formano il traliccio.

L'inclinazione è di 23° e quindi la sollecitazione sulla singola staffa risulta:

$$N_{sd} = V_{SLU} / (2 \cos 23^\circ) = 6,95 \text{ kN}$$

$$I = (\pi / 64) D^4 = (\pi / 64) \times 12^4 = 1017 \text{ mm}^4$$

$$I_0 = I = 217 \text{ mm}$$

$$P_{cr} = \pi E I / I_0^2 = \pi \times 210000 \text{ MPa} \times 1017 \text{ mm}^4 / (217 \text{ mm})^2 = 14,24 \text{ kN} \geq N_{SLU} = 6,95 \text{ kN}$$

La verifica di stabilità del corrente compresso per i carichi di progetto può pertanto considerarsi **soddisfatta**.

Calcolo momento massimo in campata.

$$q_{SLU} = 0,40 [1,35 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,30 \text{ m} + 1,50 \times 1,00 \text{ kN/m}^2] = 4,65 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLU} = q_{SLU} \cdot L^2 / 8 = 4,65 \text{ kN/m} \times (4,00 \text{ m})^2 / 8 = 9,30 \text{ kNm}$$

$$V_{SLU} = q_{SLU} \cdot L / 2 = 4,65 \text{ kN/m} \times 4,00 \text{ m} / 2 = 9,30 \text{ kN}$$

Il momento resistente del traliccio costituito dall'armatura superiore e dalle due armature inferiori si determina considerando la condizione di snervamento dell'armatura superiore:

$$M_{Rd} = A_s \cdot h \cdot f_{yd} = 314 \text{ mm}^2 \times 200 \text{ mm} \times 391,31 \text{ MPa} = 24,57 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 24,57 \text{ kNm} \geq M_{SLU} = 9,30 \text{ kNm}$$

La verifica a flessione del traliccio può pertanto considerarsi **soddisfatta**.

Si esegue inoltre la verifica di stabilità del corrente compresso del traliccio.

$$M_{SLU} = 9,30 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = M_{SLU} / h = 9,30 \text{ kNm} / 0,20\text{m} = 46,50 \text{ kN}$$

$$I = (\pi / 64) D^4 = (\pi / 64) \times 20^4 = 7853 \text{ mm}^4$$

$$l_0 = l = 170 \text{ mm}$$

$$P_{cr} = \pi E I / l_0^2 = \pi \times 210000 \text{ MPa} \times 7853 \text{ mm}^4 / (170 \text{ mm})^2 = 179,27 \text{ kN} \geq N_{SLU} = 46,50 \text{ kN}$$

La verifica di stabilità del corrente compresso per i carichi di progetto può pertanto considerarsi **soddisfatta**.

Si esegue la verifica a taglio per le barre diagonali che formano il traliccio.

L'inclinazione è di 23° e quindi la sollecitazione sulla singola staffa risulta:

$$N_{sd} = V_{SLU} / (2 \cos 23^\circ) = 5,05 \text{ kN}$$

$$I = (\pi / 64) D^4 = (\pi / 64) \times 12^4 = 1017 \text{ mm}^4$$

$$l_0 = l = 217 \text{ mm}$$

$$P_{cr} = \pi E I / l_0^2 = \pi \times 210000 \text{ MPa} \times 1017 \text{ mm}^4 / (217 \text{ mm})^2 = 14,24 \text{ kN} \geq N_{SLU} = 5,05 \text{ kN}$$

La verifica di stabilità del corrente compresso per i carichi di progetto può pertanto considerarsi **soddisfatta**.

8.10.2 Verifiche piastre tralicciate per le campate 1, 2, 3, 4, 5

Ciascun traliccio è costituito da due barre inferiori $\phi 14$ e una barra superiore $\phi 16$. La distanza tra l'asse delle barre inferiori e l'asse delle barre superiori è 200mm.

CAMPATE 1, 2, 3, 4, 5
MISURE IN MILLIMETRI

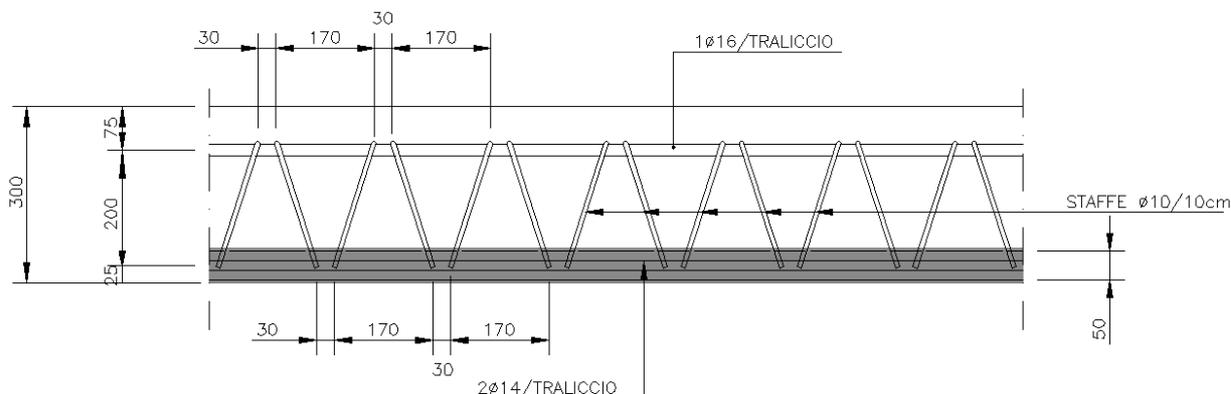


Figura 38 – Dettaglio dimensioni traliccio

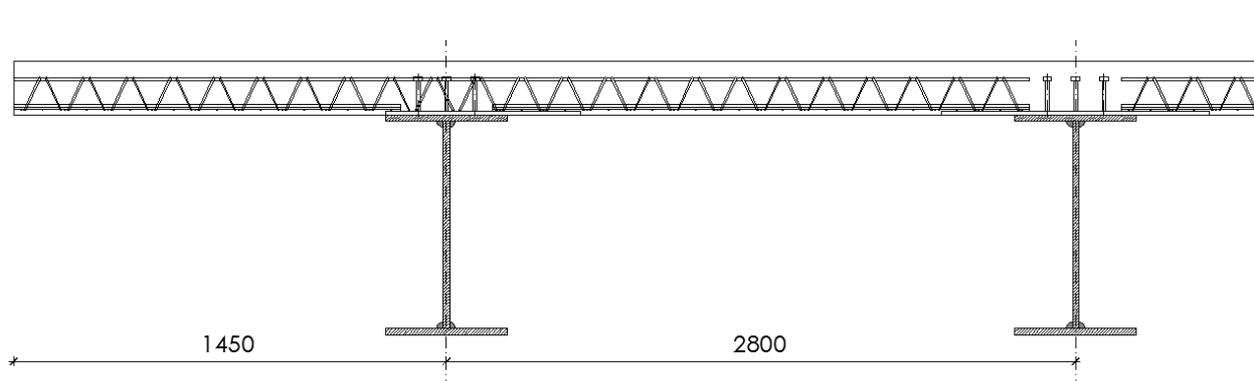


Figura 39 – Geometria piastre tralicciate in corrispondenza dello sbalzo laterale

Si determina la sollecitazione flettente agente sul singolo traliccio, ovvero dovuta ai carichi presenti su di una striscia di larghezza 40cm.

Calcolo momento massimo all'appoggio.

$$q_{SLU} = 0,40 [1,35 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,30\text{m} + 1,50 \times 1,00 \text{ kN/m}^2] = 4,65 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLU} = q_{SLU} \cdot L^2 / 2 = 4,65 \text{ kN/m} \times (1,45 \text{ m})^2 / 2 = -4,88 \text{ kNm}$$

$$V_{SLU} = q_{SLU} \cdot L = 4,65 \text{ kN/m} \times 1,45 \text{ m} = 6,74 \text{ kN}$$

Il momento resistente del traliccio costituito dall'armatura superiore e dalle due armature inferiori si determina considerando la condizione di snervamento dell'armatura superiore:

$$M_{Rd} = A_s \cdot h \cdot f_{yd} = 201 \text{ mm}^2 \times 200\text{mm} \times 391,31\text{MPa} = 15,73\text{kNm}$$

$$M_{Rd} = 15,73 \text{ kNm} \geq M_{SLU} = 4,88 \text{ kNm}$$

La verifica a flessione del traliccio può pertanto considerarsi **soddisfatta**.

Si esegue inoltre la verifica di stabilità del corrente compresso del traliccio.

$$M_{SLU} = -4,88 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = M_{SLU} / h = 4,88 \text{ kNm} / 0,20\text{m} = 24,40 \text{ kN}$$

Le barre inferiori sono due, pertanto la forza di compressione presente in ciascuna di esse assume valore pari a 12,20kN

$$I = (\pi / 64) D^4 = (\pi / 64) \times 14^4 = 1885 \text{ mm}^4$$

$$l_0 = l = 170 \text{ mm}$$

$$P_{cr} = \pi E I / l_0^2 = \pi \times 210000 \text{ MPa} \times 1885 \text{ mm}^4 / (170 \text{ mm})^2 = 43,03 \text{ kN} \geq N_{SLU} = 12,20 \text{ kN}$$

La verifica di stabilità del corrente compresso per i carichi di progetto può pertanto considerarsi **soddisfatta**.

Si esegue la verifica a taglio per le barre diagonali che formano il traliccio.

L'inclinazione è di 23° e quindi la sollecitazione sulla singola staffa risulta:

$$N_{sd} = V_{SLU} / (2 \cos 23^\circ) = 3,66 \text{ kN}$$

$$I = (\pi / 64) D^4 = (\pi / 64) \times 10^4 = 491 \text{ mm}^4$$

$$l_0 = l = 217 \text{ mm}$$

$$P_{cr} = \pi E I / l_0^2 = \pi \times 210000 \text{ MPa} \times 491 \text{ mm}^4 / (217 \text{ mm})^2 = 6,87 \text{ kN} \geq N_{SLU} = 3,66 \text{ kN}$$

La verifica di stabilità del corrente compresso per i carichi di progetto può pertanto considerarsi **soddisfatta**.

Calcolo momento massimo in campata.

$$q_{SLU} = 0,40 [1,35 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,30\text{m} + 1,50 \times 1,00 \text{ kN/m}^2] = 4,65 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLU} = q_{SLU} \cdot L^2 / 8 = 4,65 \text{ kN/m} \times (2,80 \text{ m})^2 / 8 = 4,56 \text{ kNm}$$

$$V_{SLU} = q_{SLU} \cdot L / 2 = 4,65 \text{ kN/m} \times 2,80 \text{ m} / 2 = 6,51 \text{ kN}$$

Il momento resistente del traliccio costituito dall'armatura superiore e dalle due armature inferiori si determina considerando la condizione di snervamento dell'armatura superiore:

$$M_{Rd} = A_s \cdot h \cdot f_{yd} = 201 \text{ mm}^2 \times 200\text{mm} \times 391,31\text{MPa} = 15,73 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 15,73 \text{ kNm} \geq M_{SLU} = 4,56 \text{ kNm}$$

La verifica a flessione del traliccio può pertanto considerarsi **soddisfatta**.

Si esegue inoltre la verifica di stabilità del corrente compresso del traliccio.

$$M_{SLU} = 4,56 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = M_{SLU} / h = 4,56 \text{ kNm} / 0,20\text{m} = 22,80 \text{ kN}$$

$$I = (\pi / 64) D^4 = (\pi / 64) \times 16^4 = 3217 \text{ mm}^4$$

$$l_0 = l = 170 \text{ mm}$$

$$P_{cr} = \pi E I / l_0^2 = \pi \times 210000 \text{ MPa} \times 3217 \text{ mm}^4 / (170 \text{ mm})^2 = 73,40 \text{ kN} \geq N_{SLU} = 22,80 \text{ kN}$$

La verifica di stabilità del corrente compresso per i carichi di progetto può pertanto considerarsi **soddisfatta**.

Si esegue la verifica a taglio per le barre diagonali che formano il traliccio.

L'inclinazione è di 23° e quindi la sollecitazione sulla singola staffa risulta:

$$N_{sd} = V_{SLU} / (2 \cos 23^\circ) = 3,54 \text{ kN}$$

$$I = (\pi / 64) D^4 = (\pi / 64) \times 10^4 = 491 \text{ mm}^4$$

$$l_0 = l = 217 \text{ mm}$$

$$P_{cr} = \pi E I / l_0^2 = \pi \times 210000 \text{ MPa} \times 491 \text{ mm}^4 / (217 \text{ mm})^2 = 6,87 \text{ kN} \geq N_{SLU} = 3,54 \text{ kN}$$

La verifica di stabilità del corrente compresso per i carichi di progetto può pertanto considerarsi **soddisfatta**.

8.11 Spostamento dispositivi di appoggio e giunti di dilatazione

Gli spostamenti nominali sono computati considerando il contributo delle deformazioni termiche e da ritiro. Si precisa come le deformazioni termiche uniformi $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$ siano state amplificate del 50% in osservanza di quanto prescritto nelle NTC08 alla sezione 5.2.2.5.2. Gli spostamenti sono valutati in corrispondenza degli appoggi della trave centrale dell'impalcato.

Trave Centrale global	Ritiro (+) Termica $\Delta T+$ d [mm]	Ritiro (+) Termica $\Delta T-$ d [mm]
Pila P1	5,56	8,06
Pila P2	10,97	18,34
Pila P3	15,73	28,66
Pila P4	20,72	38,92
Pila P5	25,87	49,34
Pila P6	31,17	59,90
Spalla SP2	35,89	71,43

Figura 40 – Spostamenti dispositivi di appoggio

9 SOLETTA FLOTTANTE

La soletta flottante ha uno sviluppo longitudinale di 5 m e si modella per mezzo di elementi beam di sezione 25x100 cm² in calcestruzzo C32/40.

L'appoggio sul paraghiaia si implementa come vincolo a terra fisso, mentre l'interazione con il terreno si simula per mezzo di molle alla Winkler lineari di rigidezza $K = 10000 \text{ kN/m}^3$.

Si considerano i carichi:

- **G1 peso proprio:** $q_{G1} = 25 \cdot 0.25 = 6.25 \text{ kN/m}$;
- **G2 pavimentazione:** $q_{pav} = 2.20 \text{ kN/m}$;
- **G2 terreno:** $q_{terr} = 2.00 \div 15.20 \text{ kN/m}$;
- **Q traffico:** $q_{traff} = 60.00 \text{ kN/m}$.

Di seguito si riportano le verifiche nella sezione maggiormente sollecitata.

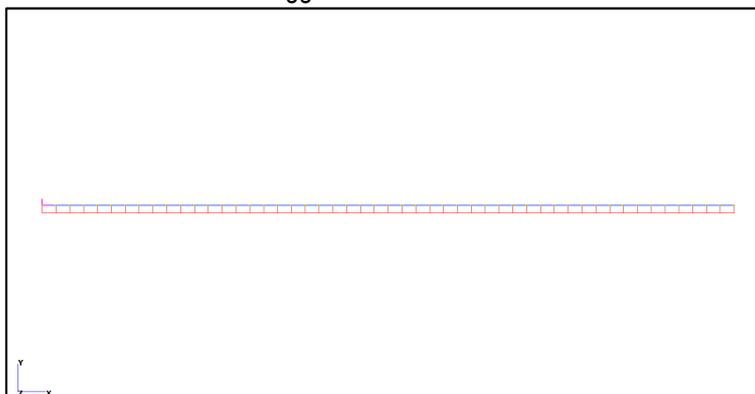


Figura 41 – Soletta flottante: modello FEM

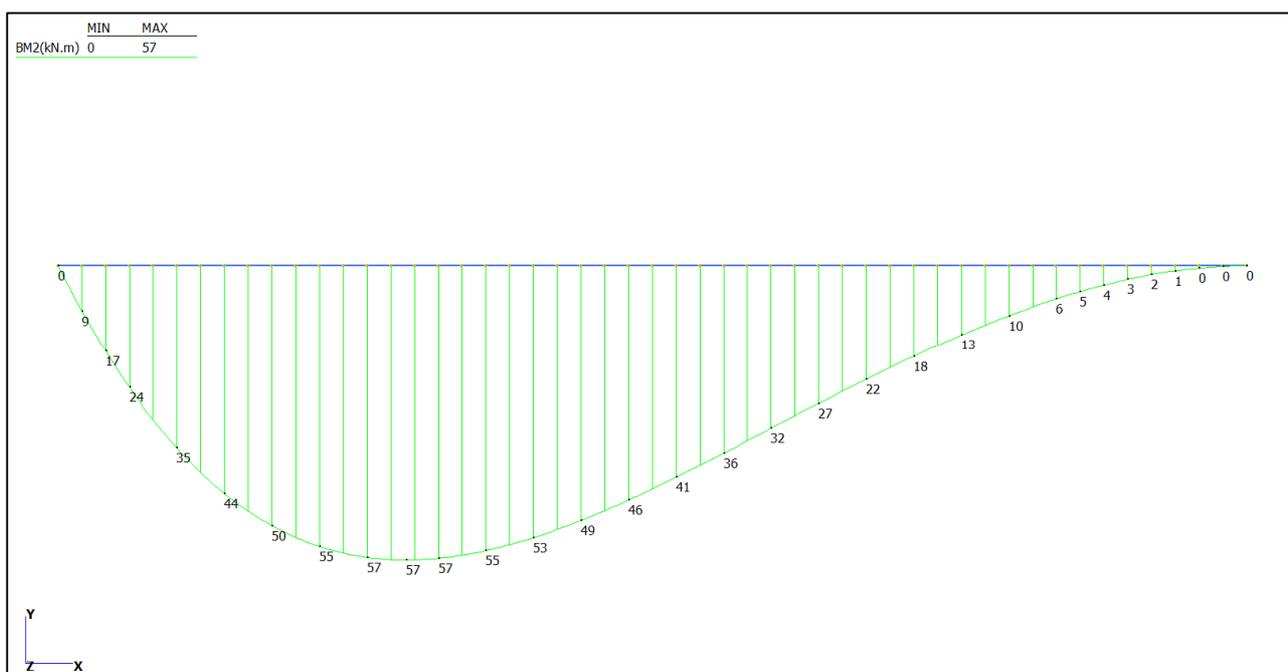


Figura 42 – SLU: momento flettente

Soletta flottante

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit
SLE Quasi Permanente	0.0	6.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	1.04	14.400
SLE Frequente	0.0	33.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	7.47	19.200
SLE Rara	0.0	43.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	245.38	360.000
SLU	0.0	57.0	93.0				
SLV	0.0	0.0	0.0				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)		V _{sd} [kN]	93.0
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	25	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio		N _{sd} [kN]	0.0
Altezza utile della sezione		d [cm]	20				
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	2500	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	119.95
Numero Barre	n	5	0	0	Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	1.29
Diametro	φ [mm]	16	0	0	Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5.3	0.0	0.0	CoTan (θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Area strato	As [cm ²]	10.05	0.00	0.00	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	-
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.510%			Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	-
Armatura longitudinale compressa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	-
Numero Barre	n	5	0	0	Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	-
Diametro	φ [mm]	16	0	0			
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5.3	0.0	0.0			
Area strato	As' [cm ²]	10.05	0.00	0.00			
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.510%					
Armatura trasversale				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Sollecitazioni di progetto		SLU
Diametro	φ [mm]	0	0	0	Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	57.0
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0	Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0.0
Passo	s _w [cm]	40	0	0			
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	Verifica di resistenza in termini di momento		SLU
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	0.00	0.00	0.00	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	78.3
					Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	1.37
							#DIV/0!
					Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU
					Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-
					Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI				Domino di resistenza M-N			
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	40				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]		32.00				
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]		40.00				
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]		3.02				
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]		2.12				
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]		18.13				
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} [Mpa]		9.49				
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]		391.30				