



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 BARACCA MANNA

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 1	C V 0 2	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	7
2.1	Normative di riferimento, raccomandazioni e linee guida	7
2.1.1	Documenti di carattere generale	7
2.1.2	Analisi sismica delle strutture	7
2.1.3	Apparecchi d'appoggio	7
2.1.4	Strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo	7
2.1.5	Normative sui materiali	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	8
3.1	Calcestruzzo soletta impalcato	8
3.2	Acciaio per armature strutture in c.a.	8
3.3	Acciaio da carpenteria	8
4	DURABILITÀ DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO.....	10
4.1	Soletta impalcato	10
5	CARICHI DI PROGETTO E AZIONI DI CALCOLO	10
5.1	Carichi permanenti strutturali	10
5.2	Carichi permanenti portati	10
5.3	Carichi variabili da traffico veicolare	10
5.3.1	Carichi verticali	11
5.3.2	Frenatura e avviamento	11
5.3.3	Forza centrifuga	11
5.3.4	Azioni sui parapetti	11
5.3.5	Modello di carico per la fatica	12
5.4	Ritiro	12
5.5	Dilatazione termica	12
5.6	Vento	12
5.7	Azione Sismica	13

5.7.1	Classificazione dell'opera ai fini della valutazione dell'azione sismica.....	13
5.7.2	Parametri sismici di riferimento	13
5.8	Combinazione dei carichi.....	13
6	METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA.....	15
7	ANALISI STRUTTURALE IMPALCATO.....	16
7.1	Analisi per fasi	16
7.2	Modellazione FEM.....	16
7.2.1	Descrizione del modello	16
7.2.2	Caratteristiche inerziali delle travi principali.....	18
7.3	Risultati dell'analisi	24
7.3.1	Momento Flettente impalcato SLU: Fasi 1,2,3	24
7.3.2	Taglio impalcato SLU: Fasi 1,2,3	25
8	VERIFICHE IMPALCATO METALLICO	26
8.1	Travi principali a sezione mista acciaio-calcestruzzo	26
8.2	Verifiche a fessurazione	28
8.3	Verifiche ad instabilità dei pannelli d'anima	29
8.4	Verifiche a fatica	30
8.5	Verifiche dei connettori di collegamento allo SLU.....	32
8.6	Deformabilità e contromonta.....	34
8.7	Traversi reticolari	36
9	VERIFICA DELLA SOLETTA.....	39
9.1	Verifica in fase di getto	39
9.2	Verifica in fase di esercizio	40
10	SOLETTA FLOTTANTE.....	46
11	APPARECCHI DI APPOGGIO, GIUNTI DI DILATAZIONE, SHOCK TRANSMITTER.....	48
12	ALLEGATO DI CALCOLO: VERIFICA DEGLI ELEMENTI IN ACCIAIO	53
12.1	Concio C1.....	53
12.2	Concio C2.....	57
12.3	Concio C3.....	60
12.4	Concio C4.....	64
12.5	Concio C5.....	68



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 “**Baracca Manna su Pezzu Mannu**”, un’opera che verrà realizzata nell’ambito del Lotto 1, tra le alla progressiva 3+880 per l’adeguamento dello svincolo tra l’asse principale della SS 554 e la direttrice costituita Via Is Corrias e dalla strada vicinale “Su Pezzu Mannu”, all’interno del Comune di Cagliari.



Figura 1 – Vista dell’area oggetto dell’intervento

1.2 Oggetto specifico del documento: impalcato

L’impalcato del “Cavalcavia svincolo Baracca Manna” 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 quattro 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.

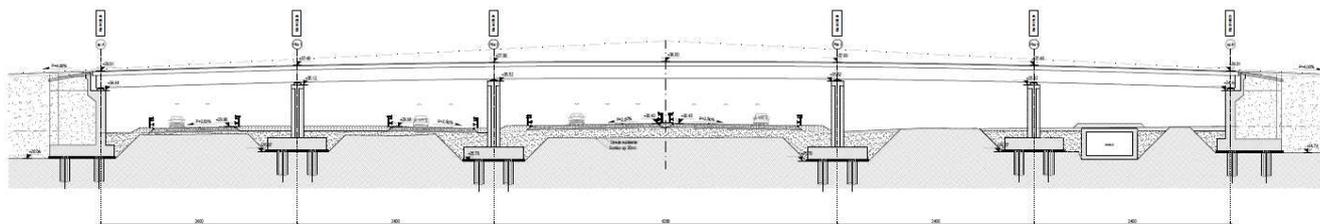


Figura 2 – Profilo longitudinale del cavalcavia

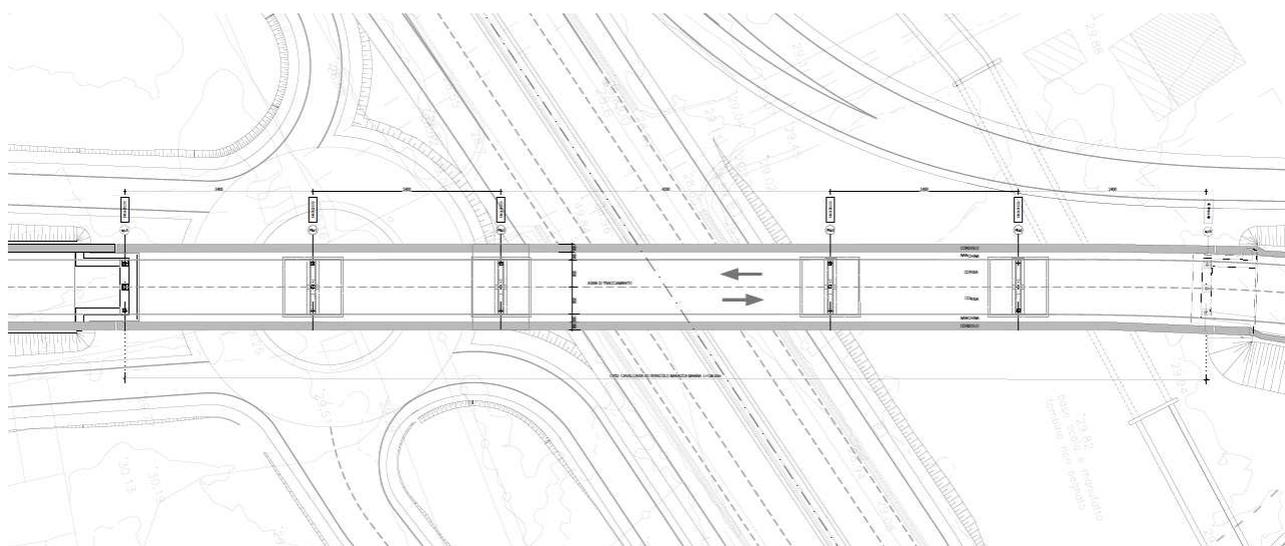


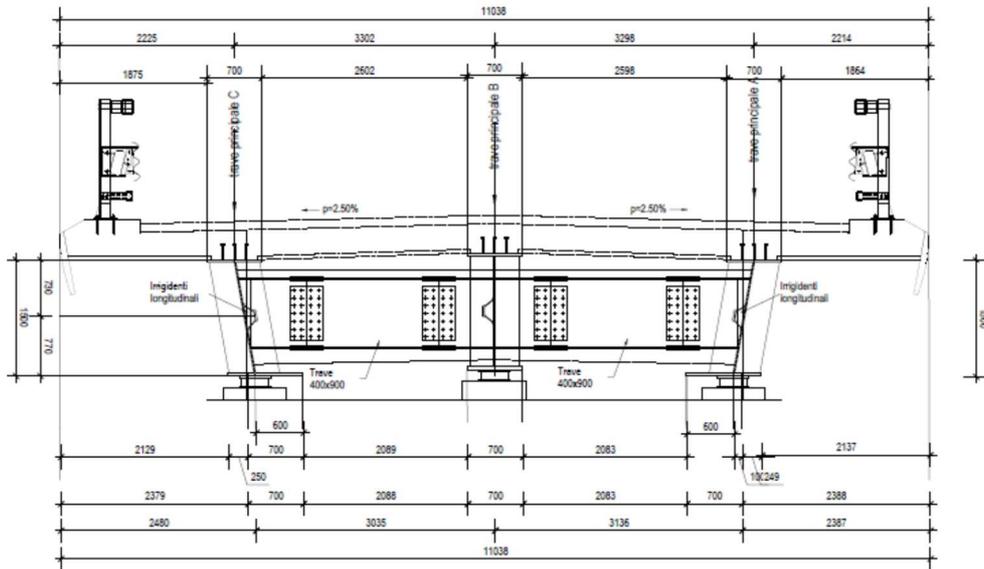
Figura 3 – Planimetria di progetto del cavalcavia

L'impalcato del ponte presenta andamento pressoché rettilineo con una piccola curvatura nella zona terminale, costituito da 5 campate per una lunghezza complessiva di circa 138.0m suddivisa in campate di lunghezza 24.0+24.0+42.0+24.0+24.0. La sezione trasversale di larghezza 11.04m circa è composta da un unico impalcato con sezione stradale di larghezza pari a 9.0m.

La struttura portante dell'impalcato è costituita da 3 travi in acciaio di altezza pari a 1.50m con soletta collaborante di spessore 3+35cm.

Le spalle sono costituite da una struttura unica in calcestruzzo armato di lunghezza pari a circa 7.30m e altezza 9.07m e con ali laterali dotate di soletta, che riprende la forma delle pile, allo scopo di riportare la larghezza della spalla alla larghezza dell'impalcato. La fondazione è realizzata tramite una platea di spessore 1.5m e dimensioni in pianta pari a 7.80x7.30m appoggiata su 4 pali di diametro 1,2m disposti ad interasse di 4.20x4.70m. Il fusto presenta uno spessore di 1.20m e le ali hanno spessore linearmente variabile a partire da 1.10m alla base fino a 0.5m in sommità.

SEZIONE TRAVERSO "T1,T7,T13,T19,T25" scale 1:50



SEZIONE TRAVERSO "T2,T3,T4,T5,T6,T8,T9,T10,T11,T12, T14,T15,T16,T17,T18,T20,T21,T22,T23 e T24" scale 1:50

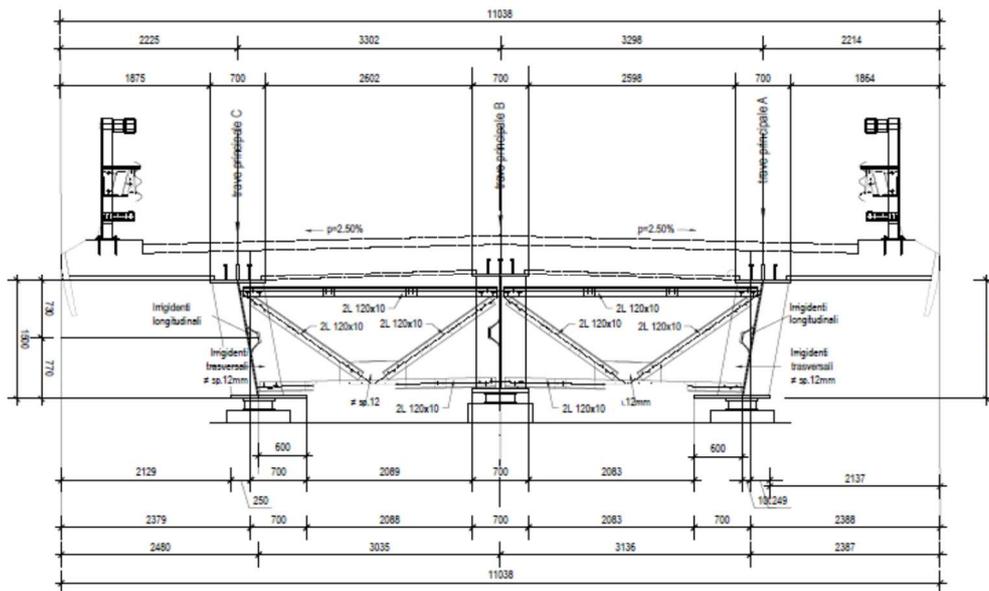


Figura 4 – Sezioni dell'impalcato

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 e composte acciaio-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 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

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: | $E_{cm} = 33643 \text{ MPa}$ |
| • Coefficiente di dilatazione termica: | $\alpha = 1.2 \text{ E } -05 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ |

Gli effetti della viscosità sono stati tenuti in conto riducendo il modulo elastico del calcestruzzo. In funzione dei parametri (U.R.= 75%; $t_0 > 60$ gg; $h_0 > 600$ 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 | $E_{cm} = 33643 \text{ MPa}$ | $n_{ST} = E_a / E_{cm} = 6.24$ |
| • Coeff. Di Omogeneizzazione a lungo termine | $E_{c\infty} = 33643 / (1 + 1,60) = 12940 \text{ MPa}$ | $n_{LT} = E_a / E_{c\infty} = 16.23$ |

3.2 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: | $E_a = 210000 \text{ MPa}$ |

3.3 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: $f_{tk} > 450$ MPa
- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 350$ MPa

Con riferimento determinazione della classe di esecuzione si assume:

- Classe di conseguenza CC2;
- Categoria di servizio SC2;
- Categoria di produzione CP2.

Utilizzando la tabella B.3 della norma EN 1090-2:2012 si determina la classe di esecuzione EXC3.

prospetto B.3 **Matrice raccomandata per la determinazione delle classi di esecuzione**

Classi di importanza		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 ^{a)}	EXC3 ^{a)}
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 ^{a)}	EXC4

a) EXC4 dovrebbe essere applicato a strutture speciali o strutture con conseguenze estreme di cedimento strutturale, come richiesto dalle disposizioni nazionali.

Tabella 1 – Classi di esecuzione

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

Si considera una classe di esposizione **XC4+XD1**:

- **XC4**: ciclicamente bagnato ed asciutto, superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2;
- **XD1**: umidità moderata, superfici di calcestruzzo esposte a nebbia salina.

Tale classe di esposizione, secondo le prescrizioni normative, ricade nella condizione ambientale aggressiva. Ne consegue che, in ragione della vita nominale della struttura assunta pari a 100 anni, si dovrà garantire un copriferro netto pari a 45 mm 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: $w_k \leq w_1 = 0.3 \text{ mm}$.

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/m^3 mentre per il calcestruzzo armato si è assunto un valore pari a 2500 kg/m^3 .

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:

- $G_{\text{Ringrosso,est}} = 5.00 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Guard-rail}} = 1.50 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Sottoservizi}} = 2.00 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{massetto}} = 0.08\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2 \text{ kN/m}^2$
- $G_{\text{Pavimentazione}} = 0.11\text{m} \times 20\text{kN/m}^3 = 2.20 \text{ kN/m}^2$

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 **3 corsie convenzionali** di larghezza $w_1 = 3.00$ m. 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.

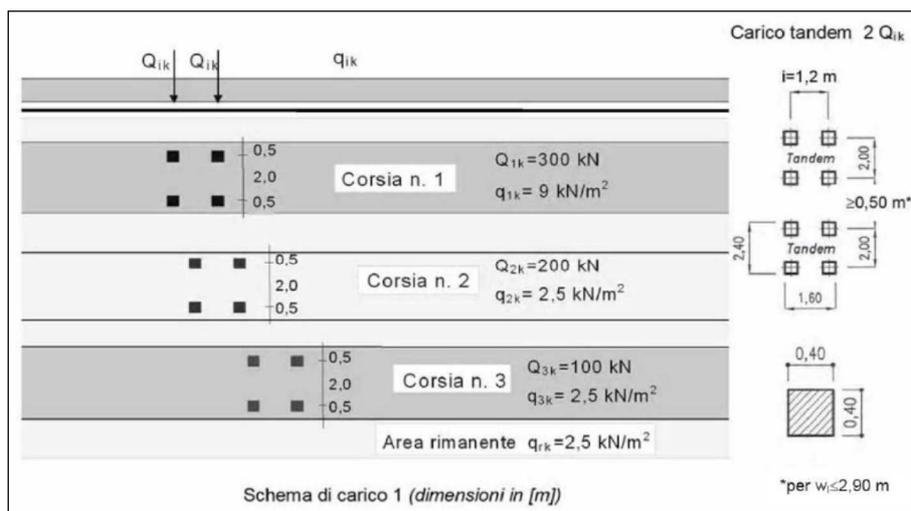


Figura 5 – Schema di carico 1 (D.M. 2008): definizione del convoglio di calcolo per ponti stradali di prima categoria

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:

$$q_3 = 0.6 (2 Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L = 0.6 (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 138 = 732,6 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN} \rightarrow 732,6 \text{ kN}$$

La medesima si considera applicata all'estradosso della pavimentazione.

5.3.3 Forza centrifuga

L'impalcato non presenta raggi di curvatura tali da dover considerare gli effetti della forza centrifuga. Per questo motivo tale azione non viene considerata ai fini del dimensionamento statico.

5.3.4 Azioni sui parapetti

Si tiene conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa deve essere considerata agente trasversalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. La forza in oggetto si applica su una linea lunga 0.5m.

5.3.5 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.

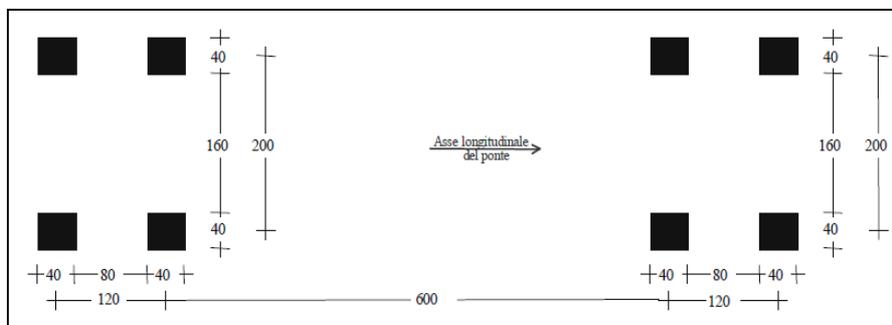


Figura 6 – Modello di carico LM3

5.4 Ritiro

Il 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 $\epsilon_{cd,\infty}$, la quale risulta pari a $-273 \cdot 10^{-6}$. Tale è assimilabile ad un delta termico equivalente

$$\Delta T_{rit} = \epsilon_{cd,\infty} / \alpha = -273 \cdot 10^{-6} / 1.2 \cdot 10^{-5} = -22.75 \text{ } ^\circ\text{C}$$

da associarsi al modulo elastico a lungo termine $E_{c,\infty} = E_{cm} / (1 + \phi) = 12940 \text{ MPa}$

Lo sforzo normale di progetto riferito a ciascuna trave, generato a livello della soletta e considerato applicato al baricentro della stessa vale:

$$N_r = E_{c,\infty} A_c \epsilon_{cd,\infty} / n_{travi} = 4545 \text{ kN con } A_c = 3.86 \text{ m}^2$$

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:** $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$. Con la medesima (amplificata del 50%) sono stati computati gli spostamenti associati a giunti di dilatazione e dispositivi di appoggio; Si riporta ora il calcolo della dilatazione termica massima da calcolo: $\Delta l = \alpha L \Delta T = 10 \cdot 10^{-6} \times 302.5 \times 22.5 = 7 \text{ cm}$
- **Variazione termica non uniforme:** differenza di temperatura di $\pm 5^\circ\text{C}$ 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; si ha quindi $\epsilon_t = 5 \cdot 10^{-5}$. La singola trave è interessata dall'azione assiale:

$$N_t = E_{cm} A_c \epsilon_t / n_{trav} = 2165 \text{ kN}$$

Dove:

$$A_c = 3,86 \text{ m}^2$$

$$E_{cm} = 33643 \text{ MPa}$$

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 transienti, 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 massima dell'impalcato è pari a 2.00 m.

L'azione nominale porge:

$$f_{\text{vento}} = 2.50 \times (3.00+2.00) = 12.50 \text{ kN/m}$$

5.7 Azione Sismica

5.7.1 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: VN = 100 anni
- Coefficiente d'uso: CU = 2.0
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: VR = VN x CU = 200 anni

5.7.2 Parametri sismici di riferimento

L'azione sismica di progetto si valuta con riferimento al sito individuando una **categoria C** 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]	a _g [g]	Fo	Tc [s]
SLO	120	0,033	2,756	0,31
SLD	201	0,039	2,82	0,322
SLV	1898	0,07	3,058	0,393
SLC	2475	0,075	3,09	0,401

Tabella 2 – Parametri sismici di riferimento

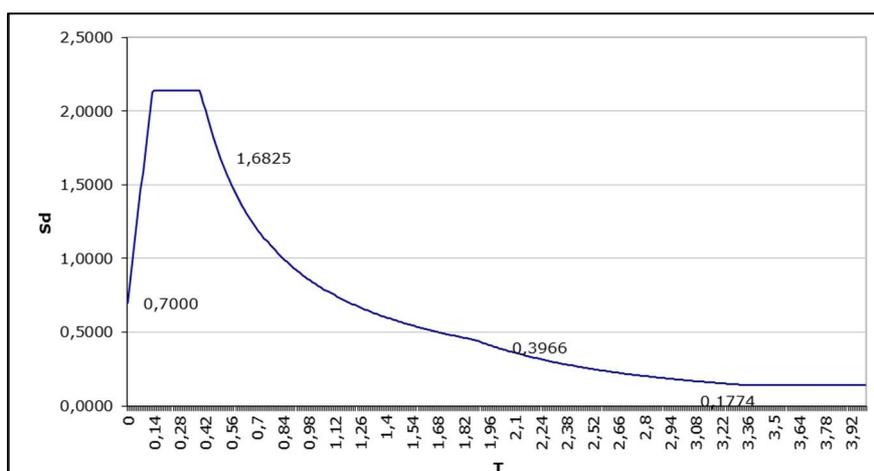


Figura 7 – Spettro di risposta allo SLV

5.8 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:

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

Tabella 3 – Definizione dei gruppi di azioni per i carichi variabili da traffico

I gruppi 3, 4 e 5 sono relativi alle sole verifiche locali. Si osserva inoltre come i gruppi di tipo 2a e 2b non siano certamente significativi ai fini del calcolo dell'impalcato. Il dimensionamento delle strutture verrà dunque condotto con riferimento gruppo 1. I coefficienti di combinazione da impiegare nella definizione delle azioni di progetto allo SLU e SLE sono riportati nelle seguenti tabelle:

		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	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	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 4 – Coefficienti di fattorizzazione dei carichi allo SLU

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
Vento q_s	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_s	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 5 – Coefficienti di combinazione delle azioni

6 METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto facendo riferimento agli usuali metodi proposti dalle teorie della Scienza delle Costruzioni. Più precisamente le tipologie strutturali presentate, a seconda della complessità, sono analizzate impiegando schemi statici semplificati o modellazioni numeriche agli elementi finiti.

Il software impiegato nelle simulazioni è il codice **Straus 7** (release 2.4.6) prodotto dalla ditta **Strand7 Software - Sydney** e distribuito in Italia da HSH S.r.l. La validazione di tale prodotto deriva da una accreditata documentazione ("Verification Manual"), finalizzata ad attestare l'accuratezza delle soluzioni ottenute in relazione alla modellazione di problematiche fisiche con soluzioni analitiche note.

La verifica degli elementi costituenti le strutture descritte viene effettuata adottando il **metodo agli stati limite**.

7 ANALISI STRUTTURALE IMPALCATO

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 Modellazione FEM

Il calcolo delle sollecitazioni agenti nella struttura d'impalcato viene effettuato per mezzo di una **modellazione FEM 3D** condotta impiegando il software Straus7 (release 2.4.6).

7.2.1 Descrizione del modello

Le travi in carpenteria metallica e i traversi sono state modellate impiegando elementi finiti di tipo "beam". Per la soletta sono stati impiegati elementi "plate" ortotropi aventi rigidità flessionale nella sola direzione ortogonale alle travi principali.

Tale approccio consente di riprodurre in maniera attendibile il comportamento del sistema. In particolare valgono le seguenti considerazioni:

- Gli **elementi “plate”** che modellano la **soletta** hanno la funzione di ripartizione trasversale delle azioni applicate sull’impalcato. In ragione della sua posizione trasversale, ciascun carico applicato sulla soletta interesserà le travi principali in maniera differente secondo lo schema di trave su tre appoggi. La verifica della capacità della soletta nello svolgere la ripartizione trasversale è svolta nel capitolo 9, della presente relazione. Il modulo elastico assegnato, a seconda della fase in analisi, è quello a breve termine E_{cm} oppure quello a lungo termine $E_{c\infty}$;
- Gli **elementi “beam”** che modellano i **traversi** contribuiscono, parallelamente alla soletta, alla ripartizione trasversale dei carichi applicati sull’impalcato;
- Gli **elementi “beam”** che modellano le **travi principali** ricevono i carichi dagli elementi di soletta e li trasferiscono per flessione e taglio ai vincoli fissi rappresentati le pile e le spalle. Tali elementi presentano le caratteristiche inerziali equivalenti calcolate considerando il comportamento composto fra la trave in acciaio e la soletta in calcestruzzo. Le caratteristiche inerziali calcolate per ciascuna delle fasi considerate (fase I, II e III), sono assegnate manualmente agli elementi “beam” conformemente alla fase di calcolo.

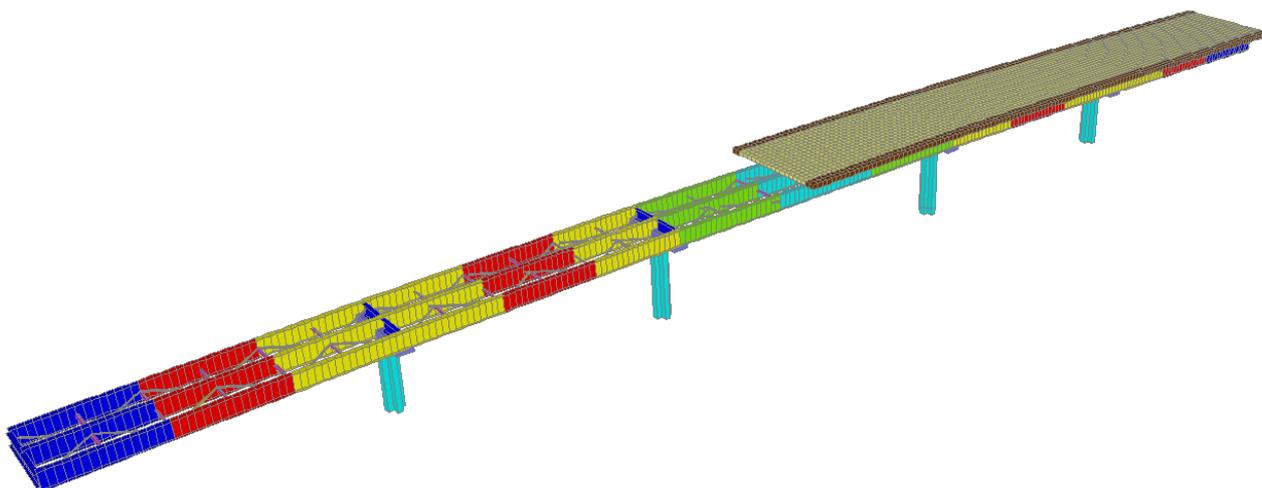


Figura 8 – Modello FEM 3D: vista d’insieme da sopra.

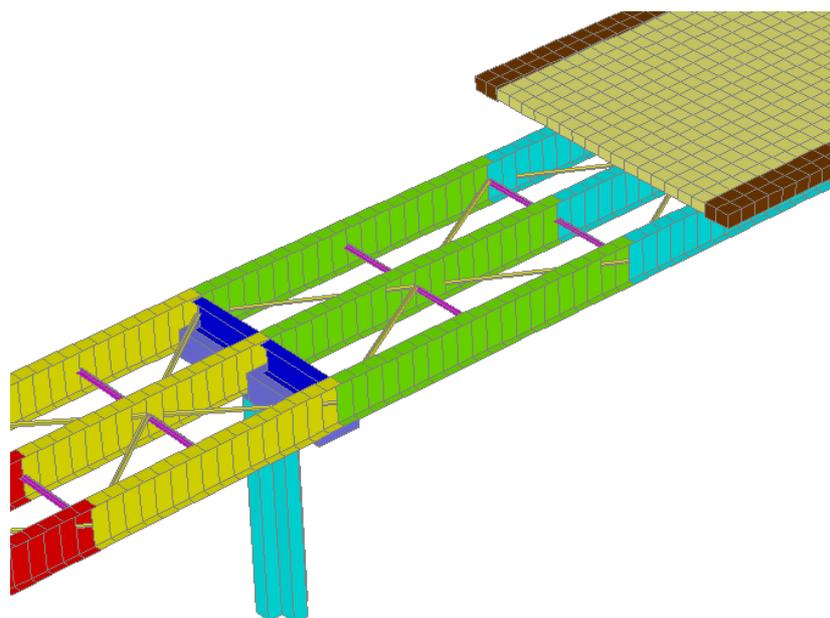


Figura 9 – Modello FEM 3D: vista di dettaglio degli elementi costituenti l'impalcato

7.2.2 Caratteristiche inerziali delle travi principali

Le travi principali composte acciaio-calcestruzzo si realizzano assemblando 5 tipologie di conccio differenti le cui proprietà inerziali per la parte in acciaio sono riportate di seguito in forma tabellare (con J_y e J_z si individuano i momenti d'inerzia rispettivamente nei piani forte e debole della sezione).

In ragione dell'iperstaticità del sistema strutturale si assiste all'inversione del momento flettente in corrispondenza degli appoggi di continuità. Ne consegue che le proprietà inerziali della soletta (modulo di inerzia in zona fessurata) sono da valutarsi caso per caso in funzione del segno dell'azione flettente che cimenta la sezione composta.

La larghezza collaborante della soletta in calcestruzzo si è valuta secondo le prescrizioni contenute nel DM 2008 e risulta pari a 3.4 m (spessore 35 cm) e risulta comunque in linea con gli interassi delle travi principali di impalcato.

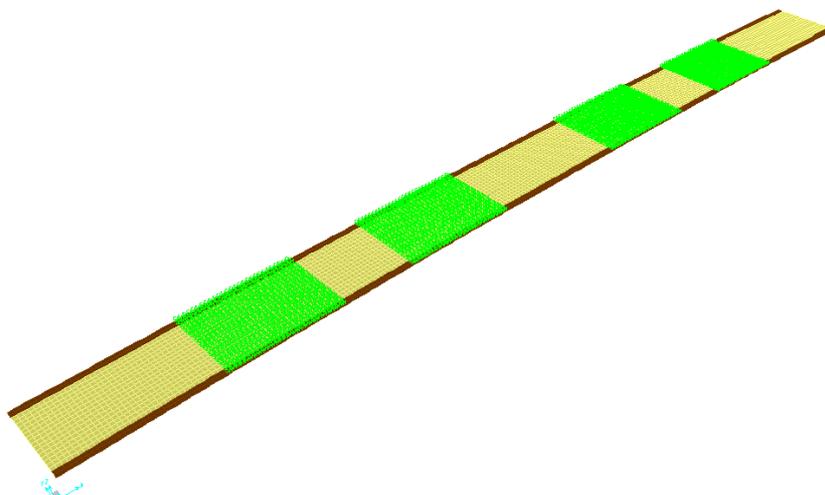


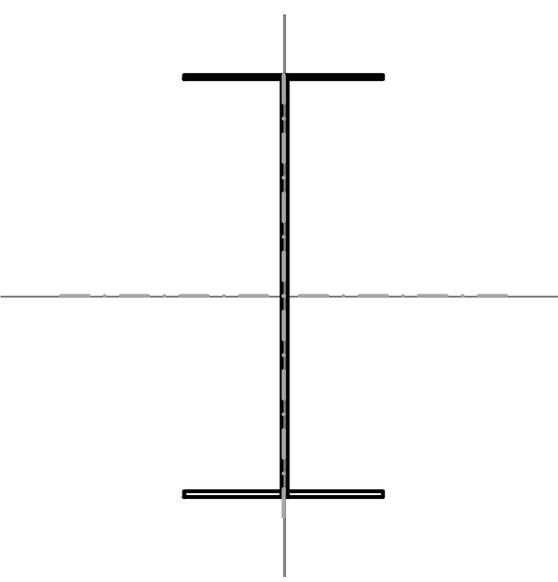
Figura 10 – Modello FEM 3D: vista di dettaglio della variazione delle proprietà inerziali della soletta in c.a. in corrispondenza delle sollecitazioni a momento negativo sulle pile

CONCIO C1 (COLORE BLU)

G	h	d	b	t _w	t _{f,sup}	t _{f,inf}
kN/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm
78,50	1500	1464	700	20	16	20

Parametri di calcolo

Caratteristiche meccaniche della sezione metallica

altezza (h):	1500	mm	
d:	1464	mm	
base (b):	700	mm	
area (A):	54480	mm ²	
area netta (A _{net}):	54480	mm ²	
area a taglio (A _{vz}):	30000	mm ²	
area a taglio (A _{vy}):	24480	mm ²	
modulo inerzia y (I _y):	1,90E+10	mm ⁴	
raggio giratore y (i _y):	590	mm	
modulo inerzia z (I _z):	1,03E+09	mm ⁴	
raggio giratore z (i _z):	137	mm	
modulo resist. elast. y (W _{el,y}):	2,41E+07	mm ³	
modulo resist. plast. y (W _{pl,y}):	2,93E+07	mm ³	
modulo resist. elast. z (W _{el,z}):	2,94E+06	mm ³	
modulo resist. plast. z (W _{pl,z}):	4,56E+06	mm ³	
inerzia torsionale (I _t):	6,74E+06	mm ⁴	
modulo d'inerzia settoriale (I _w):	5,61E+14	mm ⁶	

* rappresentazione geometrica indicativa della sezione

Proprietà dell'acciaio secondo le NTC 2008

Coefficienti di sicurezza

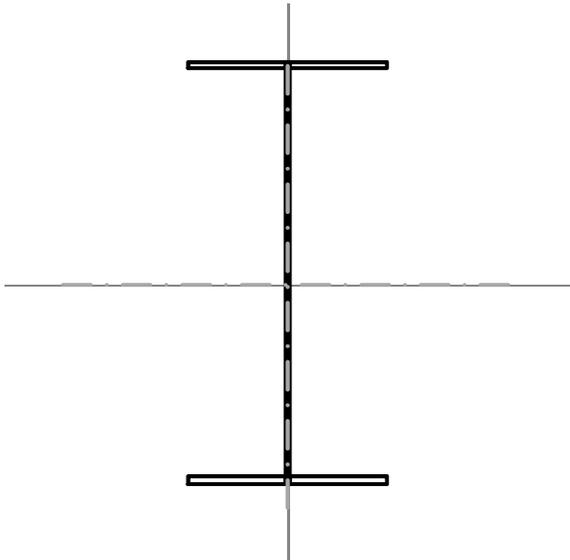
	θ _a	20°		θ _a	20°
tensione di snervamento:	f _{yk}	355	MPa	γ _{m0}	1,05
tensione di rottura:	f _{uk}	510	MPa	γ _{m1}	1,1
modulo elastico:	E	210000	MPa	γ _{m2}	1,25
coefficiente di poisson:	ν	0,3			
modulo di taglio:	G	80769	MPa		
peso specifico dell'acciaio:	γ _{acc}	78,5	kN/m ³		
	ε = (235/f _y) ^{0,5}	0,81			

Classificazione della sezione trasversale (§4.2.3.1 NTC 2008)

flangia	d/t	d/t _{lim}	classe	anima	d/t	d/t _{lim}	classe
f _{sup,sx}	21,25	999 ε	4	w _{sx}	73,20	999 ε	4
f _{sup,mid}	21,25	999 ε	4				
f _{inf,sx}	17,00	999 ε	4				
f _{inf,mid}	17,00	999 ε	4				

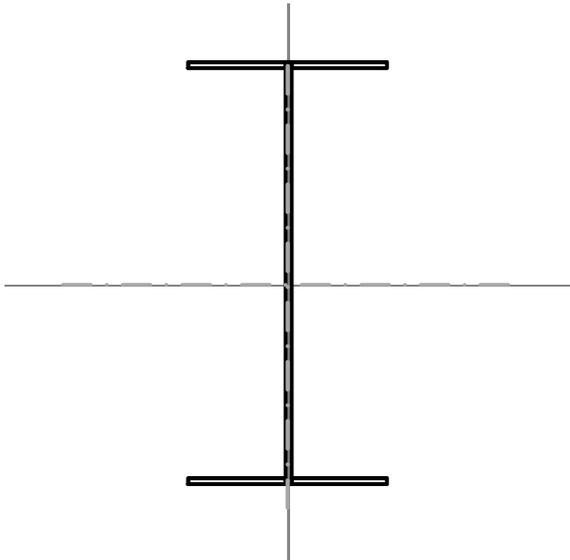
CONCIO C2 (COLORE ROSSO)

G	h	d	b	t _w	t _{f,sup}	t _{f,inf}
kN/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm
78,50	1500	1455	700	18	20	25

Parametri di calcolo							
<u>Caratteristiche meccaniche della sezione metallica</u>							
	altezza (h):	1500	mm				
	d:	1455	mm				
	base (b):	700	mm				
	area (A):	57690	mm ²				
	area netta (A _{net}):	57690	mm ²				
	area a taglio (A _{vz}):	27000	mm ²				
	area a taglio (A _{vy}):	30690	mm ²				
	modulo inerzia y (I _y):	2,17E+10	mm ⁴				
	raggio giratore y (i _y):	613	mm				
	modulo inerzia z (I _z):	1,29E+09	mm ⁴				
	raggio giratore z (i _z):	149	mm				
	modulo resist. elast. y (W _{el,y}):	2,74E+07	mm ³				
	modulo resist. plast. y (W _{pl,y}):	3,26E+07	mm ³				
	modulo resist. elast. z (W _{el,z}):	3,68E+06	mm ³				
	modulo resist. plast. z (W _{pl,z}):	5,63E+06	mm ³				
	inerzia torsionale (I _t):	8,29E+06	mm ⁴				
	modulo d'inerzia settoriale (I _w):	6,96E+14	mm ⁶				
							* rappresentazione geometrica indicativa della sezione
							
<u>Proprietà dell'acciaio secondo le NTC 2008</u>							
		θ _a	20°				<u>Coefficienti di sicurezza</u>
tensione di snervamento:	f _{yk}	355	MPa			θ _a	20°
tensione di rottura:	f _{uk}	510	MPa			γ _{m0}	1,05
modulo elastico:	E	210000	MPa			γ _{m1}	1,1
coefficiente di poisson:	ν	0,3				γ _{m2}	1,25
modulo di taglio:	G	80769	MPa				
peso specifico dell'acciaio:	γ _{acc}	78,5	kN/m ³				
	ε = (235/f _y) ^{0,5}	0,81					
<u>Classificazione della sezione trasversale (§4.2.3.1 NTC 2008)</u>							
flangia	d/t	d/t _{lim}	classe	anima	d/t	d/t _{lim}	classe
f _{sup,sx}	17,05	999 ε	4	w _{sx}	80,83	999 ε	4
f _{sup,mid}	17,05	999 ε	4				
f _{inf,sx}	13,64	999 ε	4				
f _{inf,mid}	13,64	999 ε	4				

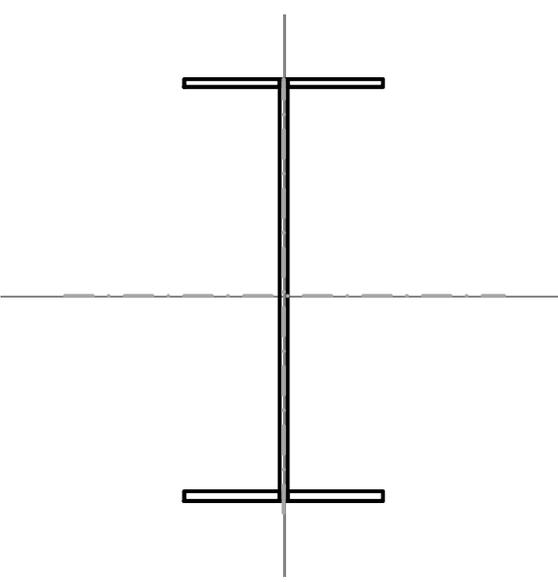
CONCIO C3 (COLORE GIALLO)

G	h	d	b	t _w	t _{f,sup}	t _{f,inf}
kN/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm
78,50	1500	1455	700	20	20	25

Parametri di calcolo							
<u>Caratteristiche meccaniche della sezione metallica</u>							
	altezza (h):	1500	mm				
	d:	1455	mm				
	base (b):	700	mm				
	area (A):	60600	mm ²				
	area netta (A _{net}):	60600	mm ²				
	area a taglio (A _{vz}):	30000	mm ²				
	area a taglio (A _{vy}):	30600	mm ²				
	modulo inerzia y (I _y):	2,22E+10	mm ⁴				
	raggio giratore y (i _y):	606	mm				
	modulo inerzia z (I _z):	1,29E+09	mm ⁴				
	raggio giratore z (i _z):	146	mm				
	modulo resist. elast. y (W _{el,y}):	2,81E+07	mm ³				
	modulo resist. plast. y (W _{pl,y}):	3,37E+07	mm ³				
	modulo resist. elast. z (W _{el,z}):	3,68E+06	mm ³				
	modulo resist. plast. z (W _{pl,z}):	5,66E+06	mm ³				
	inerzia torsionale (I _t):	9,36E+06	mm ⁴				
	modulo d'inerzia settoriale (I _w):	6,96E+14	mm ⁶				
							* rappresentazione geometrica indicativa della sezione
							
<u>Proprietà dell'acciaio secondo le NTC 2008</u>							
		θ _a	20°				<u>Coefficienti di sicurezza</u>
tensione di snervamento:	f _{yk}	355	MPa			θ _a	20°
tensione di rottura:	f _{uk}	510	MPa			γ _{m0}	1,05
modulo elastico:	E	210000	MPa			γ _{m1}	1,1
coefficiente di poisson:	ν	0,3				γ _{m2}	1,25
modulo di taglio:	G	80769	MPa				
peso specifico dell'acciaio:	γ _{acc}	78,5	kN/m ³				
	ε = (235/f _y) ^{0,5}	0,81					
<u>Classificazione della sezione trasversale (§4.2.3.1 NTC 2008)</u>							
flangia	d/t	d/t _{lim}	classe	anima	d/t	d/t _{lim}	classe
f _{sup,sx}	17,00	999 ε	4	w _{sx}	72,75	999 ε	4
f _{sup,mid}	17,00	999 ε	4				
f _{inf,sx}	13,60	999 ε	4				
f _{inf,mid}	13,60	999 ε	4				

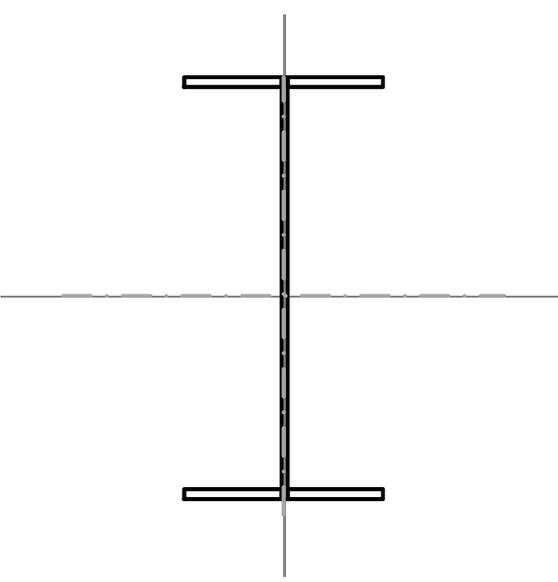
CONCIO C4 (COLORE VERDE)

G	h	d	b	t _w	t _{f,sup}	t _{f,inf}
kN/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm
78,50	1500	1432	700	25	32	36

Parametri di calcolo							
<u>Caratteristiche meccaniche della sezione metallica</u>							
	altezza (h):	1500	mm				
	d:	1432	mm				
	base (b):	700	mm				
	area (A):	83400	mm ²				
	area netta (A _{net}):	83400	mm ²				
	area a taglio (A _{vz}):	37500	mm ²				
	area a taglio (A _{vy}):	45900	mm ²				
	modulo inerzia y (I _y):	3,16E+10	mm ⁴				
	raggio giratore y (i _y):	616	mm				
	modulo inerzia z (I _z):	1,95E+09	mm ⁴				
	raggio giratore z (i _z):	153	mm				
	modulo resist. elast. y (W _{el,y}):	4,09E+07	mm ³				
	modulo resist. plast. y (W _{pl,y}):	4,76E+07	mm ³				
	modulo resist. elast. z (W _{el,z}):	5,56E+06	mm ³				
	modulo resist. plast. z (W _{pl,z}):	8,55E+06	mm ³				
	inerzia torsionale (I _t):	2,57E+07	mm ⁴				
	modulo d'inerzia settoriale (I _w):	1,04E+15	mm ⁶				
						* rappresentazione geometrica indicativa della sezione	
							
<u>Proprietà dell'acciaio secondo le NTC 2008</u>							
		θ _a	20°			<u>Coefficienti di sicurezza</u>	
tensione di snervamento:	f _{yk}	355	MPa			θ _a 20°	
tensione di rottura:	f _{uk}	510	MPa			γ _{m0} 1,05	
modulo elastico:	E	210000	MPa			γ _{m1} 1,1	
coefficiente di poisson:	ν	0,3				γ _{m2} 1,25	
modulo di taglio:	G	80769	MPa				
peso specifico dell'acciaio:	γ _{acc}	78,5	kN/m ³				
	ε = (235/f _y) ^{0,5}	0,81					
<u>Classificazione della sezione trasversale (§4.2.3.1 NTC 2008)</u>							
flangia	d/t	d/t _{lim}	classe	anima	d/t	d/t _{lim}	classe
f _{sup,sx}	10,55	11 ε	3	w _{sx}	57,28	999 ε	4
f _{sup,mid}	10,55	11 ε	3				
f _{inf,sx}	9,38	11 ε	3				
f _{inf,mid}	9,38	11 ε	3				

CONCIO C5 (COLORE CIANO)

G	h	d	b	t _w	t _{f,sup}	t _{f,inf}
kN/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm
78,50	1500	1432	700	20	32	36

Parametri di calcolo							
<u>Caratteristiche meccaniche della sezione metallica</u>							
	altezza (h):	1500	mm				
	d:	1432	mm				
	base (b):	700	mm				
	area (A):	76240	mm ²				
	area netta (A _{net}):	76240	mm ²				
	area a taglio (A _{vz}):	30000	mm ²				
	area a taglio (A _{vy}):	46240	mm ²				
	modulo inerzia y (I _y):	3,04E+10	mm ⁴				
	raggio giratore y (i _y):	632	mm				
	modulo inerzia z (I _z):	1,94E+09	mm ⁴				
	raggio giratore z (i _z):	160	mm				
	modulo resist. elast. y (W _{el,y}):	3,92E+07	mm ³				
	modulo resist. plast. y (W _{pl,y}):	4,51E+07	mm ³				
	modulo resist. elast. z (W _{el,z}):	5,56E+06	mm ³				
	modulo resist. plast. z (W _{pl,z}):	8,47E+06	mm ³				
	inerzia torsionale (I _t):	2,20E+07	mm ⁴				
	modulo d'inerzia settoriale (I _w):	1,04E+15	mm ⁶				
						* rappresentazione geometrica indicativa della sezione	
							
<u>Proprietà dell'acciaio secondo le NTC 2008</u>							
		θ _a	20°			<u>Coefficienti di sicurezza</u>	
tensione di snervamento:	f _{yk}	355	MPa			θ _a 20°	
tensione di rottura:	f _{uk}	510	MPa			γ _{m0} 1,05	
modulo elastico:	E	210000	MPa			γ _{m1} 1,1	
coefficiente di poisson:	ν	0,3				γ _{m2} 1,25	
modulo di taglio:	G	80769	MPa				
peso specifico dell'acciaio:	γ _{acc}	78,5	kN/m ³				
	ε = (235/f _y) ^{0,5}	0,81					
<u>Classificazione della sezione trasversale (§4.2.3.1 NTC 2008)</u>							
flangia	d/t	d/t _{lim}	classe	anima	d/t	d/t _{lim}	classe
f _{sup,sx}	10,63	11 ε	3	w _{sx}	71,60	999 ε	4
f _{sup,mid}	10,63	11 ε	3				
f _{inf,sx}	9,44	11 ε	3				
f _{inf,mid}	9,44	11 ε	3				

7.3 Risultati dell'analisi

Di seguito si riportano i risultati delle analisi in termini di azioni interne nelle membrature in acciaio dell'impalcato maggiormente sollecitate.

7.3.1 Momento Flettente impalcato SLU: Fasi 1,2,3

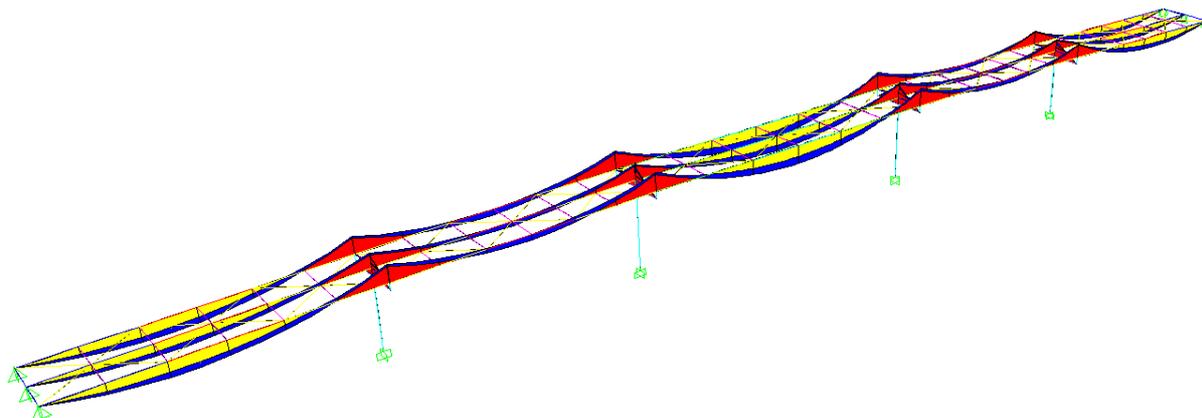


Figura 11 – Fase 1: momento flettente impalcato in acciaio

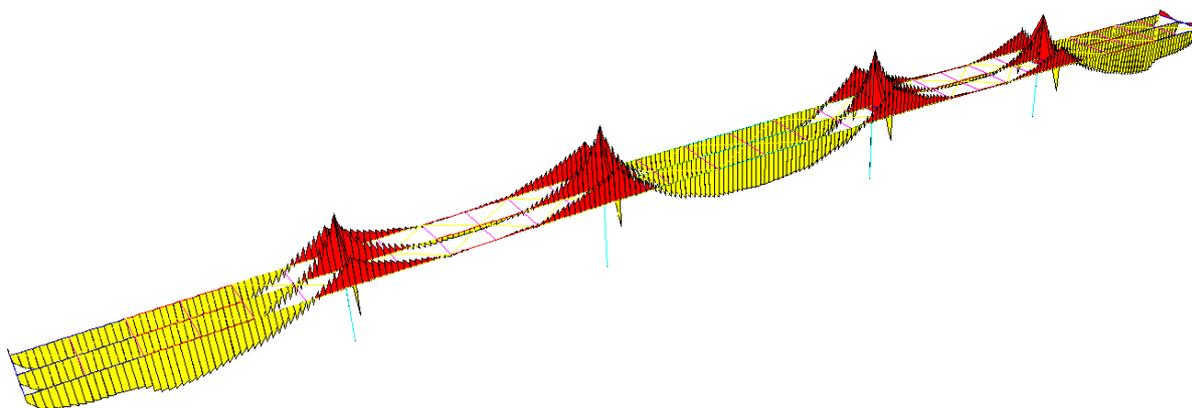


Figura 12 – Fase 2: momento flettente impalcato in acciaio

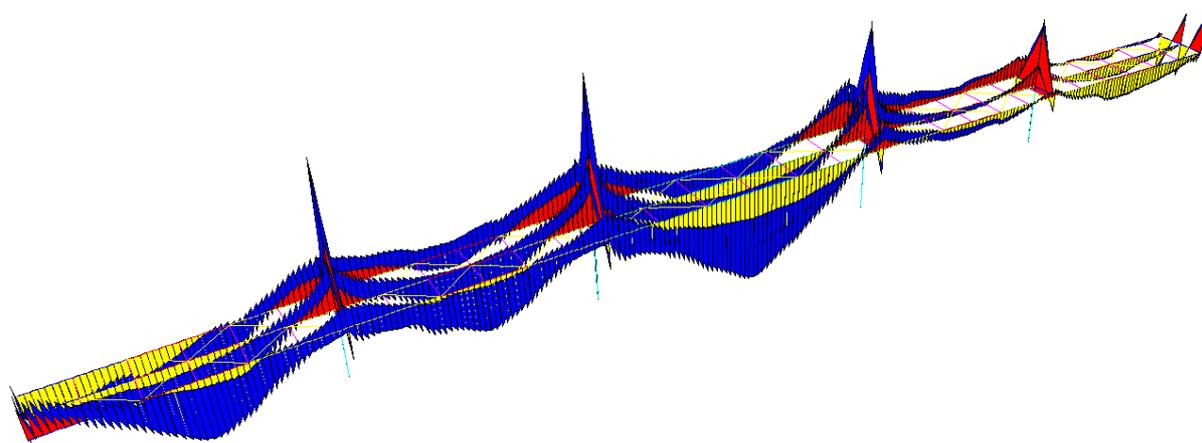


Figura 13 – Fase 3: momento flettente impalcato in acciaio (involuppo)

7.3.2 Taglio impalcato SLU: Fasi 1,2,3

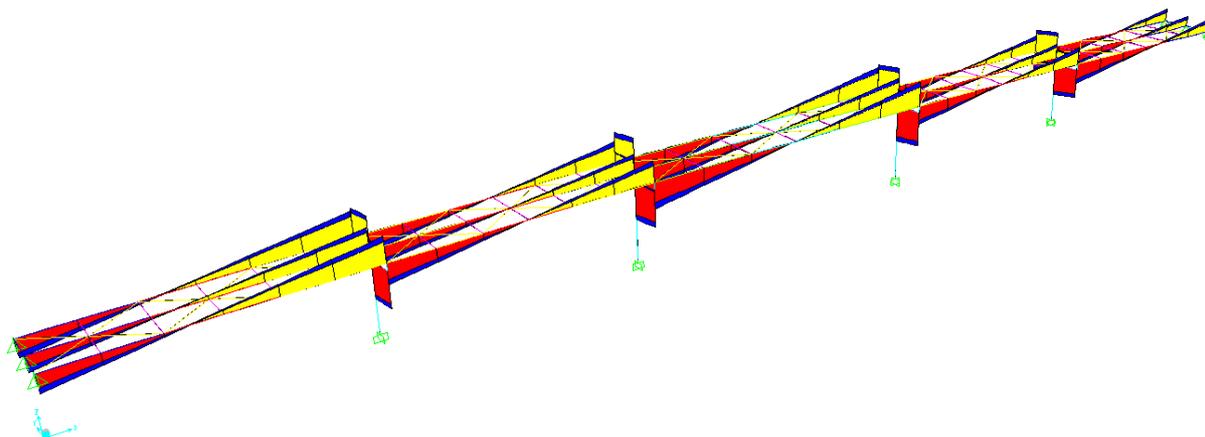


Figura 14 – Fase 1: taglio impalcato

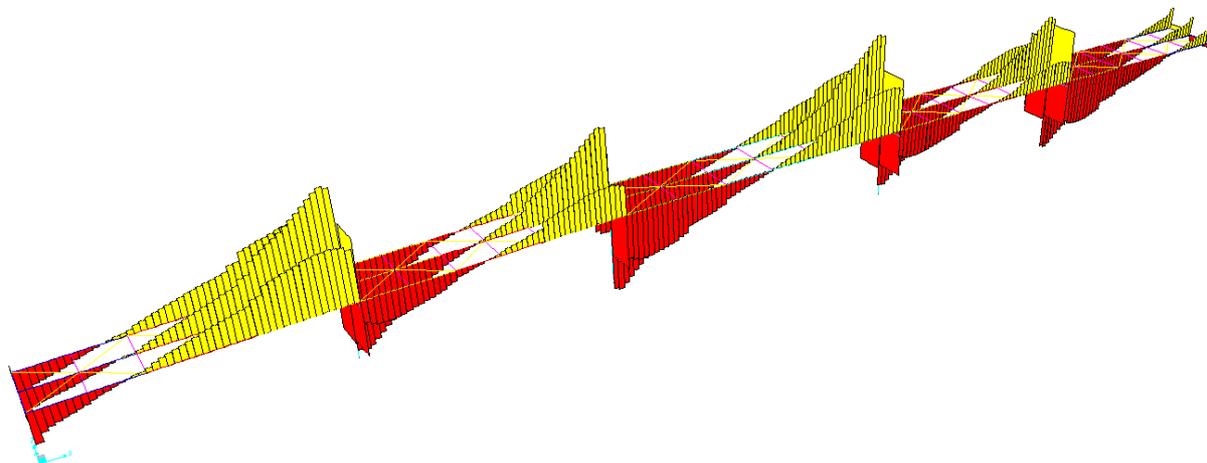


Figura 15 – Fase 2: taglio impalcato

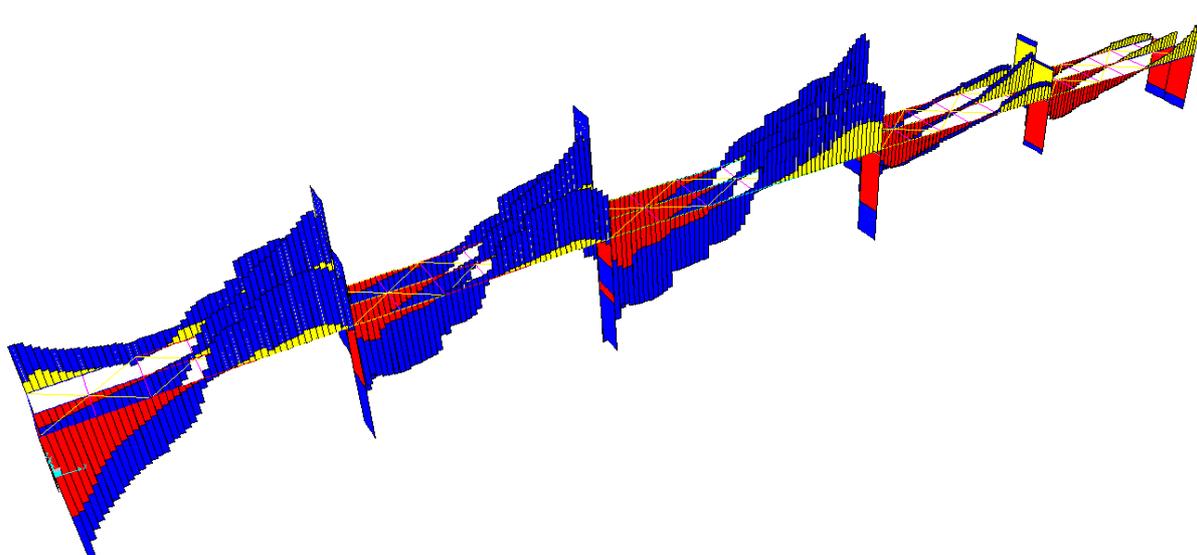


Figura 16 – Fase 3: taglio impalcato (involuppo)

8 VERIFICHE IMPALCATO METALLICO

8.1 Travi principali a sezione mista acciaio-calcestruzzo

Nella presente sezione si riportano le verifiche strutturali maggiormente significative in riferimento alle travi principali composte acciaio-calcestruzzo. La snellezza delle sezioni di verifica inibisce il calcolo plastico, si opera quindi in campo elastico. Si riportano in allegato a pedice della presente relazione le verifiche di tutte le membrature metalliche costituenti le travi principali, in accordo alla storia di carico, ovvero considerando il carico che esse devono sopportare durante la fase di getto (Fase 1) a cui si va a sommare la sollecitazione durante la fase di esercizio (Fase 2) sia a lungo che a breve termine, considerando ovviamente la più sfavorevole delle condizioni di carico. Si riportano nel seguito le massime sollecitazioni agenti ottenute dal modello.

CONCIO 1 – Massime sollecitazioni agenti sulla porzione in acciaio dell'impalcato

SOLLECITAZIONI DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 1 (FASE 1)									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
			MAX	3,373	657,121	0,011	0,0262	0,0271	3401,437
			MIN	-21,071	-657,122	-0,00641	-0,0262	-0,0224	-0,2123

SOLLECITAZIONI DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 1 (FASE 2)									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
			MAX	138,341	113,213	32,922	0,0329	12,9341	302,4931
			MIN	-81,245	-116,341	-31,79	-0,0338	-13,054	65,6727

SOLLECITAZIONI DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 1 (FASE 3)									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
			MAX	2993,9	232,435	418,95	0,1889	121,4287	368,9136
			MIN	-3009,92	-567,794	-347,172	-0,2685	-235,837	-365,419

CONCIO 2 – Massime sollecitazioni agenti sulla porzione in acciaio dell'impalcato

SOLLECITAZIONI DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 2 (FASE 1)									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
			MAX	18,482	425,608	0,069	0,0295	0,2069	3529,245
			MIN	-10,634	-425,607	-0,06	-0,0295	-0,2083	-564,313

SOLLECITAZIONI DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 2 (FASE 2)									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
			MAX	63,319	127,302	42,716	0,0091	19,8515	403,6968
			MIN	-1281,89	-127,621	-42,178	-0,0098	-18,1917	-31,392

SOLLECITAZIONI DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 2 (FASE 3)

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
			MAX	2249,554	178,156	381,307	0,2452	113,7313	652,6971
			MIN	-727,973	-212,129	-380,136	-0,2497	-109,384	-207,09

CONCIO 3 – Massime sollecitazioni agenti sulla porzione in acciaio dell'impalcato
SOLLECITAZIONI DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 3 (FASE 1)

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
			MAX	36,426	962,798	1,682	0,0317	6,0876	2180,759
			MIN	-18,764	-962,796	-1,681	-0,0317	-6,0497	-4800,75

SOLLECITAZIONI DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 3 (FASE 2)

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
			MAX	-526,424	395,712	69,81	0,1216	32,2207	288,7104
			MIN	-2196,61	-395,661	-69,699	-0,1215	-29,6627	-639,497

SOLLECITAZIONI DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 3 (FASE 3)

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
			MAX	1181,734	431,455	386,818	0,3017	207,4063	476,3308
			MIN	-1494,69	-426,829	-441,466	-0,2547	-188,339	-686,03

CONCIO 4 – Massime sollecitazioni agenti sulla porzione in acciaio dell'impalcato
SOLLECITAZIONI DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 4 (FASE 1)

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
			MAX	19,582	1087,666	0,146	0,0028	0,6481	3858,724
			MIN	-9,226	-1087,67	-0,142	-0,0028	-0,6704	-4800,81

SOLLECITAZIONI DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 4 (FASE 2)

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
			MAX	-839,843	403,123	68,329	0,3378	40,321	350,389
			MIN	-2195,26	-403,121	-68,718	-0,3368	-40,9996	-655,558

SOLLECITAZIONI DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 4 (FASE 3)

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
			MAX	1823,467	516,821	268,549	0,5338	86,6826	790,834
			MIN	-1444,58	-596,359	-313,965	-0,4572	-148,608	-762,613

CONCIO 5 – Massime sollecitazioni agenti sulla porzione in acciaio dell'impalcato
SOLLECITAZIONI DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 5 (FASE 1)

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
			MAX	15,259	358,933	0,028	6,03E-06	0,0808	4876,805
			MIN	-7,998	-358,933	-0,028	-2,8E-06	-0,0764	1898,458

SOLLECITAZIONI DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 5 (FASE 2)

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
			MAX	-641,066	73,841	27,48	0,0095	18,3919	375,8774
			MIN	-923,882	-73,812	-27,812	-0,0085	-18,2347	276,1848

SOLLECITAZIONI DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 5 (FASE 3)

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
			MAX	2737,38	193,065	104,836	0,1806	48,7514	1077,314
			MIN	43,926	-195,136	-146,586	-0,1222	-35,7079	-90,6018

Tutte le verifiche condotte sugli elementi in acciaio sono riportate nell'allegato di calcolo allegato alla presente relazione.

8.2 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. I valori dell'ampiezza limite di fessura W_{lim} adottati sono specificati alla Sezione 4.

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	-

Tabella 6 – DM 08 tabella C4.1.III

Si riportano i diagrammi di tensione σ_{11} presenti nella soletta in calcestruzzo che con l'opportuno coefficiente di omogeneizzazione ci permettono di ottenere lo stato tensionale presente nelle barre, questo sia per lo stato limite di esercizio in combinazione frequente che quasi permanente.

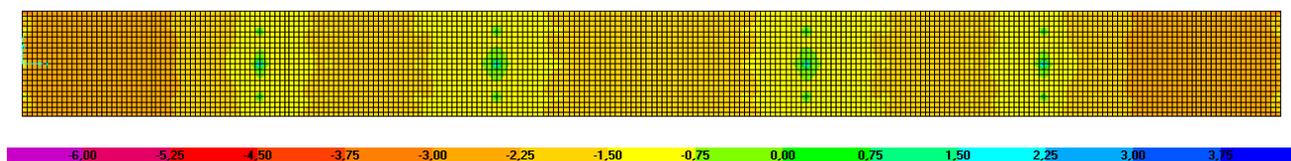


Figura 13 – Fase 2 (quasi permanente): tensioni longitudinali σ_{11} nell'impalcato in c.a. (involuppo)

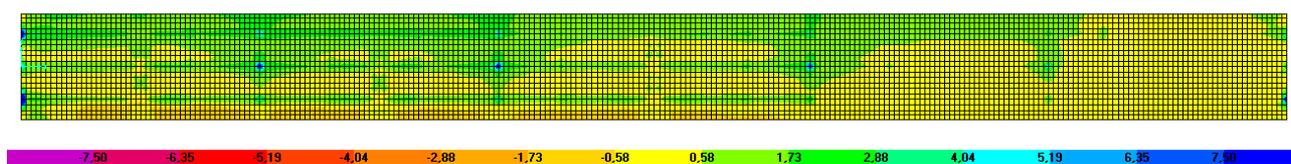


Figura 13 – Fase 3 (frequente): tensioni longitudinali σ_{11} nell'impalcato in c.a. (involuppo)

Baracca-Manna								
Sezione	Combinazione	$\Delta_2\sigma_{11}$ [kNm]	$\Delta_3\sigma_{11}$ [kNm]	W_{limite} [mm]	Passo [mm]	σ_{limite} [MPa]	σ_s [MPa]	Verifica [$\sigma_s < \sigma_{limite}$]
Sezione 1	SLE_QP	2,85	0	0,2	200	160	46,2555	SI
Pila 1-4	SLE_FR	2,85	6,5	0,3	200	240	86,8155	SI
Sezione 2	SLE_QP	3,5	0	0,2	200	160	56,805	SI
Pila 2-3	SLE_FR	3,5	7,5	0,3	200	240	103,605	SI

Tabella 7 – Verifiche a fessurazione

8.3 Verifiche ad instabilità dei pannelli d'anima

In allegato alla presente relazione di calcolo (capitolo 13), si riportano le verifiche ad instabilità dei pannelli d'anima, per i conci C1, C2, C3, C4, C5.

8.4 Verifiche a fatica

Di seguito di riportano le verifiche a fatica a vita illimitata 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.

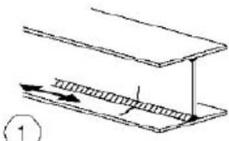
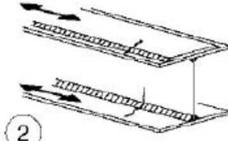
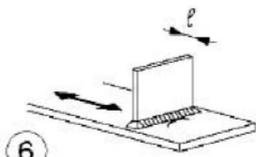
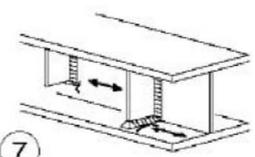
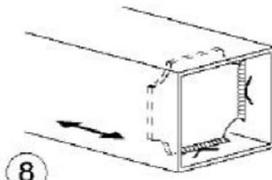
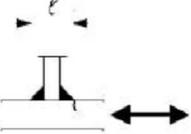
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
140 125 ⁽¹⁾		Lamiere tagliate con gas o meccanicamente 4) Taglio a gas automatico o taglio meccanico e successiva eliminazione delle tracce del taglio	4) Tutti i segni visibili di intaglio sui bordi devono essere eliminati. Le aree di taglio devono essere lavorate a macchina. Graffi e scalfitture di lavorazione devono essere paralleli agli sforzi.
125 112 ⁽¹⁾		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	4) e 5) Angoli rientranti devono essere raccordati con pendenza $\leq 1:4$, in caso contrario occorre impiegare opportuni fattori di concentrazione degli sforzi. Non sono ammesse riparazioni mediante saldatura
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 piattoli 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 (a) $l \leq 50$ mm (b) $50 < l \leq 80$ mm Le classi sono valide anche per nervature anulari	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

Tabella 8 – Dettagli costruttivi

Le analisi effettuate dimostrano come il dettaglio n. 7 rappresentativo dei piatti saldati ad ali ed anima delle travi principali risulti il più gravoso al fine delle verifiche a fatica.

Di seguito se ne riportano le verifiche a fatica a vita illimitata con riferimento alle sezioni di mezzera rappresentative individuate nei conci C2 e C5.

Si impiega il metodo dei coefficienti lambda per il quale le EN 1993-2 prescrivono che si adotti il modello di carico LM3 definito alla sezione 5.3.5.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Beam	Concio	Dettaglio	METODO LAMBDA											Verifica			
			$\Delta\sigma_c$ [MPa]	L [m]	λ_1 [-]	λ_2 [-]	λ_3 [-]	λ_4 [-]	λ_{max} [-]	γ_{R1} [-]	γ_{M1} [-]	$\Delta\sigma(LM3)$ [MPa]	$\gamma_{R1} \Delta\sigma_{E,2}$ [MPa]		$\Delta\sigma_c / \gamma_{M1}$ [MPa]	$(\gamma_{R1} \Delta\sigma_{E,2}) / (\Delta\sigma_c / \gamma_{M1})$ [-]	
44	48_C4+	Piatti saldati su trave principale	80,00	26,00	2,39	0,85	1,00	2	4,05	2,00	1,00	1,35	22,84	45,68	59,26	0,77	SI
388	32_C1+	Piatti saldati su trave principale	80,00	34,00	2,31	0,85	1,00	2	3,92	2,00	1,00	1,35	27,46	54,92	59,26	0,93	SI

Tabella 9 – Verifiche a fatica

8.5 Verifiche dei connettori di collegamento allo SLU

Al fine di garantire la trasmissione delle mutue azioni fra acciaio e calcestruzzo si impiegano pioli Nelson aventi diametro pari a 22 mm. In ragione delle snellezza locale dei piatti costituenti le sezioni si opera adottando un approccio di tipo elastico. Il calcolo è stato sviluppato con riferimento ad un andamento simmetrico del diagramma del taglio settato sul massimo sforzo. Si è ottenuto dal modello di calcolo le massime sollecitazioni taglianti agenti sui connettori e con queste informazioni si sono andati a dimensionare i connettori stessi.

CALCOLO ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI SEZIONI COMPOSTE: COLLEGAMENTO A COMPLETO RIRPISTINO DI RESISTENZA

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

V_{sd} 1223,84 KN/m

Connettori a piolo

d	22	mm	diametro del piolo
h	200	mm	altezza del piolo
h/d	9,09		rapporto altezza/diametro
α	1		
f_u	450	N/mm ²	resistenza a rottura del piolo
γ_v	1,25		

Calcestruzzo

f_{ck}	33,2	N/mm ²	resistenza del calcestruzzo
E_{cm}	33643	N/mm ²	Modulo secante del calcestruzzo
$f_{ctk,0,05}$	2,17	N/mm ²	
γ_c	1,5	N/mm ²	
c	0,45		coeff. di attrito
τ_{Rd}	0,65	N/mm ²	

Armature trasversali nella soletta

ϕ	16	mm	diametro delle barre utilizzate
numero	5		numero di barre al metro
f_{yk}	450	N/mm ²	resistenza dell'armatura (B450C)
γ_v	1,15		

Resistenza di progetto dei connettori

Facciamo riferimento alle indicazioni del p.to 6.3.2 "Connettori a piolo in solette piene" e 6.3.3.1 "Pioli muniti di testa in solette con lamiera grecata- lamiere con nervature disposte parallelamente alle travi portanti. Si assumerà il più piccolo dei seguenti valori:

	$P_{rd} = 0,8 * f_u * (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$	109,48	KN
	$P_{rd} = 0,29 * \alpha d^2 * (f_{ck} E_{cm})^{0,5} / \gamma_v$	118,67	KN
b_o	96	mm	larghezza della flangia
h	200,00	mm	altezza del connettore
P_{rd}	109,48	KN	resistenza del singolo connettore
$k_{r,cicl}$	0,8		coefficiente riduttivo per carichi dinamici

P_{rd} ridotto	87,58	KN	resistenza ridotta del singolo connettore
i_{conn}	200	mm	passo tra le file di connettori
$N_f = F_c / (P_{rd} \times i)$	2,79		numero di connettori per fila

Si adotta un numero di connettori per fila pari a 3

Armatura trasversale:

Area di cls	3500	x	38	133000	mm ²	
Valore minimo	$Area_{min}$			266	mm ²	(0,002 x area cls)
Armatura disposta	A_{se}			1005,31	mm ²	

Verifica di scorrimento per ogni piano di scorrimento

$$v_{rd} = 2,5 * A_{cv} * \tau_{Rd} + A_{se} * f_{sk} / \gamma_s \quad 826,1491 \quad \text{KN/m}$$

Deve risultare:

v_{sd}	<	v_{rd}	
611,92	<	826,15	Ok. Verified

DISTRIBUZIONE DEI CONNETTORI E DETTAGLI COSTRUTTIVI

Prescrizioni normative relative ai dettagli costruttivi

Facciamo riferimento alle indicazioni dei p.ti: 6.4.1.5 "Distanza tra i connettori", 6.4.2 "Connettori a piolo", 6.4.3 "Pioli muniti di testa utilizzati con lamiere grecate" che forniscono le prescrizioni relative a spaziature minime e massime, altezza minima piolo, estensione del piolo sopra l'estradosso della lamiera grecata, larghezza minima delle nervature.

L_{cr}	13	m			
N° conn	65				
Passo p_1	186,31	mm	(spaziatura p_1 di calcolo)		
Passo p_1	200,00	mm	(spaziatura p_1 utilizzata)		
Spaziatura minima	$p_1 > 5d$	200	>	110	Ok
Spaziatura massima	$p_1 < \min(6h_c ; 800)$	180	<	228	Ok
Altezza piolo	$h > 3d$	200	>	66	Ok

8.6 Deformabilità e contromonta

Si analizza la risposta della struttura in termini deformativi andando a definire le contromonte da assegnare alle travi principali. Nello specifico si vanno ad indagare le membrature da 26 e 34 m, che costituiscono rispettivamente le campate 1-2-4-5 e la campata 3.

Le frecce massime in combinazione SLE rara sono sintetizzate nella seguente tabella.

Joint Displacements - CAMPATA 1-5					
			FASE 1	FASE 2	FASE 3
Joint	OutputCase	CaseType	U3	U3	U3
Text	Text	Text	mm	mm	mm
Trave 1	SLE1	Combination	-43,3	-4,2	-32,994
Joint Displacements - CAMPATA 2-4					
			FASE 1	FASE 2	FASE 3
Joint	OutputCase	CaseType	U3	U3	U3
Text	Text	Text	mm	mm	mm
Trave 1	SLE2	Combination	-11,15	1,61	-50,929
Joint Displacements - CAMPATA 3					
			FASE 1	FASE 2	FASE 3
Joint	OutputCase	CaseType	U3	U3	U3
Text	Text	Text	mm	mm	mm
Trave 1	SLE2	Combination	-45,56	-0,34	-67,211

Tabella 10 – Frecce massime

Di seguito si riportano le deformate in combinazione SLE rara.

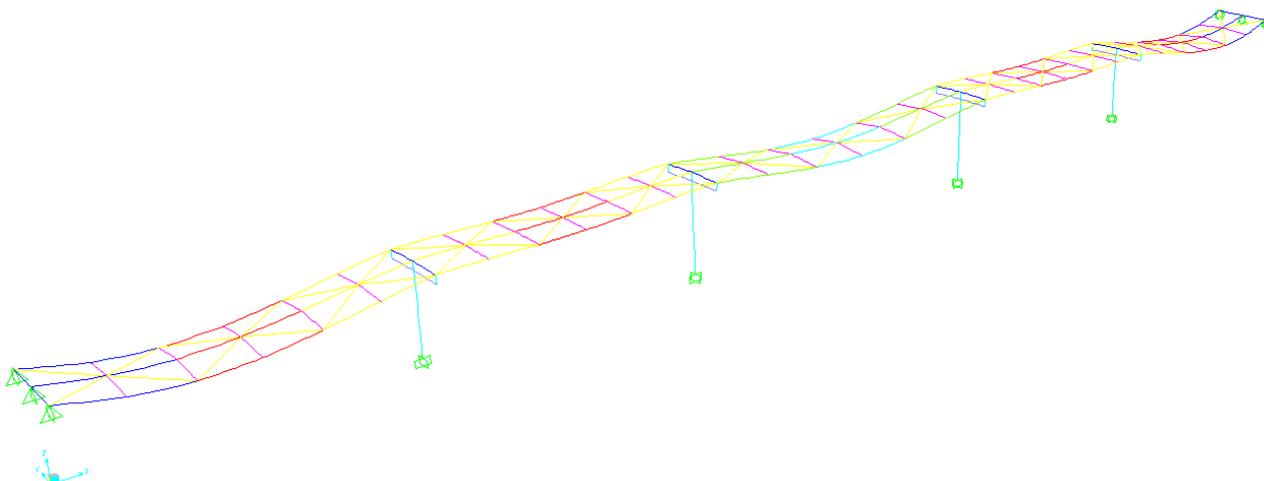


Figura 17 – Fase 1 - deformata SLE rara

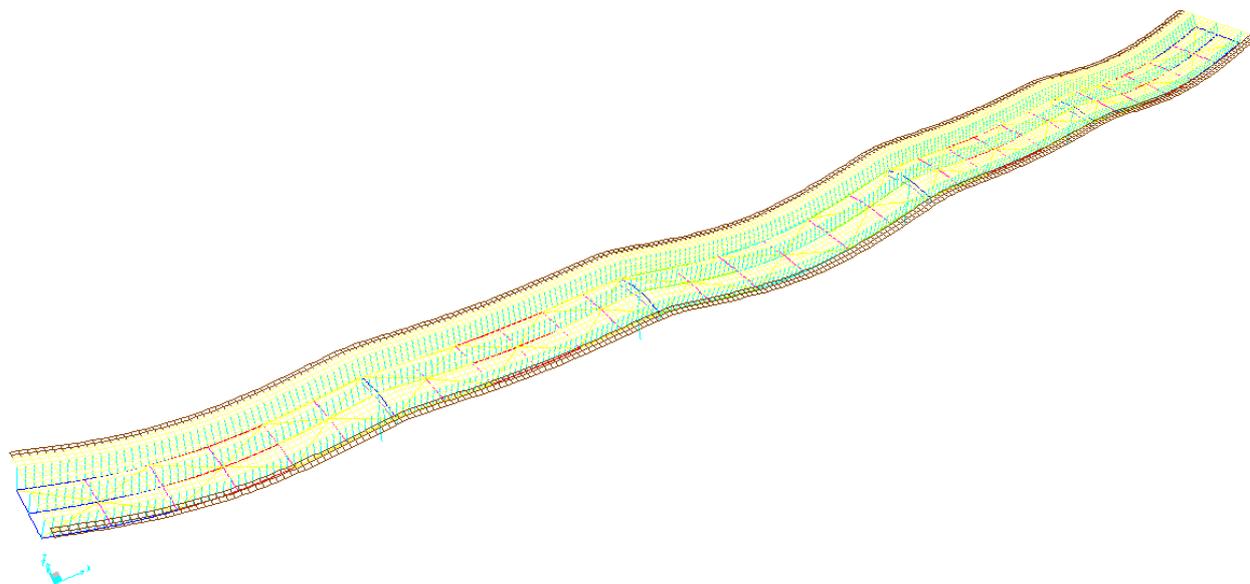


Figura 18 – Fase 2 - deformata SLE rara

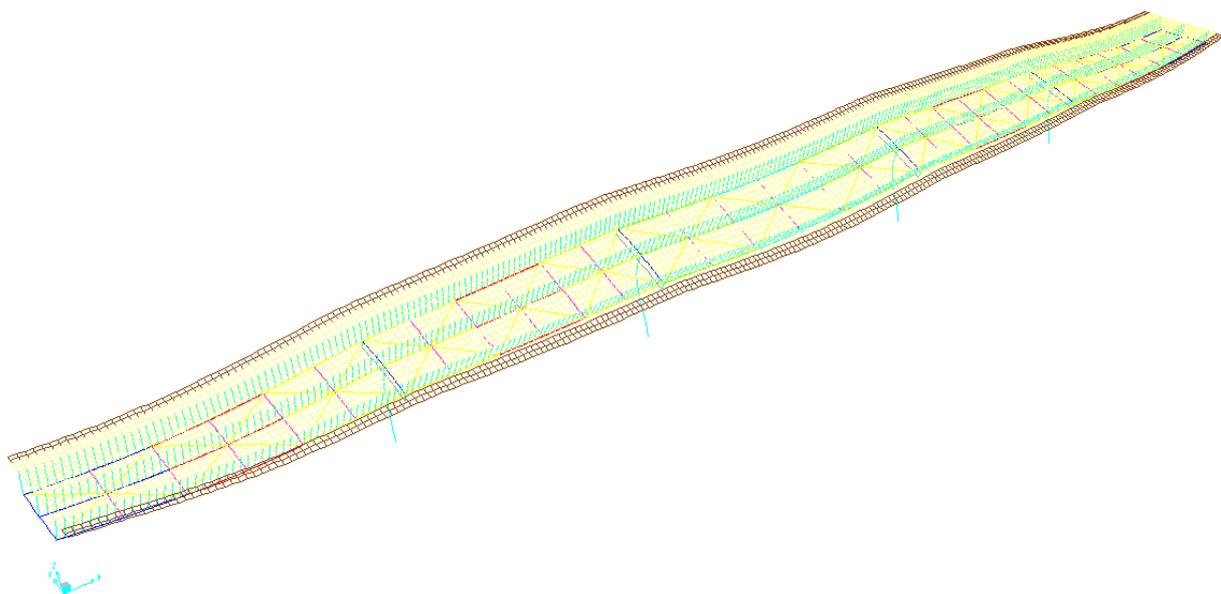


Figura 19 – Fase 3 - deformata SLE rara

Con riferimento alle frecce dovute ai soli carichi da traffico veicolare (Fase 3) sono stati estrapolati i valori relativi ad ogni singola trave principale:

FRECCE MASSIME FASE 3					
		LUCE (mm)	FRECCIA max (mm)	L/f	L/f _{lim}
Campata 1-5		26000	-32,994	788	500
Campata 2-4		26000	-50,929	511	500
Campata 3		34000	-67,211	506	500

La contromonta viene definita in maniera tale da compensare la totalità dei carichi permanenti ed il 20% dei carichi variabili. Si ha quindi:

CONTROMONTA				
		100% Freccia _{perm}	20% Freccia _{var}	Contromonta
Campata 1-5		-47,5	-6,5988	-54
Campata 2-4		-9,54	-10,1858	-20
Campata 3		-45,9	-13,4422	-59

8.7 Traversi reticolari

Al fine di garantire un'adeguata ripartizione delle sollecitazioni fra le travi principali composte, si realizzano dei traversi reticolari disposti lungo l'asse longitudinale del ponte. Le membrature dei medesimi sono realizzate con angolari accoppiati che reagiscono in semplice compressione e trazione. In ragione della snellezza dei medesimi le verifiche dimensionanti sono quelle ad instabilità. Si riporta di seguito la verifica del corrente maggiormente compresso. Di seguito sono riportate le verifiche eseguite in funzione delle sollecitazioni massime agenti ottenute dal modello numerico.

Sollecitazioni massime di progetto - situazione di progetto						
N _{sd,max}	467,00	kN				
N _{sd,min}	345,00	kN				
<i>Caratteristiche della sezione</i>						
Tipo di elemento:		Profilo ad ali aguali 120 X 120 X 10				
L =	3,200	m				
a	120	mm	A _{v,y}	2400,0	mm ²	
b	120	mm	W _{el,y}	73814,4	mm ³	
t	10,0	mm	W _{el,z}	112247,9	mm ³	
r _i	15,0	mm	i _y	37,2	mm	
M	36,1	kg/m	i _z	55,9	mm	
A	4600,0	mm ²	W _{pl,y}	132958,0	mm ³	
I _y	6370507,0	mm ⁴	W _{pl,z}	191800,0	mm ³	
I _z	14367733,0	mm ⁴	I _t	148433,3	mm ⁴	

Caratteristiche del materiale			Fe 510			
f_y	355	N/mm ²				
f_u	510	N/mm ²				
ϵ	0,814					
E	210000	N/mm ²				
ν	0,3					
G	80769,2308	N/mm ²				
γ_{M0}	1,05					
γ_{M1}	1,05					
γ_{M2}	1,25					
Classificazione della sezione trasversale						
La classificazione delle sezioni trasversali è svolta riferendosi alle indicazioni del paragrafo 5.3 dell'EC3, ed in particolare ai prospetti 5.3.1.						
Ala (elementi esterni soggetti a compressione)						
c	95,0	mm	Ala soggetta a compressione			
t	10	mm				
c/t	9,50		c/t	<	14 ϵ	
ϵ	0,81		9,50	<	11,39	
Classe3						
Verifiche da svolgere:						
Secondo EC3 p.to 5.1.5 le membrature soggette alla flessione devono essere verificate per:						
<input type="checkbox"/> Resistenza delle sezioni trasversali - azione assiale						
<input type="checkbox"/> Resistenza delle sezioni trasversali - taglio						
<input type="checkbox"/> Resistenza delle sezioni trasversali - flessione						
<input type="checkbox"/> Resistenza delle sezioni trasversali - flessione e taglio						
<input type="checkbox"/> Resistenza delle membrature all'instabilità						
<input type="checkbox"/> Resistenza all'instabilità per taglio						
<input type="checkbox"/> Resistenza all'imbozzamento dell'anima indotto dalle ali						
Resistenza delle sezioni trasversali ad azione assiale						
$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd}$						
$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$						
N_{Sd}	467,00	<	$N_{pl,Rd}$	1555,24	kN	Ok. Verificato

Resistenza delle membrature all'instabilità (EC3 p.to 5.5)							
Instabilità a compressione							
$N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$							
$N_{b,Rd} = \chi A_y f_y / \gamma_{M1}$							
Curva di instabilità	b	Profili laminati a freddo					
k	1,00	Coefficiente dipendente dalle condizioni di vincolo					
L_{crit}	3,20	m					
λ_1	76,40						
N_{crit}	2908,09	kN					
λ^*	0,75	<	2	Ok			
N_{Sd}/N_{crit}	0,16	Procedere con la verifica di instabilità					
α	0,49						
Φ	0,92						
χ	0,69						
N_{Sd}	345,000	<	$N_{b,Rd}$	1079,239	kN	Ok. Verificato	

9 VERIFICA DELLA SOLETTA

9.1 Verifica in fase di getto

Di seguito si riporta il calcolo e la verifica delle dalle prefabbricate.

GEOMETRIA						MATERIALI			
L_{dalla} [mm]	2700	Luce dalla				CALCESTRUZZO		ACCIAIO	
s_d [mm]	50	Spessore dalla				f_{ck} [N/mm ²]	45.00	f_{yk} [N/mm ²]	450
h_{sez} [mm]	350	Altezza sezione finita				R_{ck} [N/mm ²]	55.00	E_s [N/mm ²]	210000
i_t [mm]	500	Interasse traliccio				E_{cm} [N/mm ²]	36283	v_s	1.15
i_s [mm]	200	Interasse staffe				E_{fess} [N/mm ²]	12094	f_{yd} [N/mm ²]	391.30
h_t [mm]	200	Altezza traliccio				n_{fess}	17.36		
b_t [mm]	100	Larghezza traliccio							
TRALICCIO						CARICO			
CORRENTE INF.			CORRENTE SUP.		STAFFE	v_{CA} [kN/m ³]		25.00	
N_{barre}	2	N_{barre}	1	ϕ_{barre} [mm]	8	$v_{q,SLU}$		1.35	
ϕ_{barre} [mm]	8	ϕ_{barre} [mm]	14	A_s [mm ²]	50	q_{SLE} [kN/m ²]		8.75	
A_s [mm ²]	101	A_s [mm ²]	154	$N_{\phi 8}$	0	q_{SLU} [kN/m ²]		11.81	
A_c [mm ²]	25000.00								
$A_{id,s}$ [mm ²]	1540.34								
SOLLECITAZIONI IN MEZZERIA						VERIFICA RESISTENZA STAFFA ALL'APPOGGIO			
M_{Ed} [kNm]	5.38	Momento flettente				L_s [mm]	229	Lunghezza staffa	
N_{Ed} [kN]	26.91	Azione assiale correnti				α [°]	29.21	Angolo di proiezione	
VERIFICA RESISTENZA CORRENTE SUP.						V_{Ed} [kN]	7.97	Azione tagliante	
σ_{Ed} [N/mm ²]	174.81	Sigma in compressione				N_{Ed} [kN]	4.57	Azione assiale di compressione	
T.L.	0.45	Tasso di lavoro <1				σ_{Ed} [N/mm ²]	90.86	Sigma in compressione	
VERIFICA RESISTENZA CORRENTE INF.						T.L.	0.23	Tasso di lavoro <1	
σ_{Ed} [N/mm ²]	267.68	Sigma in trazione							
T.L.	0.68	Tasso di lavoro <1							
INSTABILITA' CORRENTE SUP.			INSTABILITA' STAFFE			VERIFICA A DEFORMABILITA'			
N_{Ed} [kN]			N_{Ed} [kN]			y_G [mm]	18	Geometria traliccio	
26.91			4.57			y_{cs} [mm]	182		
						y_{ci} [mm]	18		
E_s [N/mm ²]	γ_{M1}	f_y [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	γ_{M1}	f_y [N/mm ²]	J_t [mm ⁴]	5598064	Mom. Inerzia	
210000	1.05	450.00	210000	1.05	450.00	f_{max} [mm]	2.6	Freccia max.	
						L / f_{max}	1048	Rapporto L/f	
A [mm ²]	I_{min} [mm ⁴]	L_{cr} [m]	A [mm ²]	I_{min} [mm ⁴]	L_{cr} [m]				
154	1886	0.20	50	201	0.229				
α (Curva C)	N_{cr} [kN]	λ_s	α (Curva C)	N_{cr} [kN]	λ_s				
0.49	97.71	0.84	0.49	7.94	1.69				
Φ	X	$N_{b,Rd}$ [kN]	Φ	X	$N_{b,Rd}$ [kN]				
1.01	0.64	41.95	2.29	0.26	5.62				
T.L.			T.L.						
0.64	VERIFICATO		0.81	VERIFICATO					

9.2 Verifica in fase di esercizio

Il calcolo delle sollecitazioni nella soletta di impalcato si effettua modellando la medesima come trave continua di sezione $100 \times 35 \text{ cm}^2$ (larghezza unitaria), semplicemente appoggiata in corrispondenza delle anime delle travi.

Le immagini seguenti mostrano la geometria della soletta e il relativo modello FEM sviluppato.

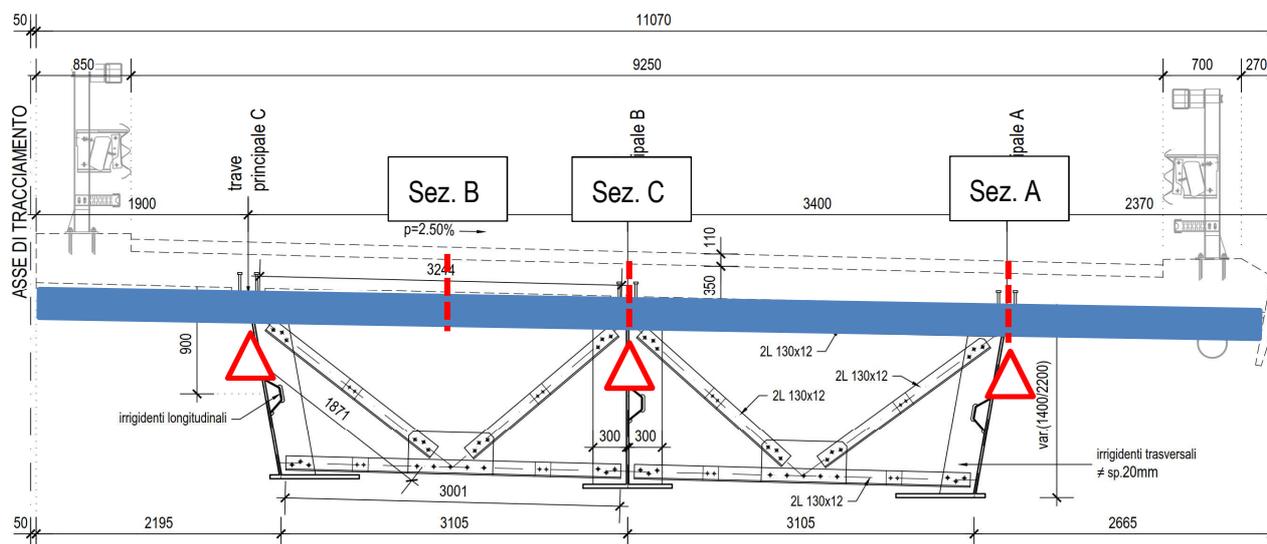


Figura 20 – Geometria della soletta con individuazione delle sezioni di verifica

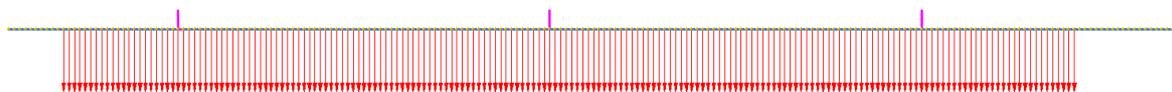


Figura 21 – Modello FEM della soletta con applicazione del peso della pavimentazione

Il modello è stato caricato con le azioni permanenti del peso della soletta, della pavimentazione e dei ringrossi laterali.

La soletta è interessata dai carichi variabili da traffico veicolare coerenti agli schemi di carico 1 e 2 descritti nel DM08 alla sezione 5.1.3.3.5: per lo schema 1 si è contemplata la possibilità di avere sia una che due corsie caricate, mentre per lo schema 2, impiegato per la valutazione degli effetti locali, si è considerata la possibilità di una o due impronte di carico. I carichi da traffico veicolare sono implementati nel modello di calcolo FEM come azioni mobili "Load Path": si definisce la configurazione del carico ed il percorso geometrico seguito dal medesimo lungo le corsie convenzionali dell'impalcato. Il software, previa definizione delle linee di influenza, determina di volta in volta la disposizione dei carichi che massimizza le sollecitazioni nelle sezioni oggetto di analisi.

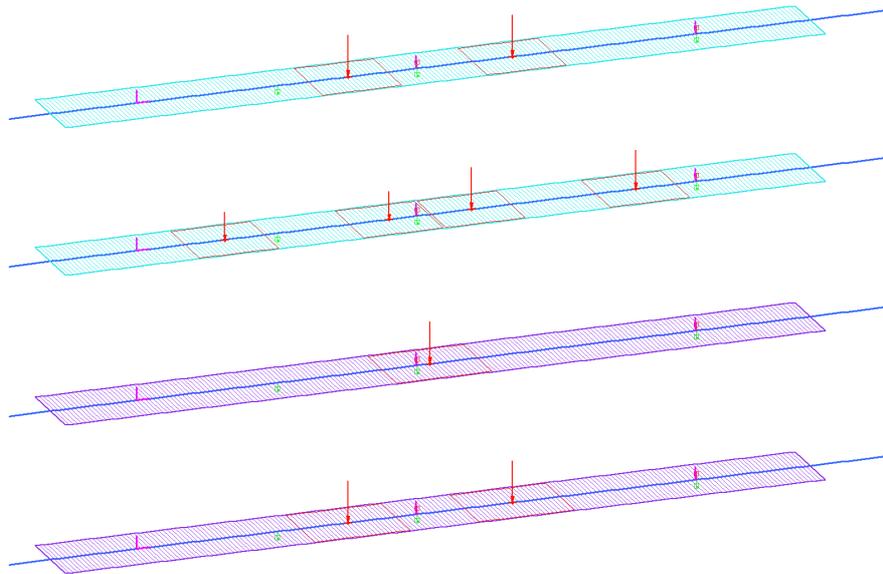


Figura 22 – Modello FEM: applicazione delle azioni mobili come “Load Path”: impronta di carico e lunghezza di applicazione

Si considerano infine i carichi da urto sulle barriere in accordo a quanto specificato al paragrafo 5.3.4.

In Figura 23 è mostrato l'involuppo delle sollecitazioni del momento flettente SLU ottenuto considerando tutte le posizioni dei carichi viaggianti. In Figura 24 è invece mostrato il diagramma del momento generato dall'azione di urto sulle barriere (combinazione eccezionale).

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-261	157

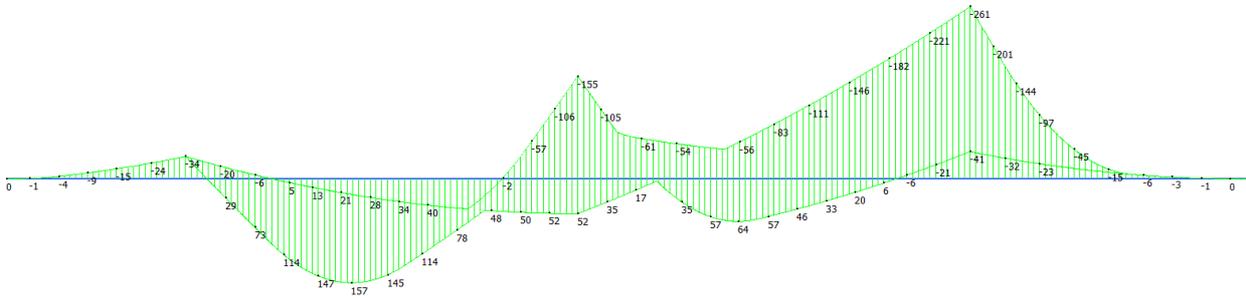


Figura 23 – SLU: involuppo del momento flettente

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-235	49

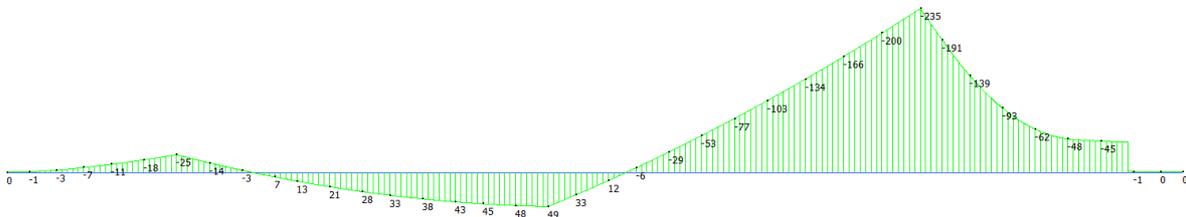


Figura 24 – Combinazione eccezionale: urto sulle barriere

Le verifiche delle sezioni indicate sono condotte attraverso un foglio di calcolo sviluppato internamente per l'analisi allo Stato Limite Ultimo e di Esercizio di sezioni rettangolari in calcestruzzo armato.

Soletta_Sezione_A

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0.0	31.0	-
SLE Frequente	0.0	153.0	-
SLE Rara	0.0	193.0	-
SLU	0.0	261.0	303.0
SLV	-	-	-

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione			
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100	
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	35	
Altezza utile della sezione	d [cm]	30	
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	3500	

Armatura longitudinale tesa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	20	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5.5	0.0	0.0
Area strato	As [cm ²]	31.42	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.065%		

Armatura longitudinale compressa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	5	0	0
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' [%]	0.341%		

Armatura trasversale				
	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	12	0	0
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0
Passo	s _w [cm]	20	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw/s_w} [cm ² /m]	14.14	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

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

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale			
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	1.79	< 14.4
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	11.15	< 19.2
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	242.73	< 360

Verifica di fessurazione			
w limit			
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.028	< 0.2
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.152	< 0.3

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V _{sd} [kN]	303.0	
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	0.0	

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	209.27	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	0.69	

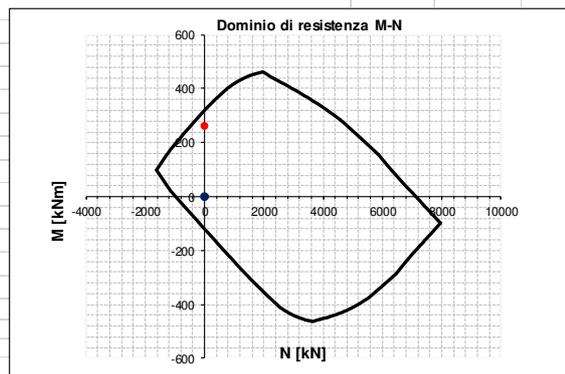
Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5	
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	869	
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	367	
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	367	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	1.21	

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

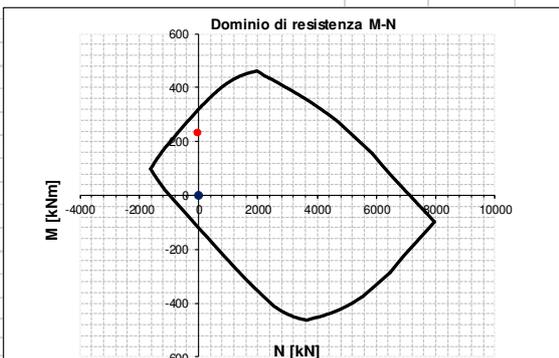
Sollecitazioni di progetto			
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	261.0	-
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0.0	-

Verifica di resistenza in termini di momento			
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	321.9	-
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	1.23	-

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-



Soletta sezione_A_urto_barriere

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	0.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	0.00	14.400
SLE Frequente	0.0	0.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	0.00	19.200
SLE Rara	0.0	0.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	0.00	360.000
SLU	33.0	235.0	224.0	Verifica di fessurazione			w limit
SLV	0.0	0.0	0.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.000	0.200
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.000	0.300
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]	224.0
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	35	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio		N _{sd} [kN]	0.0
Altezza utile della sezione		d [cm]	30	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	3500	Resistenza di progetto senza armatura specifica		V _{Rd1} [kN]	209.27
				Coefficiente di sicurezza		V _{Rd1} /V _{sd}	0.93
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	10	0	0	CoTan (θ) di progetto		cotan(θ) 2.5
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls		V _{Rd2} (θ) [kN] 869
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5.5	0.0	0.0	Resistenza a taglio dell'armatura		V _{Rd3} (θ) [kN] 367
Area strato	As [cm ²]	31.42	0.00	0.00	Resistenza a taglio di progetto		V _{Rd} [kN] 367
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.065%			Coefficiente di sicurezza		V _{Rd} /V _{sd} 1.64
Armatura longitudinale compressa				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	5	0	0	Sollecitazioni di progetto		SLU SLV
Diametro	φ [mm]	16	0	0	Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	235.0 0.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5.3	0.0	0.0	Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	33.0 0.0
Area strato	As' [cm ²]	10.05	0.00	0.00	Verifica di resistenza in termini di momento		SLU SLV
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.341%			Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	318.0 321.9
Armatura trasversale				Coefficiente di sicurezza			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO		M _{Rd} /M _{sd}	1.35 #DIV/0!
Diametro	φ [mm]	12	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU SLV
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	676.2 -
Passo	s _w [cm]	20	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	20.49 -
Inclinazione	α [deg]	90	90	90			
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	14.14	0.00	0.00			
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI							
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				

Soletta_Sezione_B

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0.0	2.0	-
SLE Frequente	0.0	87.0	-
SLE Rara	0.0	116.0	-
SLU	0.0	157.0	0.0
SLV	-	-	-

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione			
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100	
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	35	
Altezza utile della sezione	d [cm]	30	
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	3500	

Armatura longitudinale tesa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	16	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5.5	0.0	0.0
Area strato	A _s [cm ²]	20.11	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.682%		

Armatura longitudinale compressa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	16	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5.3	0.0	0.0
Area strato	A _s ' [cm ²]	10.05	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.341%		

Armatura trasversale				
	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	0	0	0
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0
Passo	s _w [cm]	20	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	0.00	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

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

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale			
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	0.13	< 14.4
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	7.79	< 19.2
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	223.04	< 360

Verifica di fessurazione			
w limit			
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.003	< 0.2
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.137	< 0.3

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V _{sd} [kN]	0.0	
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	0.0	

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	180.34	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	-	

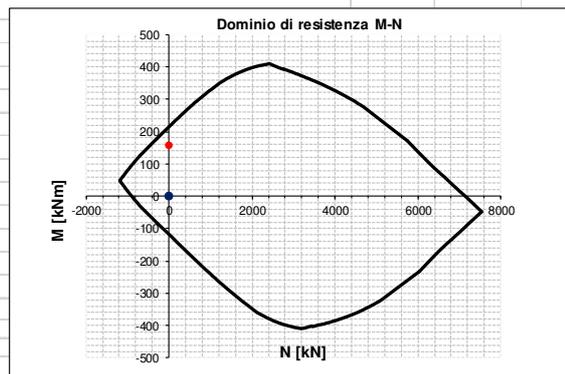
Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5	
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	-	
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	-	
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	-	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	-	

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto			
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	157.0	-
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0.0	-

Verifica di resistenza in termini di momento			
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	214.5	-
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	1.37	-

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-



Soletta_Sezione_C

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0.0	2.0	-
SLE Frequente	0.0	87.0	-
SLE Rara	0.0	115.0	-
SLU	0.0	155.0	251.0
SLV	-	-	-

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione			
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100	
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	35	
Altezza utile della sezione	d [cm]	30	
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	3500	

Armatura longitudinale tesa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	20	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5.5	0.0	0.0
Area strato	A _s [cm ²]	15.71	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.532%		

Armatura longitudinale compressa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	16	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5.3	0.0	0.0
Area strato	A _s ' [cm ²]	10.05	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.341%		

Armatura trasversale				
	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	12	0	0
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0
Passo	s _w [cm]	20	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	14.14	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

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

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		σ limit	
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	0.15	< 14.4
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	8.45	< 19.2
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	279.95	< 360

Verifica di fessurazione		w limit	
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.005	< 0.2
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.219	< 0.3

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V _{sd} [kN]	251.0	
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	0.0	

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	166.10	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	0.66	

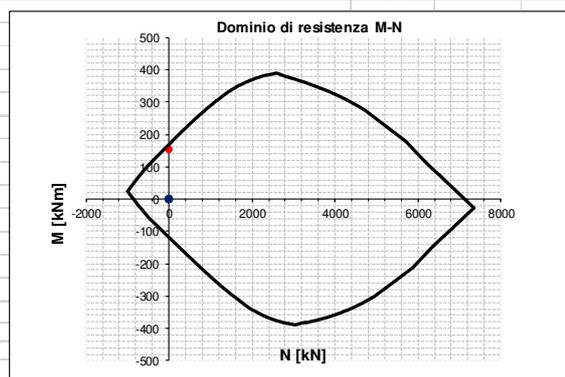
Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5	
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	869	
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	367	
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	367	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	1.46	

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	155.0	-
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0.0	-

Verifica di resistenza in termini di momento			
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	171.9	-
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	1.11	-

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-



10 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.

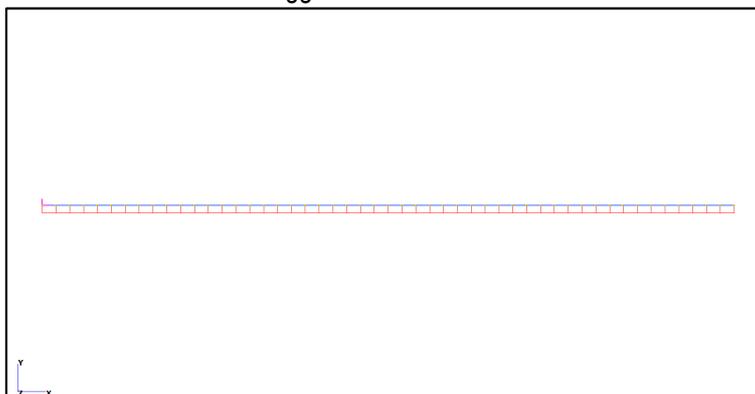


Figura 25 – Soletta flottante: modello FEM

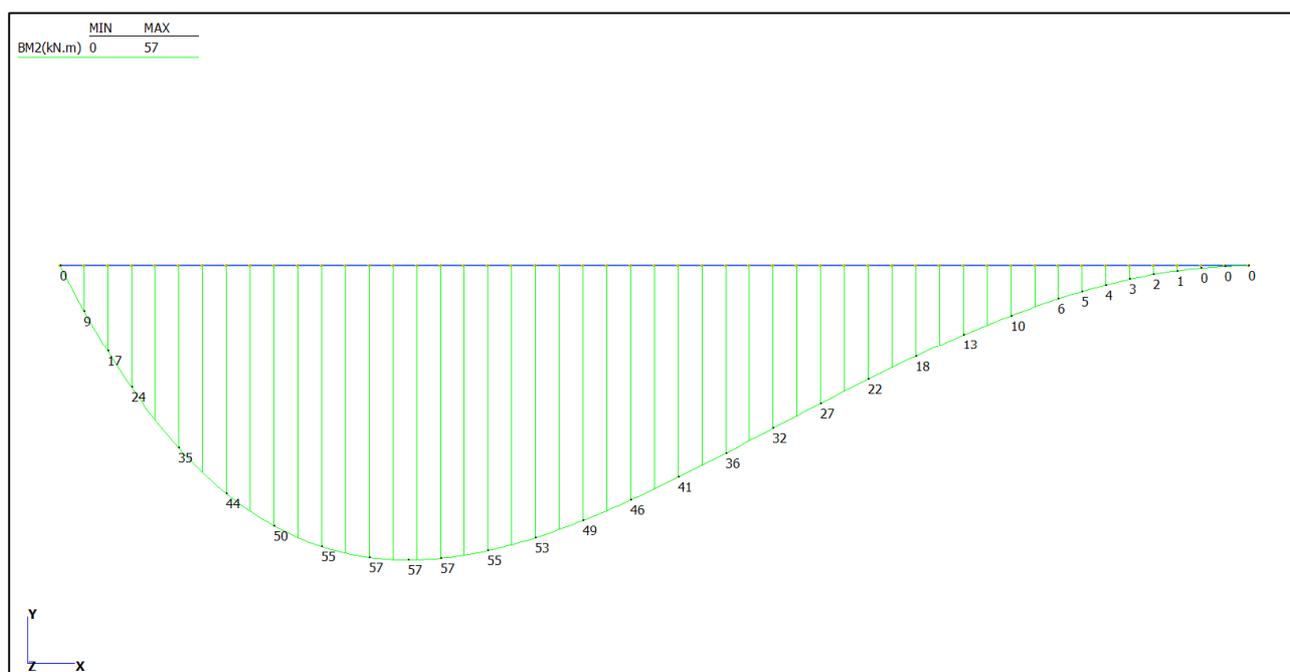
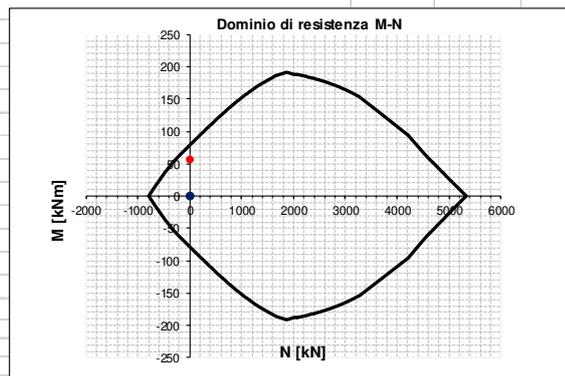


Figura 26 – SLU: momento flettente

Soletta flottante

INPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA			
Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0.0	6.0	-
SLE Frequente	0.0	33.0	-
SLE Rara	0.0	43.0	-
SLU	0.0	57.0	93.0
SLV	0.0	0.0	0.0
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.			
Geometria della sezione			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	25
Altezza utile della sezione		d [cm]	20
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	2500
Armatura longitudinale tesa			
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	5	0
Diametro	φ [mm]	16	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5.3	0.0
Area strato	As [cm ²]	10.05	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.510%	
Armatura longitudinale compressa			
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	5	0
Diametro	φ [mm]	16	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5.3	0.0
Area strato	As' [cm ²]	10.05	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.510%	
Armatura trasversale			
	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	0	0
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0
Passo	s _w [cm]	40	0
Inclinazione	α [deg]	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	0.00	0.00
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI			
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

OUTPUT			
VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Verifica Tensionale			σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	1.04	14.400
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	7.47	19.200
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	245.38	360.000
Verifica di fessurazione			w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _a [mm] =	0.000	0.200
Combinazione SLE Frequente	w _a [mm] =	0.181	0.300
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)		V _{sd} [kN]	93.0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio		N _{sd} [kN]	0.0
Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Resistenza di progetto senza armatura specifica		V _{Rd1} [kN]	119.95
Coefficiente di sicurezza		V _{Rd1} /V _{sd}	1.29
Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
CoTan (θ) di progetto		cotan(θ)	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls		V _{Rd2} (θ) [kN]	-
Resistenza a taglio dell'armatura		V _{Rd3} (θ) [kN]	-
Resistenza a taglio di progetto		V _{Rd} [kN]	-
Coefficiente di sicurezza		V _{Rd} /V _{sd}	-
VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	57.0	0.0
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0.0	0.0
Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	78.3	78.3
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	1.37	#DIV/0!
Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-



11 APPARECCHI DI APPOGGIO, GIUNTI DI DILATAZIONE, SHOCK TRANSMITTER

Di seguito si riporta la pianta dei citati dispositivi congiuntamente alle tabelle riportanti:

- le specifiche tecniche;
- le azioni di progetto allo stato limite ultimo SLU e allo stato limite di salvaguardia della vita SLV;
- gli spostamenti nominali 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.

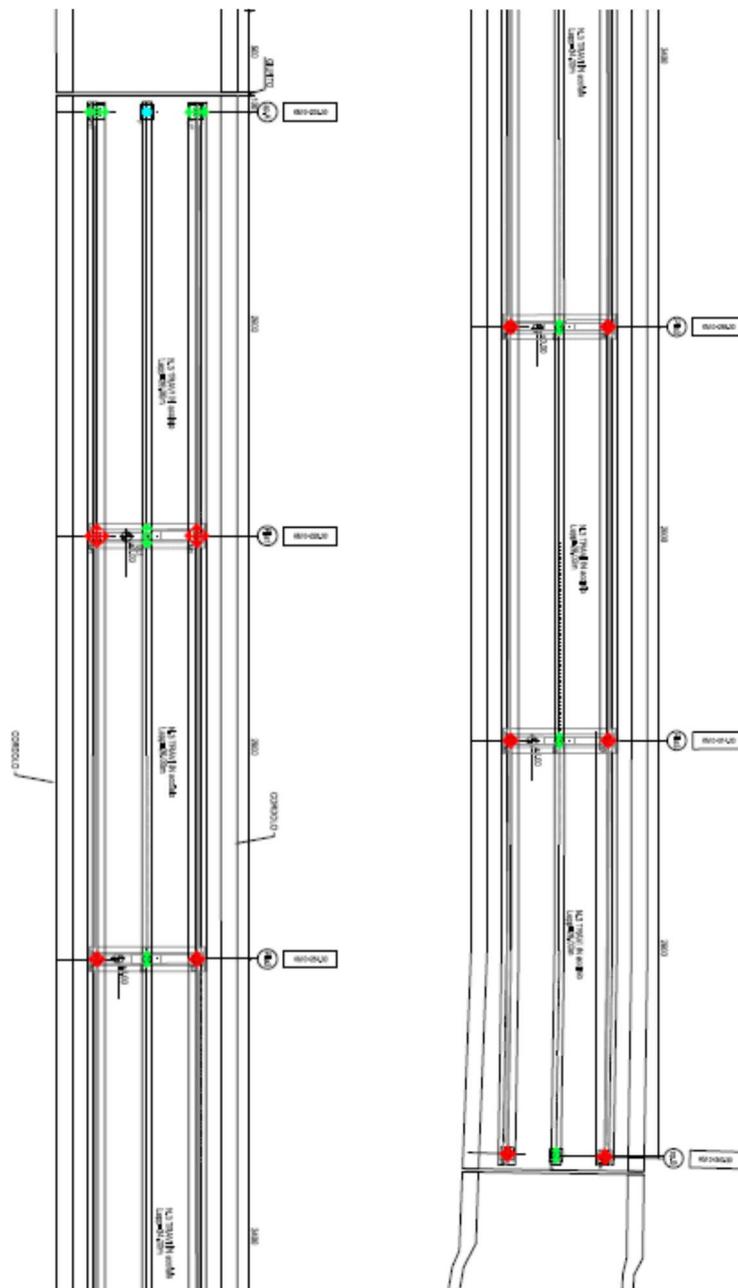


Figura 27 – Pianta appoggi e giunti.

APPARECCHI D'APPOGGIO FUCRI SCALA
TIPOLOGICO APPOGGIO FISSO (F)

F

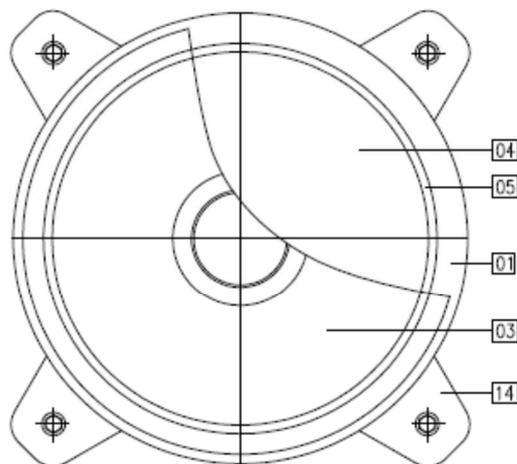
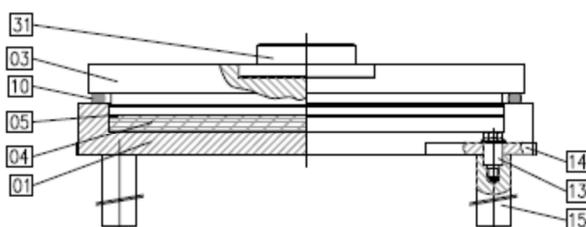


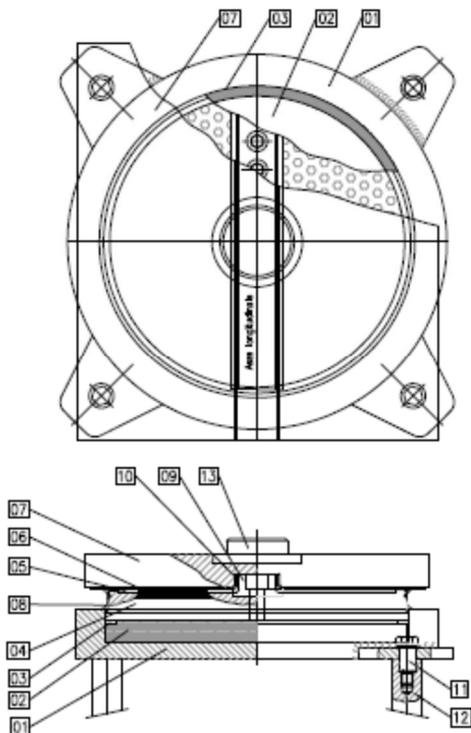
TABELLA CARICHI APPOGGI SPALLE	
Nv,SLU =	1915 kN
NL,SLU =	369 kN
NT,SLU =	187 kN
Nv,SLV =	755 kN
NL,SLV =	816 kN
NT,SLV =	728 kN
Quantità	1



POS.	DESCRIZIONE – DIMENSIONI	MATERIALE
01	Elemento di base	S355JR EN 10025
03	Elemento superiore	S355JR EN 10025
04	Disco in gomma	50±5 Sh/A
05	Anello antiestrusione	P-CuZn 40 Pb 2
10	Parapolvere	Gomma
13	Spina di fissaggio	Classe 12.9
14	Orecchia d'ancoraggio	S355J2G3 EN 10025
15	Zanca d'ancoraggio	1 C40 TQ+T EN 10025
31	Perno d'ancoraggio	S275JR EN 10025

Figura 28 – Dispositivi d'appoggio fissi (F): specifiche tecniche e sollecitazioni.

APPARECCHI D'APPOGGIO FUORI SCALA
TIPOLOGICO APPOGGIO UNIDIREZIONALE (UL, UT) 



POS.	DESCRIZIONE - DIMENSIONI	MATERIALE
01	Elemento di base	S275JR EN 10025
02	Disco	Gomma
03	Anello antiestrusione	P-OT 58
04	Elemento intermedio	S275JR EN 10025
05	Pattino antifrizione	PTFE
06	Lamiera di scorrimento	X5 CrNiMo 17/12
07	Elemento superiore	S275JR EN 10025
08	Parapolvere	Gomma
09	Guida centrale	S355J2G3 EN 10025
10	Listello laterale	Materiale composito
11	Vite di ancoraggio M20	Classe 12.9
12	Bussola di ancoraggio ø55x180	1 C40 TU+T
13	Perno ø140mm	S275JR EN 10025

TABELLA CARICHI APPOGGI (UL1)	
Nv,SLU =	3825 kN
NT,SLU =	448 kN
Nv,SLV =	1804 kN
NT,SLV =	1739 kN
Spostamenti longitudinali ($\Delta L \pm$) =	7,5mm
Spostamenti longitudinali (corsa totale) =	15 mm
Quantità =	2

TABELLA CARICHI APPOGGI (UL2)	
Nv,SLU =	4204 kN
NT,SLU =	499 kN
Nv,SLV =	2012 kN
NT,SLV =	1939 kN
Spostamenti longitudinali ($\Delta L \pm$) =	23,5mm
Spostamenti longitudinali (corsa totale) =	47 mm
Quantità =	4

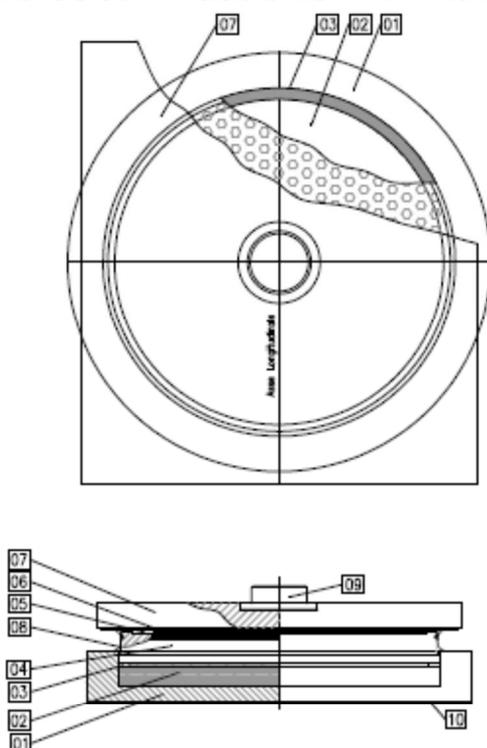
TABELLA CARICHI APPOGGI (UL3)	
Nv,SLU =	3825 kN
NT,SLU =	448 kN
Nv,SLV =	1804 kN
NT,SLV =	1739 kN
Spostamenti longitudinali ($\Delta L \pm$) =	31 mm
Spostamenti longitudinali (corsa totale) =	62 mm
Quantità =	2

TABELLA CARICHI APPOGGI (UL4)	
Nv,SLU =	1915 kN
NT,SLU =	187 kN
Nv,SLV =	755 kN
NT,SLV =	728 kN
Spostamenti longitudinali ($\Delta L \pm$) =	38 mm
Spostamenti longitudinali (corsa totale) =	76 mm
Quantità =	2

TABELLA CARICHI APPOGGI (UT)	
Nv,SLU =	1915 kN
NL,SLU =	369 kN
Nv,SLV =	755 kN
NL,SLV =	816 kN
Quantità =	2

Figura 29 – Dispositivi d'appoggio unidirezionali (UL): specifiche tecniche, sollecitazioni e spostamenti.

APPARECCHI D'APPOGGIO
TIPOLOGICO APPOGGIO MULTIDIREZIONALE (M)



POS.	DESCRIZIONE - DIMENSIONI	MATERIALE
01	Elemento di base	S275JR EN 10025
02	Disco	Gomma
03	Anello antiestrusione	P-OT 58
04	Elemento intermedio	S275JR EN 10025
05	Pattino antifrizione	PTFE
06	Lamiera di scorrimento	X5 CrNiMo 17/12
07	Elemento superiore	S275JR EN 10025
08	Parapolvere	Gomma
09	Perno d'ancoraggio #140mm	S275JR EN 10025
10	Rigidure aggrappo resina	-

TABELLA CARICHI APPOGGI (M1)	
Nv,SLU =	3825 kN
Nv,SLV =	1804 kN
Spostamenti longitudinali ($\Delta L \pm$) =	7,5mm
Spostamenti longitudinali (corsa totale) =	15 mm
Quantità =	2

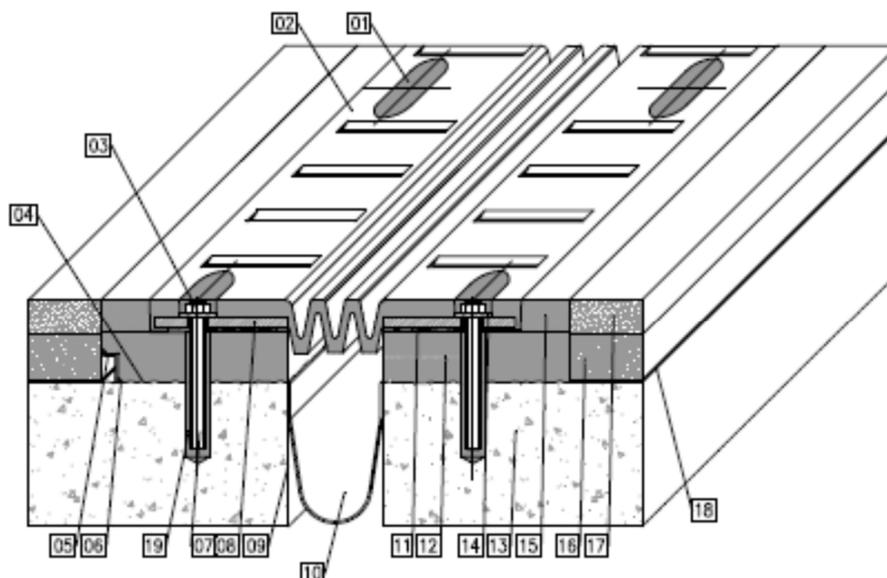
TABELLA CARICHI APPOGGI (M2)	
Nv,SLU =	4204 kN
Nv,SLV =	2012 kN
Spostamenti longitudinali ($\Delta L \pm$) =	23,5 mm
Spostamenti longitudinali (corsa totale) =	47 mm
Quantità =	4

TABELLA CARICHI APPOGGI (M3)	
Nv,SLU =	3825 kN
Nv,SLV =	1804 kN
Spostamenti longitudinali ($\Delta L \pm$) =	31 mm
Spostamenti longitudinali (corsa totale) =	62 mm
Quantità =	2

TABELLA CARICHI APPOGGI (M4)	
Nv,SLU =	1915 kN
Nv,SLV =	755 kN
Spostamenti longitudinali ($\Delta L \pm$) =	38 mm
Spostamenti longitudinali (corsa totale) =	76 mm
Quantità =	2

Figura 30 – Dispositivi d'appoggio multidirezionali (M): specifiche tecniche, sollecitazioni e spostamenti.

DETTAGLIO GIUNTO



POS.	DESCRIZIONE – DIMENSIONI	MATERIALE
01	Sigilatura	EPOBLOCK ME sigillante
02	Elemento modulare	Gomma
03	Dado di fissaggio M12	Classe B EN 20898
04	Bocciardatura e mano d'attacco	Primer P 150
05	Profilo di drenaggio a "L"	UNI 8317 X5 CrNi 1810
06	Stuccatura	-
07	Barra filettata M12x160	Acciaio classe B7
08	Piatto vulcanizzato	S235JR EN 10025
09	Stesa e rasatura stucco pareti vert.	-
10	Scossalina raccolta acque = 1,2 mm	Hypalon
11	Stuccatura	-
12	Malta predosata	-
13	Testata soletta	-
14	Randella	-
15	Massetto laterale	Malta di resina EPOBLOCK ME
16	Bynder	-
17	Manto d'usura	-
18	Impermeabilizzazione impalcato	-
19	Resina di ancoraggio	Primer P 150
20	Zanca di ancoraggio multidirezionale	S355J2G3 EN 10025
21	Tirafondo	Fe B 44 K

GIUNTO DILATAZIONE (G1)	
Quantità	±10mm (corsa totale 20mm)
Quantità	1

GIUNTO DILATAZIONE (G1)	
Quantità	±40mm (corsa totale 80mm)
Quantità	1

Figura 31 – Giunti di dilatazione(G): specifiche tecniche e spostamenti.

12 ALLEGATO DI CALCOLO: VERIFICA DEGLI ELEMENTI IN ACCIAIO

12.1 Concio C1

VERIFICA DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 1 (FASE 1+2+3)

Sollecitazioni massime di progetto

	FASE 1	FASE 2	FASE 3	FASE 1+2+3	
N_{Sd}	-21,07	-81,25	-3009,92	-3112,23	kN
$M_{y,Sd}$	3045,04	302,49	567,79	3915,32	kNm
$V_{z,Sd}$	657,12	113,21	368,91	1139,25	kN

Caratteristiche della sezione

Tipo di elemento: profilo saldato

G	h	d	b	t_w	$t_{f,sup}$	$t_{f,inf}$	A	I_y
kN/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴
78,50	1500	1464	700	20	16	20	54480,00	2,E+10
$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	I_y	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	I_z	I_t
mm ³	mm ³	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ⁴
2,E+07	3,E+07	590,4	30000,00	1,E+09	3,E+06	5,E+06	137,5	7,E+06

6.3. Caratteristiche del materiale

f_y	355	N/mm ²
f_u	510	N/mm ²
ε	0,814	
E	210000	N/mm ²
ν	0,3	
G	80769,23	N/mm ²
γ_{M0}	1,05	
γ_{M1}	1,05	
γ_{M2}	1,25	

Verifiche da svolgere:

Secondo EC3 le membrature soggette alla flessione devono essere verificate per:

- Resistenza delle sezioni trasversali - azione assiale
- Resistenza delle sezioni trasversali-taglio
- Resistenza delle sezioni trasversali-flessione
- Resistenza delle sezioni trasversali-flessione e taglio
- Resistenza delle membrature all'instabilità
- Resistenza all'instabilità per taglio
- Resistenza all'imbozzamento dell'anima indotto dalle ali

Resistenza delle sezioni trasversali ad azione assiale

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$$

N_{Sd}	3112,23	<	$N_{pl,Rd}$	18419,43	kN	Ok. Verificato
----------	---------	---	-------------	----------	----	----------------

Resistenza delle sezioni trasversali a taglio

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v (f_y/3)^{1/2} / \gamma_{M0}$$

$$A_{v,y} \quad 30000,0 \quad \text{mm}^2$$

$$V_{sd,y} \quad 1139,25 \quad < \quad V_{pl,rd,y} \quad 5855,98 \quad \text{kN} \quad \text{Ok. Verificato}$$

Resistenza delle sezioni trasversali a flessione e taglio

$$V_{Sd,y} \leq 50\% V_{pl,y,Rd} \quad \text{Ok} \quad \text{Non è necessaria alcuna riduzione di } M_{pl,rd}$$

Resistenza delle sezioni trasversali a flessione

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd}$$

Sezioni trasversali di classe 3 o 4:

$$M_{c,Rd} = W_{eI,y} f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{y,Sd} \quad 3915,32 \quad < \quad M_{c,Rd} \quad 8162,99 \quad \text{kNm} \quad \text{Ok. Verificato}$$

Resistenza delle membrature all'instabilità (EC3 p.to 5.5)

Instabilità a compressione

$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$$

$$N_{b,Rd} = \chi A_y f_y / \gamma_{M1}$$

Curva di instabilità

c

Profili laminati a freddo o saldati

$$L_{crit} \quad 4,33 \quad \text{m}$$

$$k \quad 1,00$$

Coefficiente dipendente dalle condizioni di vincolo

$$L_{crit} \quad 4,33 \quad \text{m}$$

$$\lambda_1 \quad 76,40$$

$$N_{crit} \quad 113684,7 \quad \text{kN}$$

$$\lambda^* \quad 0,41 \quad < \quad 2 \quad \text{Ok}$$

$$N_{Sd}/N_{crit} \quad -0,03$$

Non serve verifica di instabilità

$$\alpha \quad 0,49$$

$$\Phi \quad 0,64$$

$$\chi \quad 0,89$$

$$N_{sd} \quad 3112,23 \quad < \quad N_{b,Rd} \quad 16406,40 \quad \text{kN} \quad \text{Ok. Verificato}$$

Instabilità flessione-torsionale delle travi

Si esegue una verifica a flessione semplice del tipo:

$$M_{Sd} \leq M_{b,Rd}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} b_w W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0}$$

carichi trasversali applicati al centro di taglio

2 estremi con vincolo di incastro

carico uniformemente distribuito

$$\lambda_{LT} = \frac{kL / i_{LT}}{C_1^{0,5} \{ (k/k_w)^2 + [(kL/i_{LT})/(h/t_f)]^2 / 20 \}^{0,25}}$$

$$i_{LT} = \{ I_z I_w / W_{pl,y}^2 \}^{0,25}$$

Dal prospetto F1.2.

$L_{0,tors}$	4,333	m				
b_w	0,824					
α_{LT}	0,760	Per sezioni saldate				
i_{LT}	161,084					
ε	0,814					
k	0,500					
k_c	0,860					
I_1	76,399					
λ_{LT}^*	0,592		λ_{LT}^*	>	0,4	Verifica necessaria
Φ_{LT}	0,824					
χ_{LT}	0,716		χ_{LT}	<	1	Ok
M_{Sd}	3915,32	kNm				
$M_{b,Rd}$	4816,33	kNm				
M_{Sd}	3915,32	<	$M_{b,Rd}$	4816,33	kNm	Ok. Verificato

Resistenza all'instabilità per taglio

Anima non irrigidita

d	1464	mm		
t_w	20	mm		
d/t_w	73,2			
ε	0,814			
d/t_w	<	69 ε		
73,20	>	56,14	NO	L'anima deve essere irrigidita

Verifica all'imbozzamento dell'anima indotto dalle ali

Verifica:

$$(d/t_w)_{Sd} \leq (d/t_w)_{Rd}$$

$$(d/t_w)_{Rd} = k (E/f_{yf}) (A_w/A_{fc})^{0,5}$$

A_w	30000,00	mm ²	area dell'anima
A_{fc}	14000,00	mm ²	area dell'ala compressa
f_{yf}	355	N/mm ²	resistenza allo snervamento dell'ala compressa (= f_y)
k	0,3		

$(d/t_w)_{Sd}$	<	$(d/t_w)_{Rd}$	
73,20	<	259,78	Ok. Verificato

12.2 Concio C2

VERIFICA DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 2 (FASE 1+2+3)

Sollecitazioni massime di progetto

	FASE 1	FASE 2	FASE 3	FASE 1+2+3	
N_{Sd}	-10,63	-1281,89	-727,97	-2020,50	kN
$M_{y,Sd}$	3529,25	403,70	652,70	4585,64	kNm
$V_{z,Sd}$	425,61	127,30	212,13	765,04	kN

Caratteristiche della sezione

Tipo di elemento: profilo saldato

G	h	d	b	t_w	$t_{f,sup}$	$t_{f,inf}$	A	I_y
kN/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴
78,50	1500	1455	700	18	20	25	57690,00	2,E+10
$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	I_y	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	I_z	I_t
mm ³	mm ³	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ⁴
3,E+07	3,E+07	613,3	27000,00	1,E+09	4,E+06	6,E+06	149,4	8,E+06

6.3. Caratteristiche del materiale

f_y	355	N/mm ²
f_u	510	N/mm ²
ε	0,814	
E	210000	N/mm ²
ν	0,3	
G	80769,23	N/mm ²
γ_{M0}	1,05	
γ_{M1}	1,05	
γ_{M2}	1,25	

Verifiche da svolgere:

Secondo EC3 le membrature soggette alla flessione devono essere verificate per:

- Resistenza delle sezioni trasversali - azione assiale
- Resistenza delle sezioni trasversali-taglio
- Resistenza delle sezioni trasversali-flessione
- Resistenza delle sezioni trasversali-flessione e taglio
- Resistenza delle membrature all'instabilità
- Resistenza all'instabilità per taglio
- Resistenza all'imbozzamento dell'anima indotto dalle ali

Resistenza delle sezioni trasversali ad azione assiale

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$$

N_{Sd}	2020,50	<	$N_{pl,Rd}$	19504,71	kN	Ok. Verificato
----------	---------	---	-------------	----------	----	----------------

Resistenza delle sezioni trasversali a taglio

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v (f_y/3^{1/2}) / \gamma_{M0}$$

$$A_{v,y} \quad 27000,0 \quad \text{mm}^2$$

$$V_{sd,y} \quad 765,04 \quad < \quad V_{pl,rd,y} \quad 5270,38 \quad \text{kN} \quad \text{Ok. Verificato}$$

Resistenza delle sezioni trasversali a flessione e taglio

$$V_{Sd,y} \leq 50\% V_{pl,y,Rd} \quad \text{Ok} \quad \text{Non è necessaria alcuna riduzione di } M_{pl,rd}$$

Resistenza delle sezioni trasversali a flessione

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd}$$

Sezioni trasversali di classe 3 o 4:

$$M_{c,Rd} = W_{eI,y} f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{y,Sd} \quad 4585,64 \quad < \quad M_{c,Rd} \quad 9251,78 \quad \text{kNm} \quad \text{Ok. Verificato}$$

Resistenza delle membrature all'instabilità (EC3 p.to 5.5)

Instabilità a compressione

$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$$

$$N_{b,Rd} = \chi A_y f_y / \gamma_{M1}$$

Curva di instabilità

$$L_{crit} \quad c \quad 4,33 \quad \text{m}$$

$$k \quad 1,00$$

$$L_{crit} \quad 4,33 \quad \text{m}$$

$$\lambda_1 \quad 76,40$$

$$N_{crit} \quad 142049,25 \quad \text{kN}$$

$$\lambda^* \quad 0,38 \quad < \quad 2 \quad \text{Ok}$$

$$N_{Sd}/N_{crit} \quad -0,01 \quad \text{Non serve verifica di instabilità}$$

$$\alpha \quad 0,49$$

$$\Phi \quad 0,62$$

$$\chi \quad 0,91$$

$$N_{sd} \quad 2020,50 \quad < \quad N_{b,Rd} \quad 17710,33 \quad \text{kN} \quad \text{Ok. Verificato}$$

Profili laminati a freddo o saldati

Coefficiente dipendente dalle condizioni di vincolo

Instabilità flessione-torsionale delle travi

Si esegue una verifica a flessione semplice del tipo:

$$M_{Sd} \leq M_{b,Rd}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} b_w W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0}$$

carichi trasversali applicati al centro di taglio

2 estremi con vincolo di incastro

carico uniformemente distribuito

$$\lambda_{LT} = \frac{kL / i_{LT}}{C_1^{0,5} \{ (k/k_w)^2 + [(kL/i_{LT}) / (h/t_f)]^2 / 20 \}^{0,25}}$$

$$i_{LT} = \{ I_z I_w / W_{pl,y}^2 \}^{0,25}$$

Dal prospetto F1.2.

$L_{0,tors}$	4,333	m				
b_w	0,838					
α_{LT}	0,760	Per sezioni saldate				
i_{LT}	170,262					
ε	0,814					
k	0,500					
k_c	0,860					
I_1	76,399					
λ_{LT}^*	0,560		λ_{LT}^*	>	0,4	Verifica necessaria
Φ_{LT}	0,793					
χ_{LT}	0,738		χ_{LT}	<	1	Ok
M_{Sd}	4585,64	kNm				
$M_{b,Rd}$	5720,25	kNm				
M_{Sd}	4585,64	<	$M_{b,Rd}$	5720,25	kNm	Ok. Verificato

Resistenza all'instabilità per taglio

Anima non irrigidita

d	1455	mm		
t_w	18	mm		
d/t_w	80,83333333			
ε	0,814			
d/t_w	<	69 ε		
80,83	>	56,14	NO	L'anima deve essere irrigidita

12.3 Concio C3

VERIFICA DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 3 (FASE 1+2+3)

Sollecitazioni massime di progetto

	FASE 1	FASE 2	FASE 3	FASE 1+2+3
N_{Sd}	-18,76	-526,42	-1494,69	-2039,88
$M_{y,Sd}$	-4800,75	-639,50	-686,03	-6126,28
$V_{z,Sd}$	962,80	395,71	431,46	1789,97

Caratteristiche della sezione

Tipo di elemento: profilo saldato

G	h	d	b	t_w	$t_{f,sup}$	$t_{f,inf}$	A	I_y
kN/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴
78,50	1500	1455	700	20	20	25	60600,00	2,E+10
							20	
$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	I_y	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	I_z	I_t
mm ³	mm ³	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ⁴
3,E+07	3,E+07	605,5	30000,00	1,E+09	4,E+06	6,E+06	145,7	9,E+06

6.3. Caratteristiche del materiale

f_y	355	N/mm ²
f_u	510	N/mm ²
ε	0,814	
E	210000	N/mm ²
ν	0,3	
G	80769,23	N/mm ²
γ_{M0}	1,05	
γ_{M1}	1,05	
γ_{M2}	1,25	

Verifiche da svolgere:

Secondo EC3 le membrature soggette alla flessione devono essere verificate per:

- Resistenza delle sezioni trasversali - azione assiale
- Resistenza delle sezioni trasversali-taglio
- Resistenza delle sezioni trasversali-flessione
- Resistenza delle sezioni trasversali-flessione e taglio
- Resistenza delle membrature all'instabilità
- Resistenza all'instabilità per taglio
- Resistenza all'imbozzamento dell'anima indotto dalle ali

Resistenza delle sezioni trasversali ad azione assiale

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$$

N_{Sd}	2039,88	<	$N_{pl,Rd}$	20488,57	kN	Ok. Verificato
----------	---------	---	-------------	----------	----	----------------

Resistenza delle sezioni trasversali a taglio

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v (f_y/3^{1/2}) / \gamma_{M0}$$

$$A_{v,y} \quad 30000,0 \quad \text{mm}^2$$

$$V_{sd,y} \quad 1789,97 \quad < \quad V_{pl,rd,y} \quad 5855,98 \quad \text{kN} \quad \text{Ok. Verificato}$$

Resistenza delle sezioni trasversali a flessione e taglio

$$V_{Sd,y} \leq 50\% V_{pl,y,Rd} \quad \text{Ok} \quad \text{Non è necessaria alcuna riduzione di } M_{pl,rd}$$

Resistenza delle sezioni trasversali a flessione

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd}$$

Sezioni trasversali di classe 3 o 4:

$$M_{c,Rd} = W_{eI,y} f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{y,Sd} \quad 6126,28 \quad < \quad M_{c,Rd} \quad 9499,27 \quad \text{kNm} \quad \text{Ok. Verificato}$$

Resistenza delle membrature all'instabilità (EC3 p.to 5.5)

Instabilità a compressione

$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$$

$$N_{b,Rd} = \chi A_y f_y / \gamma_{M1}$$

Curva di instabilità

$$L_{crit} \quad 4,33 \quad \text{m}$$

$$k \quad 1,00$$

$$L_{crit} \quad 4,33 \quad \text{m}$$

$$\lambda_1 \quad 76,40$$

$$N_{crit} \quad 142078,25 \quad \text{kN}$$

$$\lambda^* \quad 0,39 \quad < \quad 2 \quad \text{Ok}$$

$$N_{Sd}/N_{crit} \quad -0,01 \quad \text{Non serve verifica di instabilità}$$

$$\alpha \quad 0,49$$

$$\Phi \quad 0,62$$

$$\chi \quad 0,90$$

$$N_{sd} \quad 1494,69 \quad < \quad N_{b,Rd} \quad 18502,36 \quad \text{kN} \quad \text{Ok. Verificato}$$

Profili laminati a freddo o saldati

Coefficiente dipendente dalle condizioni di vincolo

Instabilità flessione-torsionale delle travi

Si esegue una verifica a flessione semplice del tipo:

$$M_{Sd} \leq M_{b,Rd}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} b_w W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0}$$

carichi trasversali applicati al centro di taglio

2 estremi con vincolo di incastro

carico uniformemente distribuito

$$\lambda_{LT} = \frac{kL / i_{LT}}{C_1^{0,5} \{ (k/k_w)^2 + [(kL/i_{LT}) / (h/t_f)]^2 / 20 \}^{0,25}}$$

$$i_{LT} = \{ I_z I_w / W_{pl,y}^2 \}^{0,25}$$

Dal prospetto F1.2.

$L_{0,tors}$	4,333	m				
b_w	0,833					
α_{LT}	0,760		Per sezioni saldate			
i_{LT}	167,568					
ε	0,814					
k	0,500					
k_c	0,860					
I_1	76,399					
λ_{LT}^*	0,568		λ_{LT}^*	>	0,4	Verifica necessaria
Φ_{LT}	0,802					
χ_{LT}	0,732		χ_{LT}	<	1	Ok
M_{Sd}	6126,28	kNm				
$M_{b,Rd}$	6950,85	kNm				
M_{Sd}	6126,28	<	$M_{b,Rd}$	6950,85	kNm	Ok. Verificato

Resistenza all'instabilità per taglio

Anima non irrigidita

d	1455	mm		
t_w	20	mm		
d/t_w	72,75			
ε	0,814			
d/t_w	<	69 ε		
72,75	>	56,14	NO	L'anima deve essere irrigidita

Verifica all'imbozzamento dell'anima indotto dalle ali

Verifica:

$$(d/t_w)_{Sd} \leq (d/t_w)_{Rd}$$

$$(d/t_w)_{Rd} = k (E/f_{yf}) (A_w/A_{fc})^{0,5}$$

A_w	30000,00	mm ²	area dell'anima
A_{fc}	17500,00	mm ²	area dell'ala compressa
f_{yf}	355	N/mm ²	resistenza allo snervamento dell'ala compressa (= f_y)
k	0,3		

$(d/t_w)_{Sd}$	<	$(d/t_w)_{Rd}$	
72,75	<	232,36	Ok. Verificato

12.4 Concio C4

VERIFICA DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 4 (FASE 1+2+3)

Sollecitazioni massime di progetto

	FASE 1	FASE 2	FASE 3	FASE 1+2+3
N_{Sd}	19,58	2195,26	1823,47	4038,31
$M_{y,Sd}$	-4800,81	-655,56	-762,61	-6218,98
$V_{z,Sd}$	1087,67	403,12	596,36	2087,15

Caratteristiche della sezione

Tipo di elemento: profilo saldato

G	h	d	b	t_w	$t_{f,sup}$	$t_{f,inf}$	A	I_y
kN/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴
78,50	1500	1432	700	25	32	36	83400,00	3,E+10
							20	
$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	i_z	I_t
mm ³	mm ³	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ⁴
4,E+07	5,E+07	616,0	37500,00	2,E+09	6,E+06	9,E+06	152,7	3,E+07

6.3. Caratteristiche del materiale

f_y	355	N/mm ²
f_u	510	N/mm ²
ε	0,814	
E	210000	N/mm ²
ν	0,3	
G	80769,23	N/mm ²
γ_{M0}	1,05	
γ_{M1}	1,05	
γ_{M2}	1,25	

Verifiche da svolgere:

Secondo EC3 le membrature soggette alla flessione devono essere verificate per:

- Resistenza delle sezioni trasversali - azione assiale
- Resistenza delle sezioni trasversali-taglio
- Resistenza delle sezioni trasversali-flessione
- Resistenza delle sezioni trasversali-flessione e taglio
- Resistenza delle membrature all'instabilità
- Resistenza all'instabilità per taglio
- Resistenza all'imbozzamento dell'anima indotto dalle ali

Resistenza delle sezioni trasversali ad azione assiale

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$$

N_{Sd}	4038,31	<	$N_{pl,Rd}$	28197,14	kN	Ok. Verificato
----------	---------	---	-------------	----------	----	----------------

Resistenza delle sezioni trasversali a taglio

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v (f_y/3^{1/2}) / \gamma_{M0}$$

$$A_{v,y} \quad 37500,0 \quad \text{mm}^2$$

$$V_{sd,y} \quad 2087,15 \quad < \quad V_{pl,rd,y} \quad 7319,98 \quad \text{kN} \quad \text{Ok. Verificato}$$

Resistenza delle sezioni trasversali a flessione e taglio

$$V_{Sd,y} \leq 50\% V_{pl,y,Rd} \quad \text{Ok} \quad \text{Non è necessaria alcuna riduzione di } M_{pl,rd}$$

Resistenza delle sezioni trasversali a flessione

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd}$$

Sezioni trasversali di classe 3 o 4:

$$M_{c,Rd} = W_{el,y} f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{y,Sd} \quad 6218,98 \quad < \quad M_{c,Rd} \quad 13839,25 \quad \text{kNm} \quad \text{Ok. Verificato}$$

Resistenza delle membrature all'instabilità (EC3 p.to 5.5)

Instabilità a compressione

$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$$

$$N_{b,Rd} = \chi A_y f_y / \gamma_{M1}$$

Curva di instabilità

c

Profili laminati a freddo o saldati

$$L_{crit} \quad 5,67 \quad \text{m}$$

$$k \quad 1,00$$

Coefficiente dipendente dalle condizioni di vincolo

$$L_{crit} \quad 5,67 \quad \text{m}$$

$$\lambda_1 \quad 76,40$$

$$N_{crit} \quad 125574,63 \quad \text{kN}$$

$$\lambda^* \quad 0,49 \quad < \quad 2 \quad \text{Ok}$$

$$N_{Sd}/N_{crit} \quad 0,01 \quad \text{Non serve verifica di instabilità}$$

$$\alpha \quad 0,49$$

$$\Phi \quad 0,69$$

$$\chi \quad 0,85$$

$$N_{sd} \quad 1823,47 \quad < \quad N_{b,Rd} \quad 23996,55 \quad \text{kN} \quad \text{Ok. Verificato}$$

Instabilità flessio-torsionale delle travi

Si esegue una verifica a flessione semplice del tipo:

$$M_{Sd} \leq M_{b,Rd}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} b_w W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0}$$

carichi trasversali applicati al centro di taglio

2 estremi con vincolo di incastro

carico uniformemente distribuito

$$\lambda_{LT} = \frac{kL / i_{LT}}{C_1^{0,5} \{ (k/k_w)^2 + [(kL/i_{LT}) / (h/t_f)]^2 / 20 \}^{0,25}}$$

$$i_{LT} = \{ I_z I_w / W_{pl,y}^2 \}^{0,25}$$

Dal prospetto F1.2.

$L_{0,tors}$	5,667	m				
b_w	0,859					
α_{LT}	0,760	Per sezioni saldate				
i_{LT}	172,896					
ε	0,814					
k	0,500					
k_c	0,860					
I_f	76,399					
λ_{LT}^*	0,548		λ_{LT}^*	>	0,4	Verifica necessaria
Φ_{LT}	0,782					
χ_{LT}	0,746		χ_{LT}	<	1	Ok
M_{Sd}	6218,98	kNm				
$M_{b,Rd}$	8869,97	kNm				
M_{Sd}	6218,98	<	$M_{b,Rd}$	8869,97	kNm	Ok. Verificato

Resistenza all'instabilità per taglio

Anima non irrigidita

d	1432	mm			
t_w	25	mm			
d/t_w	57,28				
ε	0,814				
d/t_w	<	69 ε			
57,28	>	56,14	NO	L'anima deve essere irrigidita	

Verifica all'imbozzamento dell'anima indotto dalle ali

Verifica:

$$(d/t_w)_{Sd} \leq (d/t_w)_{Rd}$$

$$(d/t_w)_{Rd} = k (E/f_{yf}) (A_w/A_{fc})^{0,5}$$

A_w	37500,00	mm ²	area dell'anima
A_{fc}	25200,00	mm ²	area dell'ala compressa
f_{yf}	355	N/mm ²	resistenza allo snervamento dell'ala compressa (= f_y)
k	0,3		

$(d/t_w)_{Sd}$	<	$(d/t_w)_{Rd}$	
57,28	<	216,48	Ok. Verificato

12.5 Concio C5

VERIFICA DELLA TRAVE PRINCIPALE - CONCIO 5 (FASE 2)

Sollecitazioni massime di progetto

	FASE 1	FASE 2	FASE 3	FASE 1+2+3
N_{Sd}	-8,00	-923,88	2737,38	1805,50
$M_{y,Sd}$	4876,80	375,88	1077,31	6330,00
$V_{z,Sd}$	358,93	73,84	193,07	625,84

Caratteristiche della sezione

Tipo di elemento: profilo saldato

G	h	d	b	t_w	$t_{f,sup}$	$t_{f,inf}$	A	I_y
kN/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴
78,50	1500	1432	700	20	32	36	76240,00	3,E+10
							20	
$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	I_y	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	i_z	I_t
mm ³	mm ³	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ⁴
4,E+07	5,E+07	631,7	30000,00	2,E+09	6,E+06	8,E+06	159,7	2,E+07

6.3. Caratteristiche del materiale

f_y	355	N/mm ²
f_u	510	N/mm ²
ε	0,814	
E	210000	N/mm ²
ν	0,3	
G	80769,2	N/mm ²
γ_{M0}	1,05	
γ_{M1}	1,05	
γ_{M2}	1,25	

Verifiche da svolgere:

Secondo EC3 le membrature soggette alla flessione devono essere verificate per:

- Resistenza delle sezioni trasversali - azione assiale
- Resistenza delle sezioni trasversali-taglio
- Resistenza delle sezioni trasversali-flessione
- Resistenza delle sezioni trasversali-flessione e taglio
- Resistenza delle membrature all'instabilità
- Resistenza all'instabilità per taglio
- Resistenza all'imbozzamento dell'anima indotto dalle ali

Resistenza delle sezioni trasversali ad azione assiale

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$$

N_{Sd}	1805,50	<	$N_{pl,Rd}$	25776,38	kN	Ok. Verificato
----------	---------	---	-------------	----------	----	----------------

Resistenza delle sezioni trasversali a taglio

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v (f_y/3)^{1/2} / \gamma_{M0}$$

$$A_{v,y} \quad 30000,0 \quad \text{mm}^2$$

$$V_{sd,y} \quad 625,84 \quad < \quad V_{pl,rd,y} \quad 5855,98 \quad \text{kN} \quad \text{Ok. Verificato}$$

Resistenza delle sezioni trasversali a flessione e taglio

$$V_{Sd,y} \leq 50\% V_{pl,y,Rd} \quad \text{Ok} \quad \text{Non è necessaria alcuna riduzione di } M_{pl,rd}$$

Resistenza delle sezioni trasversali a flessione

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd}$$

Sezioni trasversali di classe 3 o 4:

$$M_{c,Rd} = W_{eI,y} f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{y,Sd} \quad 6330,00 \quad < \quad M_{c,Rd} \quad 13261,49 \quad \text{kNm} \quad \text{Ok. Verificato}$$

Resistenza delle membrature all'instabilità (EC3 p.to 5.5)

Instabilità a compressione

$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$$

$$N_{b,Rd} = \chi A_y f_y / \gamma_{M1}$$

Curva di instabilità

c

Profili laminati a freddo o saldati

$$L_{crit} \quad 5,67 \quad \text{m}$$

$$k \quad 1,00$$

Coefficiente dipendente dalle condizioni di vincolo

$$L_{crit} \quad 5,67 \quad \text{m}$$

$$\lambda_1 \quad 76,40$$

$$N_{crit} \quad 125515,90 \quad \text{kN}$$

$$\lambda^* \quad 0,46 \quad < \quad 2 \quad \text{Ok}$$

$$N_{Sd}/N_{crit} \quad 0,02 \quad \text{Non serve verifica di instabilità}$$

$$\alpha \quad 0,49$$

$$\Phi \quad 0,67$$

$$\chi \quad 0,86$$

$$N_{sd} \quad 1805,50 \quad < \quad N_{b,Rd} \quad 22237,47 \quad \text{kN} \quad \text{Ok. Verificato}$$

Instabilità flessione-torsionale delle travi

Si esegue una verifica a flessione semplice del tipo:

$$M_{Sd} \leq M_{b,Rd}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} b_w W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0}$$

carichi trasversali applicati al centro di taglio

2 estremi con vincolo di incastro

carico uniformemente distribuito

$$\lambda_{LT} = \frac{kL / i_{LT}}{C_1^{0,5} \{ (k/k_w)^2 + [(kL/i_{LT}) / (h/t_f)]^2 / 20 \}^{0,25}}$$

$$i_{LT} = \{ I_z I_w / W_{pl,y}^2 \}^{0,25}$$

Dal prospetto F1.2.

$L_{0,tors}$	5,667	m				
b_w	0,870					
α_{LT}	0,760	Per sezioni saldate				
i_{LT}	177,732					
ε	0,814					
k	0,500					
k_c	0,860					
I_1	76,399					
λ_{LT}^*	0,534		λ_{LT}^*	>	0,4	Verifica necessaria
Φ_{LT}	0,769					
χ_{LT}	0,756		χ_{LT}	<	1	Ok
M_{Sd}	6330,00	kNm				
$M_{b,Rd}$	8721,28	kNm				
M_{Sd}	6330,00	<	$M_{b,Rd}$	8721,28	kNm	Ok. Verificato

Resistenza all'instabilità per taglio

Anima non irrigidita

d	1432	mm		
t_w	20	mm		
d/t_w	71,6			
ε	0,814			
d/t_w	<	69 ε		
71,60	>	56,14	NO	L'anima deve essere irrigidita

Verifica all'imbozzamento dell'anima indotto dalle ali

Verifica:

$$(d/t_w)_{Sd} \leq (d/t_w)_{Rd}$$

$$(d/t_w)_{Rd} = k (E/f_{yf}) (A_w/A_{fc})^{0.5}$$

A_w	30000,00	mm ²	area dell'anima
A_{fc}	25200,00	mm ²	area dell'ala compressa
f_{yf}	355	N/mm ²	resistenza allo snervamento dell'ala compressa (= f_y)
k	0,3		

$(d/t_w)_{Sd}$	<	$(d/t_w)_{Rd}$	
71,60	<	193,63	Ok. Verificato