

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

A2 - TANGENZIALI Nord e Sud

U15 - SV.11BIS - VIA LENIN - ROTONDA R.PARADISI

CV51T - CAVALCAVIA CV51T - RAMPE RS51C-RS51D

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO SISMICO

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele
Ord. Ingg. Milano n.18641
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068


IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111465	0000	PD	A2	U15	CV51T	00000	R	S T R	1486	- 2	SCALA -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
	REDATTO:		VERIFICATO:				0	NOVEMBRE 2017
							1	SETTEMBRE 2019
							2	SETTEMBRE 2020
						3	-	
						4	-	

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

Sommario

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
2.1 OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE	9
2.2 NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI	9
2.3 GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA	9
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
3.1 CALCESTRUZZO	10
3.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	11
3.3 ACCIAIO PER CARPENTERIA	12
4. SOFTWARE DI CALCOLO	13
4.1 STRAUS 7	13
5. CRITERI DI PROGETTAZIONE	14
5.1 METODO DI CALCOLO	14
5.2 MODELLI DI CALCOLO	14
6. CRITERI DI CALCOLO	17
6.1 CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO	17
6.2 DEFINIZIONE DELLE RESISTENZE DI CALCOLO	20
7. CRITERI DI VERIFICA	21
7.1 TRAVI PRINCIPALI	21
7.1.1 <i>Classificazione delle sezioni e calcolo delle sezioni efficaci</i>	21
7.1.2 <i>S.L.U. – Resistenza delle membrature</i>	21
7.1.3 <i>S.L.E. - Limitazione delle tensioni</i>	21
7.2 S.L.F. - VERIFICHE A FATICA	22
8. ANALISI DEI CARICHI	27
8.1 PESO PROPRIO (G_1)	27
8.2 CARICHI PERMANENTI (G_2)	27
8.3 RITIRO (ϵ_2)	27
8.4 VARIAZIONE TERMICA (ϵ_3)	27
8.5 CEDIMENTI DIFFERENZIALI DEGLI APPOGGI (ϵ_4)	27
8.6 CARICHI ACCIDENTALI (Q_1)	28
8.6.1 <i>Verifiche di resistenza</i>	28
8.6.2 <i>Verifiche a fatica</i>	29
8.7 AZIONE DI FRENAMENTO DEL VEICOLO (Q_3)	29
8.8 AZIONE CENTRIFUGA (Q_4)	29
8.9 AZIONE DEL VENTO E DELLA NEVE (Q_5)	30
8.10 AZIONE SISMICA (Q_6)	31
8.10.1 <i>Sollecitazioni per sisma verticale</i>	36
9. TRAVI PRINCIPALI	38
9.1 DIAGRAMMI DELLE TENSIONI	38
9.1.1 <i>Pesi propri</i>	38
9.1.2 <i>Pesi permanenti portati</i>	39
9.1.3 <i>Carichi accidentali (traffico schema di carico 1)</i>	40
9.1.4 <i>Carichi accidentali (Fatica FLM3)</i>	47

9.1.5	Ritiro.....	47
9.1.6	Variazione termica.....	47
9.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	48
9.2.1	Caratteristiche geometrico-inerziali e classificazione e delle sezioni.....	48
9.2.2	Verifiche Tensionali SLU.....	51
9.2.3	Verifiche allo stato limite di fatica SLF.....	52
9.3	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ.....	54
9.3.1	Quadro deformativo di progetto relativo alle travi principali.....	54
9.4	CONTROMONTE DI PROGETTO.....	54
10.	SOLETTA.....	56
10.1	CARICHI AGENTI.....	56
10.2	SOLLECITAZIONI.....	56
10.2.1	Sollecitazioni elementari carichi accidentali.....	56
10.2.2	Sollecitazioni SLU.....	58
10.2.3	Sollecitazioni SLE Rara.....	59
10.2.4	Sollecitazioni SLE Frequente.....	59
10.3	VERIFICHE.....	60
10.3.1	Verifiche a pressoflessione SLU.....	60
10.3.2	Verifica a taglio SLU.....	62
10.3.3	Verifiche tensionali in esercizio.....	63
10.3.4	Verifiche a fessurazione.....	64
11.	APPARECCHIATURE DI APPOGGIO E GIUNTO.....	67
11.1	AZIONI APPOGGI.....	67
11.2	SPOSTAMENTI MASSIMI ATTESI PER GLI APPOGGI.....	68
11.3	VARCO E GIUNTI.....	68

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. PLANIMETRIA GENERALE.....	4
FIGURA 1-2. SEZIONE LONGITUDINALE.....	5
FIGURA 1-3. SEZIONE TRASVERSALE TIPICA	5
FIGURA 1-4. SPALLA A – VISTA FRONTALE.....	6
FIGURA 1-5. SPALLA A – SEZIONE IN ASSE TRACCIAMENTO	6
FIGURA 1-6. SPALLA A - PIANTA.....	7
FIGURA 1-7. SPALLA B – VISTA FRONTALE.....	7
FIGURA 1-8. SPALLA B – SEZIONE IN ASSE TRACCIAMENTO	8
FIGURA 1-9. SPALLA B – PIANTA.....	8
TABELLA 3.1 – CLASSI DI CLS E COPRIFERRI MINIMI.....	10
TABELLA 3.2 - PROPRIETÀ MECCANICHE CALCESTRUZZI.....	11
TABELLA 3.3 - PROPRIETÀ MECCANICHE ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	11
TABELLA 3.4 - PROPRIETÀ MECCANICHE ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	12
FIGURA 5-1. MODELLO IMPALCATO CON BEAM	14
FIGURA 5-2. VISIONE “SOLID” DELLE TRAVI.....	15
FIGURA 5-3. MODELLO IMPALCATO CON SHELL	15
FIGURA 5-4. CARATTERISTICHE SEZIONI TRAVE E SOLETTA.....	15

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda l'analisi, il dimensionamento e verifica dell'impalcato del cavalcavia delle rampe dello svincolo 11bis.

L'andamento planimetrico dell'opera è in rettilineo nella porzione centrale mentre presenta una curvatura alle sue estremità.

Il ponte presenta andamento planimetrico è costituito da una sola campata di luce 21.00 m.

L'impalcato è della tipologia mista "acciaio-calcestruzzo" costituito da 28 travi a "doppio T" in acciaio **incorporate nel getto di c.a.**, di altezza 0.50m, annegate in un getto di calcestruzzo collaborante gettato in opera, per uno spessore totale pari a 0.60m.

La sezione trasversale dell'opera è costituita da una sede carrabile di larghezza media 17.40m, con due cordoli esterni di larghezza media 0.80m.

Il sistema di vincolo previsto per il Cavalcavia è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. Tali dispositivi, essendo caratterizzati da un ridotto valore della rigidità orizzontale, garantiscono un disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura rispetto a quello del terreno ed una conseguente riduzione della risposta sismica della struttura; inoltre tali dispositivi sono dotati di una certa capacità dissipativa in funzione della mescola elastomerica utilizzata, indispensabile per minimizzare gli spostamenti della struttura isolata.

Le spalle sono costituite da un plinto di forma rettangolare attestato su una palificata di fondazione di 16 pali Ø1000 mm. Lo sviluppo dell'elevazione è costituito da un fusto di spessore 1.50m, con altezza di 4.50m per la spalla A e di 4.00m per la spalla B. L'elevazione delle spalle sono completate da un paraghiaia, due muri di risvolti e due orecchie.

Si riportano alcune immagini descrittive delle opere in oggetto:

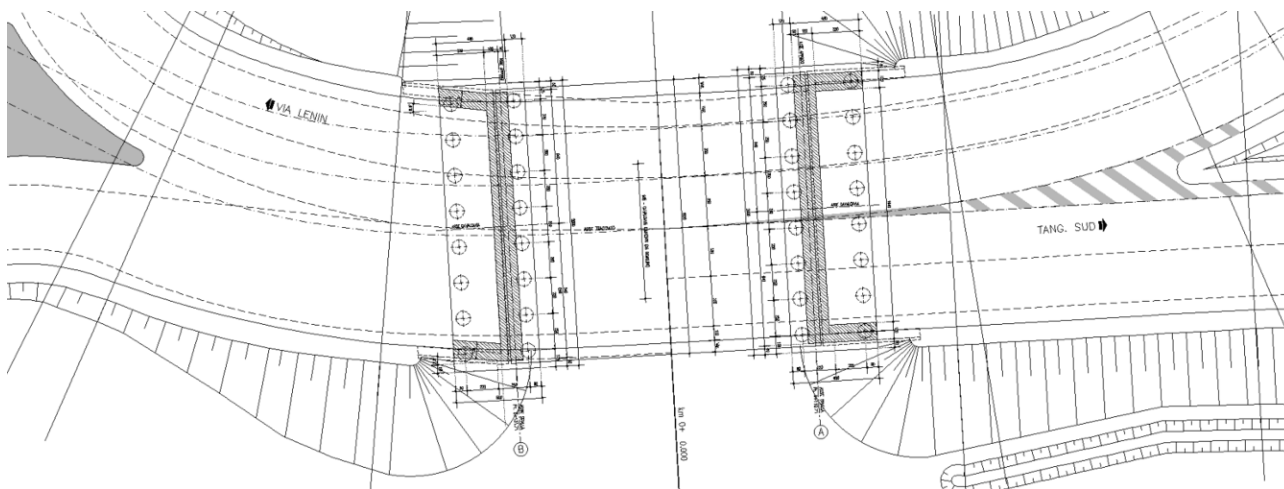


Figura 1-1. Planimetria generale

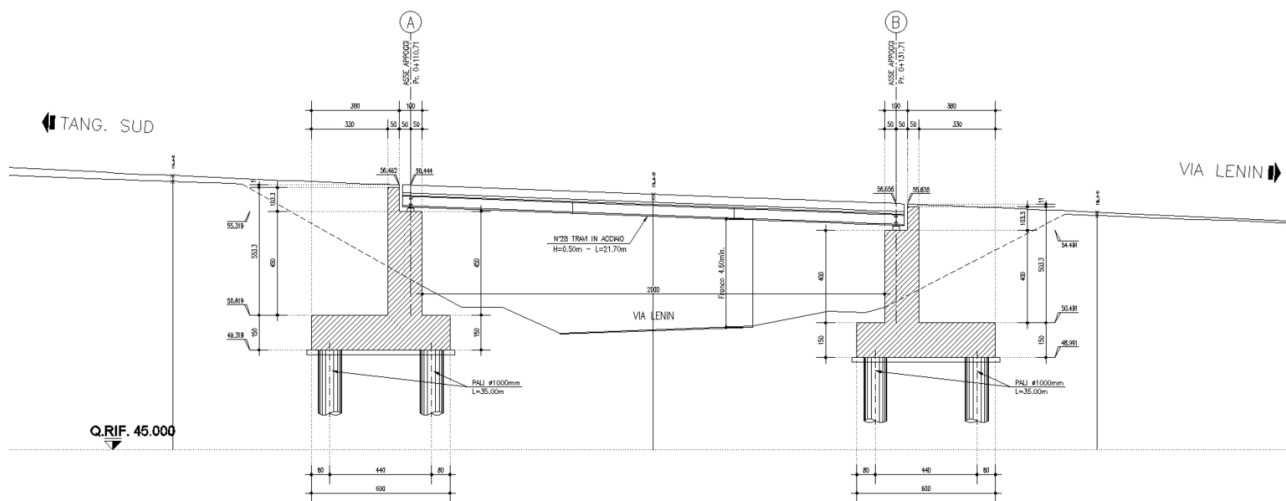


Figura 1-2. Sezione longitudinale

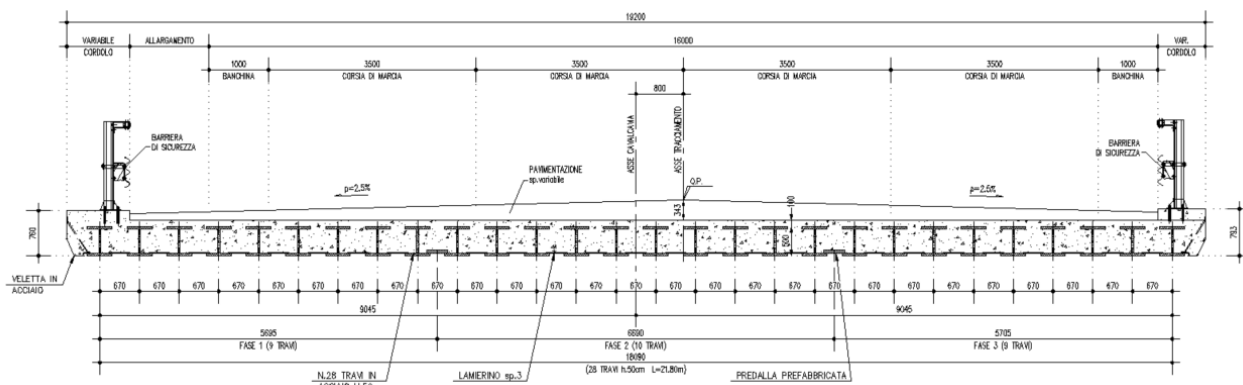


Figura 1-3. Sezione trasversale tipica

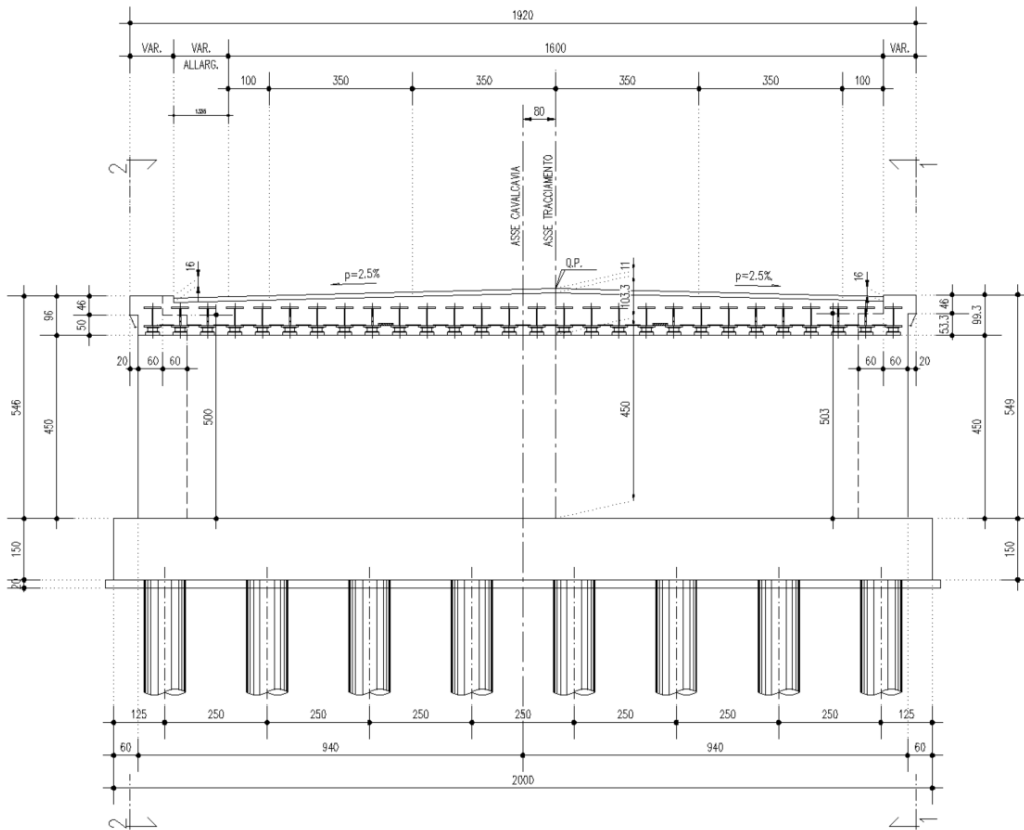


Figura 1-4. Spalla A – Vista frontale

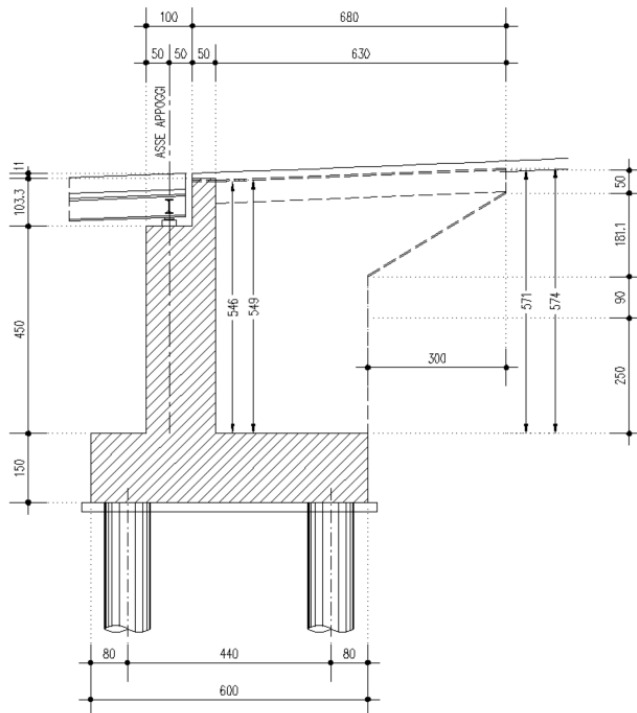


Figura 1-5. Spalla A – Sezione in asse tracciamento

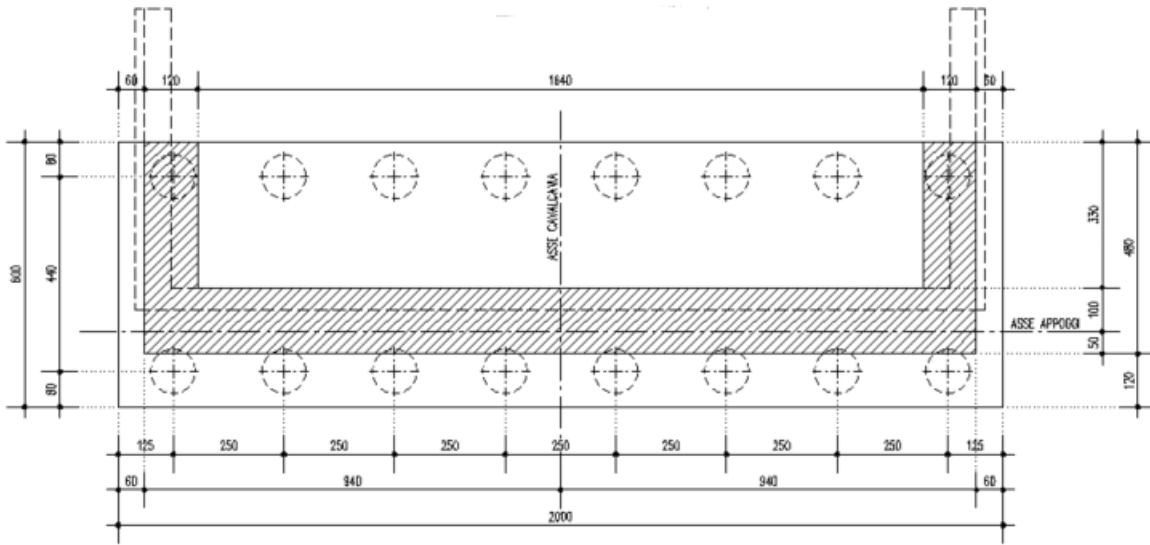


Figura 1-6. Spalla A - Pianta

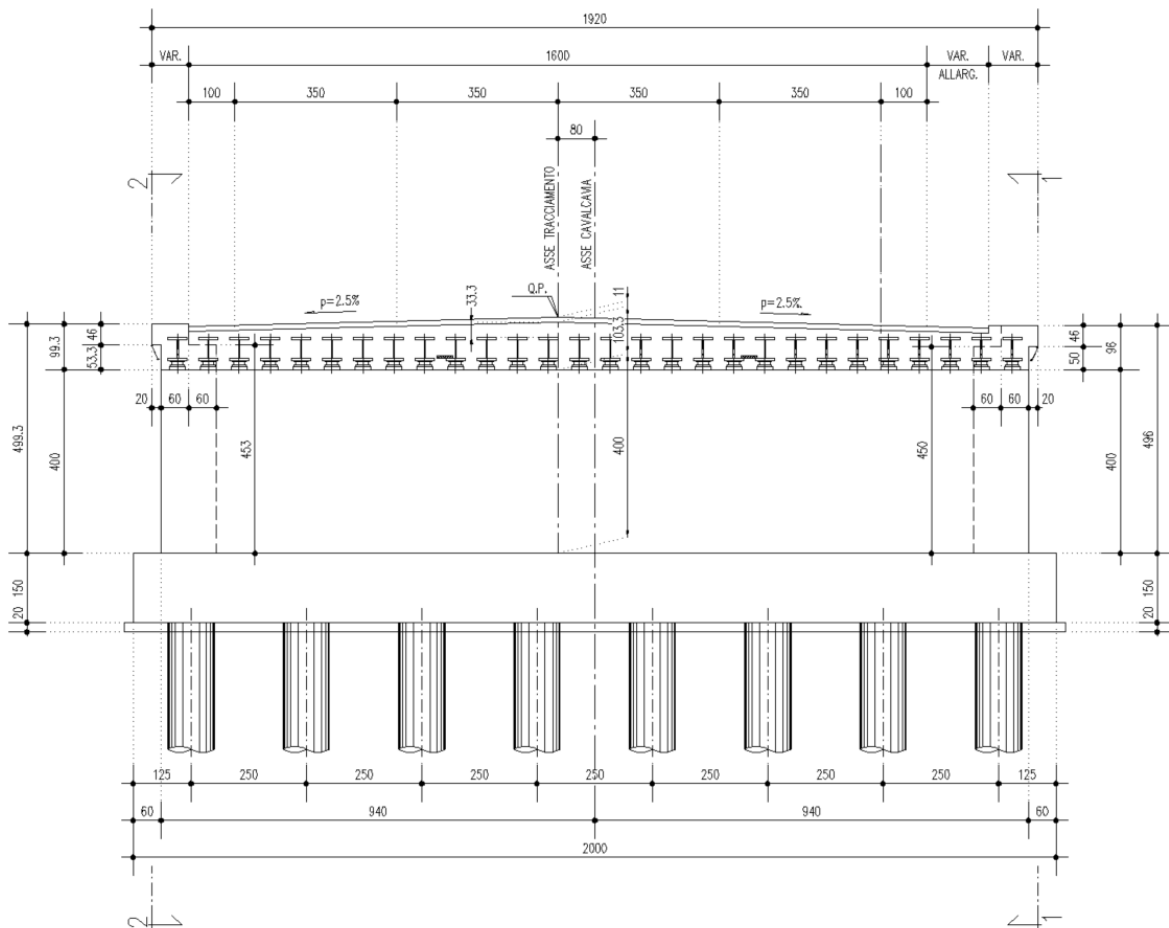


Figura 1-7. Spalla B - Vista frontale

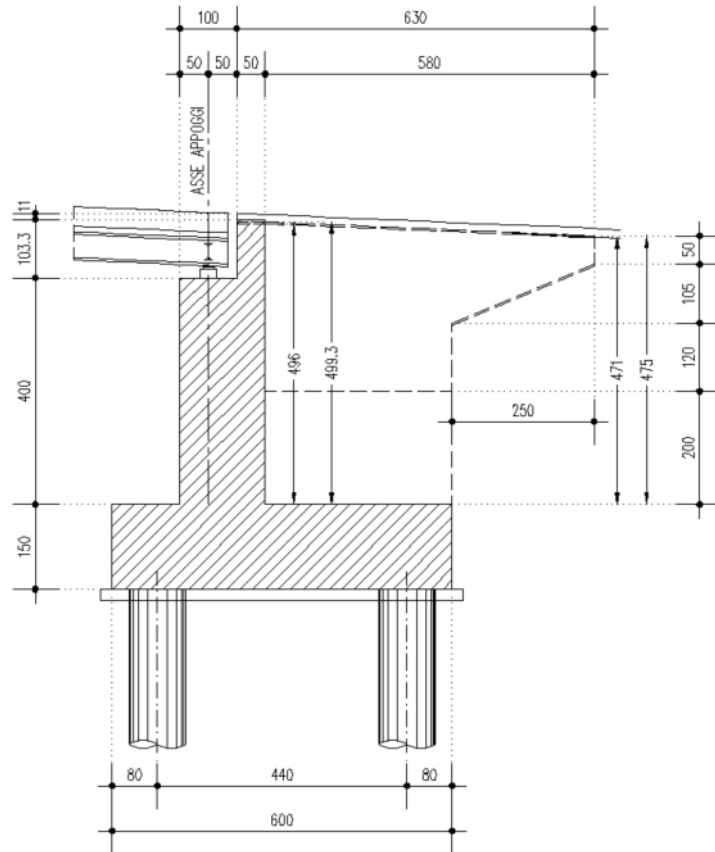


Figura 1-8. Spalla B – Sezione in asse tracciamento

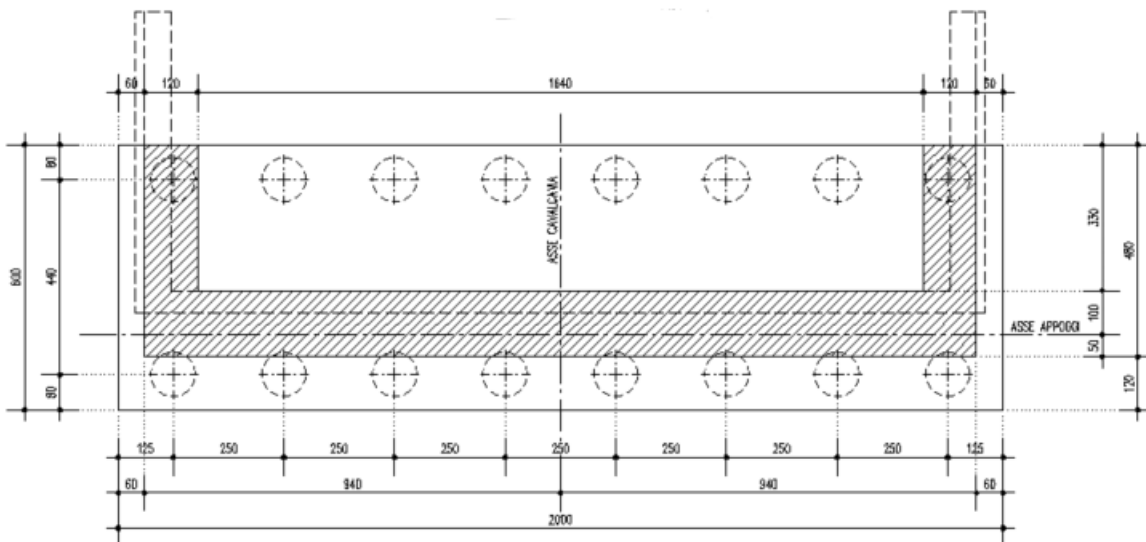


Figura 1-9. Spalla B – Pianta

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto delle strutture e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore ed in particolare:

2.1 OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE

- D. M. Min. Il. TT. del 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004: “Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-4 (Eurocodice 1) – Luglio 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Agosto 2005: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1:2011 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

2.2 NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI

- UNI EN 1991-2-1 (Eurocodice 1) – Marzo 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-2 (Eurocodice 3) – Gennaio 2007: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

2.3 GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA

- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1536:2010: “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Pali trivellati”.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi che seguono. Si indicheranno le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di durabilità.

3.1 CALCESTRUZZO

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

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 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, viene assunta pari ad 5 mm in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri.

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copriferri minimi.

Tabella 3.1 – Classi di cls e copriferri minimi

PARTE O ELEMENTO	Classe Esposizione	Ambiente	Copriferro Min. [mm]	Classe di resistenza adottata [MPa]
Soletta e cordoli impalcato	XF4	Aggressivo	35	C 35/45
Baggioli e ritegni	XF4	Aggressivo	35	C 35/45
Elevazioni spalle	XF2	Aggressivo	35	C 32/40
Fondazioni spalle	XC2	Ordinario	40	C 28/35
Pali di fondazione	XC2	Ordinario	60	C 25/30

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Tabella 3.2 - proprietà meccaniche calcestruzzi

Grandezza		u.m.	C25/30	C28/35	C32/40	C35/45
Resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	N/mm ²	25,00	28,00	35,00	32,00
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	N/mm ²	14,17	15,87	19,83	18,13
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	N/mm ²	1,80	1,94	2,25	2,12
Tensione di aderenza cls-armatura	f_{bd}	N/mm ²	2,70	2,91	3,37	3,18
Tensione massima di compressione (comb. rara)	σ_c	N/mm ²	15,00	16,80	21,00	19,20
Tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	σ_c	N/mm ²	11,25	12,60	15,75	14,40
Modulo elastico medio istantaneo	E_m	N/mm ²	31476	32300	34077	33346

3.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a. la seguente tipologia di acciaio:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile, controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Tabella 3.3 - proprietà meccaniche acciaio per cemento armato

Proprietà		Requisito
Limite di snervamento	f_y	≥450 MPa
Limite di rottura	f_t	≥540 MPa
Allungamento totale al carico massimo	A_{gt}	≥7.5%
Rapporto	f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto	$f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$	≤ 1,25

3.3 ACCIAIO PER CARPENTERIA

Si utilizzano per le strutture metalliche i seguenti tipi di acciaio:

Elementi saldati di spessore fino a 20mm	S355J0
Elementi saldati di spessore da 20mm fino a 40mm	S355J2G3
Elementi saldati di spessore superiore a 40mm	S355K2G3
Elementi non saldati	S355J0
Imbottiture con spessore inferiore a 3mm	S355J0W

La classe di esecuzione prevista per le strutture in acciaio è EXC-3.

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da carpenteria utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Tabella 3.4 - proprietà meccaniche acciaio per carpenteria metallica

Proprietà		Requisito
Resistenza di calcolo ($t < 40\text{mm}$)	f_{yd}	355 N/mm ²
Resistenza di calcolo ($t > 40\text{mm}$)	f_{yd}	335 N/mm ²
Limite di rottura	f_{yd}	335 N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000 N/mm ²

4. SOFTWARE DI CALCOLO

4.1 STRAUS 7

Il codice di calcolo utilizzato è Straus7, programma di modellazione strutturale agli elementi finiti di comprovata validità. Il codice è stato utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni derivanti dalle analisi statiche dell'opera. I risultati delle sollecitazioni sono stati controllati manualmente a campione mediante metodi semplificati per verificare l'ordine di grandezza dei risultati.

5. CRITERI DI PROGETTAZIONE

5.1 METODO DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni gravanti sulle travi longitudinali e sulla soletta dell'impalcato viene svolto mediante la realizzazione di un modello agli elementi finiti realizzato con il software di calcolo Straus7.

A favore di sicurezza per le verifiche di resistenza si è considerato il calcestruzzo non collaborante e pertanto la resistenza è stata affidata alle sole travi di acciaio.

Per la verifica della soletta e delle deformazioni, invece, si è considerato il calcestruzzo interamente collaborante ai fini della determinazione dell'inerzia flessionale dell'impalcato, con coefficiente di omogenizzazione pari a 6.

5.2 MODELLI DI CALCOLO

Il modello realizzato è un modello a graticcio composto da elementi tipo "beam". Le "beam" longitudinali hanno le caratteristiche della trave in acciaio (a favore di sicurezza si trascura in contributo del calcestruzzo) mentre le "beam" trasversali rappresentano 1m di soletta. Sono stati poi inseriti degli elementi "shell" con inerzia nulla per l'applicazione dei carichi.

La struttura è stata vincolata isostaticamente:

- Appoggi spalla A bloccate traslazioni verticali in tutti i nodi e in un nodo anche le traslazioni longitudinali e trasversali
- Appoggi spalla B bloccate traslazioni verticali in tutti i nodi e in un nodo anche le traslazioni trasversali

Si riportano alcune immagini del modello appena descritto:

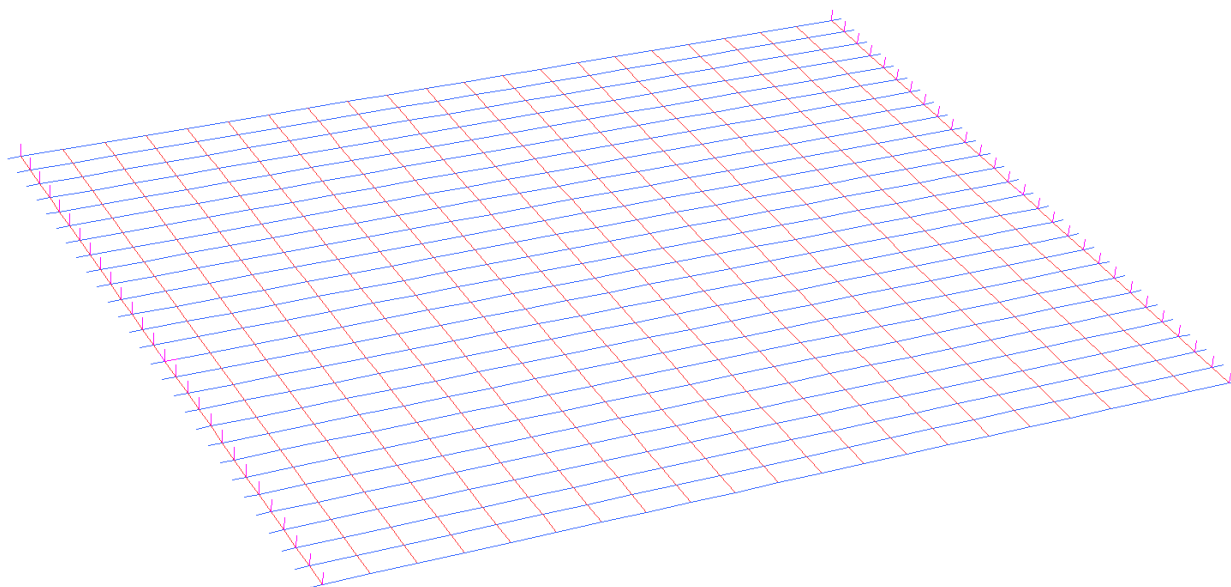


Figura 5-1. Modello impalcato con beam

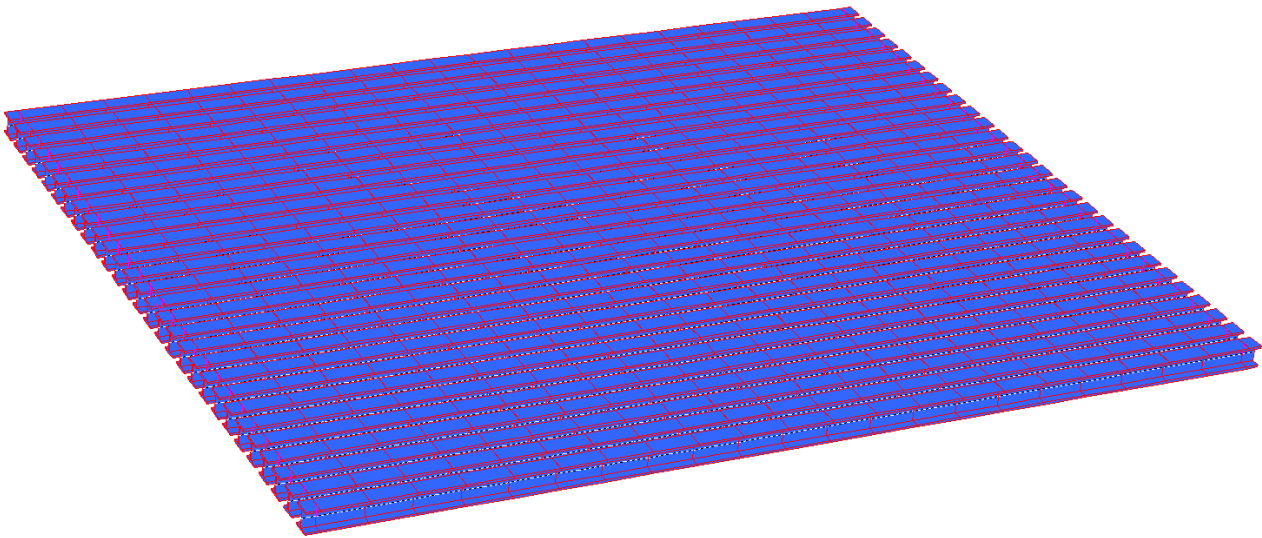


Figura 5-2. Visione "solid" delle travi

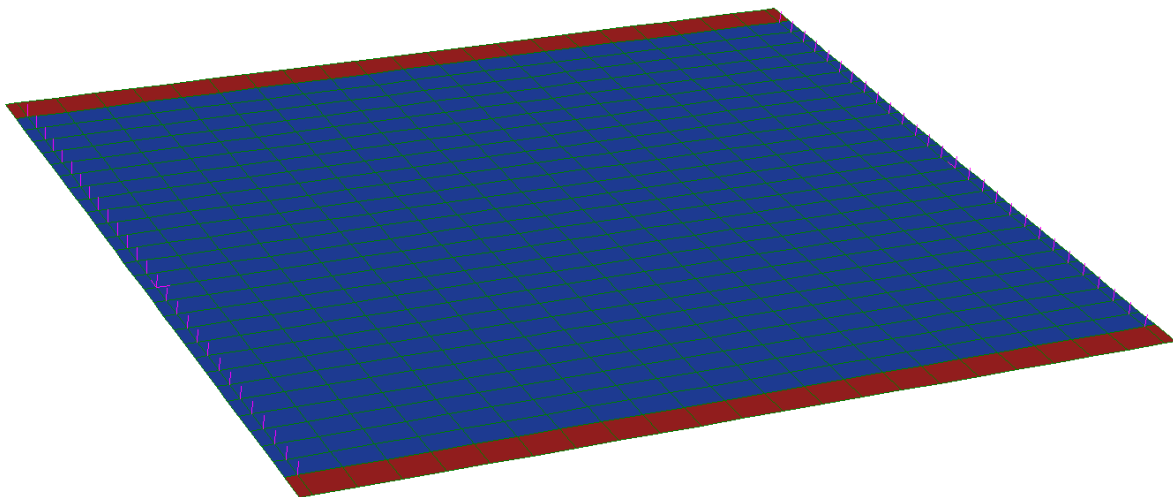


Figura 5-3. Modello impalcato con shell

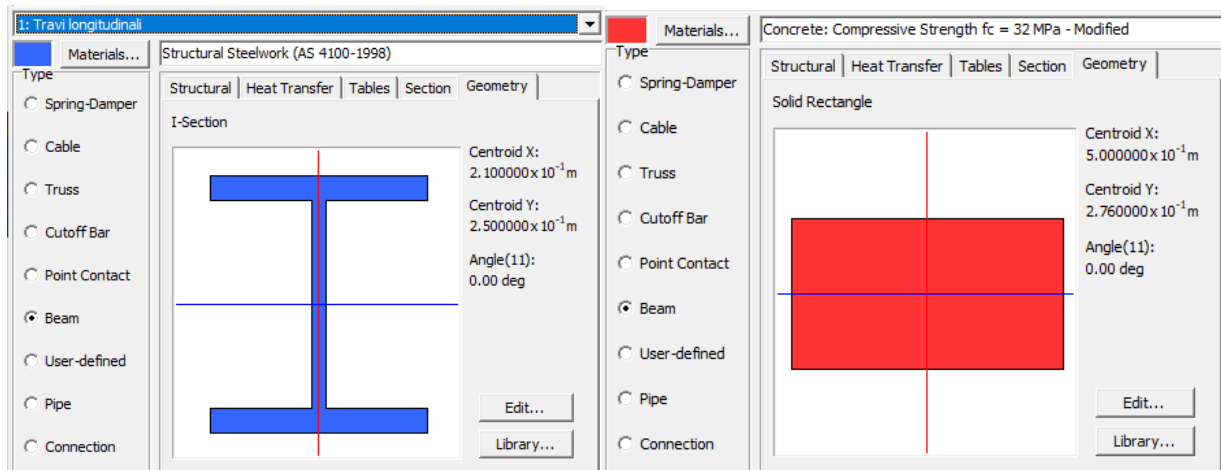


Figura 5-4. Caratteristiche sezioni trave e soletta

Lo stesso modello è stato utilizzato anche per le verifiche della soletta e delle deformazioni considerando però il momento d'inerzia longitudinale della sezione composta acciaio-calcestruzzo con coefficiente di omogenizzazione pari a $n=6$.

I risultati ottenuti mediante il modello di calcolo tridimensionale, sono stati comprovati e validati mediante calcoli manuali. Tali confronti hanno riportato risultati positivi e confortanti riguardo l'accuratezza del modello.

6. CRITERI DI CALCOLO

6.1 CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

I carichi considerati nelle verifiche sono nominati, come suggerito dalla norma, con la nomenclatura di seguito riportata

- g1 Peso proprio degli elementi strutturali
- g2 Peso proprio dei carichi permanenti portati (pavimentazioni, parapetti ecc....)
- g3 Altre azioni permanenti
- ε1 Distorsioni e presollecitazioni di progetto
- ε2 Ritiro e Viscosità
- ε3 Variazioni termiche
- ε4 Cedimenti vincolari
- q1 Carichi variabili da traffico
- q2 Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità
- q3 Azione longitudinale di frenamento o accelerazione
- q4 Azione centrifuga
- q5 Azioni di Neve e Vento
- q6 Azioni Sismiche
- q7 Resistenze passive dei vincoli
- q8 Urto di veicolo in svio

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 17/01/2018 e di seguito riportate:

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

$$\sum_{i=1}^3 \gamma_{gi} \cdot g_i + \sum_{i=1}^4 \gamma_{ei} \cdot \varepsilon_i + \gamma_Q \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot q_i$$

– **Combinazione caratteristica** (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{0i} \cdot q_i$$

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

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \psi_{11} \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

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

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

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

$$E + \sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

– **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi agli urti ed altre azioni eccezionali

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_{8/9} + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

Nelle quali:

Le azioni eccezionali connesse agli urti sono prese singolarmente per ogni combinazione.

L'azione sismica verticale non è significativa nel dimensionamento dell'impalcato in quanto non contemporanea al traffico.

I coefficienti di combinazione considerati nel calcolo sono di seguito riportati.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni 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, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{e2} , γ_{e3} , γ_{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 della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota 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 dei coefficienti parziali per i ponti.

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

Tabella dei coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

6.2 DEFINIZIONE DELLE RESISTENZE DI CALCOLO

Le resistenze di calcolo adottate per le verifiche strutturali sono definite come segue:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

In cui:

f_d : Resistenza di calcolo

f_k : Resistenza caratteristica

γ_m : coefficiente parziale del materiale

I coefficienti parziali dei materiali adottati, conformi con le NTC 18 sono riportati nella seguente tabella:

Carpenteria metallica	Resistenza delle sezioni	γ_{M0}	1.05
	Resistenza all'instabilità	γ_{M1}	1.1
	Resistenza alla rottura	γ_{M2}	1.25
	Resistenza dei pioli	γ_v	1.25
	Resistenza alla fatica	γ_f	1.35
	Resistenza a scorrimento SLE delle bullonature	γ_{M3}	1.1
Calcestruzzo e Cemento armato	Resistenza del conglomerato	γ_c	1.5
	Resistenza dell'armatura	γ_s	1.15

La resistenza del conglomerato è valutata prendendo in conto il coefficiente riduttivo della resistenza per fenomeni di lunga durata $\alpha_{cc}=0.85$

7. CRITERI DI VERIFICA

7.1 TRAVI PRINCIPALI

7.1.1 Classificazione delle sezioni e calcolo delle sezioni efficaci

Nelle tabelle di verifica esposte nel seguito, sono riportate la classificazione delle sezioni trasversali in accordo con quanto espresso nel D.M.2018, in EN1993 e in EN1994.

Ove le sezioni ricadano in classe 1 o 2 è applicabile la verifica plastica, mentre per le sezioni in classe 3 si effettua la verifica di resistenza della sezione facendo riferimento allo stato limite elastico della sezione completa. Qualora la sezione venga classificata in classe 4 la verifica di resistenza della sezione fa riferimento allo stato limite elastico della sezione efficace.

Si osserva tuttavia che per lo studio delle travi longitudinali si farà riferimento allo stato limite elastico a prescindere dalla classificazione delle sezioni.

7.1.2 S.L.U. – Resistenza delle membrature

La verifica viene condotta sulle sezioni metalliche più significative ignorando il contributo della soletta in calcestruzzo, ad evidente favore di sicurezza per il dimensionamento dell'elemento in acciaio, con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale SLU.

Dovrà aversi quindi:

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

dove:

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

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

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

$\gamma_{M0} = 1.05$ è il coefficiente da applicare al materiale in condizioni SLU secondo il DM del 17 gennaio 2018.

7.1.3 S.L.E. - Limitazione delle tensioni

La verifica, con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale S.L.E. rara, richiede che sia rispettata la limitazione:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{y,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{y,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{m,ser})^2$$

dove:

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

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

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

$\gamma_{m,ser} = 1.0$ è il coefficiente da applicare al materiale in condizioni di esercizio.

Tuttavia, in accordo con quanto espresso al paragrafo 7.1.1, essendo tutte le verifiche SLU effettuate nei riguardi dello stato limite elastico delle sezioni, il controllo sulla limitazione delle tensioni allo SLE risulta implicitamente soddisfatto e quindi sulle travi principali verrà omesso.

7.2 S.L.F. - VERIFICHE A FATICA

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo dei coefficienti λ , associato all'impiego del veicolo a fatica FLM3 (istruzioni NTC-18, cap. 4.2.4.1.4.6.3., ovvero EN 1993-2 cap9).

In sintesi, il metodo consente di valutare l'oscillazione di sforzo in un dato dettaglio strutturale sulla base del transito di uno specifico modello di carico (FLM3). L'azione oscillante del singolo automezzo, opportunamente calibrata mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, fornisce l'impatto del traffico reale sul dettaglio considerato.

Si ha pertanto:

$\Delta\sigma_p = | \sigma_{p,max} - \sigma_{p,min} |$ escursione tensionale, valutata in combinazione di progetto a fatica.

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_p$ ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per 0.5e6 cicli

con:

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4$ fattore equivalente di danno

Φ_2 fattore di amplificazione dinamica (impatto)

Verifica a fatica:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

In ottemperanza alla norma e nell'ottica del concetto di vita illimitata si pone:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

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

$\gamma_{Mf} = 1.15$ bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio (dettagli secondari)

7.2.1.1 Coefficienti λ

Il valore dei coefficienti $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 § 6.8.6.2. Per l'individuazione delle caratteristiche distintive la tipologia di traffico ed il modello di carico, si fa riferimento alla tabella seguente, tratta da NTC-18 § 5.1.4.3. La strada ospitata dalla struttura in esame viene assunta di categoria 2.

Tab. 5.1.X – Flusso annuo di veicoli pesanti sulla corsia di marcia lenta

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia di marcia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	2,0x10 ⁶
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	0,5x10 ⁶
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	0,125x10 ⁶
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	0,05x10 ⁶

- Coefficiente λ_1

Il coefficiente λ_1 dipende dalla lunghezza e tipologia della linea di influenza.

Per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), è dedotto dai grafici di seguito riportati, rispettivamente per la zona di centro campata e per la zona in prossimità degli appoggi interni, con riferimento alla luce L calcolata secondo lo schema di cui alla EN 1993-2 cap. 9.5.2.(2).

λ_1 , 9.5.2 (2) EN 1993-2, 2006(E)

			Bending moment	Shear force
at midspan		$2.55 - 0.7 (L-10) / 70$	L = length of span under consideration	L = 0.4 * span under consideration
at support	L < 30 m	$2.00 - 0.3 (L-10) / 20$	L = the mean of two adjacent spans	L = length of span under consideration
	L ≥ 30 m	$1.70 + 0.5 (L-30) / 50$		

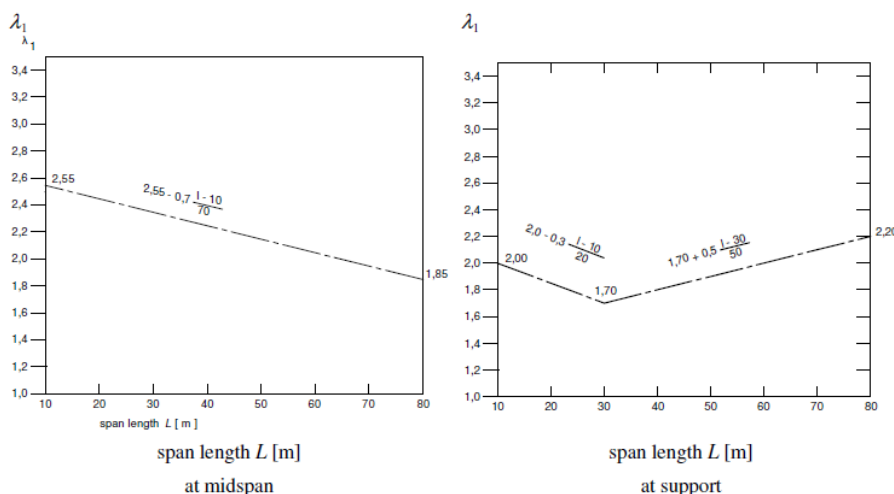


Figure 9.5: λ_1 for moments for road bridges

- Coefficiente λ_2

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5}$$

dove t_{Ld} è vita di progetto prevista.

Si ottengono pertanto i valori tabellari indicati di seguito.

Table 9.2: λ_3

Design life in years	50	60	70	80	90	100	120
Factor λ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

- **coefficiente λ_4**

Il coefficiente λ_4 dipende dall'organizzazione delle corsie di carico in direzione trasversale e dalla loro posizione relativa sulla linea di influenza trasversale di ciascuna trave.

La formulazione, tratta da EN 1993-2 § 9.5.2.(6), prevede:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5}$$

Nel caso in esame si ha:

e = eccentricità FLM3 rispetto all'asse dell'impalcato

b = interasse fra le travi principali

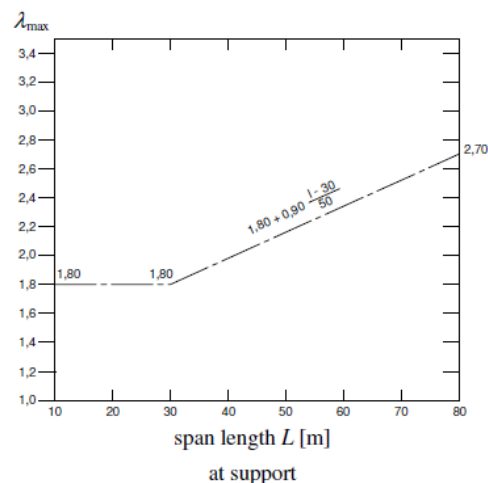
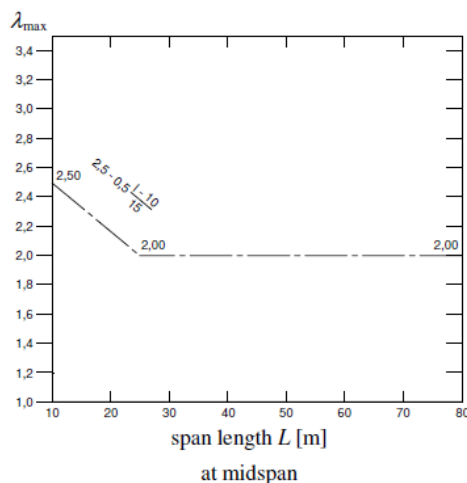
$$\eta_1 = \frac{1}{2} + e/b$$

$$\eta_2 = \frac{1}{2} - e/b$$

$$N_1 = N_2 \text{ e } Q_{m1} = Q_{m2}$$

Coefficiente $\lambda - \lambda_v$

Il fattore equivalente di danno (per il momento flettente) è limitato superiormente dal fattore λ_{max} , da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-2 §9.5.2.(7) in funzione della posizione della sezione verificata e della luce del ponte, con riferimento ai grafici estratti dalla norma, riportati di seguito.



7.2.1.2 Dettagli e Coefficienti di sicurezza

Per la verifica a fatica dei **dettagli di carpenteria**, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num. dettaglio dedotti dalle rispettive tabelle di EN 1993-1-9:

Per le travi longitudinali:

Saldatura comp. piatt-piatt. categoria/dettaglio: 80/9 tab.8.3 EN 1993-1-9

Saldatura comp. anima-anima. categoria/dettaglio: 80/19 tab.8.3 EN 1993-1-9

Per tutti i dettagli, nell'ambito dell'approccio "verifiche a danneggiamento", si adotteranno i seguenti coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{Mf} = 1.15$ per tutti i dettagli di carpenteria

8. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano i carichi utilizzati nel dimensionamento dell'impalcato.

8.1 PESO PROPRIO (G_1)

Il peso dei vari elementi strutturali metallici è stato conteggiato tramite il programma agli elementi finiti con riferimento ad un peso specifico convenzionale di 78.50 kN/m^3 , mentre per gli elementi in calcestruzzo si è utilizzato 25 kN/m^3 .

8.2 CARICHI PERMANENTI (G_2)

Con riferimento all'impalcato, i sovraccarichi permanenti consistono nei seguenti contributi:

- Pavimentazione $g_2^I = 30 \times 0.22 = 6.60 \text{ kN/m}^2$
- Cordoli laterali $g_2^{II} = 25 \times 0.16 = 4.0 \text{ kN/m}^2$
- Barriere $g_2^{III} = 2.00 \text{ kN/m}$

8.3 RITIRO (ϵ_2)

L'effetto del ritiro viene calcolato manualmente considerando una dilatazione lineare specifica pari a:

$$\epsilon_{cs} = 3 \cdot 10^{-4}$$

Le azioni legate al ritiro del calcestruzzo sono state computate assumendo come modulo elastico del conglomerato il valore affetto dai fenomeni viscosi che accompagnano le azioni permanenti.

La forza conseguente al ritiro è la seguente:

$$N_{rit} = \epsilon_{cs} \cdot E_{cls,\infty} \cdot A_{c,rit} = 0.0003 \cdot 11667 \text{ MPa} \cdot 10.6 \text{ m}^2 = 37096 \text{ kN}$$

Pertanto su ogni trave agisce:

$$N_{rit} = 37096 \text{ kN} / 28 \text{ travi} = 1325 \text{ kN}$$

Si trascura il contributo a flessione dato dal ritiro vista l'esigua eccentricità tra il baricentro dell'acciaio e il baricentro del calcestruzzo.

8.4 VARIAZIONE TERMICA (ϵ_3)

Si considera una variazione termica uniforme pari a $\pm 30^\circ\text{C}$. La dilatazione termica differenziale considerata nei calcoli è la seguente:

$$\epsilon = \alpha \cdot \Delta T = 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 30 = 3.6 \cdot 10^{-4}$$

Tale sollecitazione non è presa in considerazione poiché produce sollecitazioni trascurabili sugli elementi d'impalcato, mentre viene impiegata per il calcolo dell'apparecchiatura di appoggio.

8.5 CEDIMENTI DIFFERENZIALI DEGLI APPOGGI (ϵ_4)

La struttura è isostatica, pertanto i cedimenti differenziali non inducono stati di sollecitazione.

8.6 CARICHI ACCIDENTALI (Q1)

8.6.1 Verifiche di resistenza

Si seguono le disposizioni contenute nel D.M. 2018, cap. 5.1.3.3.5, equivalenti a quelle contenute in EN 1991-2. Si fa riferimento a ponti di I categoria.

Nel caso in esame, la carreggiata, di larghezza utile pari a circa 17.2 m, è in grado di ospitare 3 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.0 m con 8.2m di parte rimanente.

Corsia di carico n.1 costituita da:

- ✓ Schema di carico n.1: n. 4 carichi concentrati da 150 kN disposti a interasse 2.00m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale
- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 9.0 kN/m² su una larghezza di 3.00m

Corsia di carico n. 2 costituita da:

- ✓ Schema di carico n.1 ridotto: n. 4 carichi concentrati da 100 kN disposti a interasse 2.00m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale
- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 2.5 kN/m² su una larghezza di 3.00m.

Corsia di carico n. 3 costituita da:

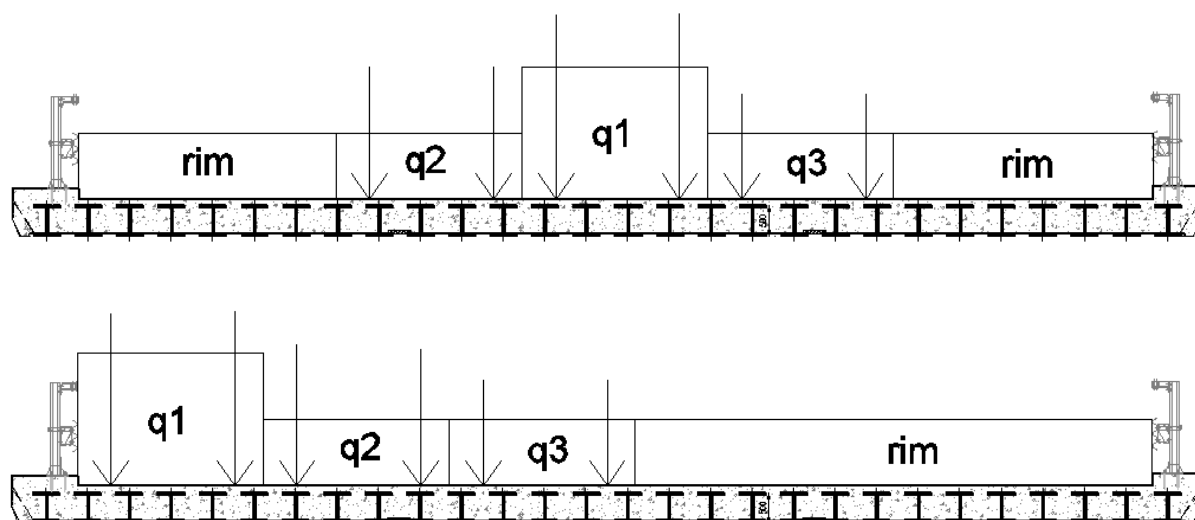
- ✓ Schema di carico n.1 ridotto: n. 4 carichi concentrati da 50 kN disposti a interasse 2.00m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale.
- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 2.5 kN/m² su una larghezza di 3.00m.

Rimanente:

- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 2.5 kN/m² su carreggiata rimanente.

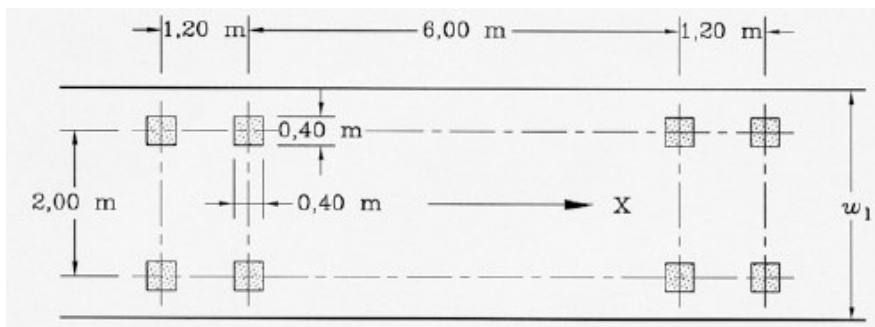
Sono state studiate diverse disposizioni trasversali atte a massimizzare gli effetti sulla trave.

Nel seguito si riportano alcuni schemi di carico utilizzati:

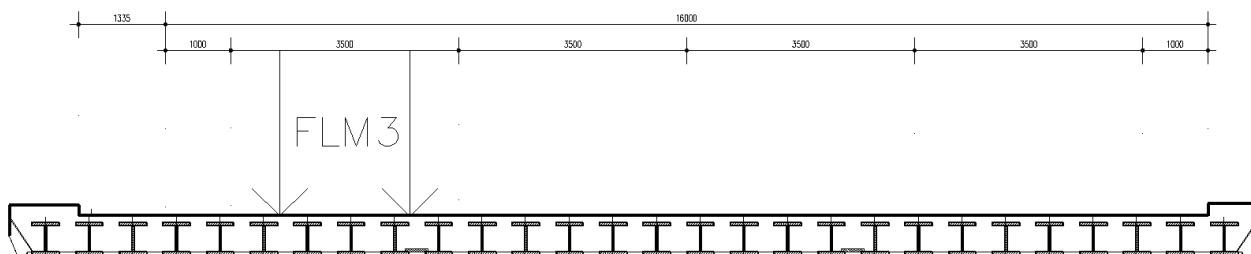


8.6.2 Verifiche a fatica

Le verifiche a fatica sono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti λ . Pertanto si considera il transito sulla corsia lenta del veicolo FLM3, formato da 4 assi da 120.0 kN ciascuno, ed avente la configurazione planimetrica indicata in figura.



Nel seguito si riporta lo schema di carico utilizzato:



8.7 AZIONE DI FRENAMENTO DEL VEICOLO (Q_3)

Anche in merito all'azione di frenamento si rimanda a quanto prescritto dal DM 17.01.18

L'azione è stata prevista al livello della superficie stradale, come prescritto dalla stessa normativa.

$$180\text{kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900\text{kN}$$

L'azione di frenamento complessiva è pari a 418 kN. Tale sollecitazione non è presa in considerazione poiché produce sollecitazioni trascurabili sugli elementi d'impalcato.

8.8 AZIONE CENTRIFUGA (Q_4)

Essendo l'opera in rettilo, l'azione centrifuga non è presente.

8.9 AZIONE DEL VENTO E DELLA NEVE (Q₅)

L'azione del vento perpendicolare all'impalcato viene calcolata come indicato al p.to 3.3 del DM 2018 considerando un veicolo di altezza pari a 3,00 m.

Di seguito si riportano i calcoli svolti per la stima delle spinte eoliche. Secondo quanto riportato nelle NTC del 2018 al capitolo 3.3, riguardante le azioni del vento, si deduce:

2) Emilia Romagna

Zona	V _{b,0} [m/s]	a ₀ [m]	k _s [1/s]
2	25	750	0.015
a _s (altitudine sul livello del mare [m])			50
T _R (Tempo di ritorno)			100
V _b = V _{b,0} per a _s ≤ a ₀			
V _b = V _{b,0} + k _s (a _s - a ₀) per a ₀ < a _s ≤ 1500 m			
v _b (T _R = 50 [m/s])			25
α _R (T _R)			1.04
v _b (T _R) = v _b × α _R [m/s]			26.00



p (pressione [kN/m ²] con c _p unitario) = q _b c _p c _d	0.861
q _b (pressione cinetica di riferimento [kN/m ²])	0.423
c _p (coefficiente di esposizione)	2.037
c _t (coefficiente di topografia)	1.00
c _d (coefficiente dinamico)	1.00

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

Quota del punto considerato rispetto al suolo
Distanza media dalla costa in linea d'aria

6 m
70 km

(distanze negative per costruzioni in mare)

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m	750m		
	mare	2 km	10 km	30 km		
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	III	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
	costa		500m		
	mare	2 km	10 km	30 km	
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Categoria di esposizione	Classe di rugosità	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]
II	D	0.19	0.05	4

Cautelativamente si assume una pressione del vento pari a p = 1.00 kN/m². Si considera un'altezza di esposizione al vento pari a 3.9m (altezza soletta + pavimentazione + 3m di ingombro dei veicoli), pertanto si applica una pressione lineare pari a p_{vento} = 3.9kN/m.

Il carico da neve, non essendo contemporaneo al traffico, non è significativo nel dimensionamento del ponte.

8.10 AZIONE SISMICA (Q₆)

Ai fini del calcolo dell'impalcato l'azione sismica non è significativa per il dimensionamento in quanto non contemporanea ai carichi verticali e di entità inferiore (per completezza si riporta comunque in questo capitolo un calcolo semplificato a supporto di tale ipotesi).

Si riporta la definizione dell'azione sismica che verrà utilizzata per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio (isolatori elastomerici in neoprene armato), dei giunti e delle azioni trasmesse alle sottostrutture.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si considerano i seguenti parametri:

- Classe d'uso: L'opera è classificata come Classe d'uso IV e quindi un coefficiente d'uso pari a:
 $C_u = 2$
- Vita nominale: $V_n = 50$ anni

Da cui si ricava il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = 50 \times 2 = 100 \text{anni}$$

A tale valore del periodo di riferimento, considerando l'ubicazione geografica dell'opera, si ricavano, a partire dalla micro-zonazione sismica del territorio nazionale, i parametri riportati nella tabella seguente per la determinazione dell'azione sismica di progetto:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta



Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.073	2.474	0.275
SLD	101	0.090	2.466	0.285
SLV	949	0.213	2.427	0.315
SLC	1950	0.265	2.450	0.324

Figura 8.6 Parametri sismici

Gli altri parametri considerati ai fini del calcolo dell'azione sismica sono:

- Classificazione sismica del suolo di fondazione: B
- Categoria Topografica T1: $S_T = 1.00$
- Coefficiente amplificazione stratigrafica: $S_s = 1.195$ (SLV)

Sulla base dei parametri riportati in precedenza è possibile ricavare (mediante le funzioni riportate al 3.2.3.2.1 delle NTC'18) gli spettri di progetto in termini di accelerazione elastica per gli stati limite SLV ed SLC.

Gli spettri sono riportati nel grafico seguente considerando uno smorzamento del 15%, essendo tale valore il valore di smorzamento degli isolatori.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD

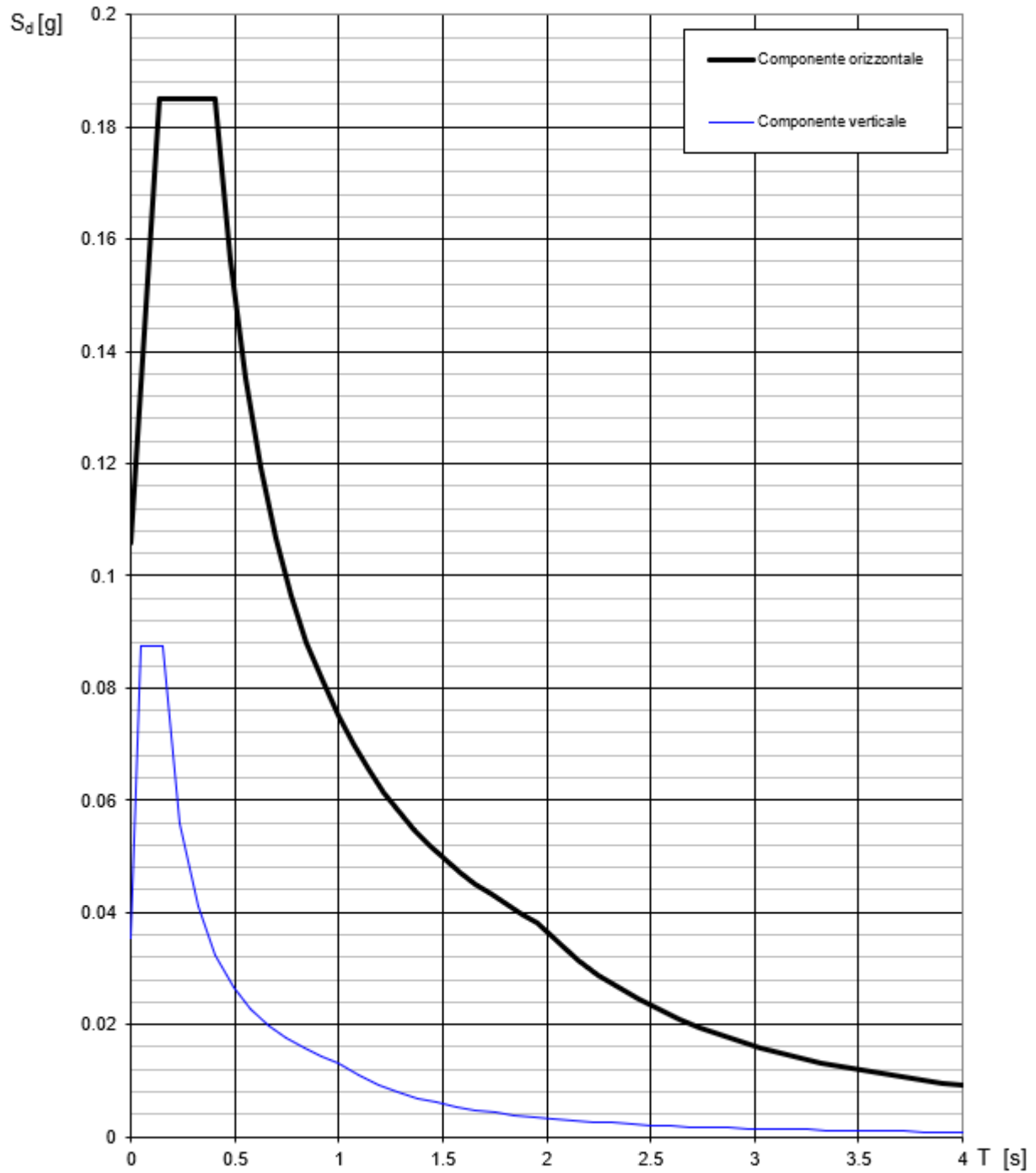


Figura 8.8 Spettri di risposta (elastici) in termini di accelerazione

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

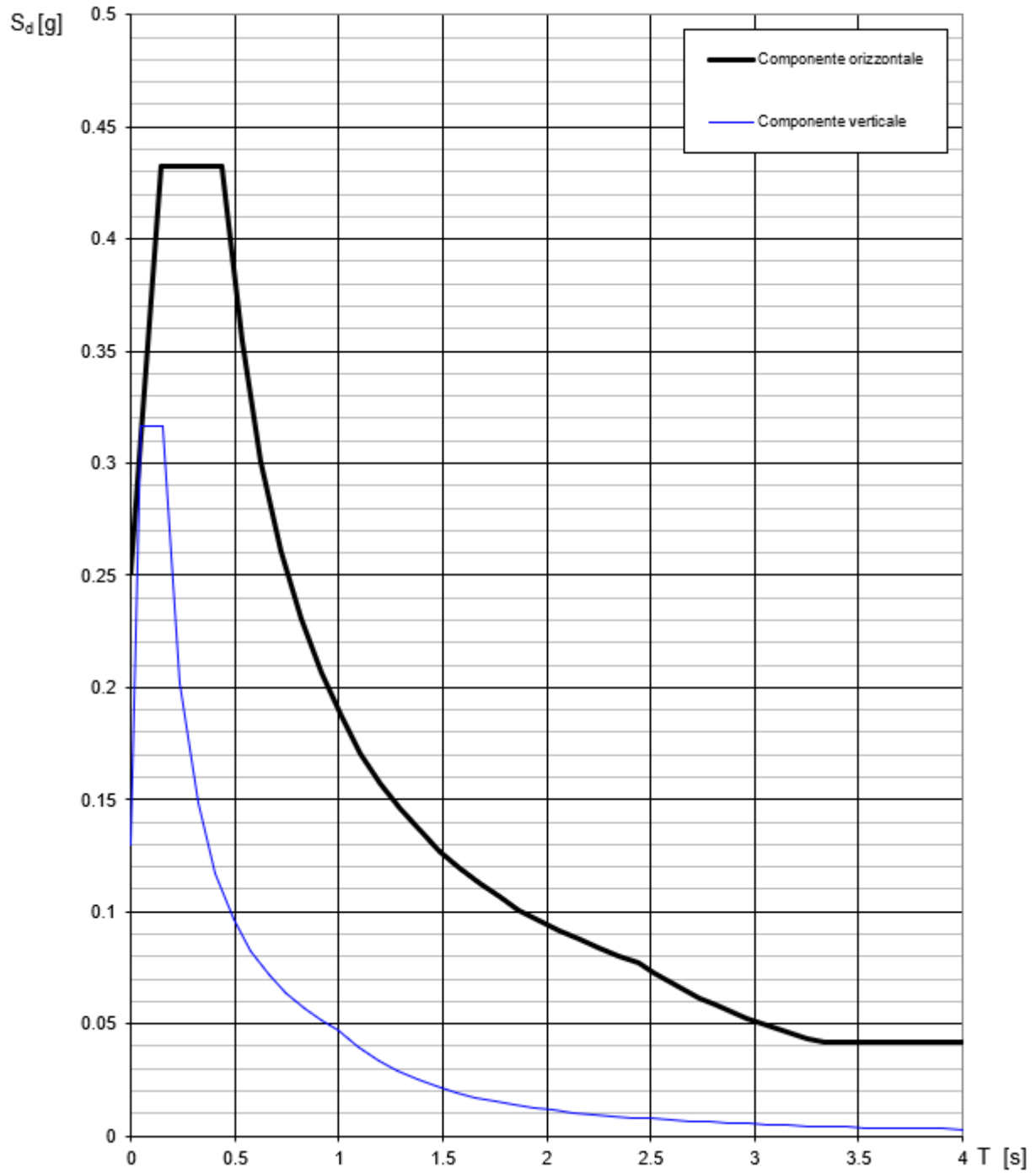


Figura 8.8 Spettri di risposta (elastici) in termini di accelerazione

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC

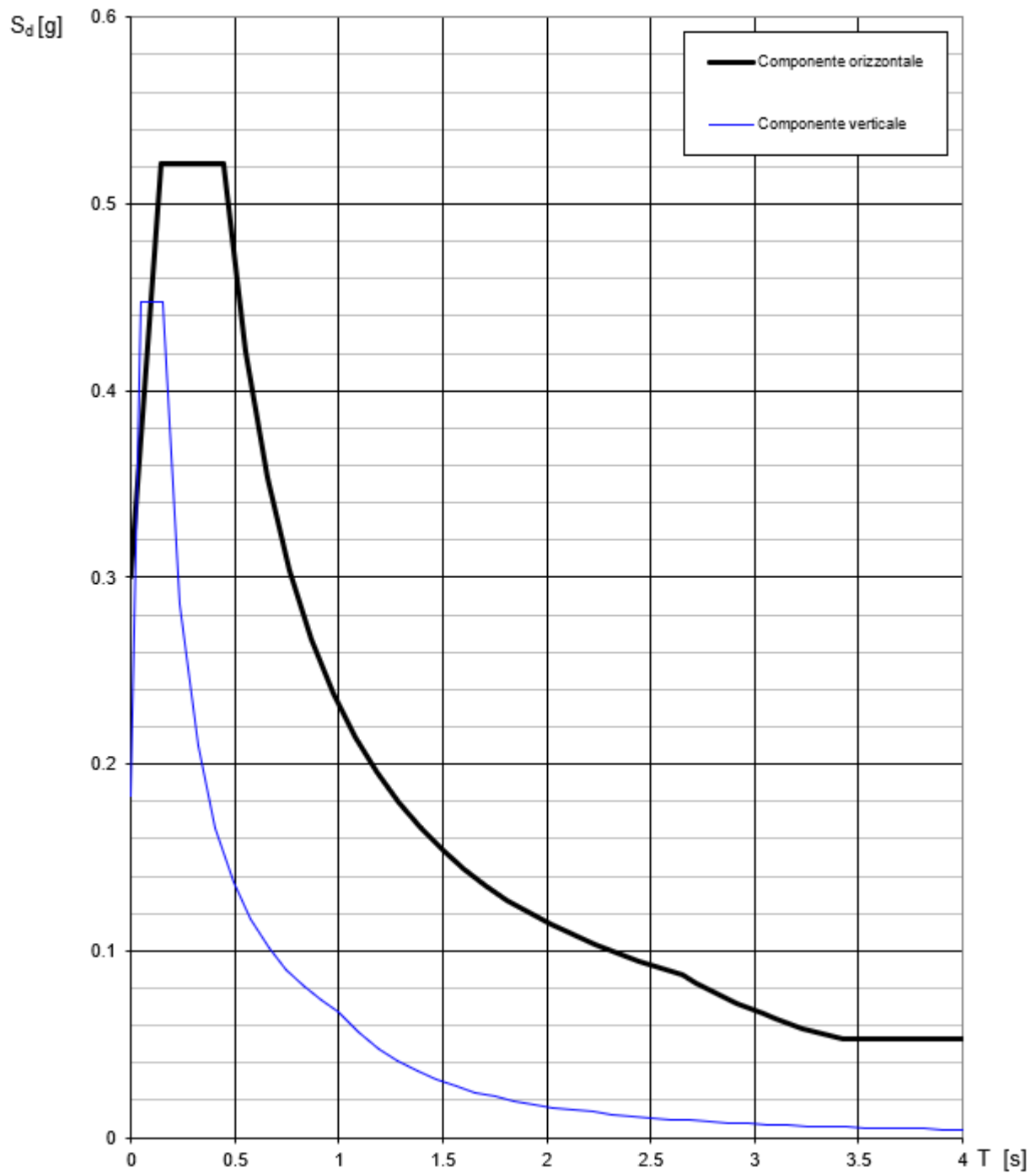


Figura 8.9 Spettri di risposta (elastici) in termini di accelerazione

8.10.1 Sollecitazioni per sisma verticale

Si riporta il calcolo delle sollecitazioni agenti su una trave in condizioni di sisma verticale.

La massa agente su una trave per i pesi propri e per i permanenti portati è pari a 378kN (tale valore deriva dalla massa totale dell'impalcata divisa per 28 travi), che corrisponde a 18kN/m (su una lunghezza di 21m).

Si considera pertanto una trave doppiamente appoggiata di lunghezza $l = 21\text{m}$.

La rigidezza di una trave doppiamente appoggiata è pari a:

$$k = \frac{384}{5} \cdot \frac{E \cdot J}{l^3} = \frac{384}{5} \cdot \frac{210000\text{MPa} \cdot 0.0037524\text{m}^4}{21^3} = \frac{6534\text{kN}}{\text{mm}}$$

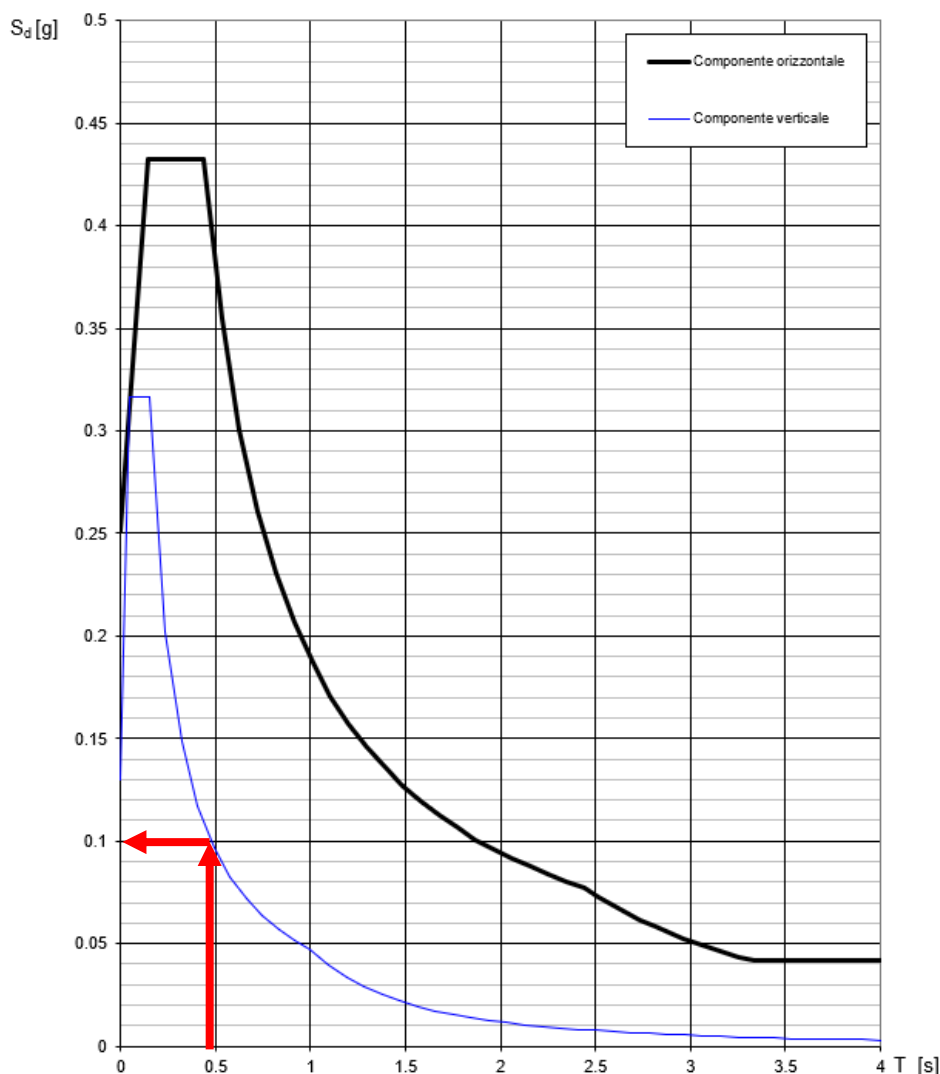
Dove J è il momento d'inerzia della trave composta considerando il coefficiente di omogenizzazione $n=6$.

Il periodo verticale e la relativa frequenza della struttura valgono rispettivamente:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{378\text{kN}}{6534\text{kN}/\text{mm}}} = 0.478\text{s}$$

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{0.478} = 2.09\text{Hz}$$

Entrando nello spettro SLV con un periodo di 0.478s si ricava circa $S_e = 0.1\text{g}$



In sisma si ricava pertanto una forza verticale uniforme pari a =

$$P_{\text{sisma}} = 18\text{kN/m} \cdot 0.1 = 1.8\text{kN/m}$$

La sollecitazione massima in termini di momento in mezzera della campata vale:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1.8\text{kN/m} \cdot 21\text{m}^2}{8} = 100\text{kN/m}$$

Confrontando tale sollecitazione con le sollecitazioni derivanti dai carichi in condizione statica (vedere paragrafi precedenti) si vede come la condizione sismica non sia dimensionante.

9. TRAVI PRINCIPALI

Gli effetti delle azioni sono stati valutati mediante un'analisi globale elastica.

L'analisi è stata eseguita mediante l'utilizzo di un modello di calcolo agli elementi finiti come precedentemente descritto.

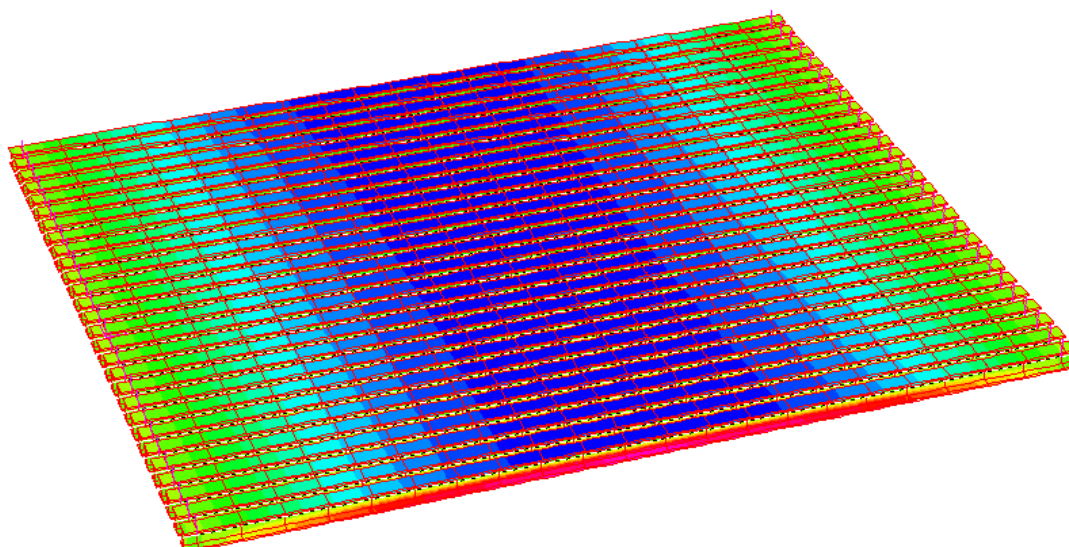
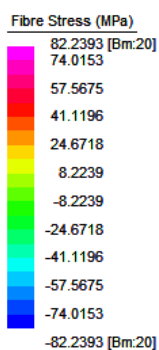
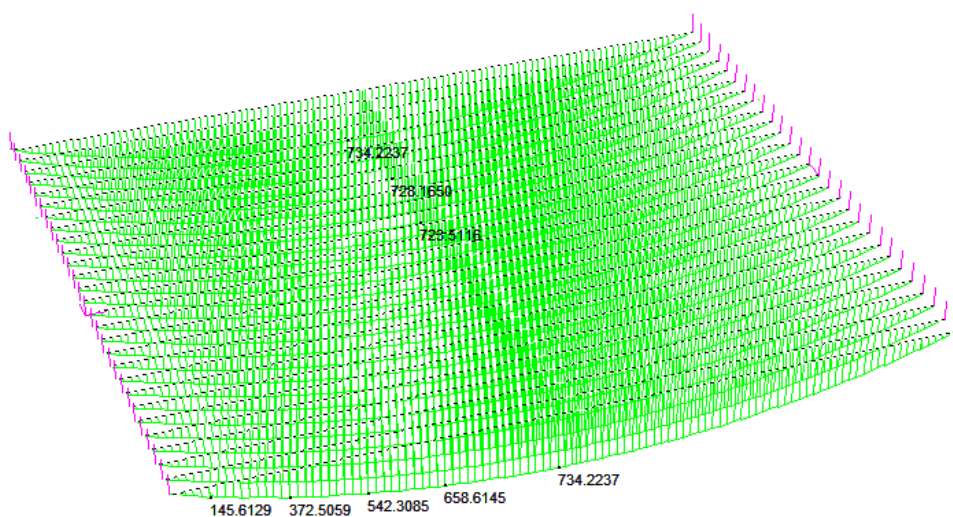
9.1 DIAGRAMMI DELLE TENSIONI

Si riportano le sollecitazioni e le mappe di tensione secondo Von Mises per i casi di carico elementari.

I momenti sono espressi in kN mentre le tensioni in MPa. I valori sono relativi ai carichi nominali, quindi non fattorizzati.

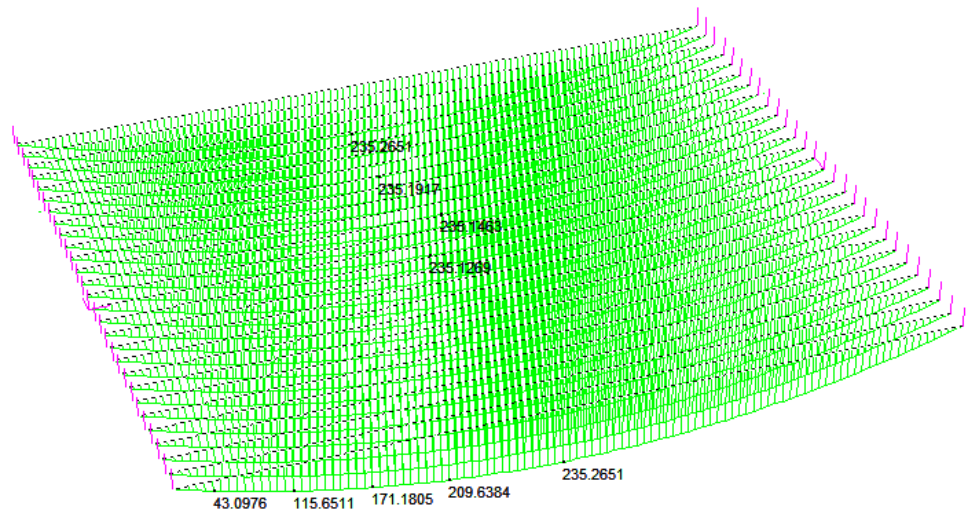
9.1.1 Pesì propri

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-20.4271	734.2237
	[Bm:2]	[Bm:20]

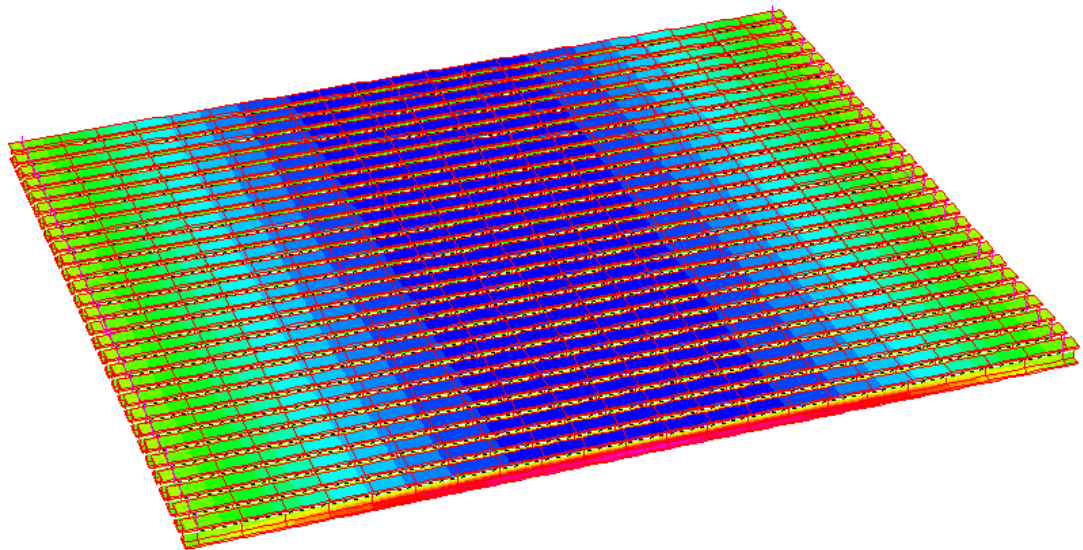
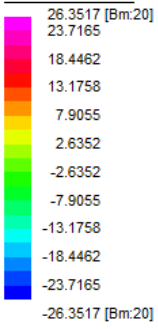


9.1.2 Pesì permanenti portati

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-0.7298	235.2651
	[Bm.2]	[Bm.20]



Fibre Stress (MPa)

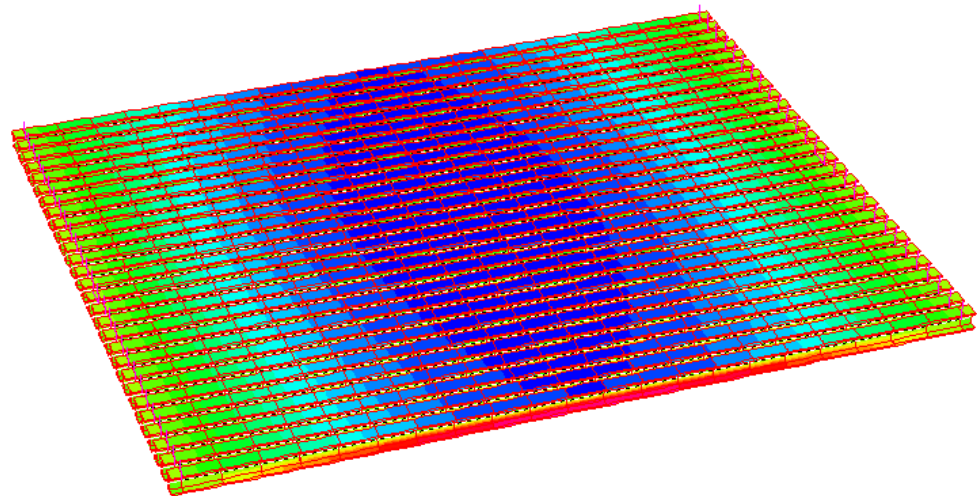
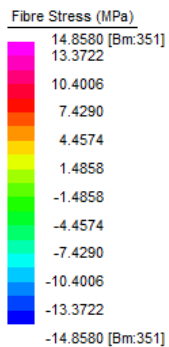
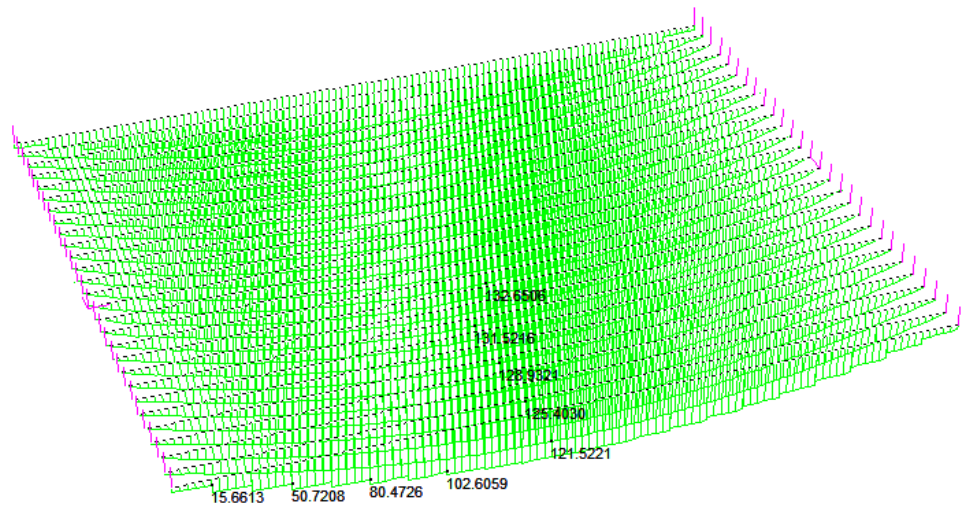


9.1.3 Carichi accidentali (traffico schema di carico 1)

Si riportano le sollecitazioni di alcune configurazioni di disposizione delle corsie da traffico, sia per i carichi concentrati sia per i carichi distribuiti. Verrà poi preso l'involuppo per eseguire le verifiche.

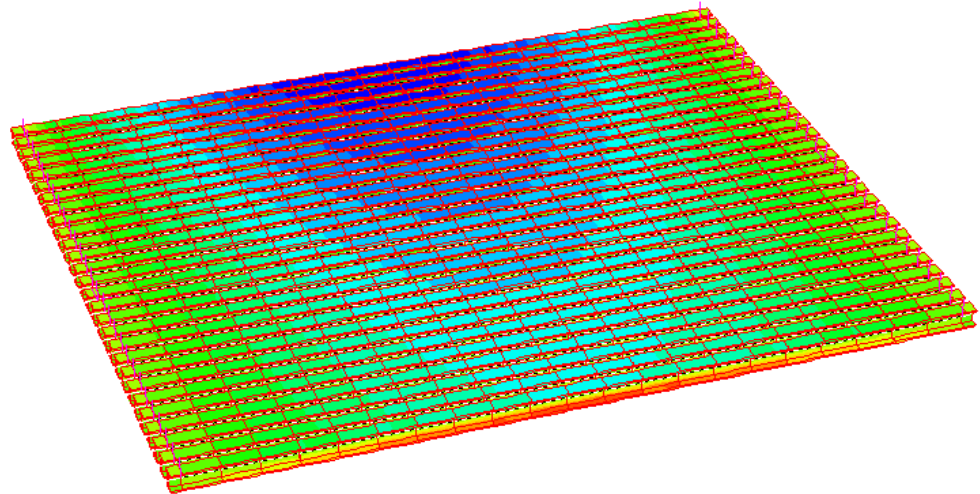
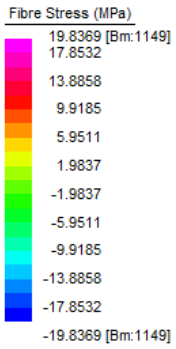
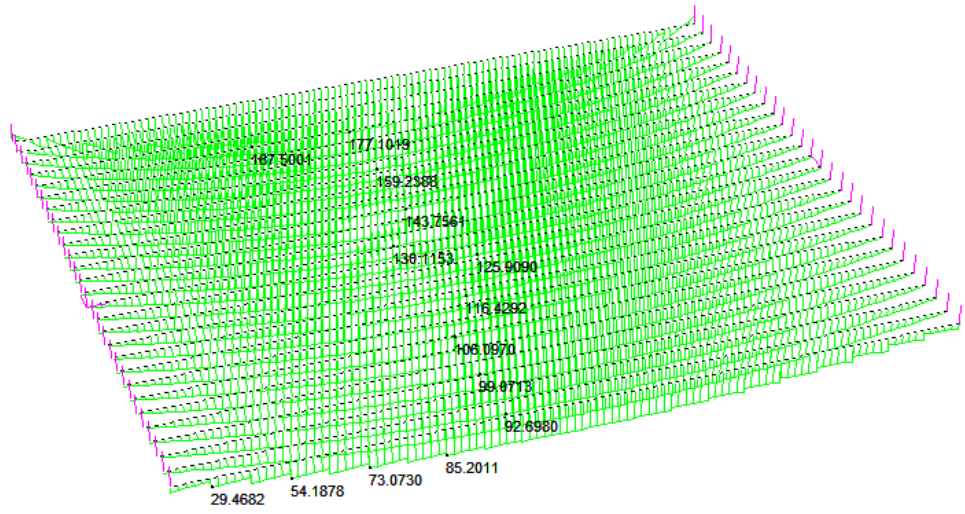
Carico distribuito in mezzzeria

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-4.5015	132.6506
	[Bm:76]	[Bm:351]



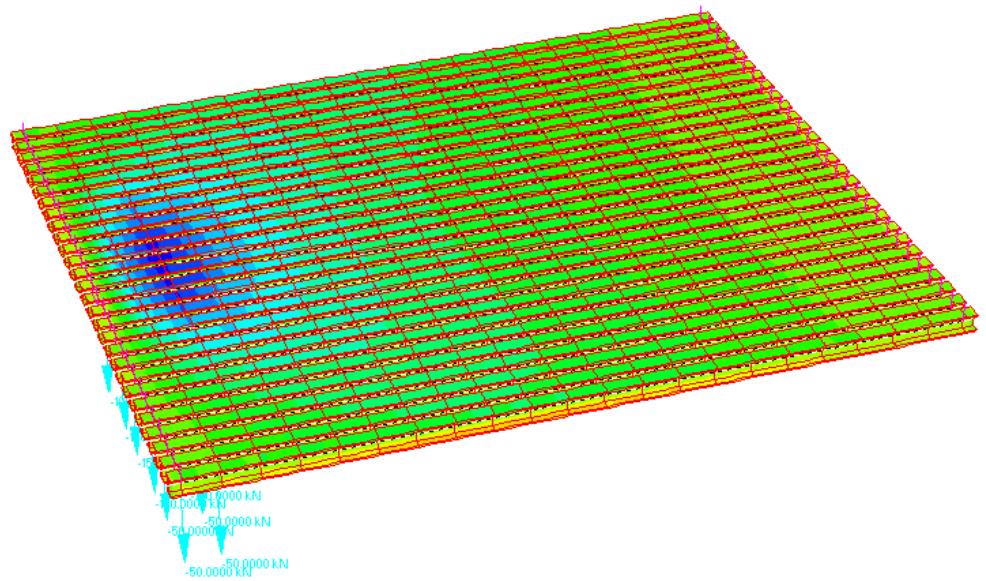
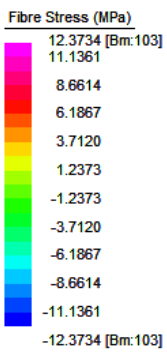
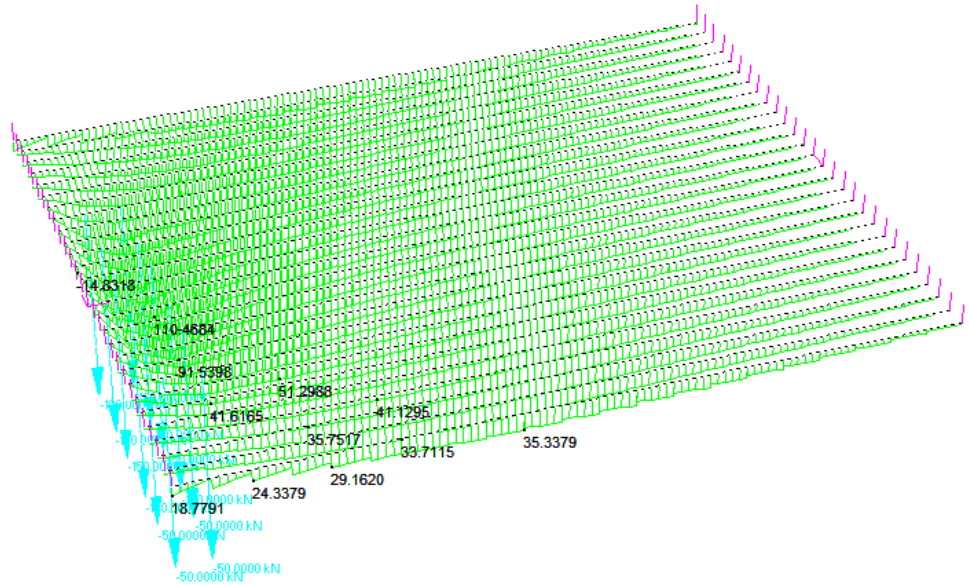
Carico distribuito verso i cordoli

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-32.2167	177.1019
	[Bm:1140]	[Bm:1149]



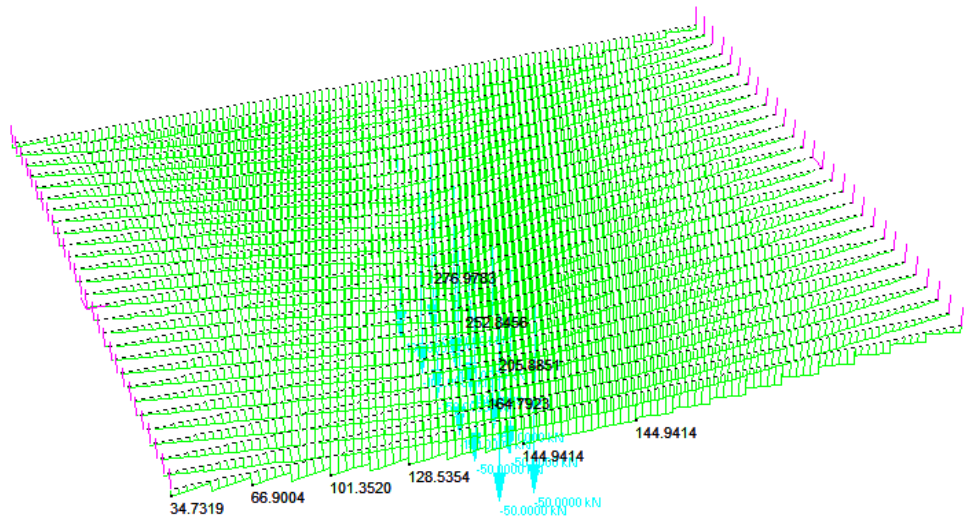
Carichi concentrati: disposizione 1

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-14.8318	110.4684
	[Bm:78]	[Bm:103]

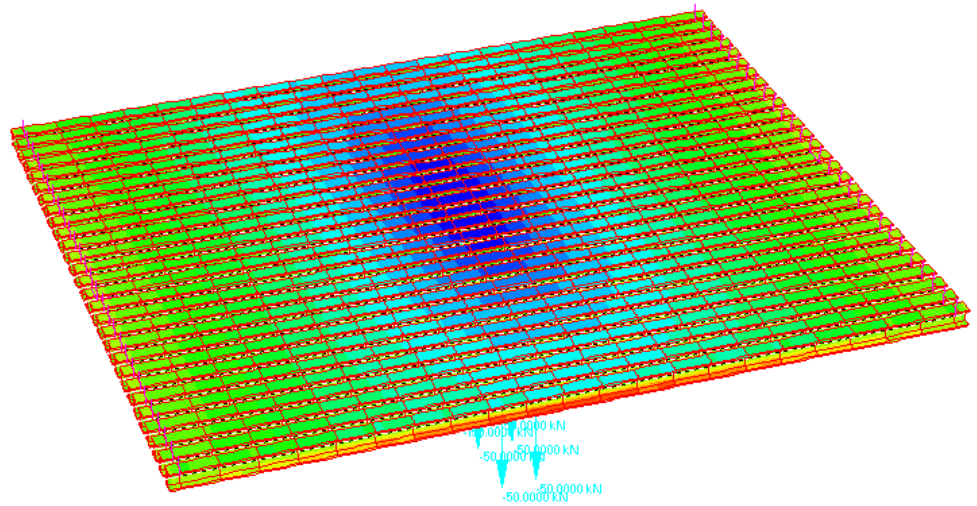
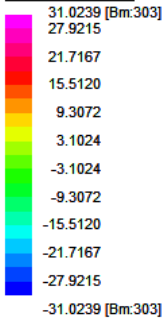


Carichi concentrati: disposizione 2

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-5.6630	276.9783
	[Bm.77]	[Bm.303]

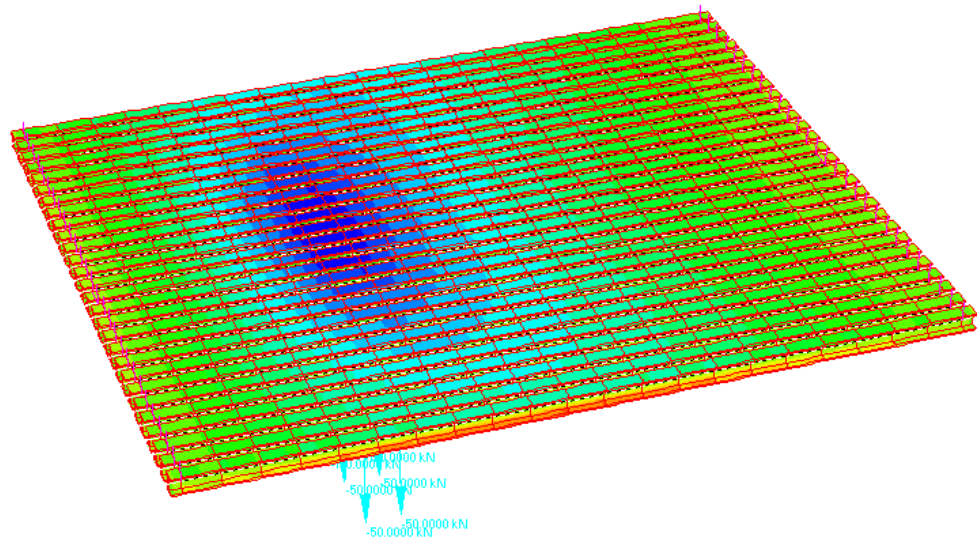
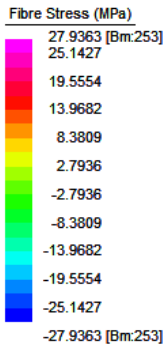
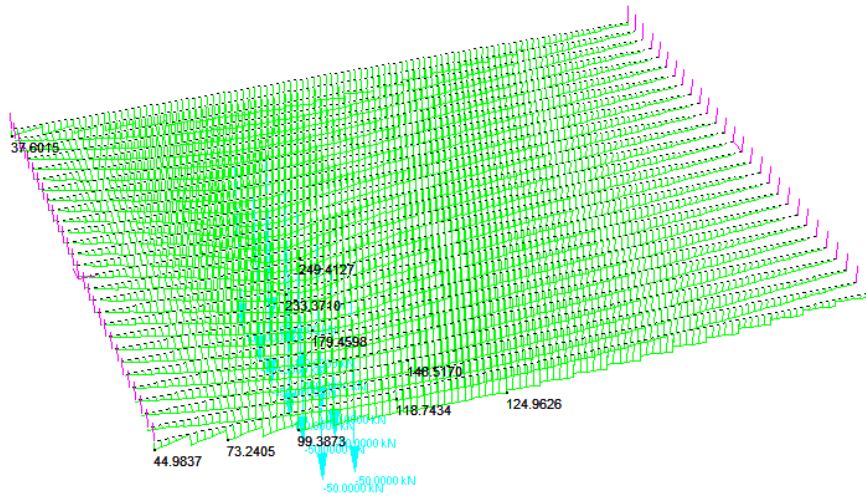


Fibre Stress (MPa)



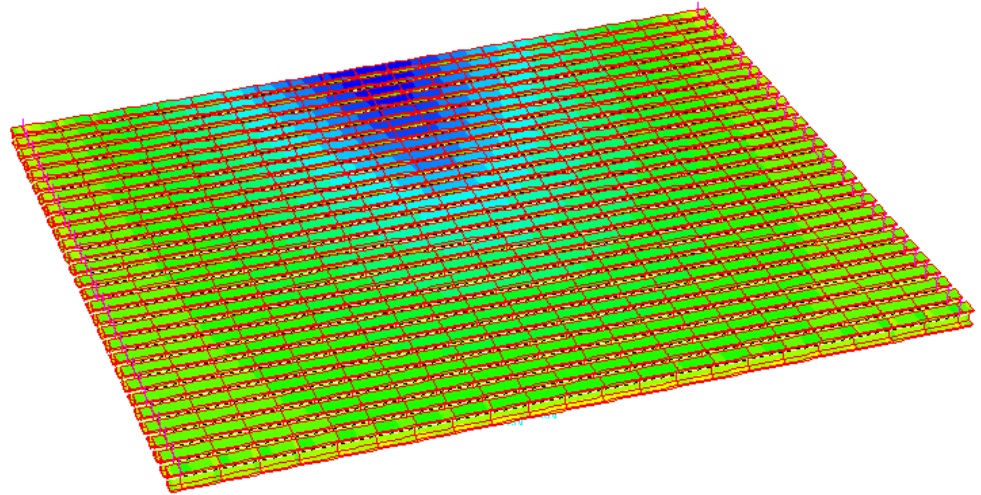
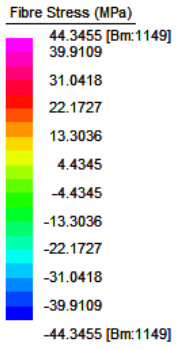
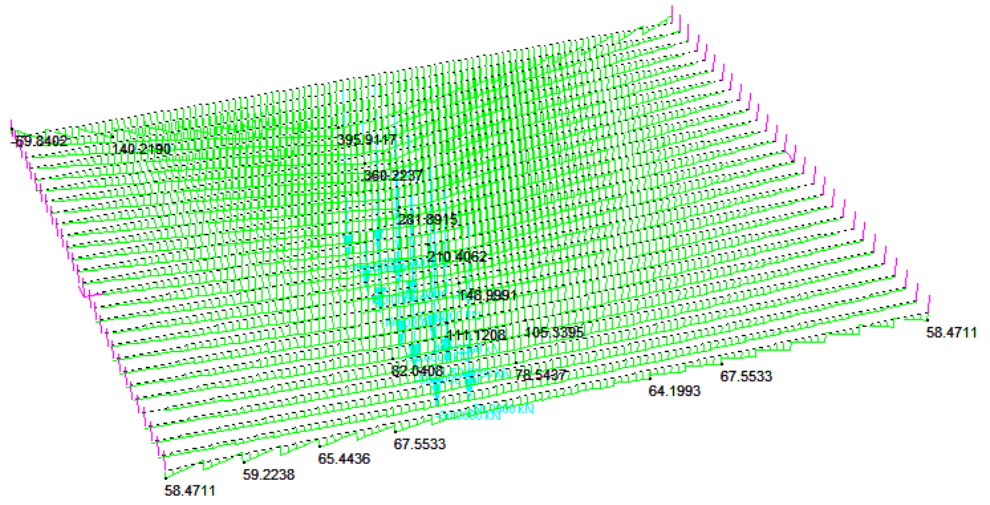
Carichi concentrati: disposizione 3

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-10.6880	249.4127
	[Bm:77]	[Bm:253]



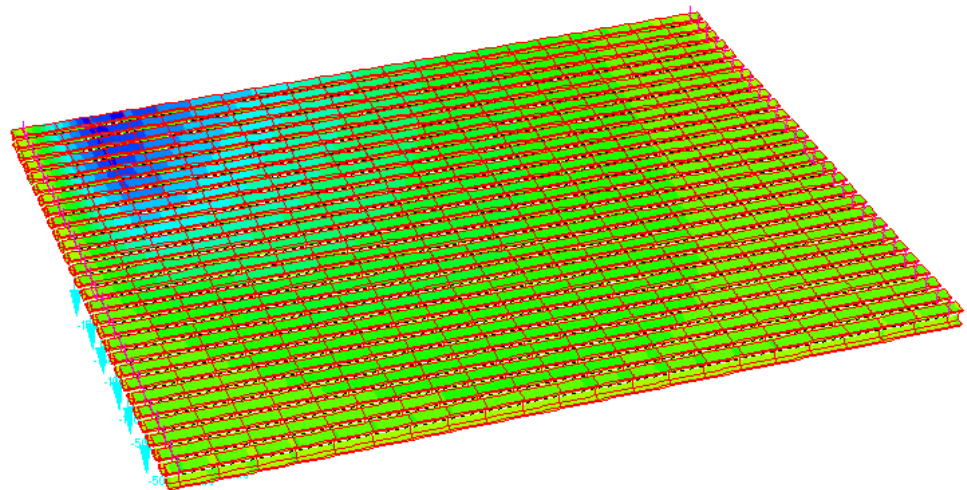
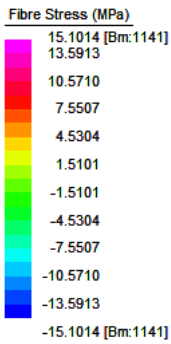
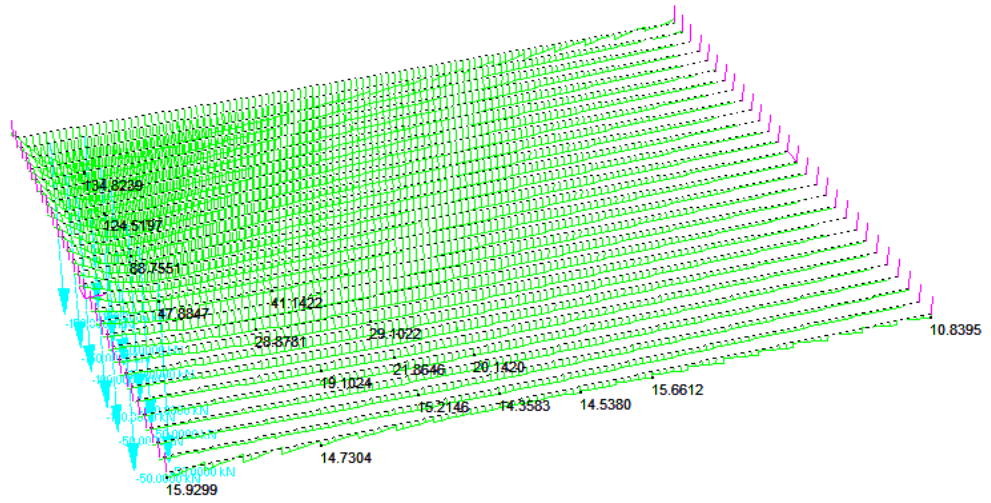
Carichi concentrati: disposizione 4

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-69.8402	395.9117
	[Bm:1140]	[Bm:1149]



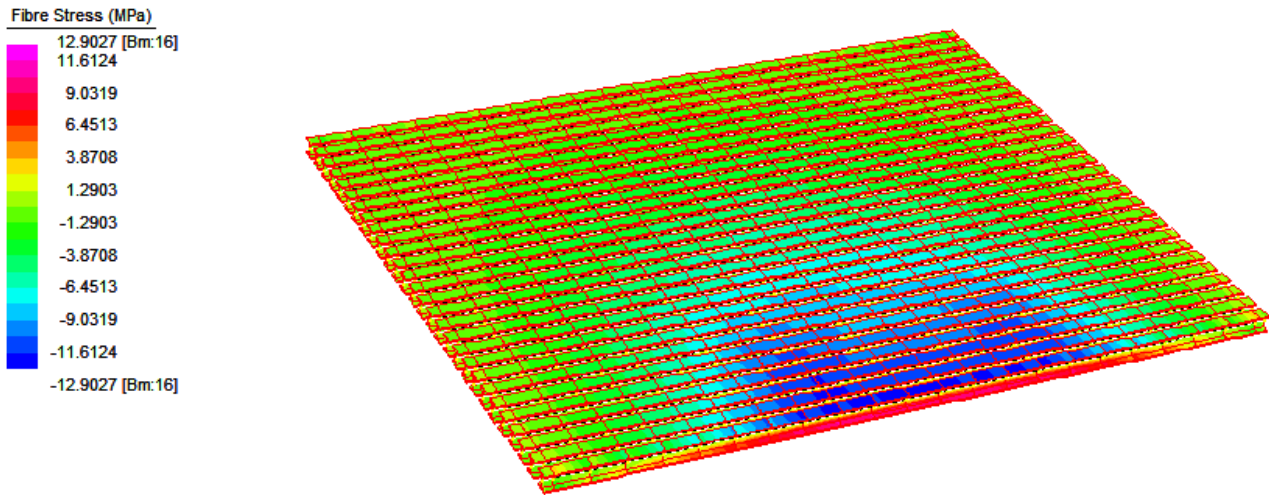
Carichi concentrati: disposizione 5

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-15.7730	134.8239
	[Bm:1140]	[Bm:1141]



9.1.4 Carichi accidentali (Fatica FLM3)

Si riportano le tensioni dello schema di carico FLM3 utilizzato nella verifica a fatica.



9.1.5 Ritiro

Come ricavato in precedenza per effetto del ritiro su ogni trave agisce:

$$N_{\text{rit}} = 37096 \text{ kN} / 28 \text{ travi} = 1325 \text{ kN}$$

Pertanto la tensione dovuta al ritiro vale:

$$\sigma_{\text{RIT}} = N / A = 1325 \text{ kN} / 0.05244 \text{ m}^2 = 25.3 \text{ MPa}$$

9.1.6 Variazione termica

Gli effetti della variazione termica determinano stati tensionali sugli elementi metallici delle travi principali estremamente contenuti e quindi non significativi per il dimensionamento.

9.2 VERIFICHE STRUTTURALI

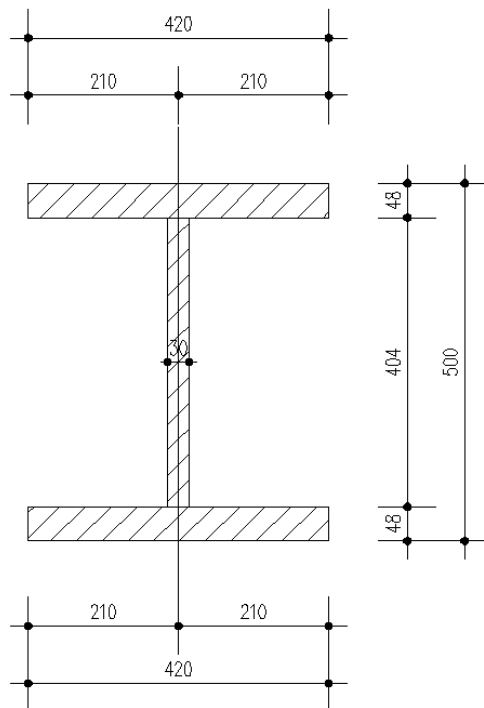
Si sono combinate le sollecitazioni elementari riportate nel paragrafo precedente al fine di massimizzare le sollecitazioni.

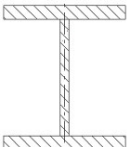
Si considerano le seguenti combinazioni di carico.

- Combinazione SLU:
1.35 Pesi strutturali+1.35 Pesi portati + Ritiro +1.35 Traffico
- Combinazione SLE rara:
Pesi strutturali + Pesi portati + Ritiro + Traffico
- Combinazione SLE frequente:
Pesi strutturali + Pesi portati + Ritiro + Traffico

9.2.1 Caratteristiche geometrico-inerziali e classificazione e delle sezioni

Vengono definite e classificate le caratteristiche geometrico-inerziali della trave in acciaio.



	A	0.05244	m ²
	J	0.00223197	m ⁴
	d	0.25	m
	W	0.00892788	m ³

Si riportano anche le caratteristiche della trave depurata dei fori dovuti alle barre passanti dell'armatura trasversale della soletta.

	A	0.051	m ²
	J	0.00220448	m ⁴
	d	0.25	m
	W	0.00881792	m ³

Classificazione della sezione:

Si classifica la sezione in accordo con le prescrizioni delle NTC:

Parti interne compresse						
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1 : c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1 : c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Nel caso in esame $c = 404$ mm e $t = 30$ mm pertanto:

$$c/t = 404/30 = 13.47 < 33 \cdot 0.81 = 26.73$$

Pertanto la sezione è in classe 1.

Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo		Sezioni saldate				
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Nel caso in esame $c = 195$ mm e $t = 48$ mm pertanto:

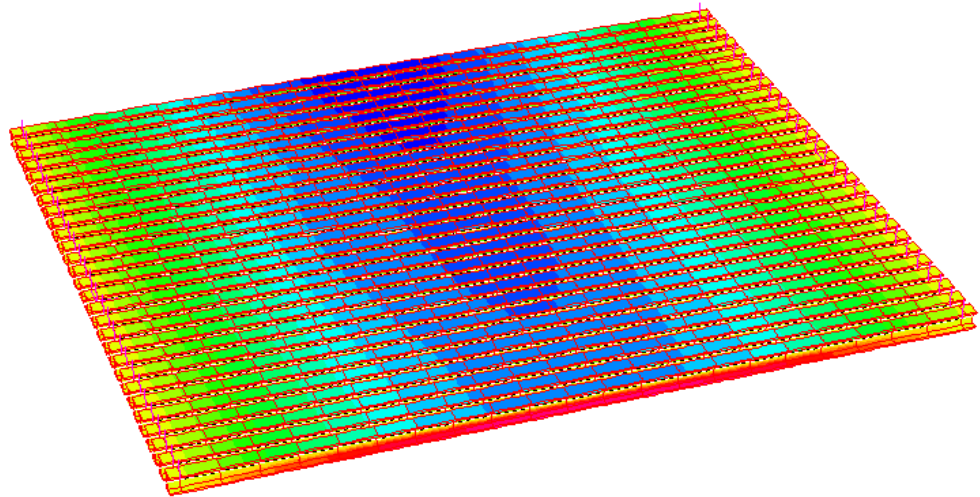
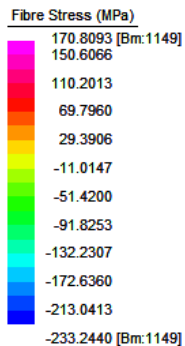
$$c/t = 195/48 = 4.06 < 9 \cdot 0.81 = 7.29$$

Pertanto la sezione è in classe 1.

9.2.2 Verifiche Tensionali SLU

Le verifiche saranno condotte con il metodo elastico, confrontando le tensioni ideali con le tensioni di confronto $f_{yd} = 355 / 1.05 = 338$ MPa per le lamiere di spessore fino a 40mm e $f_{yd} = 335 / 1.05 = 319$ MPa per le lamiere di spessore superiore a 40mm.

Si riportano le tensioni massime, già fattorizzate a SLU per la trave con sezione piena (senza essere depurata dai fori).



Alla tensione letta dal modello si aggiunge la tensione dovuta al ritiro calcolata manualmente (il calcolo è riportato nei capitoli precedenti).

$$\sigma_{RIT} = N / A = 1325 \text{ kN} / 0.05244 \text{ m}^2 = 25.3 \text{ MPa}$$

La tensione totale vale pertanto:

$$\sigma_{tot} = 233\text{MPa} + 25.3 \text{ MPa} = 258.3 \text{ MPa}$$

Si riportano anche le tensioni massime per la trave depurata dalla presenza dei fori:

$$\sigma_{RIT} = N / A = 1325 \text{ kN} / 0.051 \text{ m}^2 = 26.0 \text{ MPa}$$

La tensione totale vale pertanto:

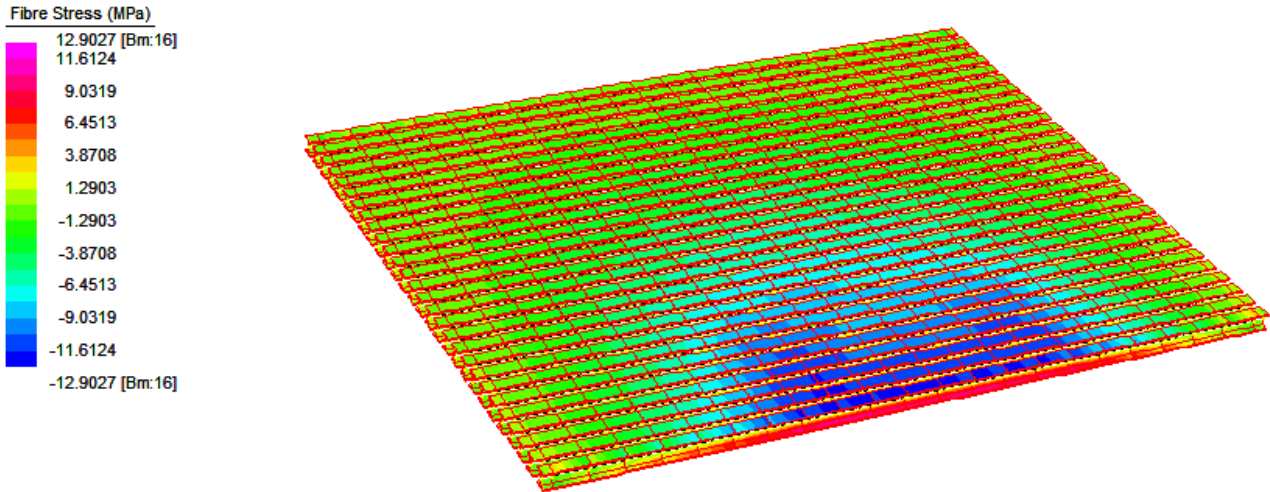
$$\sigma_{tot} = 236\text{MPa} + 26 \text{ MPa} = 262 \text{ MPa}$$

I valori risultano tutti inferiori alla tensione limite di progetto $f_{yd} = 338/319$ MPa, pertanto le verifiche si ritengono soddisfatte.

9.2.3 Verifiche allo stato limite di fatica SLF

In questo paragrafo si esegue la verifica a fatica dei giunti della trave saldati a piena penetrazione.

Si riportano le tensioni ricavate dal modello descritto in precedenza (con solo l'acciaio reagente longitudinalmente) per lo stato limite di fatica, considerando il carico FLM3.



Si ricava pertanto una $\Delta\sigma = 13\text{MPa}$.

Per la fatica si considera il prospetto 8.3 dell'UNI EN 1993-1-9, considerando il coefficiente per l'effetto di scala con $t = 48\text{mm}$.

80	<p>Effetto scala per $t > 25\text{ mm}$: $k_s = (25/t)^{0.2}$</p>	<p>9) Giunti trasversali di lamiera in travi composte senza fori di scarico. 10) Profilati aventi sezioni trasversali completamente saldate di testa o profilati laminati con fori di scarico. 11) Giunti trasversali in piastre, piatti, profilati laminati o travi composte.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Altezza del sovrametallo non maggiore del 20% della larghezza della saldatura, con transizione graduale alla superficie della piastra. - Saldature non livellate mediante rettifica. - Utilizzare talloni di estremità e rimuoverli successivamente, livellare mediante rettifica le estremità delle lamiere in direzione della tensione. - Saldature su entrambi i lati verificate secondo NDT. <p><u>Particolare 10:</u> Altezza del sovrametallo non maggiore del 10% della larghezza della saldatura, con transizione graduale alla superficie della piastra.</p>
----	--	--	--

Dati	Tipologia ponte		una campata
	L1	m	21.0
	Modello di fatica da NTC	3 o 4 ?	3
	Composizione del traffico		Lunga Percorrenza
	Numero di corsie con traffico pesante		4

Coefficienti λ , ϕ	Vita dell'opera	anni	100
	L	m	20
	N0	veicoli/anno	5.00E+05
	N0bs	veicoli/anno	2.00E+06
	Q0	kN	480
	λ_1		2.45
	λ_2		1.32
	λ_3		1.00
	λ_4		1.32
	λ_{max}		2.17
	λ		2.17
ϕ		1.00	

Verifica	$\Delta\sigma$ o Dt	N/mm ²	13
	$\Delta\sigma_c$ o $\Delta\tau_c$	N/mm ²	70
	γF		1
	γM		1.15
	$\gamma F \cdot I \cdot f \cdot D_s / (D_{sc} / gM) \leq 1$ o $gF \cdot I \cdot f \cdot D_t / (D_{tc} / gM) \leq 1$		0.46
			Verifica soddisfatta

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

9.3 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

Nel presente paragrafo vengono riportate le massime deformazioni verticali subite dalle travi di impalcato in condizioni di esercizio.

9.3.1 Quadro deformativo di progetto relativo alle travi principali

Di seguito si riportano i principali risultati inerenti la deformabilità dell'impalcato.

Viene esaminato il contributo apportato dai seguenti carichi:

- Peso proprio acciaio + Peso soletta;
- Sovraccarichi permanenti;
- Carichi mobili (combinati al 25%)

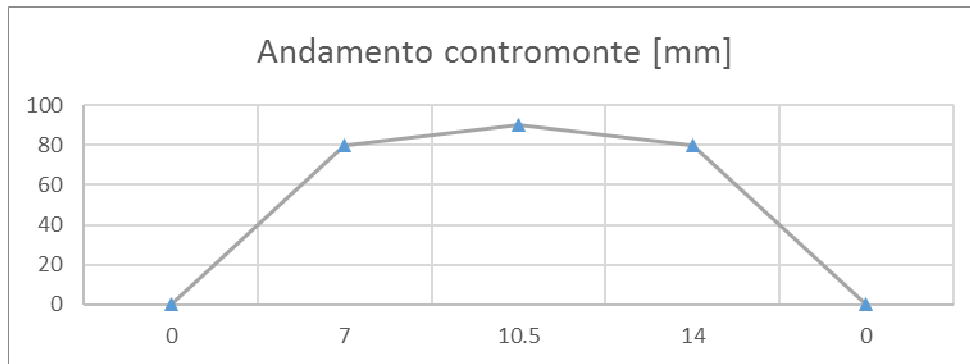
Nel seguito, relativamente alle travi principali, vengono riportate le deformate relative ai sopraccitati carichi, con l'indicazione del valore massimo di freccia riscontrato (espresso in m) in corrispondenza dei cambi concio, della spalla e della mezzeria.

	SPALLA	CONCIO	MEZZERIA	CONCIO	SPALLA
Peso proprio	0	0.0525	0.0600	0.0525	0
Permanenti portati	0	0.0170	0.0195	0.0170	0
Traf DIST 100%	0	0.0070	0.0082	0.0070	0
Traf CONC 100%	0	0.0109	0.0129	0.0109	0
TOT [m]	0	0.0740	0.0848	0.0740	0
TOT[mm]	0	74	85	74	0
Contromonte adottate [mm]	0	80	90	80	0
Distanza [m]	0	7	10.5	14	0

Dal momento che si è assunto $L/250$ ($21/250=84\text{mm}$) come valore limite dell'abbassamento dovuto ai carichi permanenti e $L/500$ ($21/500=42\text{mm}$) per l'abbassamento dovuto ai soli carichi accidentali, le frecce riscontrate risultano ampiamente entro tali limiti.

9.4 CONTROMONTE DI PROGETTO

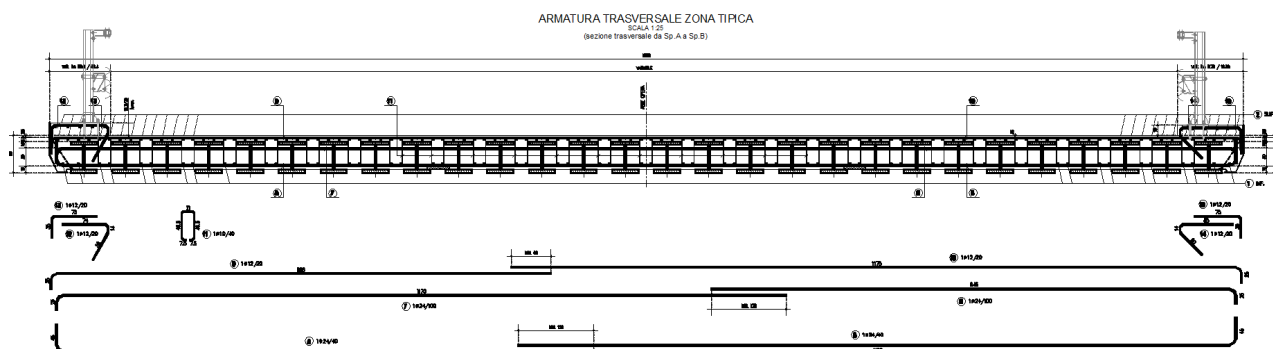
La controfrecchia da assegnare all'impalcato nella fase di montaggio è stata calcolata in modo da recuperare il 100% degli abbassamenti dovuti ai carichi permanenti, sommato il 25% degli abbassamenti dovuti al carico da traffico. Di seguito è riportato il grafico delle controfrecce da assegnare ai vari conci.



10. SOLETTA

Nel presente paragrafo si verifica la soletta in direzione trasversale considerando una striscia unitaria.

Le caratteristiche e l'armatura presenti all'interno della soletta sono di seguito riportate:



Larghezza	100.0	cm
Altezza	55.2	cm
Armatura superiore 1° strato	$\phi 12/20$	
Armatura superiore 2° strato	$\phi 24/100$	
Armatura inferiore	$\phi 24/40$	

10.1 CARICHI AGENTI

I carichi agenti sono quelli riportati nel paragrafo "Analisi dei carichi" ed utilizzati anche per la verifica delle travi.

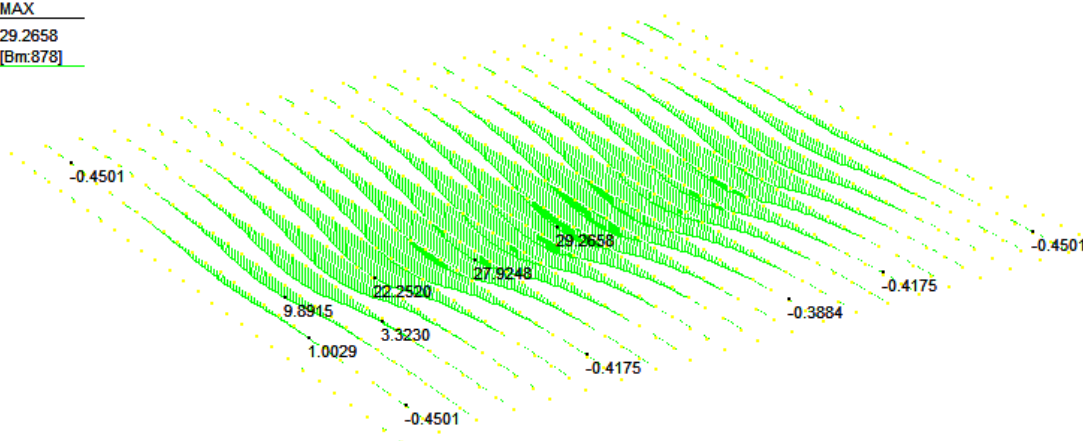
10.2 SOLLECITAZIONI

Si riportano di seguito alcuni casi di carico dovuti al traffico (caratteristici) e gli involuipi delle sollecitazioni agenti su una striscia unitaria di soletta ricavate dal modello di calcolo in termini di momento e di taglio.

10.2.1 Sollecitazioni elementari carichi accidentali

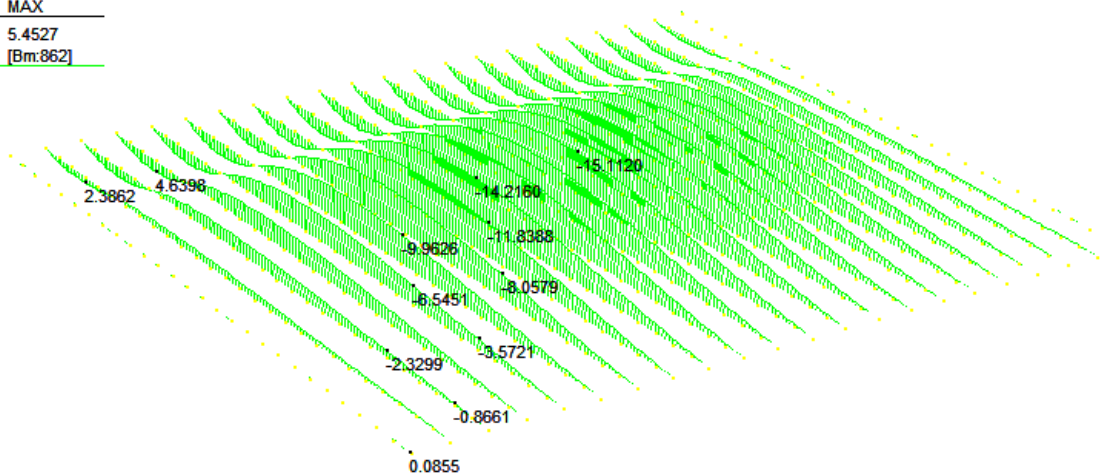
Traffico distribuito con corsia 1 in mezzzeria

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-0.4501	29.2658
	[Bm.615]	[Bm.878]



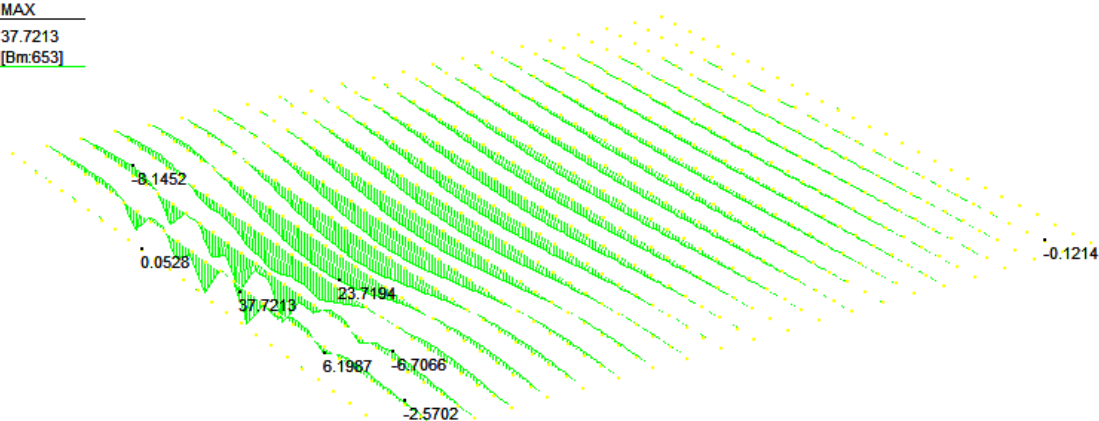
Traffico distribuito con corsia 1 in adiacenza al cordolo

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-15.1120	5.4527
	[Bm:878]	[Bm:862]



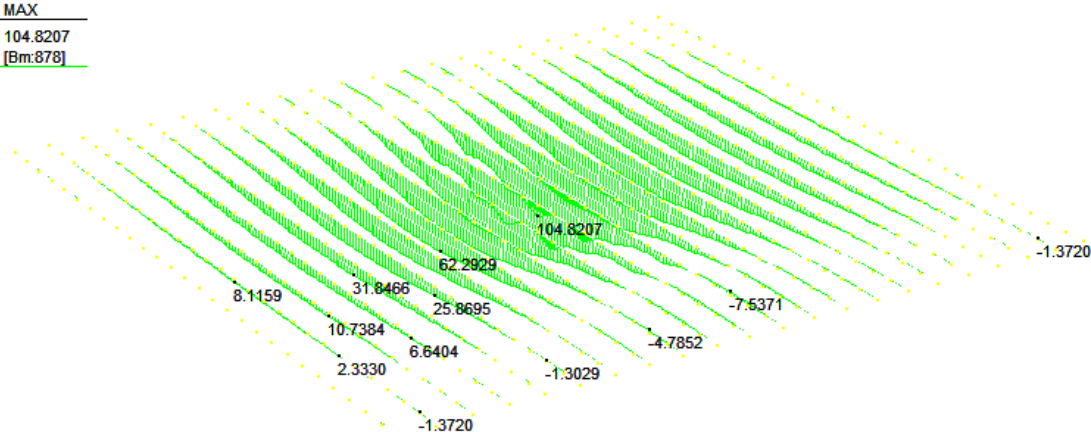
Traffico concentrato in adiacenza all'estremità con corsia 1 in mezzeria

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-8.1452	37.7213
	[Bm:661]	[Bm:653]



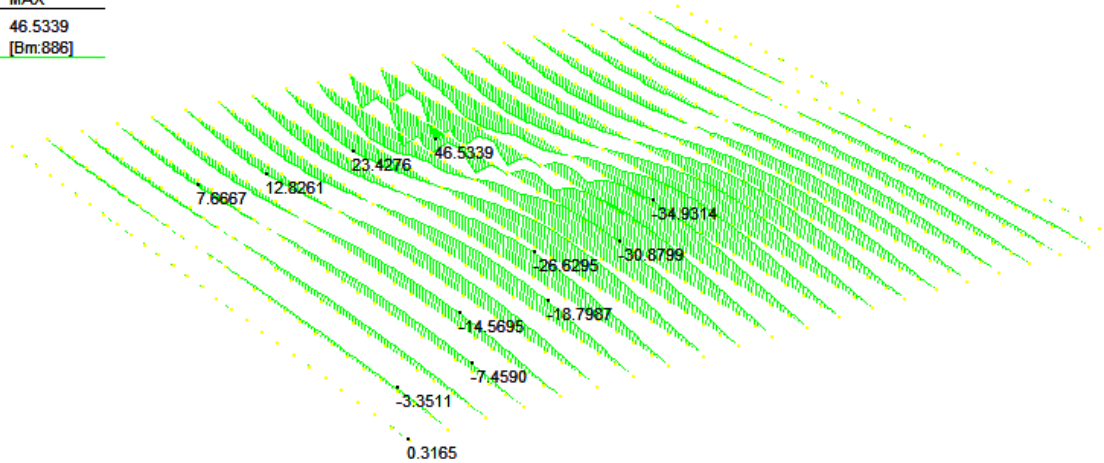
Traffico concentrato in mezzeria con corsia 1 in mezzeria

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-7.5371	104.8207
	[Bm:867]	[Bm:878]



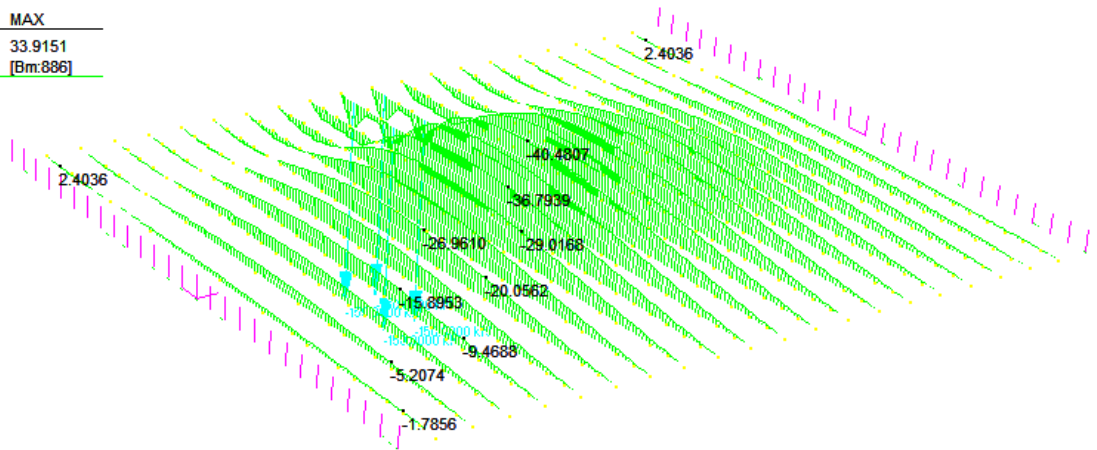
Traffico concentrato in mezzeria con corsia 1 in adiacenza al cordolo

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-34.9314	46.5339
	[Bm:873]	[Bm:886]



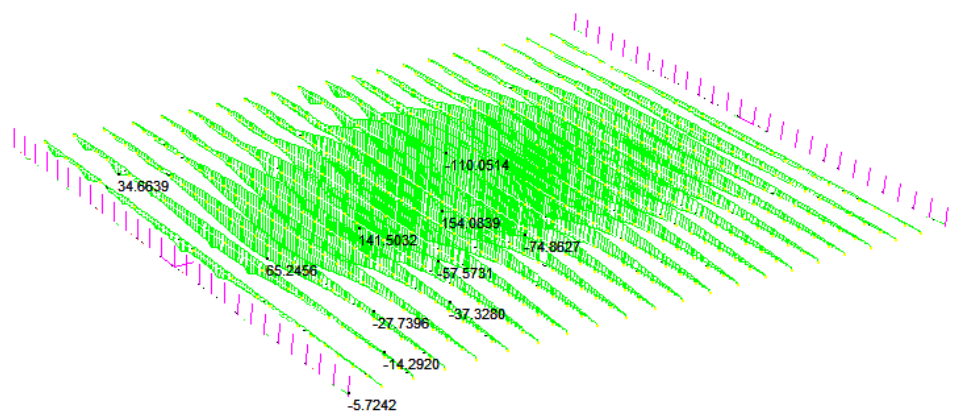
Traffico concentrato in mezzeria con solo corsia 1 in adiacenza al cordolo

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-40.4807	33.9151
	[Bm:880]	[Bm:886]

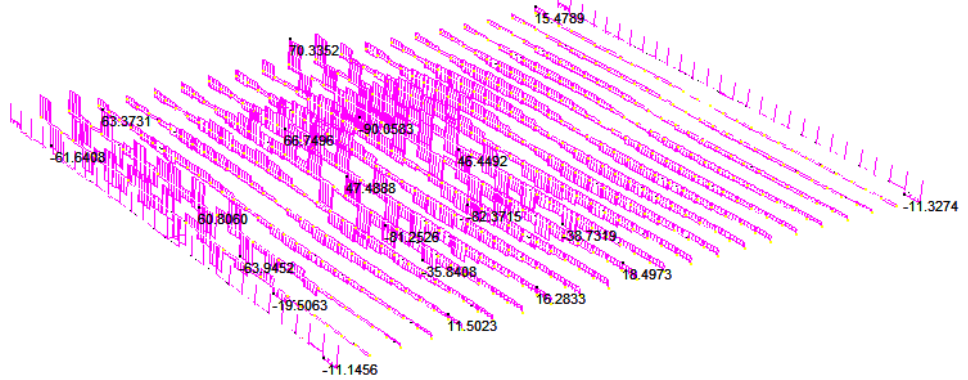


10.2.2 Sollecitazioni SLU

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-110.0514	154.0839
	[Bm:854]	[Bm:853]

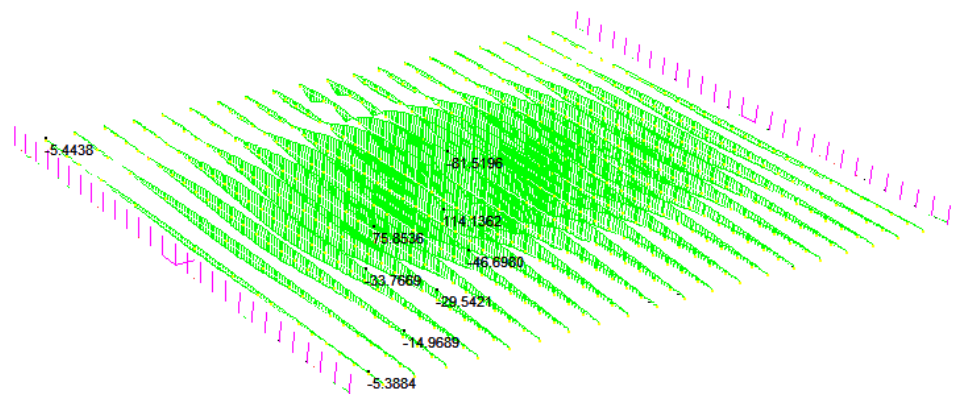


	MIN	MAX
SF2(kN)	-90.0583	70.3352
	[Bm:886]	[Bm:1171]



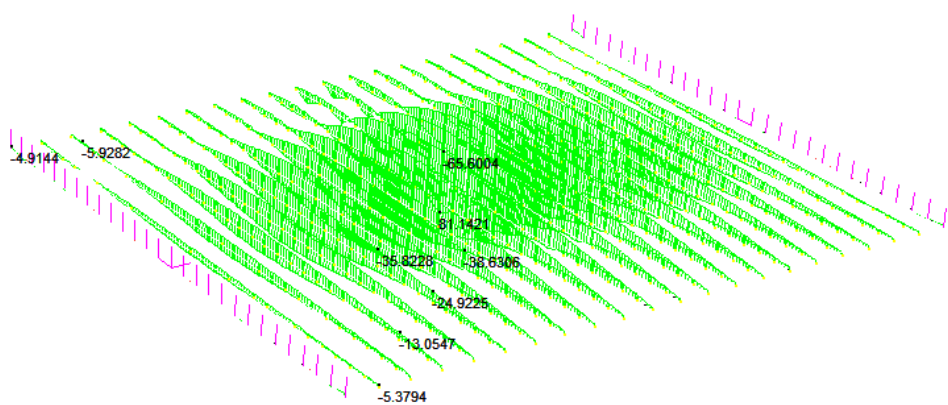
10.2.3 Sollecitazioni SLE Rara

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-81.5196	114.1362
	[Bm:854]	[Bm:853]



10.2.4 Sollecitazioni SLE Frequente

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-65.6004	81.1421
	[Bm:854]	[Bm:853]



10.3 VERIFICHE

La soletta viene armata in direzione trasversale, superiormente con ferri Ø12/20cm più Ø24/100, inferiormente con ferri Ø24/40 al metro. Le verifiche vengono svolte considerando una sezione di larghezza di 1 metro e di spessore pari a 55.2 cm.

10.3.1 Verifiche a pressoflessione SLU

Verifica a M+

$M_{sd} = 154 \text{ kNm}$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	55.2

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4.1
2	4.52	21.2
3	11.31	48.8

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C35/45
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{c1} 2.257

M_{xRd} kNm
σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 39.82 ‰
d 48.8 cm
x 3.943 x/d 0.0808
δ 0.7

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

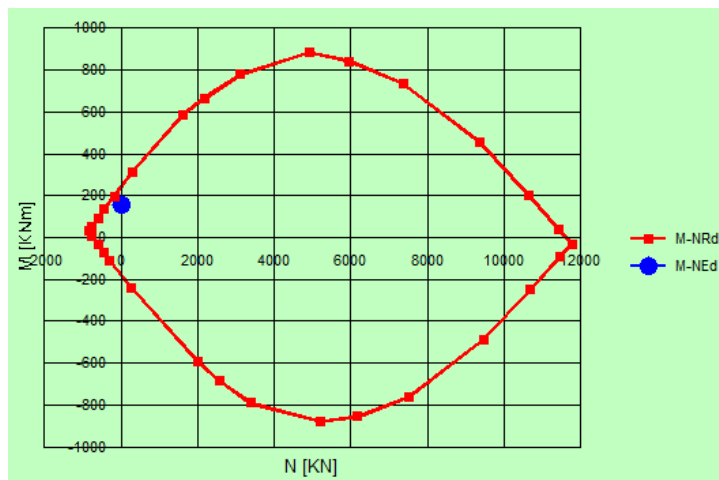
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Precompresso

Nella seguente figura si riporta il dominio di rottura della sezione:



Essendo M_{sd} all'interno del dominio, la verifica risulta soddisfatta.

Verifica M-

$M_{sd} = 47 \text{ kNm}$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	55.2

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4.1
2	4.52	21.2
3	11.31	48.8

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio svernato

Materiali
B450C C35/45
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 36.07 ‰
d 51.1 cm
x 4.519 x/d 0.08844
 δ 0.7

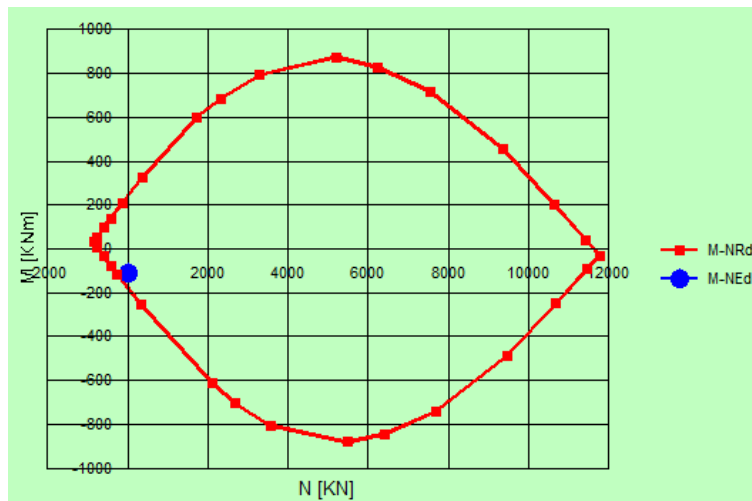
Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione
 Retta Devata

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

Nella seguente figura si riporta il dominio di rottura della sezione:



Essendo M_{sd} all'interno del dominio, la verifica risulta soddisfatta.

10.3.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo risulta pari a:

$$V_{Rd} = 90 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si esegue la verifica senza considerare armatura a taglio.

V_{sdu}	90	kN
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	45	N/mm ²
f_{ck}	35	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	48.80	cm
A_{sl}	11.31	cm ²
c	6.40	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	45.00	gradi
$ctg\theta$	1.00	
$\theta_{imposto}$	45.00	gradi
A_{sw}	0.00	cm ²
passo staffe	0.00	cm
f_{cd}	19.833	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.467	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	192.988	kN
$V_{Rd,min}$	212.256	kN

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

10.3.3 Verifiche tensionali in esercizio

Valutate le azioni interne della soletta, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo che nelle armature e si verifica che quest'ultime rispettino i limiti tensionali prescritti dal NTC 2018:

- La massima tensione di compressione del calcestruzzo (σ_c) deve rispettare la seguente condizione:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

- La massima tensione dell'acciaio (σ_s), per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, deve rispettare:

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$$

In accordo con i materiali impiegati, tali limitazioni risulteranno essere:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot 35 = 15.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$$

Controllo tensioni di esercizio per combinazione di carico caratteristica (rara):

Sezione M+

The screenshot shows a software interface for structural analysis. It includes several input fields and tables:

- Titolo:** [Empty field]
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 3
- Tipo Sezione:** Rettan.re (selected), Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	55.2
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4.1
2	4.52	21.2
3	11.31	48.8
- Sollecitazioni:** S.L.U. (selected), Metodo n
- P.to applicazione N:** Centro (selected), Baricentro cls, Coord.[cm]
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + (selected), S.L.U., Metodo n
- Materiali:**
 - B450C:** ϵ_{su} 67.5%, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200,000 N/mm², ϵ_{s/E_c} 15, ϵ_{syd} 1.957%, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C35/45:** ϵ_{c2} 2%, ϵ_{cu} 3.5, f_{cd} 19.83, f_{cc}/f_{cd} 0.8, $\sigma_{c,adm}$ 13.5, τ_{co} 0.8, τ_{c1} 2.257
- Calculated Values:**
 - σ_c -4.337 N/mm²
 - σ_s 215.2 N/mm²
 - ϵ_s 1.076 ‰
 - d 48.8 cm
 - x 11.33, x/d 0.2321
 - δ 0.7301
- Verifica:** N° iterazioni: 5
- Precompresso:** [Unselected checkbox]

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta. Vengono inoltre rispettati anche i limiti per la combinazione quasi permanente: pertanto le verifiche risultano automaticamente soddisfatte.

Sezione M-

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	55.2

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4.1
2	4.52	21.2
3	11.31	48.8

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali
 B450C C35/45

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

σ_c -3.624 N/mm²
 σ_s 234.5 N/mm²
 ϵ_s 1.173 ‰
d 51.1 cm
x 9.616 x/d 0.1882
 δ 0.7

Verifica
N° iterazioni:

Precompresso

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta. Vengono inoltre rispettati anche i limiti per la combinazione quasi permanente: pertanto le verifiche risultano automaticamente soddisfatte.

10.3.4 Verifiche a fessurazione

In accordo con il par. 4.1.2.2 del DM 14/01/08 nel caso di struttura in calcestruzzo ordinario si rispettano le limitazioni di tab. 4.1.IV relative al caso di armature poco sensibili.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Essendo, in accordo con il par. 4.1.2.2.4:
 $w_2 = 0.2$ mm
 $w_1 = 0.2$ mm

10.3.4.1 Sezione M- SLE frequente

Titolo: _____

N° figure elementari: Zoom

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	55.2

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4.1
2	4.52	21.2
3	11.31	48.8

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} -66 kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Materiali

B450C C35/45

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_s ‰

d cm

x x/d δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Caratteristiche dei materiali			
Classe cls	f _{ck} =	35	N/mm²
Modulo elastico acciaio	E _s =	210000	N/mm²
Modulo elastico del calcestruzzo	E _{cm0} =	34077	N/mm²
Resistenza a trazione media	f _{ctm} =	3.21	N/mm²
Coefficiente di omogeneizzazione	n0 =	15	
Caratteristiche della sezione			
Altezza	H =	55.2	cm
Larghezza	B =	100	cm
Momento di fessurazione	M _{fess}	163	kNm
Copriferro baricentrico acciaio teso	cb =	4.10	cm
Area acciaio teso	A _s =	10.17	cm²
Ricoprimento barre esterne tese	c =	3.5	cm
Diametro massimo barre tese	Φ =	1.2	cm
Diametro medio equivalente	Φ _m =	1.20	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Tensione media barre	σ _{sm} =	188.80	N/mm²
Asse neutro	x =	9.62	cm

Altezza utile	d =	51.10	cm
Deformazione media barre	$\varepsilon_1 =$	9.88E-04	
Distanza media fra due fessure successive			
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	10.3	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	1025.0	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	10.17	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$\Delta s_{max} =$	32.46	cm
Coefficiente k_t	$k_t =$	0.4	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	5.39E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.175	mm

La verifica risulta essere soddisfatta essendo rispettata la limitazione: $w_d \leq w_2$

10.3.4.2 Sezione 2 SLE quasi permanente

La verifica a fessurazione dovuta a M^+ non viene eseguita in quanto il calcestruzzo è protetto inferiormente da un lamierino in acciaio.

11. APPARECCHIATURE DI APPOGGIO E GIUNTO

Il sistema di vincolo dell'impalcato su spalle è costituito da isolatori elastomerici a elevato smorzamento.

11.1 AZIONI APPOGGI

Si riporta la tabella appoggi riassuntiva per l'apparecchio di appoggio più sollecitato.

Il dimensionamento degli apparecchi di appoggio è svolto rispetto allo SLC, poiché il sistema d'isolamento deve essere in grado di sopportare gli spostamenti previsti in tale stato limite.

Vengono riportate sia le sollecitazioni elementari sia le sollecitazioni combinate secondo i coefficienti da normativa.

Essendo l'impalcato simmetrico le sollecitazioni agenti sugli appoggi della spalla A sono i medesimi agenti sulla spalla B.

SPALLA A				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	180	180	0	0
Permanenti Portati	47	47	0	0
Vento	0	0	0	1.4
Traffico	208	-70	0	0
Frenatura	0	0	7	0
Azione termica	0	0	4	0
SLC L) $Ex + 0.3Ey + 0.3*Ez$	4.2	-4.2	48	14.4
SLC T) $0.3Ex + Ey + 0.3*Ez$	4.2	-4.2	14.4	48
SLV L) $Ex + 0.3Ey + 0.3*Ez$	3	-3	39	11.7
SLV T) $0.3Ex + Ey + 0.3*Ez$	3	-3	11.7	39

Si riportano le azioni combinate per le varie combinazioni di carico.

Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N max traz [kN]	H long [kN]	H trasv [kN]	Hcombinato [kN]
Appoggio	SLU 1	517	156	3	2	4
	SLU 2	587	133	3	1	3
	SLU 3	517	156	13	1	13
	SLU 4	517	156	3	1	3
	SLU 5	517	156	5	1	5

SLC	SLC 1	231	223	48	14	50
	SLC 2	231	223	14	48	50
SLV	SLV 1	230	224	39	12	41
	SLV 2	230	224	12	39	41

Le rotazioni dovute ai carichi accidentali fattorizzate risultano pari a 0.008 rad a cui si aggiungono 0.005 rad di errore di posa. Le rotazioni dovute ai pesi propri e ai permanenti portati vengono invece compensate con apposita geometria della contropiastra di ancoraggio superiore degli apparecchi di appoggio.

11.2 SPOSTAMENTI MASSIMI ATTESI PER GLI APPOGGI

Lo spostamento massimo allo SLC (combinazione vettoriale tra i due spostamenti orizzontali) atteso è pari a 92 mm per gli isolatori.

Considerando anche il massimo eventuale spostamento dovuto alla temperatura uniforme (ridotta del 50%), si ottiene lo spostamento massimo di progetto dell'isolatore:

$$\Delta_d = 92 + 0.5 \cdot 11 = 94 \text{ mm}$$

Si definiscono quindi isolatori con capacità massima di spostamento pari a: $\Delta = \pm 100 \text{ mm}$.

11.3 VARCO E GIUNTI

Dimensionamento varco di giunto

Lo spostamento massimo dell'impalcato atteso in corrispondenza delle spalle (in SLC+0.5*DT) è pari a:

$$\Delta_y = 90 \text{ mm (in direzione longitudinale)}$$

$$\Delta_x = 88 \text{ mm (in direzione trasversale)}$$

A favore di sicurezza si sceglie un varco sulle spalle con escursione massima pari a **150 mm**.

Dimensionamento giunti

Lo spostamento massimo dell'impalcato atteso in corrispondenza dei giunti sulle spalle (in SLD) è pari a:

$$\Delta_y = 32 \text{ mm (in direzione longitudinale)}$$

$$\Delta_x = 32 \text{ mm (in direzione trasversale)}$$

L'azione termica genera uno spostamento longitudinale su ogni giunto pari a:

$$\Delta_T = 0.000012 \cdot 10.5 \text{ m} \cdot (30^\circ) = 3.8 \text{ mm}$$

Considerando anche il massimo eventuale spostamento dovuto alla temperatura uniforme (ridotta del 50%), si ottiene lo spostamento massimo di progetto del giunto strutturale:

$$\Delta_d = 32 + 0.5 \cdot 3.8 = 34 \text{ mm}$$

Si sceglie quindi un giunto strutturale sulle spalle con escursione massima pari a:

$$\Delta_y = \pm 50 \text{ mm (longitudinale)}$$

$$\Delta_x = \pm 50 \text{ mm (trasversale)}$$