

S.S.51 - VARIANTE DI CORTINA

LOTTO 1 - MIGLIORAMENTO DELLA VIABILITA' DI ACCESSO ALL'ABITATO DI CORTINA
LOTTO 2 - BYPASS DI CORTINA

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

VE406

PROGETTAZIONE: ATI GP INGEGNERIA - ENGEKO - COOPROGETTI - SAIM

IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART.15 COMMA 12):

Dott. Ing. **GIORGIO GUIDUCCI**
Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035

Dott. Ing. **GIORGIO GUIDUCCI**
ORDINE INGEGNERI
ROMA
N° 14035

IL GEOLOGO

Dott. Geol. **Marco Leonardi**
Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1541

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

arch. **Salvatore Vermiglio**
Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. **Ettore De Cesbron de la Grennelais**

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

(Mandataria)

GP INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl

(Mandante)

engeko

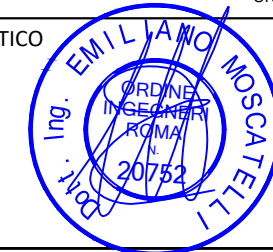
(Mandante)

cooprogetti

(Mandante)

SAIM
Studio di Architettura e Ingegneria Moderna

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO



Ing. **Emiliano Moscatelli**
Ord. Ingegneri Provincia di Roma n. 20752

Ing. **Claudio Muller**
Ord. Ingegneri Provincia di Roma n. 15754

arch. **Saverio Camaiti**
Ord. Architetti Provincia di Roma n. 14652

ing. **Giuseppe Ligammari**
Ord. Ingegneri Provincia di Pordenone n. 803

ing. **Matteo Bordugo**
Ord. Ingegneri Provincia di Pordenone n. 790

Ing. **Moreno Panfilii**
Ord. Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657

Ing. **Giuseppe Resta**
Ord. Ingegneri Provincia di Roma n. 20629

LOTTO 1 – OPERE D'ARTE MAGGIORI

Ponte Rio

Relazione Tecnica e di Calcolo impalcato ed elevazioni spalle

CODICE PROGETTO			NOME FILE				REVISIONE	SCALA
COD. E PROG. INTERVENTO	LIV.	ANNO N.PROG.	T01VI02STRRE01B					
DPVE0406	D	2101	T01VI02STRRE01				B	-
D								
C								
B	Revisione a seguito richieste CSLLPP		Aprile '23	G. Lucibello	E. Moscatelli	G. Guiducci		
A	Emissione		Feb 23'	G. Lucibello	E. Moscatelli	G. Guiducci		
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO		

INDICE

1. PREMESSA.....	5
2. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	6
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	11
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
4.1. Calcestruzzo.....	11
4.2. Acciaio per armature ordinarie	12
4.3. Acciaio per carpenterie metalliche	13
4.4. Bulloni.....	13
4.5. Pioli.....	13
4.6. Altre prescrizioni.....	14
5. CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA.....	16
6. AZIONI DI CALCOLO	17
6.1. Peso proprio della struttura (G_1).....	17
6.2. Carichi permanenti portati (G_2).....	17
6.3. Variazioni termiche (ϵ_3)	17
6.3.1. Variazione termica uniforme (stagionale).....	17
6.3.2. Variazione termica differenziale (giornaliera).....	18
6.4. Cedimenti vincolari (ϵ_4).....	19
6.5. Azioni variabili da traffico (Q_1).....	19
6.6. Azioni variabili da traffico: Modello di carico 3 per verifiche a fatica.....	19
6.7. Azioni di frenamento (Q_3).....	20
6.8. Azione centrifuga.....	20
6.9. Azione variabile del vento (Q_5).....	20
6.9.1. Determinazione azione da vento sull'impalcato	23
6.10. Azione variabile da neve (Q_5).....	26
6.11. Azione sismica	28

PROGETTAZIONE ATI:

6.12.	Ritiro del calcestruzzo	34
7.	ANALISI STRUTTURALE E FASI DI CALCOLO	35
7.1.	Fasi di calcolo.....	35
7.2.	Caratteristiche dei conci.....	36
7.3.	Programma di calcolo.....	37
8.	CARICHI DI PROGETTO	38
8.1.	Elenco delle condizioni elementari di carico	38
9.	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	39
9.1.	Combinazioni per gli SLU.....	39
9.2.	Combinazioni per gli SLE.....	40
9.3.	Combinazioni sismiche.....	40
9.4.	Combinazioni per lo stato limite di fatica.....	40
10.	MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE	41
10.1.	Larghezze efficaci	41
10.2.	Statica longitudinale	44
10.2.1.	Modellazione.....	44
10.2.2.	Vincoli esterni e Dispositivi di appoggio	45
10.2.3.	Corsie convenzionali e frenatura	46
10.2.4.	Azione del vento	47
10.2.5.	Azione della neve	47
10.3.	Analisi dinamica	47
10.4.	Risultati.....	49
10.4.1.	Caratteristiche delle sollecitazioni per azioni statiche e da carichi viaggianti	49
10.4.2.	Risultati analisi dinamica e deformate modali	52
11.	VALIDAZIONE MODELLO DI CALCOLO.....	57
12.	VERIFICHE.....	59
12.1.	Criteri di verifica.....	59

PROGETTAZIONE ATI:

12.1.1.	Fasi di verifica	59
12.1.2.	Criteri di verifica delle sezioni in acciaio-calcestruzzo	59
12.2.	Verifiche agli stati limite ultimi	59
12.2.1.	Verifiche travi	59
12.2.2.	Verifica SLU: flessione	59
12.2.3.	Verifica SLU: taglio, interazione taglio-momento	65
12.3.	Verifiche agli stati limite di esercizio.....	76
12.3.1.	Verifica di deformabilità	76
12.3.2.	Verifiche SLE: tensioni di esercizio	77
12.3.3.	Verifiche SLE: web breathing	83
12.3.4.	Verifiche a fatica	84
13.	CALCOLO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI SECONDARI.....	100
13.1.	Diaframmi e trave di spina	100
14.	CONNETTORI.....	103
15.	SOLETTA DI IMPALCATO.....	105
15.1.	Geometria della soletta	105
15.2.	Verifica Della Soletta In C.A. Di 11,0 M	105
15.3.	Calcolo E Verifica Armatura Trasversale Soletta E Predalle	106
15.3.1.	Fase 1	106
15.3.2.	Fase 2	108
15.3.3.	Fase 3	110
15.3.4.	Fase 4	113
15.4.	Verifica della soletta in c.a. di 13,0 m.....	115
15.5.	Calcolo E Verifica Armatura Trasversale Soletta E Predalle	117
15.5.1.	Fase 1	117
15.5.2.	Fase 2	118
15.5.3.	Fase 3	121

PROGETTAZIONE ATI:

15.5.4.	Fase 4	123
16.	APPOGGI E GIUNTI	126
17.	VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SPALLE	129
17.1.	Paramento spalla	129
17.2.	Paraghiaia	129
17.3.	Muro andatore	129
17.4.	Combinazioni di carico	130
17.5.	Spalla 1	135
17.5.1.	Muro Andatore	140
17.6.	Spalla 2	143
17.6.1.	Muro Andatore	147

PROGETTAZIONE ATI:

1. PREMESSA

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche strutturali effettuate per la progettazione dell'impalcato e delle pile del viadotto sul "Rio", previsto sulla S.S. n°51 "di Alemagna", nell'ambito dei lavori di miglioramento della viabilità di accesso all'abitato di Cortina (BL).

L'opera consiste in un impalcato metallico a due travi; la lunghezza complessiva dell'opera è di circa 40 m con una larghezza di circa 11 m. Le spalle raggiungono un'altezza massima di circa 6 m e uno spessore massimo di 2,4 m.

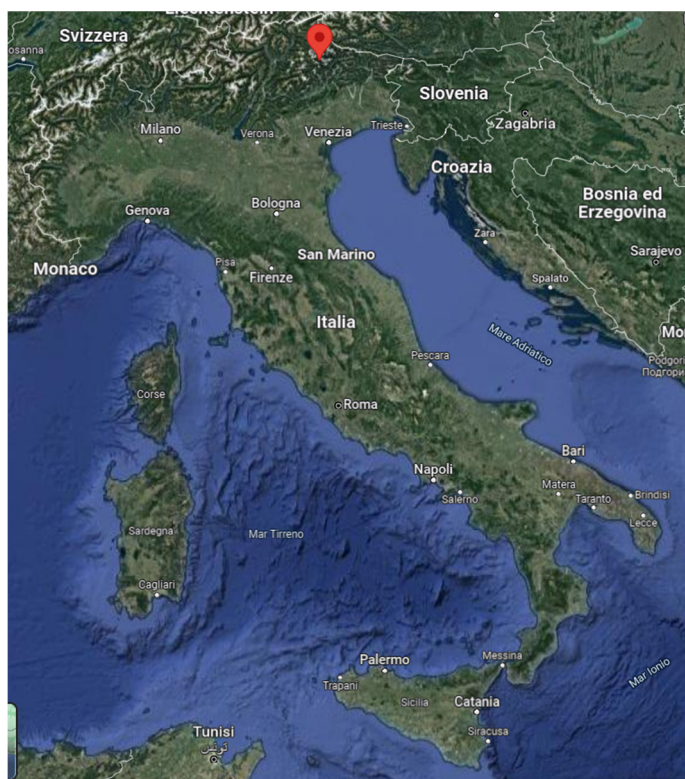


Figura 1: Geolocalizzazione dell'opera

PROGETTAZIONE ATI:

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera in progetto prevede la realizzazione di un impalcato in sistema misto acciaio-calcestruzzo con schema statico a trave appoggiata-appoggiata con luce di 40 m. La sezione trasversale dell'impalcato prevede due travi metalliche, con sezione a doppio T di altezza pari a 2,4 m disposte ad interasse trasversale di 7,0 m, e una soletta in calcestruzzo armato gettata in opera di larghezza complessiva di 11 m, tranne per un tratto d'estremità dell'impalcato di 10,0 m in corrispondenza della spalla Sp1 (spalla mobile) nel quale la larghezza varia da 11,0 m a 13,0 m. I traversi, disposti con passo di 5,0 m lungo lo sviluppo del viadotto, sono costituiti da un'unica trave con sezione ad I di altezza 1,0 m per i traversi in campata e 1,5 m per i traversi in corrispondenza delle spalle. I traversi sono sfalsati di 600 mm rispetto all'intradosso del viadotto per poter invitare la trave di spina, un IPE 600, che corre in asse al viadotto. Lo sviluppo longitudinale delle travi comprende cinque conci da 12 metri circa saldati a completa penetrazione la cui anima è provvista di irrigidimenti trasversali ad interasse ricorrente di 5,0 m (traversi) e irrigidimenti longitudinali ad "L" di dimensioni 150x75 mm e spessore 20 mm che corrono a metà dell'altezza dell'anima sul solo lato esterno.

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale VN pari a 50 anni.

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche è stata considerata una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico") ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso CU = 2.

Pertanto le azioni sismiche sull'opera vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR = VN x CU = 50 x 2 = 100 anni.

La figura seguente mostra il prospetto dell'opera.

PROGETTAZIONE ATI:

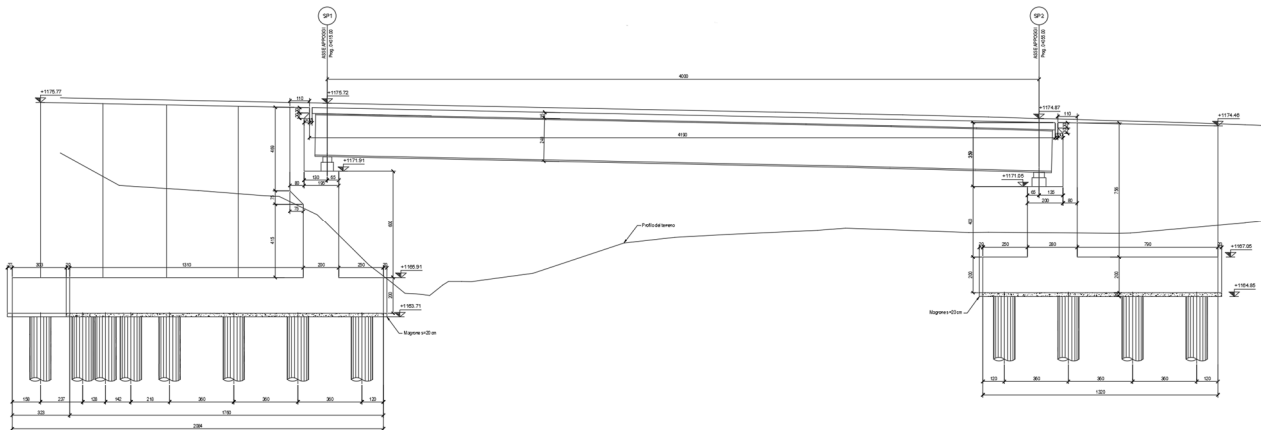


Figura 2: Sezione longitudinale impalcato

La soletta di impalcato, solidarizzata alle travi, è gettata in opera e presenta spessore complessivo di 29 cm, al lordo delle lastre tipo predalles di spessore 6 cm. La solidarizzazione della soletta alle travi metalliche è affidata a idonei connettori a taglio di tipo a piolo Nelson aventi diametro $\varnothing 22$.

La geometria della sezione trasversale dell'impalcato è riportata nella seguente figura:

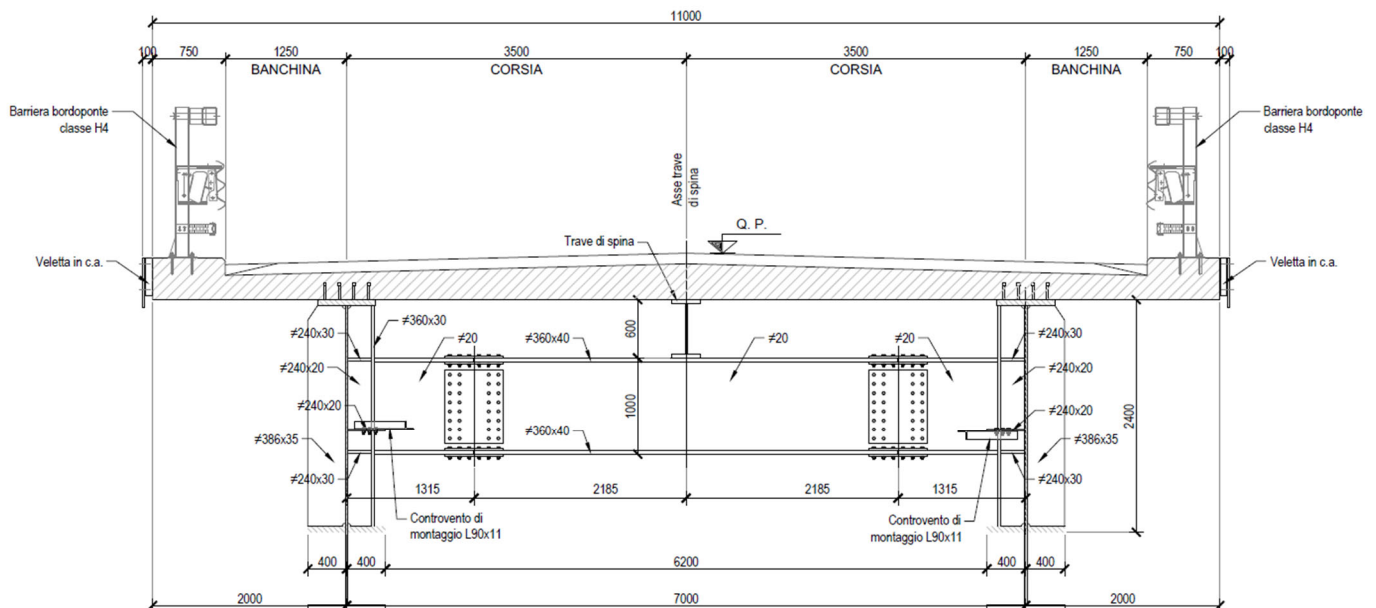


Figura 3: Sezione trasversale impalcato

Considerando l'inclinazione longitudinale del viadotto, si denomina con Sp1 la spalla in corrispondenza del punto di appoggio a quota maggiore, e con Sp2 quella a quota minore.

PROGETTAZIONE ATI:

La spalla Sp1 è prevista in sede progettuale come spalla mobile e presenta un muro frontale di spessore 2,00 m ed altezza di 6,00 m. Il muro paraghiaia ha uno spessore di 80 cm e un'altezza massima di 3,60 m.

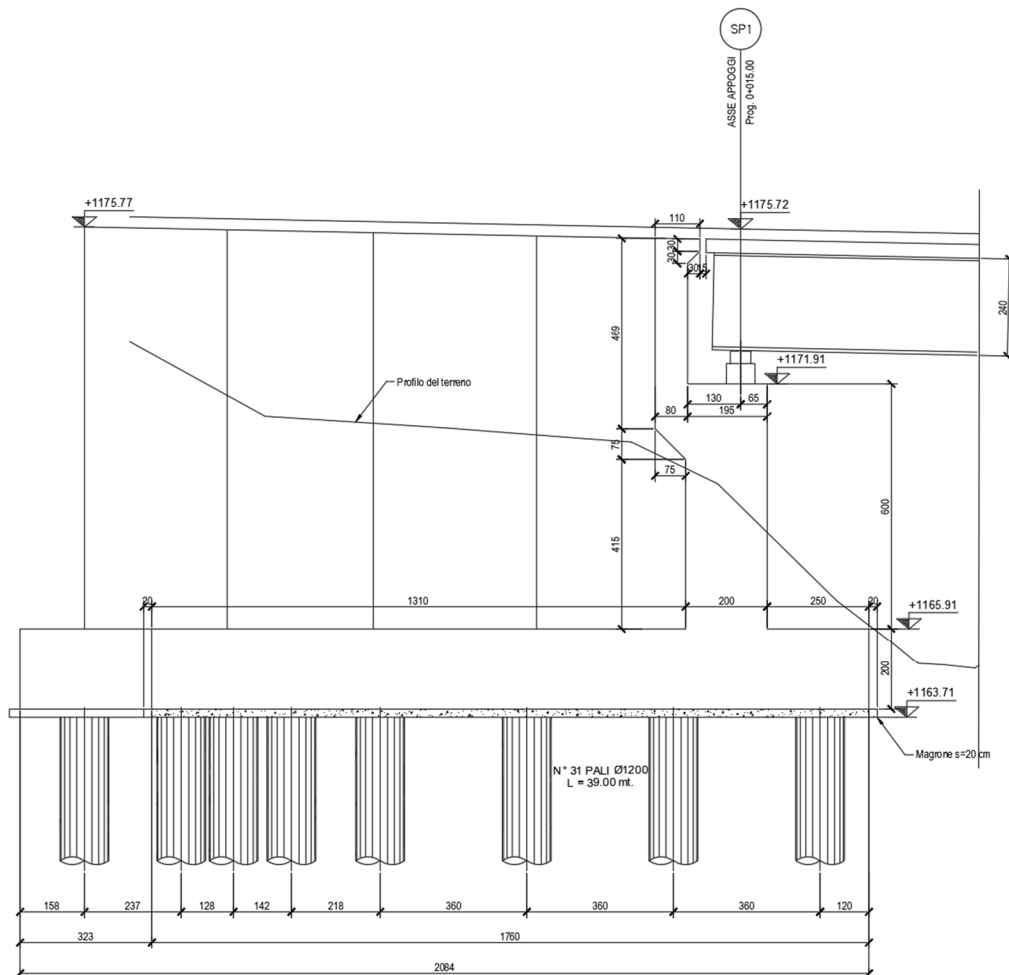


Figura 4: Sezione spalla SP1

La spalla Sp2 è prevista in sede progettuale come spalla fissa e presenta un muro frontale di spessore 2,80 m ed altezza di 4,00 m. Il muro paraghiaia ha uno spessore di 80 cm e un'altezza massima di 3,60 m.

PROGETTAZIONE ATI:

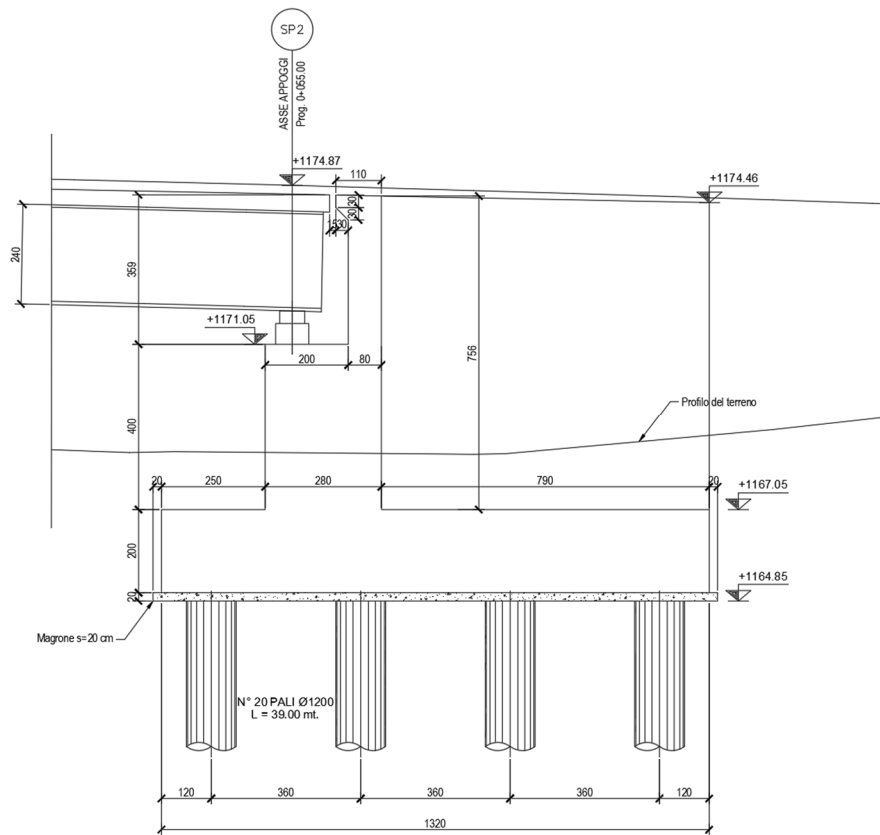


Figura 5: Sezione spalla SP2

Lo schema di vincolo dell'impalcato è riportato nella seguente figura.

PROGETTAZIONE ATI:

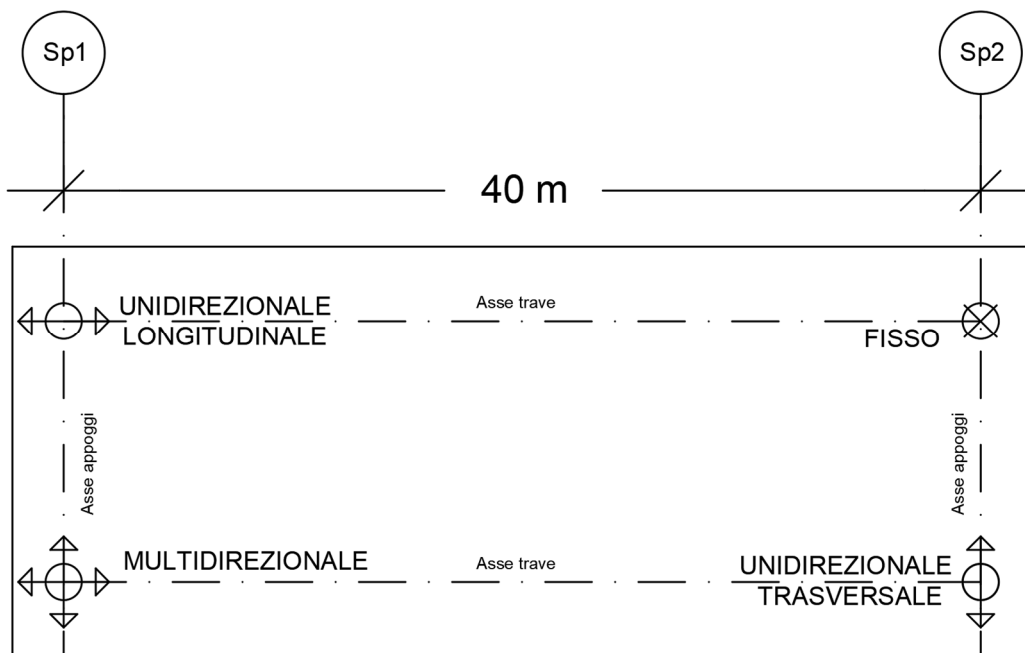


Figura 6: Schema di vincolo impalcato

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica. In particolare, si fa riferimento a:

- D. Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018 "Nuove 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 1992-1-1:2005: "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - parte 1 - Regole generali e regole per edifici";
- UNI EN 1998-2:2006: "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti";
- UNI EN 1993-2:2007: "Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio»;
- UNI EN 1993-1-5:2007: "Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra";
- UNI EN 1994-2:2006: "Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti";

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'impalcato e delle spalle dell'opera in oggetto sono previsti i seguenti materiali:

4.1. CALCESTRUZZO

Caratteristiche del calcestruzzo per magrone

Calcestruzzo conforme alla UNI EN206-1:2006

- | | |
|------------------------------------|--------|
| - Classe di resistenza minima | C12/15 |
| - Tipo di cemento cem | I V |
| - Classe di esposizione ambientale | X0 |
| - Massima dimensione aggregati | 40 mm |

Caratteristiche del calcestruzzo per struttura in elevazione spalle (esclusi paraghiaia).

Calcestruzzo a prestazione garantita conforme alla UNI EN206-1:2006 e UNI 11104

- | | |
|-------------------------------|-----------------------|
| - Classe di resistenza minima | C32/40 |
| - Tipo di cemento cem | III V |
| - Minimo contenuto di cemento | 300 kg/m ³ |
| - Rapporto A/C | ≤ 0.50 |

PROGETTAZIONE ATI:

-	Classe di consistenza	S4
-	Classe di esposizione ambientale	XC4+XF2
-	Diametro massimo inerti	25mm Non gelivi
-	Contenuto minimo d'aria	4%
-	Copriferro nominale minimo	30+10(toll. posa arm.) = 40mm

Le superfici di calcestruzzo verranno protette mediante la posa in opera di vernice monocomponente acrilica elastomerica.

Caratteristiche del calcestruzzo per soletta impalcato, cordoli, paraghiaia e velette

Calcestruzzo a prestazione garantita conforme alla UNI EN206-1:2006 e UNI 11104

-	Classe di resistenza minima	C35/45
-	Tipo di cemento cem	III V
-	Minimo contenuto di cemento	340 Kg/m ³
-	Rapporto A/C	≤ 0.45
-	Classe minima di consistenza	S5
-	Classe di esposizione ambientale	XC4+XD3+XF4
-	Diametro massimo inerti	20mm Non gelivi
-	Diametro massimo inerti VELETTE	15mm Non gelivi
-	Contenuto minimo d'aria	4%
-	Copriferro nominale minimo	40+5(toll. posa arm.) = 45mm

Per i calcestruzzi di cordoli e solette si prevede l'impiego di additivo anti-ritiro.

Caratteristiche del calcestruzzo per predalles e baggioli,

Calcestruzzo a prestazione garantita conforme alla UNI EN206-1:2006 e UNI 11104

-	Classe di resistenza minima	C35/45
-	Tipo di cemento cem	IIIV
-	Minimo contenuto di cemento	300kg/m ³
-	Massimo rapporto A/C	0,50
-	Classe minima di consistenza	S5
-	Classe di esposizione ambientale	XC3+XF2
-	Massima dimensione aggregati	15mm Non gelivi
-	Contenuto minimo d'aria	4%
-	Copriferro nominale minimo	30+5(toll. posa arm.) = 35mm

4.2. ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata tipo B450c contr

$f_{yk} \text{ } ^3 \text{ } 450 \text{ N/mm}^2$

$f_{tk} \text{ } ^3 \text{ } 540 \text{ N/mm}^2$

PROGETTAZIONE ATI:

Le armature dei cordoli, dei paraghiaia e delle porzioni di soletta (fascia di 2m misurati longitudinalmente) in prossimità dei giunti di spalla sono protette mediante zincatura a caldo.

4.3. ACCIAIO PER CARPENTERIE METALLICHE

ACCIAIO CON RESISTENZA ALLA CORROSIONE ATMOSFERICA MIGLIORATA

TIPO "COR-TEN"

Qualità in funzione degli spessori ai sensi di NTC 2018 e UNI EN 1993-1-10

- Elementi saldati in acciaio con $sp. \leq 20$ mm S355J0W
- Elementi saldati in acciaio con $20 \leq sp. \leq 40$ mm S355J2W
- Elementi saldati in acciaio con $40 \leq sp. \leq 80$ mm S355K2W
- Elementi non saldati, angolari e piastre sciolte, S355J0W
- Imbottiture in acciaio con $sp. < 3$ mm S355J0W

La tensione di snervamento nelle prove meccaniche nonché il CEV nell'analisi chimica dovranno essere nei limiti della UNI EN 10025-5. In sede di progetto esecutivo dovrà essere valutata in funzione della temperatura di servizio, dello spessore lamiera e del tasso di sfruttamento l'eventuale adeguamento del grado di resilienza dell'acciaio.

4.4. BULLONI

Classe 10.9 secondo DM 17/01/2018 - UNI EN 14399-1

In ogni caso i collegamenti bullonati ad attrito devono essere a serraggio controllato.

- Giunzioni a taglio per controventature orizzontali e diaframmi (non soggetti ad inversione di sforzo):

Precarico secondo DM 17/01/2018

per le giunzioni a taglio la coppia di serraggio dovrà essere la stessa prevista per le giunzioni ad attrito.

4.5. PIOLI

Secondo UNI EN ISO 13918 e DM 17/01/2018

Pioli tipo NELSON $\varnothing=22$ - $H=0,6 * H_{soletta}$ (se non diversamente indicato)

Acciaio ex ST 37-3K (S235J2+C450)

- $f_y > 350$ MPa

PROGETTAZIONE ATI:

- $f_u > 450 \text{ MPa}$
- Allungamento $> 15\%$
- Strizione $> 50\%$

4.6. ALTRE PRESCRIZIONI

Classe di esecuzione dell'opera

La classe di esecuzione è EXC3, secondo la UN EN

Controlli

Controlli secondo DM 17/01/2018 e UNI EN 1090

Saldature

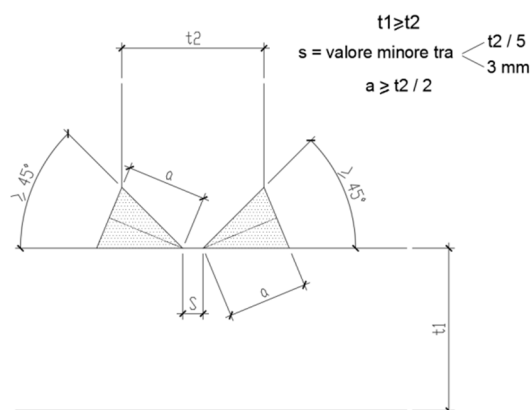
Saldature secondo DM 17/01/2018

I giunti delle travi principali, se non diversamente indicato, sono previsti saldati a piena penetrazione di 1° classe. I cordoni indicati nelle tavole di dettaglio sono verificati secondo le necessità statiche.

Per i cordoni in deroga alle indicazioni della CNR 10011/97, il costruttore dovrà garantire la qualifica del procedimento che, se previsto dal capitolato, dovrà essere approvata dall'Ente di controllo incaricato.

Se non diversamente indicato le giunzioni delle travi principali realizzate mediante saldatura a piena penetrazione di 1° cl. dovranno essere effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e soggette a controlli non distruttivi (circolare 21/01/2019 n.7 c.s. Il. pp. par. c4.2.4.1.4.3, tab c4.2.XIV dett. 8)

Se non diversamente indicato, tutte le saldature (ad eccezione di quelle delle travi principali) devono considerarsi continue, perimetrali e a doppio cordone d'angolo secondo il seguente esempio.



PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI:

5. CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

Il presente paragrafo illustra nel dettaglio i criteri generali di verifica adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni composte acciaio-calcestruzzo si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a flessione, taglio ed interazione taglio-momento;
- verifiche per gli stati limite di esercizio relativi alla limitazione delle tensioni nelle travi in acciaio e nella soletta in c.a.;
- verifiche per gli stati limite di esercizio – web breathing;
- verifiche per gli stati limite di esercizio – verifica di deformabilità
- verifiche a fatica.

Per le sezioni in acciaio si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a flessione, taglio ed interazione taglio-momento.

Per la soletta si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a flessione, taglio per tutte le fasi di realizzazione.

Altre verifiche

- verifiche agli stati limite ultimi del sistema di connessione trave-soletta.

6. AZIONI DI CALCOLO

Nel presente paragrafo si illustrano i carichi considerati nel progetto dell'opera, calcolata come ponte di prima categoria in base alla vigente normativa sui ponti stradali.

6.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G_1)

Sono considerati i seguenti pesi specifici dei materiali:

- calcestruzzo armato: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- acciaio per carpenterie metalliche: $\gamma_a = 78.5 \text{ kN/m}^3$

6.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI (G_2)

Binder e strato di usura:

- peso dell'unità di volume: $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- spessore: $s=0.115 \text{ m}$

da cui risulta un carico di $24 \text{ kN/m}^3 \times 0.115 \text{ m} = 2,75 \text{ kN/m}^2$

Cordoli:

- peso dell'unità di volume: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- larghezza: $L = 0,75 \text{ m}$
- spessore: $s = 0,18 \text{ m}$

da cui risulta un carico di $25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,75 \text{ m} \cdot 0,18 \Rightarrow m = 3,375 \text{ kN/m}$ per ciascun cordolo o, in termini di carico distribuito areale $25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,18 \Rightarrow m = 4,5 \text{ kN/m}^2$

Guardrail, parapetti ed elementi di bordo:

- peso delle barriere integrate: $2 + 2 = 4 \text{ kN/m}$
- peso della veletta prefabbricata: 1.75 kN/m

6.3. VARIAZIONI TERMICHE (E_3)

6.3.1. VARIAZIONE TERMICA UNIFORME (STAGIONALE)

Gli effetti delle differenze di temperatura tra la soletta di impalcato e la struttura metallica sottostante sono analizzati prevedendo una variazione termica uniforme pari a $\Delta T = +40/-20^\circ\text{C}$ applicata alla soletta secondo quanto previsto al prospetto 6.1 (approccio1) della EN 1991-1-5.

Quest'ultime possono essere ricavate dalle minime (T_{min}) e dalle massime (T_{max}) temperature dell'aria all'ombra ottenute dalla mappa nazionale delle isoterme riportata in seguito. Nel sito in esame si ottiene:

$T_{min} = -20^\circ\text{C}$ Temperatura minima dell'aria all'ombra con periodo di ritorno medio di 50 anni

$T_{max} = + 40^\circ\text{C}$ Temperatura massima dell'aria all'ombra con periodo di ritorno medio di 50 anni

PROGETTAZIONE ATI:

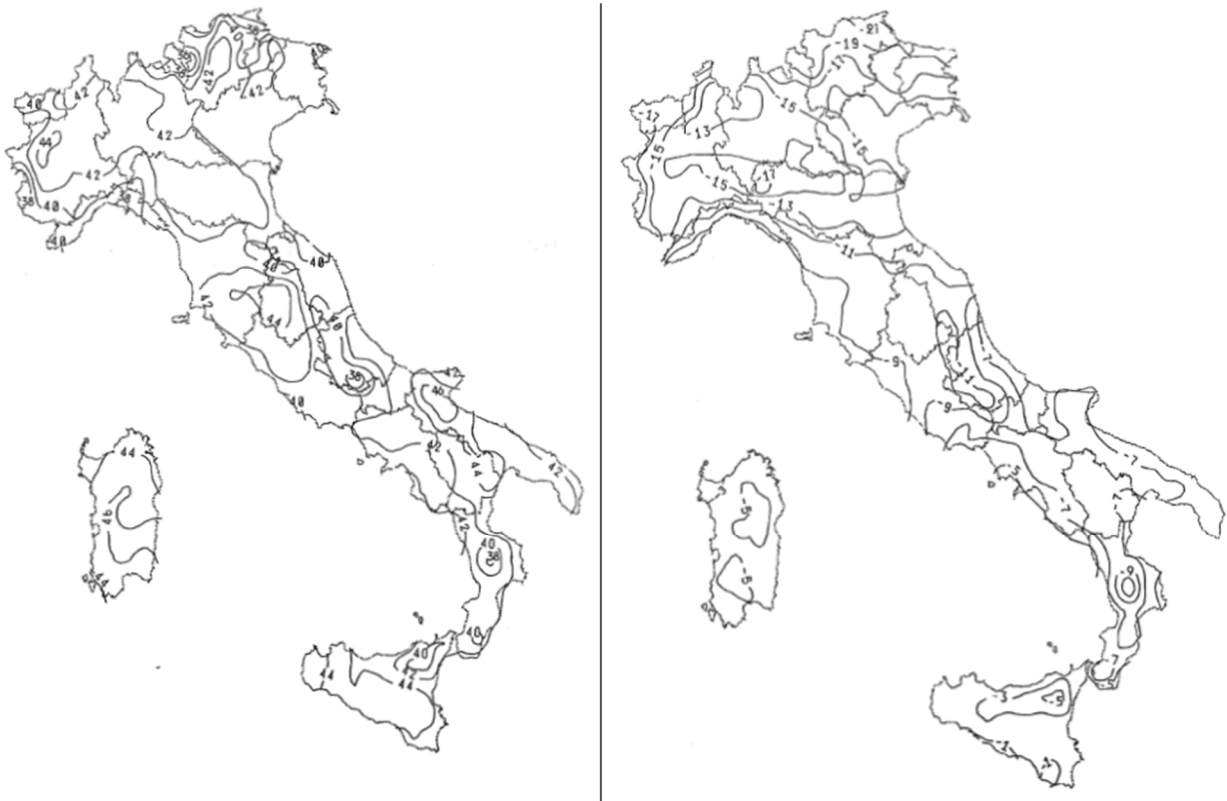


Figura 7: Mappe delle temperature massime (Tmax) e minime (Tmin) dell'aria all'ombra, al livello del mare

6.3.2. VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE (GIORNALIERA)

Gli effetti delle differenze di temperatura tra la soletta di impalcato e la struttura metallica sottostante sono stati analizzati prevedendo una variazione termica uniforme pari a $\Delta T = \pm 10^\circ$ applicata alla sola soletta in accordo con la EN 1991-5.

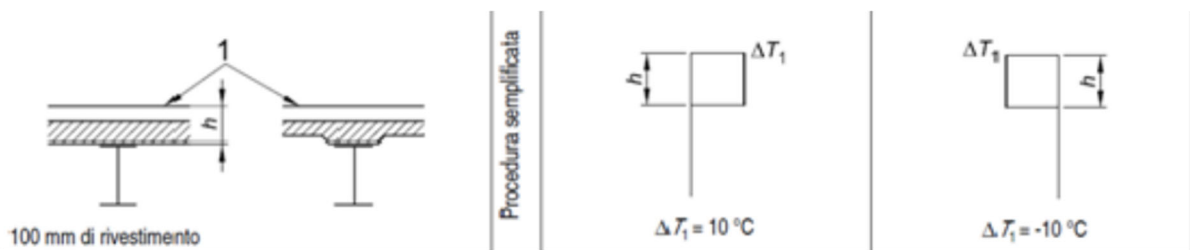


Figura 8: Procedura semplificata per la valutazione della variazione termica tra gli elementi di impalcato

PROGETTAZIONE ATI:

6.4. CEDIMENTI VINCOLARI (E4)

L'impalcato, isostatico, poggia solo sulle spalle. Gli eventuali cedimenti vincolari della sottostruttura, di conseguenza, non comportano alcun aggravio di sollecitazioni alla sovrastruttura.

6.5. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q₁)

Le azioni da traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dagli schemi di carico di seguito elencati (D. Min. 17/01/2018).

SCHEMA 1: utilizzato sia per le verifiche globali che per quelle locali. Esso è costituito da carichi concentrati su due assi tandem (applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m) e da carichi uniformemente distribuiti secondo le seguenti colonne di carico:

- 1° colonna: Q_{1k}: 2 assi da 300 kN disposti a distanza di 1,20 m
 q_{1k}: carico uniforme ripartito → 9,00 kN/m²
- 2° colonna: Q_{2k}: 2 assi da 200 kN disposti a distanza di 1,20 m
 q_{2k}: carico uniforme ripartito → 2,50 kN/m²
- 3° colonna: Q_{3k}: 2 assi da 100 kN disposti a distanza di 1,20 m
 q_{3k}: carico uniforme ripartito → 2,50 kN/m²
- altre colonne: q_{ik}: carico uniforme ripartito → 2,50 kN/m²

In senso trasversale i carichi Q_{ik} e q_{ik} sono distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3,00 m in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa.

6.6. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO: MODELLO DI CARICO 3 PER VERIFICHE A FATICA

Le verifiche saranno condotte considerando lo spettro di tensione indotto dal modello di carico di fatica 3 descritto nella figura 5.1.5 delle NTC 2018. Questo è costituito da un veicolo simmetrico a quattro assi, ciascuno del peso di 120 kN, con pneumatici della superficie di impronta ideale di forma quadrata di 40 cm di lato.

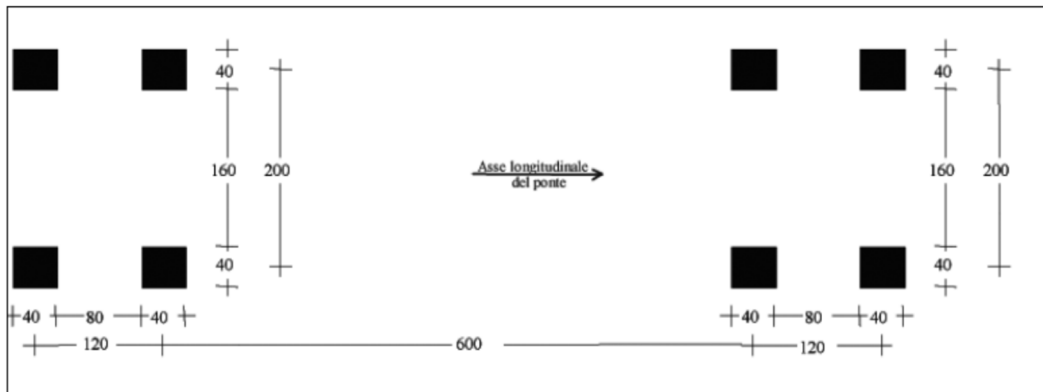


Figura 9: Modello di carico a fatica di tipo 3 descritto in figura 5.1.5 delle NTC 2018

Il veicolo sarà fatto passare in asse alle corsie di carico convenzionali.

6.7. AZIONI DI FRENAMENTO (Q_3)

La forza di frenamento o accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e per i ponti di 1^a categoria è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot 300) + 0,10 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 60 = 522 \text{ kN}$$

Nella fattispecie, dovendo applicare il carico in asse alla corsia, si adotta un carico distribuito in direzione longitudinale pari a:

$$Q_{3distr.} = \frac{Q_3}{L} = \frac{522 \text{ kN}}{60 \text{ m}} = 8,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

6.8. AZIONE CENTRIFUGA

Il viadotto in esame non presenta una curvatura e, quindi, non è soggetto all'azione centrifuga del traffico.

6.9. AZIONE VARIABILE DEL VENTO (Q_5)

L'azione del vento viene convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi. Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

In base a quanto indicato al § 3.3 del D.M. 17.01.2018, in funzione della regione su cui sorge l'opera, si hanno per il viadotto in questione i seguenti valori:

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)



Classe di rugosità del terreno:

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive. Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

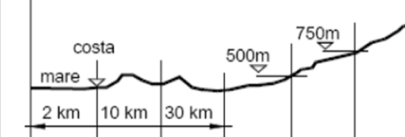
In relazione alla posizione geografica e topografica dell'opera, classe di rugosità B ("Aree urbane non di classe A") risulta un'esposizione del sito al vento di IV categoria per cui, in riferimento all'altezza del suolo dell'impalcato misurata in corrispondenza del punto medio del suo sviluppo longitudinale, si determina il valore del coefficiente di esposizione.

MIGLIORAMENTO DELLA VIABILITA' DI ACCESSO ALL'ABITATO DI CORTINA

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO IMPALCATO ED ELEVAZIONI SPALLE

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):	1224	[m]
Distanza dalla costa	120	[km]
T_R (Tempo di ritorno):	50	[anni]
Categoria di esposizione	IV	

ZONE 1,2,3,4,5

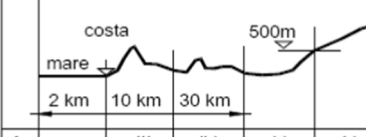


A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

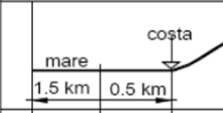
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6



A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

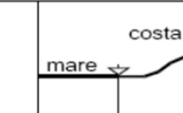
ZONE 7,8



A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9



A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO

Zona	v _{b,0} [m/s]	a ₀ [m]	ks	C _a
1	25	1000	0,4	1,090

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

ca = 1 per as ≤ a0
ca = 1 + ks (as/a0 - 1) per a0 < as ≤ 1500 m

v_b (velocità base di riferimento) 27,24 m/s

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

Cr coefficiente di ritorno 1,00

v_r (velocità di riferimento) 27,26 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento q_r 464,44 [N/m²]

Il calcolo delle azioni da vento è basato sulla procedura proposta da NTC 2018 integrata da procedura analoga, ma più specifica per gli impalcati da ponte, proposta da EN 1991-1-4:2005.

PROGETTAZIONE ATI:

6.9.1. DETERMINAZIONE AZIONE DA VENTO SULL'IMPALCATO

Per quanto riguarda l'impalcato, la zona investita dal vento è pari alla somma dell'altezza dell'impalcato più la superficie dei carichi transitanti sul ponte che si considerata pari a 3m (indicazioni NTC 2018).

Il calcolo dei coefficienti di forma determinanti il valore dell'azione del vento agente sull'impalcato è fatto con riferimento alla formulazione specifica per impalcati proposta da EN 1991-1-4:2005 al par.8.3 poiché le NTC 2018 non propongono un calcolo altrettanto specifico per gli impalcati da ponte.

Il calcolo delle azioni che investono la sovrastruttura avviene mediante la formula seguente

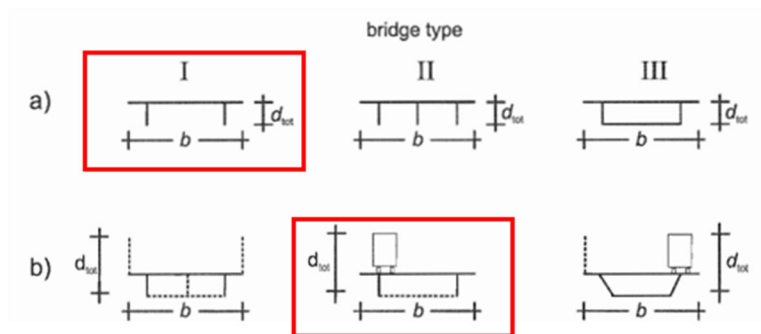
$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref}$$

Con:

- v_b^2 la velocità base del vento
- C il fattore di carico del vento, pari al prodotto del coefficiente di esposizione c_e e il coefficiente di forma c_f
- ρ la densità dell'aria
- A_{ref} l'area di riferimento investita dal vento per l'azione considerata.

Per il viadotto in questione si valutano, quindi, i coefficienti di forma per le diverse direzioni (trasversale, longitudinale e verticale) e, se necessario, per le configurazioni di ponte carico e scarico.

Pur rimandando in casi complessi a studi specifici, l'Eurocodice fornisce una metodologia semplificata per la determinazione dei coefficienti di forma per viadotti semplici tra cui il caso di viadotti bi-trave a sezione costante. Per il viadotto in esame sarà necessario determinare il valore b/d_{tot} del viadotto in condizioni di ponte scarico e carico

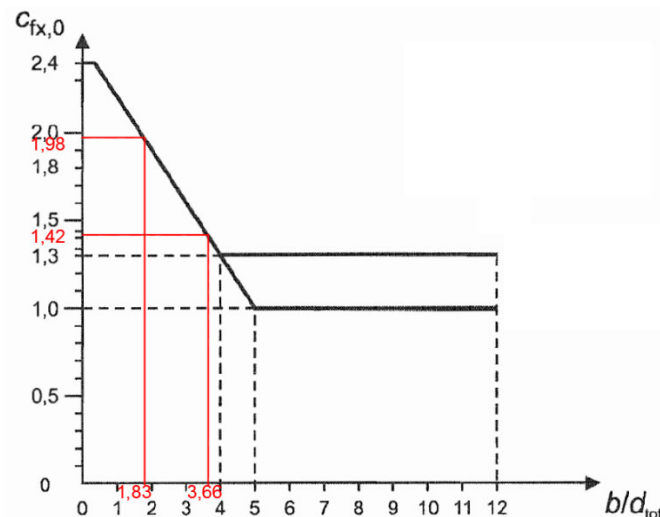


Considerando una larghezza di impalcato pari a 11 m ed un'altezza delle travi principali pari a 3 m, oltre che un ingombro dei veicoli (in caso di ponte carico) di ulteriori 3 m, si arriva ai seguenti valori del rapporto b/d_{tot} :

- $\frac{b}{d_{tot}} = \frac{11}{3} = 3,66$ per ponte scarico
- $\frac{b}{d_{tot}} = \frac{11}{6} = 1,83$ per ponte carico

6.9.1.1. Determinazione del fattore di forma trasversale $c_{f,x}$

La determinazione del coefficiente di forma in direzione trasversale del vento si ottiene mediante il seguente grafico su cui si sono evidenziati i valori corrispondenti ai rapporti b/d_{tot} per il viadotto scarico e carico precedentemente calcolati.



Il coefficiente $c_{f,x}$ assume quindi i valori di:

- $c_{f,x} = 1,42$ per ponte scarico
- $c_{f,x} = 1,98$ per ponte carico

PROGETTAZIONE ATI:

6.9.1.2. Determinazione del fattore di forma longitudinale $c_{f,y}$

Le forze che sollecitano il viadotto in direzione longitudinale sono proporzionali a quelle trasversali di un fattore che dipende dalla tipologia di viadotto. Siccome le forze sono risultato di un prodotto di fattori, si considererà, per le forze longitudinali, un fattore di forma cui si applica il medesimo fattore di proporzionalità.

8.3.4 Wind forces on bridge decks in y-direction

(1) If necessary, the longitudinal wind forces in y-direction should be taken into account.

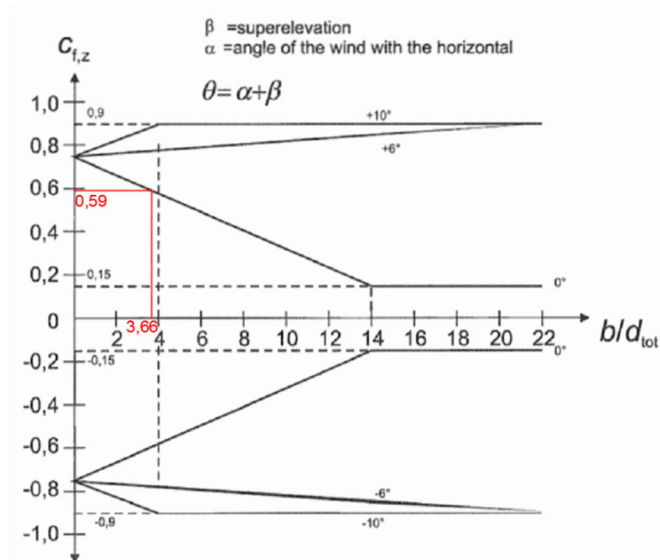
NOTE The National Annex may give the values. The recommended values are:

- for plated bridges, 25 % of the wind forces in x-direction,
- for truss bridges, 50 % of the wind forces in x-direction.

- $c_{f,y} = 0,25 \cdot c_{f,x} = 0,355$ per ponte scarico
- $c_{f,y} = 0,25 \cdot c_{f,x} = 0,4725$ per ponte carico

6.9.1.3. Determinazione del fattore di forma verticale $c_{f,z}$

Il calcolo del fattore di forma per il viadotto in verticale si valuta in maniera analoga a quello trasversale. In questo caso, come suggerito dall'eurocodice, si trascura l'effetto del ponte carico e si utilizza un unico valore del rapporto b/d_{tot} .



Il valore del coefficiente adottato è, quindi:

$$c_{f,z} = 0,59 \quad \text{per ponte carico e scarico}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Al fine di considerare eventuali azioni del vento verticale che possono sollecitare il viadotto in maniera irregolare, la forza verticale si considererà eccentrica rispetto all'asse longitudinale del viadotto, come specificato dall'Eurocodice. Tale eccentricità si valuterà pari ad un quarto della larghezza dell'impalcato.

6.9.1.4. Azioni da vento per unità di lunghezza del viadotto

Per la corretta modellazione delle azioni sul viadotto, piuttosto che il calcolo dell'intera forza generata dal vento, si considera la sua incidenza unitaria. Nella tabella seguente, quindi, al posto dell'area investita dal vento, si indica la "distanza di riferimento" intesa come l'area di riferimento divisa per la lunghezza del viadotto.

Ponte carico							
$c_{f,x}$	1,42			$c_{f,z}$	0,59		
c_e	1,85			c_e	1,848228		
D_{rif}	3,35			D_{rif}	11		
$F_{trasv.}$	4,08 kN/m	$F_{long.}$	1,02 kN/m	$F_{vert.}$	5,57 kN/m	$M_{trasv.}$	15,32 kNm/m
Ponte scarico							
$c_{f,x}$	1,98			$c_{f,z}$	0,59		
c_e	1,85			c_e	1,848228		
D_{rif}	3,35			D_{rif}	11		
$F_{trasv.}$	5,69 kN/m	$F_{long.}$	1,42 kN/m	$F_{vert.}$	5,57 kN/m	$M_{trasv.}$	15,32 kNm/m

6.10. AZIONE VARIABILE DA NEVE (Q_s)

Il carico da neve sull'impalcato è stato valutato mediante la seguente espressione da NTC18:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_{sk} = è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;

μ_i = è il coefficiente di forma della copertura;

C_E = è il coefficiente di esposizione;

C_t = è il coefficiente termico.

PROGETTAZIONE ATI:

Di seguito è riportato il calcolo nel dettaglio.

Calcolo carico da neve di riferimento al suolo (q_{sk}):

I dati del sito in cui sorge l'opera risultano:

Altitudine s.l.m. (a_s) = 1224 m > 200 m;

Zona di appartenenza = 1;

Zona I - Alpina

Aosta, **Belluno**, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbanico-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.2]$$

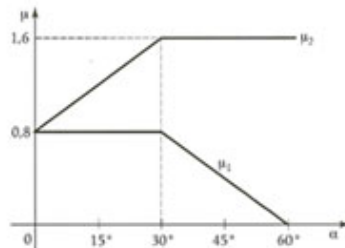
$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Per cui il carico da neve di riferimento al suolo (q_{sk}) risulta pari a **5,32 kN/m²**.

Calcolo coefficienti di forma della copertura (μ_i):

Essendo l'opera in esame un impalcato da ponte la cui inclinazione è pari a 6,8°, si ritiene trascurabile la sua inclinazione ai fini del calcolo del carico da neve.

Inclinazione del viadotto $\alpha_1 = 0^\circ$;



	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60$
$\mu_1 (\alpha)$	0,80	$0.8(60-\alpha)/30$	0,00
$\mu_2 (\alpha)$	$0.8+0.8 \alpha/30$	1,60	0,00

Il coefficiente di forma risulta essere quindi:

$$\mu_1(\alpha_1) = 0,80$$

Calcolo coefficiente di esposizione (C_E)

Il coefficiente di esposizione è in funzione delle caratteristiche di esposizione del sito in cui sorge l'opera, che risultano essere di tipo "normale", come descritte di seguito:

Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.
---------	---

Il coefficiente di esposizione (C_E) risulta quindi pari a 1.

Calcolo coefficiente termico (C_t)

Il coefficiente termico (C_t), relativo alla riduzione del carico da neve per effetto termico della costruzione, in assenza di dati significativi è stato assunto pari a 1.

Calcolo carico da neve (q_s)

Il carico da neve q_s risulta quindi:

$$q_s = q_{sk} * \mu_i * C_E * C_t = 5,32 \times 0,80 \times 1,00 \times 1,00 = 4,26 \text{ kN/m}^2$$

6.11. AZIONE SISMICA

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale VN pari a 50 anni e considerando una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico") ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso CU = 2.

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 949 anni.

Essa, conformemente a quanto prescritto dalle Nuove Norme Tecniche, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Tale pericolosità sismica è descritta, in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$

PROGETTAZIONE ATI:

- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_C^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera (Latitudine 46.534822; Longitudine 12.139697 oppure 46°32'05.4"N 12°08'22.9"E), utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

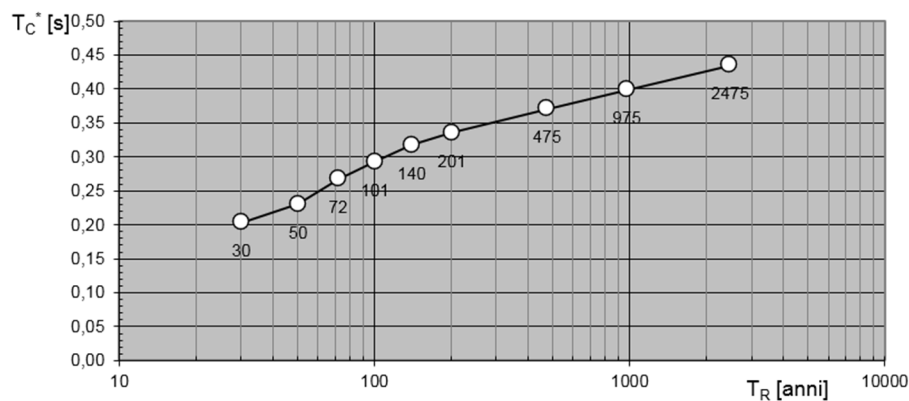
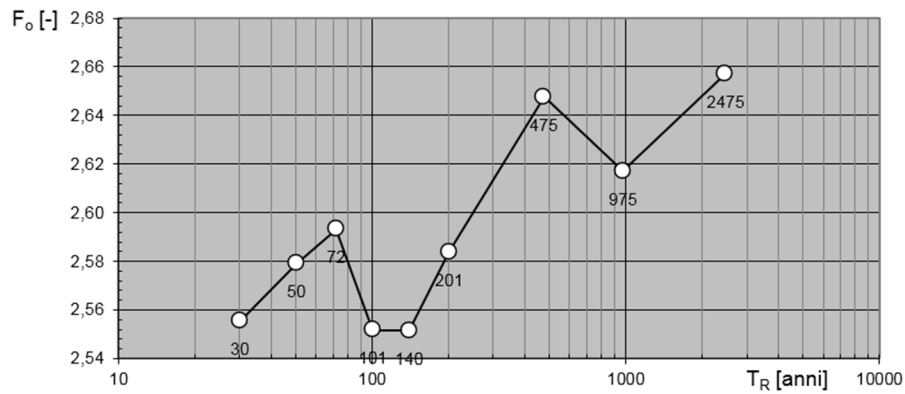
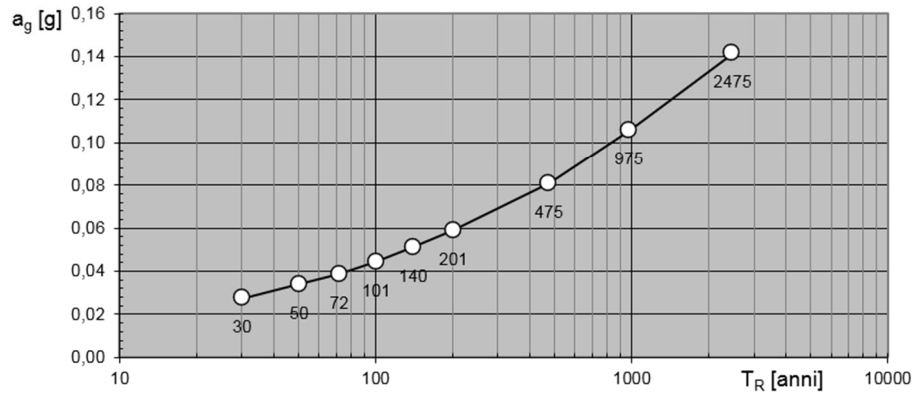
In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

Tabella 1: Parametri per la definizione dell'azione sismica di progetto

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0,027	2,555	0,203
50	0,034	2,579	0,230
72	0,039	2,593	0,267
101	0,044	2,552	0,292
140	0,051	2,551	0,317
201	0,059	2,584	0,335
475	0,081	2,647	0,371
975	0,105	2,617	0,398
2475	0,142	2,657	0,435

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* : variabilità col periodo di ritorno T_R



Si considererà una vita nominale di 50 anni ed un coefficiente d'uso, relativo alla classe d'uso IV, pari a 2. La vita di riferimento della costruzione risulterà, quindi, pari a 100 anni.

PROGETTAZIONE ATI:

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \end{array} \right.$	<input type="text" value="60"/>	60
		<input type="text" value="101"/>	101
Stati limite ultimi - SLU	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \end{array} \right.$	<input type="text" value="949"/>	949
		<input type="text" value="1950"/>	1950

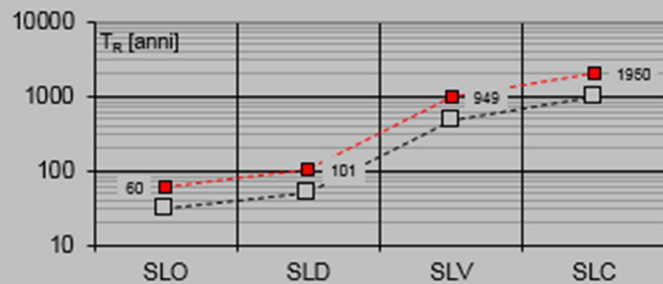
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è costruito a partire dai parametri dipendenti ed indipendenti riassunti nella tabella seguente.

Tabella 2: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,104 g
F_0	2,618
T_C^*	0,397 s
S_S	1,500
C_C	1,424
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,189 s
T_C	0,566 s
T_D	2,017 s

PROGETTAZIONE ATI:

In quest'ultima S_S ed S_T sono rispettivamente il fattori di amplificazione stratigrafica e topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione S ; C_C è il coefficiente che modifica il valore del periodo T_C^* ; T_B è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente orizzontale; T_C è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro della componente orizzontale; T_D è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro della componente orizzontale. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se} \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \quad \text{se} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se} \quad T_D \leq T$$

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente verticale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{qv}	0,045 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,142
S	1,000
η	1,000

In quest'ultima S_S ed S_T sono rispettivamente il fattori di amplificazione stratigrafica e topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione S ; T_B è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente

verticale; T_C è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro della componente verticale; T_D è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro della componente verticale. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se} \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad \text{se} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se} \quad T_D \leq T$$

Si riportano di seguito entrambi gli spettri elastici orizzontale e verticale

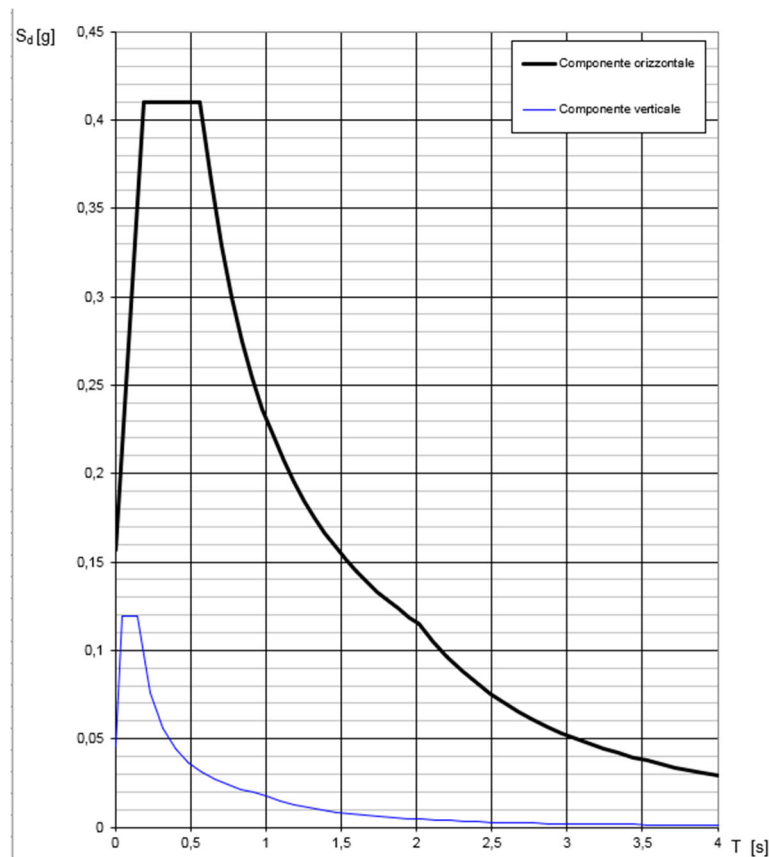


Figura 10: Spettri elastici per la componente orizzontale e verticale

PROGETTAZIONE ATI:

6.12. RITIRO DEL CALCESTRUZZO

Il calcolo della deformazione totale del calcestruzzo per ritiro è effettuato secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

dove:

ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro;

ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento;

ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Assumendo che l'età del cls a partire dalla quale si sviluppa l'effetto del ritiro sia pari a 1 gg, che l'umidità relativa ambientale sia $RH = 75\%$ e in funzione delle caratteristiche geometriche della soletta si calcola la relativa deformazione a tempo infinito:

$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$									
Umidità relativa	f_{ck}	ϵ_{c0}	A_c	u	h_o	kh	$\epsilon_{cd,\infty}$	$\epsilon_{ca,\infty}$	ϵ_{cs}
[%]	[Mpa]	[%]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[-]	[%]	[%]	[%]
75	32	-0.304	3850000	11700	658	0.7	-0.21	-0.06	-0.27

Il carico in esame sarà applicato al modello di calcolo mediante l'imposizione di una distorsione termica che investe la sola soletta con una temperatura tale da equiparare gli effetti del ritiro calcolati, ovvero:

ΔT equivalente [°C]

-26.78

7. ANALISI STRUTTURALE E FASI DI CALCOLO

Le analisi sono eseguite per le seguenti condizioni di carico:

- peso proprio;
- carichi permanenti portati;
- azioni variabili da traffico;
- azione variabile del vento;
- azione variabile della neve;
- ritiro della soletta;
- variazioni termiche;
- azione sismica.

7.1. FASI DI CALCOLO

Nell'analisi strutturale dell'impalcato, le azioni agenti sono analizzate più fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo e quindi ai diversi livelli di rigidità e caratteristiche statiche delle sezioni.

- Fase I - Si considera la presenza (e di conseguenza il peso e le resistenze meccaniche) della sola struttura metallica.
- Fase II - Si analizza la fase del getto di calcestruzzo sulla struttura metallica. Si considera, quindi, la presenza della struttura in acciaio, dei casseri ed il getto di calcestruzzo fresco. In questa fase la soletta non è collaborante e non contribuisce in alcun modo alle resistenze meccaniche della sezione del viadotto.
- Fase III - Corrisponde alla fase di presa del calcestruzzo. Il calcestruzzo sviluppa parte delle sue caratteristiche meccaniche ed inizia a contribuire alle resistenze meccaniche della sezione composta. In questa fase si ipotizza che la soletta abbia sviluppato un terzo delle sue caratteristiche meccaniche, mentre l'azione del peso proprio e la massa sono considerate per intero.
- Fase IV - Si analizza la risposta della struttura con la soletta di calcestruzzo indurita e pienamente collaborante. La differenza della fase precedente sta nel completo sviluppo delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo che, in questo caso, vengono considerate completamente sviluppate.
- Fase V - Corrisponde alla fase di allestimento del viadotto con il carico del binder e della finitura. In questa fase si considerano anche gli effetti degli elementi di bordo e dei guard-rail.
- Fase IV esercizio- Corrisponde alla fase di messa in esercizio del viadotto con la conseguente applicazione di tutte le condizioni elementari di carico variabile.

Le caratteristiche statiche delle sezioni delle travi principali, dipendenti dal livello di maturazione del calcestruzzo collaborante, ovvero dalla fase di calcolo di pertinenza, sono determinate conducendo una omogeneizzazione all'acciaio, perfezionata considerando il pertinente rapporto dei moduli elastici.

PROGETTAZIONE ATI:

Il modello di calcolo adottato è in grado di fornire le caratteristiche di sollecitazione flessionali, e taglianti agenti su ciascuna trave principale, sui traversi e sulla trave di spina.

L'opera, nel modello FEM, è stata analizzata nelle fasi già descritte, simulando attraverso il procedimento delle fasi costruttive l'effettiva posa in opera della carpenteria metallica e successivamente di tutte le fasi di realizzazione della soletta, dal getto fino alla fase di esercizio.

Per la verifica della soletta e delle spalle si utilizzano schemi semplificati, meglio descritti nei paragrafi relativi.

7.2. CARATTERISTICHE DEI CONCI

Nelle seguenti tabelle vengono dichiarate la numerazione e le caratteristiche geometriche dei conci, comprese le dimensioni relative alle travi e al sistema di connessione trave-soletta. Le misure sono espresse in mm.

LUNGHEZZA CONCI:	6700	8000	12000
TIPOLOGIA CONCI:	Concio 1	Concio 2	Concio 3
ALTEZZA TRAVE:	2400	2400	2400
RINFORZO ESTERNO PIATTABANDA SUPERIORE:	-	-	-
PIATTABANDA SUPERIORE:	600x60	600x60	600x60
ANIMA:	28	28	28
PIATTABANDA INFERIORE:	800x80	800x80+1000x80	1000x80
RINFORZO ESTERNO PIATTABANDA INFERIORE:	-	-	-
CONNETTORI:	Piolatura: 4 Ø22/20" - H=250	Piolatura: 4 Ø22/20" - H=250	Piolatura: 4 Ø22/20" - H=250

LUNGHEZZA CONCI:	8000	6700
TIPOLOGIA CONCI:	Concio 4	Concio 5
ALTEZZA TRAVE:	2400	2400
RINFORZO ESTERNO PIATTABANDA SUPERIORE:	-	-
PIATTABANDA SUPERIORE:	600x60	600x60
ANIMA:	28	28
PIATTABANDA INFERIORE:	1000x80+800x80	800x80
RINFORZO ESTERNO PIATTABANDA INFERIORE:	-	-
CONNETTORI:	Piolatura: 4 Ø22/20" - H=250	Piolatura: 4 Ø22/20" - H=250

Tabella 3: Caratteristiche geometriche dei conci

PROGETTAZIONE ATI:

7.3. PROGRAMMA DI CALCOLO

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per l'analisi e la verifica delle strutture sono di sicura ed accertata validità e sono impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Per i calcoli e le modellazioni di cui alla presente relazione sono impiegati i codici di calcolo brevemente descritti di seguito.

CSI Bridge v 23.1

Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) prodotto dalla Computers and Structures, Inc, capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo con routine specifiche per la sovrastruttura di ponti e viadotti.

Il software è stato impiegato per la modellazione dell'intera opera, finalizzata all'analisi strutturale.

Fogli di calcolo interni

Codici di calcolo in Excel messi a punto e testati dallo studio nel corso degli anni. Essi gestiscono le combinazioni di carico, la valutazione di alcune delle azioni di calcolo (nel pieno rispetto delle N.T.C.) e alcune delle verifiche locali di sovrastruttura e sottostruttura. Sono stati anche usati per un controllo di massima della correttezza del calcolo.

PROGETTAZIONE ATI:

8. CARICHI DI PROGETTO

Nel presente paragrafo si illustrano i carichi considerati nel progetto dell'opera, calcolata come ponte di prima categoria in base alla vigente normativa sui ponti stradali.

8.1. ELENCO DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Di seguito si elencano tutte le condizioni di carico elementari considerate per la definizione delle combinazioni di carico sul viadotto con un eventuale commento per meglio descrivere quanto analizzato.

1. CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI

I carichi permanenti strutturali e non strutturali sono stati valutati in fase statica con le seguenti condizioni elementari di carico:

- | | |
|--------------------------|---------------------------------|
| - Girder and diaphragms | Struttura metallica |
| - Deck cured | Soletta |
| - Barriers and sidewalks | Barriere, cordoli e arredi vari |
| - Wearing Surface | Binder e strato di usura |

2. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

- | | |
|-------------|--|
| - Veicoli K | Schema di carico 1 da NTC18 in valori "caratteristici" |
| - Veicoli F | Schema di carico 1 da NTC18 in valori "frequent" |
| - Frenatura | Azione di frenatura sul ponte |
| - LM3 | Schema di carico 3 da NTC18 |

3. AZIONI VARIABILI

- | | |
|-----------|------------------------|
| - Wind S | Vento su ponte scarico |
| - Wind LL | Vento su ponte carico |
| - Neve | Carico da neve |

4. AZIONI TERMICHE E ASSIMILABILI

- | | |
|----------------------------|--|
| - Env DT Stagionale | Inviluppo effetti gradiente termico stagionale |
| - Gradiente termico | Gradiente termico giornaliero |
| - Ritiro
soletta in CLS | Azione termica equivalente al ritiro applicata alla soletta in CLS |

6. AZIONI SISMICHE

- | | |
|---------|--|
| - SLV X | Azione sismica allo Stato Limite di salvaguardia della Vita in direzione X |
| - SLV Y | Azione sismica allo Stato Limite di salvaguardia della Vita in direzione Y |
| - SLV Z | Azione sismica allo Stato Limite di salvaguardia della Vita in direzione Z |

PROGETTAZIONE ATI:

9. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche agli stati limite, la combinazione delle azioni è effettuata secondo quanto disposto dal D. Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018.

In particolare, si fa riferimento alle seguenti combinazioni:

- Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica:

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

- Combinazione eccezionale:

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

- Combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

- Combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

- Combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

Per la definizione delle sopracitate combinazioni di carico nel modello di calcolo, sono state create le seguenti combinazioni di carico ausiliare relative ai pesi propri:

- G1 = Girder and diaphragms + Deck cured Pesi propri strutturali
- G2 = Barriers and sidewalks + Wearing Surface Pesi propri non strutturali

Per i carichi mobili, sezione per sezione, sono stati considerati i massimi ed i minimi del momento flettente e del taglio con i valori delle altre caratteristiche di sollecitazione concomitanti, al fine di determinare la condizione di verifica più gravosa.

I coefficienti di combinazione sono esplicitati nei capitoli di verifica dei singoli elementi strutturali.

9.1. COMBINAZIONI PER GLI SLU

Nella tabella seguente sono esplicitate le combinazioni agli Stati Limite Ultimi analizzate.

	Combinazione	G1	G2	Ritiro	Env DT Stagional	Gradiente termico	Wind S	Wind LL	Neve	Veicoli K	Veicoli F	Frenatura	SLV X	SLV Y	SLV Z	LM3
SLU	SLU 01 Vento Scarico	1.35	1.5	1.2	0.72	0.72	1.5		1.05							
	SLU 02 Veicoli k	1.35	1.5	1.2	0.72	0.72	0.9	0.9		1.35						
	SLU 03 Frenatura	1.35	1.5	1.2	0.72	0.72	0.9	0.9	1.05		1.35	1.35				
	SLU 04 Vento carico	1.35	1.5	1.2	0.72	0.72	1.5	1.5	1.05		1.35					
	SLU 05 Temp stag	1.35	1.5	1.2	1.2	1.2	0.9	0.9	1.05		1.35					
	SLU 06 Neve	1.35	1.5	1.2	0.72	0.72	0.9	0.9	1.5		1.35					
	SLU 07 (EMP)	1.35	1.5	1.2	0.72	0.72	0.9	0.9	1.05		1.35					

9.2. COMBINAZIONI PER GLI SLE

Nella tabella seguente sono esplicitate le combinazioni agli Stati Limite di Esercizio analizzate.

	Combinazione	G1	G2	Ritiro	Env DT Stagional	Gradiente termico	Wind S	Wind LL	Neve	Veicoli K	Veicoli F	Frenatura	SLV X	SLV Y	SLV Z	LM3
Rare	SLE 01 Vento scarico	1	1	1	0.6	0.6	1		0.7							
	SLE 02 Veicoli k	1	1	1	0.6	0.6	0.6	0.6		1						
	SLE 03 frenatura	1	1	1	0.6	0.6	0.6	0.6	0.7		1	1				
	SLE 04 Vento carico	1	1	1	0.6	0.6	1	1	0.7		1					
	SLE 05 Temperatura	1	1	1	1	1	0.6	0.6	0.7		1					
	SLE 06 Neve	1	1	1	0.06	0.06	0.6	0.6	1		1					
	SLE 07 (EMP)	1	1	1	0.06	0.06	0.6	0.6	0.7		1					
Frequenti	SLE_F 01 Vento scarico	1	1	1	0.5	0.5	0.2		0.2							
	SLE_F 02 veicoli	1	1	1	0.5	0.5					1					
	SLE_F 03 Vento carico	1	1	1	0.5	0.5	0.2	0.2	0.2							
	SLE_F 04 Temperatura	1	1	1	0.6	0.6			0.2							
Q.P.	QP	1	1	1	0.5	0.5			0.2							

9.3. COMBINAZIONI SISMICHE

Nella tabella seguente sono esplicitate le combinazioni sismiche analizzate.

	Combinazione	G1	G2	Ritiro	Env DT Stagional	Gradiente termico	Wind S	Wind LL	Neve	Veicoli K	Veicoli F	Frenatura	SLV X	SLV Y	SLV Z	LM3
Sismiche	Sisma SLV X1 Y0.3 Z0.3	1	1	1	0.5	0.5							1	0.3	0.3	
	Sisma SLV X0.3 Y1 Z0.3	1	1	1	0.5	0.5							0.3	1	0.3	
	Sisma SLV X0.3 Y0.3 Z1	1	1	1	0.5	0.5							0.3	0.3	1	

9.4. COMBINAZIONI PER LO STATO LIMITE DI FATICA

	Combinazione	G1	G2	Ritiro	Env DT Stagional	Gradiente termico	Wind S	Wind LL	Neve	Veicoli K	Veicoli F	Frenatura	SLV X	SLV Y	SLV Z	LM3
Fatica	Fatica	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

10. MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE

L'intera opera è schematizzata nel software di calcolo FEM con un unico modello ibrido che integra elementi monodimensionali e bidimensionali. Nella fattispecie, la soletta in c.a. e le anime delle travi e dei traversi dell'impalcato sono modellati con elementi bidimensionali, mentre le ali delle travi e dei traversi oltre che la trave di spina sono modellati con elementi monodimensionali.

L'impalcato è costituito da un'unica trave continua appoggiata in corrispondenza delle sole spalle ed è discretizzato in conci di caratteristiche geometriche ed inerziali costanti a tratti.

A partire da ciascun nodo di impalcato, posto in corrispondenza delle spalle, è introdotto un elemento rigido di lunghezza pari alla distanza tra il baricentro della sezione d'impalcato ed il lembo inferiore della stessa sezione.

Al fine di simulare la presenza degli apparecchi di appoggio, fra i nodi di testa di ciascuna spalla e i relativi elementi rigidi soprastanti, sono inseriti dei *Link* con rigidezze opportunamente tarate in funzione del grado di vincolo dell'impalcato alla sottostruttura.

10.1. LARGHEZZE EFFICACI

Le larghezze di soletta collaboranti con le travi in carpenteria metalliche sono state valutate in accordo a quanto indicato al punto 4.3.2.3 del D.M. 17/01/2018.

In particolare, all'interno di una campata o in corrispondenza di un appoggio intermedio, la larghezza collaborante totale b_{eff} può essere ottenuta come:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

dove b_0 rappresenta la distanza tra gli assi dei connettori e $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i - b_0/2)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta.

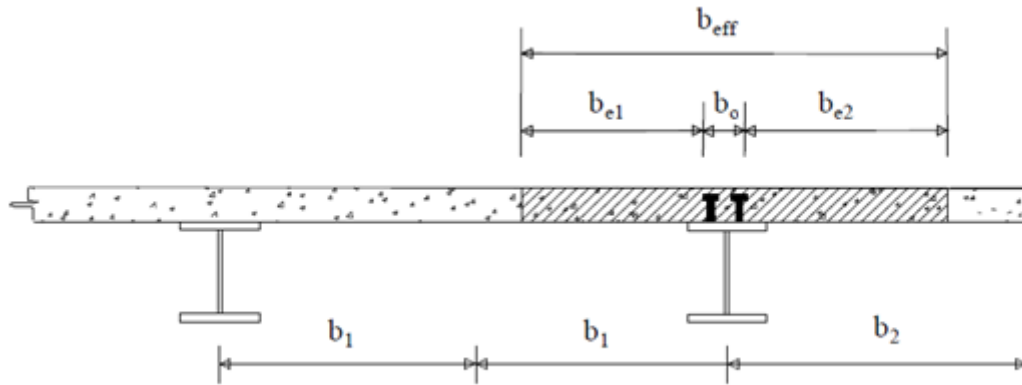


Figura 11: Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei}

L_e indica approssimativamente la distanza tra due punti di nullo del diagramma dei momenti.

La larghezza di soletta collaborante in corrispondenza di un appoggio di estremità può invece essere determinata come:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2}$$

$$\text{dove } \beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0$$

Nella tabella seguente sono mostrati i valori della larghezza della soletta collaborante per le diverse sezioni dell'impalcato.

LARGHEZZA EFFICACE SOLETTA									
	b_0 [m]	b_1 [m]	b_2 [m]	L_e [m]	b_{e1} [m]	b_{e2} [m]	β_1 [-]	β_2 [-]	b_{eff} [m]
SP1	0.13	3.50	3.00	40.00	3.44	2.94	0.841	0.890	5.6
SP2	0.13	3.50	2.00	40.00	3.44	1.94	0.841	1	5.0

Tabella 4: Larghezza efficace soletta

Nel grafico seguente viene mostrato l'andamento della larghezza della soletta collaborante lungo lo sviluppo dell'opera.

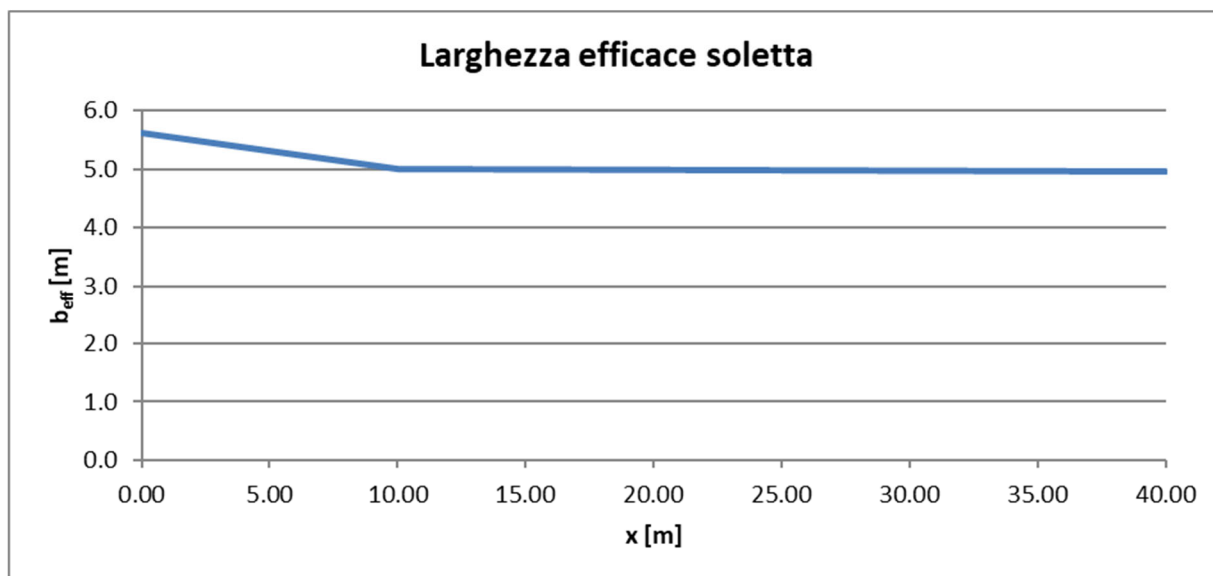


Figura 12 Andamento larghezza efficace soletta

PROGETTAZIONE ATI:

10.2. STATICA LONGITUDINALE

10.2.1. MODELLAZIONE

Il calcolo della struttura è stato svolto utilizzando CSI Bridge ver. 23.1.0. Il modello di calcolo è costituito da elementi shell (bidimensionali) per la soletta e per le anime delle travi principali, mentre le ali superiori e inferiori, oltre che le sottostrutture, sono modellate con elementi frame (monodimensionali).

Nella seguente figura viene riportato la rappresentazione grafica dello schema di nodi ed elementi del modello FEM generale.

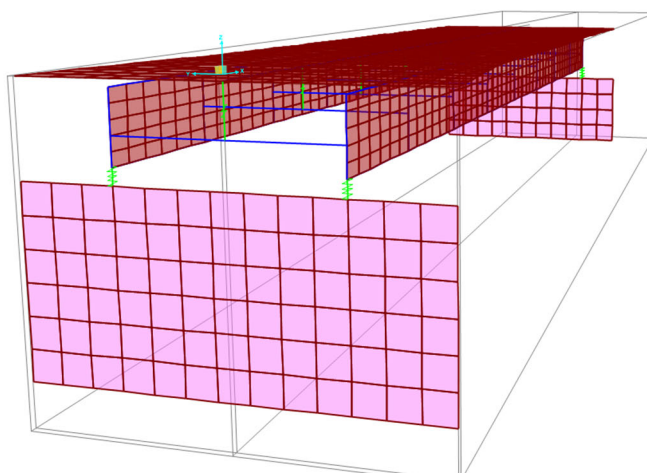


Figura 13:Modello FEM generale vista assonometrica

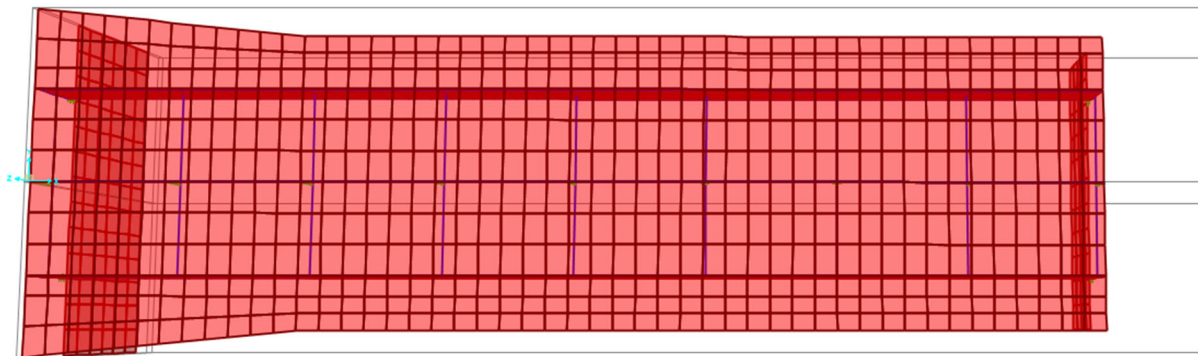


Figura 14:Modello FEM generale vista in pianta

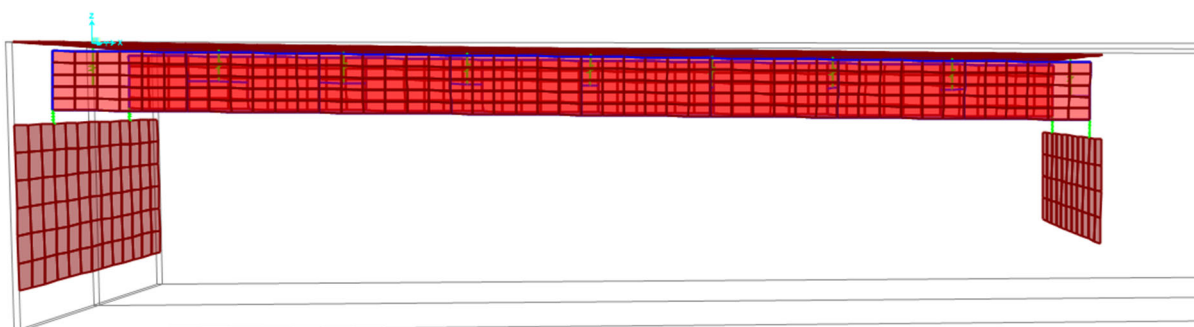


Figura 15:Modello FEM generale vista prospettica

10.2.2. VINCOLI ESTERNI E DISPOSITIVI DI APPOGGIO

Il collegamento dell'impalcato con le sottostrutture è stato modellato attraverso link elastici: le caratteristiche di rigidità degli elementi inseriti modellano il comportamento degli appoggi.

PROGETTAZIONE ATI:

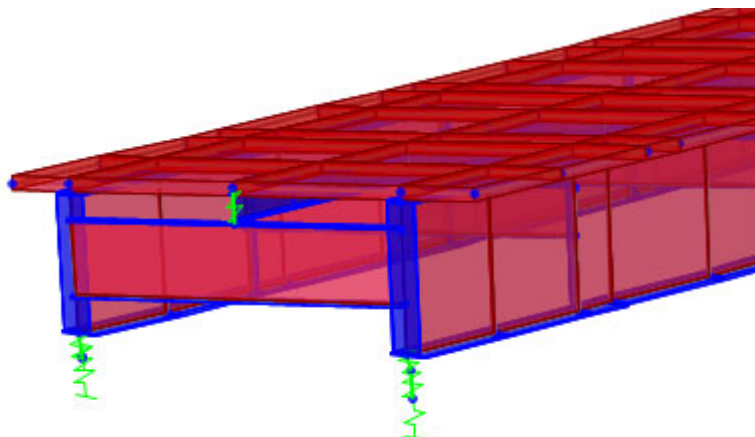


Figura 16 - Particolare modellazione collegamento impalcato-sottostrutture con link rigidi ed isolatori

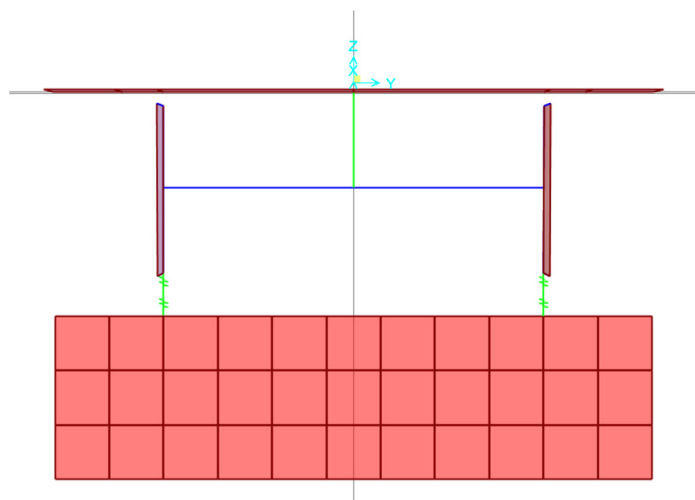


Figura 17 - Particolare modellazione spalla con link rigidi ed isolatori

I vincoli al piede delle spalle sono di tipo fisso andando quindi a schematizzare la presenza di un incastro alla base del paramento spalle.

10.2.3. CORSIE CONVENZIONALI E FRENATURA

Le corsie convenzionali di carico saranno modellate secondo quanto stabilito dalle norme tecniche. Considerando le dimensioni geometriche dell'opera, risulteranno 3 corsie di carico che corrono in direzione longitudinale secondo lo sviluppo del viadotto e della larghezza di 3 m ciascuna su cui far viaggiare i carichi definiti nello schema di carico 1 della Normativa.

PROGETTAZIONE ATI:

Nell'impossibilità di stabilire a priori quale è disposizione dei carichi più sfavorevole degli schemi di carico imposti dalle NTC, si ricorre ad un automatismo che permuta la disposizione delle colonne di traffico sulle corsie del viadotto ottenendo, quindi, un involuppo degli effetti dei carichi viaggianti suggeriti dalle norme.

Discorso differente, invece vale per il modello di carico a fatica 3 che sarà fatto viaggiare in asse alle corsie di carico convenzionali.

Per quanto riguarda l'azioni di frenatura, questa è stata imputata nel modello come un carico distribuito in asse al viadotto.

10.2.4. AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento sul viadotto viene applicata nel modello come un carico distribuito in direzione ortogonale allo sviluppo del viadotto. Viene, inoltre, valutata sia in condizione di viadotto carico che scarico. Analogamente, l'effetto torcente dovuto all'eccentricità della risultante del vento, viene applicata sul modello tramite una coppia torcente lungo l'asse del viadotto.

10.2.5. AZIONE DELLA NEVE

Il carico da neve agente sul viadotto viene applicato nel modello come un carico distribuito areale sugli elementi shell costituenti la soletta dell'impalcato.

10.3. ANALISI DINAMICA

Lo studio dell'opera per azioni sismiche è condotto mediante analisi modale con spettro di risposta. Le caratteristiche degli spettri orizzontali e verticali elastici sono illustrate nel paragrafo relativo all'azione sismica.

Ai fini della determinazione della massa sismica, i carichi permanenti portati dall'impalcato, introdotti nel modello come forze distribuite verticali, sono convertiti in massa.

Per l'analisi modale, sono considerati tutti i modi di vibrare la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo (CQC, *Complete Quadratic Combination*).

La struttura del viadotto è assimilabile ad una trave doppiamente appoggiata. Se si esclude il caso di sisma verticale (di cui si parla in seguito), le eventuali azioni sismiche che possono sollecitare la struttura non incrementano significativamente gli sforzi sulla sovrastruttura, per tanto le riserve plastiche della struttura sono tutte concentrate alla base delle pile. Per ottenere una struttura labile

PROGETTAZIONE ATI:

(per altro ignorando gli effetti della spinta dei terreni) si necessita della creazione di almeno due cerniere plastiche (che con ogni probabilità si formeranno previamente nelle sezioni più sollecitate, ovvero la base delle spalle).

Per la direzione trasversale, poiché l'impalcato è vincolato alle sottostrutture mediante apparecchi di appoggi fissi e per l'esigua altezza delle pile, si è adottato un fattore di struttura pari a:

$$q_{\text{trasm}} = 1,5$$

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore q utilizzato è pari a $q = 1$.

Si riportano di seguito gli spettri di progetto utilizzati.

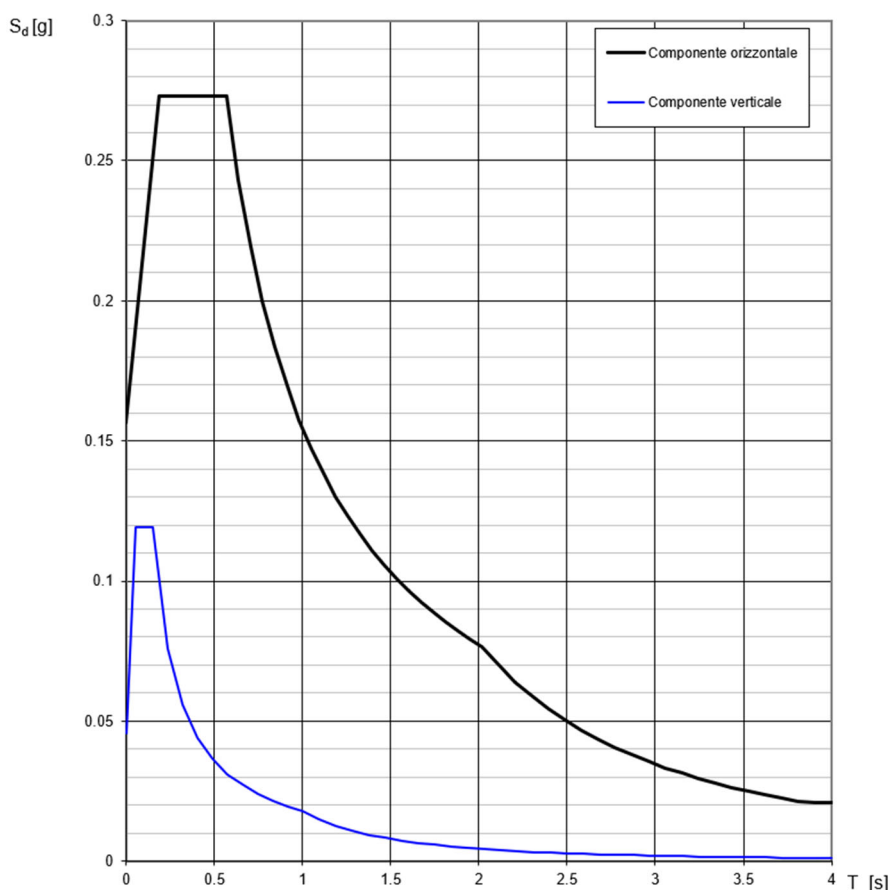


Figura 18: Spettri di progetto orizzontale e verticale

10.4. RISULTATI

10.4.1. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI PER AZIONI STATICHE E DA CARICHI VIAGGIANTI

Di seguito sono riportate in forma grafica, per caso di carico, le caratteristiche di sollecitazione significative nella verifica dell'impalcato.

La determinazione delle sollecitazioni agenti sulle travi principali è condotta attraverso i modelli già descritti per tener conto delle varie fasi di maturazione del getto della soletta collaborante.

Per quanto riguarda i casi di carico da coazione (come termica differenziale e ritiro) si ricorda che non sono presenti sollecitazioni da effetto iperstatico; l'effetto isostatico è stato valutato ed è stato tenuto in conto in sede di verifica ove necessario.

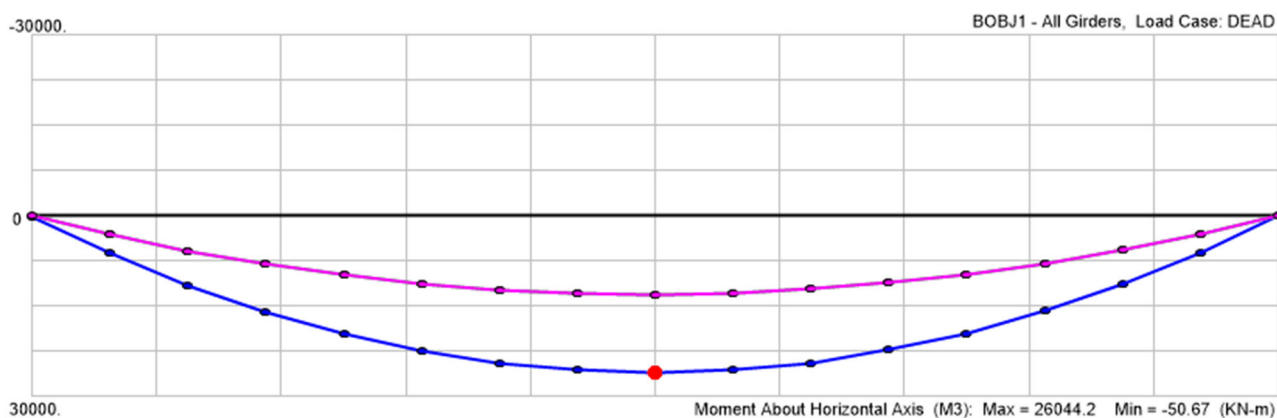


Figura 19: Momento flettente travi e viadotto per peso proprio

PROGETTAZIONE ATI:

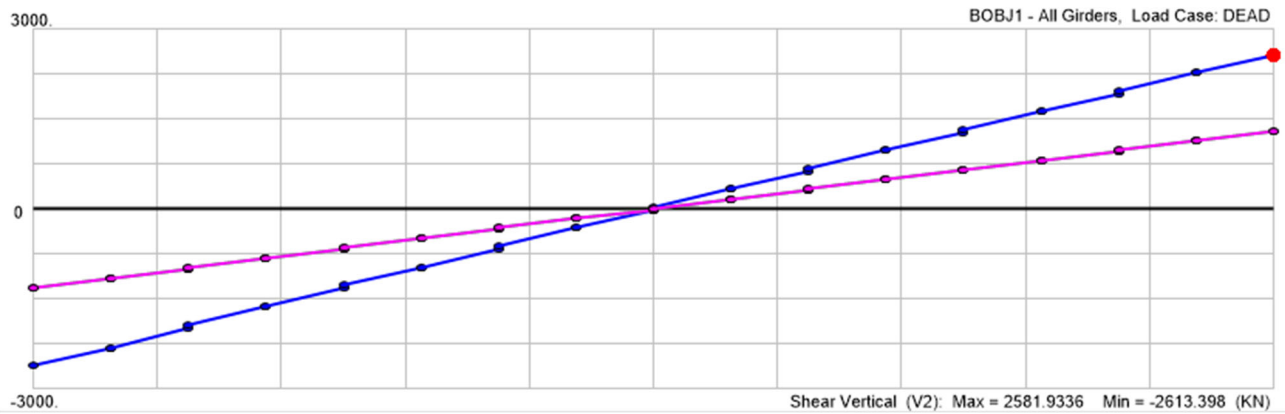


Figura 20: Taglio travi e viadotto per peso proprio

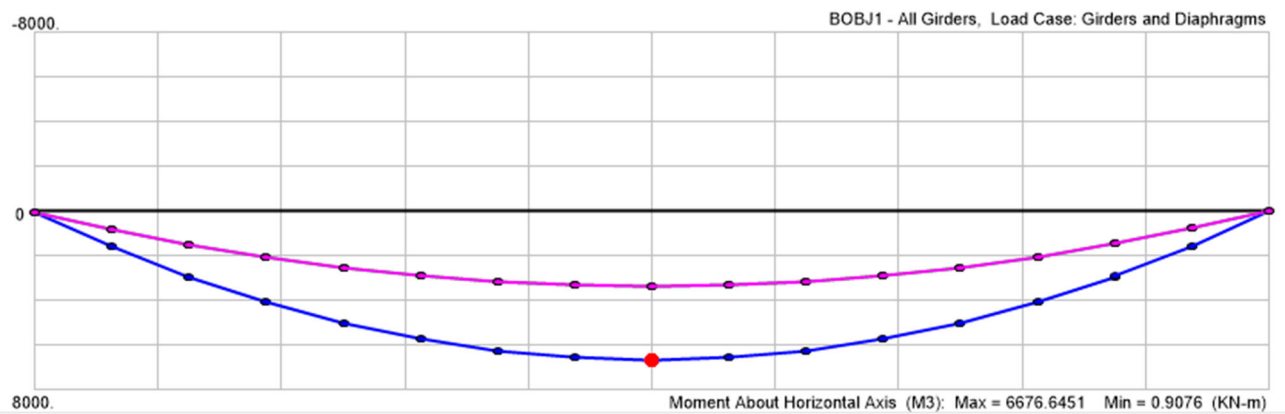


Figura 21: Momento flettente travi e viadotto per solo acciaio

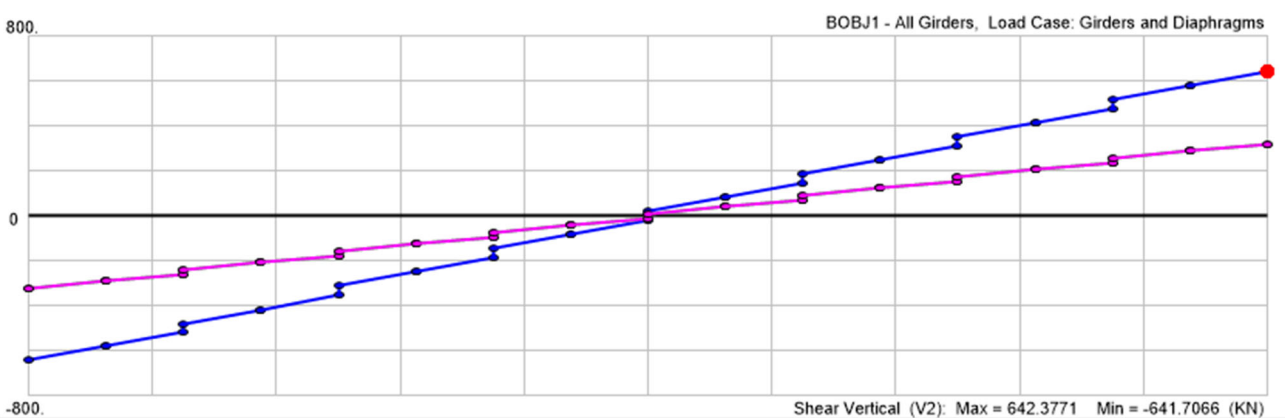


Figura 22: Taglio travi e viadotto per solo acciaio

PROGETTAZIONE ATI:

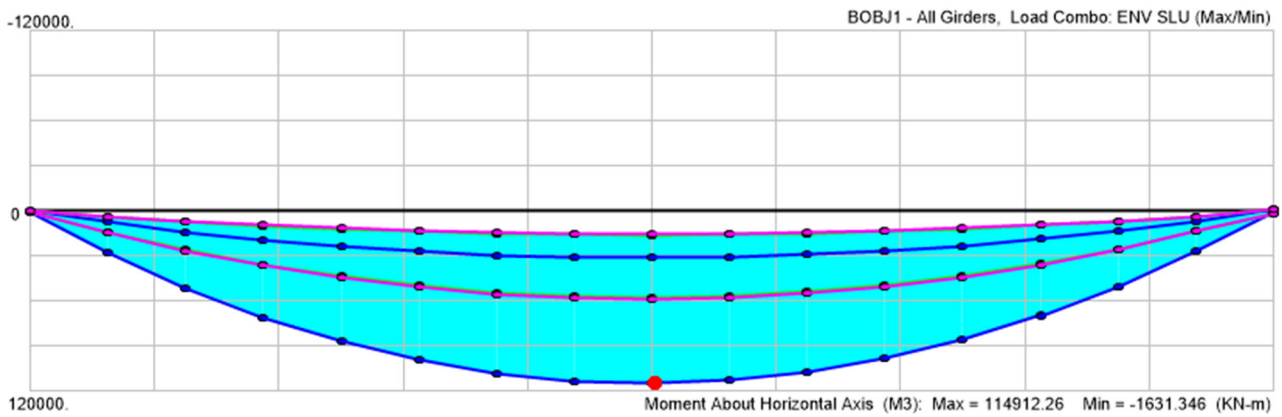


Figura 23: Momento flettente travi e viadotto per inviluppo SLU

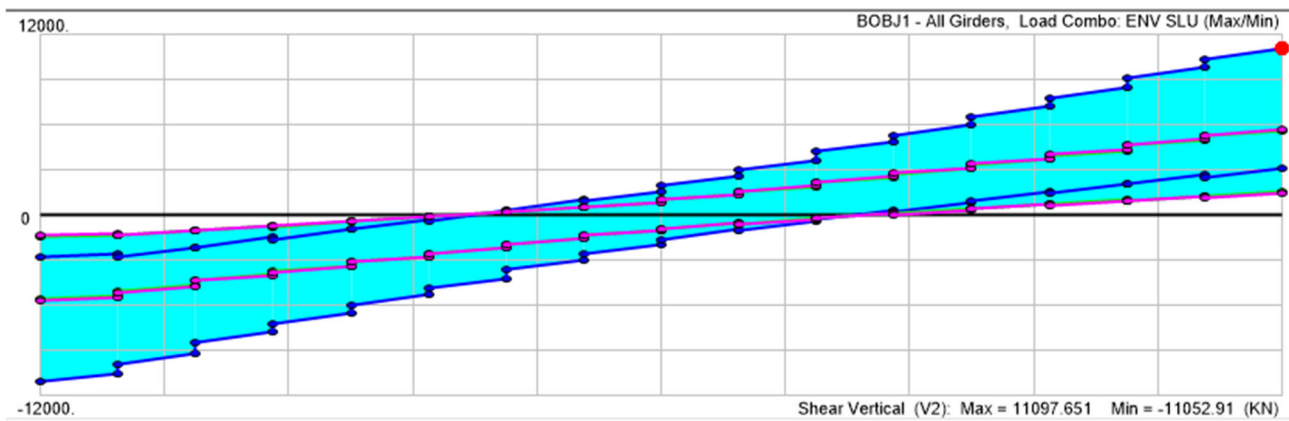


Figura 24: Taglio travi e viadotto per inviluppo SLU

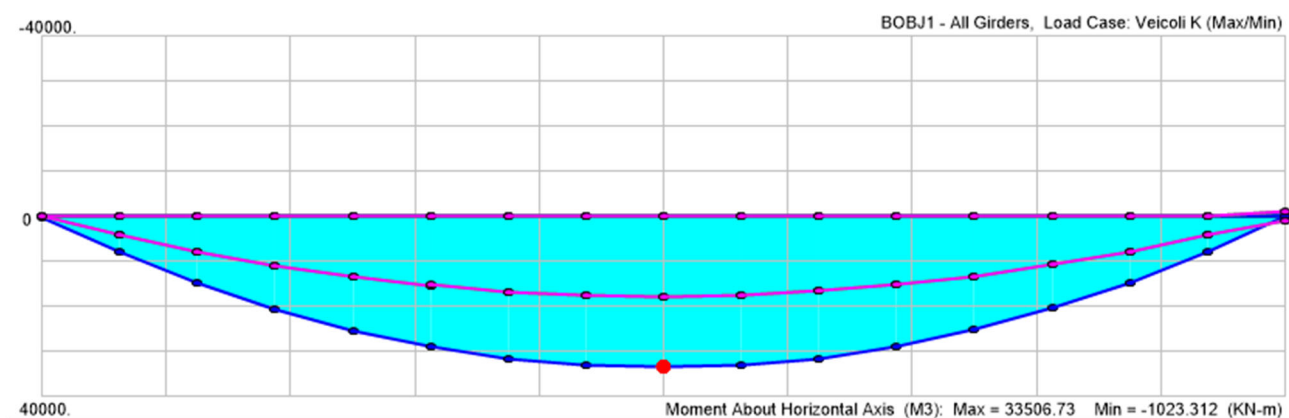


Figura 25: Momento flettente (inviluppo) travi e viadotto per carichi mobili caratteristici

PROGETTAZIONE ATI:

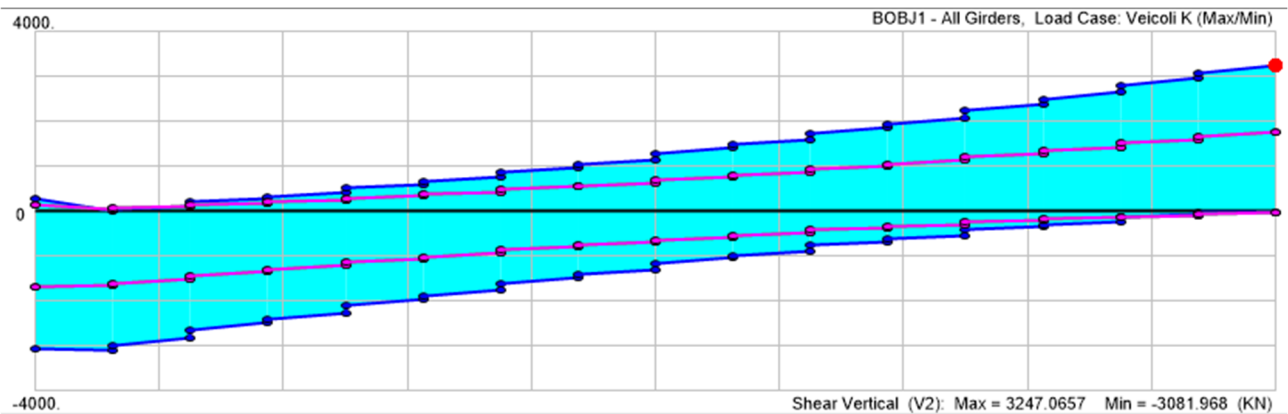


Figura 26: Taglio (involuppo) travi e viadotto per carichi mobili caratteristici

10.4.2. RISULTATI ANALISI DINAMICA E DEFORMATE MODALI

Si riportano di seguito i risultati numerici relativi ai modi di vibrare della struttura e le deformate modali associate ai modi predominanti, illustrate con vista in pianta e prospetto longitudinale.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.395	0.000	0.465	0.000	0.000	0.465	0.000
MODAL	Mode	2	0.311	0.066	0.000	0.328	0.066	0.465	0.328
MODAL	Mode	3	0.253	0.000	0.005	0.000	0.066	0.469	0.328
MODAL	Mode	4	0.212	0.000	0.005	0.000	0.066	0.474	0.328
MODAL	Mode	5	0.182	0.412	0.000	0.049	0.478	0.474	0.377
MODAL	Mode	6	0.088	0.005	0.000	0.000	0.483	0.474	0.377
MODAL	Mode	7	0.085	0.000	0.000	0.000	0.483	0.474	0.377
MODAL	Mode	8	0.060	0.000	0.000	0.003	0.483	0.474	0.380
MODAL	Mode	9	0.058	0.000	0.000	0.000	0.483	0.475	0.380
MODAL	Mode	10	0.053	0.000	0.000	0.041	0.483	0.475	0.421
MODAL	Mode	11	0.050	0.000	0.000	0.000	0.483	0.475	0.421
MODAL	Mode	12	0.049	0.000	0.000	0.000	0.483	0.475	0.421
MODAL	Mode	13	0.046	0.000	0.000	0.004	0.483	0.475	0.425
MODAL	Mode	14	0.045	0.000	0.000	0.000	0.483	0.475	0.425
MODAL	Mode	15	0.044	0.000	0.000	0.002	0.483	0.475	0.426
MODAL	Mode	16	0.042	0.000	0.000	0.000	0.483	0.475	0.427
MODAL	Mode	17	0.040	0.000	0.000	0.004	0.484	0.475	0.431
MODAL	Mode	18	0.040	0.000	0.000	0.000	0.484	0.475	0.431
MODAL	Mode	19	0.039	0.000	0.000	0.000	0.484	0.475	0.431
MODAL	Mode	20	0.039	0.000	0.000	0.002	0.484	0.475	0.433

PROGETTAZIONE ATI:

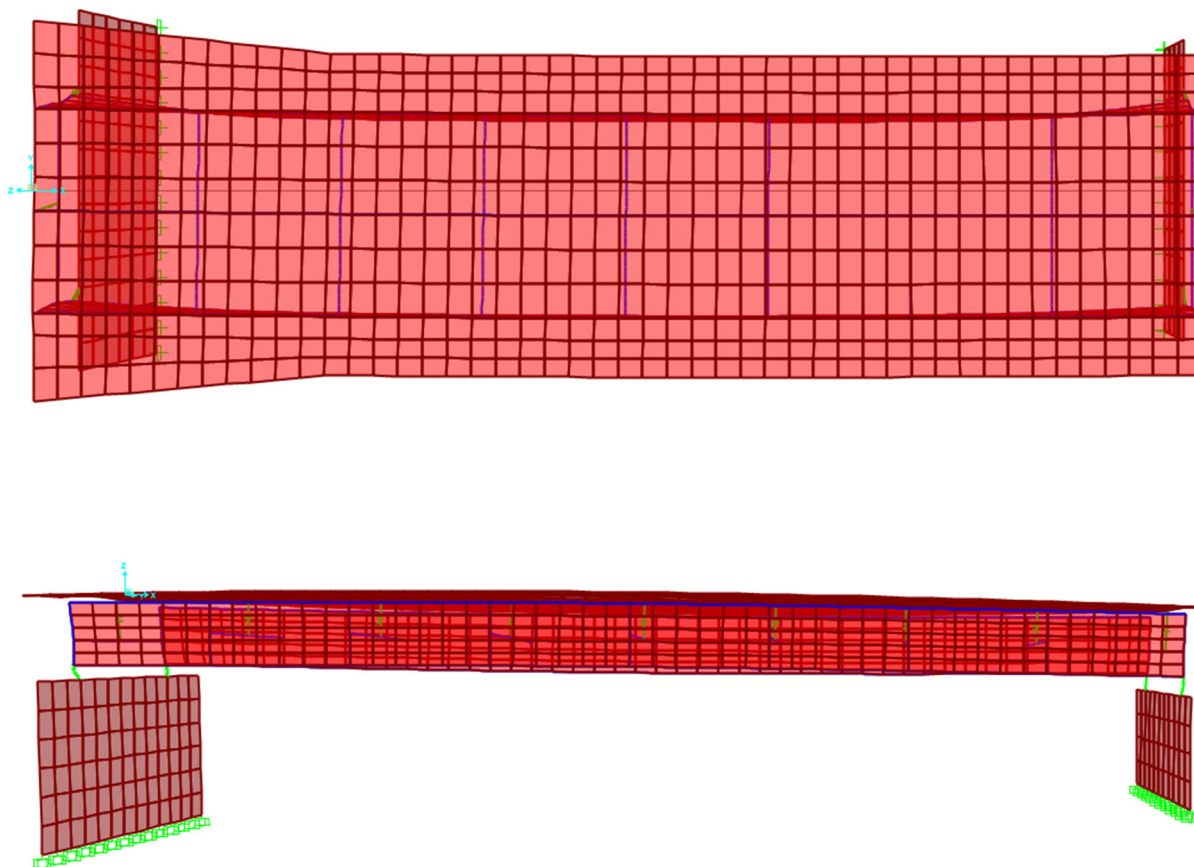
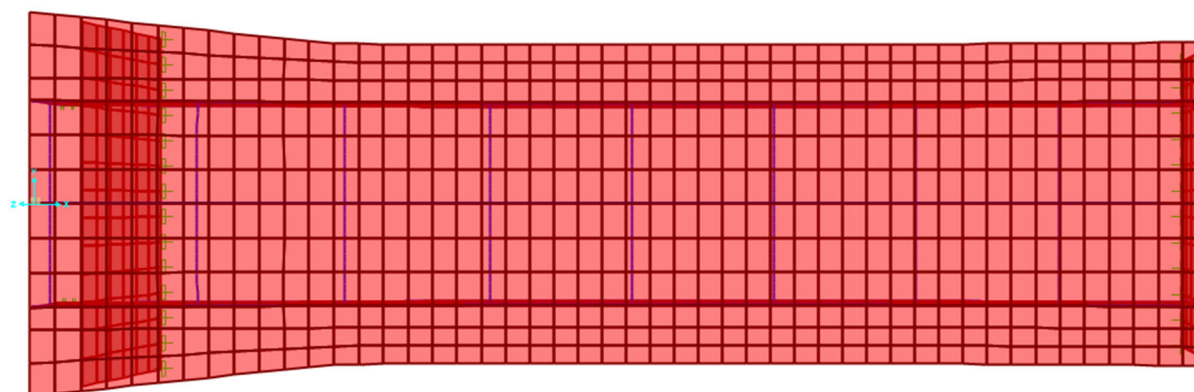


Figura 27: Deformata modale - Modo 1



PROGETTAZIONE ATI:

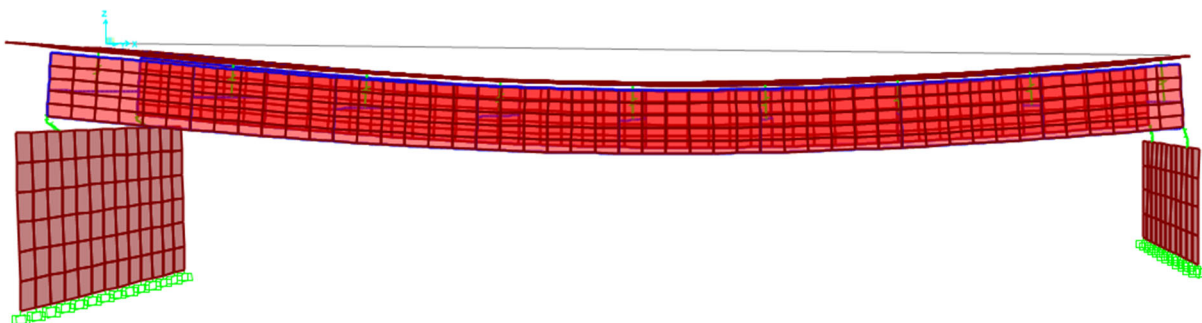


Figura 28: Deformata modale - Modo 2

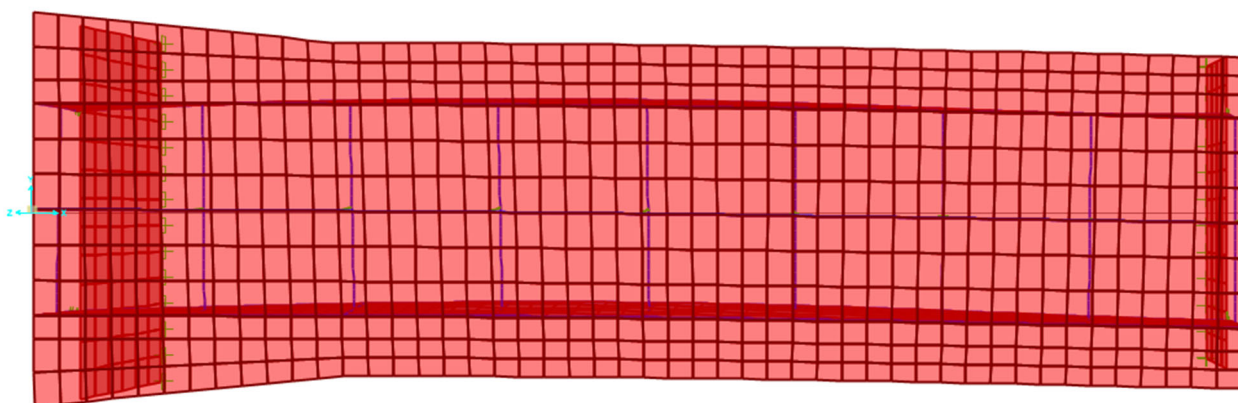


Figura 29: Deformata modale - Modo 3

PROGETTAZIONE ATI:

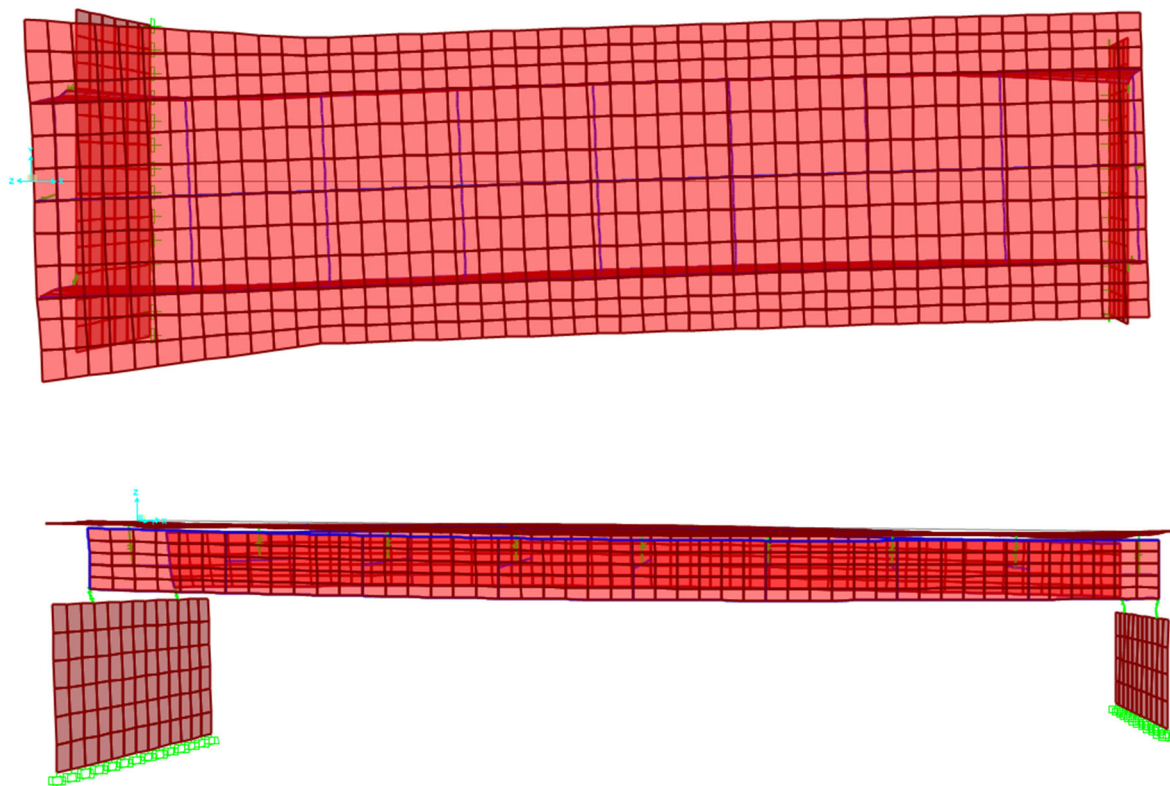
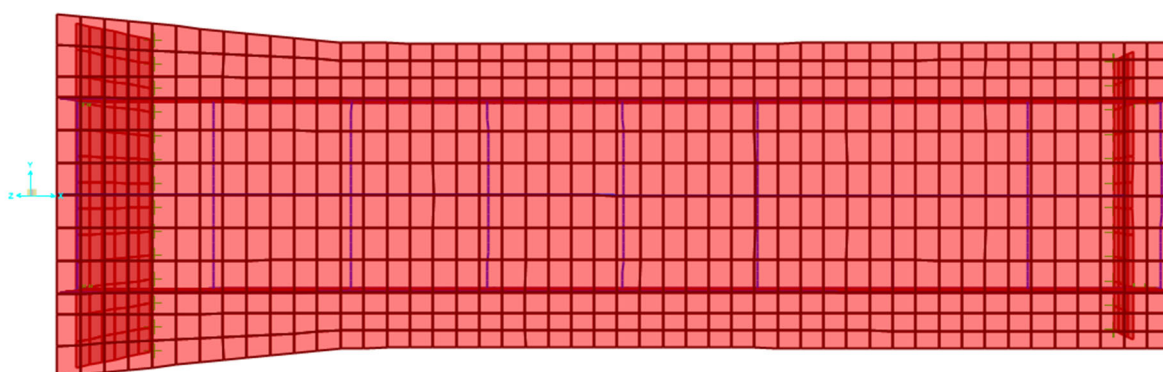


Figura 30: Deformata modale - Modo 4



PROGETTAZIONE ATI:

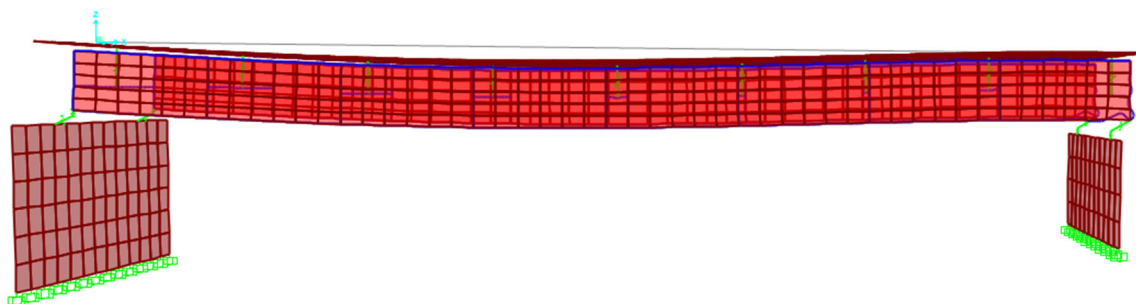


Figura 31: Deformata modale - Modo 5

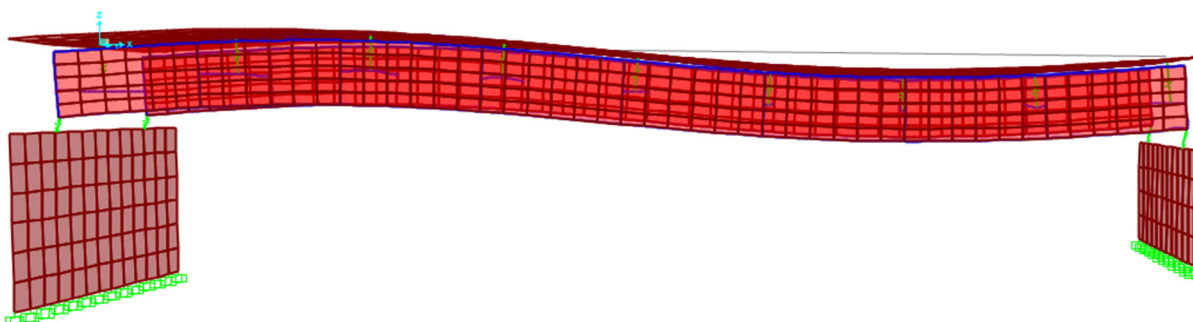
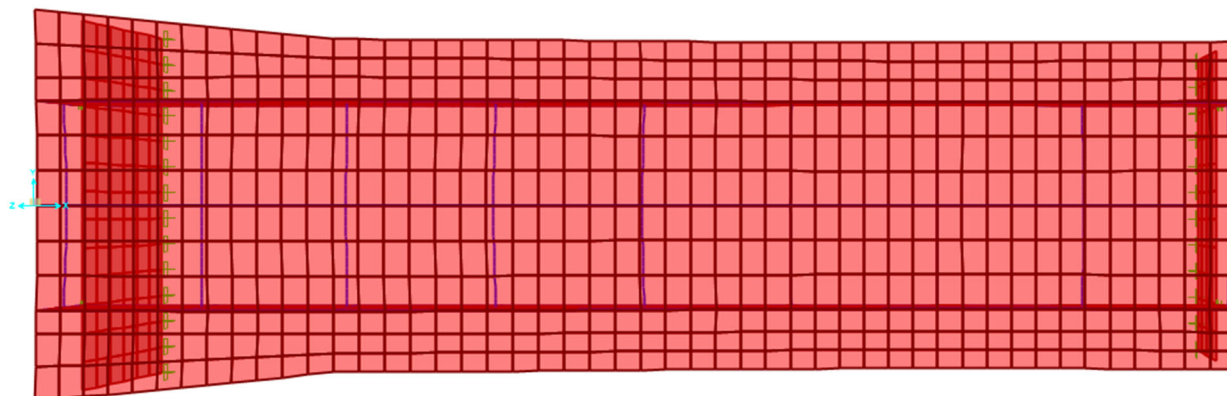


Figura 32: Deformata modale - Modo 6

PROGETTAZIONE ATI:

11. VALIDAZIONE MODELLO DI CALCOLO

Ai fini della validazione del modello di calcolo, e di conseguenza, dei risultati ottenuti, sono stati effettuati dei confronti tra alcuni dei risultati output del modello di calcolo e i medesimi risultati calcolati manualmente con metodi semplificati.

Un primo controllo è stato effettuato sul peso totale della struttura. Si riportano di seguito le tabelle riassuntive del calcolo manuale, comprensive del confronto finale con i risultati del programma di calcolo.

	Area sezione [m ²]	Volume totale [m ³]	Peso [kN]	Peso totale [kN]	Peso totale SAP [kN]	Scarto [%]
Travi Principali	0,16	13,1	1025,40	11912.78	11882.01	-0.26%
Trave di spina	0.03	1.38	108.02			
Diaframmi campata	0.05	2.31	181.55			
Diaframmi appoggio	0.07	1.04	81.99			
Soletta		157.50	3937.50			
Spalla DX	-	82.50	3900.00			
Spalla SX	-	105.60	2640.00			

Un secondo controllo è stato effettuato confrontando il momento in mezzeria, dovuto al carico accidentale da neve, restituito dal software di calcolo, con il risultato di un semplice calcolo manuale.

Carico neve [kN/m²]	4.26
Larghezza impalcato [m]	11-13
Luce impalcato [m]	40
Momento mezzeria [kNm]	9372.00
Momento mezzeria SAP [kNm]	9414.25
Scarto [%]	-0.45%

Un ulteriore controllo è stato effettuato confrontando l'azione sismica causata dall'analisi modale con spettro di risposta computata dal software di calcolo, con l'azione sismica dovuta al solo 1° modo di vibrare della struttura. Di seguito una tabella riepilogativa del calcolo manuale e del confronto.

1° periodo T₁ [s]	0.39
Ordinata spettrale [g]	0.323
Peso in comb. sismica [kN]	7299.66

PROGETTAZIONE ATI:

Azione sismica [kN]	2357.79
Azione sismica SAP [kN]	2130.92
Scarto [%]	10.65

PROGETTAZIONE ATI:

12. VERIFICHE

Il presente paragrafo illustra nel dettaglio i criteri generali di verifica adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

12.1. CRITERI DI VERIFICA

12.1.1. FASI DI VERIFICA

L'analisi delle azioni agenti e le verifiche vengono eseguite sulla base di una suddivisione del comportamento dell'impalcato in tre macro-fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo e, quindi, ai diversi livelli di rigidità e caratteristiche statiche delle sezioni.

12.1.2. CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Per le sezioni in acciaio-calcestruzzo si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a flessione, taglio ed interazione taglio-momento;
- verifiche per gli stati limite ultimi della connessione tra travi e soletta, con riferimento alle caratteristiche resistenti dei connettori, delle armature e del calcestruzzo;
- verifiche per gli stati limite di esercizio relativi alla limitazione delle tensioni nelle travi in acciaio e nella soletta in c.a.;
- verifiche per gli stati limite di esercizio – web breathing;
- verifiche a fatica.

12.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

12.2.1. VERIFICHE TRAVI

Si riportano in forma grafica i rapporti Domanda/Capacità per le travi di impalcato lungo l'intero sviluppo del viadotto. Il rapporto inferiore all'unità va ad indicare che la verifica è soddisfatta. Si rende noto che, essendo il viadotto simmetrico e simmetricamente caricato rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato, i grafici dei rapporti D/C delle due travi risultano sovrapposti. Ai grafici seguono delle tabelle di riepilogo che contengono uno stralcio delle informazioni contenute nelle omologhe tabelle contenute nel tabulato di calcolo allegato.

Si fa presente che il programma, valutata la classe della sezione, ne calcola le resistenze per momento positivo, momento negativo, taglio ed interazione taglio-momento (positivo e negativo) e le confronta con lo stato di sollecitazione relativo

12.2.2. VERIFICA SLU: FLESSIONE

PROGETTAZIONE ATI:

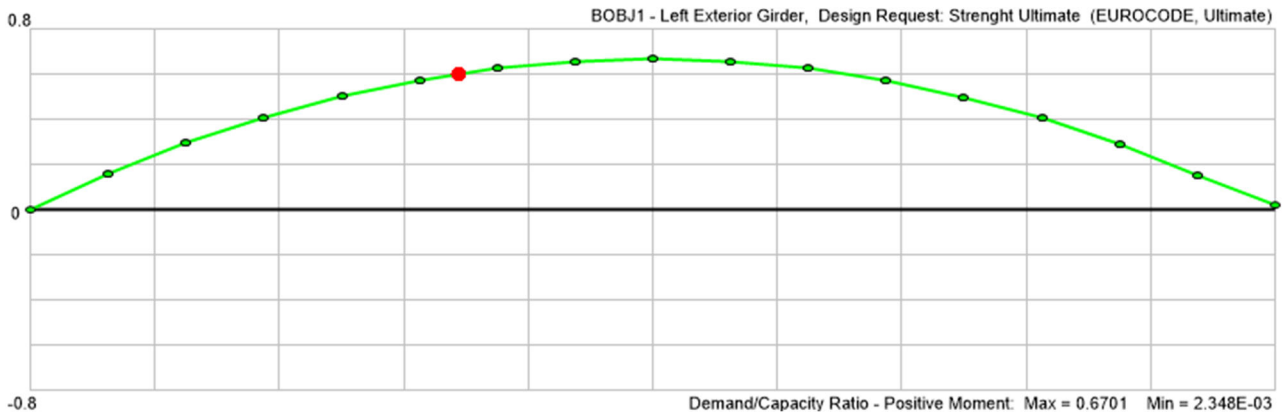


Figura 33: D/C Momento positivo

TABLE: Bridge Super Design EUROCODE 14 - SteellCompUltimate-FixPos												
Station	Location	Girder	Combo	CodeEqn	MuPos	MrPos	Pu	MuNonComp	MuLTerm	MuSTerm	DCRatio	
m	Text	Text	Text	Text	KN-m	KN-m	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Unitless	
0	After	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 6.2.1.1 (1), gammaM=1	205.16	87379.06	124.81	91.49	17.81	95.86	0.00	
0	After	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 6.2.1.1 (1), gammaM=1	207.71	87379.06	118.34	91.49	17.81	98.42	0.00	
2.5	Before	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 6.2.1.1 (1), gammaM=1	13861.75	87035.70	265.20	4470.19	1360.97	8030.59	0.16	
2.5	Before	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 6.2.1.1 (1), gammaM=1	14074.35	87035.70	215.26	4468.30	1361.43	8244.61	0.16	
2.5	After	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 6.2.1.1 (1), gammaM=1	13833.80	87035.70	297.25	4470.95	1356.60	8006.24	0.16	
2.5	After	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 6.2.1.1 (1), gammaM=1	14064.32	87035.70	210.18	4469.07	1357.03	8238.21	0.16	
5	Before	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 6.2.1.1 (1), gammaM=1	25711.07	86687.23	355.58	8259.51	2575.48	14876.09	0.30	
5	Before	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 6.2.1.1 (1), gammaM=1	26128.46	86687.23	204.35	8256.01	2576.31	15296.15	0.30	
5	After	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 6.2.1.1 (1), gammaM=1	25714.76	86687.23	414.98	8287.66	2574.68	14852.42	0.30	
5	After	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 6.2.1.1 (1), gammaM=1	26149.42	86687.23	229.20	8284.20	2575.47	15289.75	0.30	
7.5	Before	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 6.2.1.1 (1), gammaM=1	35511.47	86333.66	456.70	11434.28	3589.27	20487.93	0.41	
7.5	Before	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 6.2.1.1 (1), gammaM=1	36172.53	86333.66	202.93	11429.76	3590.38	21152.38	0.42	
7.5	After	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 6.2.1.1 (1), gammaM=1	35486.94	86333.66	473.44	11434.48	3587.79	20464.67	0.41	
7.5	After	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 6.2.1.1 (1), gammaM=1	36164.92	86333.66	187.46	11430.05	3588.87	21146.01	0.42	
10	Before	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 6.2.1.1 (1), gammaM=1	43581.89	85974.98	503.48	14030.98	4424.30	25126.61	0.51	
10	Before	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 6.2.1.1 (1), gammaM=1	44430.44	85974.98	162.82	14025.73	4425.69	25979.02	0.52	

PROGETTAZIONE ATI:

10	After	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	43580. 44	85974. 98	540.5 4	14050.87	4423.72	25105.8 5	0.51
10	After	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	44443. 03	85974. 98	173.8 6	14045.71	4425.08	25972.2 4	0.52
12.5	Before	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	49708. 51	85974. 98	563.8 0	16022.74	5057.19	28628.5 7	0.58
12.5	Before	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	50705. 55	85974. 98	151.7 4	16016.81	5058.91	29629.8 2	0.59
12.5	After	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	49688. 43	85974. 98	574.8 7	16022.83	5056.14	28609.4 7	0.58
12.5	After	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	50695. 30	85974. 98	144.2 4	16016.98	5057.83	29620.4 9	0.59
15	Before	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	54193. 57	85974. 98	596.2 6	17469.98	5523.04	31200.5 5	0.63
15	Before	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	55272. 91	85974. 98	138.0 4	17463.46	5525.10	32284.3 5	0.64
15	After	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	54188. 93	85974. 98	620.2 5	17480.15	5522.56	31186.2 1	0.63
15	After	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	55275. 06	85974. 98	148.9 1	17473.71	5524.58	32276.7 7	0.64
17.5	Before	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	56710. 09	85974. 98	638.2 5	18300.02	5784.58	32625.4 9	0.66
17.5	Before	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	57847. 80	85974. 98	145.2 1	18292.79	5786.99	33768.0 1	0.67
17.5	After	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	56698. 54	85974. 98	644.7 4	18300.05	5784.30	32614.2 0	0.66
17.5	After	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	57840. 15	85974. 98	144.6 2	18292.88	5786.68	33760.5 9	0.67
20	Before	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	57613. 31	85974. 98	652.8 8	18596.50	5880.50	33136.3 1	0.67
20	Before	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	58746. 27	85974. 98	146.5 8	18588.58	5883.29	34274.4 0	0.68
20	After	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	57614. 42	85974. 98	656.5 9	18595.65	5880.28	33138.5 0	0.67
20	After	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	58748. 99	85974. 98	147.1 1	18587.81	5883.03	34278.1 5	0.68
22.5	Before	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	56579. 46	85974. 98	664.7 0	18265.03	5771.52	32542.9 1	0.66
22.5	Before	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	57691. 95	85974. 98	152.1 3	18256.47	5774.69	33660.7 9	0.67
22.5	After	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	56594. 13	85974. 98	666.9 3	18265.04	5772.03	32557.0 6	0.66
22.5	After	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	57705. 33	85974. 98	156.8 1	18256.55	5775.17	33673.6 1	0.67
25	Before	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	53952. 11	85974. 98	666.2 5	17411.08	5497.54	31043.4 9	0.63
25	Before	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	54980. 91	85974. 98	167.8 0	17401.89	5501.12	32077.9 0	0.64
25	After	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	53955. 50	85974. 98	649.9 2	17399.27	5497.57	31058.6 5	0.63
25	After	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	54980. 59	85974. 98	158.5 5	17390.16	5501.12	32089.3 1	0.64
27.5	Before	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	49330. 35	85974. 98	652.3 7	15917.92	5018.03	28394.4 0	0.57
27.5	Before	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	50253. 36	85974. 98	177.2 6	15908.14	5022.03	29323.1 9	0.58

PROGETTAZIONE ATI:

MIGLIORAMENTO DELLA VIABILITA' DI ACCESSO ALL'ABITATO DI CORTINA

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO IMPALCATO ED ELEVAZIONI SPALLE

27.5	After	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	49354. 44	85974. 98	648.2 2	15917.92	5019.33	28417.1 9	0.57
27.5	After	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	50270. 87	85974. 98	185.5 2	15908.21	5023.30	29339.3 6	0.58
30	Before	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	43116. 66	85974. 98	641.8 3	13913.05	4374.16	24829.4 5	0.50
30	Before	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	43869. 93	85974. 98	210.7 0	13902.66	4378.60	25588.6 8	0.51
30	After	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	43116. 51	85974. 98	608.4 5	13891.63	4374.38	24850.5 0	0.50
30	After	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	43860. 38	85974. 98	195.2 6	13881.32	4378.78	25600.2 7	0.51
32.5	Before	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	34922. 61	85974. 98	599.8 5	11257.00	3523.22	20142.3 9	0.41
32.5	Before	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	35473. 10	85974. 98	224.5 5	11246.01	3528.11	20698.9 8	0.41
32.5	After	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	34949. 17	85974. 98	588.4 6	11256.78	3525.13	20167.2 5	0.41
32.5	After	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	35486. 80	85974. 98	238.0 0	11245.87	3529.98	20710.9 4	0.41
35	Before	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	25139. 77	85974. 98	571.5 5	8097.39	2507.54	14534.8 4	0.29
35	Before	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	25421. 09	85974. 98	274.1 5	8085.77	2512.91	14822.4 2	0.30
35	After	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	25132. 27	85974. 98	523.6 8	8068.81	2508.00	14555.4 5	0.29
35	After	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	25399. 36	85974. 98	253.7 0	8057.26	2513.33	14828.7 7	0.30
37.5	Before	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	13420. 22	85974. 98	505.6 4	4300.88	1290.03	7829.31	0.16
37.5	Before	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	13460. 43	85974. 98	289.1 7	4288.35	1295.99	7876.09	0.16
37.5	After	Left	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	13451. 11	85974. 98	489.7 4	4300.04	1294.33	7856.74	0.16
37.5	After	Right	SLU 04 Vento carico	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	13472. 76	85974. 98	305.0 3	4287.58	1300.26	7884.92	0.16
40	Before	Left	Sisma SLV X1 Y0.3 Z0.3	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	1922.7 4	85974. 98	928.8 3	6.93	-61.38	1977.19	0.02
40	Before	Right	Sisma SLV X1 Y0.3 Z0.3	EN 1994-2 gammaM=1	6.2.1.1 (1),	1918.5 8	85974. 98	926.0 9	-3.08	-56.02	1977.68	0.02

PROGETTAZIONE ATI:

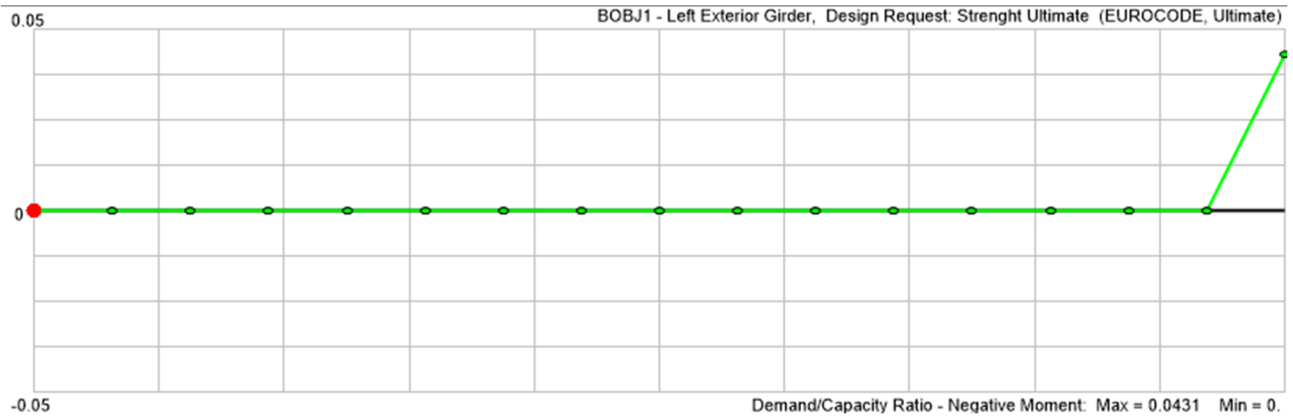


Figura 34: D/C Momento negativo

TABLE: Bridge Super Design EUROCODE 15 - SteelCompUltimate-FixNeg							
Statio n	Locatio n	Girder	DSet	Combo	StepType	CodeEqn	DCRatio
m	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Unitless
0	After	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 Clause 6.4.2 (2), gammaM=1.1	0
0	After	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 Clause 6.4.2 (2), gammaM=1.1	0
2.5	Before	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 Clause 6.4.2 (2), gammaM=1.1	0
2.5	Before	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 Clause 6.4.2 (2), gammaM=1.1	0
2.5	After	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 Clause 6.4.2 (2), gammaM=1.1	0
2.5	After	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 Clause 6.4.2 (2), gammaM=1.1	0
5	Before	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 Clause 6.4.2 (2), gammaM=1.1	0
5	Before	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 Clause 6.4.2 (2), gammaM=1.1	0
5	After	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 Clause 6.4.2 (2), gammaM=1.1	0
5	After	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 Clause 6.4.2 (2), gammaM=1.1	0
7.5	Before	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 Clause 6.4.2 (2), gammaM=1.1	0
7.5	Before	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 Clause 6.4.2 (2), gammaM=1.1	0
7.5	After	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 Clause 6.4.2 (2), gammaM=1.1	0
7.5	After	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 Clause 6.4.2 (2), gammaM=1.1	0
10	Before	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 Clause 6.4.2 (2), gammaM=1.1	0
10	Before	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 Clause 6.4.2 (2), gammaM=1.1	0

PROGETTAZIONE ATI:

10	After	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
10	After	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
12.5	Before	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
12.5	Before	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
12.5	After	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
12.5	After	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
15	Before	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
15	Before	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
15	After	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
15	After	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
17.5	Before	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
17.5	Before	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
17.5	After	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
17.5	After	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
20	Before	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
20	Before	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
20	After	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
20	After	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
22.5	Before	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
22.5	Before	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
22.5	After	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
22.5	After	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
25	Before	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
25	Before	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
25	After	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
25	After	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
27.5	Before	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0
27.5	Before	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),		0

PROGETTAZIONE ATI:

27.5	After	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
27.5	After	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
30	Before	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
30	Before	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
30	After	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
30	After	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
32.5	Before	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
32.5	Before	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
32.5	After	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
32.5	After	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
35	Before	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
35	Before	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
35	After	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
35	After	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
37.5	Before	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
37.5	Before	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Max	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
37.5	After	Left Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
37.5	After	Right Exterior Girder	DSet 1	SLU 01 Vento Scarico	Min	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0
40	Before	Left Exterior Girder	DSet 8	Sisma SLV X1 Y0.3 Z0.3	MinM3MaxV2MaxP	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0.04309009 1
40	Before	Right Exterior Girder	DSet 8	Sisma SLV X1 Y0.3 Z0.3	MinM3MaxV2MaxP	EN 1994-2 gammaM=1.1	Clause 6.4.2 (2),	0.04323216 3

12.2.3. VERIFICA SLU: TAGLIO, INTERAZIONE TAGLIO-MOMENTO

PROGETTAZIONE ATI:

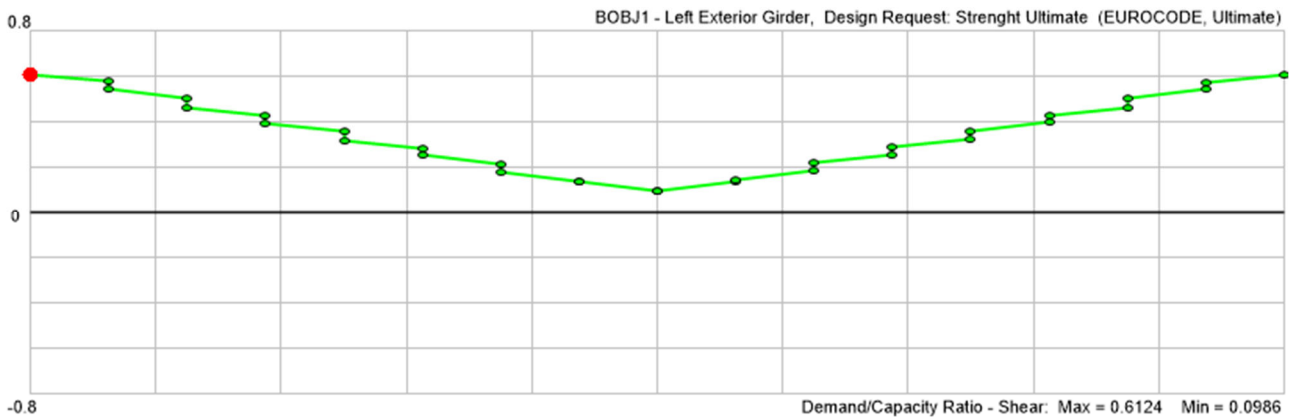


Figura 35: D/C Taglio

TABLE: Bridge Super Design EUROCODE 16 - SteelCompUltimate-Shear										
Station	Location	Girder		Combo	StepType	CodeEqn	Vu	Vrd	Vp	DCRatio
m	Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	Unitless
0	After	Left Girder	Exterior	SLU 04 Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	5607	9155	12970	0.61
0	After	Right Girder	Exterior	SLU 04 Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	5685	9155	12970	0.62
2.5	Before	Left Girder	Exterior	SLU 04 Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	5338	9155	12970	0.58
2.5	Before	Right Girder	Exterior	SLU 04 Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	5410	9155	12970	0.59
2.5	After	Left Girder	Exterior	SLU 04 Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	5032	9155	12970	0.55
2.5	After	Right Girder	Exterior	SLU 04 Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	5100	9155	12970	0.56
5	Before	Left Girder	Exterior	SLU 04 Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	4648	9155	12970	0.51
5	Before	Right Girder	Exterior	SLU 04 Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	4698	9155	12970	0.51
5	After	Left Girder	Exterior	SLU 04 Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	4278	9155	12970	0.47
5	After	Right Girder	Exterior	SLU 04 Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	4364	9155	12970	0.48
7.5	Before	Left Girder	Exterior	SLU 04 Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	3913	9155	12970	0.43
7.5	Before	Right Girder	Exterior	SLU 04 Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	3980	9155	12970	0.43
7.5	After	Left Girder	Exterior	SLU 04 Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	3635	9155	12970	0.40
7.5	After	Right Girder	Exterior	SLU 04 Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	3697	9155	12970	0.40
10	Before	Left Girder	Exterior	SLU 04 Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	3283	9155	12970	0.36
10	Before	Right Girder	Exterior	SLU 04 Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	3328	9155	12970	0.36

PROGETTAZIONE ATI:

10	After	Left Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	294 1	915 5	1297 0	0.32
10	After	Right Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	299 5	915 5	1297 0	0.33
12.5	Before	Left Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	259 9	915 5	1297 0	0.28
12.5	Before	Right Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	263 6	915 5	1297 0	0.29
12.5	After	Left Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	233 5	915 5	1297 0	0.26
12.5	After	Right Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	236 6	915 5	1297 0	0.26
15	Before	Left Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	199 6	915 5	1297 0	0.22
15	Before	Right Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	200 9	915 5	1297 0	0.22
15	After	Left Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	165 1	915 5	1297 0	0.18
15	After	Right Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	167 7	915 5	1297 0	0.18
17.5	Before	Left Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	131 6	915 5	1297 0	0.14
17.5	Before	Right Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	132 4	915 5	1297 0	0.14
17.5	After	Left Girder	Exterior	SLU 02	Veicoli k	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	126 1	915 5	1297 0	0.14
17.5	After	Right Girder	Exterior	SLU 02	Veicoli k	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	125 9	915 5	1297 0	0.14
20	Before	Left Girder	Exterior	SLU 02	Veicoli k	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	903	915 5	1297 0	0.10
20	Before	Right Girder	Exterior	SLU 02	Veicoli k	Min	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	912	915 5	1297 0	0.10
20	After	Left Girder	Exterior	SLU 02	Veicoli k	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	932	915 5	1297 0	0.10
20	After	Right Girder	Exterior	SLU 02	Veicoli k	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	933	915 5	1297 0	0.10
22.5	Before	Left Girder	Exterior	SLU 02	Veicoli k	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	128 8	915 5	1297 0	0.14
22.5	Before	Right Girder	Exterior	SLU 02	Veicoli k	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	127 8	915 5	1297 0	0.14
22.5	After	Left Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	136 3	915 5	1297 0	0.15
22.5	After	Right Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	138 6	915 5	1297 0	0.15
25	Before	Left Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	169 7	915 5	1297 0	0.19
25	Before	Right Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	173 7	915 5	1297 0	0.19
25	After	Left Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	204 3	915 5	1297 0	0.22
25	After	Right Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	207 0	915 5	1297 0	0.23
27.5	Before	Left Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	238 0	915 5	1297 0	0.26
27.5	Before	Right Girder	Exterior	SLU 04	Vento carico	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	242 5	915 5	1297 0	0.26

PROGETTAZIONE ATI:

27.5	After	Left Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	264 4	915 5	1297 0	0.29
27.5	After	Right Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	269 5	915 5	1297 0	0.29
30	Before	Left Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	298 3	915 5	1297 0	0.33
30	Before	Right Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	305 1	915 5	1297 0	0.33
30	After	Left Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	333 1	915 5	1297 0	0.36
30	After	Right Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	339 1	915 5	1297 0	0.37
32.5	Before	Left Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	367 4	915 5	1297 0	0.40
32.5	Before	Right Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	375 2	915 5	1297 0	0.41
32.5	After	Left Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	394 1	915 5	1297 0	0.43
32.5	After	Right Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	402 4	915 5	1297 0	0.44
35	Before	Left Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	428 3	915 5	1297 0	0.47
35	Before	Right Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	438 8	915 5	1297 0	0.48
35	After	Left Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	464 4	915 5	1297 0	0.51
35	After	Right Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	471 4	915 5	1297 0	0.51
37.5	Before	Left Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	499 3	915 5	1297 0	0.55
37.5	Before	Right Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	508 4	915 5	1297 0	0.56
37.5	After	Left Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	526 4	915 5	1297 0	0.58
37.5	After	Right Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	536 0	915 5	1297 0	0.59
40	Before	Left Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	559 1	915 5	1297 0	0.61
40	Before	Right Girder	Exterior	SLU 04 carico	Vento	Max	Shear buckling resistance per EN 1993-1-5 eq.(5.2), gammaM=1.1	572 1	915 5	1297 0	0.62

PROGETTAZIONE ATI:

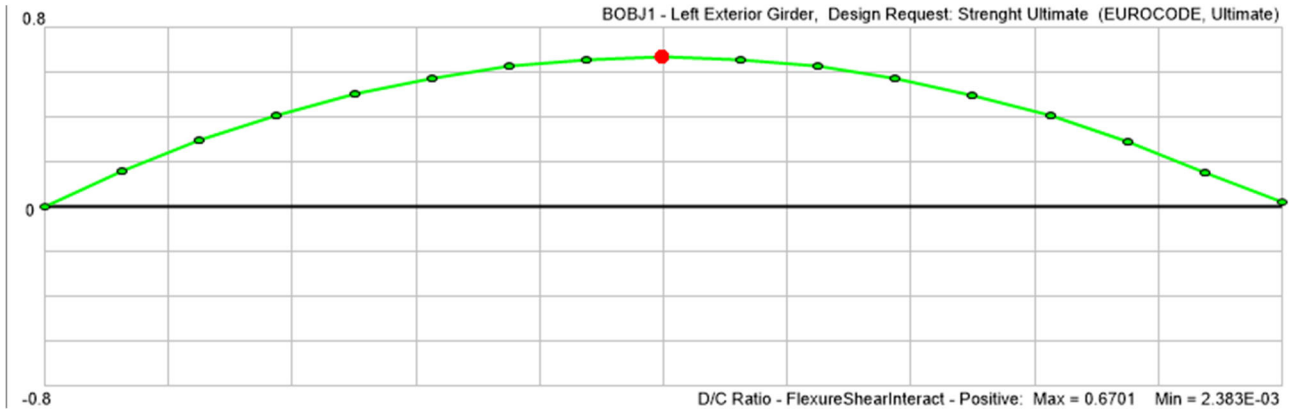


Figura 36: D/C Taglio-Momento positivo

TABLE: Bridge Super Design EUROCODE 17 - SteelCompUltimate-FixShrPos											
Station	Location	Girder	Combo	StepType	CodeEqn	Mu Pos	Vu	MpIRdPos	MpIRdPosRed	Mf Rd	DC Ratio
m	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Unitless
0	After	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	MaxM3MinV2MaxP	EN 1994-2 6.2.2.4 (2), gammaM=1	205	56 07	8737 9	86078	61 03 2	0.00
0	After	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	MaxM3MinV2MaxP	EN 1994-2 6.2.2.4 (2), gammaM=1	208	56 85	8737 9	85873	61 03 2	0.00
2.5	Before	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	MaxM3MinV2MaxP	EN 1994-2 6.2.2.4 (2), gammaM=1	138 62	53 38	8703 6	86329	60 80 2	0.16
2.5	Before	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	MaxM3MinV2MaxP	EN 1994-2 6.2.2.4 (2), gammaM=1	140 74	54 10	8703 6	86188	60 80 2	0.16
2.5	After	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	MaxM3MinV2MaxP	EN 1994-2 6.2.2.4 (2), gammaM=1	138 34	50 32	8703 6	86783	60 80 2	0.16
2.5	After	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	MaxM3MinV2MaxP	EN 1994-2 6.2.2.4 (2), gammaM=1	140 64	51 00	8703 6	86701	60 80 2	0.16
5	Before	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	MaxM3MinV2MaxP	EN 1994-2 6.2.2.4 (2), gammaM=1	257 11	46 48	8668 7	86681	60 55 2	0.30
5	Before	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	MaxM3MinV2MaxP	EN 1994-2 6.2.2.4 (2), gammaM=1	261 28	46 98	8668 7	86670	60 55 2	0.30
5	After	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	257 15	30 10	8668 7	86687	60 55 2	0.30
5	After	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	261 49	30 96	8668 7	86687	60 55 2	0.30
7.5	Before	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	355 11	26 69	8633 4	86334	60 27 6	0.41

PROGETTAZIONE ATI:

7.5	Before	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	361 73	27 36	8633 4	86334	60 27 6	0.42
7.5	After	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	354 87	24 02	8633 4	86334	60 27 6	0.41
7.5	After	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	361 65	24 64	8633 4	86334	60 27 6	0.42
10	Before	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	435 82	20 69	8597 5	85975	59 99 5	0.51
10	Before	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	444 30	21 14	8597 5	85975	59 99 5	0.52
10	After	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	435 80	17 40	8597 5	85975	59 99 5	0.51
10	After	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	444 43	17 94	8597 5	85975	59 99 5	0.52
12.5	Before	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	497 09	14 15	8597 5	85975	59 99 5	0.58
12.5	Before	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	507 06	14 52	8597 5	85975	59 99 5	0.59
12.5	After	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	496 88	11 58	8597 5	85975	59 99 5	0.58
12.5	After	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	506 95	11 89	8597 5	85975	59 99 5	0.59
15	Before	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	541 94	83 2	8597 5	85975	59 99 5	0.63
15	Before	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	552 73	84 5	8597 5	85975	59 99 5	0.64
15	After	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	541 89	49 1	8597 5	85975	59 99 5	0.63
15	After	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	552 75	51 7	8597 5	85975	59 99 5	0.64
17.5	Before	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	567 10	16 4	8597 5	85975	59 99 5	0.66
17.5	Before	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	578 48	17 2	8597 5	85975	59 99 5	0.67
17.5	After	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	566 99	96	8597 5	85975	59 99 5	0.66
17.5	After	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	578 40	93	8597 5	85975	59 99 5	0.67
20	Before	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	576 13	42 5	8597 5	85975	59 99 5	0.67

PROGETTAZIONE ATI:

20	Before	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	587 46	44 0	8597 5	85975	59 99 5	0.68
20	After	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	576 14	77 0	8597 5	85975	59 99 5	0.67
20	After	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	587 49	76 9	8597 5	85975	59 99 5	0.68
22.5	Before	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	565 79	11 02	8597 5	85975	59 99 5	0.66
22.5	Before	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	576 92	11 19	8597 5	85975	59 99 5	0.67
22.5	After	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	565 94	13 63	8597 5	85975	59 99 5	0.66
22.5	After	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	577 05	13 86	8597 5	85975	59 99 5	0.67
25	Before	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	539 52	16 97	8597 5	85975	59 99 5	0.63
25	Before	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	549 81	17 37	8597 5	85975	59 99 5	0.64
25	After	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	539 55	20 43	8597 5	85975	59 99 5	0.63
25	After	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	549 81	20 70	8597 5	85975	59 99 5	0.64
27.5	Before	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	493 30	23 80	8597 5	85975	59 99 5	0.57
27.5	Before	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	502 53	24 25	8597 5	85975	59 99 5	0.58
27.5	After	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	493 54	26 44	8597 5	85975	59 99 5	0.57
27.5	After	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	502 71	26 95	8597 5	85975	59 99 5	0.58
30	Before	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	431 17	29 83	8597 5	85975	59 99 5	0.50
30	Before	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	438 70	30 51	8597 5	85975	59 99 5	0.51
30	After	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	431 17	33 31	8597 5	85975	59 99 5	0.50
30	After	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	438 60	33 91	8597 5	85975	59 99 5	0.51
32.5	Before	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	349 23	36 74	8597 5	85975	59 99 5	0.41

PROGETTAZIONE ATI:

32.5	Before	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	354 73	37 52	8597 5	85975	59 99 5	0.41
32.5	After	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	349 49	39 41	8597 5	85975	59 99 5	0.41
32.5	After	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	354 87	40 24	8597 5	85975	59 99 5	0.41
35	Before	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	251 40	42 83	8597 5	85975	59 99 5	0.29
35	Before	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	254 21	43 88	8597 5	85975	59 99 5	0.30
35	After	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	EN 1994-2 6.2.2.4 (2), gammaM=1	251 32	46 44	8597 5	85970	59 99 5	0.29
35	After	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	EN 1994-2 6.2.2.4 (2), gammaM=1	253 99	47 14	8597 5	85952	59 99 5	0.30
37.5	Before	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	EN 1994-2 6.2.2.4 (2), gammaM=1	134 20	49 93	8597 5	85765	59 99 5	0.16
37.5	Before	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	EN 1994-2 6.2.2.4 (2), gammaM=1	134 60	50 84	8597 5	85665	59 99 5	0.16
37.5	After	Left Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	EN 1994-2 6.2.2.4 (2), gammaM=1	134 51	52 64	8597 5	85403	59 99 5	0.16
37.5	After	Right Exterior Girder	SLU 04 Vento carico	Max	EN 1994-2 6.2.2.4 (2), gammaM=1	134 73	53 60	8597 5	85233	59 99 5	0.16
40	Before	Left Exterior Girder	Sisma SLV X1 Y0.3 Z0.3	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	192 3	19 73	8597 5	85975	59 99 5	0.02
40	Before	Right Exterior Girder	Sisma SLV X1 Y0.3 Z0.3	Max	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	191 9	19 72	8597 5	85975	59 99 5	0.02

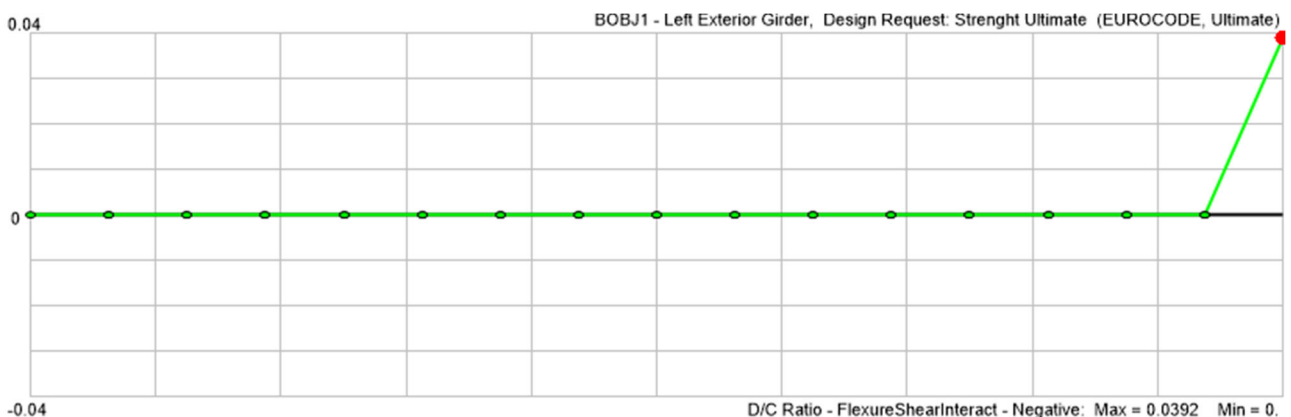


Figura 37: D/C Taglio-Momento negativo

TABLE: Bridge Super Design EUROCODE 18 - SteelCompUltimate-FixShrNeg

PROGETTAZIONE ATI:

Station	Location	Girder	Combo	CodeEqn	Mu Neg	Vu	MpIR dNeg	MpIRdN egRed	Mf Rd	DCR atio
m	Text	Text	Text	Text	KN-m	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Unitless
0	After	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	4295	51615	51615	29777	0
0	After	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	4381	51615	51615	29777	0
2.5	Before	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	4025	59231	59231	29777	0
2.5	Before	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	4104	59231	59231	29777	0
2.5	After	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	3758	59231	59231	29777	0
2.5	After	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	3832	59231	59231	29777	0
5	Before	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	3442	59231	59231	29777	0
5	Before	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	3498	59231	59231	29777	0
5	After	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	3141	59231	59231	29777	0
5	After	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	3226	59231	59231	29777	0
7.5	Before	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	2839	59231	59231	29777	0
7.5	Before	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	2905	59231	59231	29777	0
7.5	After	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	2593	59231	59231	29777	0
7.5	After	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	2654	59231	59231	29777	0
10	Before	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	2302	59231	59231	29777	0
10	Before	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	2346	59231	59231	29777	0
10	After	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	2019	59231	59231	29777	0
10	After	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	2073	59231	59231	29777	0
12.5	Before	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	1735	59231	59231	29777	0

PROGETTAZIONE ATI:

12.5	Before	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	1771	59231	59231	29777	0
12.5	After	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	1500	59231	59231	29777	0
12.5	After	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	1531	59231	59231	29777	0
15	Before	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	1216	59231	59231	29777	0
15	Before	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	1229	59231	59231	29777	0
15	After	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	928	59231	59231	29777	0
15	After	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	955	59231	59231	29777	0
17.5	Before	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	645	59231	59231	29777	0
17.5	Before	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	654	59231	59231	29777	0
17.5	After	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	410	59231	59231	29777	0
17.5	After	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	413	59231	59231	29777	0
20	Before	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	127	59231	59231	29777	0
20	Before	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	112	59231	59231	29777	0
20	After	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	162	59231	59231	29777	0
20	After	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	161	59231	59231	29777	0
22.5	Before	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	445	59231	59231	29777	0
22.5	Before	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	462	59231	59231	29777	0
22.5	After	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	680	59231	59231	29777	0
22.5	After	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	703	59231	59231	29777	0
25	Before	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M=1}$	0	963	59231	59231	29777	0

PROGETTAZIONE ATI:

25	Before	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	1004	59231	59231	29777	0
25	After	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	1252	59231	59231	29777	0
25	After	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	1278	59231	59231	29777	0
27.5	Before	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	1535	59231	59231	29777	0
27.5	Before	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	1580	59231	59231	29777	0
27.5	After	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	1770	59231	59231	29777	0
27.5	After	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	1820	59231	59231	29777	0
30	Before	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	2052	59231	59231	29777	0
30	Before	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	2121	59231	59231	29777	0
30	After	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	2340	59231	59231	29777	0
30	After	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	2398	59231	59231	29777	0
32.5	Before	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	2624	59231	59231	29777	0
32.5	Before	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	2700	59231	59231	29777	0
32.5	After	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	2859	59231	59231	29777	0
32.5	After	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	2941	59231	59231	29777	0
35	Before	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	3140	59231	59231	29777	0
35	Before	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	3243	59231	59231	29777	0
35	After	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	3427	59231	59231	29777	0
35	After	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	3501	59231	59231	29777	0
37.5	Before	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, $\gamma_{M}=1$	0	3710	59231	59231	29777	0

PROGETTAZIONE ATI:

37.5	Before	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	3805	59231	59231	29777	0
37.5	After	Left Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	3944	59231	59231	29777	0
37.5	After	Right Exterior Girder	SLU 01 Vento Scarico	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	0	4045	59231	59231	29777	0
40	Before	Left Exterior Girder	Sisma SLV X1 Y0.3 Z0.3	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	2010	1973	51615	51615	29777	0.04
40	Before	Right Exterior Girder	Sisma SLV X1 Y0.3 Z0.3	Per EN 1994-2 6.2.2.4 (1) bending resistance does not need to be reduced to allow for shear force, gammaM=1	2016	1972	51615	51615	29777	0.04

12.3. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

12.3.1. VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

La freccia massima per la verifica di deformabilità è stata calcolata applicando la combinazione di carico relativa all'inviluppo delle combinazioni SLE a cui è stata sottratta l'aliquota dovuta ai solo carichi permanenti (G1+G2); tale accorgimento è dovuto al fatto che, in fase realizzativa, l'impalcato sarà montato con una contro-freccia verso l'alto calcolata proprio per bilanciare la deformazione da peso proprio.

Si riporta di seguito il diagramma dei massimi spostamenti verticali dovuti ai carichi sopra descritti.

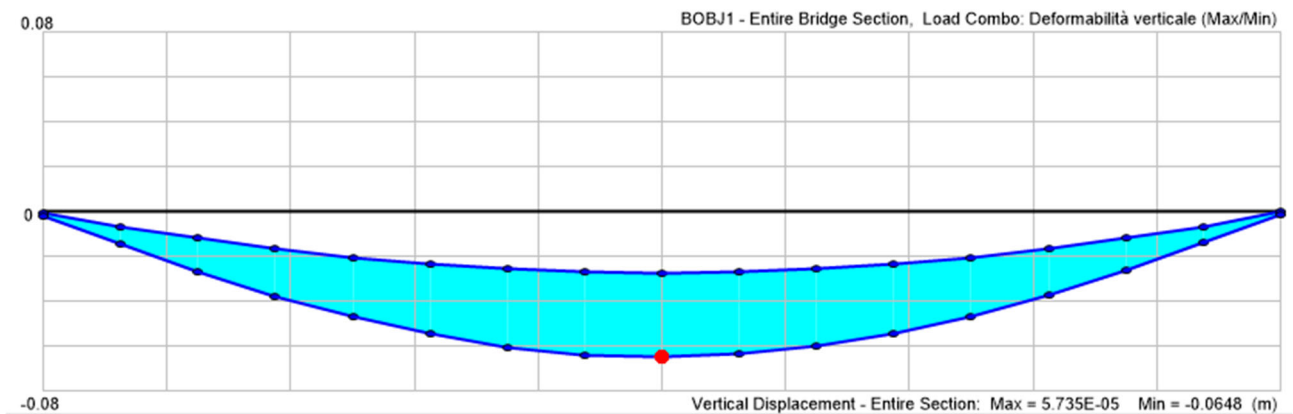


Figura 38: Spostamenti verticali SLE

Si ha quindi:

$$f_{CM} = 65 \text{ mm} < \frac{1}{400} \cdot L_{campata} = \frac{40000}{400} = 100 \text{ mm}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Dunque la verifica risulta soddisfatta.

12.3.2. VERIFICHE SLE: TENSIONI DI ESERCIZIO

Si riportano di seguito i grafici e le tabelle contenenti i risultati delle verifiche tensionali SLE, rispettivamente per tensioni positive e negative.

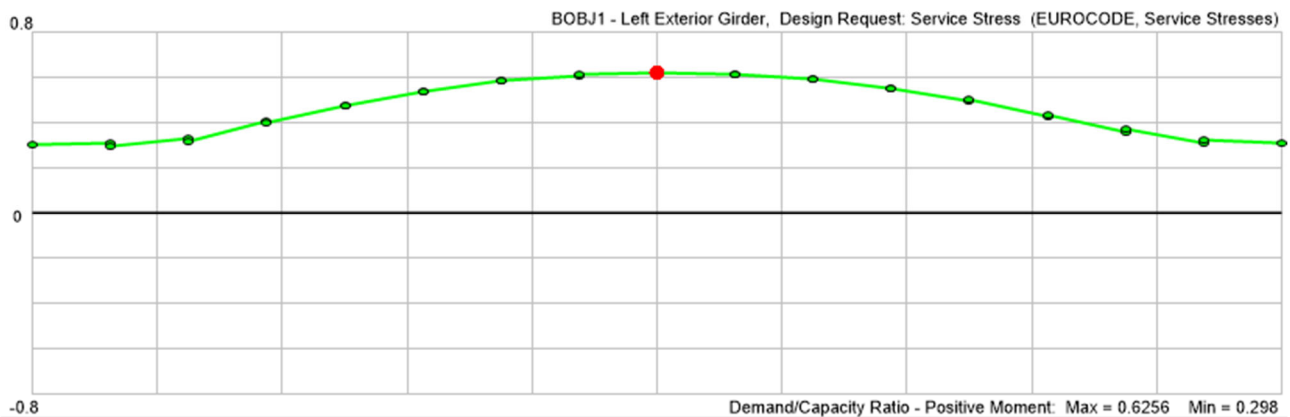


Figura 39: D/C Verifiche SLE +

TABLE: Bridge Super Design EUROCODE 20 - SteelCompServStress-FixPos														
Station	Location	Girder	Combo	CodeEqn	Vu	MuNon Comp	MuL Term	MuS Term	SigED SerTop	SigED SerBot	TauED SerWeb	SigP rinc	Sig Dec k	DCR atio
m	Text	Text	Text	Text	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	Unitless
0	After	Left Exterior Girder	SLE Veicoli 02	EN 1993-2 7.3 (7.3), controlled by web, gammaM=1	3980	68	12	13	-639	560	62892	108934	-5	0.31
0	After	Right Exterior Girder	SLE Vento carico 04	EN 1993-2 7.3 (7.3), controlled by web, gammaM=1	4022	68	12	34	-653	661	63552	110077	-10	0.31
2.5	Before	Left Exterior Girder	SLE Vento carico 04	EN 1993-2 7.3 (7.3), controlled by web, gammaM=1	3776	3311	894	3091	-33694	40605	59676	111051	-930	0.31
2.5	Before	Right Exterior Girder	SLE Vento carico 04	EN 1993-2 7.3 (7.3), controlled by web, gammaM=1	3824	3310	894	3234	-33784	41281	60437	112526	-965	0.32

PROGETTAZIONE ATI:

2.5	After	Left Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	3570	3312	891	3081	-33685	40547	56408	105781	-927	0.30
2.5	After	Right Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	3615	3310	891	3237	-33784	41281	57132	107221	-965	0.30
5	Before	Left Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	3292	6118	1704	5709	-62718	75356	52015	117453	1777	0.33
5	Before	Right Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	3325	6116	1705	5990	-62907	76684	52541	119005	1849	0.34
5	After	Left Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	2099	6139	1703	10366	-66397	97712	33167	113348	2970	0.32
5	After	Right Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	2156	6136	1704	10658	-66595	99090	34073	115333	3044	0.32
7.5	Before	Left Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	1852	8470	2379	14299	-92453	135116	29260	144308	4227	0.41
7.5	Before	Right Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	1896	8466	2380	14741	-92776	137217	29964	146704	4345	0.41
7.5	After	Left Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	1672	8470	2378	14282	-92439	135035	26424	142580	4223	0.40
7.5	After	Right Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	1713	8467	2379	14736	-92772	137190	27077	144984	4343	0.41
10	Before	Left Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	1431	10393	2936	17538	-114519	166084	22615	170641	5355	0.48
10	Before	Right Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	1461	10389	2938	18106	-114963	168788	23087	173460	5510	0.49
10	After	Left Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	1205	10408	2936	17523	-114637	166107	19048	169352	5351	0.48
10	After	Right Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	1241	10404	2937	18101	-115089	168855	19614	172239	5509	0.49
12.5	Before	Left Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	970	11869	3357	19981	-130746	189456	15336	191309	6103	0.54
12.5	Before	Right Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	995	11864	3359	20648	-131269	192633	15720	194548	6286	0.55
12.5	After	Left Exterior Girder	SLE Venti k	02	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	440	11869	3357	20206	-130933	190530	6947	190910	6165	0.54
12.5	After	Right Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	818	11864	3358	20641	-131262	192596	12925	193893	6284	0.55
15	Before	Left Exterior Girder	SLE Venti k	02	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	205	12941	3669	22057	-142804	207915	3233	207990	6730	0.59
15	Before	Right Exterior Girder	SLE Vento carico	04	EN 1993-2 controlled gammaM=1	7.3 by web,	(7.3),	570	12936	3671	22499	-143134	210009	9005	210587	6851	0.59

PROGETTAZIONE ATI:

15	After	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	18	12948	3669	22046	-	142860	207905	283	207906	6727	0.59
15	After	Right Exterior Girder	SLE 04 Vento carico	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	344	12943	3670	22493	-	143196	210028	5441	210239	6850	0.59
17.5	Before	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	221	13556	3842	23047	-	149537	217507	3491	217591	7034	0.61
17.5	Before	Right Exterior Girder	SLE 04 Vento carico	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	95	13550	3844	23530	-	149899	219799	1509	219814	7166	0.62
17.5	After	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	344	13556	3842	23037	-	149529	217460	5442	217664	7031	0.61
17.5	After	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	343	13550	3844	23495	-	149870	219632	5426	219833	7157	0.62
20	Before	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	587	13775	3907	23420	-	151966	221043	9275	221626	7148	0.62
20	Before	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	593	13769	3909	23875	-	152300	223196	9373	223786	7273	0.63
20	After	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	779	13775	3907	23422	-	151962	221050	12309	222076	7149	0.63
20	After	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	779	13769	3909	23878	-	152297	223207	12306	224222	7274	0.63
22.5	Before	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	1026	13530	3833	22990	-	149237	217023	16213	218832	7017	0.62
22.5	Before	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	1033	13523	3836	23437	-	149560	219135	16324	220952	7139	0.62
22.5	After	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	1154	13530	3834	23003	-	149249	217088	18231	219372	7021	0.62
22.5	After	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	1163	13523	3836	23449	-	149572	219197	18377	221496	7143	0.62
25	Before	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	1404	12897	3652	21952	-	142285	207039	22195	210577	6698	0.59
25	Before	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	1421	12890	3655	22364	-	142576	208988	22455	212577	6811	0.60
25	After	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	1601	12888	3652	21965	-	142218	207046	25304	211634	6702	0.60
25	After	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	1612	12882	3655	22376	-	142509	208988	25478	213597	6815	0.60
27.5	Before	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	1857	11791	3331	20064	-	130059	189221	29348	195930	6121	0.55
27.5	Before	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	1875	11784	3334	20435	-	130313	190966	29637	197745	6223	0.56

PROGETTAZIONE ATI:

MIGLIORAMENTO DELLA VIABILITA' DI ACCESSO ALL'ABITATO DI CORTINA

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO IMPALCATO ED ELEVAZIONI SPALLE

27.5	After	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	19 89	11791	3332	2008 3	- 130077	189316	31438	1969 91	- 612 6	0.55
27.5	After	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	20 10	11784	3335	2045 1	- 130329	191049	31763	1988 12	- 622 7	0.56
30	Before	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	22 49	10306	2903	1755 7	- 113674	165439	35547	1765 24	- 535 4	0.50
30	Before	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	22 77	10298	2906	1786 0	- 113867	166858	35984	1781 18	- 543 7	0.50
30	After	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	24 52	10290	2903	1757 4	- 113547	165418	38746	1785 13	- 535 8	0.50
30	After	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	24 76	10282	2906	1787 3	- 113737	166820	39128	1800 60	- 544 1	0.51
32.5	Before	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	27 18	8339	2334	1422 5	-91954	133876	42949	1531 55	- 433 4	0.43
32.5	Before	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	27 49	8330	2338	1444 7	-92077	134910	43444	1544 76	- 439 6	0.44
32.5	After	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	28 55	8338	2335	1424 3	-91971	133968	45119	1550 95	- 433 9	0.44
32.5	After	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	28 89	8330	2339	1446 0	-92090	134978	45650	1564 31	- 440 0	0.44
35	Before	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	31 24	5998	1658	1026 6	-66120	96351	49369	1288 23	- 312 3	0.36
35	Before	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	31 66	5989	1662	1038 3	-66152	96879	50033	1299 83	- 315 5	0.37
35	After	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	33 38	5977	1658	1028 0	-65944	96285	52745	1327 29	- 312 7	0.37
35	After	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	33 66	5968	1663	1039 1	-65972	96785	53186	1336 17	- 315 8	0.38
37.5	Before	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	36 15	3186	845	5533	-35100	51381	57126	1114 91	- 167 4	0.31
37.5	Before	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	36 51	3177	850	5558	-35050	51466	57694	1124 04	- 168 1	0.32
37.5	After	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	37 59	3185	849	5551	-35117	51479	59409	1150 58	- 167 9	0.32
37.5	After	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	37 97	3176	853	5568	-35061	51524	60008	1160 08	- 168 5	0.33
40	Before	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	40 23	7	-61	1030	-772	4663	63567	1102 00	-269	0.31
40	Before	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 controlled by gammaM=1	7.3 (7.3), web,	40 74	-3	-56	912	-597	4062	64377	1115 78	-238	0.31

PROGETTAZIONE ATI:

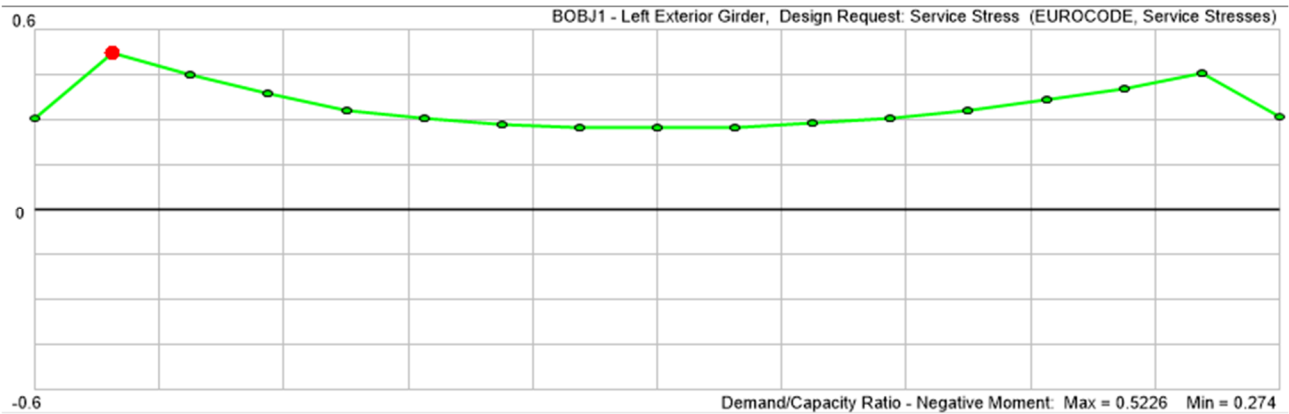


Figura 40: D/C Verifiche SLE –

TABLE: Bridge Super Design EUROCODE 21 - SteelCompServStress-FlxNeg									
Station	Location	Girder	Combo	CodeEqn	Vu	TauEDSer Web	SigPri nc	SigRebar	DCRatio
m	Text	Text	Text	Text	KN	KN/m2	KN/m2	KN/m2	Unitless
0	After	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 7.3 (7.3), controlled by web, gammaM=1	3980	62892	108932	0	0.31
0	After	Right Exterior Girder	SLE 04 Vento carico	EN 1993-2 7.3 (7.3), controlled by web, gammaM=1	4022	63552	110075	0	0.31
2.5	Before	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	3785	59807	103588	188090	0.52
2.5	Before	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	3813	60258	104369	187329	0.52
2.5	After	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	3626	57294	99236	188153	0.52
2.5	After	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	3653	57724	99981	187329	0.52
5	Before	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	3327	52574	91060	162587	0.45
5	Before	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	3347	52886	91601	161097	0.45
5	After	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	3116	49245	85295	162630	0.45
5	After	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	3151	49789	86237	161080	0.45
7.5	Before	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	2833	44774	77551	139801	0.39
7.5	Before	Right Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	2860	45198	78286	137459	0.38
7.5	After	Left Exterior Girder	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	2692	42534	73671	139856	0.39

PROGETTAZIONE ATI:

7.5	After	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	2716	42927	74352	137459	0.38
10	Before	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	2420	38248	66248	119657	0.33
10	Before	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	2438	38533	66742	116661	0.32
10	After	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	2223	35128	60843	119698	0.33
10	After	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	2244	35468	61433	116650	0.32
12.5	Before	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1961	30993	53681	110514	0.31
12.5	Before	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1976	31224	54082	106982	0.30
12.5	After	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1829	28896	50050	110547	0.31
12.5	After	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1841	29093	50390	106982	0.30
15	Before	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1571	24828	43004	103872	0.29
15	Before	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1576	24911	43148	100029	0.28
15	After	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1376	21739	37653	103891	0.29
15	After	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1386	21906	37942	100025	0.28
17.5	Before	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1123	17754	30750	100006	0.28
17.5	Before	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1127	17808	30844	95937	0.27
17.5	After	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	995	15730	27245	100018	0.28
17.5	After	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	997	15749	27279	95937	0.27
20	Before	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	747	11807	20450	98639	0.27
20	Before	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	741	11711	20284	94584	0.26
20	After	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	556	8782	15210	98643	0.27
20	After	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	556	8791	15227	94582	0.26
22.5	Before	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	312	4937	8552	100155	0.28
22.5	Before	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	306	4830	8366	96161	0.27
22.5	After	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	189	2985	5170	100146	0.28
22.5	After	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	180	2842	4923	96157	0.27
25	Before	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	51	799	1383	104171	0.29
25	Before	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	67	1054	1826	100448	0.28
25	After	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	237	3742	6481	104145	0.29

PROGETTAZIONE ATI:

25	After	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	247	3908	6768	100450	0.28
27.5	Before	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	471	7450	12904	110964	0.31
27.5	Before	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	489	7732	13392	107624	0.30
27.5	After	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	590	9331	16162	110935	0.31
27.5	After	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	611	9650	16714	107619	0.30
30	Before	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	821	12975	22473	120240	0.33
30	Before	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	848	13406	23220	117495	0.33
30	After	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	993	15699	27191	120215	0.33
30	After	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1017	16068	27830	117503	0.33
32.5	Before	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1222	19316	33457	132295	0.37
32.5	Before	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1253	19801	34296	130262	0.36
32.5	After	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1336	21117	36576	132244	0.37
32.5	After	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1369	21638	37479	130258	0.36
35	Before	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1561	24665	42720	146796	0.41
35	Before	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1602	25320	43856	145755	0.40
35	After	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1703	26906	46603	146747	0.41
35	After	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1735	27425	47501	145762	0.40
37.5	Before	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1924	30400	52654	164042	0.46
37.5	Before	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	1960	30966	53635	163866	0.46
37.5	After	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	2028	32052	55515	163977	0.46
37.5	After	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1992-1-1 7.2(5), controlled by stress in rebar, gammaM=1	2066	32652	56554	163845	0.46
40	Before	Left Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 7.3 (7.3), controlled by web, gammaM=1	4023	63567	110101	0	0.31
40	Before	Right Girder	Exterior	SLE 02 Veicoli k	EN 1993-2 7.3 (7.2), controlled by web, gammaM=1	4074	64377	111504	0	0.31

12.3.3. VERIFICHE SLE: WEB BREATHING

La verifica SLE a breathing non è effettuata in quanto il rapporto spessore-altezza dell'anima ricade nel range di omissione del p.to 7.4 della EN 1993-2.

PROGETTAZIONE ATI:

Viadotto Rio	
Altezza anima (b) [m]	2.26
Spessore anima (t) [m]	0.028
Luce campata [m]	40
b/t	81
Massimo limite	250
Limite calcolato	187
Limite per verifica	187
Verifica	Esente

12.3.4. VERIFICHE A FATICA

Gli elementi suscettibili a fatica saranno verificati nei confronti del danneggiamento mediante l'applicazione del metodo dei coefficienti λ o "Metodo dei coefficienti di danneggiamento equivalenti".

Le verifiche saranno condotte considerando lo spettro di tensione indotto dal modello di carico di fatica 3 descritto nella figura 5.1.5 delle NTC 2018. Questo è costituito da un veicolo simmetrico a quattro assi, ciascuno del peso di 120 kN, con pneumatici della superficie di impronta ideale di forma quadrata di 40 cm di lato.

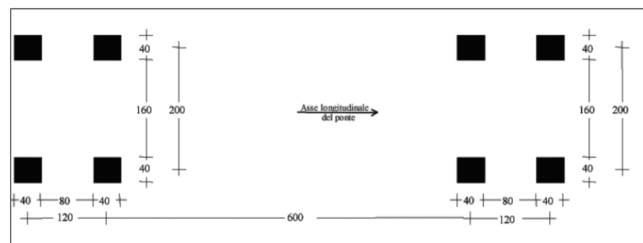


Figura 41 Modello di carico a fatica di tipo 3 descritto in figura 5.1.5 delle NTC 2018

Il veicolo sarà fatto passare in asse alle corsie di carico convenzionali.

Sulla base del danno D si può definire uno spettro di tensione equivalente, ad ampiezza costante, $\Delta\sigma_{E,d}$, in grado di produrre in 2×10^6 cicli, lo stesso danneggiamento prodotto dallo spettro di tensione di progetto. In tal caso, la verifica a fatica è ricondotta ad una verifica convenzionale, confrontando

l'ampiezza di tensione equivalente di progetto, $\Delta\sigma_{E,d}$, con la classe del particolare $\Delta\sigma_c$, secondo la relazione:

$$\gamma_f \Delta\sigma_{E,d} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_M$$

L'ampiezza di tensione equivalente di progetto $\Delta\sigma_{E,d}$ può essere ricavata in modo convenzionale secondo la relazione:

$$\Delta\sigma_{E,d} = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \Delta\sigma_p = \lambda \Delta\sigma_p \quad \text{CON } \lambda \leq \lambda_{\max}$$

in cui:

$\gamma_f = 1$ è il coefficiente parziale di sicurezza delle azioni;

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza delle resistenze;

$\Delta\sigma_p = \sigma_{p,\max} - \sigma_{p,\min}$ è la massima ampiezza di tensione indotta dal modello di carico;

λ è il fattore di equivalenza del danneggiamento per ponti stradali;

λ_i sono fattori, opportunamente calibrati, specificati nel seguito;

λ_{\max} è un valore limite del fattore λ , specificato nel seguito.

Per valori di "L" non compresi nei grafici seguenti si useranno i valori estremi indicati negli stessi grafici.

Fattore λ_1

λ_1 è un fattore che tiene conto dell'effetto di danneggiamento dovuto al traffico e dipende dalla lunghezza della campata o della linea d'influenza. In assenza di studi specifici, λ_1 può essere desunto dalle figure seguenti.

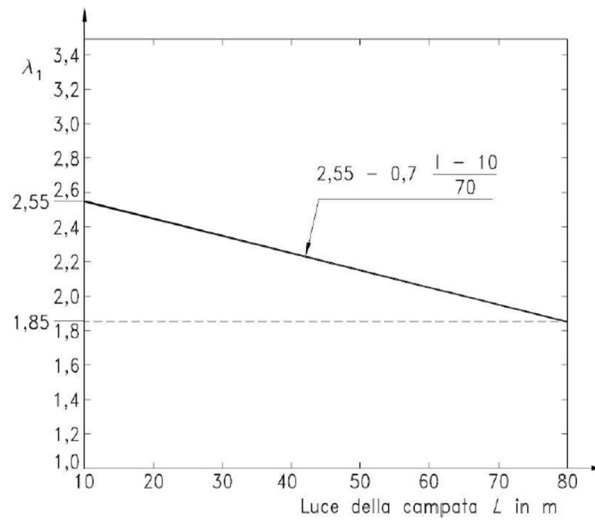


Figura 42 Fattore λ_1 per le sezioni in campata di ponti stradali

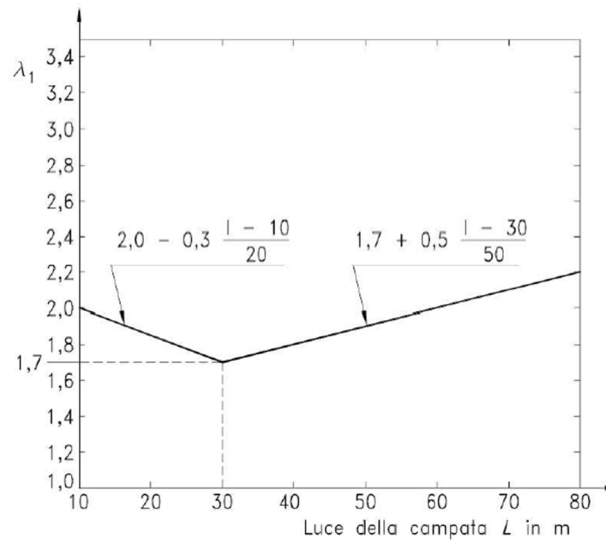


Figura 43 Fattore λ_1 per le sezioni prossime agli appoggi di ponti stradali

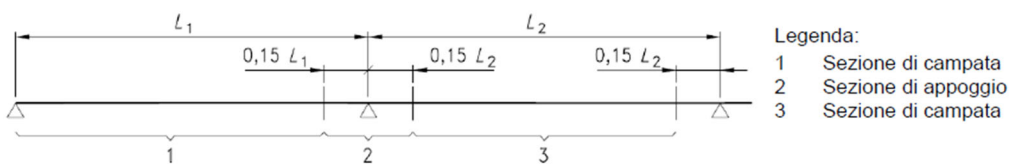


Figura 44 Schema per la determinazione delle aree in campata e in appoggio

Essendo:

PROGETTAZIONE ATI:

a) per i momenti:

- trave in semplice appoggio: la luce della campata L;
- sezione di campata di travi continue: la luce della campata L_i ;
- sezione d'appoggio di travi continue: la media delle campate adiacenti all'appoggio $(L_i+L_{i+1})/2$;
- per diaframmi trasversali facenti da appoggio a travi secondarie, la somma della luce delle travi secondarie sostenute dal diaframma in questione;

b) per il taglio e la torsione:

- trave in semplice appoggio: la luce della campata L;
- sezione di campata di travi continue: $0.4 L_i$;
- sezione d'appoggio di travi continue: L_i ;

c) per le reazioni:

- appoggi di travi in singola campata: L;
- appoggi terminali di travi continue: $L_{terminale}$;
- appoggi intermedi di travi continue: $0,5(L_i + L_{i+1})$

Fattore λ_2

λ_2 è un fattore che tiene conto del volume del traffico. In assenza di studi specifici, λ_2 può essere ottenuto mediante la relazione:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^5$$

in cui Q_{m1} è il peso lordo medio degli autocarri sulla corsia lenta (kN) ottenuto da:

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{\frac{1}{5}}$$

PROGETTAZIONE ATI:

$$Q_0 = 480 \text{ kN}$$

$$N_0 = 0,5 \times 10^6$$

N_{0bs} è il numero totale annuo di autocarri di peso superiore a 100kN transitanti sulla corsia di marcia lenta, che si assumerà pari a 1 milione.;

Q_i è il peso lordo dell'autocarro i-esimo nella corsia lenta (kN); vedere NTC 2018 -Tab. 5.1.VIII con traffico di lunga percorrenza per le autostrade e per le strade extraurbane principali e per le strade extraurbane secondarie quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Per le altre reti viarie extraurbane si utilizzerà il traffico di media percorrenza;

n_i è il numero di autocarri di peso lordo Q_i nella corsia lenta; vedere NTC 2018 - Tab. 5.1.X e 5.1.VIII con traffico di lunga percorrenza per le autostrade e per le strade extraurbane principali e per le strade extraurbane secondarie quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Per le altre reti viarie extraurbane si utilizzerà il traffico di media percorrenza.

Il fattore λ_2 può essere ottenuto dalla tabella seguente per valori assegnati di Q_{m1} e di N_{Obs} .

Fattore λ_2

Q_{m1}	N_{Obs}							
	$0.25 \cdot 10^6$	$0.50 \cdot 10^6$	$0.75 \cdot 10^6$	$1.00 \cdot 10^6$	$1.25 \cdot 10^6$	$1.50 \cdot 10^6$	$1.75 \cdot 10^6$	$2.00 \cdot 10^6$
200	0.362	0.417	0.452	0.479	0.500	0.519	0.535	0.550
300	0.544	0.625	0.678	0.712	0.751	0.779	0.803	0.825
400	0.725	0.833	0.904	0.957	1.001	1.038	1.071	1.100
500	0.907	1.042	1.130	1.197	1.251	1.298	1.338	1.374
600	1.088	1.250	1.356	1.436	1.501	1.557	1.606	1.649

Fattore λ_3

λ_3 è un fattore che tiene conto della vita di progetto del ponte. In assenza di studi specifici, λ_3 può essere ottenuto mediante la relazione:

PROGETTAZIONE ATI:

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

dove t_{Ld} è la vita di progetto del ponte in anni che si assumerà pari a Vn . Il fattore λ_3 può essere ottenuto dalla tabella seguente per valori assegnati di t_{Ld} .

Fattore λ_3

Vita di progetto in anni	50	60	70	80	90	100	120
Fattore λ_3	0.871	0.903	0.931	0.956	0.979	1.000	1.037

Fattore λ_4

λ_4 è un fattore che tiene conto del traffico pesante sulle altre corsie.

In assenza di studi specifici, λ_4 può essere ottenuto mediante la relazione:

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

dove:

k è il numero di corsie con traffico pesante;

N_j è il numero annuo di autocarri nella corsia j .

In mancanza di dati si può assumere quanto segue: per le autostrade con 3 o più corsie per senso di marcia le corsie di marcia lenta in direzione "X" e "Y" sono equamente caricate in termini di numero annuo di autocarri e sono entrambe affiancate dalla adiacente corsia di marcia caricata a sua volta con un numero annuo di autocarri pari al 25% di quello valutato per la corsia di marcia lenta; per le altre autostrade e per le strade extraurbane principali si assumerà il numero di autocarri transitante solo sulle corsie di marcia lenta in direzione "X" e "Y" a loro volta equamente caricate; per le strade extraurbane secondarie si assumerà il numero di autocarri transitante sulla corsia di marcia in direzione "X" (pari a 0,5 milioni) uguale a quello transitante sulle corsie di marcia in direzione "Y".

Q_{mj} è il peso lordo medio degli autocarri nella corsia j . In mancanza di dati specifici si assumerà $Q_{mj} = Q_{m1}$

η_j è il coefficiente di ripartizione della j -esima corsia caricata.

Nel caso in esame $\lambda_4 \cong 1$

Fattore λ_{max}

λ_{max} è il valore massimo del fattore λ , che tiene conto del limite a fatica. In assenza di studi specifici, λ_{max} può essere ottenuto dalle figure seguenti.

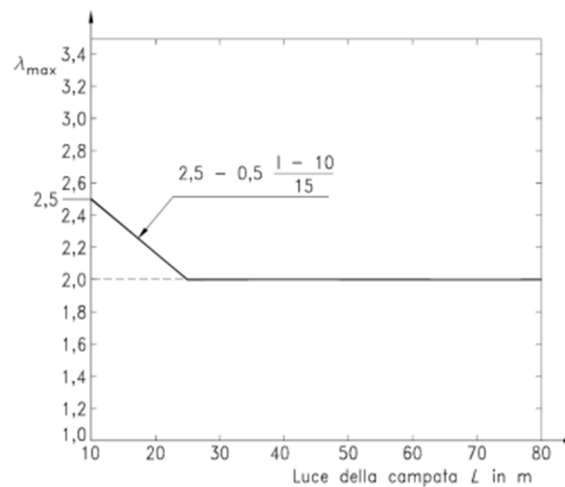


Figura 45 Fattore λ_{max} per le sezioni in campata di ponti stradali

PROGETTAZIONE ATI:

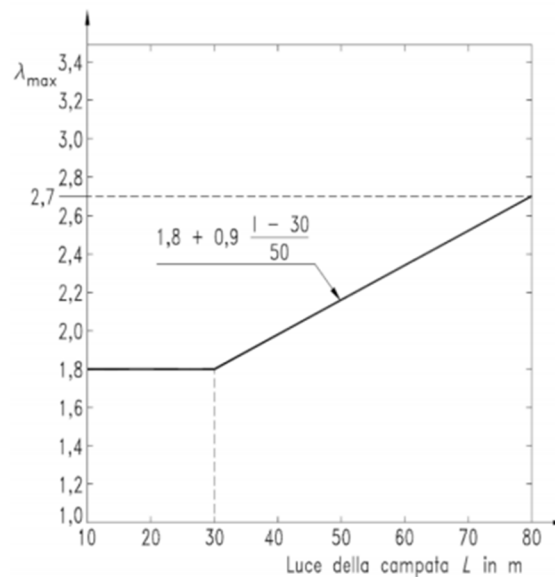


Figura 46 Fattore λ_{max} per le sezioni in prossimità degli appoggi di ponti stradali

Coefficienti parziali di sicurezza γ_M

Il coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica γ_M dipende sia dalla possibilità di individuare e riparare eventuali lesioni per fatica, sia dall'entità delle conseguenze della crisi per fatica dell'elemento.

Relativamente al primo punto, le strutture possono essere distinte in strutture poco sensibili e in strutture sensibili.

Si dice poco sensibile una struttura nella quale il mantenimento del richiesto livello di affidabilità nei riguardi dello stato limite di fatica può essere garantito attraverso un appropriato programma di ispezione, controllo, monitoraggio e riparazione delle lesioni di fatica, esteso alla vita di progetto della struttura.

Una struttura può essere classificata poco sensibile alla rottura per fatica se si verificano le seguenti circostanze:

- dettagli costruttivi, materiali e livelli di tensione tali da non essere sensibili alla fatica (ad esempio dimostrando tramite procedure analitiche e/o sperimentali che le eventuali lesioni presentino bassa velocità di propagazione e significativa lunghezza critica);
- disposizioni costruttive che permettano la redistribuzione degli sforzi (per esempio elementi che presentino gradi di iperstaticità strutturali);

PROGETTAZIONE ATI:

- dettagli idonei ad arrestare la propagazione delle lesioni;
- dettagli facilmente ispezionabili;
- prestabilite procedure di ispezione e di manutenzione atte a rilevare e riparare le eventuali lesioni.

In caso contrario, la struttura si dice sensibile.

I valori dei coefficienti γ_M da adottare nelle verifiche sono riportati nella tabella seguente

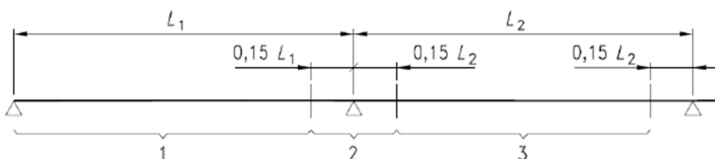
Sensibilità della struttura	Conseguenze della rottura per fatica	
	moderate	significative
Struttura <i>poco sensibile</i>	1.00	1.15
Struttura <i>sensibile</i>	1.15	1.35

Figura 47 Coefficienti parziali di sicurezza per le verifiche a fatica γ_M

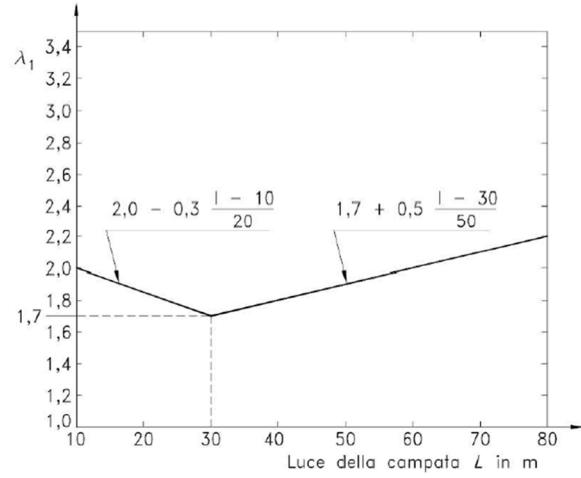
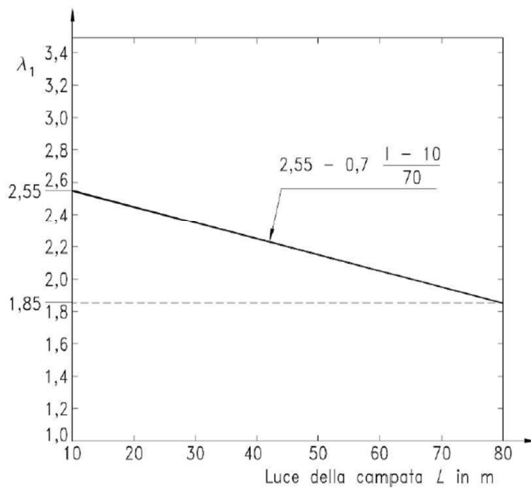
Le conseguenze della possibile crisi a fatica si distinguono in:

- significative: se relative ad elementi principali (travi principali, irrigidenti travi principali, traversi di testata, pioli, etc.), ovvero se il collasso di detti elementi comporta un forte danneggiamento dell'impalcato.
- moderate: se relative ad elementi secondari (diaframmi, controventi, traversi, travi di spina, elementi del deck della piastra ortotropa, etc.), ovvero se il collasso di tali elementi comporta una maggiore deformabilità della struttura, ma non il collasso per carichi frequenti da traffico, in quanto è possibile una redistribuzione degli sforzi.

Per il progetto in esame si assumerà che le strutture siano sensibili.

Determinazione coefficienti λ	
Sezioni in campata o in appoggio	
 <p>Legenda: 1 Sezione di campata 2 Sezione di appoggio 3 Sezione di campata</p>	
L campata	40
Sezioni in campata fino a	28
Sezioni in appoggio fino a	6

Coefficiente λ_1



	1
L campata	40
Sezioni in campata fino a	28
Fattore lamda 1	2,25
Sezioni in appoggio fino a	6
Fattore lamda 1	1,8

PROGETTAZIONE ATI:

Coefficiente λ_2

Fattore λ_2

Q _{m1}	N _{Obs}							
	0.25 10 ⁶	0.50 10 ⁶	0.75 10 ⁶	1.00 10 ⁶	1.25 10 ⁶	1.50 10 ⁶	1.75 10 ⁶	2.00 10 ⁶
200	0.362	0.417	0.452	0.479	0.500	0.519	0.535	0.550
300	0.544	0.625	0.678	0.712	0.751	0.779	0.803	0.825
400	0.725	0.833	0.904	0.957	1.001	1.038	1.071	1.100
500	0.907	1.042	1.130	1.197	1.251	1.298	1.338	1.374
600	1.088	1.250	1.356	1.436	1.501	1.557	1.606	1.649

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$





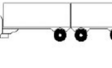
N _{Obs} =	500000	0	0
Q1	200 n1		40
Q2	310 n2		10
Q3	490 n3		30
Q4	390 n4		15
Q5	450 n5		5

Q_{m1}= 406,9755

Q_{m1,inf}= 400 λ_{2,sup}= 0,833

Q_{m1,sup}= 500 λ_{2,inf}= 1,042

λ₂= 0,847579

Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab.5.1-IX)	Intensità [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	COMPOSIZIONE DEL TRAFFICO		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0
	A B C C C	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0
	A B B B	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0
	A B C C C	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0

Coefficiente λ_3

V_n= 50 anni

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

λ₃= 0,871

Coefficiente λ_4

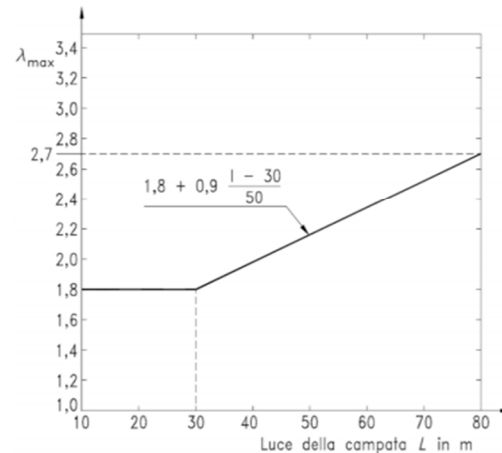
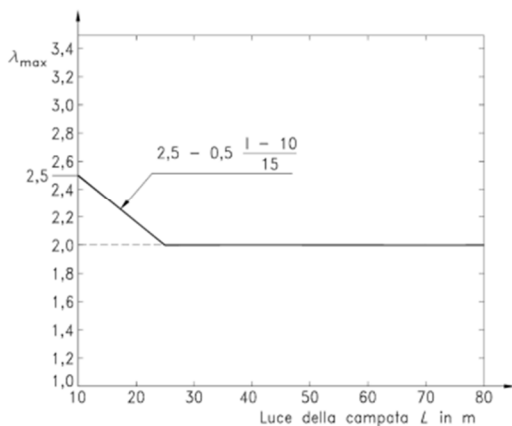
$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5}$$

k= 3 N° corsie
N1= 500000
N2= 125000

Qm= 406,9755
Qm2= 101,7439
 $\eta_1= 0,5$
 $\eta_2= 0,125$

$\lambda_4= 1$

Coefficiente λ_{max}



	1
L campata	40
Sezioni in campata fino a	28
Fattore lamda max campata	2
Sezioni in appoggio fino a	6
Fattore lamda max appoggio	1,98

PROGETTAZIONE ATI:

Prima dei risultati delle verifiche, a titolo illustrativo, si riporta una rappresentazione grafica delle tensioni risultanti nelle travi generate dallo schema di carico 3 (descritto nel presente paragrafo oltre che nel capitolo delle azioni di progetto) per le verifiche a fatica.

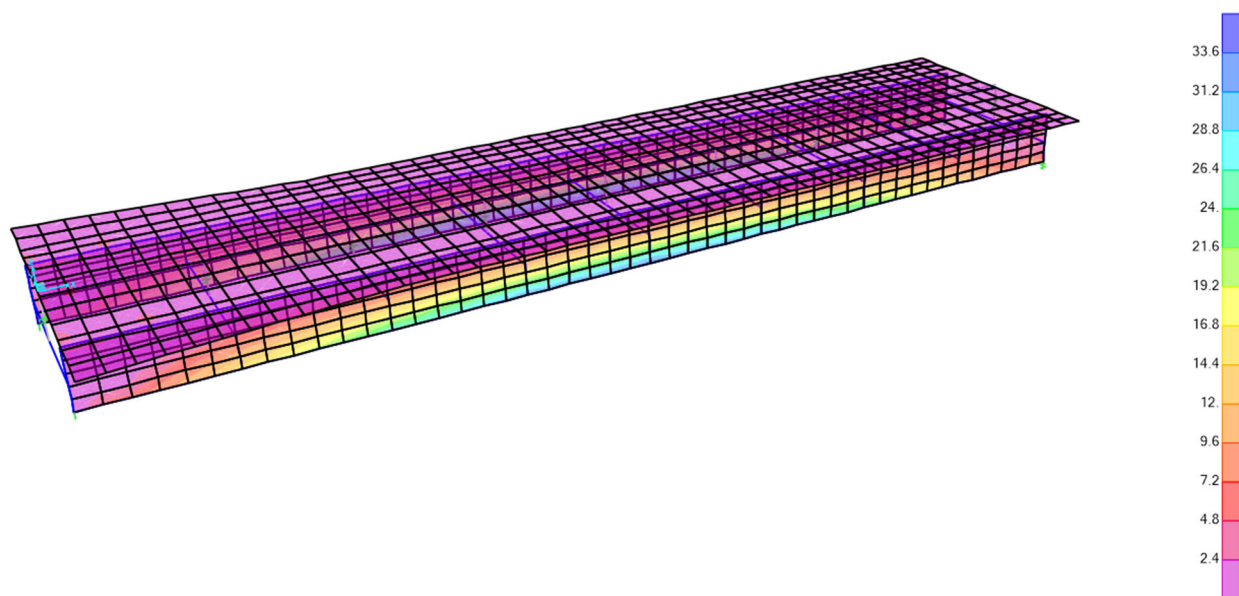


Figura 48: Tensioni per verifiche a fatica

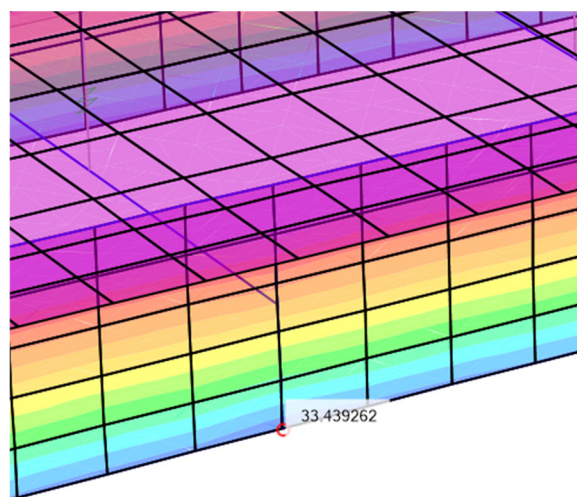


Figura 49: Tensioni per verifiche a fatica – Sezione di mezzeria

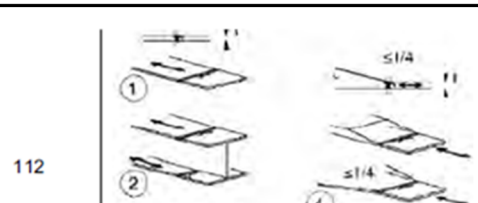
PROGETTAZIONE ATI:

Verifica fatica Ala-Anima (mezzeria)

Scheda verifica elemento			
Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
125		Continuous longitudinal welds: 1) Automatic or fully mechanized butt welds carried out from both sides. 2) Automatic or fully mechanized fillet welds. Cover plate ends to be checked using detail 6) or 7) in Table 8.5.	Details 1) and 2): No stop/start position is permitted except when the repair is performed by a specialist and inspection is carried out to verify the proper execution of the repair.
Conseguenze del danneggiamento significative			
$\Delta\sigma_p$	33,500	Lamda1	2,250
campata n°	1	Lamda2	0,848
Posizione Campata		Lamda3	0,871
		Lamda4	1,000
		LamdaMax	2,000
lamda	1,660	γM	1,35
$\Delta\sigma_{E,d}$	55,616	$\Delta\sigma_c$	125
γf	1,000		
$\Delta\sigma_c/\gamma M = 92,593 > 55,616 = \Delta\sigma_{E,d} \cdot \gamma f$ Verifica soddisfatta			

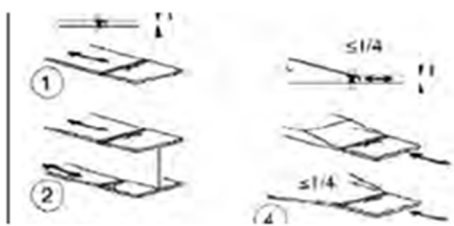
PROGETTAZIONE ATI:

Verifica fatica Ala-Ala (Conci 1-2 e 4-5)

Scheda verifica elemento			
			
Conseguenze del danneggiamento		significative	
$\Delta\sigma_p$	17,600	Lamda1	2,250
campata n°	1	Lamda2	0,848
Posizione Campata		Lamda3	0,871
		Lamda4	1,000
		LamdaMax	2,000
lamda	1,660	γM	1,35
$\Delta\sigma_{Ed}$	29,219	$\Delta\sigma_c$	112
γf	1,000		
$\Delta\sigma_c/\gamma M = 82,963 > 29,219 = \Delta\sigma_{Ed} \cdot \gamma f$ Verifica soddisfatta			

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica fatica Ala-Ala (Conci 2-3 e 3-4)

Scheda verifica elemento			
112			
Conseguenze del danneggiamento		significative	
$\Delta\sigma_p$	29,700	Lamda1	2,250
campata n°	1	Lamda2	0,848
Posizione	Campata	Lamda3	0,871
		Lamda4	1,000
		LamdaMax	2,000
lamda	1,660	γM	1,35
$\Delta\sigma_{E,d}$	49,308	$\Delta\sigma_c$	112
γ_f	1,000		
$\Delta\sigma_c/\gamma_M = 82,963 > 49,308 = \Delta\sigma_{E,d} \cdot \gamma_f$ Verifica soddisfatta			

PROGETTAZIONE ATI:

13. CALCOLO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI SECONDARI

13.1. DIAFRAMMI E TRAVE DI SPINA

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di resistenza per gli elementi in acciaio, quali traversi e trave di spina. Si riporta innanzitutto una mappatura grafica dei tassi di lavoro degli elementi.

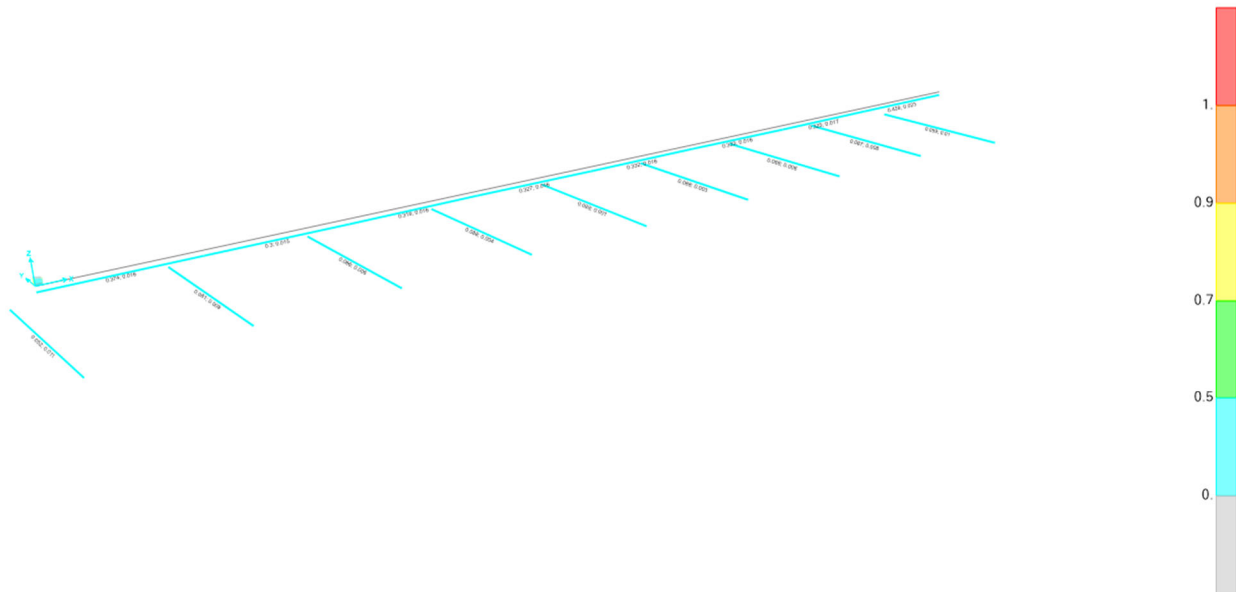


Figura 50: Mappatura tassi di lavoro elementi in acciaio

Si riportano inoltre i risultati delle verifiche in forma tabellare. In una prima tabella riassuntiva si riporta la sola verifica più gravosa per ogni elemento; nelle successive tabelle si riportano invece i risultati per esteso, per le sollecitazioni di pressoflessione e taglio.

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Eurocode 3-2005							
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	m
161	Trave di spina	Brace	No Messages	0.327102294	PMM	ENV SLU	5.011546667
162	Trave di spina	Brace	No Messages	0.391699876	PMM	ENV SLU	5.011546667
163	Trave di spina	Brace	No Messages	0.444743214	PMM	ENV SLU	5.011546667
164	Trave di spina	Brace	No Messages	0.480614298	PMM	ENV SLU	5.011546667
165	Trave di spina	Brace	No Messages	0.495651309	PMM	ENV SLU	5.011546667
166	Trave di spina	Brace	No Messages	0.504035297	PMM	ENV SLU	5.011546667
167	Trave di spina	Brace	No Messages	0.503467645	PMM	ENV SLU	5.011546667

PROGETTAZIONE ATI:

168	Trave di spina	Brace	No Messages	0.493475186	PMM	ENV SLU	5.011546667
169	Trave di spina	Brace	No Messages	0.479472884	PMM	ENV SLU	0.835257778
170	Trave di spina	Brace	No Messages	0.429956649	PMM	ENV SLU	0.835257778
171	Trave di spina	Brace	No Messages	0.378402284	PMM	ENV SLU	0.835257778
172	Trave di spina	Brace	No Messages	0.328314125	PMM	ENV SLU	0.835257778
5	Traverso appoggio	Beam	No Messages	0.480577162	PMM	ENV SLU	0
13	Traverso in campata	Beam	No Messages	0.534269805	PMM	ENV SLU	0.5
24	Traverso in campata	Beam	No Messages	0.503273379	PMM	ENV SLU	3.5
35	Traverso in campata	Beam	No Messages	0.475326124	PMM	ENV SLU	3.5
46	Traverso in campata	Beam	No Messages	0.440538505	PMM	ENV SLU	3.5
57	Traverso in campata	Beam	No Messages	0.397841192	PMM	ENV SLU	3.5
68	Traverso in campata	Beam	No Messages	0.392280025	PMM	ENV SLU	3.5
79	Traverso in campata	Beam	No Messages	0.431245407	PMM	ENV SLU	3.5
90	Traverso in campata	Beam	No Messages	0.476437836	PMM	ENV SLU	4.5
101	Traverso in campata	Beam	No Messages	0.516220262	PMM	ENV SLU	3.5
112	Traverso in campata	Beam	No Messages	0.547212869	PMM	ENV SLU	3.5
123	Traverso in campata	Beam	No Messages	0.615666384	PMM	ENV SLU	0
134	Traverso appoggio	Beam	No Messages	0.391668579	PMM	ENV SLU	0

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - Eurocode 3-2005									
DesignSect	DesignType	Status	Combo	Location	Equation	TotalRatio	PRatio	MMajRatio	MMinRatio
Text	Text	Text	Text	m	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Trave di spina	Beam	No Messages	ENV SLU	4.998504113	6.3.3(4)-6.62	0.38	0.06	0.30	0.02
Trave di spina	Beam	No Messages	ENV SLU	4.998504113	6.3.3(4)-6.62	0.41	0.08	0.31	0.02
Trave di spina	Beam	No Messages	ENV SLU	4.998504113	6.3.3(4)-6.62	0.47	0.09	0.35	0.02
Trave di spina	Beam	No Messages	ENV SLU	4.998504113	6.3.3(4)-6.62	0.49	0.09	0.37	0.02
Trave di spina	Beam	No Messages	ENV SLU	1.665004117	6.3.3(4)-6.62	0.49	0.09	0.37	0.02
Trave di spina	Beam	No Messages	ENV SLU	0.831629118	6.3.3(4)-6.62	0.46	0.09	0.35	0.02
Trave di spina	Beam	No Messages	ENV SLU	0.831629118	6.3.3(4)-6.62	0.41	0.08	0.31	0.02
Trave di spina	Beam	No Messages	ENV SLU	0.831629118	6.3.3(4)-6.62	0.32	0.06	0.24	0.03
Traverso appoggio	Beam	No Messages	ENV SLU	0	6.3.3(4)-6.62	0.44	0.01	0.25	0.17
Traverso in campata	Beam	No Messages	ENV SLU	3.5	6.3.3(4)-6.62	0.44	0.00	0.30	0.14
Traverso in campata	Beam	No Messages	ENV SLU	3.5	6.3.3(4)-6.62	0.45	0.00	0.34	0.11
Traverso in campata	Beam	No Messages	ENV SLU	3.5	6.3.3(4)-6.62	0.41	0.00	0.35	0.06
Traverso in campata	Beam	No Messages	ENV SLU	3.5	6.3.3(4)-6.62	0.37	0.00	0.35	0.02
Traverso in campata	Beam	No Messages	ENV SLU	3.5	6.3.3(4)-6.62	0.42	0.00	0.35	0.07
Traverso in campata	Beam	No Messages	ENV SLU	3.5	6.3.3(4)-6.62	0.46	0.00	0.35	0.11
Traverso in campata	Beam	No Messages	ENV SLU	3.5	6.3.3(4)-6.62	0.49	0.00	0.34	0.14
Traverso appoggio	Beam	No Messages	ENV SLU	0	6.3.3(4)-6.62	0.49	0.01	0.31	0.17

PROGETTAZIONE ATI:

TABLE: Steel Design 3 - Shear Details - Eurocode 3-2005													
DesignSect	Design Type	VMajorCombo	VMajorLoc	VMajorRatio	VsdMajorDsgn	VrdMajor	TuMajor	VMinorCombo	VMinorLoc	VMinorRatio	VsdMinorDsgn	VrdMinor	TuMinor
Text	Text	Text	m	Unitless	KN	KN	KN-m	Text	m	Unitless	KN	KN	KN-m
Trave di spina	Beam	ENV SLU	0	0.37	957.0	2557.9	2.0	ENV SLU	4.998504113	0.02	79.8	4919.0	120.7
Trave di spina	Beam	ENV SLU	5.000249994	0.30	767.8	2557.9	116.0	ENV SLU	4.998504113	0.02	76.0	4919.0	116.0
Trave di spina	Beam	ENV SLU	5.000249994	0.32	813.8	2557.9	111.3	ENV SLU	4.998504113	0.02	76.7	4919.0	111.3
Trave di spina	Beam	ENV SLU	5.000249994	0.33	837.1	2557.9	111.8	ENV SLU	4.998504113	0.02	77.0	4919.0	111.8
Trave di spina	Beam	ENV SLU	5.000249994	0.33	849.7	2557.9	111.5	ENV SLU	4.998504113	0.02	80.8	4919.0	111.5
Trave di spina	Beam	ENV SLU	5.000249994	0.33	851.9	2557.9	116.8	ENV SLU	4.998504113	0.02	76.5	4919.0	116.8
Trave di spina	Beam	ENV SLU	5.000249994	0.33	832.5	2557.9	128.5	ENV SLU	4.998504113	0.02	85.6	4919.0	128.5
Trave di spina	Beam	ENV SLU	5.000249994	0.43	1096.0	2557.9	179.2	ENV SLU	4.998504113	0.02	115.4	4919.0	179.2
Traverso appoggio	Beam	ENV SLU	0	0.05	543.4	10477.5	0.7	ENV SLU	0.5	0.01	70.1	6558.7	0.7
Traverso in campata	Beam	ENV SLU	0	0.08	366.7	4525.5	0.3	ENV SLU	0	0.01	45.9	5902.8	0.3
Traverso in campata	Beam	ENV SLU	0	0.09	388.2	4525.5	0.3	ENV SLU	0	0.01	35.2	5902.8	0.3
Traverso in campata	Beam	ENV SLU	0	0.09	396.3	4525.5	0.1	ENV SLU	0	0.00	21.2	5902.8	0.1
Traverso in campata	Beam	ENV SLU	0	0.09	396.4	4525.5	0.1	ENV SLU	0	0.00	6.0	5902.8	0.1
Traverso in campata	Beam	ENV SLU	0	0.09	397.2	4525.5	0.2	ENV SLU	0	0.00	20.4	5902.8	0.2
Traverso in campata	Beam	ENV SLU	0	0.09	400.2	4525.5	0.3	ENV SLU	0	0.01	34.0	5902.8	0.3
Traverso in campata	Beam	ENV SLU	7	0.09	392.5	4525.5	0.3	ENV SLU	0	0.01	44.6	5902.8	0.3
Traverso appoggio	Beam	ENV SLU	0	0.06	615.9	10477.5	0.3	ENV SLU	3.5	0.01	67.5	6558.7	0.3

PROGETTAZIONE ATI:

14. CONNETTORI

I connettori di collegamento sono calcolati, secondo quanto prescritto dal D.M. del 17 Gennaio 2018, per resistere allo scorrimento all'interfaccia piattabanda superiore – soletta, valutata mediante la teoria elastica della trave. Tali scorrimenti sono calcolati per combinazioni SLU e sono confrontati con quelli ammissibili per la configurazione di pioli adottata.

Le connessioni sono realizzate con pioli dotati di testa aventi diametro 22 mm ed altezza 250 mm. Le caratteristiche meccaniche previste per il materiale sono riportate qui di seguito:

$$f_{uk} \geq 450 \text{ MPa}$$

$f_{yk} \geq 350 \text{ MPa}$ La resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena, può essere assunta pari al minore dei seguenti valori (in accordo con il punto 4.3.4.3.1.2 del D.M. 17/01/2018):

$$P_{Rd,a} = \frac{0,8 \cdot f_t \cdot (\pi d^2 / 4)}{\gamma_v}$$

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{0,5}}{\gamma_v}$$

dove :

- γ_v : fattore parziale definito al punto 4.3.3 del D.M. 17/01/2018, pari a 1,25;
- f_t : resistenza a rottura dell'acciaio del piolo, assunta pari a 450 MPa (comunque minore di 500 MPa);
- d : diametro del piolo compreso tra 16 e 25 mm (pari a 22 mm nel caso in esame);
- h_{sc} : altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo (pari a 250 mm nel caso in esame);
- α : calcolato come:

$$\alpha = 0,2 \cdot (h_{sc}/d + 1) \quad \text{per } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4$$

$$\alpha = 1,0 \quad \text{per } h_{sc}/d > 4$$

Nel caso in esame α risulta essere pari a 1.

Con f_{ck} pari a 35 MPa ed E_c pari a 34077 MPa si ottiene :

Pioli $\Phi 22$ mm:

$$P_{Rd,a} = 109.48 \text{ kN}$$

PROGETTAZIONE ATI:

$$P_{Rd,c} = 122.63 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,a}; P_{Rd,c}) = 109.48 \text{ kN}$$

In ogni sezione e nelle combinazioni di carico analizzate lo scorrimento da riprendere con i connettori è stato valutato calcolando in ogni sezione la tensione tangenziale al livello dell'interfaccia tra soletta e trave in acciaio per mezzo della formula di Jourawski:

$$S = \tau \cdot b \cdot \Delta z = \frac{V_{Sd} \cdot S_n}{I_n} \cdot \Delta z$$

con S_n momento statico della soletta in c.a. rispetto al baricentro della sezione complessiva, I_n momento d'inerzia rispetto all'asse baricentrico orizzontale della sezione complessiva e V_{Sd} taglio agente nel tratto Δz considerato.

Si riportano di seguito le verifiche a SLU per il tratto di trave più sollecitato.

γ_v [-]	1.25	coefficiente parziale sicurezza	S_n [cm ³]	132433			
f_t [N/mm ²]	450	resistenza ultima del piolo	V [kg]	551173.47	5401.50	[kN]	
f_{ck} [N/mm ²]	35	resistenza cilindrica cls	I_n [cm ⁴]	36548249			
d [mm]	22	diámetro piolo	Δz [cm]	500			
α [-]	1	=1 per pioli duttili con $h/d > 4$	S [kg]	998593.35	9786.21	[kN]	Scorrimento
E_c [N/mm ²]	34077	valore medio del modulo di resistenza secante del cls	n.pioli	89.4			
$P_{Rd,a}$ [kN]	109.48	Resistenza a taglio del connettore	n.pioli/m	17.9			
$P_{Rd,c}$ [kN]	122.63	Resistenza rifollamento cls	n.file	4			
P_{Rd} [kN]	109.48	Resistenza del connettore	passo pioli [cm]	22.4			

Al fine di avere un numero di pioli superiore a quello necessario, per tutto lo sviluppo del viadotto si dispongono 4 pioli $\Phi 22$ con passo 200 mm su ciascuna trave principale.

15. SOLETTA DI IMPALCATO

15.1. GEOMETRIA DELLA SOLETTA

Nel viadotto in oggetto la larghezza della soletta è pari a 11,0 m tranne che per un tratto d'estremità dell'impalcato di 10,0 m in corrispondenza della spalla Sp1 (spalla mobile) nel quale la larghezza varia da 11,0 m a 13,0 m. Pertanto nei paragrafi a seguire viene presentata la verifica della soletta, per le combinazioni di carico significative, per due sezioni di soletta, ossia quella di dimensione trasversale pari a 11,0 m sia quella di 13,0 m.

15.2. VERIFICA DELLA SOLETTA IN C.A. DI 11,0 M

La soletta di seguito verificata presenta una larghezza massima di 11,0 m con sbalzi laterali da 2,0 m e spessore di 35 cm, al lordo delle lastre tipo *predalles* da 6 cm. La pavimentazione presenta spessore pari ad 11 cm mentre i cordoli hanno una larghezza di 0,75 m ciascuno.

La geometria della sezione trasversale dell'impalcato è riportata nella seguente figura:

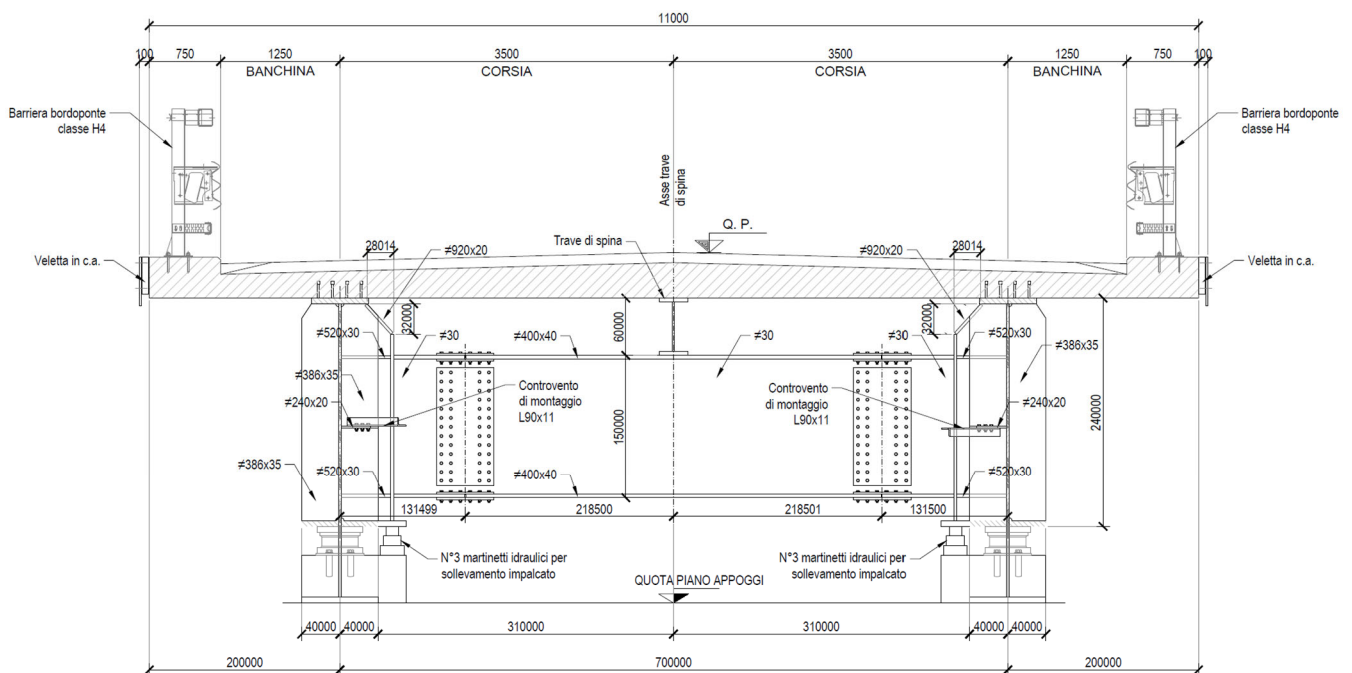


Figura 51: Sezione trasversale dell'impalcato su asse appoggi

PROGETTAZIONE ATI:

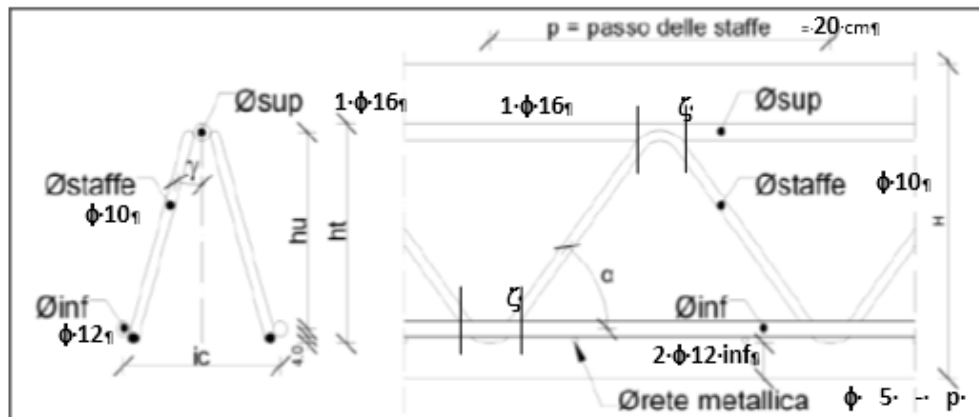


Figura 52: Schema tralicci

L'armatura della predalle è costituita da tralicci disposti ogni 40 cm, cioè in numero di 6 per ogni lastra con la caratteristica della continuità (senza cioè alcuna interruzione in corrispondenza delle 2 travi principali) salva le necessarie "tasche" per il comodo inserimento in corrispondenza dei pioli Nelson.

Armatura per ogni lastra da 2,40m:

- Corrente inferiore costituito da 12 φ 12 immersi nel fondello
- Corrente superiore costituito da 6 φ 16 liberi
- Staffe f 10 dei tralicci parte immersi e parte liberi

15.3. CALCOLO E VERIFICA ARMATURA TRASVERSALE SOLETTA E PREDALLE

15.3.1. FASE 1

Posa in opera delle predalles da 6 cm.

Si opera sullo schema statico della trave su tre appoggi, con appoggio centrale svincolato a momento.

- P. P. predalles da 6 cm nel tratto A-A': $0,06m * 25kN/m^3 * 2,40m * 1,35 = 4,86 kN/m$

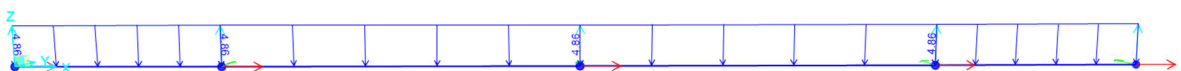


Figura 53: Carico del peso proprio delle predalles

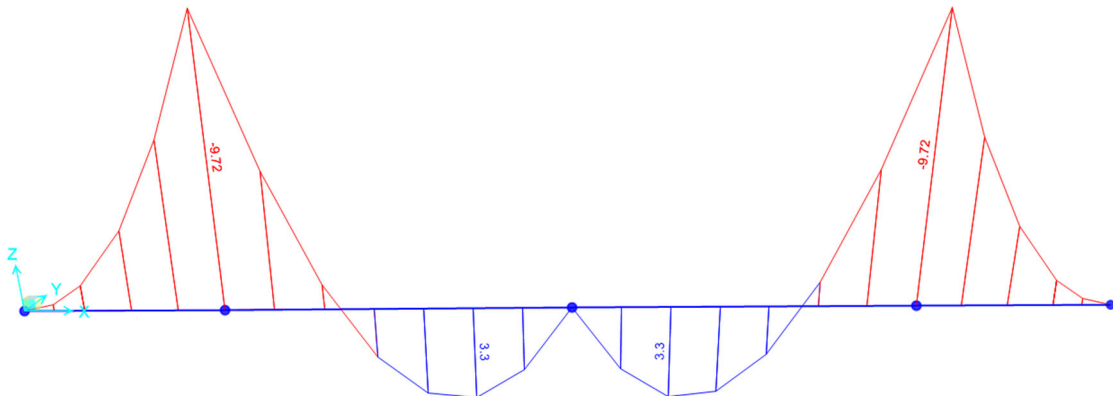


Figura 1: Diagramma momento dovuto al peso proprio predalles

Verica Sezione A

Combinazione Di Carico: 1 (Momento Sugli Appoggi $M_x = -9.72$ kN m)

Sezione Predalla a traliccio armata con:

Corrente inferiore costituito da **12 $\Phi 12$ immersi** nel fondello

Corrente superiore costituito da **6 $\Phi 16$ liberi**

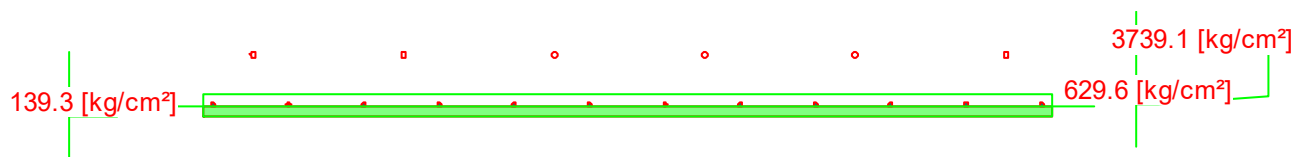


Figura 54: Sezione resistente delle predalle, sollecitata a momento negativo

Azione	Sd	Sr	
N	0	0	[Kg]
M_x	-991,16	-7425,4	[Kgm]

PROGETTAZIONE ATI:

My	0	0	[Kgm]
Sd/Sr=0.13			

15.3.2. FASE 2

Dopo la posa in opera delle predalles, si inizia il getto di calcestruzzo ($g_m = 25 \text{ kN/m}^3$) nelle zone B-B', vale a dire nelle campate e a cavallo delle 2 travi principali in modo da stabilizzare ulteriormente le predalles. In tale fase la sezione resistente è ancora costituita dalle sole predalles.

- P. P. predalles da 6 cm nel tratto A-A': $0,06\text{m} * 25 \text{ kN/m}^3 * 2,40\text{m} * 1,35 = 4,86 \text{ kN/m}$
- P.P. calcestr. fluido da 34 cm nel tratto B-B': $0,30\text{m} * 25 \text{ kN/m}^3 * 2,40\text{m} * 1,35 = 24,3 \text{ kN/m}$

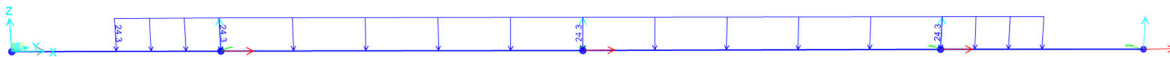


Figura 55: Carico del peso proprio del calcestruzzo fresco nella fase B-1

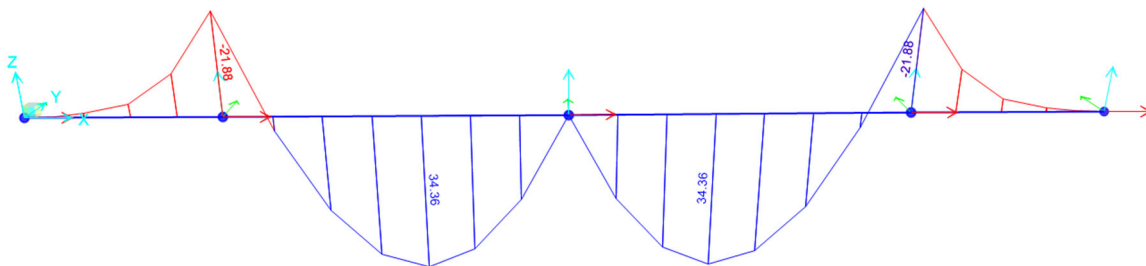


Figura 2: Diagramma momento fine fase 2

Verifica sezione A

Combinazione di Carico: 1 (momento sugli appoggi $M_x = -21,88 \text{ kn m}$)

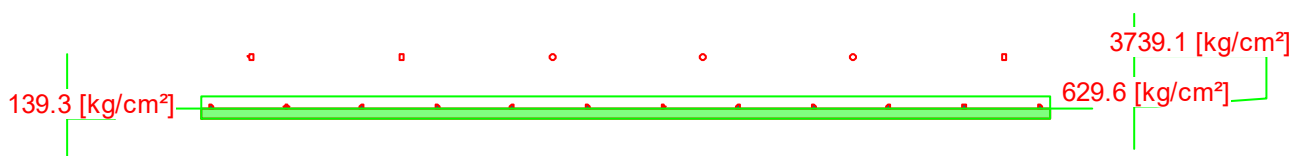


Figura 56: Sezione resistente Predalles, sollecitata a momento negativo

PROGETTAZIONE ATI:

Azione	Sd	Sr	
N	0	0	[Kg]
Mx	-2231,16	-7425,4	[Kgm]
My	0	0	[Kgm]
Sd/Sr=0.30			

Verifica resistenza Sezione B

Combinazione di Carico: 2 (momento in campata Mx= 34,36 kn m)

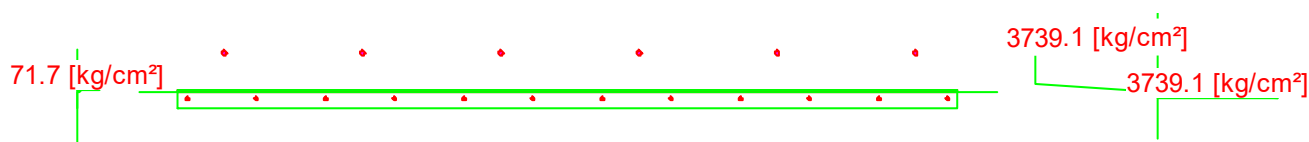


Figura 57: Sezione resistente Predalles, sollecitata a momento positivo

Azione	Sd	Sr	
N	0	0	[Kg]
Mx	3436,0	6471,6	[Kgm]
My	0	0	[Kgm]
Sd/Sr=0.53			

Verifica instabilità corrente superiore

In tale condizione di carico, le armature superiori delle predalles sono compresse pertanto va effettuata anche la verifica di stabilità dei tondini.

$$N = (0.374 \text{ kN/mm} \times 201 \text{ mm}^2) / 6 = 12,53 \text{ kN}$$

PROGETTAZIONE ATI:

essendo $L = 200$ mm la distanza tra due onde consecutive del traliccio, $E = 210000$ N/mm², $I = 3217$ mm⁴

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I / L^2 = 166690 \text{ N} = 166,69 \text{ kN}$$

$$\lambda = (A \cdot f_{yk} / N_{cr})^{0.5} = (201 \times 450 / 166690)^{0.5} = 0,737$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,737 - 0,2) + 0,737^2] = 0,90$$

α = fattore di imperfezione = 0,49 per il profilo in esame

$$\chi = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda^2)^{0.5}] = 1 / [0,90 + (0,90^2 - 0,737^2)^{0.5}] = 0,706$$

$N_{b,Rd} = 0,706 \times 201 \times 450 / 1,15 = 55528 \text{ N} > 12530 \text{ N}$, quindi la verifica è soddisfatta.

15.3.3. FASE 3

Si completa il getto dei tronchetti AB e B'A'

In questo caso si opera uno schema statico di trave continua su tre appoggi dato che il cls in mezzzeria alle due travi principali si è oramai indurito. La sezione resistente sia in campata che sugli appoggi è costituita dalle armature e dalla intera soletta. E' utile precisare che nella sezione C, zona di getto, la sezione resistente è ancora data dalla sola predalla.

- P. P. predalles da 6 cm nel tratto A-A': $0,06\text{m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,40\text{m} \cdot 1,35 = 4,86 \text{ kN/m}$
- P.P. calcestr. nel tratto A-A' $0,30\text{m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,40\text{m} \cdot 1,35 = 24,3 \text{ kN/m}$

PROGETTAZIONE ATI:

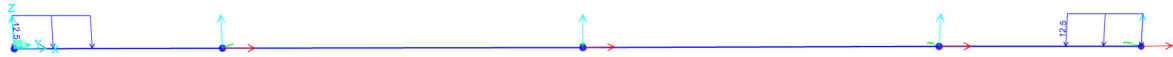


Figura 3: schema di carico del getto della soletta sugli sbalzi laterali alle travi principali

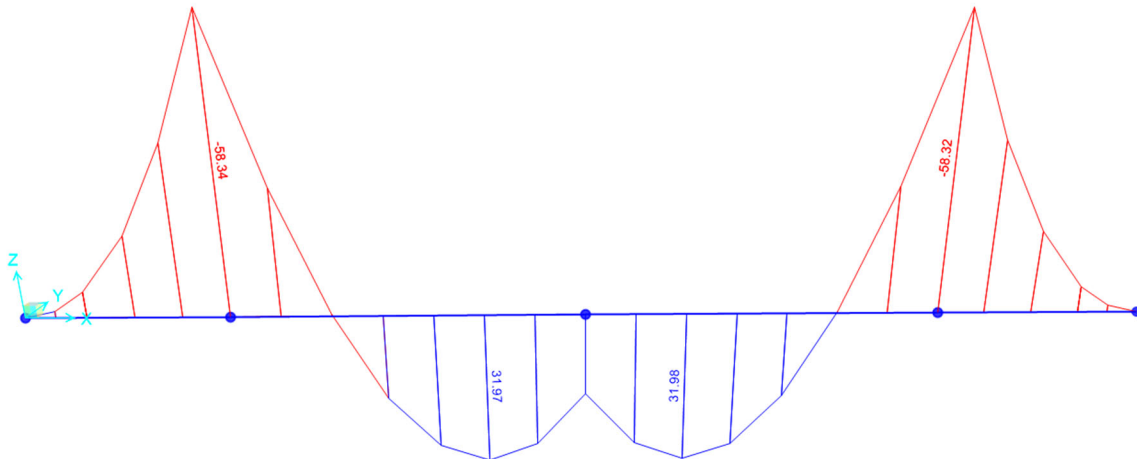


Figura 4: Diagramma momento fine fase 3

Verifica Sezione A

Combinazione di Carico: 1 (momento sugli appoggi $M_x = -58,34 \text{ kN m}$)

Sezione Soletta piena armata con:

Armatura inferiore 12 $\Phi 18/20\text{cm}$

Armatura superiore 12 $\Phi 16/20\text{cm}$

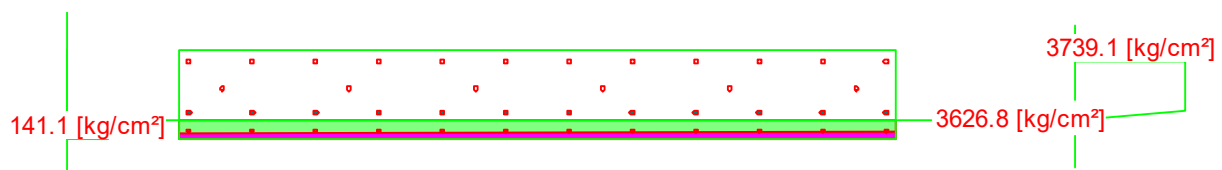


Figura 58: Sezione resistente Soletta indurita, sollecitata a momento negativo

PROGETTAZIONE ATI:

Azione	Sd	Sr	
N	0	0	[Kg]
Mx	-5834,0	32849,8	[Kgm]
My	0	0	[Kgm]
Sd/Sr=0.18			

Verifica Sezione B

Combinazione di Carico: 2 (momento in campata Mx= 31,97 kN m)

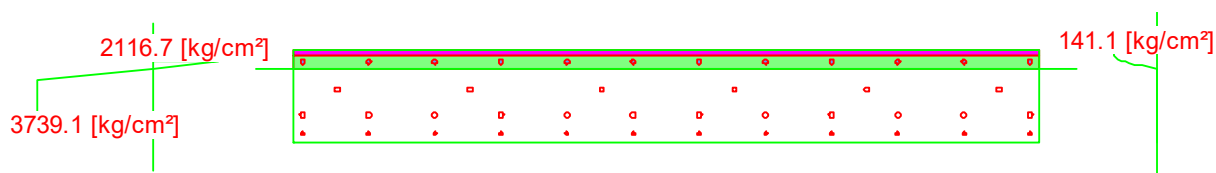
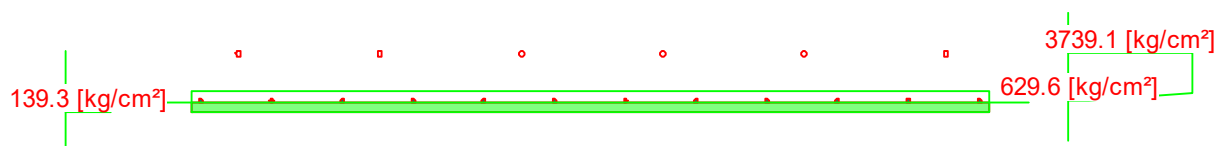


Figura 59: Sezione resistente Soletta indurita, sollecitata a momento positivo

Azione	Sd	Sr	
N	0	0	[Kg]
Mx	3197	37602,7	[Kgm]
My	0	0	[Kgm]
Sd/Sr=0.09			

Verifica Sezione C

Combinazione di Carico: 3 (momento su appoggio Mx= -34,21 kN m)



PROGETTAZIONE ATI:

Figura 60: Sezione resistente all'interfaccia di getto, sollecitata a momento negativo

Azione	Sd	Sr	
N	0	0	[Kg]
Mx	-3421,0	-7425,4	[Kgm]
My	0	0	[Kgm]
Sd/Sr=0.46			

15.3.4. FASE 4

Si applicano i carichi permanenti

Lo schema di calcolo è di trave continua e la sezione resistente è data dalla intera soletta.

G1

- P. P. predalles da 6 cm nel tratto A-A': $0,06m * 25 \text{ kN/m}^3 * 2,40m * 1,35 = 4,86 \text{ kN/m}$
- P.P. calcestr. da 34 cm nel tratto A-A': $0,30m * 25 \text{ kN/m}^3 * 2,40m * 1,35 = 24,3 \text{ kN/m}$

G2

- Binder e usura: $0,115 \text{ m} * 24 \text{ kN/m}^3 * 2,40m * 1,5 = 9.94 \text{ kN/m}$

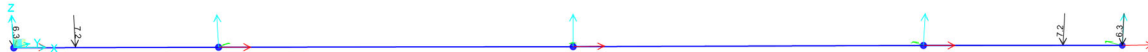


Figura 5: Schema di carico per binder e usura

- Cordolo in c.a.: $0,75m * 0,18m * 25 \text{ kN/m}^3 * 2,40m * 1,5 = 12.15 \text{ kN}$



Figura 6: Schema di carico cordoli

- Veletta prefabbricata: $1.75 \text{ kN/m} * 2,40m * 1,5 = 6,3 \text{ kN}$
- Barriera: $2 \text{ kN/m} * 2,40 \text{ m} * 1,5 = 7,2 \text{ kN}$

PROGETTAZIONE ATI:

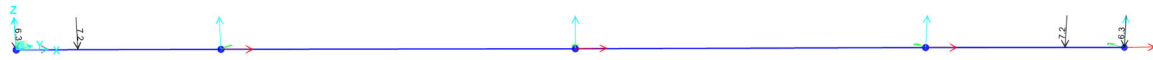


Figura 7: Schema di carico barriere e velette

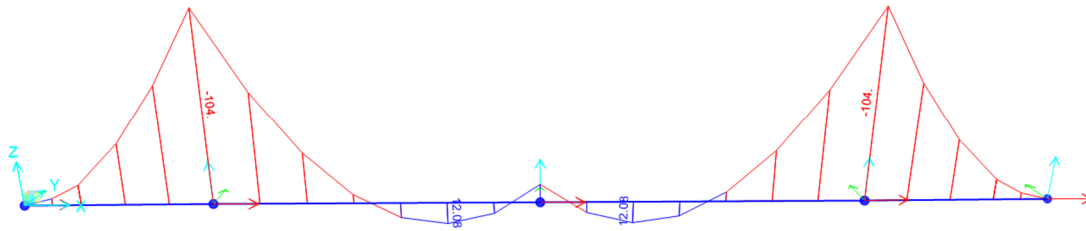


Figura 8: Diagramma del momento dovuto alla fase di esercizio

Verifica sezione A

Combinazione di Carico: 1 (momento sugli appoggi $M_x = 29458,0 \text{ kg m}$)

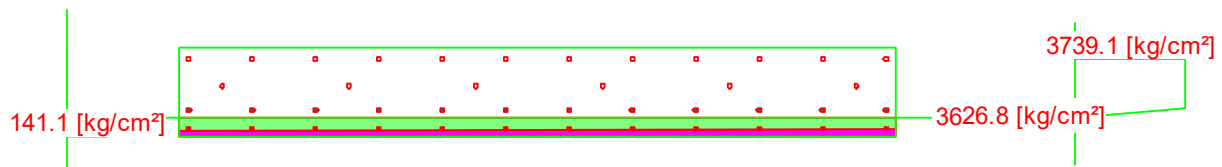


Figura 61: Sezione resistente in appoggio

Azione	Sd	Sr	
N	0	0	[Kg]
Mx	-10400	-32849,8	[Kgm]
My	0	0	[Kgm]
Sd/Sr=0.32			

Verifica sezione B

PROGETTAZIONE ATI:

Combinazione di Carico: 2 (momento in campata $M_x = 4276,0 \text{ kg m}$)

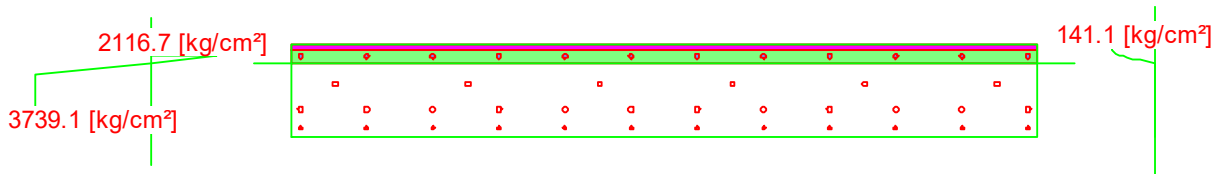


Figura 62: Sezione resistente Soletta

Azione	Sd	Sr	
N	0	0	[Kg]
M_x	1208,0	37602,7	[Kgm]
M_y	0	0	[Kgm]
Sd/Sr=0.03			

15.4. VERIFICA DELLA SOLETTA IN C.A. DI 13,0 M

La soletta di seguito verificata presenta una larghezza massima di 13,0 m con sbalzi laterali da 3,0 m e spessore di 35 cm, al lordo delle lastre tipo *predalles* da 6 cm. La pavimentazione presenta spessore pari ad 11 cm mentre i cordoli hanno una larghezza di 0,75 m ciascuno.

La geometria della sezione trasversale dell'impalcato è riportata nella seguente figura:

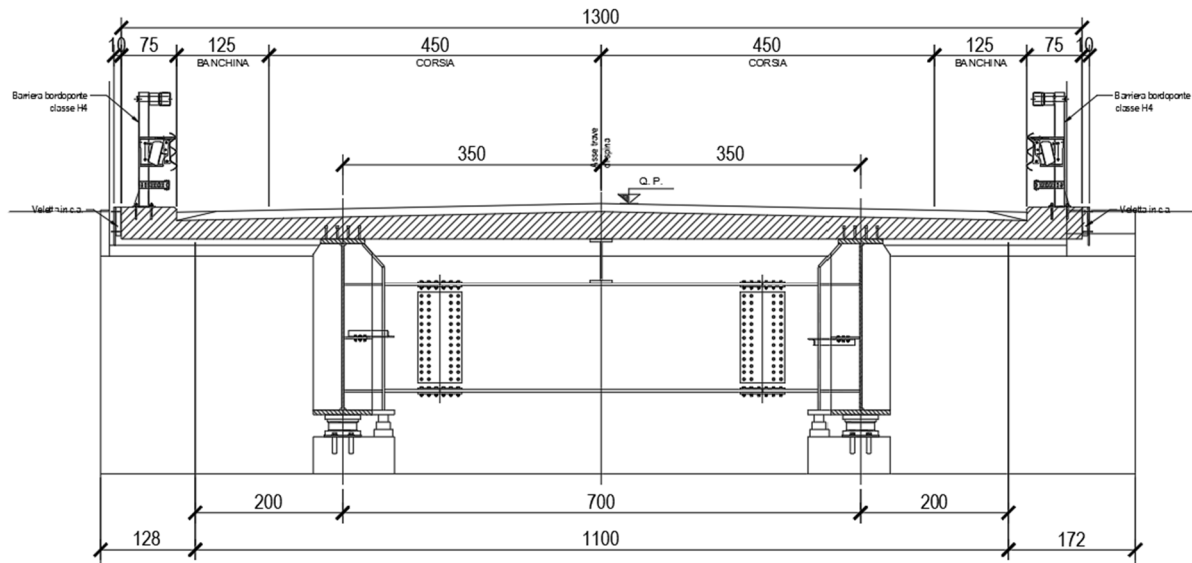


Figura 63: Sezione trasversale dell'impalcato su asse appoggi

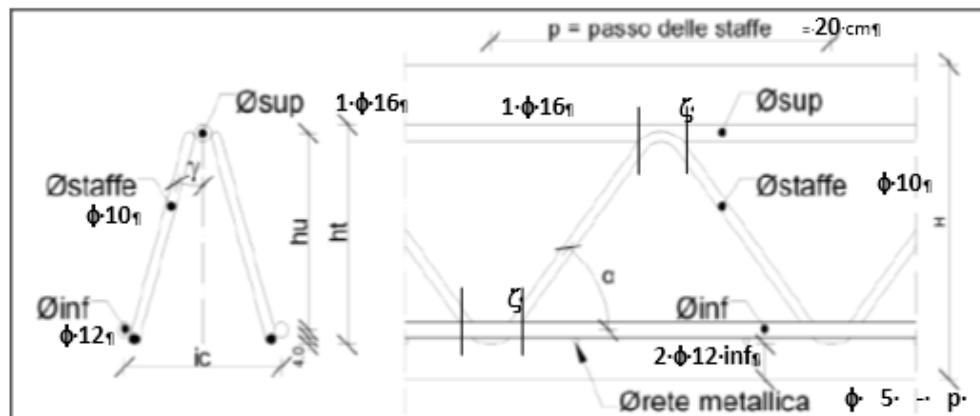


Figura 64: Schema tralicci

L'armatura della predalle è costituita da tralicci disposti ogni 40 cm, cioè in numero di 6 per ogni lastra con la caratteristica della continuità (senza cioè alcuna interruzione in corrispondenza delle 2 travi principali) salva le necessarie "tasche" per il comodo inserimento in corrispondenza dei pioli Nelson.

Armatura per ogni lastra da 2,40m:

- Corrente inferiore costituito da 12 φ 12 immersi nel fondello
- Corrente superiore costituito da 6 φ 16 liberi
- Staffe f 10 dei tralicci parte immersi e parte liberi

PROGETTAZIONE ATI:

15.5. CALCOLO E VERIFICA ARMATURA TRASVERSALE SOLETTA E PREDALLE

15.5.1. FASE 1

Posa in opera delle predalles da 6 cm.

Si opera sullo schema statico della trave su tre appoggi, con appoggio centrale svincolato a momento.

- P. P. predalles da 6 cm nel tratto A-A': $0,06m * 25kN/m^3 * 2,40m * 1,35 = 4,86 \text{ kN/m}$

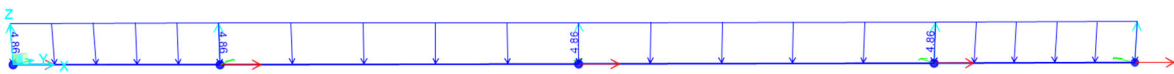


Figura 2: Carico del peso proprio delle predalles

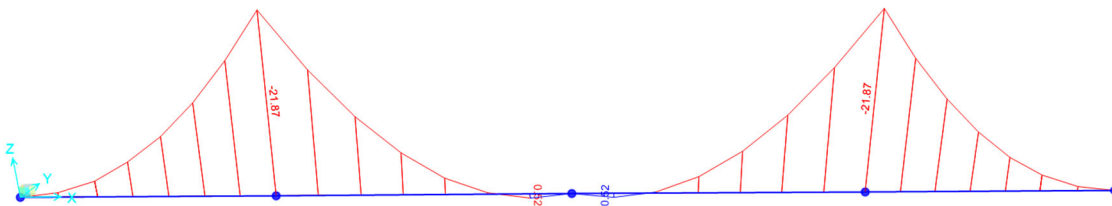


Figura 1: Diagramma momento dovuto al peso proprio predalles

Verifica Sezione A

Combinazione Di Carico: 1 (Momento Sugli Appoggi $M_x = -21,87 \text{ KN m}$)

Sezione Predalla a traliccio armata con:

Corrente inferiore costituito da **12 $\Phi 12$ immersi** nel fondello

Corrente superiore costituito da **6 $\Phi 16$ liberi**

PROGETTAZIONE ATI:

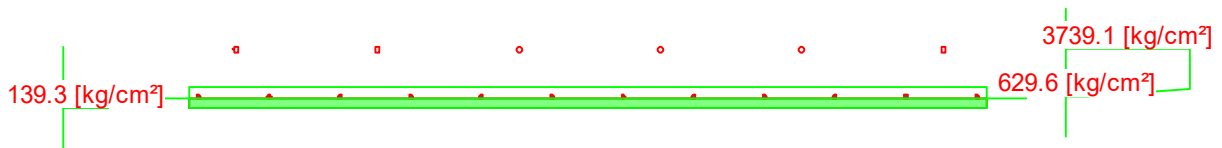


Figura 65: Sezione resistente delle predalles, sollecitata a momento negativo

Azione	Sd	Sr	
N	0	0	[Kg]
Mx	-2187	-7425,4	[Kgm]
My	0	0	[Kgm]
Sd/Sr=0.29			

15.5.2. FASE 2

Dopo la posa in opera delle predalles, si inizia il getto di calcestruzzo ($g_m = 25 \text{ kN/m}^3$) nelle zone B-B', vale a dire nelle campate e a cavallo delle 2 travi principali in modo da stabilizzare ulteriormente le predalles. In tale fase la sezione resistente è ancora costituita dalle sole predalles.

- P. P. predalles da 6 cm nel tratto A-A': $0,06\text{m} * 25 \text{ kN/m}^3 * 2,40\text{m} * 1,35 = 4,86 \text{ kN/m}$
- P.P. calcestr. fluido da 34 cm nel tratto B-B': $0,30\text{m} * 25 \text{ kN/m}^3 * 2,40\text{m} * 1,35 = 24.3 \text{ kN/m}$

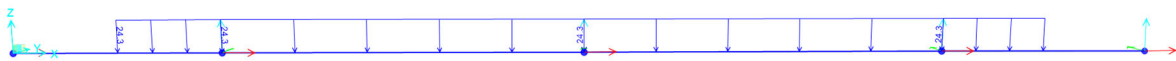


Figura 66: Carico del peso proprio del calcestruzzo fresco nella fase B-1

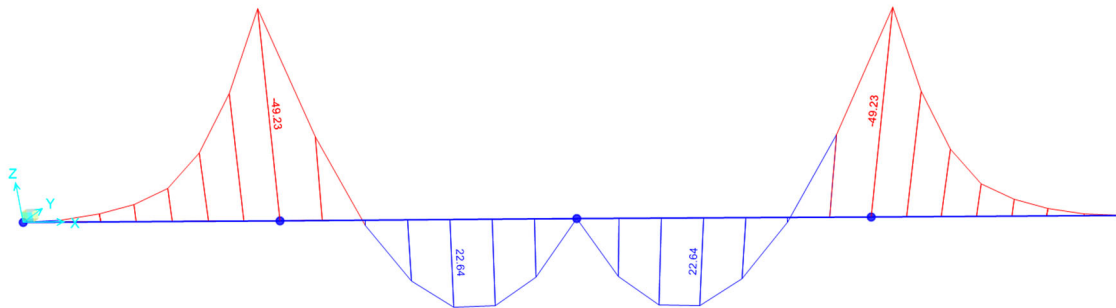


Figura 9: Diagramma momento fine fase 2

Verifica sezione A

Combinazione Di Carico: 1 (Momento Sugli Appoggi $M_x = -49,23$ KN m)

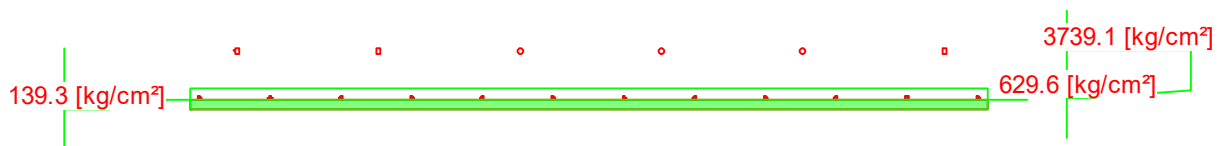


Figura 67: Sezione resistente Predalles, sollecitata a momento negativo

Azione	Sd	Sr	
N	0	0	[Kg]
M_x	-4923,16	-7425,4	[Kgm]
M_y	0	0	[Kgm]
$S_d/S_r = 0.66$			

Verifica resistenza sezione B

Combinazione Di Carico: 2 (Momento In Campata $M_x = 22,64$ KN m)

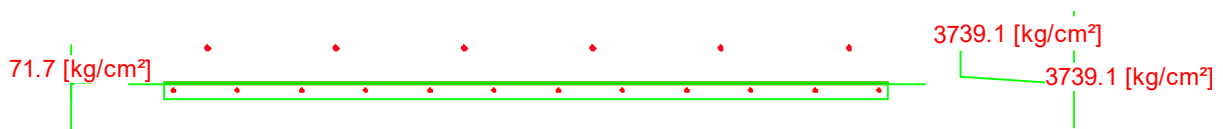


Figura 68: Sezione resistente Predalles, sollecitata a momento positivo

PROGETTAZIONE ATI:

Azione	Sd	Sr	
N	0	0	[Kg]
Mx	2264,0	6471,6	[Kgm]
My	0	0	[Kgm]
Sd/Sr=0.23			

Verifica Instabilità Corrente Superiore

In tale condizione di carico, le armature superiori delle predalles sono compresse pertanto va effettuata anche la verifica di stabilità dei tondini.

$$N = (0.374 \text{ kN/mm} \times 201 \text{ mm}^2) / 6 = 12,53 \text{ kN}$$

essendo $L = 200 \text{ mm}$ la distanza tra due onde consecutive del traliccio, $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, $I = 3217 \text{ mm}^4$

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I / L^2 = 166690 \text{ N} = 166,69 \text{ kN}$$

$$\lambda = (A \cdot f_{yk} / N_{cr})^{0.5} = (201 \times 450 / 166690)^{0.5} = 0,737$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,737 - 0,2) + 0,737^2] = 0,90$$

α = fattore di imperfezione = 0,49 per il profilo in esame

$$\chi = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda^2)^{0.5}] = 1 / [0,90 + (0,90^2 - 0,737^2)^{0.5}] = 0,706$$

PROGETTAZIONE ATI:

$N_{b,Rd} = 0,706 \times 201 \times 450 / 1,15 = 55528 \text{ N} > 12530 \text{ N}$, quindi la verifica è soddisfatta.

15.5.3. FASE 3

Si completa il getto dei tronchetti AB e B'A'

In questo caso si opera uno schema statico di trave continua su tre appoggi dato che il cls in mezzeria alle due travi principali si è oramai indurito. La sezione resistente sia in campata che sugli appoggi è costituita dalle armature e dalla intera soletta. E' utile precisare che nella sezione C, zona di getto, la sezione resistente è ancora data dalla sola predalla.

- P. P. predalles da 6 cm nel tratto A-A': $0,06\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 2,40\text{m} \times 1,35 = 4,86 \text{ kN/m}$
- P.P. calcestr. nel tratto A-A' $0,30\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 2,40\text{m} \times 1,35 = 24,3 \text{ kN/m}$

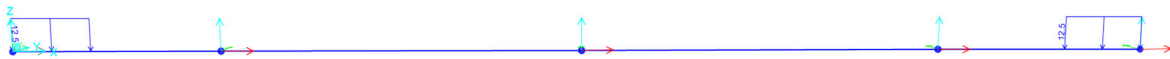


Figura 10: schema di carico del getto della soletta sugli sbalzi laterali alle travi principali

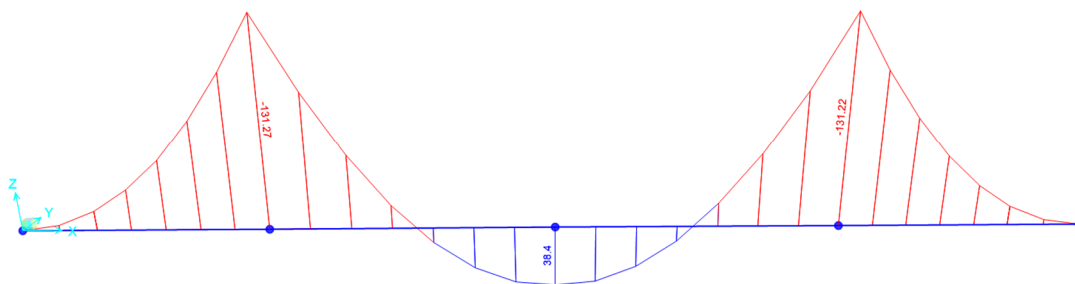


Figura 11: Diagramma momento fine fase 3

Verifica Sezione A

PROGETTAZIONE ATI:

Combinazione Di Carico: 1 (Momento Sugli Appoggi $M_x = -131,22$ KN m)

Sezione Soletta piena armata con:

Armatura inferiore **12 $\Phi 18/20$ cm**

Armatura superiore **12 $\Phi 16/20$ cm**

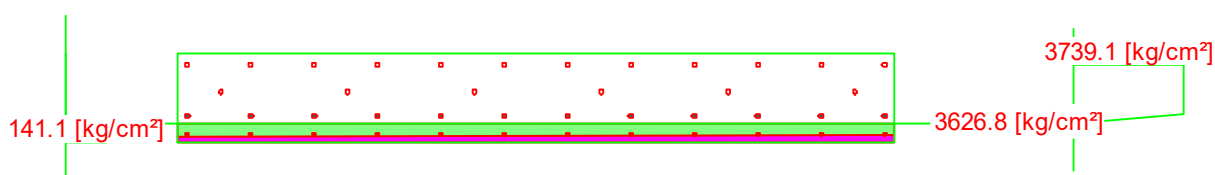


Figura 69: Sezione resistente Soletta indurita, sollecitata a momento negativo

Azione	Sd	Sr	
N	0	0	[Kg]
M_x	-13122,0	-32849,8	[Kgm]
M_y	0	0	[Kgm]
Sd/Sr=0.40			

VERIFICA SEZIONE B

Combinazione Di Carico: 2 (Momento In Campata $M_x = 38,40$ KN m)

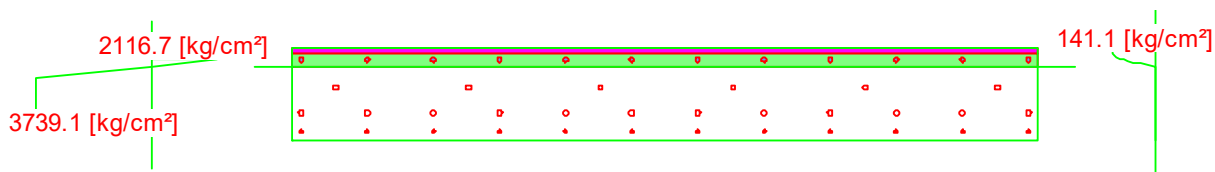


Figura 70: Sezione resistente Soletta indurita, sollecitata a momento positivo

Azione	Sd	Sr	
N	0	0	[Kg]
M_x	3840	37602,7	[Kgm]

PROGETTAZIONE ATI:

My	0	0	[Kgm]
Sd/Sr=0.10			

VERIFICA SEZIONE C

Combinazione Di Carico: 3 (Momento Su Appoggio Mx= -34,21 KN m)

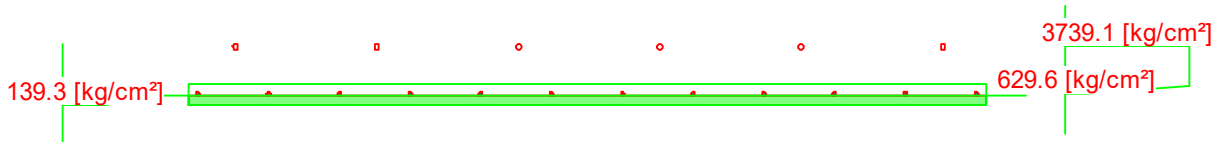


Figura 71: Sezione resistente all'interfaccia getto, sollecitata a momento negativo

Azione	Sd	Sr	
N	0	0	[Kg]
Mx	-3421,0	-7425,4	[Kgm]
My	0	0	[Kgm]
Sd/Sr=0.46			

15.5.4. FASE 4

Si applicano i carichi permanenti

Lo schema di calcolo è di trave continua e la sezione resistente è data dalla intera soletta.

G1

- P. P. predalles da 6 cm nel tratto A-A': $0,06m * 25 \text{ kN/m}^3 * 2,40m * 1,35 = 4,86 \text{ kN/m}$
- P.P. calcestr. da 34 cm nel tratto A-A': $0,30m * 25 \text{ kN/m}^3 * 2,40m * 1,35 = 24,3 \text{ kN/m}$

G2

- Binder e usura: $0,115 \text{ m} * 24 \text{ kN/m}^3 * 2,40m * 1,5 = 9.94 \text{ kN/m}$



Figura 12: Schema di carico per binder e usura

PROGETTAZIONE ATI:

- Cordolo in c.a.: $0,75\text{m} * 0,18\text{m} * 25 \text{ kN/m}^3 * 2,40\text{m} * 1,5 = 12,15 \text{ kN}$



Figura 13: Schema di carico cordoli

- Velella prefabbricata: $1,75 \text{ kN/m} * 2,40\text{m} * 1,5 = 6,3 \text{ kN}$
- Barriera $2 \text{ kN/m} * 2,40 \text{ m} * 1,5 = 7,2 \text{ kN}$

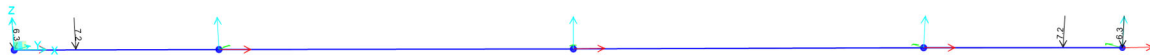


Figura 14: Schema di carico barriere e velette

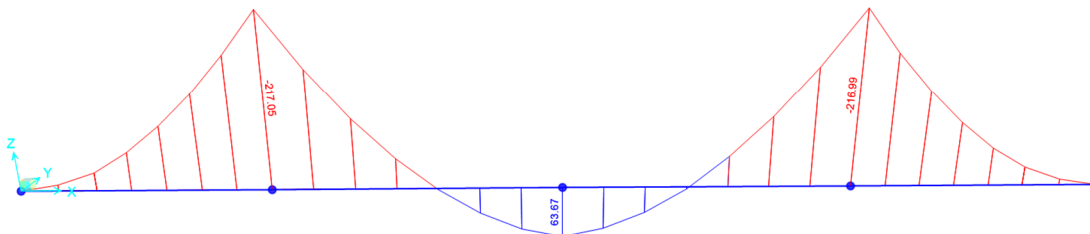


Figura 15: Diagramma del momento dovuto alla fase di esercizio

Verifica Sezione A

Combinazione Di Carico: 1 (Momento Sugli Appoggi $M_x = 217,05 \text{ KN m}$)

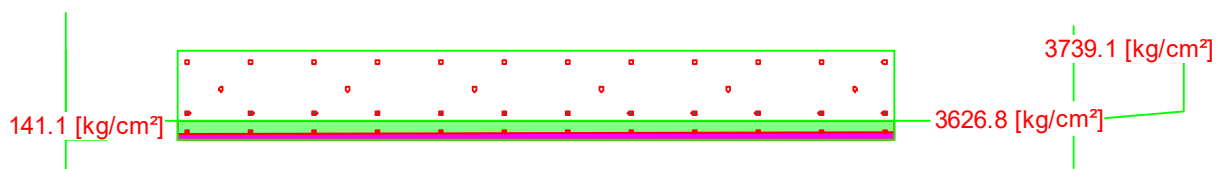


Figura 72: Sezione resistente in appoggio

PROGETTAZIONE ATI:

Azione	Sd	Sr	
N	0	0	[Kg]
Mx	-21705	-32849,8	[Kgm]
My	0	0	[Kgm]
Sd/Sr=0.66			

Verifica Sezione B

Combinazione Di Carico: 2 (Momento In Campata Mx= 63,67 Kg M)

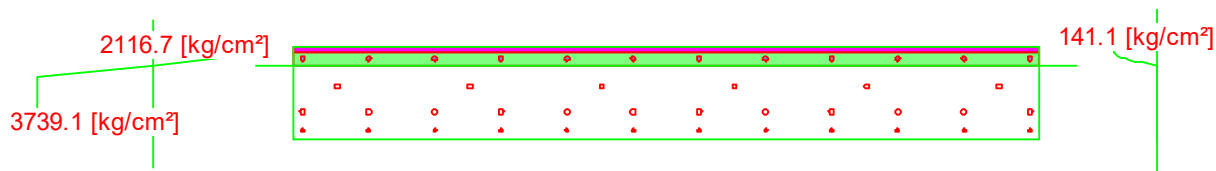


Figura 73: Sezione resistente Soletta

Azione	Sd	Sr	
N	0	0	[Kg]
Mx	6367,0	37602,7	[Kgm]
My	0	0	[Kgm]
Sd/Sr=0.17			

16. APPOGGI E GIUNTI

Il dimensionamento degli apparecchi di appoggio è eseguito a valle delle analisi statiche e sismiche, in relazione alle azioni trasmesse per effetto dei carichi applicati ed agli spostamenti relativi tra impalcato e spalle.

L'impalcato è vincolato, in corrispondenza della spalla 1, con un appoggio fisso e un appoggio unidirezionale trasversale; in corrispondenza della spalla 2 è invece vincolato con un appoggio unidirezionale longitudinale e un appoggio multidirezionale. Si riporta di seguito lo schema di vincolo.

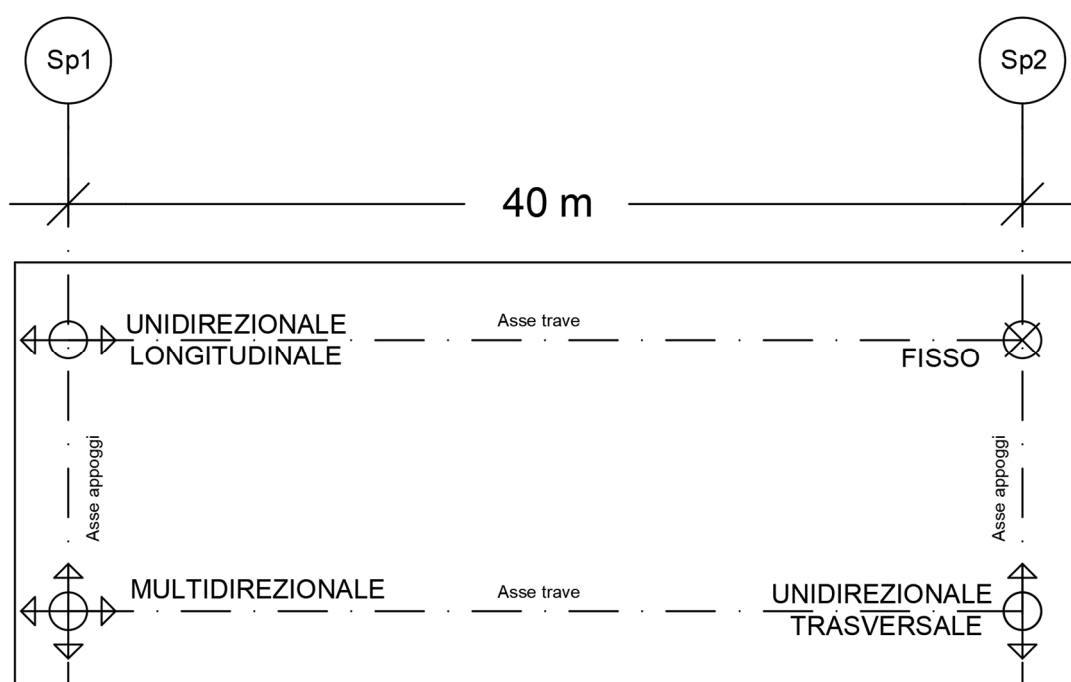


Figura 74: Schema di vincolo

Nella seguente tabella sono riportati gli scarichi, sia verticali (indicati con P) che orizzontali (indicati con V2 e V3) sui 4 appoggi per le principali combinazioni di carico; sono inoltre evidenziati i valori massimi, e quindi dimensionanti, degli scarichi per ogni tipologia di appoggio.

Tabella 5: Scarichi appoggi

Appoggio	OutputCase	StepType	P	V2	V3
[-]	[-]	[-]	[KN]	[KN]	[KN]
Fisso	ENV SLU	Max	-1491.72	195.96	580.97
Fisso	ENV SLU	Min	-5938.66	-216.43	-587.26
Fisso	ENV SLE	Max	-2321.98	8.92	409.29
Fisso	ENV SLE	Min	-4256.68	-148.38	-425.55
Fisso	QP	Max	-1896.31	0.20	-1.08
Fisso	QP	Min	-1896.32	0.19	-1.12
Fisso	ENV SLE_F	Max	-1757.34	41.51	233.28
Fisso	ENV SLE_F	Min	-2881.90	-40.82	-237.23
Fisso	ENV SISMICA SLV	Max	-1460.95	497.21	911.91
Fisso	ENV SISMICA SLV	Min	-2143.26	-497.13	-912.36
Libero	ENV SLU	Max	-1559.29	0.00	0.00
Libero	ENV SLU	Min	-6035.52	0.00	0.00
Libero	ENV SLE	Max	-2423.63	0.00	0.00
Libero	ENV SLE	Min	-4279.78	0.00	0.00
Libero	QP	Max	-1944.89	0.00	0.00
Libero	QP	Min	-1944.90	0.00	0.00
Libero	ENV SLE_F	Max	-1822.46	0.00	0.00
Libero	ENV SLE_F	Min	-2909.06	0.00	0.00
Libero	ENV SISMICA SLV	Max	-1515.73	0.00	0.00
Libero	ENV SISMICA SLV	Min	-2179.05	0.00	0.00
Longitudinale	ENV SLU	Max	-1572.69	206.74	0.00
Longitudinale	ENV SLU	Min	-6054.40	-237.17	0.00
Longitudinale	ENV SLE	Max	-2429.71	0.20	0.00
Longitudinale	ENV SLE	Min	-4288.59	-162.25	0.00
Longitudinale	QP	Max	-1945.20	-0.19	0.00
Longitudinale	QP	Min	-1945.20	-0.20	0.00
Longitudinale	ENV SLE_F	Max	-1822.12	40.82	0.00
Longitudinale	ENV SLE_F	Min	-2910.73	-41.51	0.00
Longitudinale	ENV SISMICA SLV	Max	-1517.20	446.93	0.00
Longitudinale	ENV SISMICA SLV	Min	-2178.21	-447.00	0.00
Trasversale	ENV SLU	Max	-1467.26	0.00	626.74
Trasversale	ENV SLU	Min	-5941.40	0.00	-620.44
Trasversale	ENV SLE	Max	-2324.97	0.00	459.72
Trasversale	ENV SLE	Min	-4256.37	0.00	-375.11
Trasversale	QP	Max	-1896.65	0.00	1.12
Trasversale	QP	Min	-1896.66	0.00	1.08
Trasversale	ENV SLE_F	Max	-1758.19	0.00	237.23
Trasversale	ENV SLE_F	Min	-2880.31	0.00	-233.28
Trasversale	ENV SISMICA SLV	Max	-1459.66	0.00	911.82
Trasversale	ENV SISMICA SLV	Min	-2145.25	0.00	-911.37

PROGETTAZIONE ATI:

Come si evince dalla tabella, gli appoggi saranno scelti in funzione di scarichi massimi verticali dell'ordine di 6100 kN e di scarichi orizzontali massimi longitudinali e trasversali dell'ordine, di 850 kN.

I dispositivi di giunto di dilatazione saranno dimensionati in modo da permettere i massimi spostamenti dell'impalcato registrati. Questi si verificano in corrispondenza della Spalla 1, e sono di 4.7 cm in direzione longitudinale e 7.3 cm in direzione trasversale.

La tipologia di giunto di dilatazione adoperata è quella in gomma armata con escursione longitudinale totale di 150 mm in corrispondenza della spalla SP1 e di 150 mm in corrispondenza della spalla SP2.

PROGETTAZIONE ATI:

17. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SPALLE

Il progetto e le verifiche strutturali delle spalle sono state condotte su entrambe le opere del viadotto.

Le verifiche sono esplicitate per i seguenti elementi strutturali costituenti le spalle:

- paramento;
- paraghiaia;
- muri andatori.

I calcoli, in questa fase di dimensionamento, sono stati sviluppati considerando un modello piano, convertendo i carichi complessivi agenti sull'opera in carichi per metro lineare di struttura.

Il software di calcolo utilizzato per tali verifiche è "MAX 16" - Aztec Informatica.

17.1. PARAMENTO SPALLA

Il paramento viene calcolato per unità di lunghezza e considerando agenti i pesi propri, il sovraccarico stradale a monte della parete, la spinta del terreno, le spinte sismiche, le forze di inerzia e le azioni trasmesse dall'impalcato ad intradosso travi.

Sono valutate le armature necessarie al soddisfacimento delle verifiche a presso-flessione e a taglio.

Le verifiche sono state condotte per l'involuppo delle azioni derivanti dall'impalcato alle combinazioni SLU cui si sommano le azioni sulla spalla derivanti dal peso proprio, dall'analisi delle spinte del terreno e delle azioni sismiche.

17.2. PARAGHIAIA

Il paraghiaia viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti il sovraccarico stradale a monte, l'azione di frenamento (solo spalla fissa), la spinta del terreno, il peso della parete, le spinte sismiche e le forze di inerzia, per ciascuna combinazione di carico prevista.

In particolare, per quanto concerne l'azione di frenamento sulla spalla fissa, si definisce un carico su ruota di 300 kN con area di impronta di 0.40x0.40 m, interasse ruote di 1.50 m; l'azione di frenamento si pone pari al 60% dell'azione verticale risultante per metro lineare.

17.3. MURO ANDATORE

Il muro andatore viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti il sovraccarico stradale a monte, la spinta del terreno, il peso della parete, le spinte sismiche e le forze di inerzia, per ciascuna combinazione di carico prevista.

PROGETTAZIONE ATI:

Le verifiche sono state condotte alle combinazioni SLU delle azioni sul muro derivanti dal peso proprio, dall'analisi delle spinte del terreno e delle azioni sismiche.

17.4. COMBINAZIONI DI CARICO

Le Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) al capitolo 6.2 descrivono le combinazioni di carico da utilizzare per la progettazione di opere geotecniche. Si riportano nel presente paragrafo le combinazioni di carico utilizzate per l'opera in esame.

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

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

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili.

I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Frenatura su paraghiaia	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Neve	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Veicoli	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H + V

PROGETTAZIONE ATI:

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Involuppo scarichi impalcato	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Neve	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Involuppo scarichi impalcato	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Neve	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Frenatura su paragliaia	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Frenatura su paragliaia	1.50	1.00	Sfavorevole

PROGETTAZIONE ATI:

Combinazione n° 12 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Frenatura su paragliaia	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Neve	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Neve	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Neve	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Veicoli	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Veicoli	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Veicoli	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - GEO (A2-M2-R2)

PROGETTAZIONE ATI:

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Frenatura su paragliaia	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 20 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Neve	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 21 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Veicoli	1.15	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 22 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Inviluppo scarichi impalcato	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 23 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Neve	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 24 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 25 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Inviluppo scarichi impalcato	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 26 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Neve	1.00	0.20	Sfavorevole

PROGETTAZIONE ATI:

Combinazione n° 27 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 28 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Frenatura su paragliaia	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 29 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Neve	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 30 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Veicoli	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 31 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Inviluppo scarichi impalcato	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 32 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Neve	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 33 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 34 - EQU (A1-M1-R3) H - V

PROGETTAZIONE ATI:

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Inviluppo scarichi impalcato	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 35 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Neve	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 36 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

17.5. SPALLA 1

Nel presente paragrafo è illustrato il progetto e verifica degli elementi costituenti la spalla 1, sulla quale l'impalcato poggia mediante i dispositivi d'appoggio unidirezionale longitudinale e mobile.

Il paramento e il paraghiaia della spalla hanno un'altezza complessiva di 9,60 m, che sommata all'altezza della soletta di fondazione, raggiunge gli 11,60 m, per una larghezza di 11,00 m.

Ogni elemento costituente la spalla è stato progettato e verificato mediante la metodologia precedentemente descritta.

PROGETTAZIONE ATI:

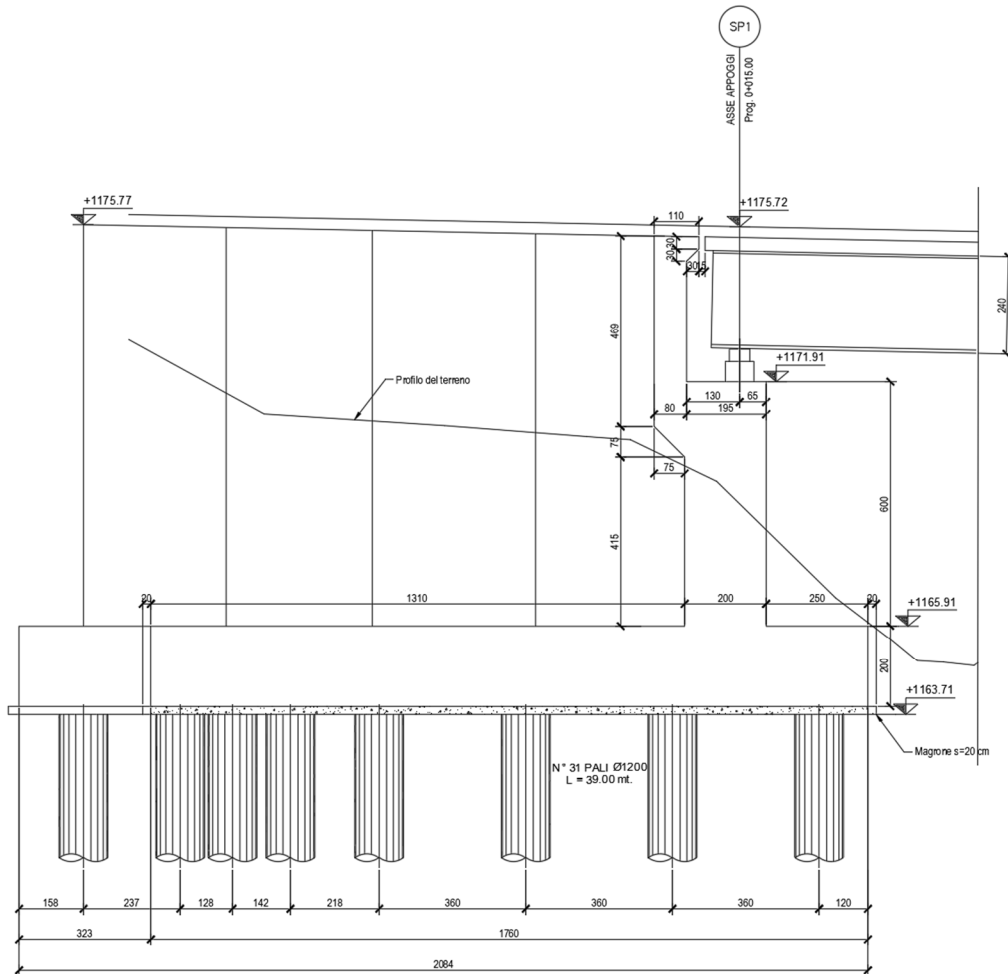


Figura 75: Sezione Spalla 1

I carichi considerati per il progetto e verifica di paramento e paraghiaia sono i seguenti:

- Inviluppo scarichi verticali appoggi allo SLU: **F = 109910 kg**
- Frenatura su paraghiaia:
 - **F_{orizzontale} = 18000 kg**
 - **F_{verticale} = 30000 kg**
- Sovraccarico neve su terrapieno: **q = 426 kg/m**
- Sovraccarico traffico su terrapieno (Circolare 2019, §C5.1.3.3.5.1): **q = 5340 kg/m**

I carichi sopra descritti sono stati opportunamente modellati nel software di calcolo "MAX 16", del quale si riporta di seguito un dettaglio della modellazione della spalla in esame.

PROGETTAZIONE ATI:

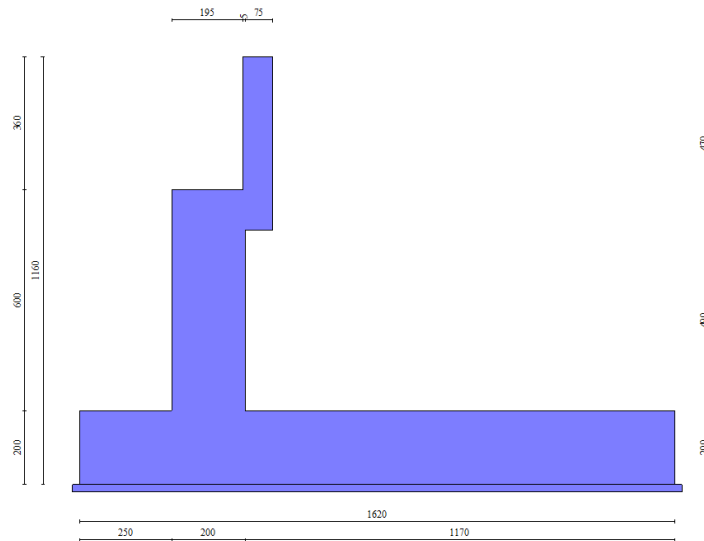


Figura 76: Modello di calcolo Spalla 1

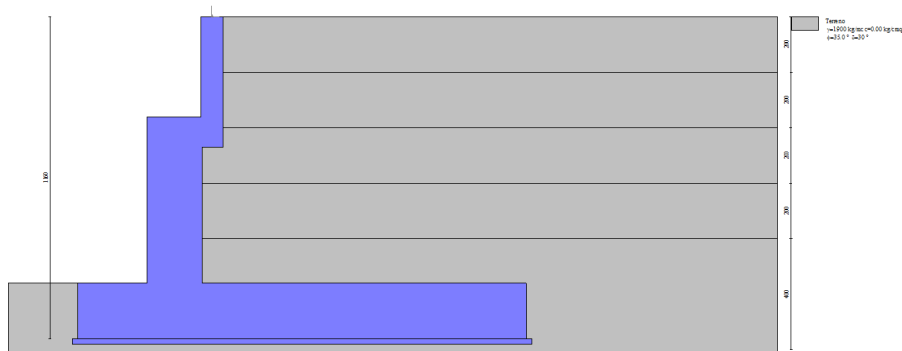


Figura 77: Stratigrafia

Si fa presente che, per una corretta modellazione, nel modello di calcolo non è stato inserito il raccordo tra paramento e paraghiaia, ma ciò non influisce sul progetto dei due elementi, in quanto esso viene effettuato separatamente.

La configurazione di carico modellata, unitamente alla spinta del terreno agente sull'opera, genera su di essa lo stato di sollecitazione qui rappresentato tramite i diagrammi di sforzo normale, taglio e momento flettente.

PROGETTAZIONE ATI:

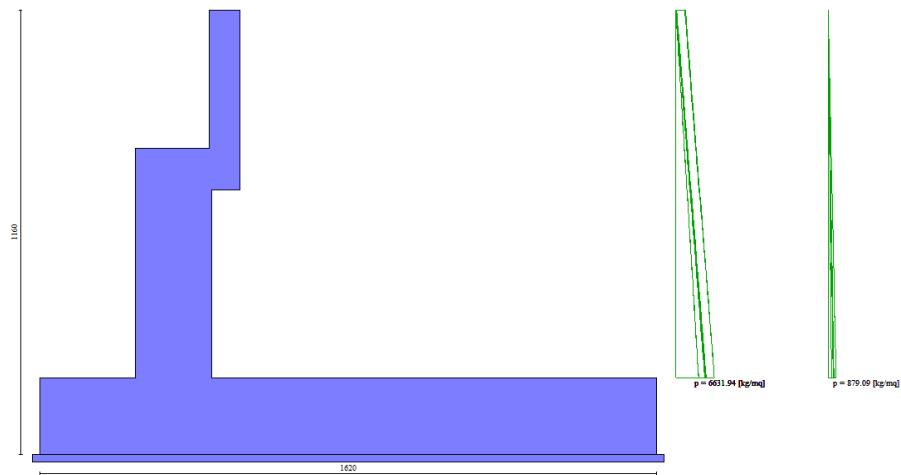


Figura 78: Diagramma pressioni paramento e paraghiaia

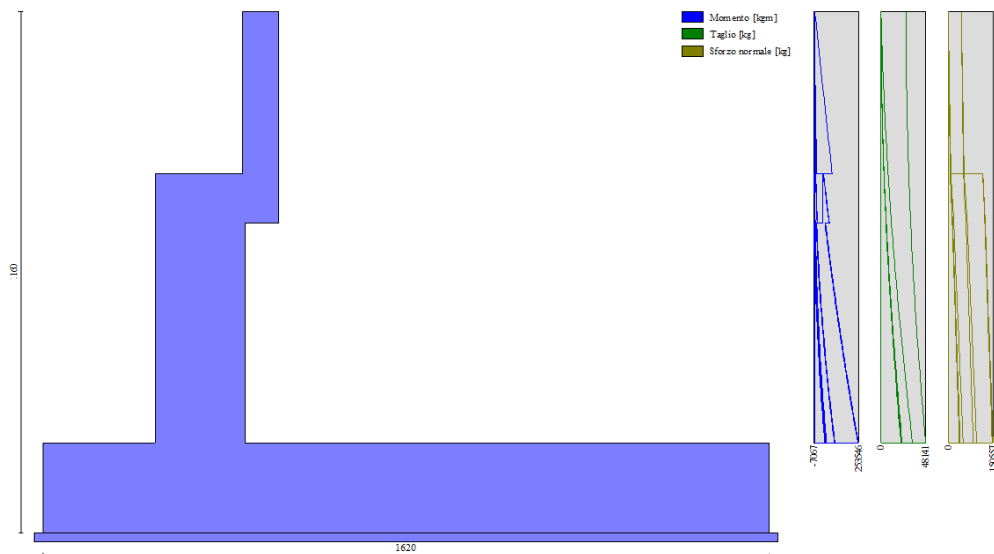


Figura 79: Involuppi diagrammi delle sollecitazioni

Sulla base dello stato di sollecitazione generato sono state quindi calcolate le armature necessarie ad adempiere le verifiche strutturali a flessione e a taglio. Si riporta di seguito la distinta delle armature unitamente al relativo diagramma dei fattori di sicurezza.

PROGETTAZIONE ATI:

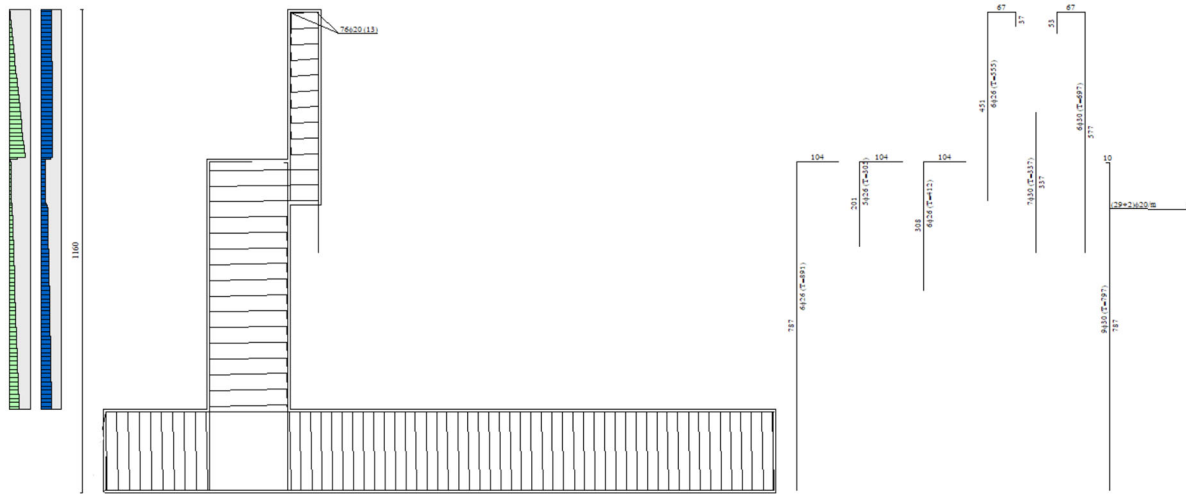


Figura 6: Distinta armature e tassi di lavoro

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	Pr [kg]	Pgr [kg]	Vcls [mc]
1	Diritto inferiore	6	26.00	5.55	23.15	138.89	
2	Diritto inferiore	6	26.00	4.12	17.15	102.92	
3	Diritto inferiore	5	26.00	3.05	12.73	63.64	
4	Diritto superiore	9	30.00	7.97	44.22	398.02	
5	Diritto superiore	6	30.00	6.97	38.68	232.05	
6	Diritto superiore	7	30.00	3.37	18.70	130.90	
7	Diritto inferiore	6	26.00	8.91	37.15	222.91	
8	Ripartitore	152	20.00	1.00	2.47	374.85	
9	Gancio	58	20.00	1.67	4.12	239.17	
Totale al metro						1903.35	15.71
Totale						20936.81	172.76

Tabella 7: Computo armature paramento e paraghiaia

Sulla base delle armature progettate, nelle tabelle seguenti si riassumono i risultati delle verifiche a flessione e a taglio nelle sezioni più sollecitate, ossia le sezioni di base di paramento e paraghiaia.

Tabella 8: Verifica a flessione

Elemento	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mrd [kgm]	Nrd [kg]	FS
Paraghiaia	-3.50	100	80	31.86	42.41	97749	51998	133150	51998	1.362
Paramento	-9.59	100	200	31.86	63.62	253546	84263	546454	84263	2.155

Tabella 9: Verifica a taglio

Elemento	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Asw [cmq]	s [cm]	cotθ	Vrd [kg]	T [kg]	FS
Paraghiaia	-3.50	100	80	0.00	0.00	--	52216	29809	1.752
Paramento	-9.59	100	200	0.00	0.00	--	92701	48141	1.926

17.5.1. MURO ANDATORE

Il progetto del muro andatore è stato effettuato, come anticipato in precedenza, utilizzando un modello piano e calcolando le proprietà delle armature per metro lineare di sviluppo dell'opera.

Per la Spalla 1, essendo essa di forma non regolare, è stata scelta una sezione di progetto del muro andatore che garantisca un adeguato margine di sicurezza rispetto all'intero sviluppo di quest'ultimo. Tale sezione presenta un'altezza del muro di 10,10 m e una lunghezza della soletta di fondazione a monte di 4,00 m.

I carichi considerati per il progetto e verifica del muro sono i seguenti:

- Sovraccarico neve su terrapieno: **q = 426 kg/m**
- Sovraccarico traffico su terrapieno (Circolare 2019, §C5.1.3.3.5.1): **q = 5340 kg/m**

I carichi sopra descritti sono stati opportunamente modellati nel software di calcolo "MAX 16", del quale si riporta di seguito un dettaglio della modellazione del muro in esame.

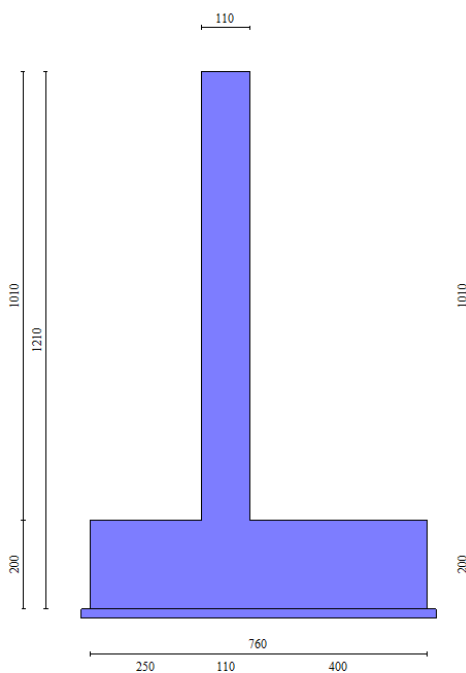


Figura 80: Modello di calcolo muro andatore

PROGETTAZIONE ATI:

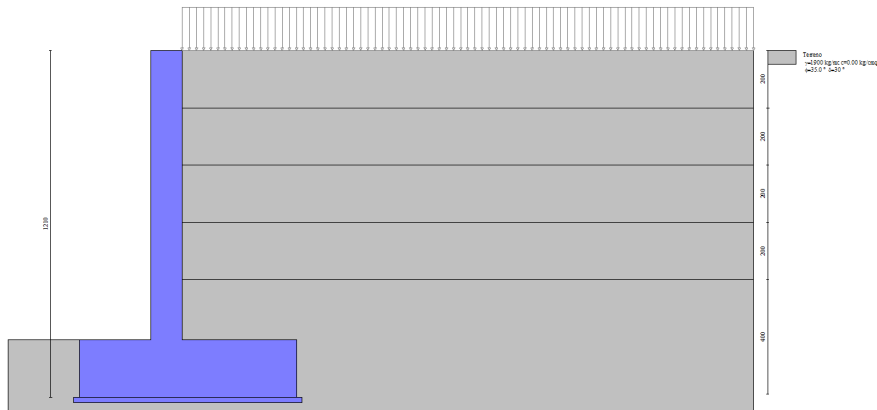


Figura 81: Stratigrafia

La configurazione di carico modellata, unitamente alla spinta del terreno agente sull'opera, genera su di essa lo stato di sollecitazione qui rappresentato tramite i diagrammi di sforzo normale, taglio e momento flettente.

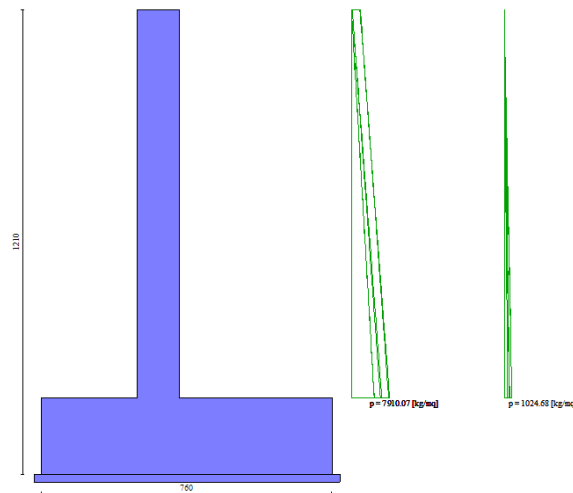


Figura 82: Diagramma pressioni muro andatore

PROGETTAZIONE ATI:

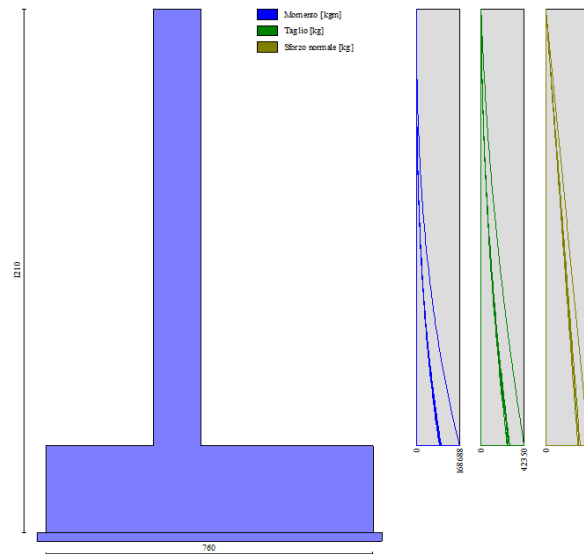


Figura 83: Involuppi diagrammi delle sollecitazioni

Sulla base dello stato di sollecitazione generato sono state quindi calcolate le armature necessarie ad adempiere le verifiche strutturali a flessione e a taglio. Si riporta di seguito la distinta delle armature unitamente al relativo diagramma dei fattori di sicurezza.

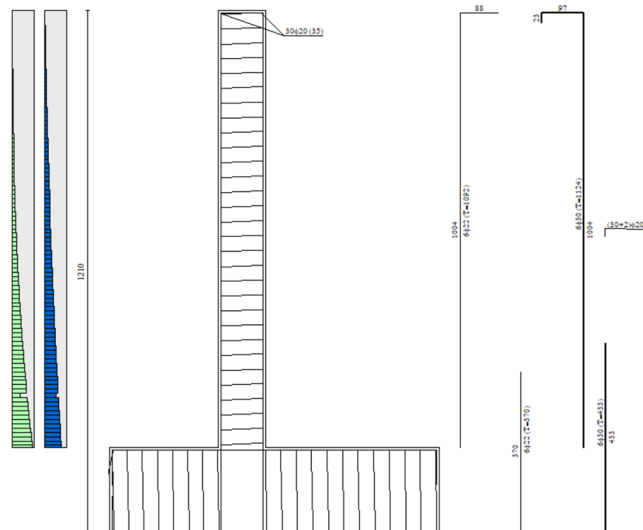


Figura 10: Distinta armature e tassi di lavoro

PROGETTAZIONE ATI:

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _f [kg]	P _{gf} [kg]	V _{cls} [mc]
1	Diritto inferiore	6	22.00	10.92	32.58	195.50	
2	Diritto superiore	6	30.00	4.33	24.05	144.33	
3	Diritto superiore	6	30.00	11.24	62.34	374.05	
4	Diritto inferiore	6	22.00	3.70	11.04	66.23	
5	Ripartitore	60	20.00	1.00	2.47	147.97	
6	Gancio	60	20.00	1.34	3.30	198.28	
Totale al metro						1126.34	11.11
Totale						20274.20	199.98

Tabella 11: Computo armature muro andatore

Sulla base delle armature progettate, nelle tabelle seguenti si riassumono i risultati delle verifiche a flessione e a taglio nella sezione più sollecitata, ossia la sezione alla base del muro.

Tabella 12: Verifica a flessione

Elemento	Y [m]	B [cm]	H [cm]	A _{fi} [cmq]	A _{fs} [cmq]	M [kgm]	N [kg]	M _{rd} [kgm]	N _{rd} [kg]	FS
Base	-10.09	100	110	22.81	42.41	168688	27775	179755	27775	1.066

Tabella 13: Verifica a taglio

Elemento	Y [m]	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	s [cm]	cotθ	V _{Rd} [kg]	T [kg]	FS
Base	-10.09	100	110	15.21	0.00	--	54953	42350	1.298

17.6. SPALLA 2

Nel presente paragrafo è illustrato il progetto e verifica degli elementi costituenti la spalla 2, sulla quale l'impalcato poggia mediante i dispositivi d'appoggio unidirezionale trasversale e fisso.

Il paramento e il paraghiaia della spalla hanno un'altezza complessiva di 7,60 m, che sommata all'altezza della soletta di fondazione, raggiunge i 9,60 m, per una larghezza di 11,00 m.

Ogni elemento costituente la spalla è stato progettato e verificato mediante la metodologia precedentemente descritta.

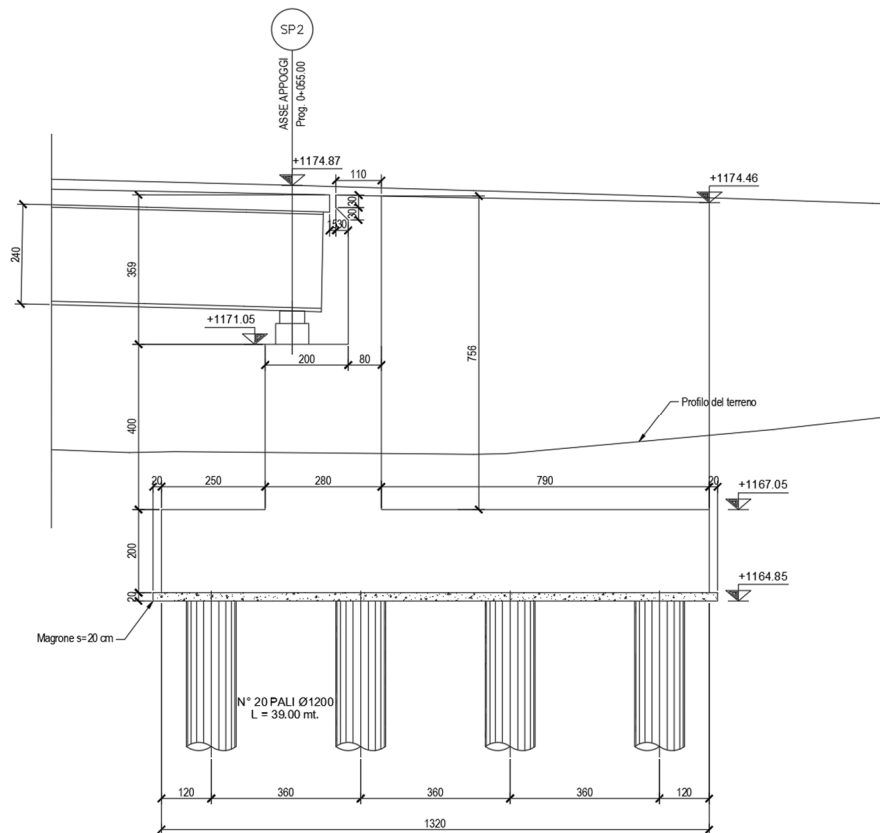


Figura 84: Sezione Spalla 2

I carichi considerati per il progetto e verifica di paramento e paraghiaia sono i seguenti:

- Inviluppo scarichi verticali appoggi allo SLU:
 - **F_{orizzontale} = 14851 kg**
 - **F_{verticale} = 108000 kg**
- Frenatura su paraghiaia:
 - **F_{orizzontale} = 18000 kg**
 - **F_{verticale} = 30000 kg**
- Sovraccarico neve su terrapieno: **q = 426 kg/m**
- Sovraccarico traffico su terrapieno (Circolare 2019, §C5.1.3.3.5.1): **q = 5340 kg/m**

I carichi sopra descritti sono stati opportunamente modellati nel software di calcolo "MAX 16", del quale si riporta di seguito un dettaglio della modellazione della spalla in esame.

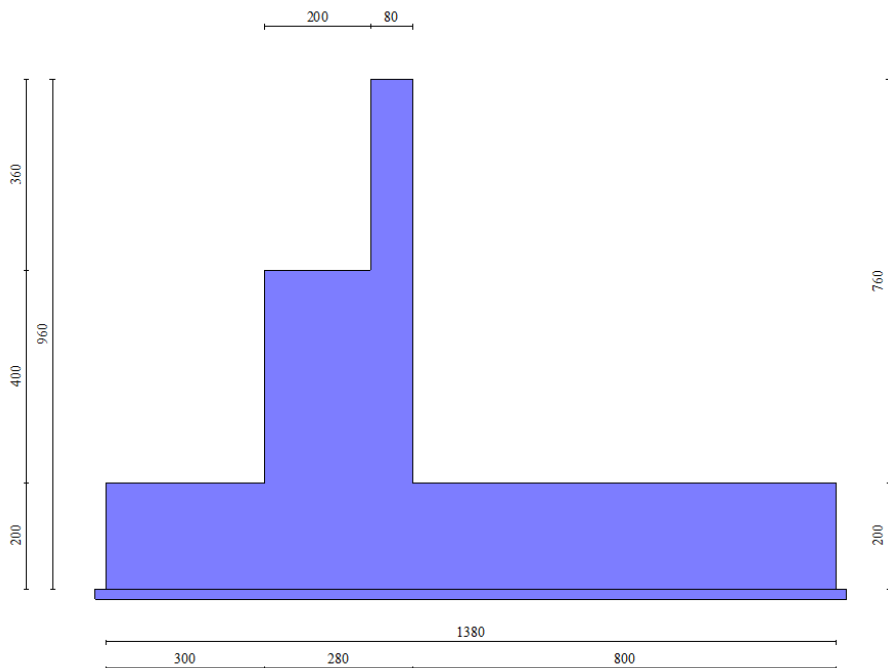


Figura 85: Modello di calcolo Spalla 2

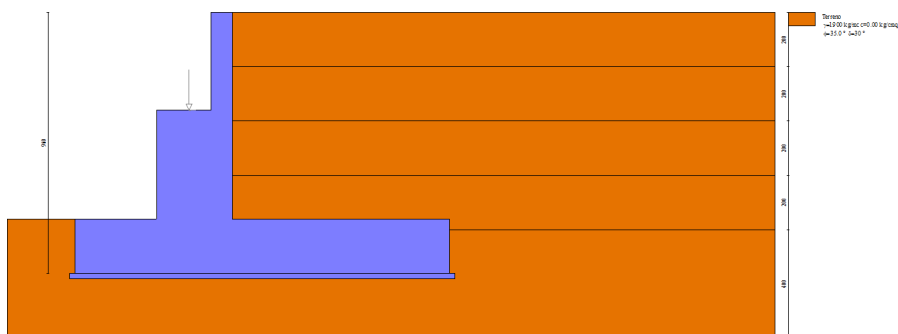


Figura 86: Stratigrafia

La configurazione di carico modellata, unitamente alla spinta del terreno agente sull'opera, genera su di essa lo stato di sollecitazione qui rappresentato tramite i diagrammi di sforzo normale, taglio e momento flettente.

PROGETTAZIONE ATI:

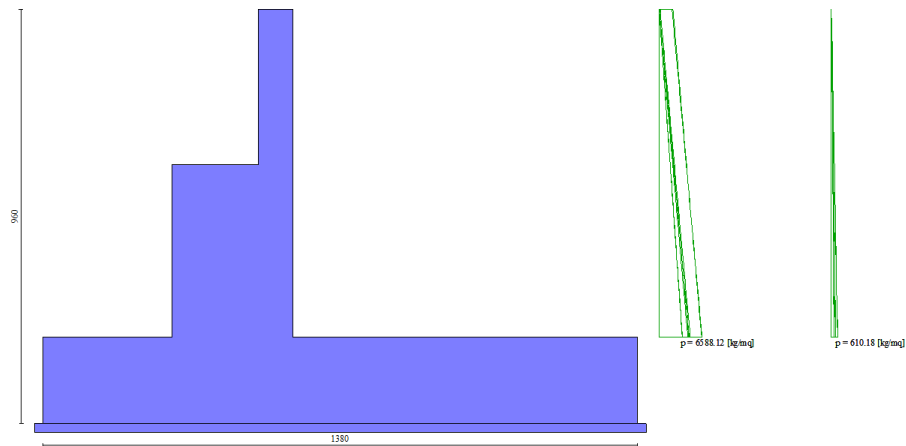


Figura 87: Diagramma pressioni paramento e paraghiaia

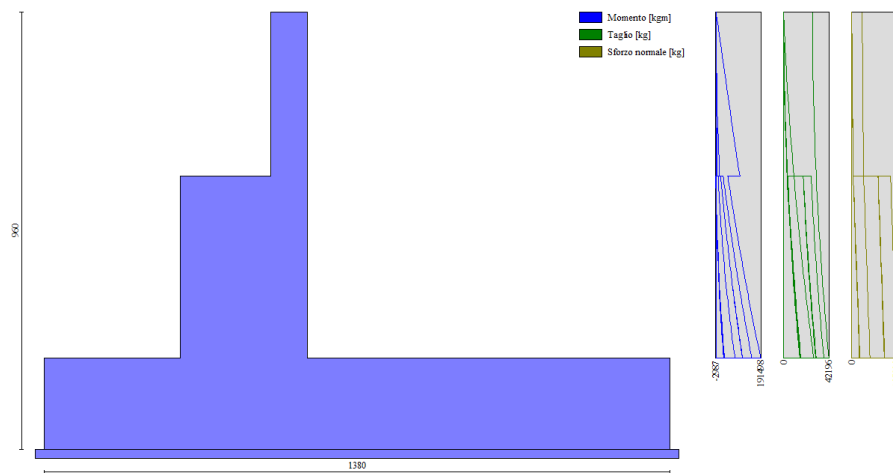


Figura 88: Involuppi diagrammi delle sollecitazioni

Sulla base dello stato di sollecitazione generato sono state quindi calcolate le armature necessarie ad adempiere le verifiche strutturali a flessione e a taglio. Si riporta di seguito la distinta delle armature unitamente al relativo diagramma dei fattori di sicurezza.

PROGETTAZIONE ATI:

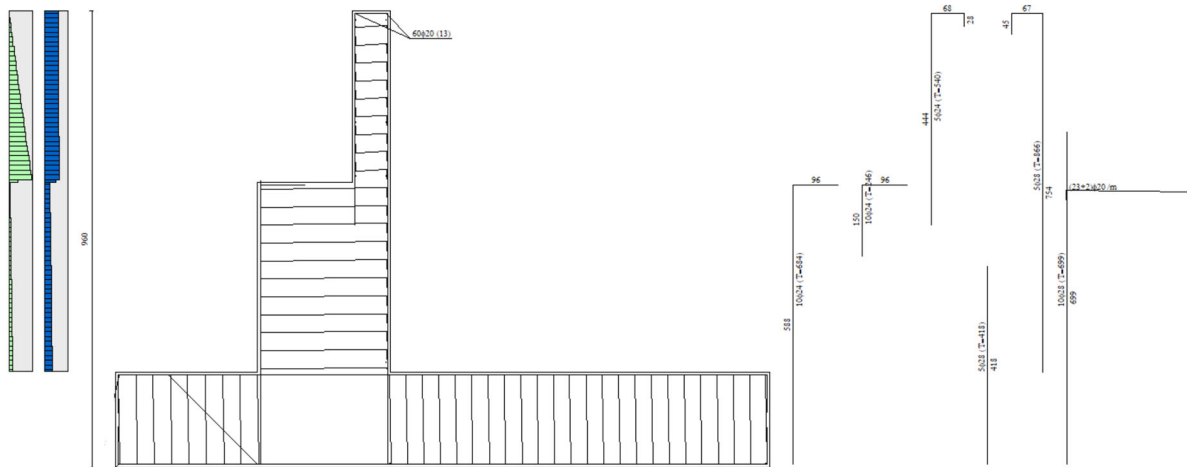


Figura 14: Distinta armature e tassi di lavoro

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	Pf [kg]	Pgf [kg]	Vcls [mc]
1	Diritto inferiore	5	24.00	5.40	19.16	95.81	
2	Diritto inferiore	10	24.00	2.46	8.73	87.32	
3	Diritto superiore	5	28.00	8.66	41.84	209.20	
4	Diritto superiore	10	28.00	6.99	33.80	337.97	
5	Diritto superiore	5	28.00	4.18	20.19	100.93	
6	Diritto inferiore	10	24.00	6.84	24.28	242.76	
7	Ripartitore	120	20.00	1.00	2.47	295.94	
8	Gancio	46	20.00	1.86	4.60	211.50	
Totale al metro						1581.43	14.08
Totale						17395.71	154.88

Tabella 15: Computo armature paramento e paraghiaia

Sulla base delle armature progettate, nelle tabelle seguenti si riassumono i risultati delle verifiche a flessione e a taglio nelle sezioni più sollecitate, ossia le sezioni di base di paramento e paraghiaia.

Tabella 16: Verifica a flessione

Elemento	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mrd [kgm]	Nrd [kg]	FS
Paraghiaia	-3.50	100	80	22.62	30.79	98231	51998	102770	51998	1.046
Paramento	-7.59	100	280	45.24	92.36	191468	80200	1071857	80200	5.597

Tabella 17: Verifica a taglio

Elemento	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Asw [cmq]	s [cm]	cotθ	Vrd [kg]	T [kg]	FS
Paraghiaia	-3.50	100	80	0.00	0.00	--	47542	30211	1.573
Paramento	-7.59	100	280	0.00	0.00	--	121619	42196	2.882

17.6.1. MURO ANDATORE

Il progetto del muro andatore è stato effettuato, come anticipato in precedenza, utilizzando un modello piano e calcolando le proprietà delle armature per metro lineare di sviluppo dell'opera.

PROGETTAZIONE ATI:

Per la Spalla 2, la sezione del muro presenta un'altezza di 7,56 m, che sommata all'altezza della soletta di fondazione di 2,00 m raggiunge un'altezza di 9,56 m.

I carichi considerati per il progetto e verifica del muro sono i seguenti:

- Sovraccarico neve su terrapieno: **q = 426 kg/m**
- Sovraccarico traffico su terrapieno (Circolare 2019, §C5.1.3.3.5.1): **q = 5340 kg/m**

I carichi sopra descritti sono stati opportunamente modellati nel software di calcolo "MAX 16", del quale si riporta di seguito un dettaglio della modellazione del muro in esame.

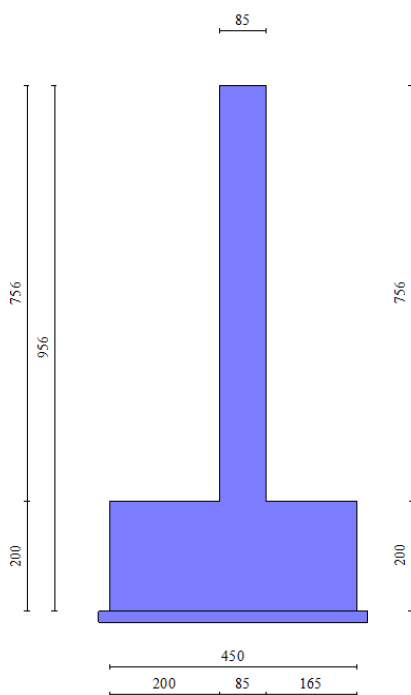


Figura 89: Modello di calcolo muro andatore

PROGETTAZIONE ATI:

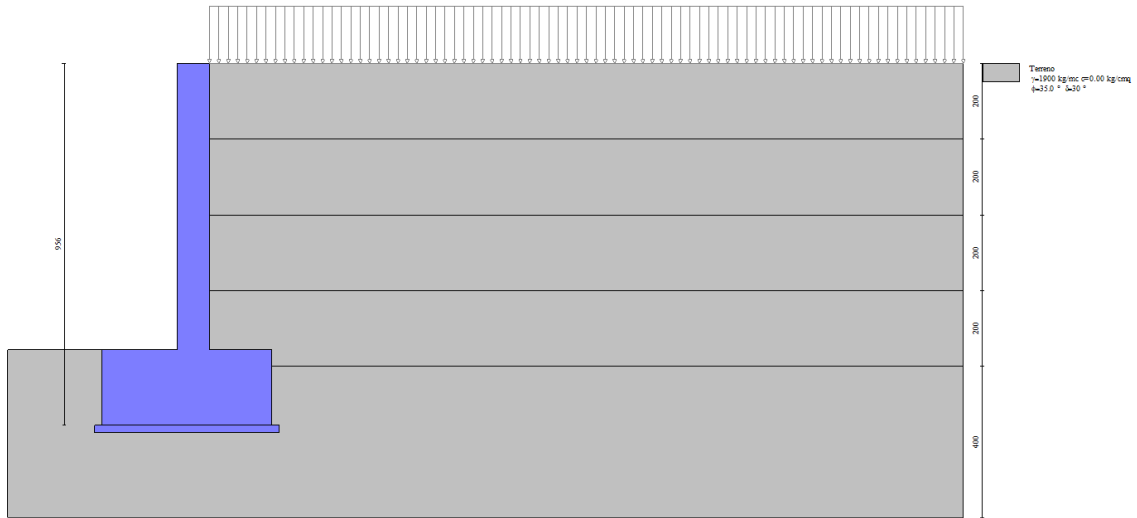


Figura 90: Stratigrafia

La configurazione di carico modellata, unitamente alla spinta del terreno agente sull'opera, genera su di essa lo stato di sollecitazione qui rappresentato tramite i diagrammi di sforzo normale, taglio e momento flettente.

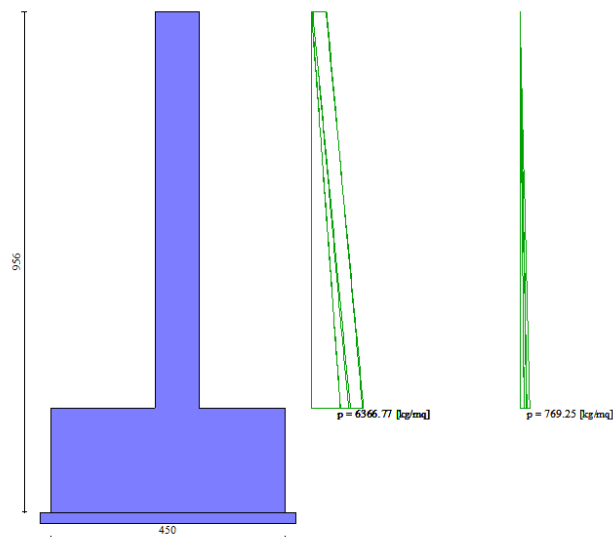


Figura 91: Diagramma pressioni muro andatore

PROGETTAZIONE ATI:

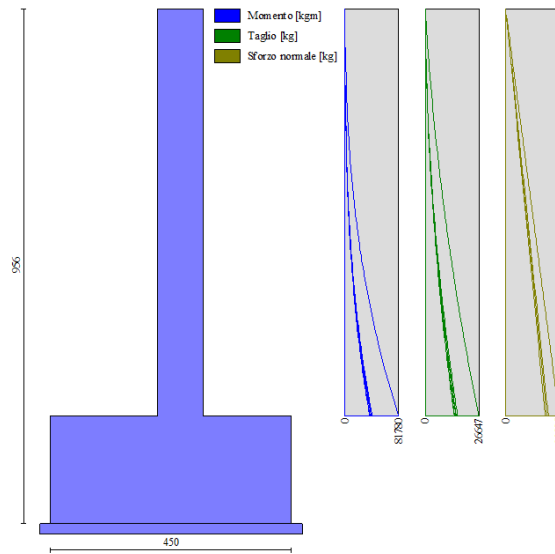


Figura 92: Involuppi diagrammi delle sollecitazioni

Sulla base dello stato di sollecitazione generato sono state quindi calcolate le armature necessarie ad adempiere le verifiche strutturali a flessione e a taglio. Si riporta di seguito la distinta delle armature unitamente al relativo diagramma dei fattori di sicurezza.

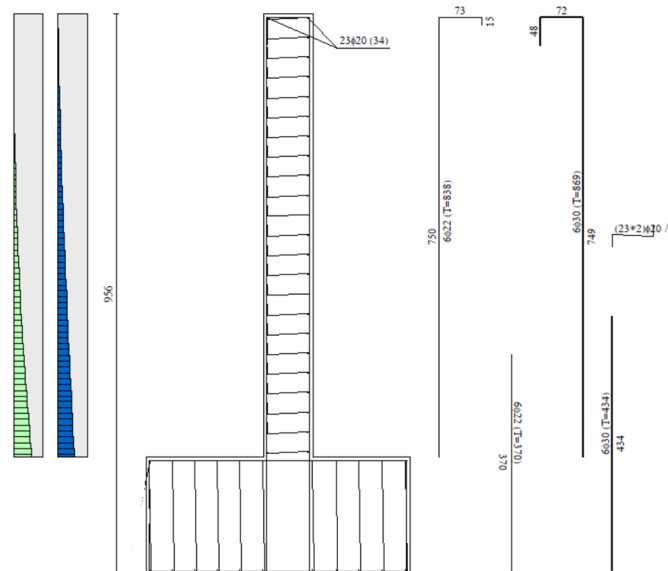


Figura 18: Distinta armature e tassi di lavoro

PROGETTAZIONE ATI:

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _f [kg]	P _{gf} [kg]	V _{cls} [mc]
1	Dritto inferiore	6	22.00	3.70	11.04	66.23	
2	Dritto superiore	6	30.00	8.69	48.25	289.48	
3	Dritto superiore	6	30.00	4.34	24.05	144.33	
4	Dritto inferiore	6	22.00	8.38	25.00	150.02	
5	Ripartitore	46	20.00	1.00	2.47	113.44	
6	Gancio	46	20.00	1.09	2.69	123.65	
Totale al metro						887.15	6.43
Totale						7365.44	52.69

Tabella 19: Computo armature muro andatore

Sulla base delle armature progettate, nelle tabelle seguenti si riassumono i risultati delle verifiche a flessione e a taglio nella sezione più sollecitata, ossia la sezione alla base del muro.

Tabella 20: Verifica a flessione

Elemento	Y [m]	B [cm]	H [cm]	A _{fi} [cmq]	A _{fs} [cmq]	M [kgm]	N [kg]	M _{rd} [kgm]	N _{rd} [kg]	FS
Base	-7.55	100	85	22.81	42.41	81780	16065	130340	16065	1.594

Tabella 21: Verifica a taglio

Elemento	Y [m]	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	s [cm]	cotθ	V _{Rd} [kg]	T [kg]	FS
Base	-7.55	100	85	11.40	0.00	--	46673	26647	1.752