
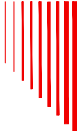







S.S. 78 "SARNANO - AMANDOLA"
LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 2° STRALCIO

PROGETTO DEFINITIVO

IMPRESA ESECUTRICE		GRUPPO DI LAVORO ANAS:	
			
GRUPPO DI PROGETTAZIONE		RESPONSABILE DEI LAVORI:	
(Mandatario)  S.A.G.I. s.r.l. Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria Via Pasubio,20 63074 San Benedetto del Tronto (AP) Tel. e Fax 0735.757580 e-mail: info@sagistudio.it PEC: info@pec.sagistudio.it		VISTO: RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Ing. Marco Mancina (ANAS S.p.A.)	
(Mandanti)     			
		PROTOCOLLO:	DATA:

N. ELABORATO:	CAPITOLO G – PROGETTO STRUTTURALE CAPITOLO G1 – VIADOTTO VI.02 Relazione di calcolo impalcato
G201	

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	-		
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	CODICE ELAB. <input type="text" value="T02"/> <input type="text" value="VI02"/> <input type="text" value="STR"/> <input type="text" value="RE01"/>	<input type="text" value="A"/>	-
D					
C					
B					
A	EMISSIONE		Ottobre 2023	-	-
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1.	<u>PREMESSA.....</u>	<u>3</u>
2.	<u>DESCRIZIONE DELL’OPERA.....</u>	<u>3</u>
3.	<u>RIFERIMENTI NORMATIVI</u>	<u>4</u>
4.	<u>MATERIALI</u>	<u>5</u>
4.1.	CONGLOMERATI CEMENTIZI	5
4.2.	ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA	5
4.3.	ACCIAIO DA CARPENTERIA	6
4.4.	BULLONI AD ALTA RESISTENZA	7
4.5.	PIOLI CON TESTA TIPO “NELSON”	7
4.6.	SALDATURE	8
5.	<u>ANALISI DEI CARICHI</u>	<u>8</u>
5.1.	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA.....	8
5.2.	CARICHI PERMANENTI	8
5.3.	RITIRO DEL CALCESTRUZZO.....	8
5.4.	VARIAZIONI TERMICHE.....	8
5.5.	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO - CARICHI VERTICALI	9
5.6.	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO - AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE	11
5.7.	AZIONE DEL VENTO	12
6.	<u>COMBINAZIONI DI CARICO</u>	<u>14</u>
6.1.	COMBINAZIONI PER GLI S.L.U.	14
6.2.	COMBINAZIONI PER LO SLE DI “RESPIRO DELLE ANIME”	16
6.3.	COMBINAZIONI PER LO SLE DI CONTROLLO DELLE TENSIONI	16
6.4.	COMBINAZIONI PER LO STATO LIMITE DI FATICA	17
7.	<u>CRITERI DI CALCOLO.....</u>	<u>18</u>
7.1.	STATICA LONGITUDINALE	18
7.2.	LARGHEZZA EFFICACE DELLA SOLETTA.....	19
7.3.	STATICA TRASVERSALE	19
7.4.	VERIFICA DELLE SEZIONI DI CLASSE 4.....	20
8.	<u>ANALISI STRUTTURALE.....</u>	<u>22</u>
8.1.	MODELLO DI CALCOLO.....	22
8.2.	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO.....	23
8.3.	SOFTWARE UTILIZZATI E GIUDIZIO DI ACCETTABILITA’ DEI RISULTATI	35
9.	<u>VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI.....</u>	<u>36</u>
9.1.	CRITERI DI VERIFICA.....	36
9.1.1.	Verifica per tensioni normali	36
9.1.2.	Verifica a taglio.....	37

9.1.3.	<i>Interazione taglio, momento flettente e forza assiale</i>	38
9.1.4.	<i>Risultati sintetici delle verifiche agli SLU</i>	38
9.2.	VERIFICHE “A RESPIRO” DELLE ANIME (SLE)	43
9.3.	LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO.....	43
9.4.	VERIFICHE A FATICA DELLE TRAVI PRINCIPALI.....	46
9.4.1.	<i>Criteri di calcolo</i>	46
9.4.2.	<i>Particolari di fatica oggetto di verifica</i>	46
9.4.3.	<i>Diagrammi di sintesi</i>	47
9.5.	VERIFICA DELLA CONNESSIONE A PIOLI.....	50
9.6.	VERIFICA DELLE SALDATURE LONGITUDINALI.....	56
9.7.	VERIFICA DI STABILITÀ DELLE PIATTABANDE DELLE TRAVI PRINCIPALI.....	61
9.7.1.	<i>Criteri di calcolo</i>	61
9.7.2.	<i>Caratteristiche geometriche del corrente compresso e dei telai trasversali</i>	62
9.7.3.	<i>Risultati delle verifiche</i>	63
10.	<u>VERIFICHE DELLA SOLETTA</u>	66
10.1.	VERIFICA DI RESISTENZA E DEFORMABILITÀ DELLE PREDALLES IN FASE DI AUTO PORTANZA....	66
10.2.	VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SOLETTA IN ESERCIZIO	70
10.2.1.	<i>Sintesi dei risultati delle verifiche nelle zone correnti dell’impalcato</i>	73

1. PREMESSA

L'intervento in esame riguarda il progetto di Fattibilità Tecnico/Economica del 2° Stralcio dei lavori di adeguamento e/o miglioramento tecnico funzionale della sezione stradale in T.S. e potenziamento delle intersezioni lungo la S.S. n. 502 "Cingoli" – S.S.n. 78 "Picena" – nel tratto Sarnano-Amandola (Lotto 2).

L'intervento rientra tra le iniziative del PNC – PNRR: Piano Nazionale Complementare al Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza nei territori colpiti dal sisma 2009-2016, Sub-misura A4, "Investimenti sulla rete stradale statale".

Il percorso prevede opere d'arte maggiori, costituite da due viadotti ed una galleria, ed opere d'arte minori quali muri di sostegno, terre armate, chiodatura pareti, tombini e attraversamenti.

Nella presente relazione si riportano i calcoli statici del Viadotto **VI.02** avente lunghezza di **160 m**.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il viadotto presenta un impalcato continuo di luci 35+2x45+35m con sezione composta acciaio-calcestruzzo, per una lunghezza complessiva di 160 m (Figura 2.1).

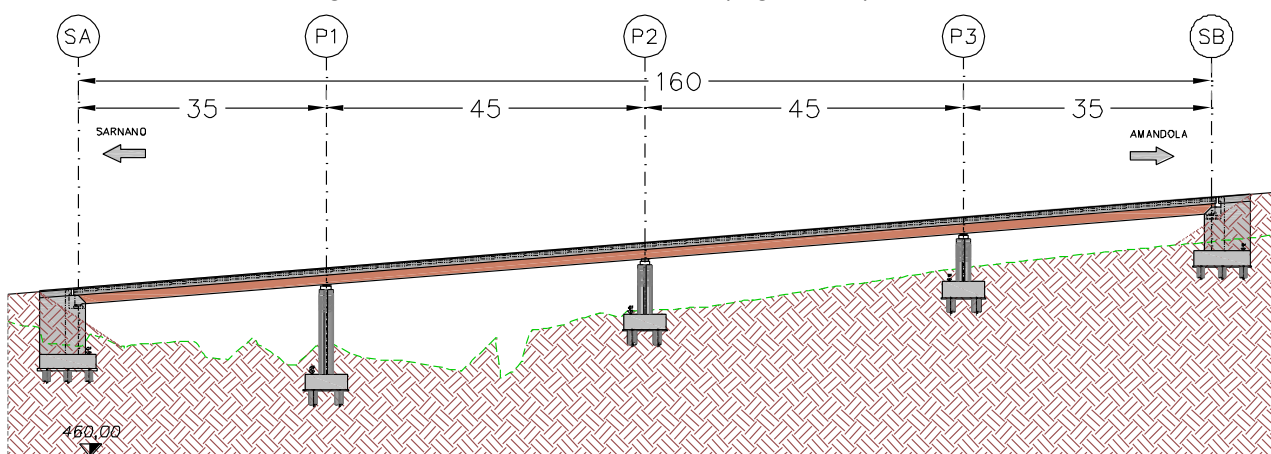


Figura 2.1 - Prospetto longitudinale

La sezione trasversale corrente prevede una sede stradale di tipo C1, caratterizzata da una piattaforma stradale di 10,50 m di larghezza, che ospita due corsie da 3,75 m e due banchine da 1,50 m, e due cordoli da 0,75 m per le barriere di sicurezza, per una larghezza complessiva dell'impalcato di 12,00 m (Figura 2.2).

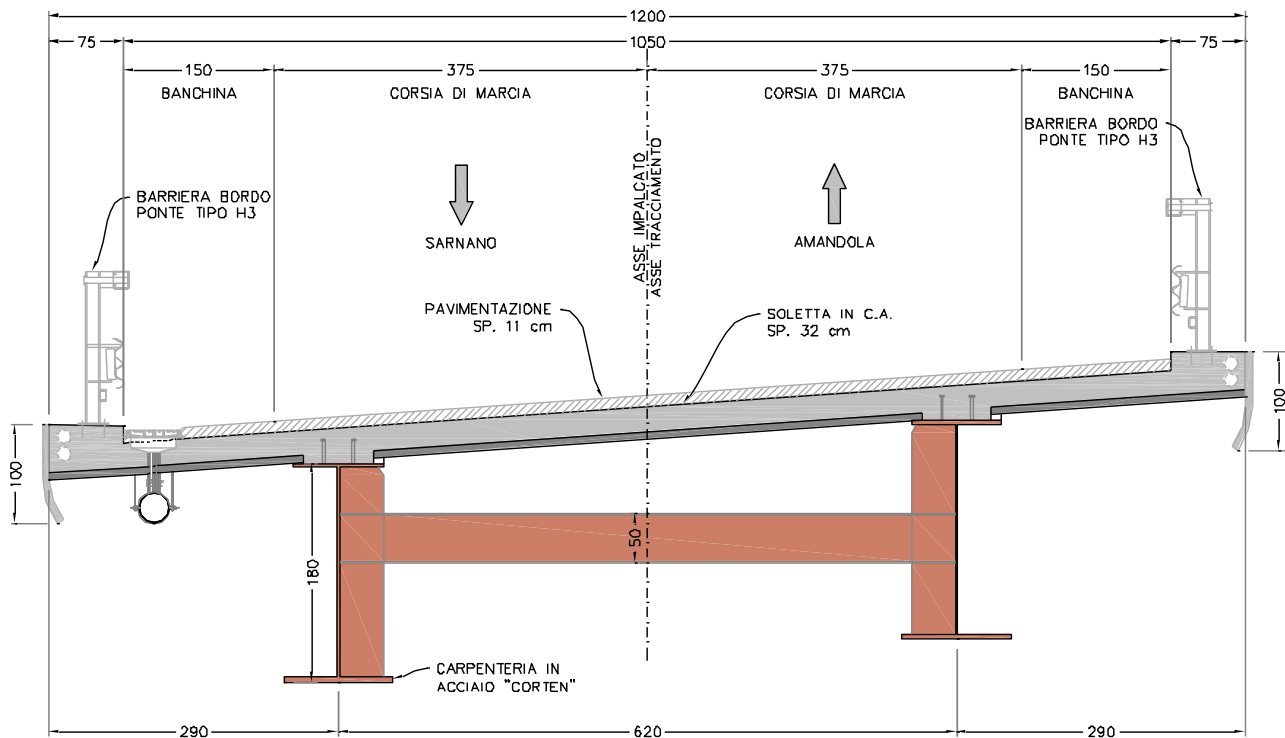


Figura 2.2 - Sezione trasversale impalcato

Le travi metalliche a doppio T hanno altezza costante pari a **1,80** m e sono poste ad interasse di 6,20 m, con sbalzi laterali della soletta di lunghezza pari a 2,90 m. I traversi ad anima piena sono posizionati a circa metà altezza delle travi con interasse longitudinale di 6,875-7,50 m. La soletta è a sezione costante di 32 cm di spessore, gettata su predalles di 7 cm di spessore. La solidarizzazione della soletta alla trave metallica sarà garantita tramite connettori a piolo tipo Nelson Ø22 con altezza di 25 cm.

3. RIFERIMENTI NORMATIVI

Le analisi delle azioni e le verifiche di sicurezza sono state condotte facendo riferimento alle seguenti normative:

- Decreto Min. Infrastrutture e Trasporti 17 gennaio 2018: "Norme Tecniche per le Costruzioni" (in seguito denominato NTC 2018);
- Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 21 gennaio 2019, n. 7: "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al DM 17 gennaio 2018" (in seguito denominata Circ. 2019);
- UNI EN 1990: "Basi della progettazione strutturale";
- UNI EN 1991-1-4: "Azioni sulle strutture - Azione del vento";
- UNI EN 1991-1-5: "Azioni sulle strutture - Azioni termiche";
- UNI EN 1991-2: "Azioni sulle strutture - Carichi da traffico sui ponti";
- UNI EN 1992-1-1: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1992-2: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Ponti di calcestruzzo";
- UNI EN 1993-1-1: "Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1993-2: "Progettazione delle strutture di acciaio - Ponti di acciaio";
- UNI EN 1993-1-5: "Progettazione delle strutture di acciaio - Elementi strutturali a lastra";
- UNI EN 1993-1-8: "Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti";
- UNI EN 1993-1-9: "Progettazione delle strutture di acciaio - Fatica";
- UNI EN 1994-1-1: "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo -Regole generali e regole per gli edifici";

- UNI EN 1994-2: “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Ponti”;
- UNI EN 1090-2: “Execution of steel structures and aluminum structures - part 2: technical requirements for steel structures”;
- UNI EN 13747-2005: “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Lastre per solai”.

4. MATERIALI

4.1. CONGLOMERATI CEMENTIZI

I conglomerati cementizi da porre in opera saranno composti da:

- aggregato (UNI ENV 12620 e UNI EN 13055-1);
- acqua (UNI EN 1008: 2003);
- cemento (UNI EN 197);
- additivi (UNI EN 934-2) super fluidificanti e ritardanti, se occorrenti per garantire le prestazioni del calcestruzzo in base al tempo di trasporto;

ed avranno le caratteristiche indicate in Tabella 4.1.

Elemento	Classe di resistenza	Rck [MPa]	Classe di esposizione	Classe di consistenza	Dmax aggregati [mm]
Soletta	C35/45	45	XF2-XC4	S4	25
Cordoli	C35/45	45	XF4-XC4	S4	25
Predalles e velette	C35/45	45	XC2	S4	15

Tabella 4.1 – Caratteristiche meccaniche dei conglomerati cementizi

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) è stato dimensionato in funzione dell’aggressività dell’ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione in accordo con il par. C4.1.6.1.3 della Circ. 2019. Si riporta nella tabella seguente il calcolo del copriferro nominale (c_{nom}) per i diversi elementi in c.a., ottenuto dalla somma del copriferro minimo (c_{min}) dedotto dalla Tab. C4.1.IV della Circ. 2019 e dell’incremento di copriferro (Δc_{dev}) per tener conto delle tolleranze di posa, del controllo qualità, ecc.

Elemento	Classe di resistenza	Classe di esposizione	Ambiente	Copriferro minimo	Incremento copriferro	Copriferro nominale
				c_{min} [mm]	Δc_{dev} [mm]	c_{nom} [mm]
Soletta	C35/45	XF2-XC4	Aggressivo	30	5	35
Cordoli	C35/45	XF4-XC4	Molto aggr.	45	10	55
Predalles e velette	C35/45	XC2	Ordinario	20	5	25

Tabella 4.2 – Calcolo del copriferro degli elementi in c.a.

4.2. ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA

Le armature da porre in opera dovranno presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto, senza tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurre l’aderenza al conglomerato.

Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata tipo B 450 C controllato in stabilimento conforme alle UNI EN ISO 15360-1:2004 (accertamento proprietà meccaniche), aventi le caratteristiche meccaniche indicate in Tabella 4.3.

Caratteristiche		Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} (MPa)	$\geq f_{y,nom} = 450$	5,0
Tensione caratteristica a rottura	f_{tk} (MPa)	$\geq f_{t,nom} = 540$	5,0
	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
	$(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$	10,0
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10,0
Modulo elastico	E (MPa)	210000	

Tabella 4.3 - Caratteristiche meccaniche dell'acciaio per armatura lenta

4.3. ACCIAIO DA CARPENTERIA

La **classe di esecuzione** prevista secondo la UNI EN 1090 è la **EXC3 per le travi principali** e la **EXC2 per gli elementi secondari**. Tale scelta è stata effettuata in accordo al prospetto C.1 della UNI EN 1993-1-1:2014, considerando la struttura in classe di conseguenze CC2 (prospetto B.1 UNI EN 1990), le travi principali soggette a fatica e gli elementi secondari soggetti a carichi quasi-statici come da tabella seguente.

Classi di Affidabilità (RC) o Classi di Conseguenze (CC)	Tipo di carico	
	Quasi-statico e/o classe di duttilità sismica DCL (¹)	Soggette a fatica (²) e/o classe di duttilità sismica DCM o DCH (¹)
RC3 o CC3	EXC3(³)	EXC3(³)
RC2 o CC2	EXC2	EXC3
RC1 o CC1	EXC1	EXC2

(¹) Classi di duttilità definite in EN 1998-1; DCL=bassa, DCM=media, DCH=alta.
 (²) Vedi EN 1993-1-9.
 (³) Per strutture nelle quali il superamento degli stati limite di servizio ed ultimi porti a conseguenze giudicate particolarmente onerose, può essere specificata la classe EXC4.

Figura 4.1 - Determinazione della classe di esecuzione secondo UNI EN 1993-1-1:2014

La carpenteria metallica delle travi principali, dei traversi, dei fazzoletti di collegamento, dei coprigiunti e delle piastre in genere sarà realizzata con acciai conformi alle seguenti tipologie:

- Travi principali e traversi:
 - EN 10025-2 S355J0W+N per spessori $s \leq 20\text{mm}$
 - EN 10025-2 S355J2W+N per spessori $20 < s \leq 40\text{mm}$
 - EN 10025-2 S355K2W+N per spessori $s > 40\text{mm}$
- Fazzoletti, coprigiunti, controventi e piastre in genere:
 - EN 10025-2 S355J0W+N

Tali acciai dovranno inoltre rispettare le prescrizioni delle NTC 2018 e presentare le caratteristiche meccaniche riportate in Tabella 4.4.

Caratteristiche		Requisiti
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} (MPa)	$\geq f_{y,nom} = 355$
Tensione caratteristica a rottura	f_{tk} (MPa)	$\geq f_{t,nom} = 510$
Allungamento	ϵ_t	$\geq 21\%$
Modulo elastico	E_a (MPa)	206000

Tabella 4.4 - Caratteristiche meccaniche dell'acciaio da carpenteria

Tutte le giunzioni per l'assemblaggio dei conci delle travi portanti, sia quelle da eseguire in officina che quelle in cantiere, saranno di tipo saldato a completa penetrazione.

I traversi intermedi e di spalla saranno collegati alle travi principali attraverso giunzioni bullonate.

I controventi, realizzati con profili L100×100×10 e collegati alle travi attraverso giunzioni bullonate, hanno carattere provvisorio per il montaggio della carpenteria metallica e per il getto della soletta, pertanto saranno smontati ad opera ultimata.

4.4. BULLONI AD ALTA RESISTENZA

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza con funzionamento ad ATTRITO aventi le seguenti caratteristiche, conformi alle specifiche contenute nelle NTC 2018:

- vite classe 10.9
- tensione di rottura a trazione $f_{tb} \geq 1000$ MPa
- tensione di snervamento $f_{yb} \geq 900$ MPa
- dado classe 10
- rosette C50

I bulloni dovranno essere montati con una rosetta sotto la testa della vite e una rosetta sotto il dado e dovranno essere contrassegnati con le indicazioni del produttore e la classe di resistenza. I bulloni disposti verticalmente avranno la testa della vite rivolta verso l'alto e il dado verso il basso.

I bulloni ad alta resistenza della classe 10.9, precaricati con serraggio controllato, per giunzioni ad attrito devono essere conformi alla norma armonizzata UNI EN 14399-1 e recare la marchiatura CE. Tale norma al p.to 4.3 prescrive che viti, dadi e rondelle siano forniti dal medesimo produttore.

La coppia di serraggio per i bulloni delle giunzioni ad attrito è quella indicata sulle targhette confezioni dei bulloni. Nel caso che la coppia di serraggio non sia riportata sulle targhette delle confezioni, ma compaia il solo fattore k secondo la classe funzionale, la coppia di serraggio è pari a:

$$M = k \cdot d \cdot F_{p,C} = k \cdot d \cdot 0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}$$

dove:

- d è il diametro nominale della vite;
- Ares è l'area resistente della vite;
- f_{tb} è la resistenza a ultima a trazione del bullone
- k è un fattore indicato sulle targhette delle confezioni (dei bulloni, oppure delle viti) per le tre classi funzionali specificate nella seguente Tabella 4.2.XV delle NTC 2018.

Tabella 4.2.XVII Coppie di serraggio per bulloni 10.9

Viti 10.9 – Momento di serraggio M [N m]						
Vite	k=0.10	k=0.12	k=0.14	k=0.16	F _{p,C} [kN]	A _{res} [mm ²]
M12	70.8	85.0	99.1	113	59.0	84.3
M14	113	135	158	180	80.5	115
M16	176	211	246	281	110	157
M18	242	290	339	387	134	192
M20	343	412	480	549	172	245
M22	467	560	653	747	212	303
M24	593	712	830	949	247	353
M27	868	1041	1215	1388	321	459
M30	1178	1414	1649	1885	393	561
M36	2059	2471	2882	3294	572	817

4.5. PIOLI CON TESTA TIPO “NELSON”

I pioli dovranno essere realizzati in acciaio tipo S235J2+C450 secondo EN ISO 13918 avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

- tensione di snervamento $f_{yk} \geq 350 \text{ MPa}$
- tensione di rottura a trazione $f_u \geq 450 \text{ MPa}$

I pioli saranno saldati in cantiere dopo la posa delle predalle.

4.6. SALDATURE

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle NTC 2018. Tutte le giunzioni per l'unione dei conci e dei diaframmi saranno eseguite con saldature testa a testa a completa penetrazione di 1^a classe.

5. ANALISI DEI CARICHI

In questo paragrafo sono descritte le azioni di progetto considerate per il calcolo dell'impalcato, degli isolatori e delle sottostrutture.

5.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

- Carpenteria Metallica (g1,1)

Travi principali.....	=	19,86	kN/m
Carpenteria secondaria.....	=	2,85	kN/m
- Soletta (g1,2).....25 kN/mc x 3,840 mq = 96,00 kN/m

5.2. CARICHI PERMANENTI

Marciapiedi.....	25 kN/mc x (0,75 x 0,18 + 0,75 x 0,18 mq) =	6,75	kN/m
Pavimentazione stradale.....	22 kN/mc x 10,50 m x 0,11 m =	25,41	kN/m
Velette.....	2 x 1,75 kN/m =	3,50	kN/m
Canalette smaltimento acque.....	1 x 2,00 kN/m =	2,00	kN/m
Sicurvia.....	2 x 1,00 kN/m =	2,00	kN/m

Carichi permanenti totali.....	=	39,66	kN/m

5.3. RITIRO DEL CALCESTRUZZO

Il ritiro del calcestruzzo è stato schematizzato attraverso le seguenti azioni statiche equivalenti:

Forza assiale d'estremità.....	$N_{c,r \infty} = E_a \times e_c \times A_{collrit} / n_r =$	-12606	kN
Momento flettente d'estremità.....	$M_{c,r \infty} = N_c \times z =$	8219	kNm

avendo assunto:

contrazione finale da ritiro.....	$e_c =$	3,48E-04
coefficiente di omogeneizzazione a tinf.....	$n_r =$	14,71
modulo elastico dell'acciaio.....	$E_a =$	206010 MPa
area della soletta collaborante.....	$A_{collrit} =$	2,59E+06 mm ²
dist. fra baricentro soletta e baricentro sez. composta a tinf.....	$z =$	0,652 m

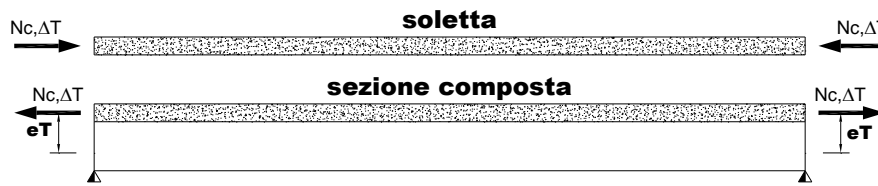


5.4. VARIAZIONI TERMICHE

Gli effetti prodotti dalle variazioni termiche differenziali fra la soletta in calcestruzzo e le travi metalliche sono stati valutati con azioni statiche equivalenti concentrate alle estremità dell'impalcato. Sono state prese in esame le seguenti variazioni termiche:

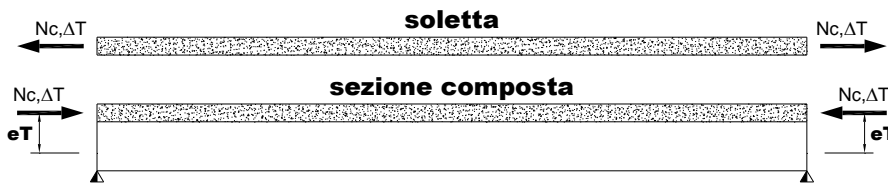
Variazione termica differenziale positiva 10 °C

Forza assiale d'estremità..... $N_{cdT+} = E_a \times a \times +10 \times A_{collidT} / n_0 = 10902$ kN
Momento flettente d'estremità..... $M_{cdT+} = N_{cdT+} \times z = -3968$ kNm



Variazione termica differenziale negativa -10 °C

Forza assiale d'estremità..... $N_{cdT-} = E_a \times a \times -10 \times A_{collidT} / n_0 = -10902$ kN
Momento flettente d'estremità..... $M_{cdT-} = N_{cdT-} \times z = 3968$ kNm



avendo assunto:

coefficiente di dilatazione termica..... $a = 1,00E-05$
coefficiente di omogeneizzazione a t0..... $n_0 = 5,95$
modulo elastico dell'acciaio..... $E_a = 206010$ MPa
area della soletta collaborante..... $A_{collidT} = 3,15E+06$ mm²
dist. fra baricentro soletta e baricentro sez. composta a t0..... $z = 0,364$ m

5.5. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO - CARICHI VERTICALI

La definizione delle corsie convenzionali secondo le NTC 2018 è riportata nel prospetto che segue.

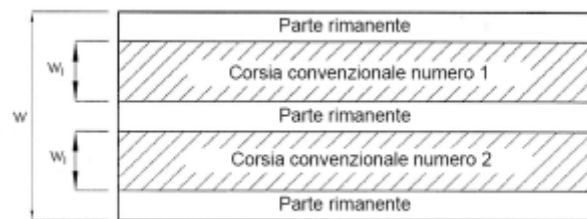


Figura 5.1 - Esempio di numerazione delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

Tabella 5.1 - Numero e larghezza delle corsie

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla superficie carrabile e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applica lo **schema di carico 1**, costituito da carichi concentrati su due assi in tandem (Q_{ik}), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti (q_{ik}), come mostrato in Figura 5.2.

Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

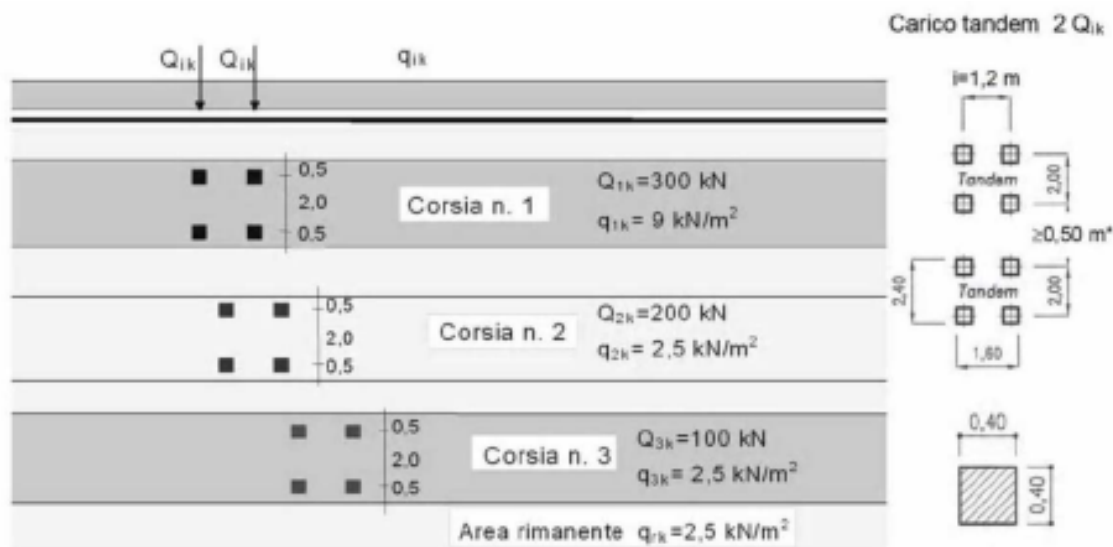


Figura 5.2 – Schema di carico 1 - dimensioni in [m]

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle corsie sulla superficie carrabile saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi:

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

Tabella 5.2 – Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Inoltre, si è considerato lo **schema di carico 5**, costituito dalla folla compatta, agente sul percorso pedonale di larghezza pari a 2,45 m presente su entrambi i lati della carreggiata con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m².

La verifica a fatica dell'impalcato metallico e delle saldature è condotta utilizzando il modello di carico di fatica 2 (FLM2), che prevede il transito dei 5 veicoli riportati in Tabella 5.3.

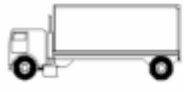




Sagoma del veicolo	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,50	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Tabella 5.3 – Modello di carico di fatica 2 – Veicoli frequenti

Il carico di fatica è applicato secondo le indicazioni contenute nella UNI EN 1991-2, che precisa che i singoli veicoli che compongono il modello FLM2 devono transitare separatamente lungo il viadotto. Il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{\max}$ in ogni sezione sarà pari al valore massimo tra i cinque $\Delta\sigma$ dovuti a ciascuno dei veicoli. Ogni veicolo percorre il viadotto, da spalla a spalla, posizionato trasversalmente in asse alla corsia di marcia della sezione stradale.

La verifica a fatica della connessione a pioli, invece, è condotta utilizzando il modello di carico di fatica 3 (FLM3), che è costituito da un veicolo convenzionale a quattro assi simmetrico, detto anche veicolo di fatica, con un carico asse equivalente di 120 kN, come mostrato in Figura 5.3.

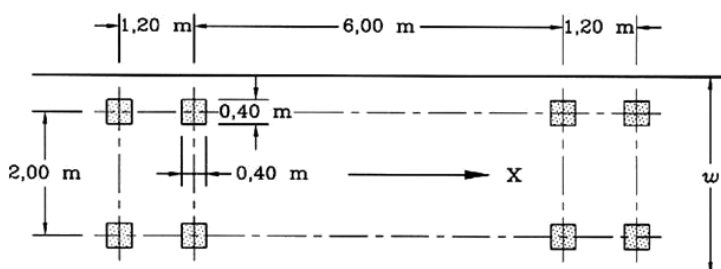


Figura 5.3 - Modello di carico di fatica 3

5.6. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO - AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0,10 \times q_{1k} \times w_1 \times L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia ed L la lunghezza della zona caricata.

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata.

5.7. AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento sull'impalcato è convenzionalmente assimilata ad un sistema di forze composto da un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte. Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento è schematizzata con una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,00 m a partire dal piano stradale.

Per la valutazione della velocità base di riferimento del vento si considerano i valori definiti al par. 3.3 delle NTC 2018, in funzione delle zone in cui è stato suddiviso il territorio nazionale (Figura 5.4).



Figura 5.4 – Zone di suddivisione del territorio per il calcolo dell'azione del vento

Il ponte in esame ricade in zona III, per cui per l'azione del vento sull'impalcato, valutata per un periodo di ritorno di 50 anni e in corrispondenza del tratto di ponte con quota maggiore rispetto al terreno circostante, si ottengono i valori riportati nel seguito.

AZIONE DEL VENTO (par. 3.3 D.M. 17/01/2018)			
PARAMETRI GENERALI			
Zona	= 3		
Velocità base di riferimento s.l.m.m. fondamentale	vb,0 =	27	m/s
Parametro funzione della zona	a0 =	500	m
Parametro funzione della zona	ks =	0,37	-
Altitudine s.l.m.m. del sito	as =	436	m
Coefficiente di altitudine	ca =	1,00	-
Velocità base di riferimento	vb =	27,00	m/s
Periodo di ritorno di progetto	TR =	50	anni
Coefficiente di ritorno	cr =	1,00	-
Velocità di riferimento	vr =	27,02	m/s
Densità dell'aria	ρ =	1,25	kg/m ³
Pressione cinetica di riferimento	qr =	456,3	N/m ²
Classe di rugosità	= B		
Categoria esposizione sito	= IV		
Parametro funzione della categoria d'esposizione	Kr =	0,22	
Parametro funzione della categoria d'esposizione	z0 =	0,30	m
Parametro funzione della categoria d'esposizione	zmin =	8	m
Altezza sul suolo del punto considerato	z =	30	m
Coefficiente di topografia	ct =	1,00	-
Coefficiente di esposizione	ce(z) =	2,59	-
Coefficiente dinamico	cd =	1,00	-
COEFFICIENTE DI FORMA			
Altezza trave	h_t =	1,80	m
Spessore soletta	s_so =	0,32	m
Spessore pavimentazione	s_pa =	0,11	m
Spessore marciapiede	s_ma =	0,18	m
Altezza barriera convenzionale a ponte scarico	h_ba =	1,10	m
Larghezza impalcato	b =	12,00	m
Interasse travi	i =	6,20	m
Ponte carico / ponte scarico		PC	PS
Altezza/area di riferimento	Aref =	5,23	3,40 m ²
(controllare che " b / dtot" sia maggiore di 0,35)	b/dtot =	2,29	3,53 -
Coefficiente di forma	cfx =	1,81	1,44 -
Pressione orizzontale del vento	pv =	2,14	1,70 KN/m ²
FORZA ORIZZONTALE DEL VENTO	Fwk =	11,20	5,79 KN/m
Distanza fra CT sezione e testa appoggio	d =		m
Eccentricità fra CT sezione e forza orizzontale	e =	2,62	1,70 m
Momento torcente del vento	Twk =	29,28	9,84 KNm/m
FORZA VERTICALE DEL VENTO	Qwk =	4,72	1,59 KN/m

Figura 5.5 - Azione del vento

6. COMBINAZIONI DI CARICO

6.1. COMBINAZIONI PER GLI S.L.U.

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli SLU, definite al punto 2.5.3 delle NTC 2018, sono espresse complessivamente dalla combinazione fondamentale:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- γ_G , γ_P e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;
- ψ_0 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti ψ_0 , γ_G , γ_P e γ_Q sono riportati in Tabella 6.1 e Tabella 6.2.

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tabella 6.1 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tabella 6.2 - Coefficienti per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Per quanto riguarda i carichi mobili, la simultaneità dei sistemi di carico definiti nelle NTC 2018 (modelli di carico 1, 2, 3, 4, 6 - forze orizzontali - carichi agenti su ponti pedonali), deve essere tenuta in conto considerando i “gruppi di carico” definiti nella tabella seguente. Ognuno dei “gruppi di carico”, indipendente dagli altri, deve essere considerato come azione caratteristica per la combinazione con gli altri carichi agenti sul ponte.

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

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

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

Tabella 6.3 - Gruppi di carico da traffico per le combinazioni di carico

Nel seguito della presente relazione il valore caratteristico dei carichi da traffico è riportato con riferimento al solo gruppo di carico 1. Le restanti combinazioni di carico che prevedono la presenza degli altri gruppi non sono riportate, in quanto non risultano dimensionanti per gli elementi strutturali di impalcato.

Le combinazioni di carico adottate sono le seguenti:

$$\text{➤ } F_d = 1,35 \cdot G_k + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot Q_{7-}$$

essendo:

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$);
- Q_k carichi mobili;
- Q_5 azione del vento;
- ε_2 ritiro del calcestruzzo;
- Q_{7-} (-10 °C) variazione termica differenziale negativa;

$$\text{➤ } F_d = 1,35 \cdot G_k + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot Q_{7-}$$

- Q_{7+} (+10 °C) variazione termica differenziale positiva.

6.2. COMBINAZIONI PER LO SLE DI “RESPIRO DELLE ANIME”

Le verifiche delle travi principali associate a tale stato limite sono state eseguite in riferimento alle combinazioni di carico del gruppo **frequente** espresse complessivamente dalla seguente relazione:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- ψ_1, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

Le combinazioni di carico adottate sono le seguenti:

$$\text{➤ } F_d = G_k + \varepsilon_2 + 0,75 \cdot Q_k + 0,5 \cdot Q_{7-}$$

essendo:

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$);
- Q_k carichi mobili ($q_1 + q_2$);
- ε_2 ritiro del calcestruzzo;
- Q_{7-} (-10 °C) variazione termica differenziale negativa;

$$\text{➤ } F_d = G_k + 0,75 \cdot Q_k + 0,5 \cdot Q_{7+}$$

- Q_{7+} (+10 °C) variazione termica differenziale positiva.

6.3. COMBINAZIONI PER LO SLE DI CONTROLLO DELLE TENSIONI

Le verifiche delle travi principali associate a tale stato limite sono state eseguite in riferimento alle combinazioni di carico del gruppo **rara** espresse complessivamente dalla seguente relazione:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;

- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- ψ_0 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

Le combinazioni di carico adottate sono le seguenti:

➤ $F_d = G_k + \varepsilon_2 + Q_k + 0,6 \cdot Q_5 + 0,6 \cdot Q_{7-}$

essendo:

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$);
- Q_k carichi mobili ($q_1 + q_2$);
- ε_2 ritiro del calcestruzzo;
- Q_{7-} (-10 °C) variazione termica differenziale negativa;

➤ $F_d = G_k + Q_k + 0,6 \cdot Q_5 + 0,6 \cdot Q_{7+}$

- Q_{7+} (+10 °C) variazione termica differenziale positiva.

6.4. COMBINAZIONI PER LO STATO LIMITE DI FATICA

Le verifiche associate a tale stato limite sono state eseguite in funzione delle combinazioni di carico espresse complessivamente dalla seguente relazione:

$$\left(\sum_{j>1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) + Q_{fat}$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- ψ_1 è il coefficiente di combinazione delle azioni variabili.

Le combinazioni di carico adottate sono le seguenti:

➤ $F_d = G_k + \varepsilon_2 + Q_k + 0,6 \cdot Q_{7-}$

essendo

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$);
- Q_k carichi mobili di fatica;
- ε_2 ritiro del calcestruzzo;
- Q_{7-} (-10 °C) variazione termica differenziale negativa;

➤ $F_d = G_k + Q_k + 0,6 \cdot Q_{7+}$

- Q_{7+} (+10 °C) variazione termica differenziale positiva.

7. CRITERI DI CALCOLO

7.1. STATICA LONGITUDINALE

L'impalcato ha uno schema statico di trave semplicemente appoggiata, ad asse rettilineo con luci pari agli interassi degli appoggi misurati sull'asse stradale.

L'analisi strutturale è condotta su una singola trave composta, sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni e all'aliquota dei carichi mobili che discende dalla ripartizione trasversale dei carichi.

La trave continua è discretizzata in conci di sezione costante, in modo da tener conto delle variazioni geometriche, della fessurazione della soletta e delle azioni concentrate.

Nell'analisi strutturale si tiene conto delle fasi transitorie e di esercizio e si opera con i seguenti modelli:

- *Modello 1*: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione composta con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente $n = 5,95$. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di breve durata;
- *Modello 2*: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione mista con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente $n = 14,71$. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni del ritiro;
- *Modello 3*: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione mista con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente $n = 15,36$. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di lunga durata;
- *Modello 4*: ottenuto considerando le proprietà inerziali delle sole travi metalliche ed utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dal peso proprio dell'acciaio e della soletta.

Nei modelli 1, 2 e 3 si tiene conto della riduzione di rigidità della sezione composta in prossimità degli appoggi interni per la fessurazione della soletta, trascurando il contributo inerziale del calcestruzzo su un tratto di lunghezza pari al 15 % della somma delle luci delle due campate adiacenti e mettendo comunque in conto il contributo inerziale delle armature presenti entro la larghezza collaborante (Figura 7.1).

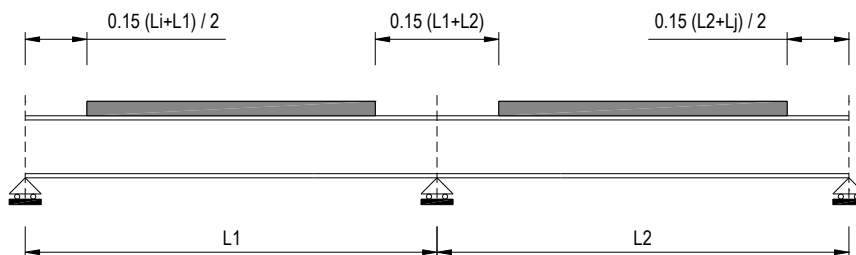


Figura 7.1 - Modellazione degli effetti dovuti alla fessurazione

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate considerando le seguenti 5 sezioni tipo:

- *Sezione Tipo 1*: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 5,95$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dalle azioni di breve durata;
- *Sezione Tipo 2*: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 14,71$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dal ritiro;
- *Sezione Tipo 3*: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 15,36$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dai sovraccarichi permanenti;

- *Sezione Tipo 4*: proprietà inerziali della sezione costituita dalla membratura metallica e dalle barre di armatura con esclusione del calcestruzzo. La sezione è utilizzata nelle regioni a momento flettente negativo;
- *Sezione Tipo 5*: proprietà inerziali della sola membratura metallica soggetta alle sollecitazioni dovute al peso proprio dell'acciaio e della soletta di calcestruzzo.

7.2. LARGHEZZA EFFICACE DELLA SOLETTA

La valutazione della larghezza collaborante della soletta, sia in fase di modellazione che in fase di verifica, è effettuata con riferimento alle indicazioni del punto 4.3.2.3 delle NTC 2018.

La larghezza collaborante b_{eff} si ottiene come somma delle due aliquote b_{e1} e b_{e2} ai due lati dell'asse della trave e della larghezza b_0 impegnata direttamente dai connettori:

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

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e le aliquote b_{e1} e b_{e2} ($b_{ei}; i = 1, 2$), che costituiscono il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta, si assumono pari a:

$$b_{ei} = \min \left[\frac{L_e}{8}; b_i - \frac{b_0}{2} \right].$$

Il valore di L_e nelle travi semplicemente appoggiate coincide con la luce della trave; nelle travi continue L_e è la distanza indicata in Figura 7.2. Negli appoggi di estremità la determinazione della larghezza collaborante b_{eff} si ottiene con la formula:

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

dove:

$$\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \frac{L_e}{b_{ei}} \right).$$

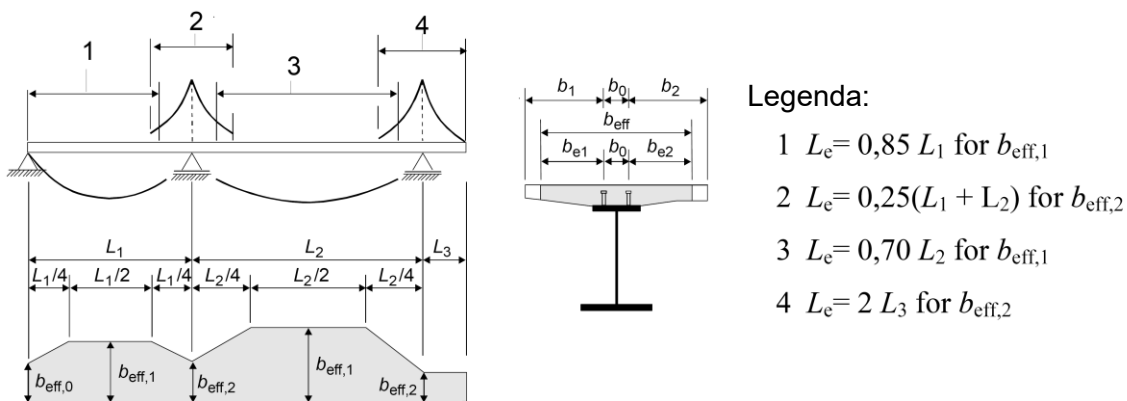


Figura 7.2 – Luci equivalenti (L_e) per il calcolo della larghezza efficace della soletta per travi continue

7.3. STATICA TRASVERSALE

Il calcolo della soletta è stato effettuato mediante un modello agli elementi finiti che la schematizza come un grigliato di travi appoggiate in corrispondenza delle travi principali.

Il dimensionamento dei traversi è stato invece eseguito a mezzo di schemi a telaio in modo tale da garantire da un lato la rigidità necessaria ad impedire fenomeni d'instabilità delle piattabande compresse delle travi principali, sia nelle fasi transitorie che in quelle d'esercizio, dall'altro la resistenza nei confronti delle azioni sismiche e del vento.

7.4. VERIFICA DELLE SEZIONI DI CLASSE 4

Nel calcolo delle grandezze geometriche delle sezioni di classe 4 si fa riferimento alle proprietà efficaci^p (A_{eff} , I_{eff} , W_{eff}).

Sezione trasversale efficace

Le proprietà efficaci della sezione trasversale devono essere calcolate in base all'area efficace ($efficace^s + efficace^p$) delle parti in compressione e in base all'area efficace^s delle parti tese dovuta al solo shear-lag, e della loro posizione all'interno della sezione trasversale.

L'area efficace può essere calcolata sulla base delle tensioni dovute alle sollecitazioni assiali (N_{Ed}) e flettenti (M_{Ed}) di progetto agenti contemporaneamente. Il possibile spostamento e_N del baricentro della sezione efficace relativamente alla posizione del baricentro della sezione lorda, deve essere considerato mediante un momento flettente addizionale ($N_{Ed} \cdot e_N$).

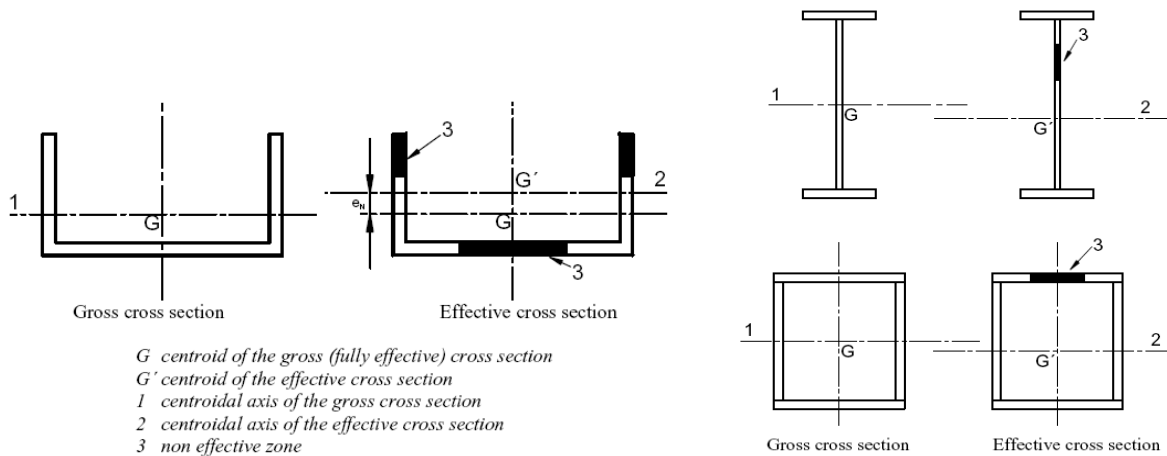


Figura 7.3 - Area efficace

Elementi piani senza irrigidimenti longitudinali

L'area efficace^p della parte compressa è pari a:

$$A_{c,eff} = \rho \cdot A_c$$

dove ρ è il fattore di riduzione per instabilità del piatto e vale:

- per elementi compressi interni (anime, fondo cassone):

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho = 1,0 & \bar{\lambda}_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \\ \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 & \bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \end{array} \right.$$

- per elementi compressi esterni (flangia):

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho = 1,0 & \bar{\lambda}_p \leq 0,748 \\ \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 & \bar{\lambda}_p > 0,748 \end{array} \right.$$

con
$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\left(\frac{\bar{b}}{t}\right)}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

Si indica con \bar{b} la larghezza del pannello per elementi interni oppure la larghezza della parte sporgente per elementi esterni. Il coefficiente di imbozzamento k_σ si ricava dalle Tabella 7.1 e Tabella

7.2; ψ rappresenta il rapporto tra le tensioni σ_2 e σ_1 alle estremità del pannello (σ_1 rappresenta la massima tensione di compressione).

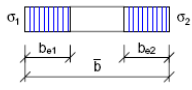
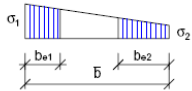
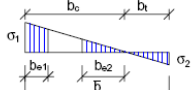
Stress distribution (compression positive)		Effective ^p width b_{eff}				
	$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$					
	$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$					
	$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$					
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor k_z	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Tabella 7.1 – Elementi compressi interni

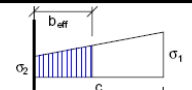
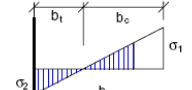
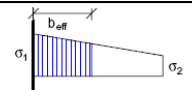
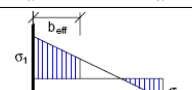
Stress distribution (compression positive)		Effective ^p width b_{eff}		
	$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
	$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \psi - 3$
Buckling factor k_z	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$

Tabella 7.2 – Elementi compressi esterni

	$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$				
	$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Buckling factor k_z	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Indicando con $\sigma_{comm,ed}$ la massima tensione di compressione di progetto sull'elemento, la snellezza adimensionalizzata $\bar{\lambda}_p$ può essere sostituita dalla snellezza ridotta:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{comm,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}}$$

Per le flange delle sezioni a doppio T la parte effettiva^p può essere calcolata a partire dallo stato tensionale della sezione lorda, considerando l'effetto shear-lag. Successivamente la parte efficace^p dell'anima può essere ottenuta usando la distribuzione di sforzi presente nella sezione composta dalla parte effettiva (efficace^p + efficace^s) delle flange e l'anima lorda. Per pannelli con rapporto di dimensioni $a/b < 1$ (es. pannelli anima molto alti tra due irrigidimenti trasversali) il comportamento a colonna può essere prevalente per cui è necessario eseguire la medesima procedura delle piastre irrigidite usando il fattore mediato ρ_c (per questi pannelli, infatti il fattore ρ_c è più simile al χ_c di colonna che al ρ di piastra).

La tensione critica di colonna per elementi non irrigiditi è:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot a^2}$$

dalla quale si ricava la snellezza adimensionalizzata:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}}$$

Il fattore χ_c si ottiene sulla base dell'indicazioni al punto 6.3.1.2 dell'EC 1993-1-1 usando il fattore di imperfezione $\alpha = 0,21$ (curva a). A questo punto il fattore di riduzione complessivo ρ_c è pari a:

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \zeta (2 - \zeta) + \chi_c$$

con $\zeta = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \quad 0 \leq \zeta \leq 1$.

8. ANALISI STRUTTURALE

8.1. MODELLO DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato, con riferimento ai carichi individuati al paragrafo 2 della presente sezione, su un modello agli elementi finiti di tipo "beam" ottenuto discretizzando la struttura in conci di caratteristiche geometriche ed inerziali costanti. Le analisi, di tipo elastico lineare, sono eseguite per le fasi costruttive (montaggio della carpenteria metallica e getto della soletta) e per le situazioni di esercizio della struttura (a breve termine e a lungo termine) esaminando le seguenti condizioni di carico:

- Peso proprio della carpenteria metallica e della soletta;
- Carichi permanenti;
- Variazione termica differenziale (negativa e positiva);
- Ritiro;
- Vento;
- Carichi mobili (da traffico e da fatica).

Per la disposizione dei carichi mobili sull'impalcato in esame si adotta la seguente condizione di carico.

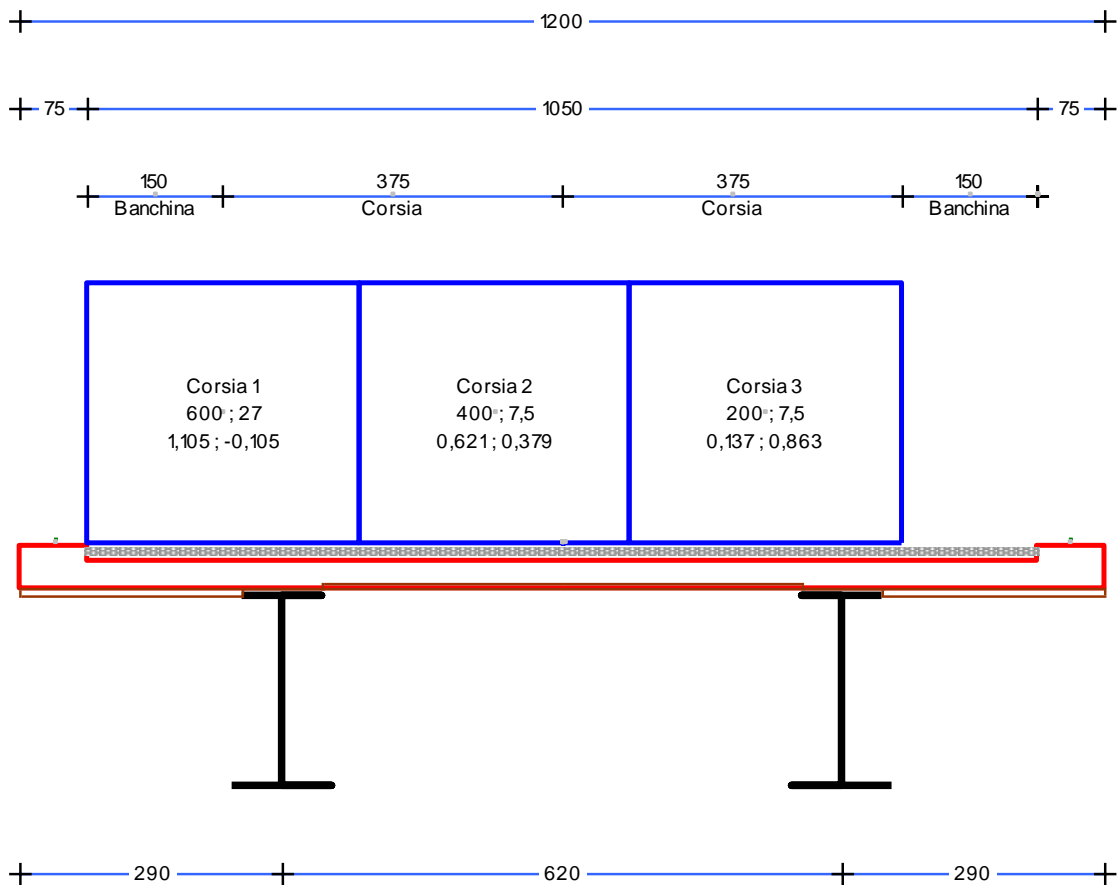


Figura 8.1 - Disposizione trasversale dei carichi mobili

Le analisi agli elementi finiti sono state effettuate con l'utilizzo del programma SAP2000; in particolare gli effetti del transito dei carichi mobili sono stati studiati mediante l'apposito modulo interno al programma che li dispone in ase alle linee di influenza in modo da determinare su ogni sezione i massimi valori di sollecitazione.

Ai fini delle verifiche di resistenza, per quanto riguarda la prima condizione di carico, la soletta è stata considerata realizzata in un unico getto. Con tale ipotesi si sovrastimano le tensioni sulla carpenteria metallica e quindi si perviene ad una verifica conservativa della sicurezza.

La larghezza collaborante della soletta per la definizione delle caratteristiche inerziali della sezione, sia per l'analisi strutturale che per la verifica, è stata valutata con le indicazioni riportate al paragrafo 1 della presente sezione.

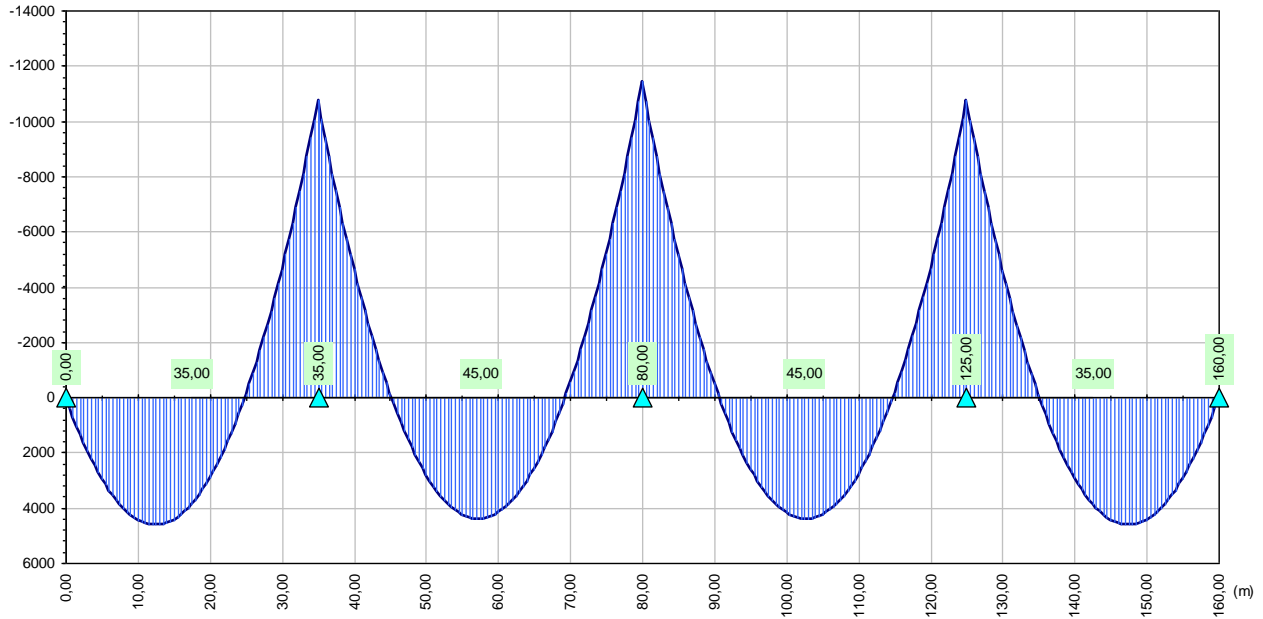
8.2. SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Nei grafici che seguono sono mostrati i diagrammi delle sollecitazioni per le varie condizioni elementari di carico.

Peso acciaio e soletta

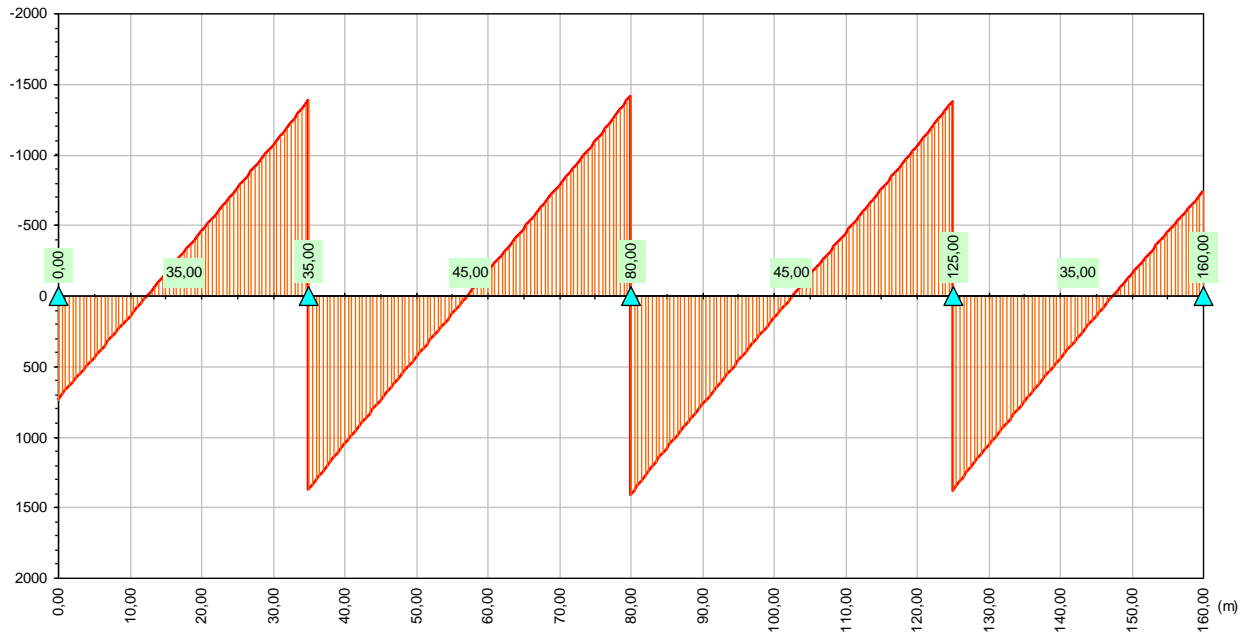
Mf (kNm)

PESO PROPRIO ACCIAIO e SOLETTA - Momento flettente

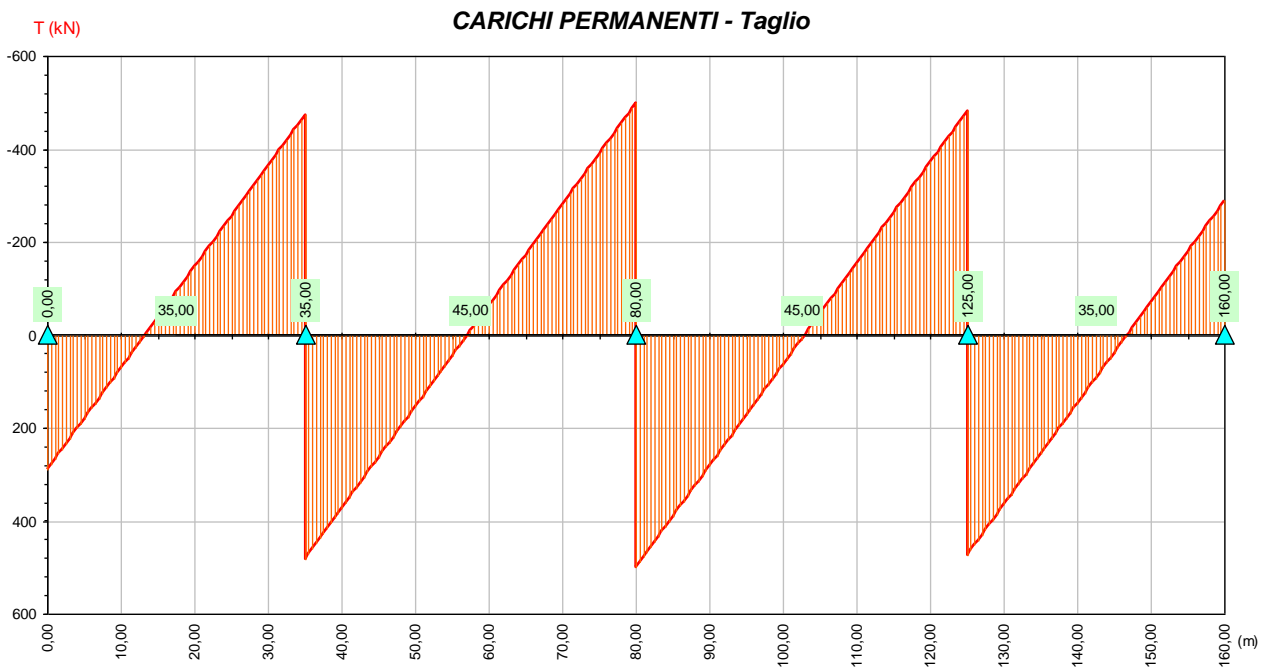
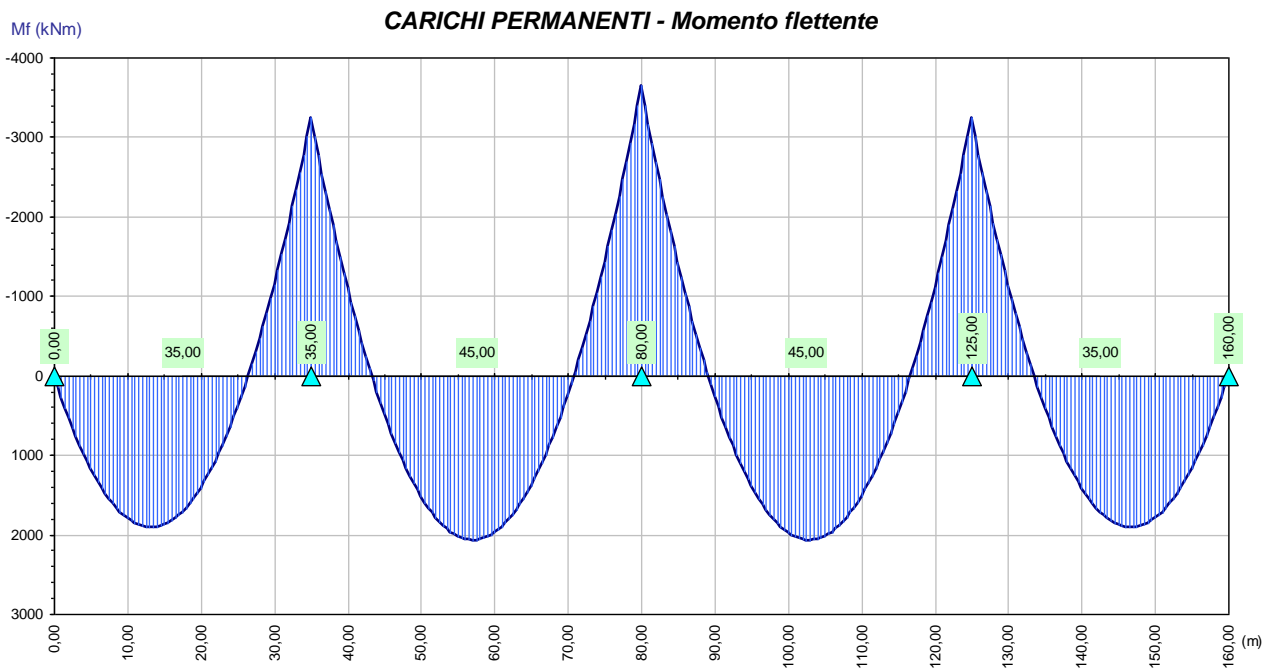


T (kN)

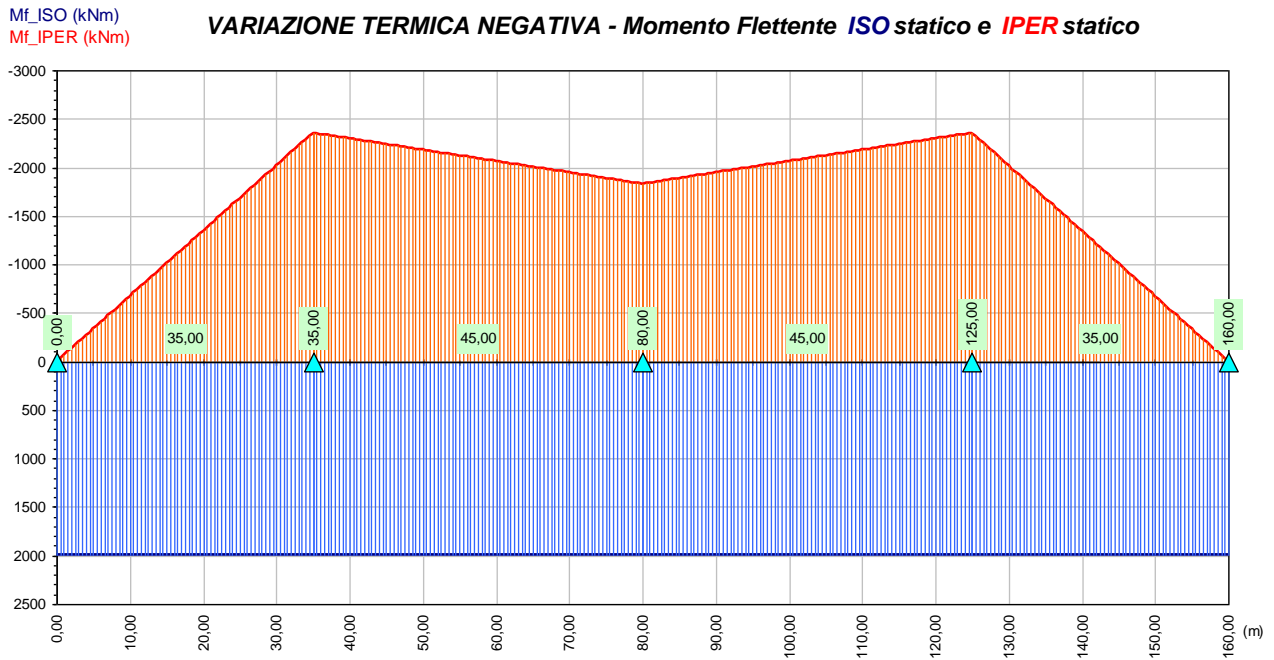
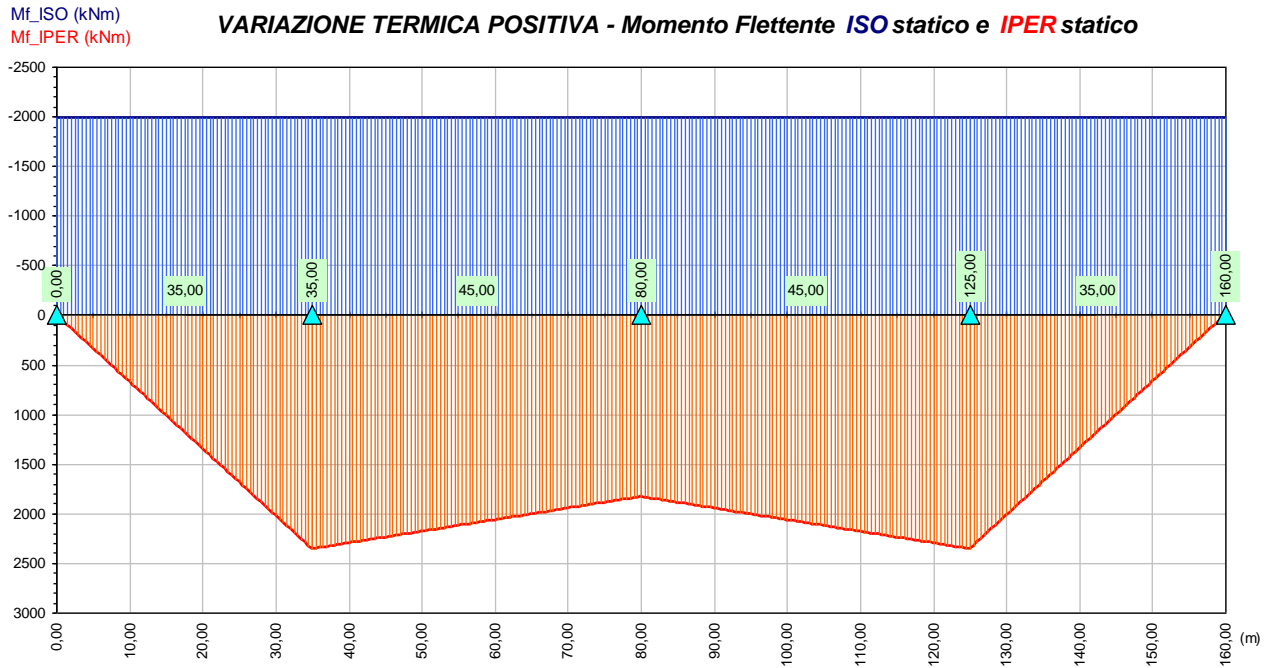
PESO PROPRIO ACCIAIO e SOLETTA - Taglio



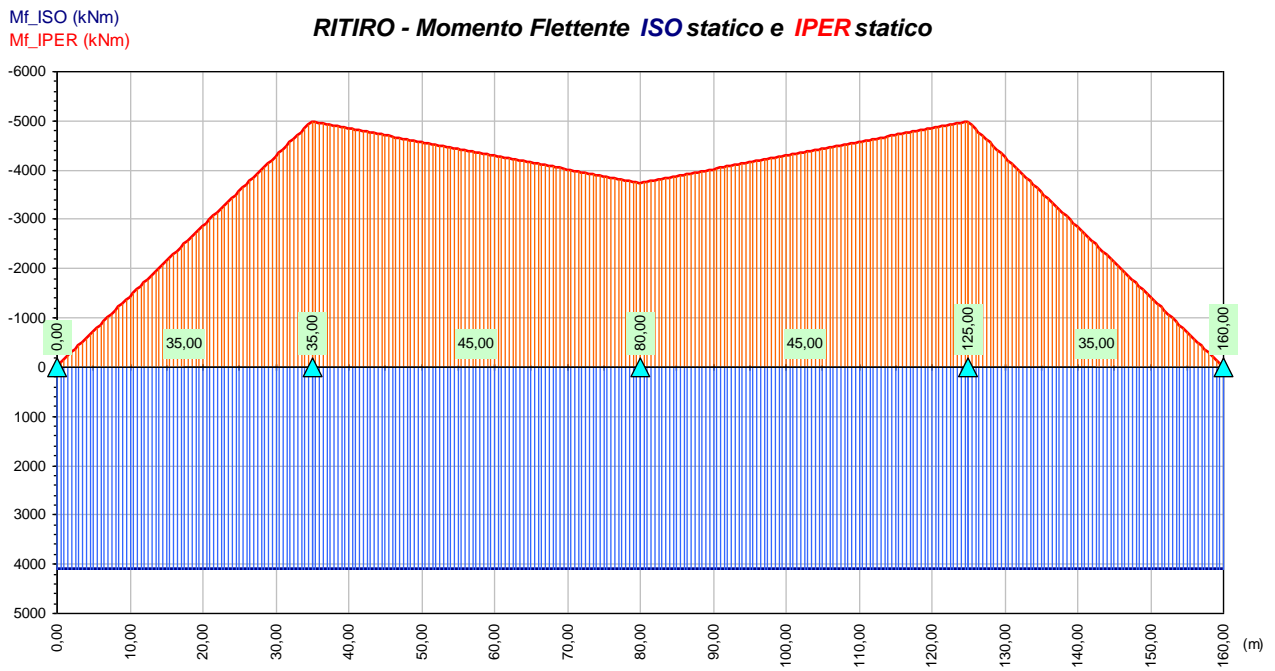
Carichi permanenti



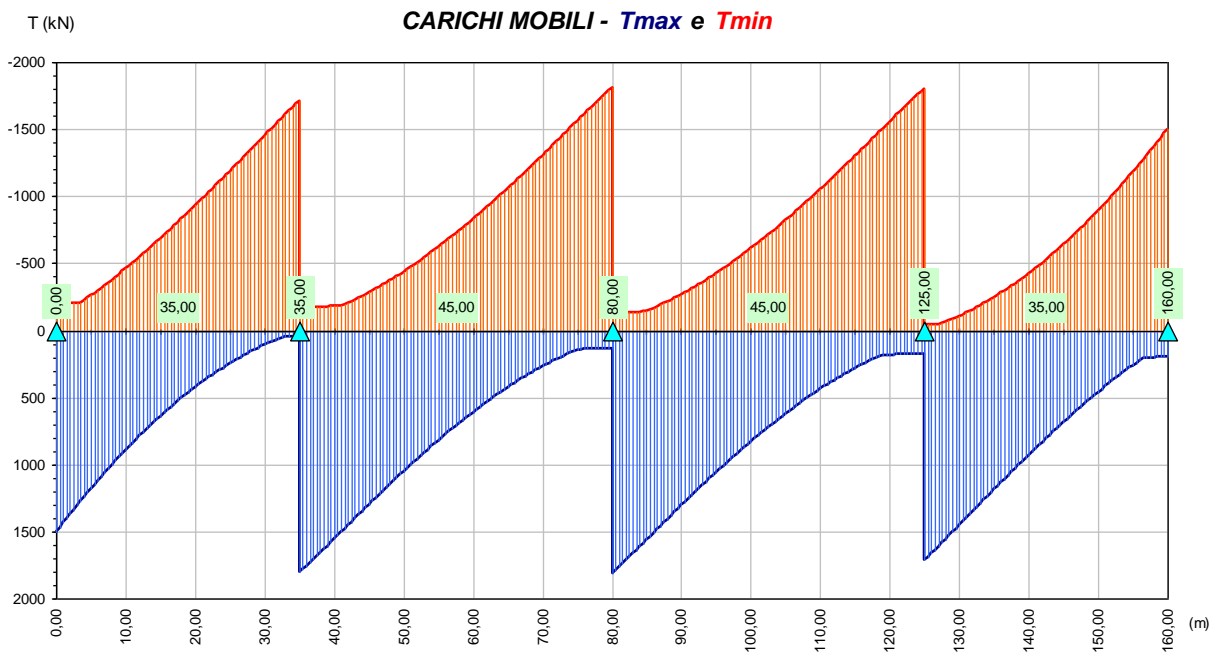
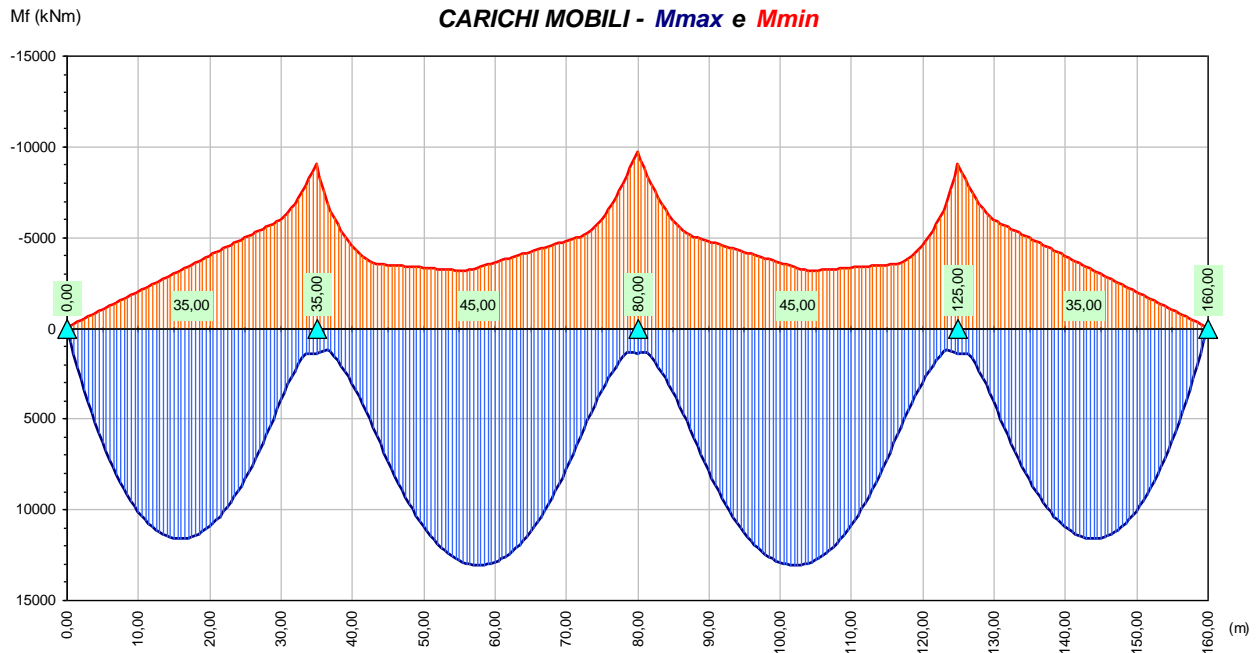
Variazioni termiche



Ritiro del cls



Carichi mobili

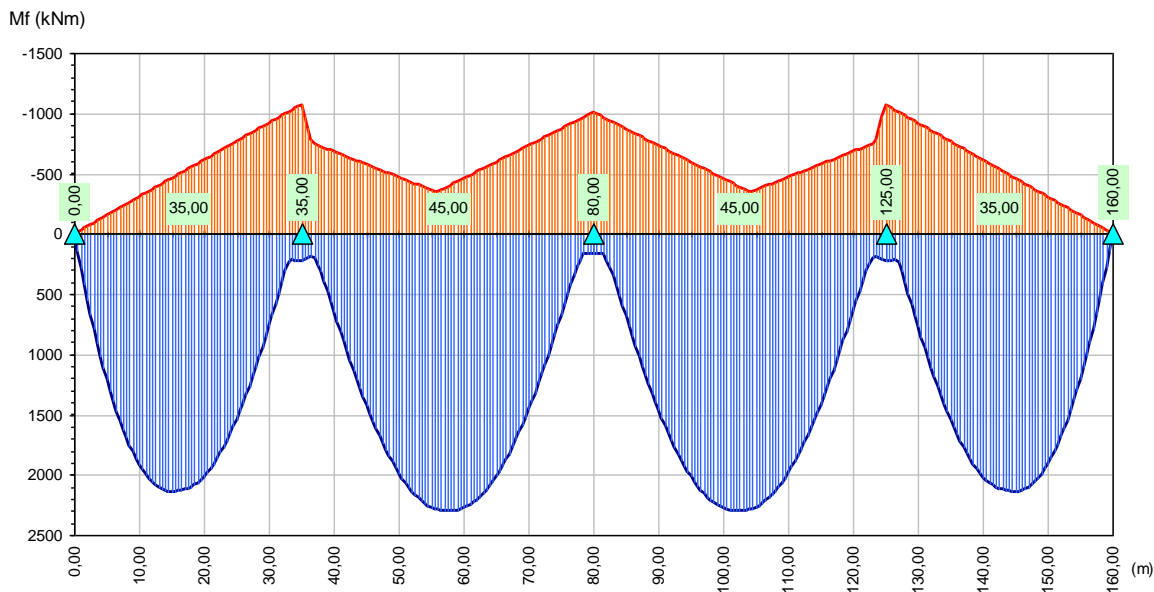


Carichi da Fatica

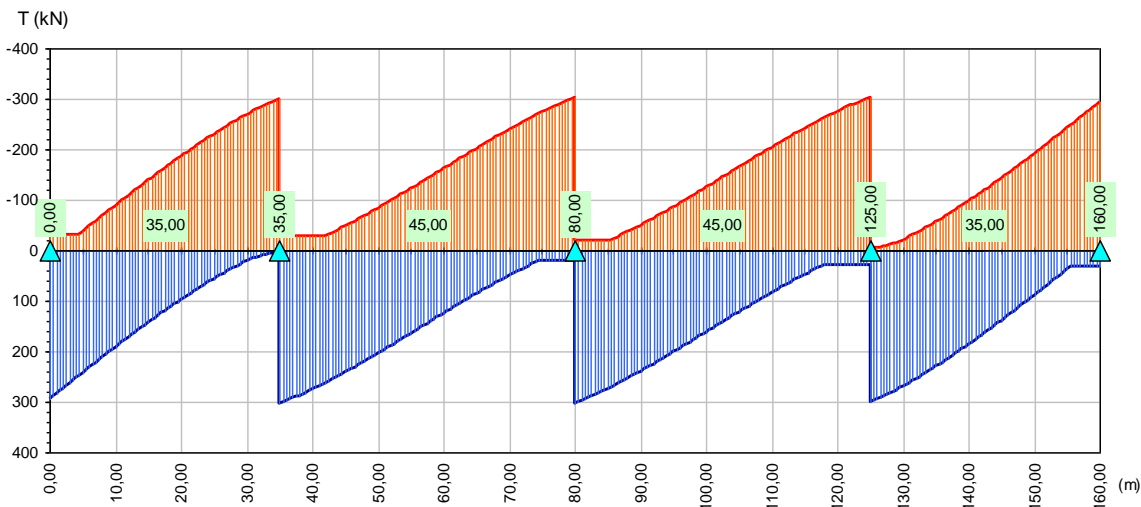
Le sollecitazioni indotte dai carichi mobili per le verifiche dello SLU di Fatica sono determinate posizionando i carichi in asse alla corsia convenzione 1.

Modello FLM2 - Veicolo 1

CARICHI MOBILI FATICA - Mmax e Mmin

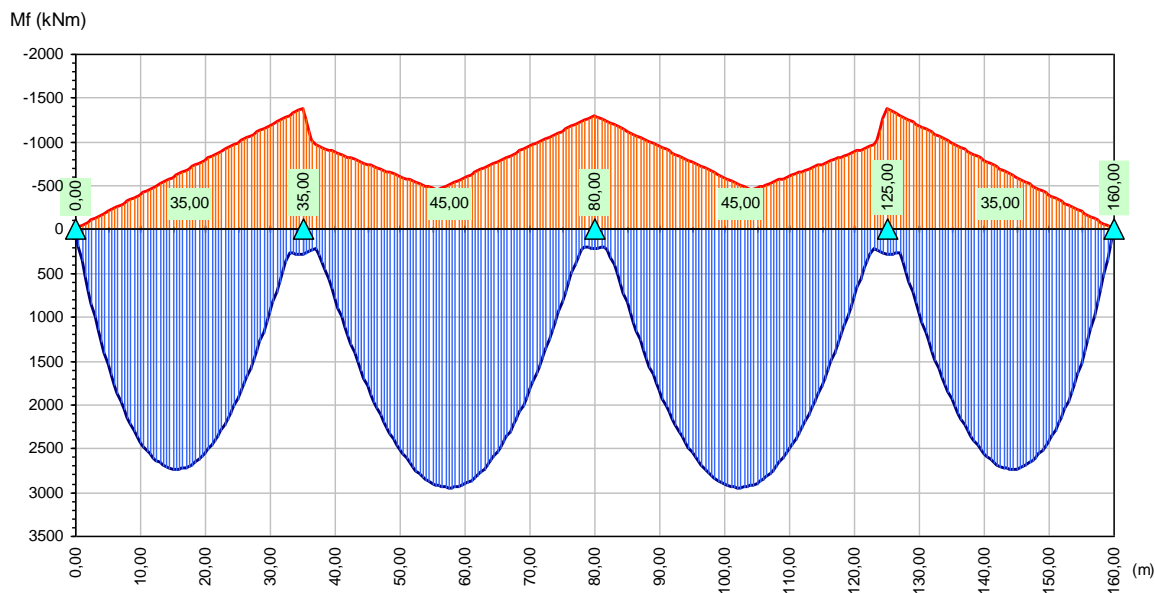


CARICHI MOBILI FATICA - Tmax e Tmin

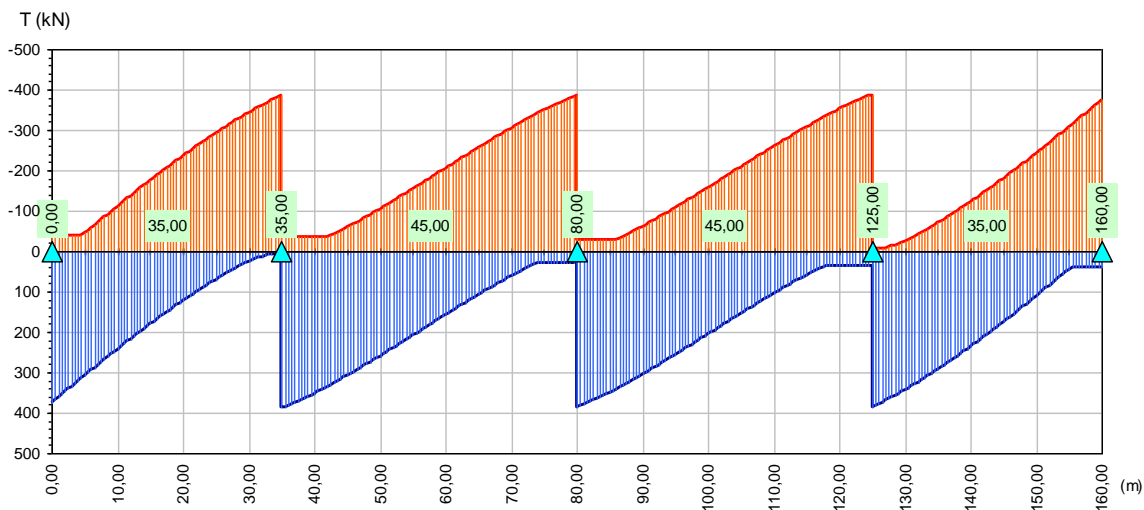


Modello FLM2 - Veicolo 2

CARICHI MOBILI FATICA - Mmax e Mmin

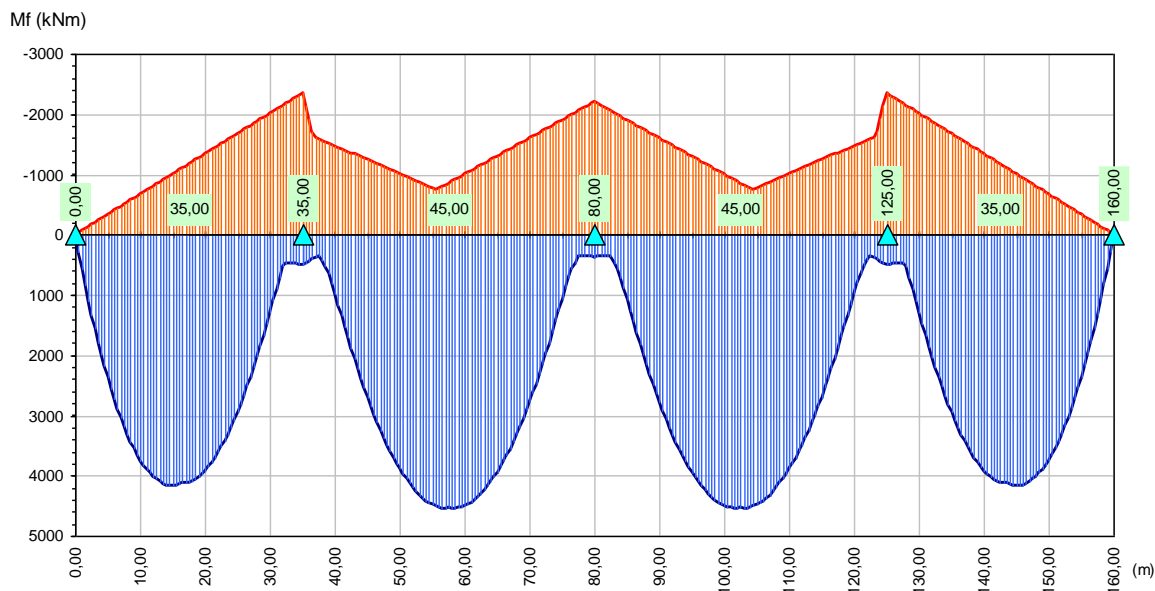


CARICHI MOBILI FATICA - Tmax e Tmin

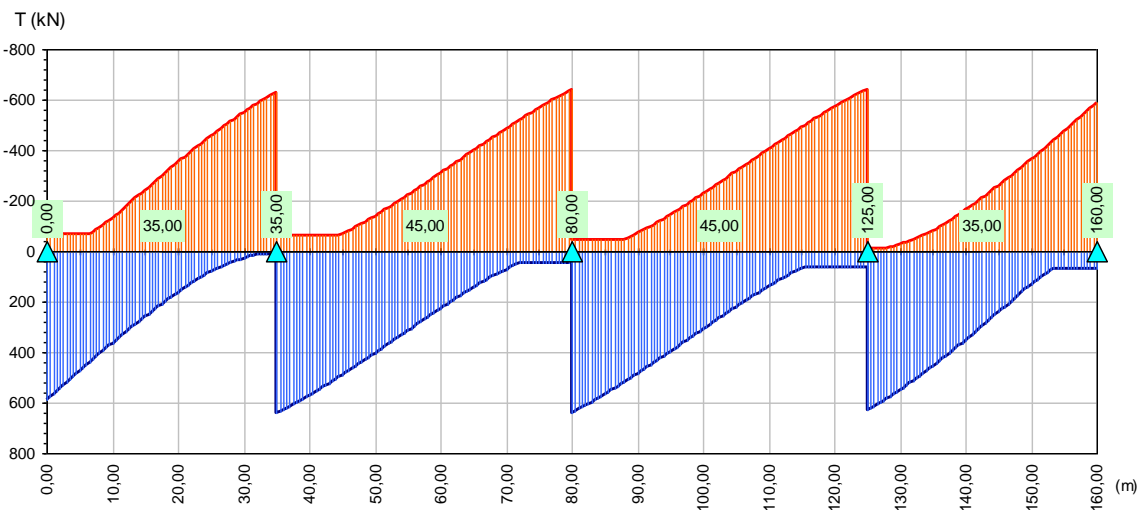


Modello FLM2 - Veicolo 3

CARICHI MOBILI FATICA - Mmax e Mmin

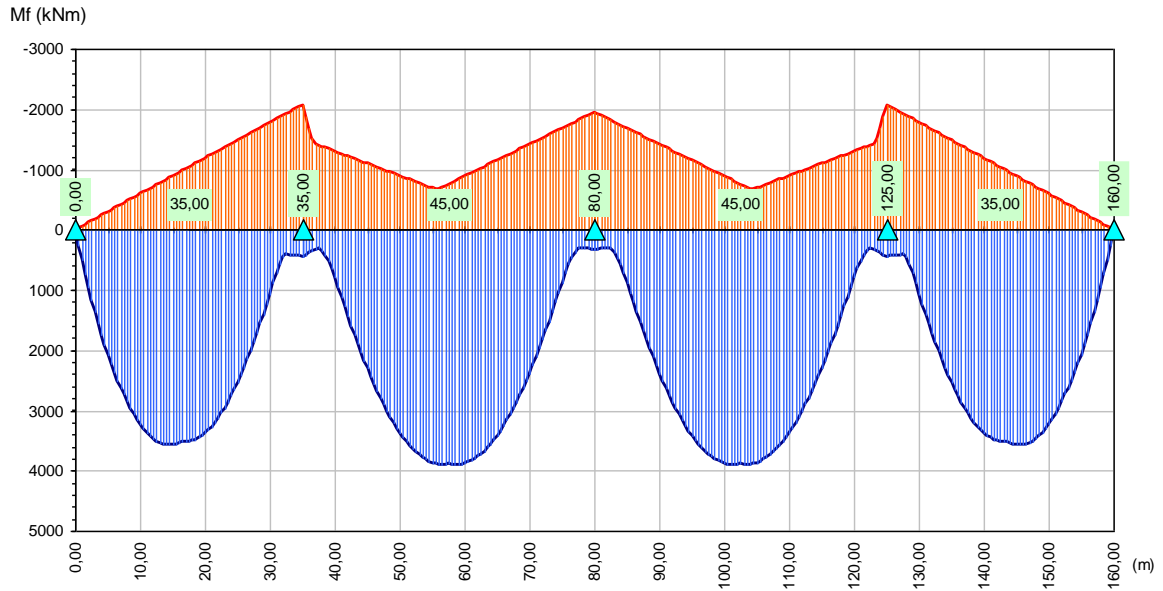


CARICHI MOBILI FATICA - Tmax e Tmin

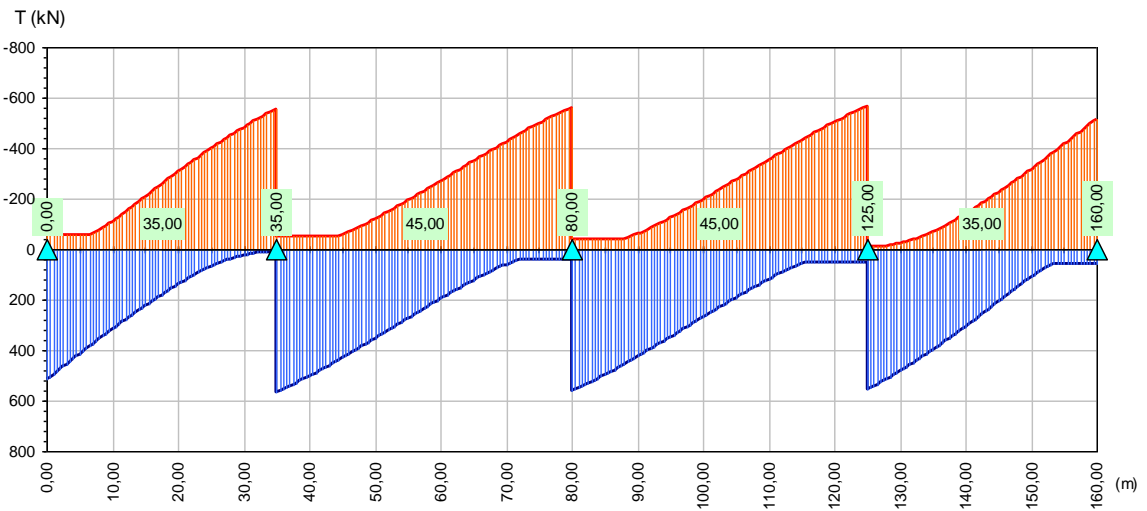


Modello FLM2 - Veicolo 4

CARICHI MOBILI FATICA - Mmax e Mmin

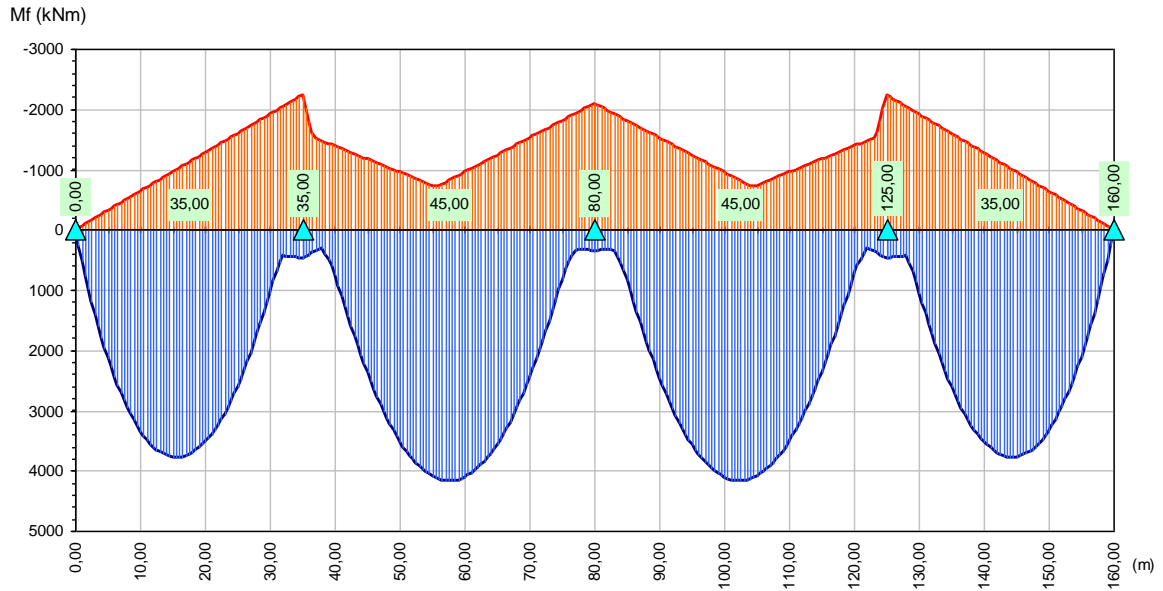


CARICHI MOBILI FATICA - Tmax e Tmin

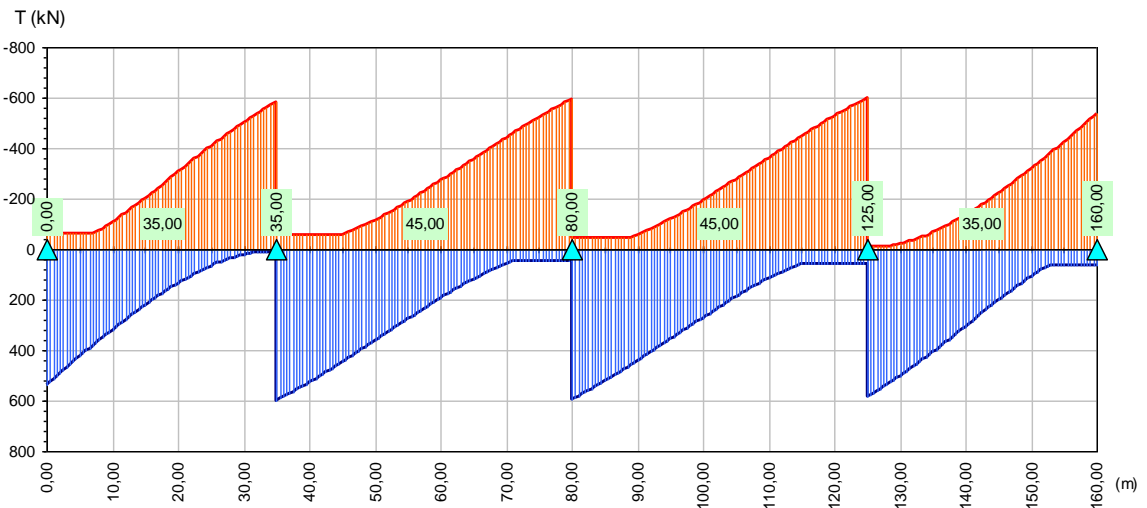


Modello FLM2 - Veicolo 5

CARICHI MOBILI FATICA - Mmax e Mmin

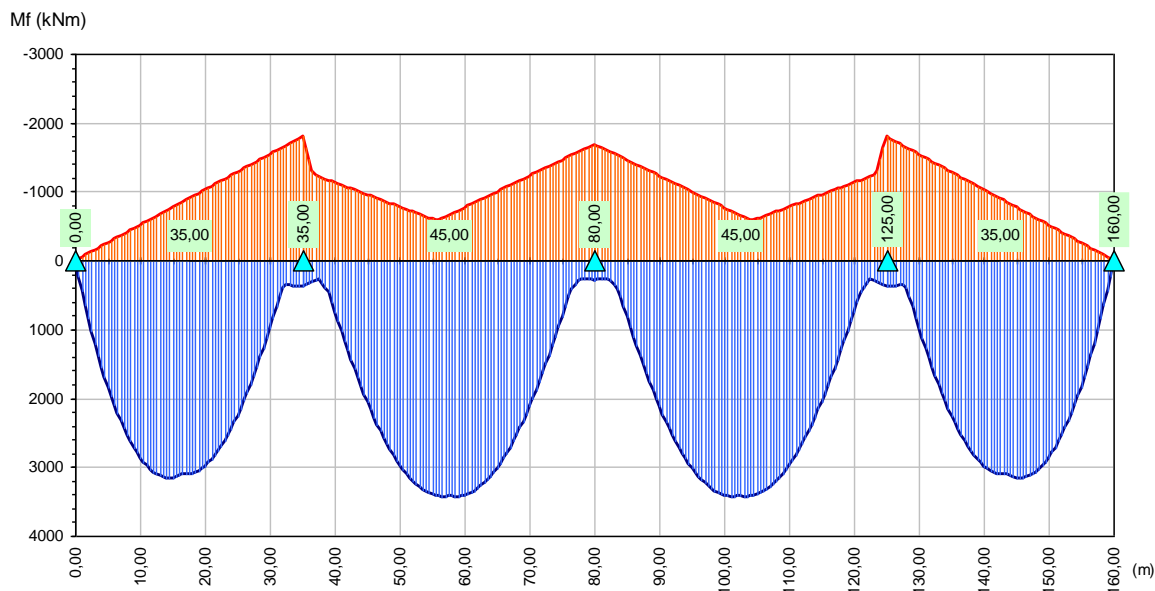


CARICHI MOBILI FATICA - Tmax e Tmin

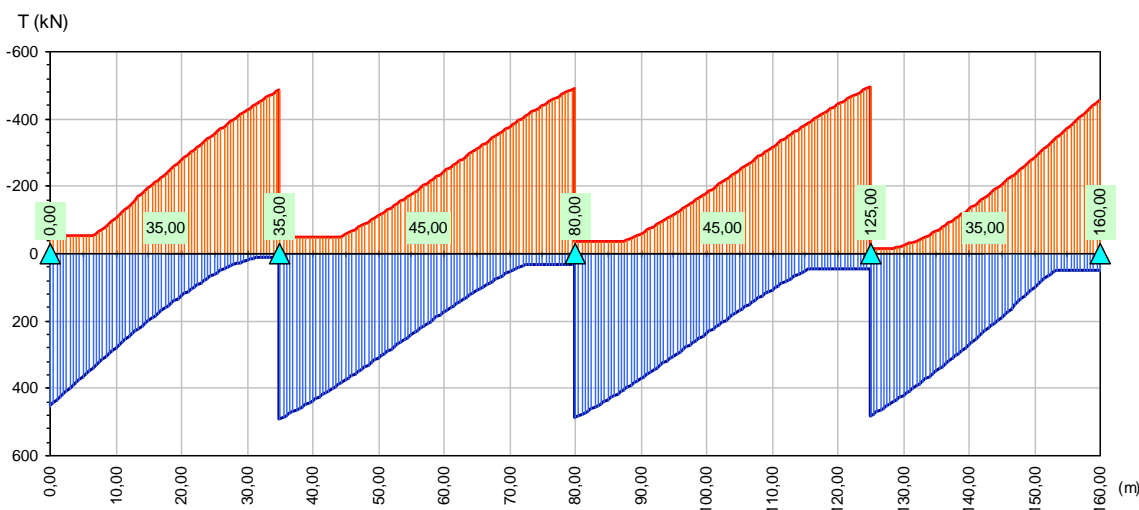


Modello FLM3

CARICHI MOBILI FATICA - M_{max} e M_{min}



CARICHI MOBILI FATICA - T_{max} e T_{min}



8.3. SOFTWARE UTILIZZATI E GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Il codice di calcolo utilizzato per la modellazione e valutazione delle sollecitazioni è SAP2000 ver.14, i cui estremi della licenza sono mostrati in Figura 8.2.

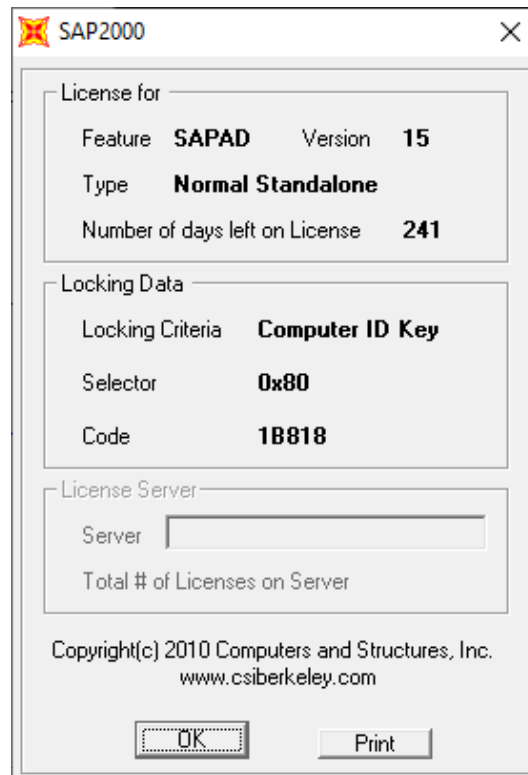


Figura 8.2 - Informazioni relative alla licenza del software SAP2000

L' affidabilità del solutore è certificata dal manuale di validazione fornito dalla ditta CSI. Inoltre, il programma è internazionale, disponendo di diverse normative di calcolo sia italiane sia estere ed è dotato di certificazione di qualità.

Detto programma è stato controllato e testato già in svariate ed analoghe progettazioni sia per quanto attiene l'analisi, sia per quanto attiene l'attendibilità dei risultati numerici finali forniti.

Al fine di emettere un giudizio fondato sull'accettabilità dei calcoli, sono state condotte delle calcolazioni semplificate, con i normali metodi della Scienza delle Costruzioni e utilizzando schemi statici semplici. Tali calcolazioni hanno fornito risultati in linea con quelli attesi e con quelli forniti dai codici di calcolo.

Le verifiche dell'impalcato (resistenza, fatica, pioli, saldature), della soletta, delle spalle e dei muri di sostegno sono state effettuate mediante software di calcolo autoprodotti in ambiente excel e validati da oltre 20 anni di esperienze applicative.

9. VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI

9.1. CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche delle sezioni trasversali dell'impalcato sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico secondo le indicazioni della UNI EN 1993-1-5, che fornisce le indicazioni di progetto per le lastre piane, irrigidite e non, caricate nel proprio piano. Tali indicazioni si applicano sia per l'effetto shear-lag, dei carichi nel piano e dell'imbozzamento delle lastre per le travi a doppio T ed a cassone. L'effetto shear-lag e l'imbozzamento delle lastre devono essere considerati se influenzano significativamente il comportamento della struttura allo stato limite ultimo, di esercizio e di fatica.

9.1.1. VERIFICA PER TENSIONI NORMALI

Le verifiche nei confronti delle tensioni normali sono condotte con la seguente formula:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N}{f_y \cdot W_{eff}} \leq 1,0$$

$\gamma_{M0} \qquad \qquad \qquad \gamma_{M0}$

Resistenza alla flessione

Le sezioni in classe 1 o 2 possono essere verificate utilizzando sia la loro resistenza a flessione plastica che elastica. Le sezioni di classe 3 possono attingere alla sola resistenza elastica, o eventualmente essere riclassificate in classe 2 equivalente e poi verificate con la resistenza a flessione plastica. Le sezioni in classe 4 attingono alla sola resistenza elastica, ma utilizzando la sola sezione trasversale efficace, ridotta per tener conto dell'instabilità. Tutti i metodi di verifica sono basati sulle ipotesi di:

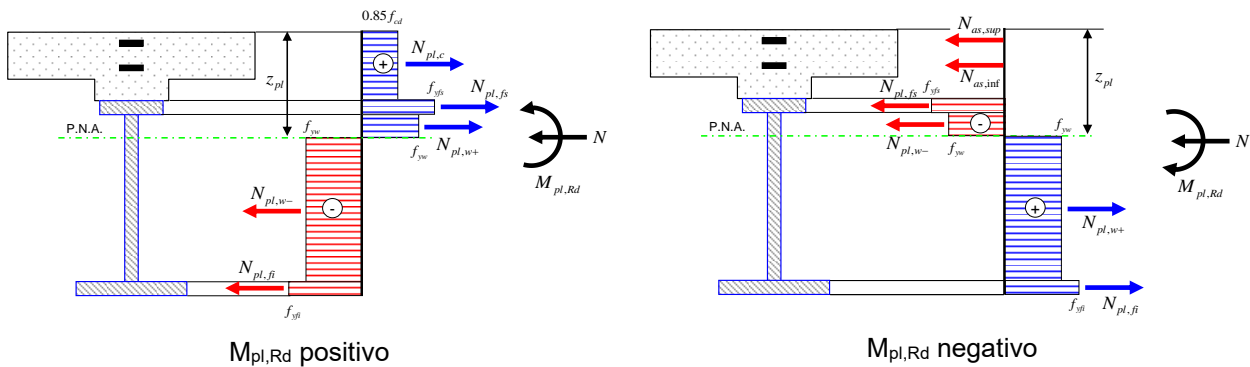
- conservazione delle sezioni piane (connessione rigida);
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo trascurabile.

Resistenza plastica alla flessione

La posizione dell'asse neutro plastico (PNA), nonché la resistenza plastica a flessione $M_{pl,Rd}$ sono calcolate utilizzando i seguenti valori delle tensioni di calcolo per i materiali:

- | | | |
|---|--------------------------------------|--------------------------|
| – acciaio strutturale (trazione o compressione) | $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0}$ | con $\gamma_{M0} = 1,05$ |
| – barre di armature in soletta | $f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s$ | con $\gamma_s = 1,15$ |
| – calcestruzzo (compressione) | $0.85 f_{cd} = 0.85 f_{ck}/\gamma_c$ | con $\gamma_c = 1,5$ |

Le figure seguenti illustrano in generale la distribuzione plastica delle risultanti di tensione per una trave ad I nelle zone soggette a una flessione positiva $M_{Ed} \geq 0$ e una flessione negativa $M_{Ed} < 0$ (nei casi in cui l'asse neutro plastico taglia la sezione metallica):



in cui:

- N forza di compressione/trazione esterna
- $N_{pl,c}$ resistenza plastica della soletta di calcestruzzo compressa;
- $N_{pl,fs}$ resistenza plastica della flangia superiore;
- $N_{pl,w+}$ resistenza plastica della parte compressa di anima;
- $N_{pl,fi}$ resistenza plastica della flangia inferiore;
- $N_{pl,w-}$ resistenza plastica della parte tesa di anima
- $M_{pl,Rd}$ momento resistente plastico
- $N_{as,sup}$ resistenza plastica delle armature superiori della soletta;
- $N_{as,inf}$ resistenza plastica delle armature inferiori della soletta.

Resistenza elastica alla flessione

Nel caso in cui la resistenza è valutata in campo elastico si utilizzano le seguenti tensioni di calcolo per i materiali:

- acciaio strutturale (trazione o compressione) $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$ con $\gamma_{M0} = 1,05$
- barre di armature in soletta $f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$ con $\gamma_s = 1,15$
- calcestruzzo (compressione) $0.85 f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c$ con $\gamma_c = 1,5$

La verifica è soddisfatta se risulta $\eta_1 \leq 1,0$ nelle fibre estreme della sezione, con η_1 valore adimensionalizzato delle tensioni definito nella UNI EN 1993-1-5. Per le sezioni di classe 4 si tiene conto degli effetti dell'instabilità locale nella definizione delle proprietà efficaci della sezione trasversale, secondo le indicazioni della UNI EN 1993-1-5.

9.1.2. VERIFICA A TAGLIO

Le verifiche allo stato limite ultimo per tensioni tangenziali, sono effettuate tenendo conto degli effetti dell'imbozzamento per snellezze h_w/t maggiori di:

- $\frac{72}{\eta} \varepsilon$ per pannelli non irrigiditi,
- $\frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau}$ per pannelli irrigiditi, con: $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y (N/mm^2)}}$, $\eta = 1,2$ (per acciai S460 $\eta = 1,0$).

La resistenza di progetto vale:

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_V \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

con $\chi_V = \chi_w + \chi_f \leq \eta$, somma di un contributo d'anima χ_w e di un contributo delle flange χ_f .

La verifica a taglio deve essere fatta mediante la diseuguaglianza:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{\frac{\chi_V h_w t_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}}} \leq 1$$

dove:

- h_w è la distanza netta tra le flange;
- t è lo spessore della lastra;
- V_{Ed} è la forza di taglio di progetto includendo il taglio ed il momento torcente;
- χ_V è il fattore di resistenza a taglio.

9.1.3. INTERAZIONE TAGLIO, MOMENTO FLETTENTE E FORZA ASSIALE

Nel caso in cui η_3 non superi il valore di 0,5, non è necessario ridurre la resistenza nei confronti del momento flettente e della forza assiale per tenere conto della forza di taglio. Se invece η_3 è maggiore di 0,5 gli effetti combinati di taglio e momento flettente debbono soddisfare la seguente relazione:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0$$

con:

- $M_{f,Rd}$ momento resistente plastico della sezione considerando le sole flange;
- $M_{pl,Rd}$ momento resistente plastico della sezione (non considerando la classe di appartenenza);
- $\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$;
- $\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$.

9.1.4. RISULTATI SINTETICI DELLE VERIFICHE AGLI SLU

I risultati delle verifiche allo SLU dell'impalcato sono riportati in forma sintetica, con diagrammi che rappresentano il confronto sezione per sezione tra la capacità e la domanda in termini di tensioni adimensionalizzate (η_1 , η_3 , η_{13}), e, limitatamente per le sezioni più significative (campata e appoggio), in forma dettagliata, relativamente alle combinazioni di carico precedentemente individuate e con riferimento alla geometria di Figura 9.1.

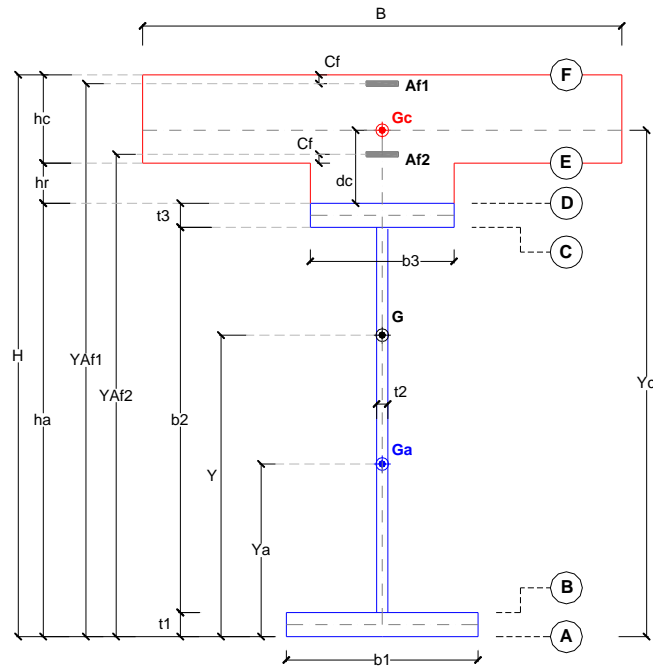
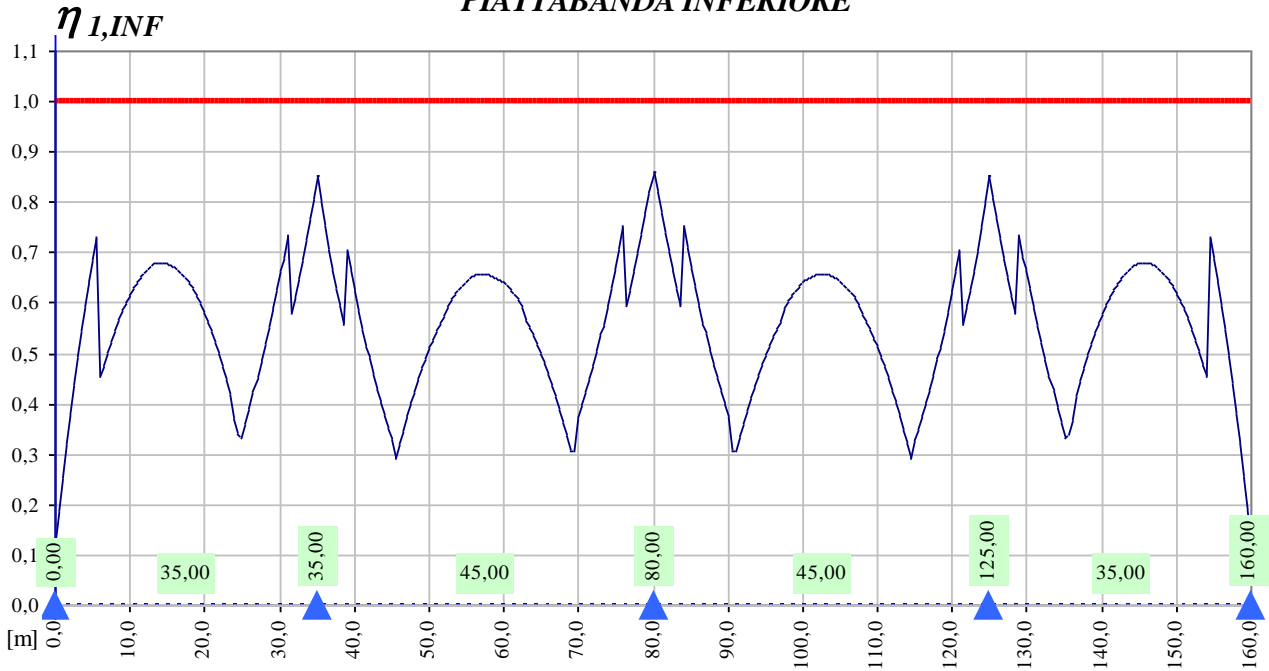


Figura 9.1 – Fibre di riferimento per le verifiche di resistenza

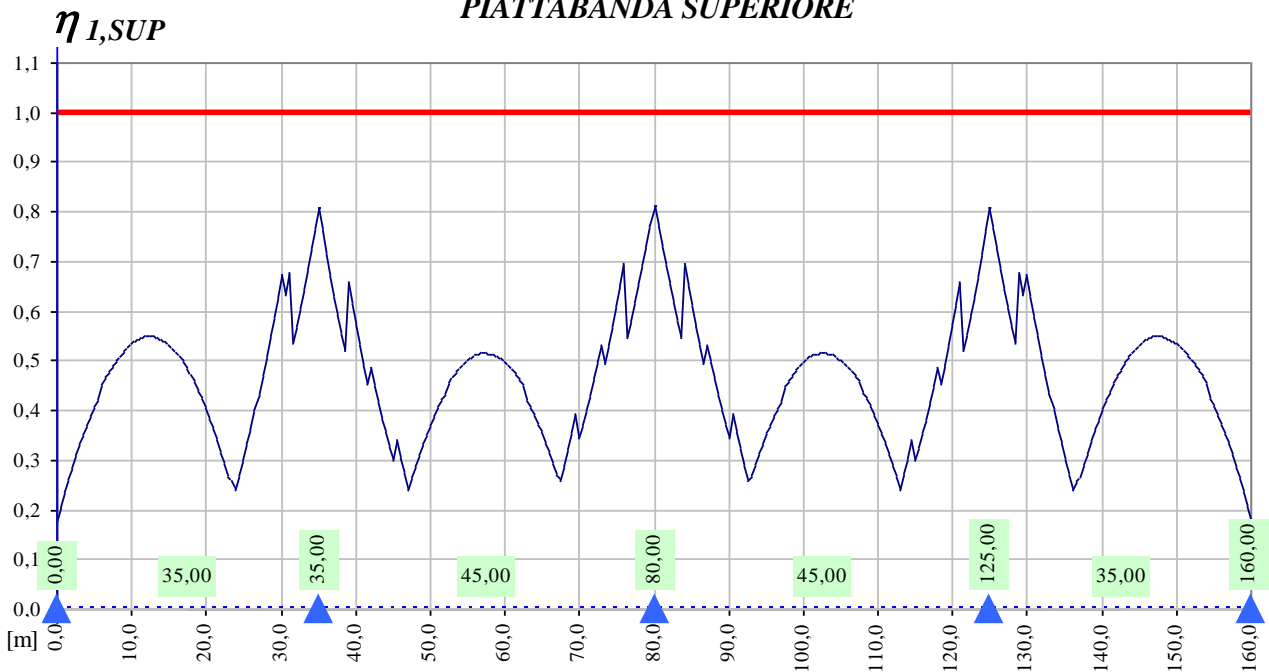
Le resistenze di progetto dei materiali costituenti la sezione del ponte sono:

- acciaio da carpenteria S355:
 $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_a = 355/1,05 = 338,1 \text{ MPa}$ res. a snervamento di progetto (per $t \leq 40 \text{ mm}$),
 $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_a = 335/1,05 = 319,0 \text{ MPa}$ res. a snervamento di progetto (per $t > 40 \text{ mm}$);
- acciaio per armature B450C:
 $f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s = 450/1,15 = 319,3 \text{ MPa}$ resistenza a snervamento di progetto;
- calcestruzzo C35/45:
 $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0,85 \cdot (0,83 \cdot 45)/1,50 = 21,17 \text{ MPa}$ resistenza a compressione di progetto.

PIATTABANDA INFERIORE

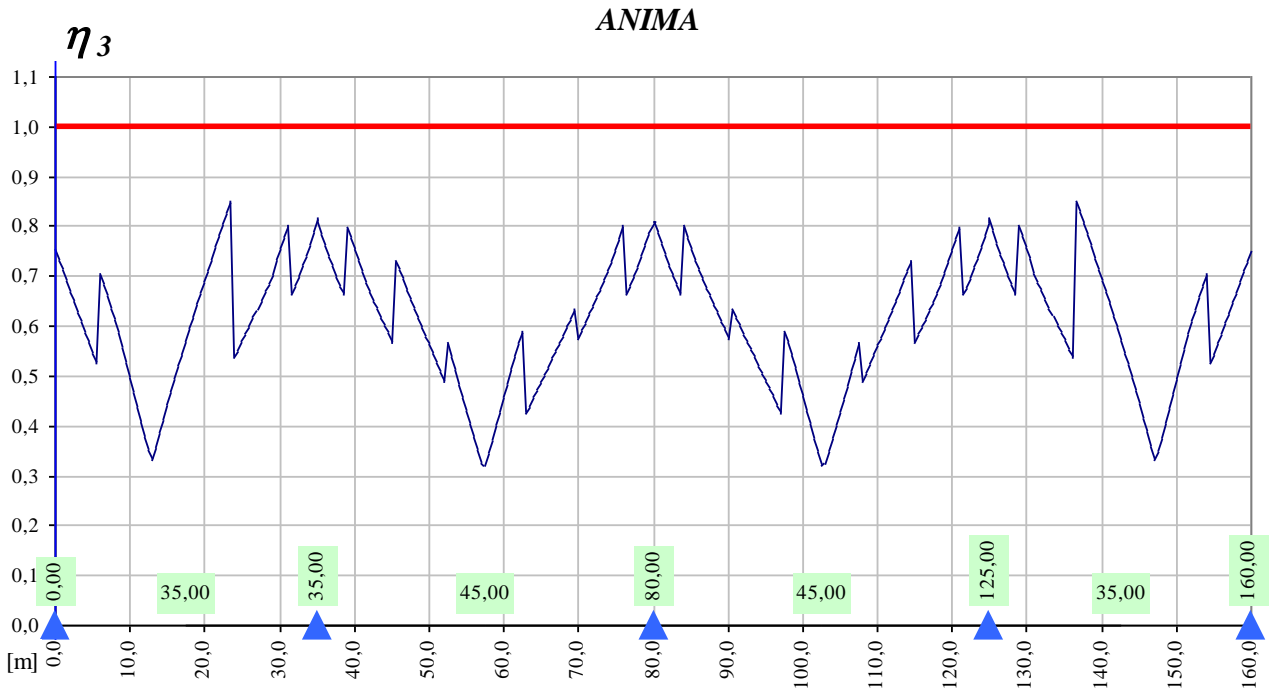


PIATTABANDA SUPERIORE



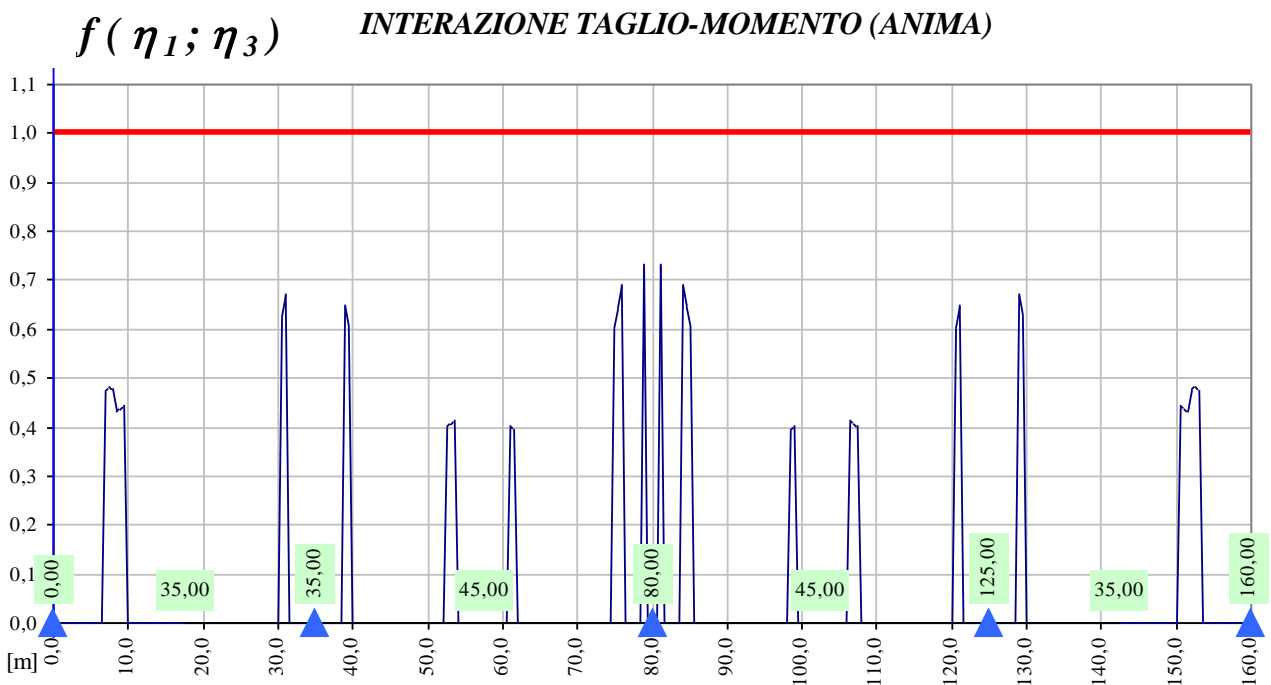
Legenda:

- nelle zone in colore la verifica di resistenza è fatta attingendo al valore *elastico* $M_{el,Rd}$ e diagrammata in termini adimensionali $\eta_{1_elastico} \leq 1,0$;
- nelle zone in colore la verifica di resistenza è fatta attingendo al valore *plastico* $M_{pl,Rd}$ e diagrammata in termini adimensionali $\eta_{1_plastico} = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$.



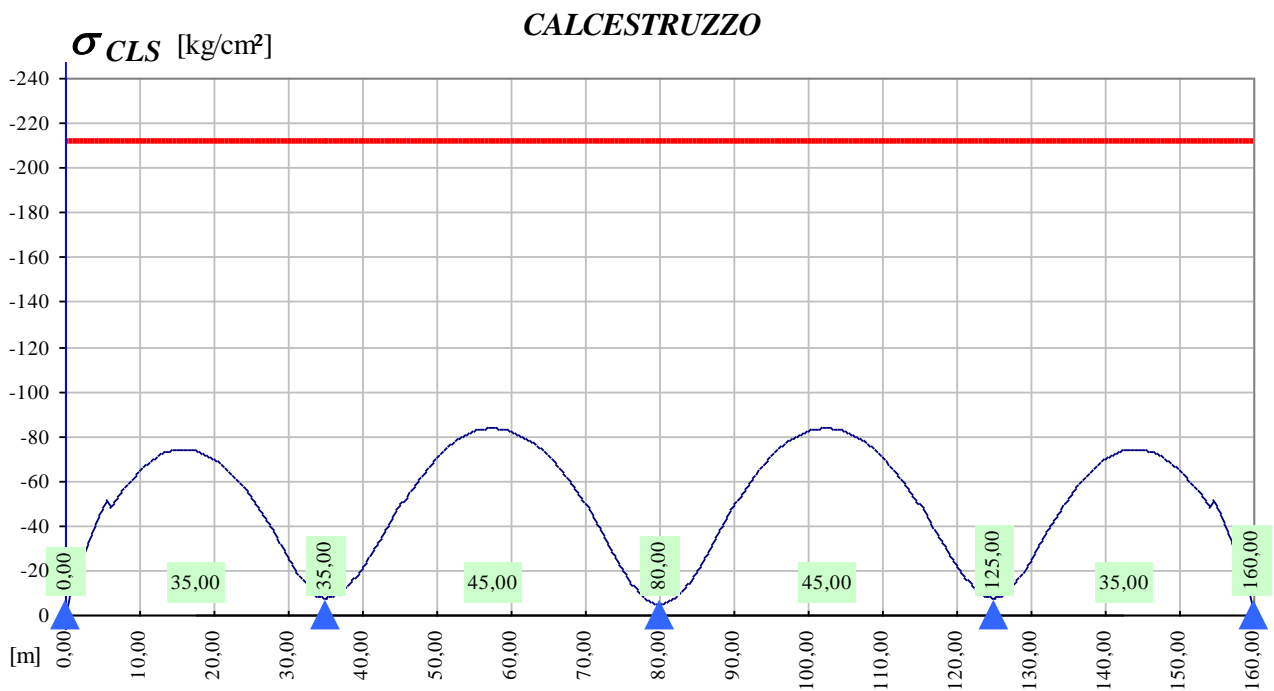
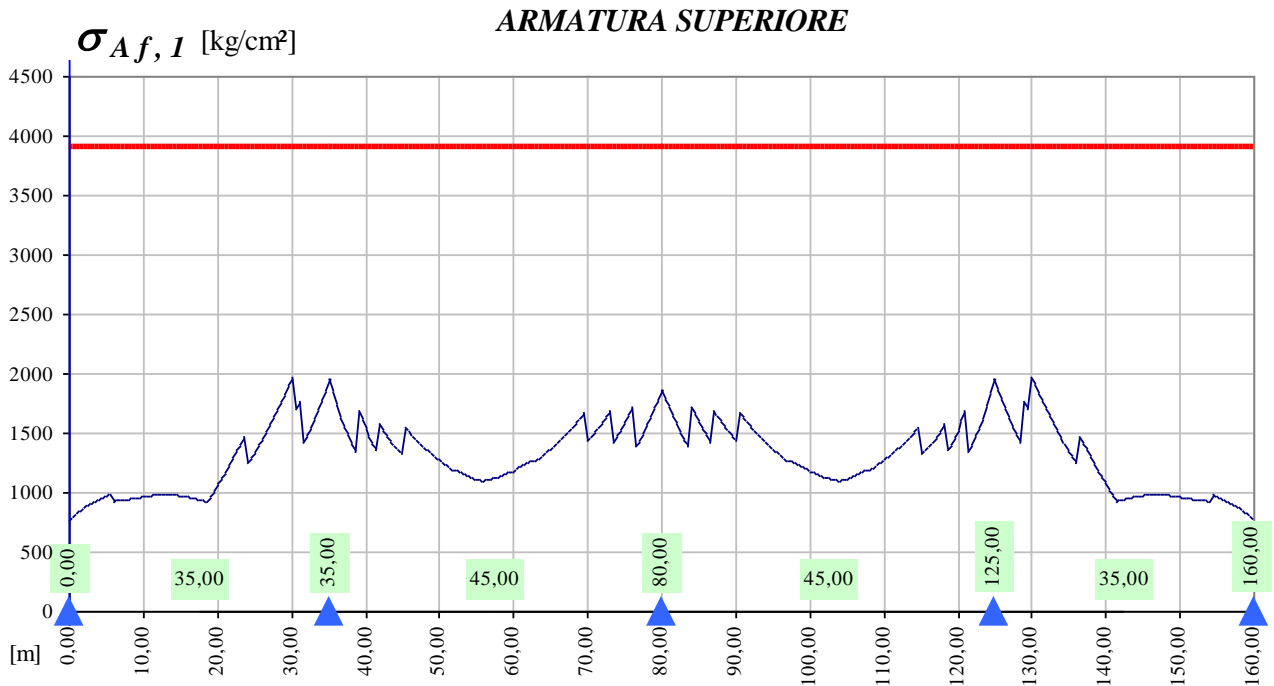
Legenda:

- la resistenza a taglio è valutata con $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$ e diagrammata in termini adimensionali $\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$



Legenda:

- l'interazione taglio momento nelle zone in cui è effettuata la verifica plastica è tenuta in conto nel calcolo di $M_{pl,Rd}$;
- l'interazione taglio momento nelle zone in cui è effettuata la verifica elastica è fatta con le indicazioni dell'eurocodice EN1993-1-5



Legenda:

- si riportano i valori delle tensioni di riferimento per le barre di armatura e per la fibra maggiormente sollecitata della soletta in cls per le zone in cui è stata effettuata la verifica elastica della sezione.

9.2. VERIFICHE “A RESPIRO” DELLE ANIME (SLE)

Le verifiche a respiro sono condotte con riferimento alla norma EN 1993-2: 2006 relativa al progetto dei ponti in acciaio.

La snellezza dell'anima deve essere limitata per evitare fenomeni di “respiro” ovvero deformazioni laterali fuori dal piano che possono arrecare danneggiamenti per fatica, nella zona di collegamento fra anima e piattabande.

La verifica a respiro può essere trascurata per i pannelli d'anima senza irrigidimenti longitudinali o per pannelli secondari di anime irrigidite, dove è soddisfatto il seguente criterio:

$$b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300 \quad (\text{per ponti stradali})$$

dove L è la lunghezza della campata in m, ma non inferiore a 20 m.

Se la disposizione precedente non è soddisfatta la verifica “a respiro” risulta soddisfatta se:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \cdot \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

dove:

- $\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{x,Ed,ser}$ sono le tensioni calcolate per le combinazioni di carico frequente;
- k_{σ} e k_{τ} sono i coefficienti di imbozzamento in campo elastico;
- $\sigma_E = 190000 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$ [MPa];
- “b” è l'altezza del pannello d'anima.

Le verifiche possono essere omesse per tutte le sezioni dell'impalcato essendo:

$$b/t_{MAX} = 107,8 < 30 + 4,0 L = 30 + 4,0 \times 35 = 170 < 300$$

9.3. LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Le verifiche sono state effettuate, a partire dalle sollecitazioni determinate nella combinazione caratteristica (**rara**), controllando che nelle fibre della trave metallica risultino soddisfatte le seguenti disuguaglianze:

$$\frac{\sigma_{Ed,ser}}{f_{yk} / \gamma_{M,ser}} \leq 1$$

$$\frac{\tau_{Ed,ser}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})} \leq 1$$

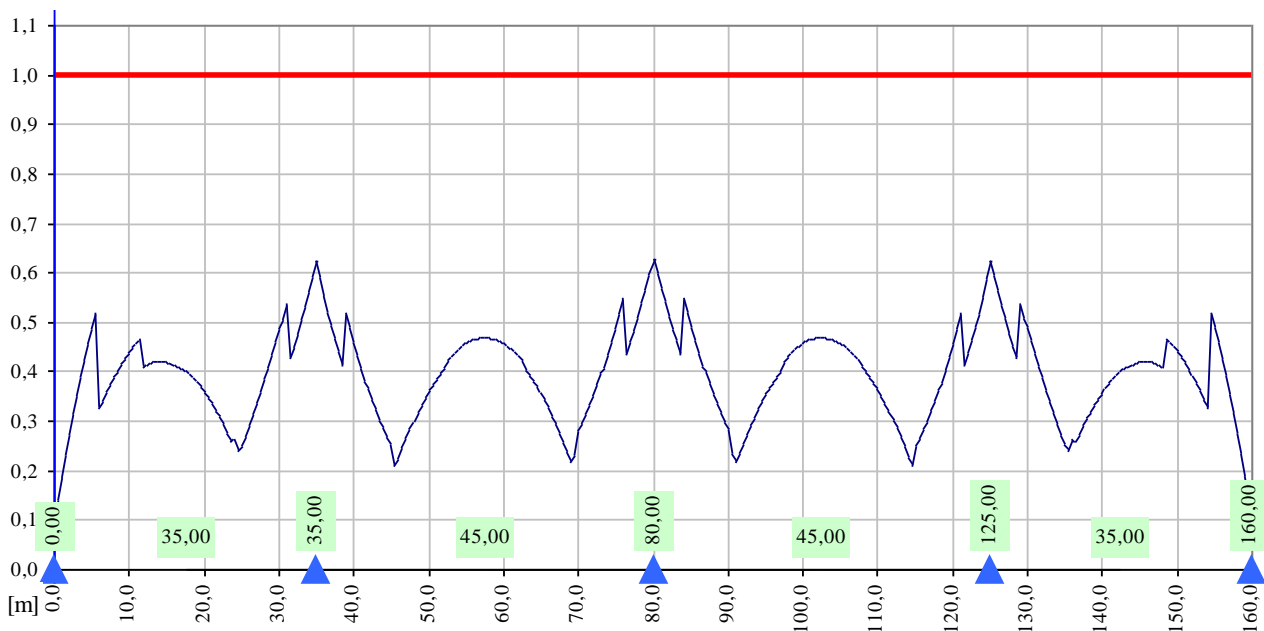
$$\frac{\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2}}{f_{yk} / \gamma_{M,ser}} \leq 1$$

Il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{M,ser}$ è stato assunto come raccomandato in EN 1993-2:2006 (EC3-2) pari a 1.

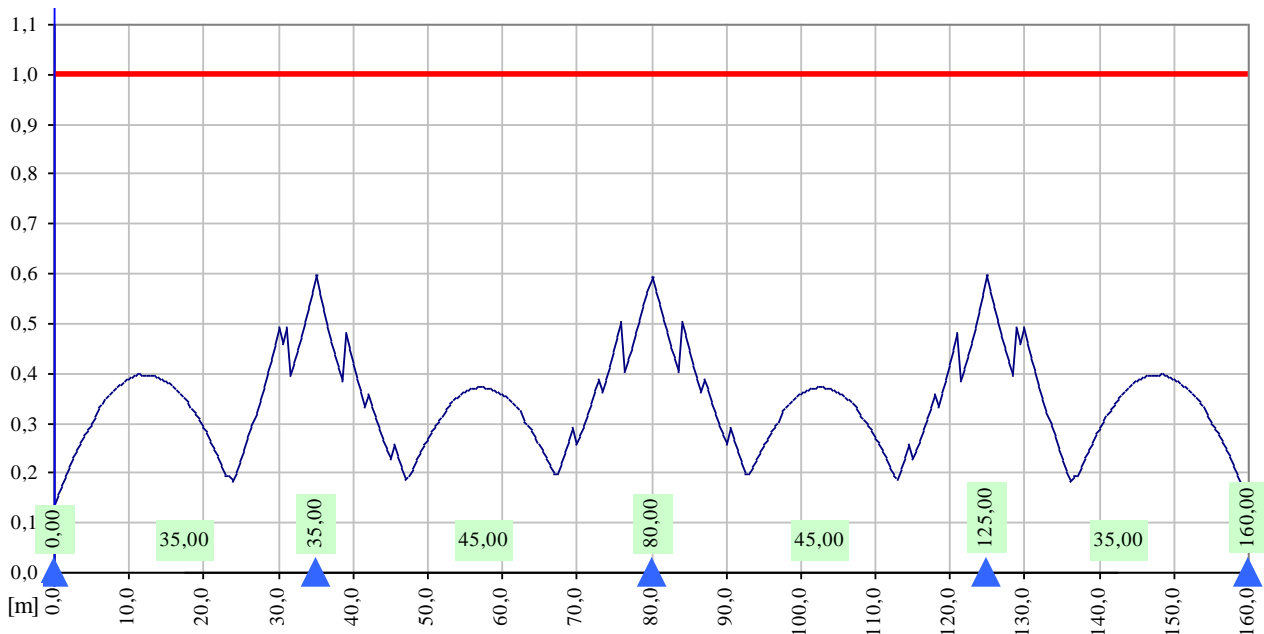
Le tensioni di progetto sono state determinate considerando la sezione composta formata dalla trave metallica e dalla soletta collaborante in c.a.

I risultati delle verifiche, svolte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico sulle sezioni più significative dell'impalcato facendo riferimento, per la parte metallica, a quanto indicato nella norma EN 1993-1-5:2006, sono mostrati nei grafici successivi.

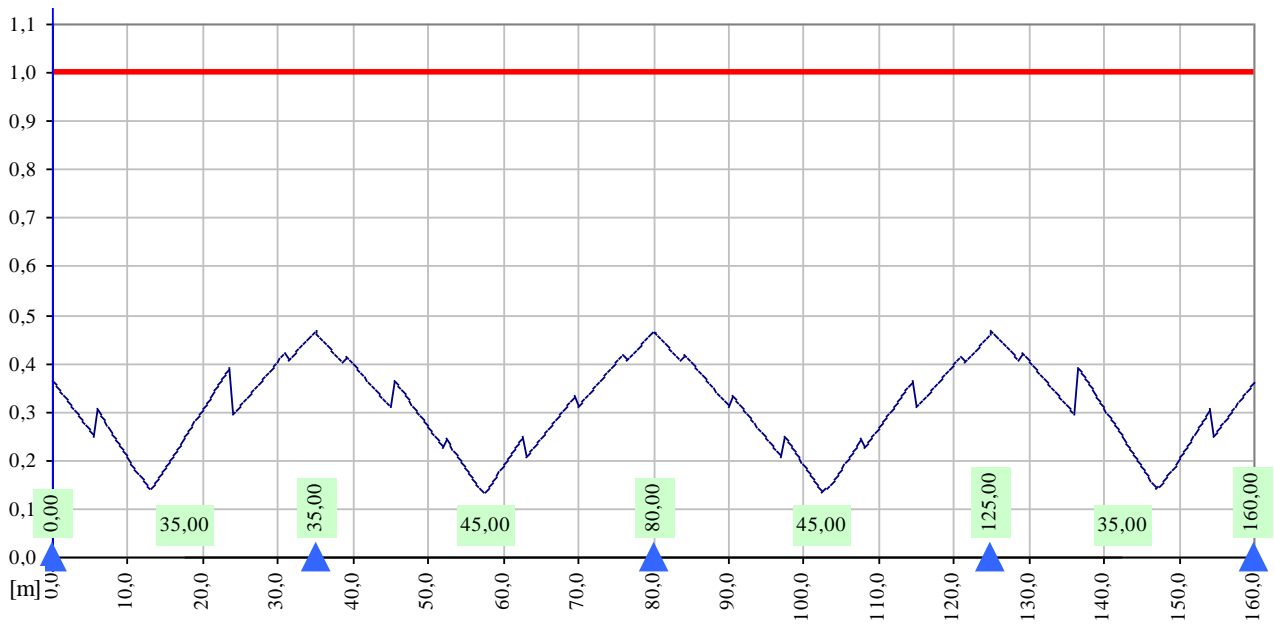
VERIFICA S.L.E. - STATO TENSIONALE PIATT. INFERIORE



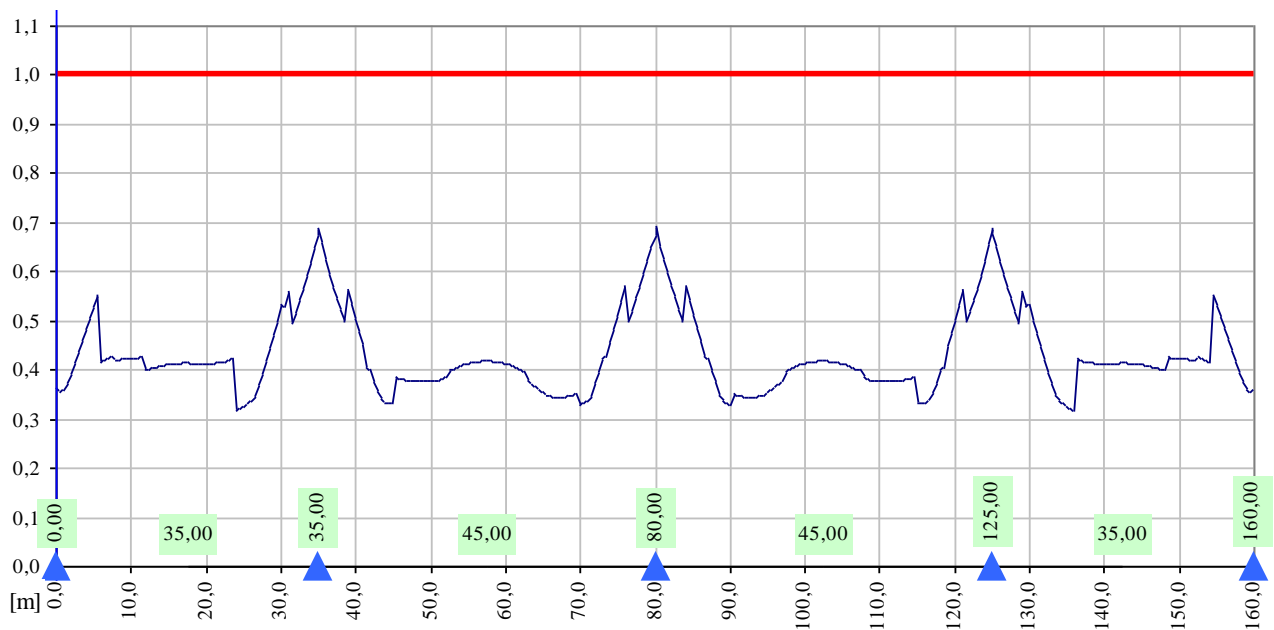
VERIFICA S.L.E. - STATO TENSIONALE PIATT. SUPERIORE



VERIFICA S.L.E. - STATO TENSIONALE TAGLIO ANIMA



VERIFICA S.L.E. - STATO TENSIONALE INTERAZIONE ANIMA



9.4. VERIFICHE A FATICA DELLE TRAVI PRINCIPALI

9.4.1. CRITERI DI CALCOLO

Le verifiche di resistenza a fatica dei componenti degli impalcati metallici prevedono l'individuazione dei dettagli maggiormente sensibili e la loro classificazione in base alle curve S-N.

La **verifica a fatica** è condotta “**per vita illimitata**” (unlimited life) utilizzando il **modello di carico di fatica 2** (FLM2) in conformità alle NTC 2018, per i carichi di progetto ed i coefficienti di sicurezza, ed alle indicazioni riportate nella Circ. 2019 per le metodologie ed i particolari costruttivi (par. C.4.2.4.1.4.).

Le verifiche sono condotte per delta di tensione ad ampiezza costante controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{max} = (\sigma_{max} - \sigma_{min})$ nel singolo dettaglio, prodotto dagli effetti del carico di fatica, risulti inferiore al limite di fatica ad ampiezza costante ($\Delta\sigma_D$), associato al dettaglio stesso:

$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_{max} = \Delta\sigma_E \leq \Delta\sigma_{R,rid} = \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}}$$

Il coefficiente di sicurezza γ_{Mf} da adottare è funzione della sensibilità del dettaglio e dalla possibilità di effettuare ispezioni e manutenzione (Tabella 9.1).

Criteri di valutazione	Basse conseguenze (γ_{Mf})	Alte conseguenze (γ_{Mf})
Metodo del “danneggiamento accettabile”	1,00	1,15
Metodo della “vita sicura”	1,15	1,35

Tabella 9.1 - Coefficienti parziali γ_{Mf} per i due criteri progettuali

Si adotta il **metodo della “vita sicura”** con alte conseguenze, a cui è associato il coefficiente $\gamma_{Mf} = 1,35$.

Il carico di fatica è applicato secondo le indicazioni contenute nella UNI EN 1991-2, che precisa che i singoli veicoli che compongono il modello di carico di fatica 2 devono transitare separatamente lungo il viadotto. Il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{max}$ in ogni sezione sarà pari al valore massimo tra i cinque $\Delta\sigma$ dovuti a ciascuno dei veicoli. Ogni veicolo percorre il viadotto, da spalla a spalla, posizionato trasversalmente in asse alla corsia di marcia della sezione stradale.

9.4.2. PARTICOLARI DI FATICA OGGETTO DI VERIFICA

I dettagli sensibili per fatica presenti lungo lo sviluppo dell'opera sono elencati in Tabella 9.2.

PARTICOLARE		$\Delta\sigma_c$ (MPa) 2·10 ⁶ CICLI	$\Delta\sigma_D$ (MPa) (¹) 5·10 ⁶ CICLI	$\Delta\sigma_{R,rid}$ (MPa)	SIZE EFFECT
N°	DESCRIZIONE				
1	Irrigidimento verticale o montante del traverso in semplice piatto saldato sulle piattabande	80	59	43,7	NO
2	Arco di scarico sull'anima per l'esecuzione della giunzione saldata di testa dei conci	71	52,3	38,7	NO
3	Contropiastra di compensazione saldata al fondo in corrispondenza degli appoggi	56	41,3	30,6	NO
4	Saldatura di testa delle piattabande effettuata da entrambi i lati con $T_{min} \leq 25$ mm e particolare della saldatura conforme a quello indicato nelle tavole di progetto. Tmin = spessore minimo delle piattabande da unire	90	66,3	49,1	NO

¹ $\Delta\sigma_D = 0,737 \times \Delta\sigma_c$

PARTICOLARE		$\Delta\sigma_C$ (MPa) 2·10 ⁶ CICLI		$\Delta\sigma_D$ (MPa) (1) 5·10 ⁶ CICLI		$\Delta\sigma_{R,rid}$ (MPa)	SIZE EFFECT
N°	DESCRIZIONE						
5	Saldatura di testa delle piattabande effettuata da entrambi i lati (Tmin > 25 mm)	Tmin	$\Delta\sigma_C$	Tmin	$\Delta\sigma_D$	-	SI (2)
		25	112	25	83		
		30	108	30	80		
		35	105	35	77		
		40	102	40	75		
		45	100	45	73		
		50	98	50	72		
		55	96	55	71		
		60	94	60	69		
		65	93	65	68		
		70	91	70	67		
		75	90	75	66		
		80	89	80	65		

Tabella 9.2 - Particolari di fatica oggetto di verifica

9.4.3. DIAGRAMMI DI SINTESI

Si riportano di seguito i diagrammi delle tensioni massime e minime dovute al veicolo 3 del modello di carico di fatica 2, poiché più restrittivo, e i grafici riassuntivi delle verifiche, in cui a vantaggio di statica la curva dei $\Delta\sigma_{R,rid}$ è costruita nel modo seguente:

- per la piattabanda superiore è stato considerato il particolare n° 1 per tutta la lunghezza, ad eccezione dei punti in corrispondenza delle giunzioni di testa tra i conchi, in cui è stato considerato il particolare n° 2, e degli appoggi, in cui è stato considerato il particolare n° 3;
- per la piattabanda inferiore è stato considerato il particolare n° 1 per tutta la lunghezza, ad eccezione dei punti in corrispondenza delle giunzioni di testa tra i conchi, in cui è stato considerato il particolare n° 2, e degli appoggi, in cui è stato considerato il particolare n° 3.

² Per spessori superiori a 25 mm è necessario tener conto dell'effetto dello spessore su $\Delta\sigma_C$ e $\Delta\sigma_D$ secondo la relazione: $\Delta\sigma_{rid}(T) = \Delta\sigma_{rid}(25mm) \cdot K_s$, con $K_s = \left(25/T_{min}\right)^{0,2}$

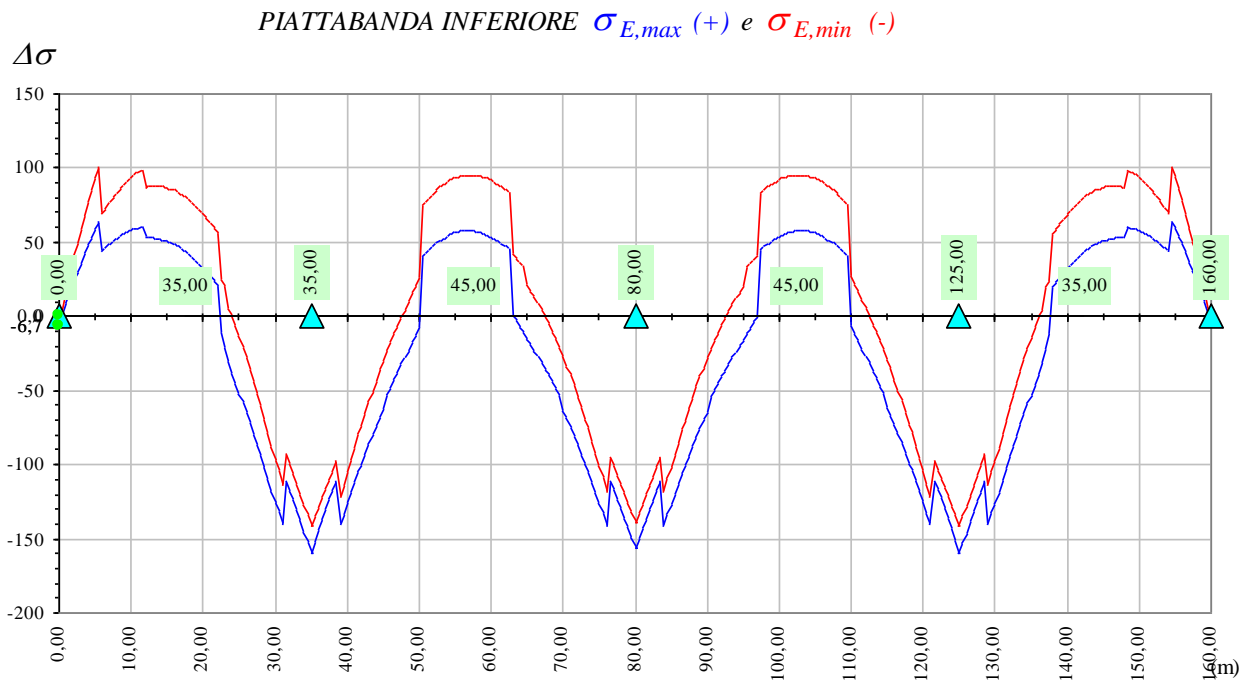
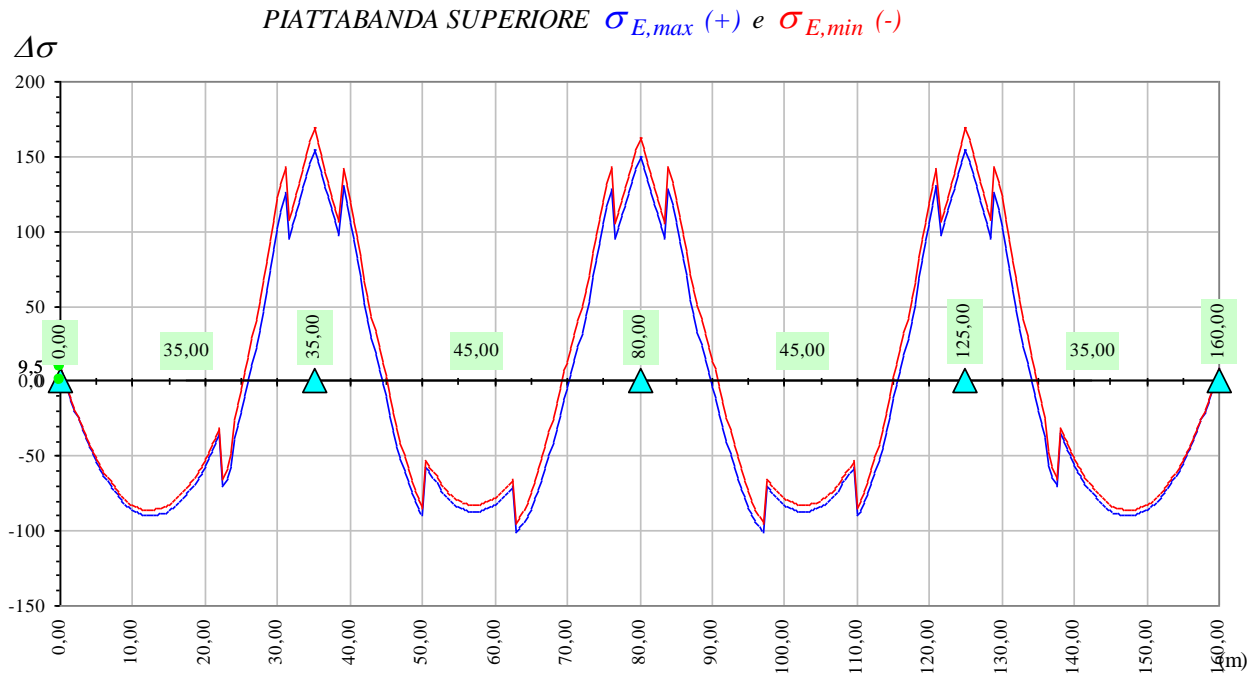


Figura 9.2 - Tensioni massime e minime sulle piattabande - FLM2 veicolo 3

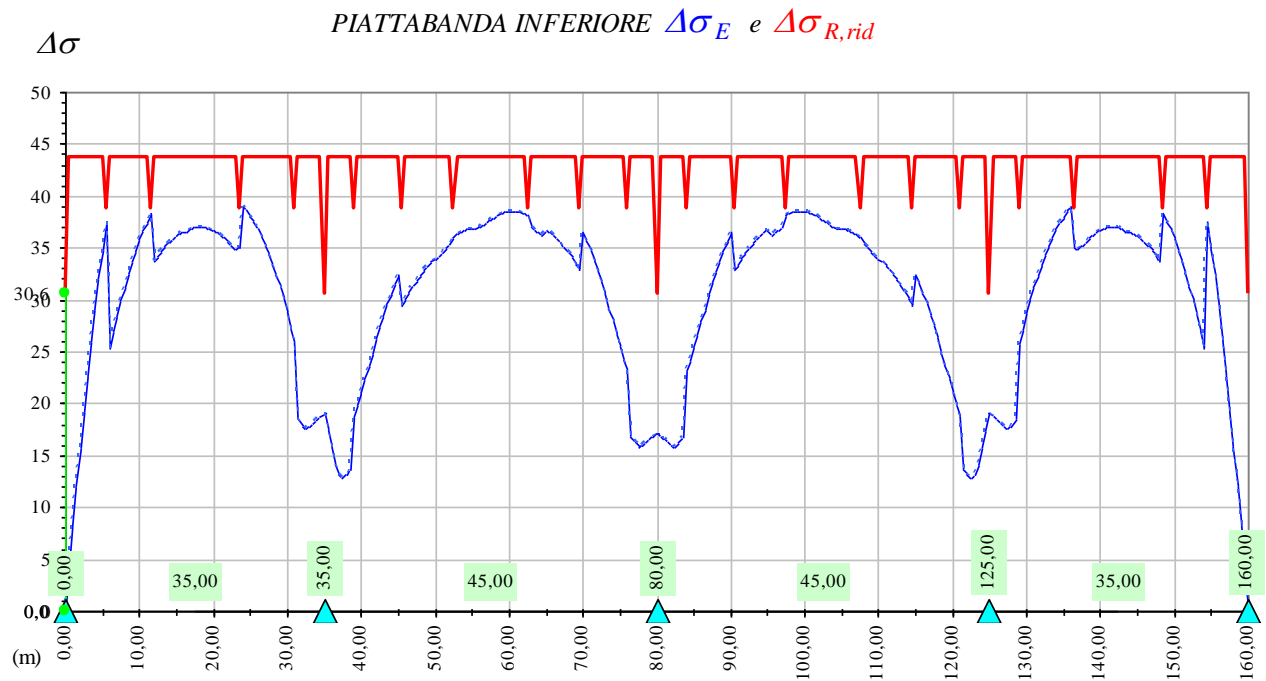
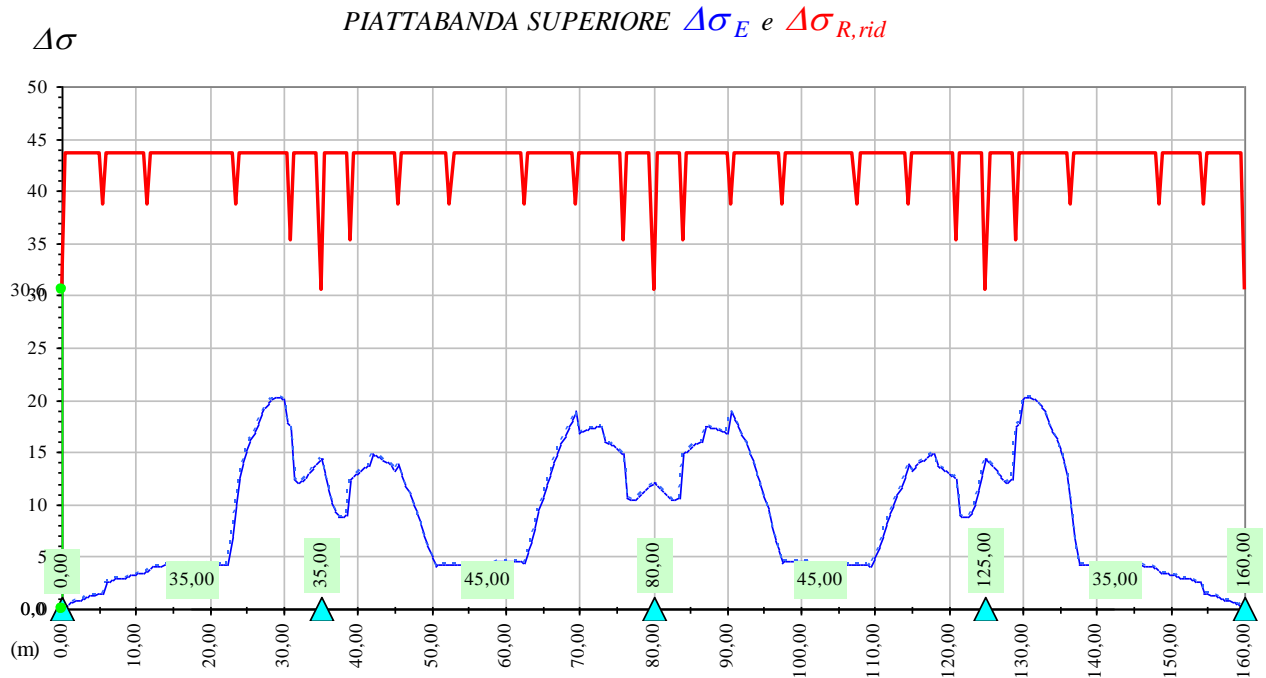


Figura 9.3 - Verifica a fatica per vita illimitata - FLM2 veicolo 3

9.5. VERIFICA DELLA CONNESSIONE A PIOLI

La distribuzione dei pioli lungo lo sviluppo longitudinale dell'impalcato è fatta in base al minimo numero risultante dalla più restrittiva delle verifiche per le combinazioni di SLU per resistenza, SLU per Fatica e SLE rara.

Per la determinazione degli scorrimenti di progetto sono utilizzate le proprietà inerziali delle sezioni di riferimento a breve termine con la SEZIONE TIPO 1. Le sollecitazioni considerate sono quelle che agiscono sulla sezione composta una volta avvenuta la presa del calcestruzzo e la solidarizzazione con la trave metallica.

La connessione è, inoltre, soggetta ad uno stato tensionale pluriassiale in quanto sollecitata sia dalle tensioni tangenziali che agiscono nel gambo del piolo, sia dalle tensioni normali che agiscono sulla flangia metallica.

La **verifica a fatica** è condotta “**a danneggiamento**” (fatigue life assessment) utilizzando il **modello di carico di fatica 3** (FLM3), controllando che sia:

- nelle zone in cui la piattabanda superiore risulta compressa:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_C / \gamma_{Mf,s} \quad (\text{controllo sul delta di tensione tangenziale } \Delta\tau)$$

dove:

$\Delta\tau_{E,2}$ è il delta di tensione equivalente sul piolo;

$\Delta\tau_C = 90$ MPa è il valore di riferimento della resistenza a fatica;

$\gamma_{Ff} = 1$ è il fattore di sicurezza parziale sui carichi;

$\gamma_{Mf,s} = 1,15$ è il fattore di sicurezza parziale per il materiale costituente il piolo;

- nelle zone in cui la piattabanda superiore risulta tesa:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_C / \gamma_{Mf,s} \quad (\text{controllo sul delta di tensione tangenziale } \Delta\tau)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C \cdot \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C \cdot \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 \quad (\text{controllo sull'interazione fra } \Delta\tau \text{ e } \Delta\sigma)$$

dove:

$\Delta\sigma_{E,2}$ è il delta di tensione normale agente sulla piattabanda superiore;

$\Delta\sigma_C$ valore di riferimento della resistenza a fatica che vale $\Delta\sigma_C = 80$ MPa.

Il delta di tensione equivalente sul piolo è pari a:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta\tau$$

dove:

- λ_v è il fattore di danneggiamento equivalente per la connessione a pioli;
- $\Delta\tau$ intervallo di tensioni tangenziali prodotte dal carico da fatica.

La resistenza del singolo piolo (P_{rd}) è determinata secondo le indicazioni al punto 4.3.4.3.1.2 delle NTC 2018.

Nella tabella seguente è riportata la sintesi dei risultati ottenuti.

303	149,50	3	22	25,0	20	1,76	3	--	--	--	--	--	Fatica	Verifica	0,42	1,00	0,31	0,75	45,83	78,26	0,586	1,3
304	150,00	3	22	25,0	20	1,75	3	--	--	--	--	--	Fatica	Verifica	0,44	1,00	0,32	0,75	45,76	78,26	0,585	1,3
305	150,50	3	22	25,0	20	1,75	3	--	--	--	--	--	Fatica	Verifica	0,46	1,00	0,34	0,75	45,69	78,26	0,584	1,3
306	151,00	3	22	25,0	20	1,75	3	--	--	--	--	--	Fatica	Verifica	0,48	1,00	0,35	0,75	45,63	78,26	0,583	1,3
307	151,50	3	22	25,0	20	1,75	3	--	--	--	--	--	Fatica	Verifica	0,50	1,00	0,36	0,75	45,55	78,26	0,582	1,3
308	152,00	3	22	25,0	20	1,75	3	--	--	--	--	--	Fatica	Verifica	0,51	1,00	0,37	0,75	45,68	78,26	0,584	1,3
309	152,50	3	22	25,0	20	1,76	3	--	--	--	--	--	Fatica	Verifica	0,53	1,00	0,39	0,75	45,86	78,26	0,586	1,3
310	153,00	3	22	25,0	20	1,77	3	--	--	--	--	--	Fatica	Verifica	0,55	1,00	0,40	0,75	46,15	78,26	0,590	1,3
311	153,50	3	22	25,0	20	1,79	3	--	--	--	--	--	Fatica	Verifica	0,57	1,00	0,41	0,75	46,61	78,26	0,596	1,3
312	154,00	3	22	25,0	20	1,82	3	--	--	--	--	--	Fatica	Verifica	0,58	1,00	0,43	0,75	47,40	78,26	0,606	1,3
313	154,50	1	22	25,0	20	1,99	3	--	--	--	--	--	Fatica	Verifica	0,65	1,00	0,47	0,75	51,81	78,26	0,662	1,3
314	155,00	1	22	25,0	20	2,03	4	--	--	--	--	--	Fatica	Verifica	0,50	1,00	0,36	0,75	39,66	78,26	0,507	1,3
315	155,50	1	22	25,0	20	2,07	4	--	--	--	--	--	Fatica	Verifica	0,51	1,00	0,37	0,75	40,46	78,26	0,517	1,3
316	156,00	1	22	25,0	20	2,12	4	-2080	2	V min	1159	2190	Resistenza	Verifica	0,53	1,00	0,38	0,75	41,25	78,26	0,527	1,3
317	156,50	1	22	25,0	20	2,18	4	-2141	2	V min	1192	2190	Resistenza	Verifica	0,54	1,00	0,40	0,75	42,05	78,26	0,537	1,3
318	157,00	1	22	25,0	20	2,24	4	-2202	2	V min	1225	2190	Resistenza	Verifica	0,56	1,00	0,41	0,75	42,86	78,26	0,548	1,3
319	157,50	1	22	25,0	20	2,30	4	-2264	2	V min	1259	2190	Resistenza	Verifica	0,57	1,00	0,42	0,75	43,65	78,26	0,558	1,3
320	158,00	1	22	25,0	20	2,36	4	-2326	2	V min	1292	2190	Resistenza	Verifica	0,59	1,00	0,43	0,75	44,45	78,26	0,568	1,3
321	158,50	1	22	25,0	20	2,42	4	-2388	2	V min	1326	2190	Resistenza	Verifica	0,61	1,00	0,44	0,75	45,26	78,26	0,578	1,3
322	159,00	1	22	25,0	20	2,48	4	-2451	2	V min	1360	2190	Resistenza	Verifica	0,62	1,00	0,45	0,75	46,05	78,26	0,588	1,3
323	159,50	1	22	25,0	20	2,55	4	-2515	2	V min	1394	2190	Resistenza	Verifica	0,64	1,00	0,46	0,75	46,85	78,26	0,606	1,3
324	160,00	1	22	25,0	20	2,61	4	-2578	2	V min	1428	2190	Resistenza	Verifica	0,65	1,00	0,47	0,75	47,66	78,26	0,609	1,3

9.6. VERIFICA DELLE SALDATURE LONGITUDINALI

I cordoni longitudinali d'angolo sono stati verificati mediante un codice di calcolo automatico allo SLU di resistenza e allo SLU di fatica. Sono considerati i seguenti casi:

- i cordoni di collegamento della flangia inferiore (Fibra B) all'anima;
- i cordoni di collegamento della flangia superiore (Fibra C) all'anima.

Per la verifica è necessario che i valori della tensione di confronto a livello dei cordoni di saldatura soddisfino simultaneamente le seguenti condizioni (NTC 2018), valide per acciaio S355:

$$\sqrt{\tau_{//}^2 + n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2} \leq 0.85 f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq 0.70 f_{yk}$$

Nel calcolo della n_{\perp} per il cordone della flangia superiore si tiene conto degli effetti locali del peso della soletta, dei carichi permanenti e dell'azione di una ruota del sistema Tandem (larghezza dell'impronta 40 cm) diffusa a 45° nello spessore della pavimentazione e della soletta.

Come per l'impalcato metallico la **verifica a fatica** è condotta **“per vita illimitata”** (unlimited life) utilizzando il **modello di carico di fatica 2 (FLM2)**.

AZIONI PER EFFETTI LOCALI			
Saldatura su Fibra C			
Carico distribuito ⇒ soletta	Q _{C1}	43,6	kN/m
Carico distribuito ⇒ permanenti	Q _{C2}	22,75	kN/m
Carico distribuito ⇒ aggiuntivo	Q _{C3}	0	kN/m
Carico concentrato ⇒ accidentale	P _{C1}	150	kN
Lunghezza per distribuzione carico concentrato	L _{PC1}	126	cm
Saldatura su Fibra X			
Carico distribuito ⇒ aggiuntivo	Q _{X1}	0	kN/m
Saldatura su Fibra B			
Carico distribuito ⇒ aggiuntivo	Q _{B1}	0	kN/m

Tabella 9.3 – Azioni locali per la verifica delle saldature

VERIFICA A FATICA SALDATURE			
Coeff. parziale di sicurezza per le azioni da fatica	γ_{Ff}	1	
Delta resistente per fatica per 2x10 ⁶ cicli	$\Delta\tau_R$	80	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza per $\Delta\tau_R$	$\gamma_{m,F}$	1,35	
Carico da fatica		LM2	

Tabella 9.4 – Parametri di resistenza delle saldature

I risultati delle verifiche sono sinteticamente raccolti nella tabella successiva.

9.7. VERIFICA DI STABILITÀ DELLE PIATTABANDE DELLE TRAVI PRINCIPALI

9.7.1. CRITERI DI CALCOLO

Nel caso in esame il rischio di sbandamento è limitato alle piattabande superiori comprese in fase di getto. I telai trasversali, costituiti da traversi e montanti, si oppongono allo sbandamento e rappresentano vincoli elastici discreti per l'ala inferiore della trave. La verifica di stabilità per la modalità latero-torsionale (LT) è condotta in accordo con le indicazioni delle NTC 2018 al par. 4.2.4.1.3.2, determinando il momento resistente di progetto ridotto per instabilità:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad (\text{design buckling resistance moment})$$

con:

- χ_{LT} coefficiente di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale;
- γ_{M1} coefficiente parziale di sicurezza allo Stato Limite Ultimo per instabilità pari a 1,1 per membrature di ponti stradali e ferroviari;
- W_y pari a:
 - $W_{pl,y}$ per sezioni trasversali di classe 1 o 2,
 - $W_{el,y}$ per sezioni trasversali di classe 3,
 - $W_{eff,y}$ per sezioni trasversali di classe 4;
 ($W_{pl,y}$ è il modulo di resistenza plastico della sezione - $W_{el,y}$ è il modulo di resistenza elastico - $W_{eff,y}$ è il modulo di resistenza efficace).

Per le travi a parete piena, il valore di χ_{LT} può essere determinato a partire dal calcolo di N_{cr} della piattabanda compressa elasticamente vincolata. Il coefficiente χ_{LT} vale:

$$\frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq \begin{cases} 1 \\ 1/\lambda_{LT}^2 \end{cases}$$

con $\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2]$, nella quale β è assunto pari ad 1, mentre $\bar{\lambda}_{LT,0}$ può essere assunto nell'intervallo dei valori tra 0,2 e 0,4, questo ultimo consigliato nel caso di sezioni laminate o sezioni saldate equivalenti.

Le curve di stabilità da utilizzare sono funzione della snellezza della sezione (h/b) e sono scelte in base alla seguente tabella.

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità
Sezioni a I laminate	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sezioni a I saldate	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d

Tabella 9.5 - Curve di stabilità in funzione delle tipologie di sezione

Il coefficiente α_{LT} per la curva di stabilità utilizzata (d) è pari a 0,76. Per valori della snellezza adimensionalizzata $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ gli effetti dell'instabilità flessio-torsionale possono essere ignorati e si applicano solo verifiche di resistenza della sezione trasversale (la stabilità non pregiudica la resistenza e si usa il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M0}).

Il valore della snellezza adimensionalizzata per la piattabanda compressa è determinato dalla seguente relazione:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{cr}}}$$

in cui, a favore di sicurezze, è considerato un valore maggiorato dell'area di sezione compressa $A_{eff} = \left[A_{eff,f} + \frac{A_{eff,w}}{3} \right]$, in cui alla sezione efficace della piattabanda è aggiunto un terzo della parte di anima. Questo contributo, infatti, aumenta il valore della sollecitazione nel corrente, senza che l'inerzia della piattabanda subisca variazioni significative. Il valore di N_{cr} è determinato mediante uno schema di asta su appoggi elastici discreti posti in corrispondenza dei telai trasversali. Il modello di trave su appoggi elastici è relativo all'intero sviluppo della piattabanda inferiore, sottoposta ad una sollecitazione assiale variabile secondo l'andamento delle sollecitazioni flettenti globali.

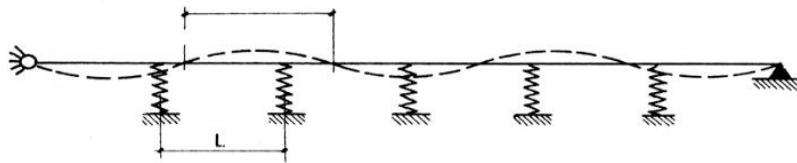


Figura 9.4 – Schema di asta su appoggi elastici discreti

La rigidezza (k) della molla è valutata su schemi di semplice telaio (costituito dal traverso, dal montante, dai diagonali e dalla soletta collaborante) ed è pari al minore dei due valori trovati per le modalità di sbandamento simmetrico ed antisimmetrico. Il valore della rigidezza elastica è variabile, ed è legato alla tipologia del telaio trasversale.

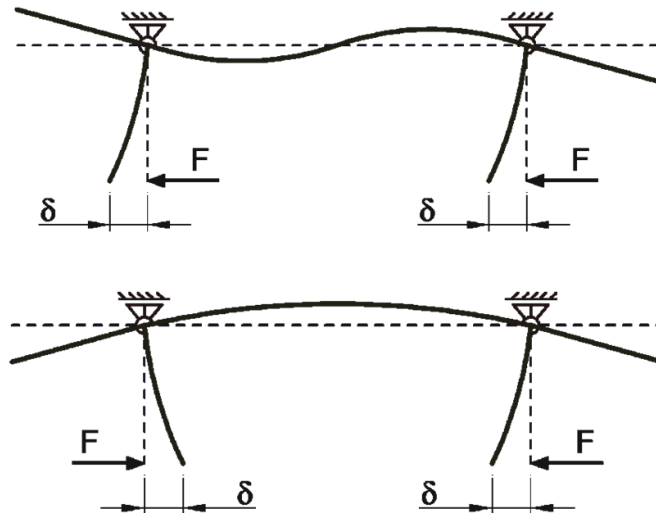


Figura 9-5 - Forme di instabilità del generico telaio trasversale

9.7.2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL CORRENTE COMPRESSO E DEI TELAI TRASVERSALI

La piattabanda inferiore compressa presenta una larghezza di 1100 mm e spessori di 30, 50, 55, 60, 70 e 75 mm lungo il proprio sviluppo.

La rigidezza dei vincoli elastici intermedi è funzione della tipologia del telaio trasversale e, per l'impalcato in questione, il valore (k) della costante elastica della molla assume i seguenti valori:

- $K = 276.243 \text{ kN/m}$ per i telai di appoggio,
- $K = 32.300 \text{ kN/m}$ per i telai correnti.

9.7.3. RISULTATI DELLE VERIFICHE

Nelle tabelle seguenti è riportata la verifica di stabilità nelle zone in prossimità degli appoggi a partire dal valore della forza assiale critica N_{crit} di progetto, determinata con il modello di trave su appoggi elastici discreti.

Pila / Campata	n =	1
Ascissa	x =	35,00 [m]
GEOMETRIA SEZIONE DI APPOGGIO		
larghezza piattabanda superiore	$b_3 =$	90,0 [cm]
spessore piattabanda superiore	$t_3 =$	7,0 [cm]
altezza anima	$b_2 =$	166,0 [cm]
spessore anima	$t_2 =$	2,4 [cm]
larghezza piattabanda inferiore	$b_1 =$	110,0 [cm]
spessore piattabanda inferiore	$t_1 =$	7,0 [cm]
modulo elastico acciaio	E =	206000 [MPa]
altezza trave	h =	180,0 [cm]
area anima	$A_n =$	398,4 [cm ²]
area totale	$A_a =$	1798,4 [cm ²]
posizione baricentro (G_a)	$Y_a =$	83,27 [cm]
Inerzia rispetto a G_a	$I_a =$	11314180 [cm ⁴]
TENSIONI SULLA TRAVE METALLICA		
tensione limite acciaio piattabanda SUP.	$\sigma_y =$	335 [MPa]
tensione limite acciaio anima	$\sigma_y =$	355 [MPa]
tensione limite acciaio piattabanda INF.	$\sigma_y =$	335 [MPa]
tensione fibra D (superiore)	$\sigma_{Ed} =$	269,1 [MPa]
tensione fibra A (inferiore)	$\sigma_{Ed} =$	-282,3 [MPa]
asse neutro	$Y_0 =$	92,15 [cm]
tensione a livello baricentro Y_a	$\sigma_{sY_a} =$	-27,2 [MPa]
forza assiale	$N_{Ed} =$	-4897 [kN]
momento flettente	$M_{Ed} =$	-34659 [kNm]
VERIFICA STABILITA' ASTA COMPRESSA		
area corrente inf. compresso	$A_{tot} =$	825,2 [cm ²]
tensione media piatt. INF/SUP	$\sigma_m =$	-271,6 [MPa]
	$\alpha_{ult,k} =$	1,234
forza assiale critica	$N_{cr} =$	302.497 [kN]
tensione critica	$\sigma_{cr} =$	3665,7 [MPa]
snellezza critica	$\lambda_{cr} =$	24
forza assiale snervamento	$N_y =$	27.755 [kN]
snellezza adimensionale	$\lambda_{LT} =$	0,303
	$\lambda_{LTO} =$	0,303
	$\beta =$	1
	$\alpha_{LT} =$	0,76
	$\Phi_{LT} =$	0,546
fattore di riduzione per LTB	$\chi_{LT} =$	1,000
coefficiente parziale	$\gamma_{M1} =$	1,10
coefficiente parziale	$\gamma_{M0} =$	1,05
tensione limite	$\sigma_{\lambda,LT} =$	-319,0 [MPa]
$(\chi_{LT} \times \alpha_{ult,k}) / \gamma_{M1}$		--
verifica	$\sigma_m \leq \sigma_{\lambda,LT}$	OK

Pila / Campata	n =	2
Ascissa	x =	80,00 [m]
GEOMETRIA SEZIONE DI APOGGIO		
larghezza piattabanda superiore	$b_3 =$	90,0 [cm]
spessore piattabanda superiore	$t_3 =$	7,0 [cm]
altezza anima	$b_2 =$	166,0 [cm]
spessore anima	$t_2 =$	2,4 [cm]
larghezza piattabanda inferiore	$b_1 =$	110,0 [cm]
spessore piattabanda inferiore	$t_1 =$	7,0 [cm]
modulo elastico acciaio	$E =$	206000 [MPa]
altezza trave	$h =$	180,0 [cm]
area anima	$A_n =$	398,4 [cm ²]
area totale	$A_a =$	1798,4 [cm ²]
posizione baricentro (G_a)	$Y_a =$	83,27 [cm]
Inerzia rispetto a G_a	$I_a =$	11314180 [cm ⁴]
TENSIONI SULLA TRAVE METALLICA		
tensione limite acciaio piattabanda SUP.	$\sigma_y =$	335 [MPa]
tensione limite acciaio anima	$\sigma_y =$	355 [MPa]
tensione limite acciaio piattabanda INF.	$\sigma_y =$	335 [MPa]
tensione fibra D (superiore)	$\sigma_{Ed} =$	269,9 [MPa]
tensione fibra A (inferiore)	$\sigma_{Ed} =$	-285,6 [MPa]
asse neutro	$Y_0 =$	92,54 [cm]
tensione a livello baricentro Y_a	$\sigma_{sY_a} =$	-28,6 [MPa]
forza assiale	$N_{Ed} =$	-5149 [kN]
momento flettente	$M_{Ed} =$	-34917 [kNm]
VERIFICA STABILITA' ASTA COMPRESSA		
area corrente inf. compresso	$A_{tot} =$	825,2 [cm ²]
tensione media piatt. INF/SUP	$\sigma_m =$	-274,8 [MPa]
	$\alpha_{ult,k} =$	1,219
forza assiale critica	$N_{cr} =$	291.226 [kN]
tensione critica	$\sigma_{cr} =$	3529,2 [MPa]
snellezza critica	$\lambda_{cr} =$	24
forza assiale snervamento	$N_y =$	27.755 [kN]
snellezza adimensionale	$\lambda_{LT} =$	0,309
	$\lambda_{LTO} =$	0,309
	$\beta =$	1
	$\alpha_{LT} =$	0,76
	$\Phi_{LT} =$	0,548
fattore di riduzione per LTB	$\chi_{LT} =$	1,000
coefficiente parziale	$\gamma_{M1} =$	1,10
coefficiente parziale	$\gamma_{M0} =$	1,05
tensione limite	$\sigma_{\lambda LT} =$	-319,0 [MPa]
$(\chi_{LT} \times \alpha_{ult,k})/\gamma_{M1}$		--
verifica $\sigma_m \leq \sigma_{\lambda LT}$		OK

Pila / Campata	n =	3
Ascissa	x =	125,00 [m]
GEOMETRIA SEZIONE DI APOGGIO		
larghezza piattabanda superiore	$b_3 =$	90,0 [cm]
spessore piattabanda superiore	$t_3 =$	7,0 [cm]
altezza anima	$b_2 =$	166,0 [cm]
spessore anima	$t_2 =$	2,4 [cm]
larghezza piattabanda inferiore	$b_1 =$	110,0 [cm]
spessore piattabanda inferiore	$t_1 =$	7,0 [cm]
modulo elastico acciaio	E =	206000 [MPa]
altezza trave	h =	180,0 [cm]
area anima	$A_n =$	398,4 [cm ²]
area totale	$A_a =$	1798,4 [cm ²]
posizione baricentro (G_a)	$Y_a =$	83,27 [cm]
Inerzia rispetto a G_a	$I_a =$	11314180 [cm ⁴]
TENSIONI SULLA TRAVE METALLICA		
tensione limite acciaio piattabanda SUP.	$\sigma_y =$	335 [MPa]
tensione limite acciaio anima	$\sigma_y =$	355 [MPa]
tensione limite acciaio piattabanda INF.	$\sigma_y =$	335 [MPa]
tensione fibra D (superiore)	$\sigma_{Ed} =$	269,1 [MPa]
tensione fibra A (inferiore)	$\sigma_{Ed} =$	-282,3 [MPa]
asse neutro	$Y_0 =$	92,15 [cm]
tensione a livello baricentro Y_a	$\sigma_{sY_a} =$	-27,2 [MPa]
forza assiale	$N_{Ed} =$	-4897 [kN]
momento flettente	$M_{Ed} =$	-34659 [kNm]
VERIFICA STABILITA' ASTA COMPRESSA		
area corrente inf. compresso	$A_{tot} =$	825,2 [cm ²]
tensione media piatt. INF/SUP	$\sigma_m =$	-271,6 [MPa]
	$\alpha_{ult,k} =$	1,234
forza assiale critica	$N_{cr} =$	302.497 [kN]
tensione critica	$\sigma_{cr} =$	3665,7 [MPa]
snellezza critica	$\lambda_{cr} =$	24
forza assiale snervamento	$N_y =$	27.755 [kN]
snellezza adimensionale	$\lambda_{LT} =$	0,303
	$\lambda_{LTO} =$	0,303
	$\beta =$	1
	$\alpha_{LT} =$	0,76
	$\Phi_{LT} =$	0,546
fattore di riduzione per LTB	$\chi_{LT} =$	1,000
coefficiente parziale	$\gamma_{M1} =$	1,10
coefficiente parziale	$\gamma_{M0} =$	1,05
tensione limite	$\sigma_{\lambda LT} =$	-319,0 [MPa]
$(\chi_{LT} \times \alpha_{ult,k}) / \gamma_{M1}$		--
verifica $\sigma_m \leq \sigma_{\lambda LT}$		OK

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

10. VERIFICHE DELLA SOLETTA

10.1. VERIFICA DI RESISTENZA E DEFORMABILITÀ DELLE PREDALLES IN FASE DI AUTO PORTANZA

Si riportano le verifiche di resistenza e deformabilità in fase di auto portanza per la predalles tipo B avente larghezza di 240 cm.

Il getto della soletta dell'impalcato verrà effettuato in tre fasi distinte:

- **1^a Fase:** getto della zona centrale fra le travi principali e degli sbalzi per un tratto pari a 170 cm a partire dall'asse della trave metallica (cautelativamente, nel calcolo, viene presa in considerazione la configurazione in cui il getto nella **1^a Fase** avviene nella sola zona centrale tra le travi principali);
- **2^a Fase:** completamento del getto degli sbalzi (da eseguirsi dopo che il calcestruzzo della 1^a fase ha raggiunto la resistenza di 20 MPa);
- **3^a Fase:** montaggio delle velette e getto dei cordoli laterali.

Le predalles sono dotate di tralicci HD 12/16/10, H = 20,5 cm, la cui geometria è mostrata in Figura 10.1. I tralicci di Tipo 1 sono utilizzati per le verifiche a flessione in mezzeria della sezione trasversale, quelli di Tipo 2 per le verifiche a taglio in appoggio.

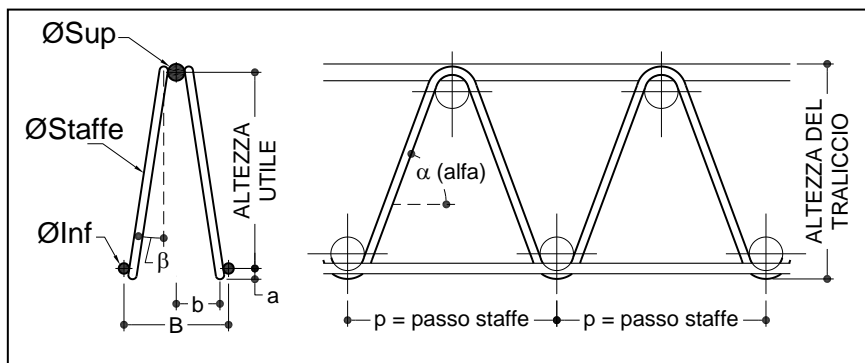


Figura 10.1 - Geometria dei tralicci delle predalles

DATI GEOMETRICI

Interasse tra le travi	i =	600 [cm]
Lunghezza dello sbalzo	l =	290 [cm]
Largh. piattabanda superiore SX	b3s =	90 [cm]
Largh. piattabanda superiore DX	b3d =	90 [cm]
Lunghezza della zona di getto da filo piattabanda sullo sbalzo	Lg =	170 [cm]
Lungh. di calcolo getto sbalzo	Lcgs =	175 [cm]
Lunghezza di calcolo sbalzo	Lcs =	250 [cm]
Luce netta predalle in campata	Ln =	510 [cm]
Distanza fra la linea d'appoggio della predalle e filo piattabanda	=	5 [cm]
Luce di calcolo campata	Lc =	520 [cm]
Distanza di appoggio su piattabanda	=	10 [cm]

CARATTERISTICHE DEL TRALICCIO

	Tipo 1	Tipo 2
Altezza del traliccio	Ht =	20,5 [cm]
Øsup	=	16 [mm]
Øinf	=	12 [mm]
Østaffe	=	10 [mm]
n° tralicci/lastra	=	11
Parametro a	=	4 [mm]
Altezza utile traliccio	Hu =	18,7 [cm]
Angolo alfa	α =	70,76 (°)
Angolo beta	β =	6,06 (°)
Passo delle staffe	p =	20 [cm]
Larghezza base traliccio	B =	8,8 [cm]
Larghezza	b =	2,7 [cm]

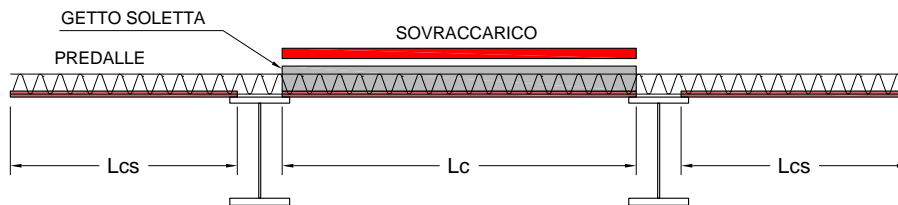
ANALISI DEI CARICHI

Calcestruzzo	Rck =	45	[MPa]		
Tensione di progetto del cls	fcd =	21,2	[MPa]		
Acciaio		B450C			
Tensione di progetto acciaio	fyd =	391,3	[N/mm ²]		
Peso specifico del cls	gamma_cls =	2400	[daN/m ³]		
Larghezza della predalle	Lp =	240	[cm]		
Spessore della predalle	hp =	7	[cm]		
Spessore getto del cls	hc =	25	[cm]		

	Spessore tot =	32	[cm]		
		Peso	Lp	Carico	coeff
		[daN/m ²]	[m]	[daN/m]	tot parz
				combo	[daN/m]
Peso della soletta	Wc =	600 x	2,4 =	1440 x	1,35 =
					1944
Peso della predalle	Wp =	168 x	2,4 =	403 x	1,35 =
					544
Peso delle armature	Wa =	100 x	2,4 =	240 x	1,35 =
					324
Sovrac. Personale e attrezzature ...	Wacc =	75 x	2,4 =	180 x	1,5 =
					270

				Carico totale =	3082
		[daN/ml]	[m]	[daN]	[daN]
Peso della veletta	Wv =	175 x	2,4 =	420 x	1,35 =
					567

1ª Fase



Il peso proprio della predalles e delle armature sono stati considerati distribuiti per l'intera lunghezza della predalles, compresi gli sbalzi, mentre il carico del getto fluido e i sovraccarichi dovuti al personale ed alle attrezzature sono stati considerati distribuiti solamente nella campata centrale.

Il momento flettente nella sezione di mezzeria della campata è pertanto pari al momento dovuto al carico totale, calcolato su uno schema a trave appoggiata, diminuito del contributo del momento negativo dei carichi agenti sugli sbalzi (peso proprio predalles + peso armature).

Verifica della sezione in campata (momento flettente) e della sezione in appoggio (taglio)

SOLLECITAZIONI

Momento flettente	M =	7705	[daNm]
Taglio	T =	8013	[daN]
Forza assiale	N =	41203	[daN]
Forza assiale sulle staffe	S =	4267	[daN]

VERIFICA A TRAZIONE CORRENTI INFERIORI

Armature in esercizio inferiori	=	11	Ø 20
Armature in esercizio inferiori	=	2	Ø 14
Area correnti inferiori	Asi =	62,48	[cm ²]
Tensione armature	=	65,9	[N/mm ²] < 391,3 [N/mm ²]

VERIFICA A COMPRESSIONE CORRENTI SUPERIORI

Area correnti superiori	=	22,12	[cm ²]
Coefficiente	β =	0,9	
Luce	L =	20	[cm]
Lunghezza libera di inflessione	L0 =	18	[cm]
Raggio d'inertia	r =	0,4	[cm]
Snellezza	lambda =	45	
Coefficiente	1/(chi) =	1,337	
Tensione armature	=	249	[N/mm ²] < 391,3 [N/mm ²]

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE STAFFE

IMPRESA



GRUPPO DI PROGETTAZIONE



Area di una staffa $A_{sw} = 0,79$ [cm²]
 Coefficiente $\beta = 0,9$
 Lunghezza di una staffa $L_{sw} = 21,4$ [cm]
 Lunghezza libera di inflessione $L_0 = 19,3$ [cm]
 Raggio d'inerza $r = 0,25$ [cm]
 Snellezza $\lambda = 77$
 Coefficiente $1/(\chi) = 2,146$
 Tensione armature $= 105,4$ [N/mm²] < 391,3 [N/mm²]

Legenda

- $M = [(W_p + W_a) \times (L_c^2 - 4 \times L_{cs}^2)] / 8 + [W_{acc} \times L_c^2] / 8 + [W_c \times (L_c^2 - 4 \times L_{cgs}^2)] / 8$
- $T = (\text{Carico tot} \times L_c) / 2$
- $N = M / \text{altezza utile del traliccio}$
- $S = T / (2 \times \text{sen}(\alpha) \times \text{cos}(\beta))$, dove S è forza assiale su un braccio delle staffe dei tralici posizionati sulla predalle
- β il coefficiente che tiene conto delle condizioni di vincolo delle barre nella verifica di stabilità
- $r = \varnothing / 4$ è il raggio d'inerza delle armature compresse

Verifica dello sbalzo

SOLLECITAZIONI

Momento flettente $M = -7262$ [daNm]
 Taglio $T = 6539$ [daN]
 Forza assiale $N = 38834$ [daN]
 Forza assiale sulle staffe $S = 3482$ [daN]

VERIFICA A TRAZIONE CORRENTI SUPERIORI

Area correnti superiori $A_{si} = 14,07$ [cm²]
 Tensione armature $= 276$ [N/mm²] < 391,3 [N/mm²]

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE ARMATURE AGGIUNTIVE INFERIORI

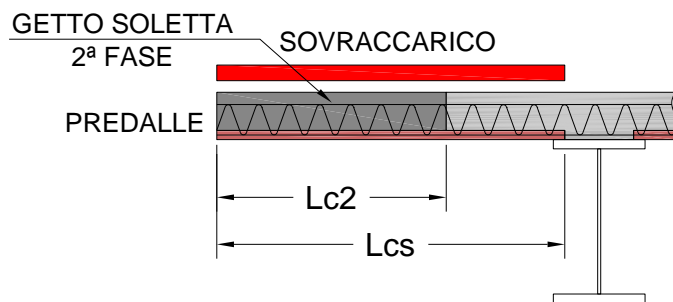
Armature aggiuntive $\varnothing_{inf} = 20$ [mm]
 n° barre $n = 17,02$
 Area armature aggiuntive $A_{si} = 53,47$ [cm²]
 Coefficiente beta $\beta = 0,9$
 Luce $L = 70$ [cm]
 Lunghezza libera di inflessione $L_0 = 63$ [cm]
 Raggio d'inerza $r = 0,5$ [cm]
 Snellezza $\lambda = 126$
 Coefficiente $1/(\chi) = 4,484$
 Tensione armature $= 325,7$ [N/mm²] < 391,3 [N/mm²]

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE STAFFE

Area di una staffa $A_{sw} = 0,79$ [cm²]
 Coefficiente beta $\beta = 0,9$
 Lunghezza di una staffa $L_{sw} = 21,4$ [cm]
 Lunghezza libera di inflessione $L_0 = 19,3$ [cm]
 Raggio d'inerza $r = 0,25$ [cm]
 Snellezza $\lambda = 77$
 Coefficiente $1/(\chi) = 2,146$
 Tensione armature $= 135,1$ [N/mm²] < 391,3 [N/mm²]

2ª Fase

Verifica dello sbalzo



SOLLECITAZIONI

Momento flettente	M = -1292 [daNm]
Taglio	T = 2879 [daN]
Forza assiale	N = 6909 [daN]
Forza assiale sulle staffe	S = 1533 [daN]

VERIFICA A TRAZIONE CORRENTI SUPERIORI

Area correnti superiori.....	Asi = 14,07 [cm ²]
Tensione armature	= 49,1 [N/mm ²] < 391,3 [N/mm ²]

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE STAFFE

Area di una staffa	Asw = 0,79 [cm ²]
Coefficiente beta	β = 0,9
Lunghezza di una staffa	Lsw = 21,4 [cm]
Lunghezza libera di inflessione	L0 = 19,3 [cm]
Raggio d'inerzia	r = 0,25 [cm]
Snellezza	λ = 77
Coefficiente	1/(χ) = 2,146
Tensione armature	= 59,5 [N/mm ²] < 391,3 [N/mm ²]

Verifica della freccia massima in campata

La verifica è condotta in conformità al punto C4.1.2.2.2 della Circ. 2019, secondo il quale la freccia può calcolarsi secondo l'espressione:

$$f = \xi f_{fess} + (1 - \xi) f_{int}$$

dove:

- f_{fess} è la freccia calcolata in condizioni di sezione fessurata;
- f_{int} è la freccia calcolata in condizioni di sezione non fessurata;
- $\xi = 1 - c\beta^2$ con $\beta = M_{cr} / M_{sd}$ [$0 \leq \beta \leq 1$];
- M_{cr} è il momento di prima fessurazione.

Le caratteristiche inerziali per la determinazione della freccia della predalle sono state determinate considerando i seguenti elementi (d è la distanza del centro delle barre d'armatura dalla base della lastra):

	Num.	Ø [mm]	d [cm]
Armature superiori traliccio	= 11	16	22,9
Armature inferiori traliccio	= 22	12	4,2
Armatura tipo 1	= 11	20	4,6
Armatura tipo 2	= 2	14	4,3
Armatura tipo 3	= 12	12	4,2
Rete elettrosaldata	= 12	6	3,9
Spessore predalle in mezzera	= 7		[cm]

Calcolo dei momenti d'inerzia della sezione omogeneizzati all'acciaio					
Momento d'inerzia J della sezione integra	8801,10	cm ⁴	EJ int.	18482,31	[kN x mq]
Momento d'inerzia J della sezione fessurata	5590,01	cm ⁴	EJ fess.	11739,03	[kN x mq]
Elemento	J [cm ⁴]	A [cmq]	dint [cm]	dfess [cm]	pos. [cm]
Predalle	6860	1680	-1,388	5,754	3,5
Armature superiori del traliccio	3,537	22,11	18,012	-13,646	22,9
Armature inferiori del traliccio	2,238	24,87	-0,688	5,054	4,2
Armatura aggiuntiva tipo 1	8,635	34,540	-0,288	4,654	4,6
Armatura aggiuntiva tipo 2	0,376957	3,0772	-0,588	4,954	4,3
Armatura aggiuntiva tipo 3	1,220832	13,5648	-0,688	5,054	4,2
Rete elettrosaldada	0,076	3,3912	-0,988	5,354	3,9

Modulo elastico dell'acciaio [Es]	210000	[MPa]
Modulo elastico del calcestruzzo [Ecm 10gg]	33255	[MPa]
Coefficiente d'omogeneizzazione [n]	6,31	
Baricentro sezione fessurata	9,25	[cm]
Baricentro sezione integra	4,89	[cm]
Resistenza car. a trazione per flessione [fcfk]	2,82	[MPa]
Distanza fra correnti sup. e asse predalle [h]	19,4	[cm]
Momento di prima fessurazione M _{cr}	91,77	[kNm]
Coefficiente [c]	1	
Momento flettente di progetto [Msd max]	56,40	[kNm]
Coefficiente [beta]	1,000	
Coefficiente [zeta]	0,00	
Ascissa di calcolo	260	[cm]
Massimo rapporto P*/l [freccia/luce]	0,00154	
Rapporto luce/freccia	651,44	
Freccia massima	0,798	[cm]
Rapporto luce/freccia limite	400	
Freccia limite	1,3	[cm]
Esito verifica	POSITIVO	

10.2. VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SOLETTA IN ESERCIZIO

Le verifiche di resistenza e fessurazione della soletta sono state condotte in base alle sollecitazioni determinate con un modello agli elementi finiti che la schematizza come un grigliato di aste aventi mediamente larghezza di 50 cm appoggiato in corrispondenza delle travi principali.

I carichi di progetto considerati sono i seguenti:

- peso proprio della soletta $25 \times 0,32 = 8,00$ kN/m²
- peso della pavimentazione stradale $22 \times 0,11 = 2,42$ kN/m²
- peso marciapiede e cordolo $25 \times 0,19 = 4,75$ kN/m²
- peso guard rail = 1,00 kN/m
- peso di ciascuna veletta = 1,75 kN/m
- Carichi mobili disposti in modo da massimizzare le sollecitazioni sia in mezzerie che sugli sbalzi di destra e sinistra come da schemi successivi (ed in modo simmetrico rispetto ad asse trave).

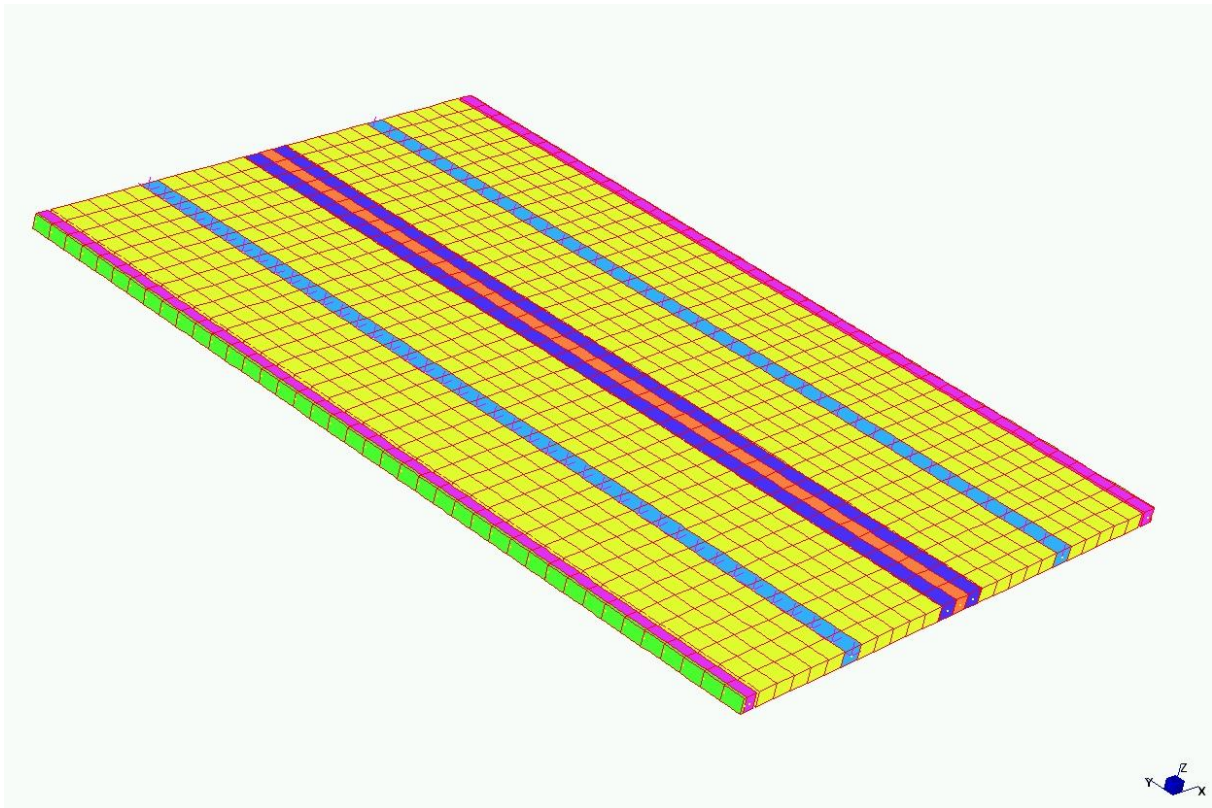


Figura 10.2 – Vista del modello agli elementi finiti

Le sollecitazioni sono state determinate con disposizione dei carichi mobili nella generica sezione corrente dell'impalcato nelle configurazioni di carico così descritte:

- carichi mobili massimi sulla campata, denominata configurazione C1 e C3;
- carico mobile in mezzeria della campata, denominata configurazione C2 e C3.

Le figure seguenti mostrano gli schemi delle configurazioni di carico sopra descritte.

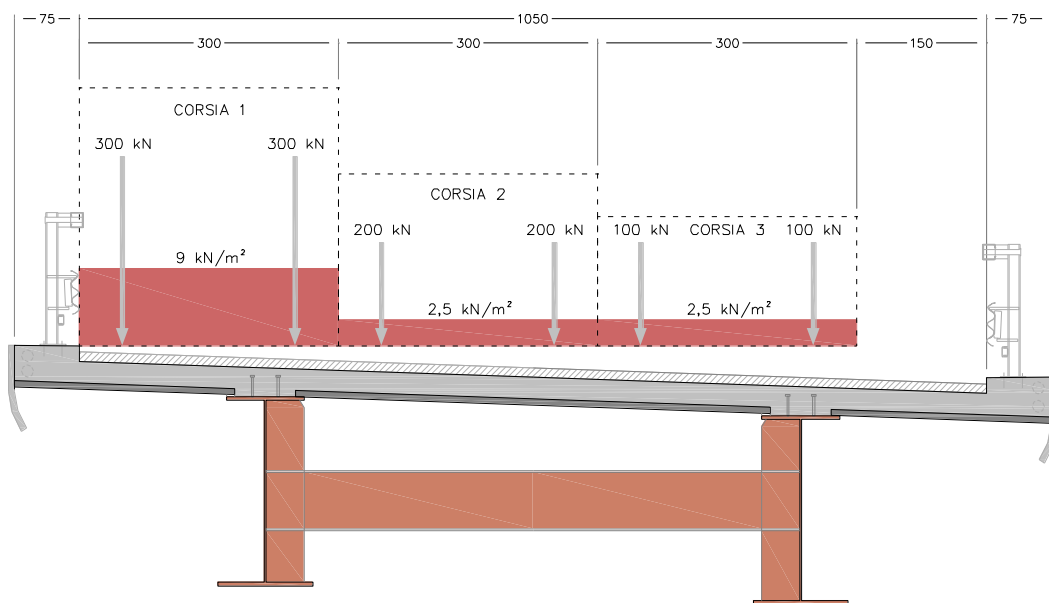


Figura 10.3 – Disposizione trasversale dei carichi mobili per la configurazione C1

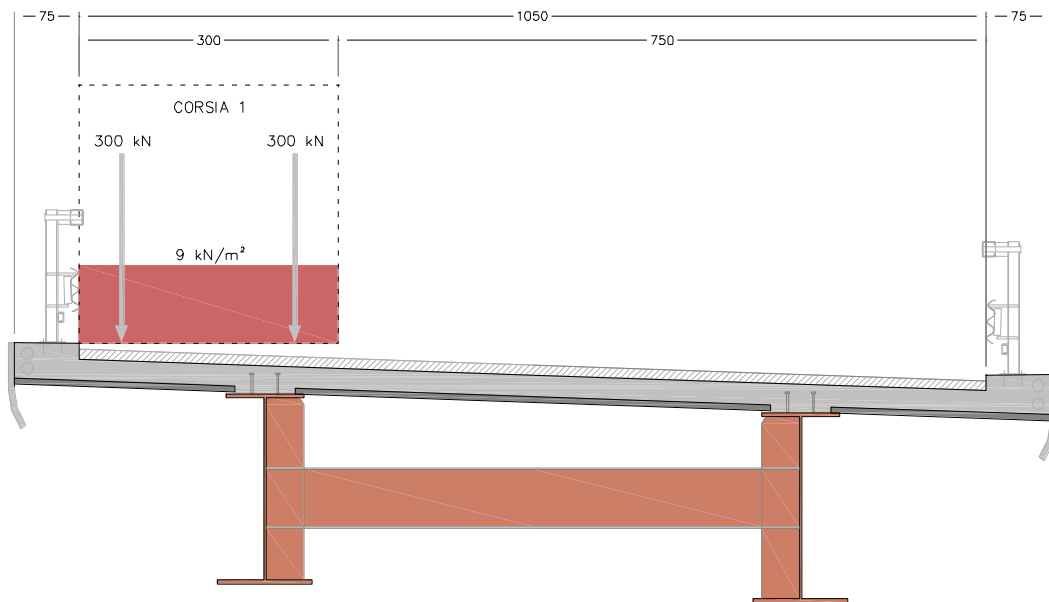


Figura 10.4 – Disposizione trasversale dei carichi mobili per la configurazione C2

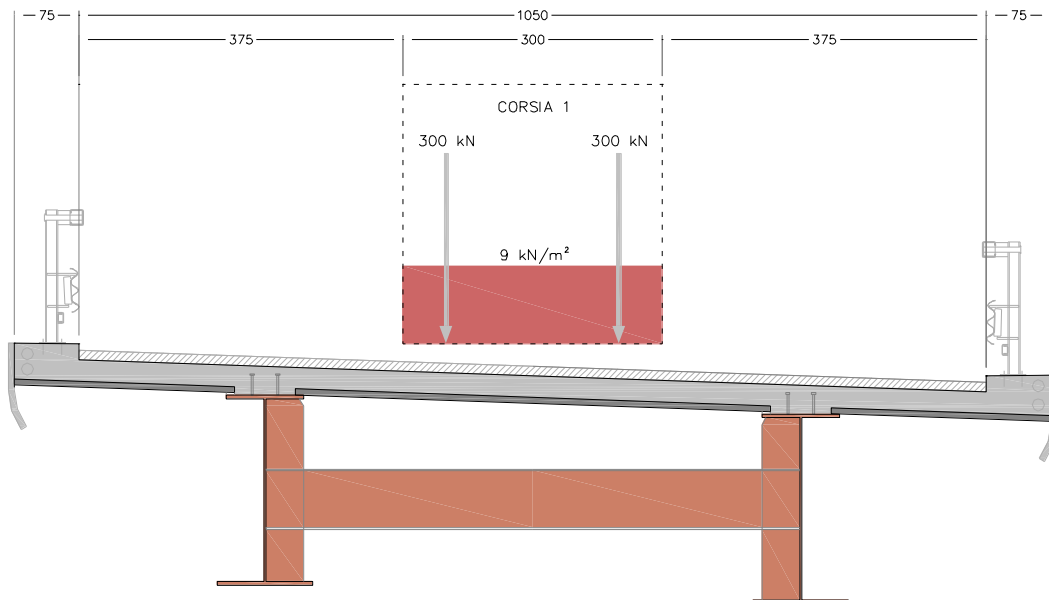


Figura 10.5 – Disposizione trasversale dei carichi mobili per la configurazione C3

Per la realizzazione della soletta è previsto l'utilizzo di calcestruzzo classe R_{ck} 45 MPa e acciaio tipo B450C. Le sollecitazioni di progetto sono state ottenute combinando le condizioni elementari:

- SLU = $1,35 (g_1 + g_2) + 1,35 (Q_1 + q_1)$
- Combinazione RARA..... = $g_1 + g_2 + (Q_1 + q_1)$
- Combinazione FREQUENTE..... = $g_1 + g_2 + 0,75 Q_1 + 0,40 q_1$
- Combinazione QUASI PERMANENTE..... = $g_1 + g_2$

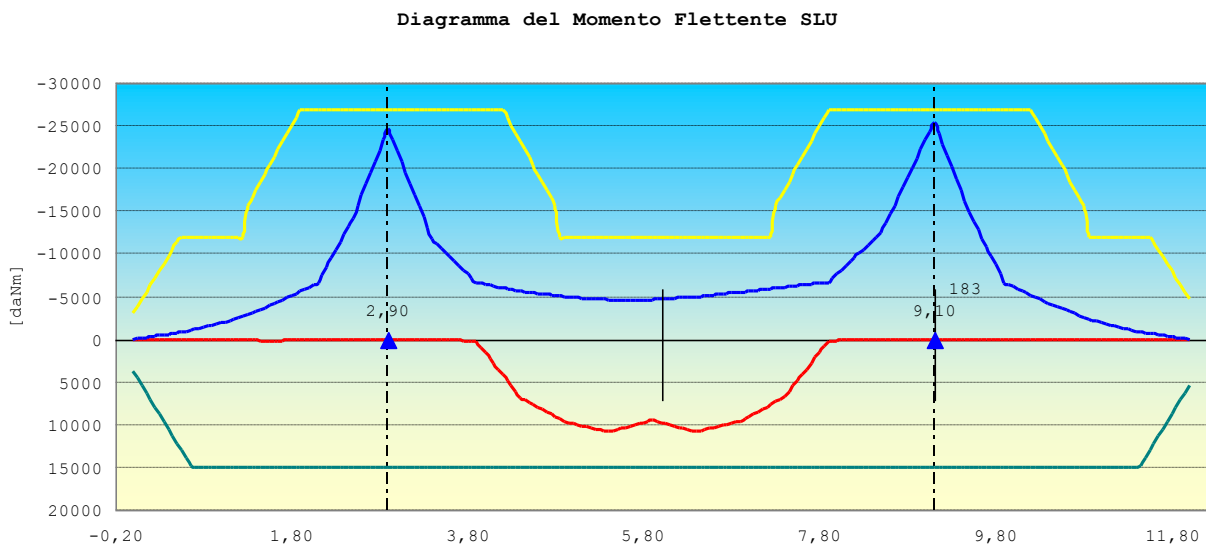
Le verifiche di resistenza e fessurazione sono state eseguite considerando le sollecitazioni derivanti dall'involuppo di quelle ricavate per le varie configurazioni di carico mobile e per i carichi permanenti. In particolare i limiti di apertura delle fessure sono stati assunti in relazione ai seguenti criteri:

- la classe d'esposizione della soletta (getto integrativo) è riconducibile al gruppo XF2-XC4 per cui nel caso di fessure determinate da momenti negativi i limiti di apertura delle fessure assunti sono pari a 0,3 mm per la combinazione frequente e 0,2 mm nella combinazione quasi permanente;
- la classe d'esposizione delle predalles è riconducibile al gruppo XC2 per cui nel caso di fessure determinate da momenti positivi i limiti di apertura delle fessure assunti sono pari a 0,4 mm per la combinazione frequente e 0,3 mm nella combinazione quasi permanente.

Nei grafici riassuntivi delle verifiche il limite di fessurazione mostrato è relativo alla classe di esposizione più gravosa.

10.2.1. SINTESI DEI RISULTATI DELLE VERIFICHE NELLE ZONE CORRENTI DELL'IMPALCATO

Si riportano nel seguito, sotto forma di diagrammi ed in modo esteso per le sezioni più sollecitate, le verifiche di resistenza e fessurazione della soletta. I calcoli sono stati eseguiti con un programma di calcolo autoprodotta su sezioni di larghezza pari a 100 cm e distanti fra loro 2 cm, con riferimento alla disposizione delle armature di cui alla Figura 10.6, tenendo conto a livello di ciascuna sezione dell'effettivo ancoraggio delle barre.



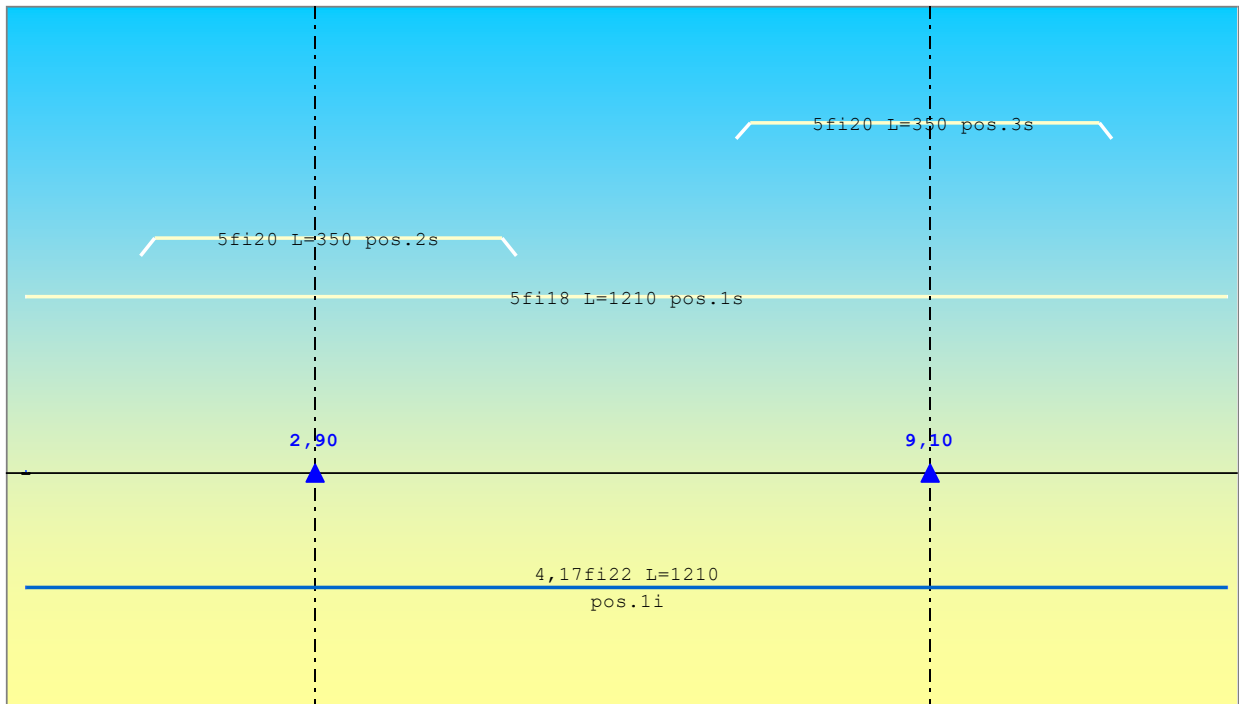


Figura 10.6 - Inviluppo delle sollecitazioni flettenti di progetto per lo SLU e schema delle armature usate nelle verifiche di resistenza e fessurazione (è inoltre indicata la pos. delle sezioni di cui si riporta la verifica dettagliata)

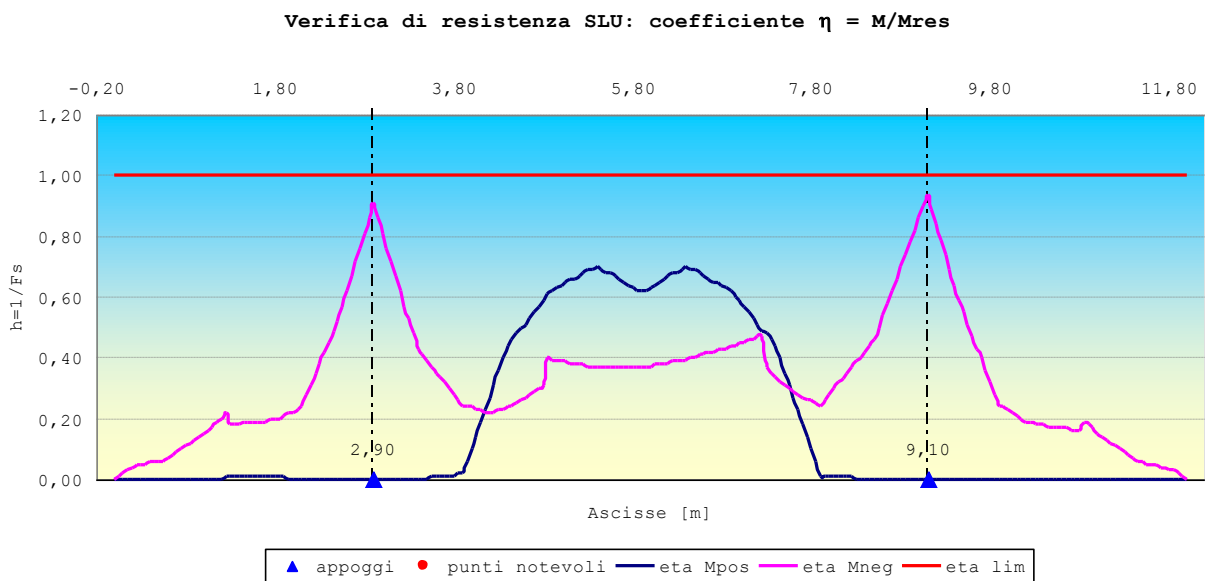


Figura 10.7 - Diagramma riassuntivo delle verifiche di resistenza allo SLU (in colore blu quelle indotte dai momenti positivi, in viola quelle determinate dai momenti negativi)

Diagramma del Momento Flettente nella combinazione rara

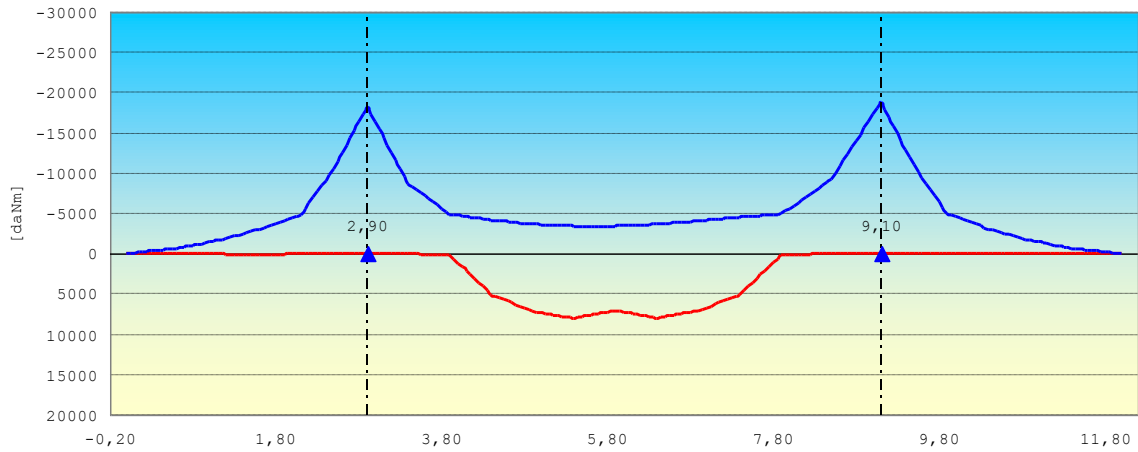


Figura 10.8 - Grafico dell'involuppo dei momenti flettenti di progetto per combinazione di carico RARA (in colore rosso involuppo dei momenti positivi, in blu involuppo dei momenti negativi)

Tensioni nel calcestruzzo nella combinazione rara

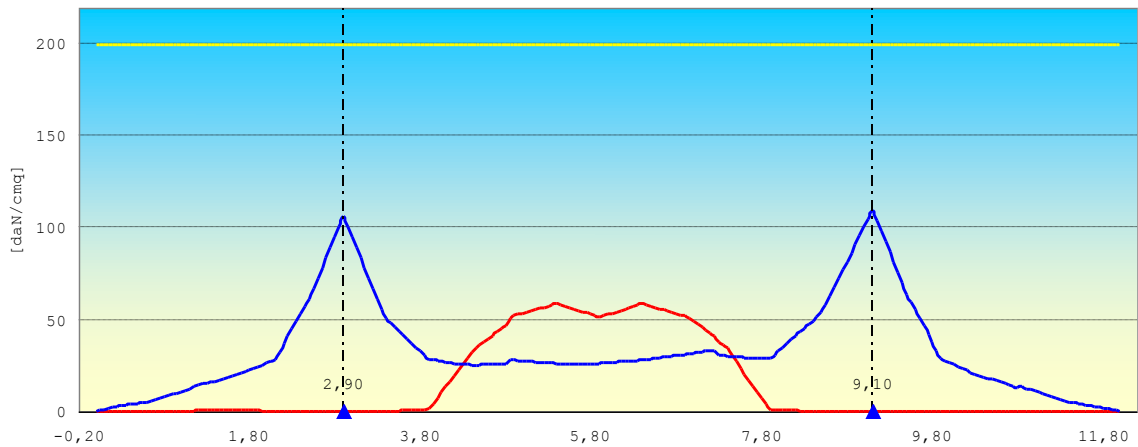


Figura 10.9 - Diagramma riassuntivo delle tensioni massime agenti sul calcestruzzo nella combinazione di carico RARA (in colore rosso quelle indotte dai momenti positivi, in blu quelle determinate dai momenti negativi)

Tensioni nelle armature nella combinazione rara

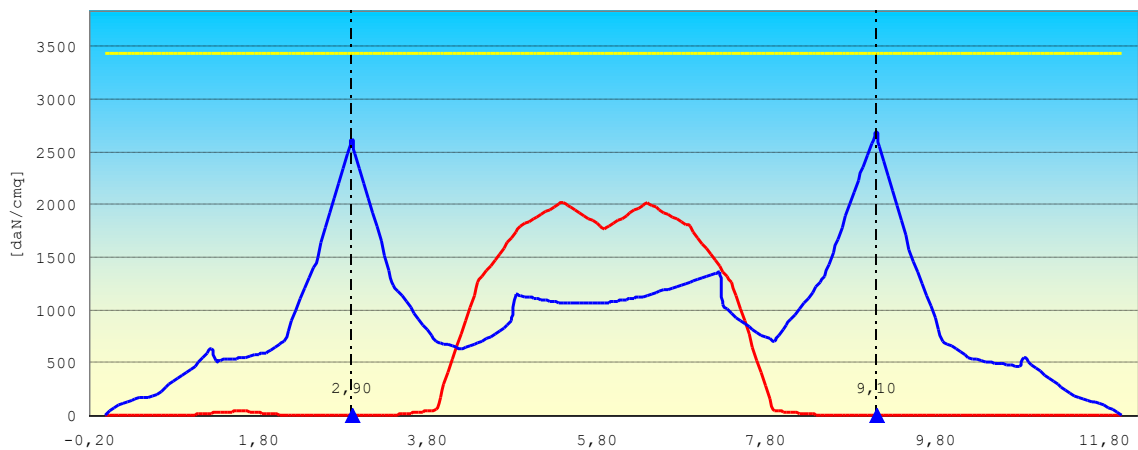


Figura 10.10- Diagramma riassuntivo delle tensioni massime agenti sulle armature nella combinazione di carico RARA (in colore rosso quelle indotte dai momenti positivi, in blu quelle determinate dai momenti negativi)

Diagramma del Momento Flettente nella combinazione frequente

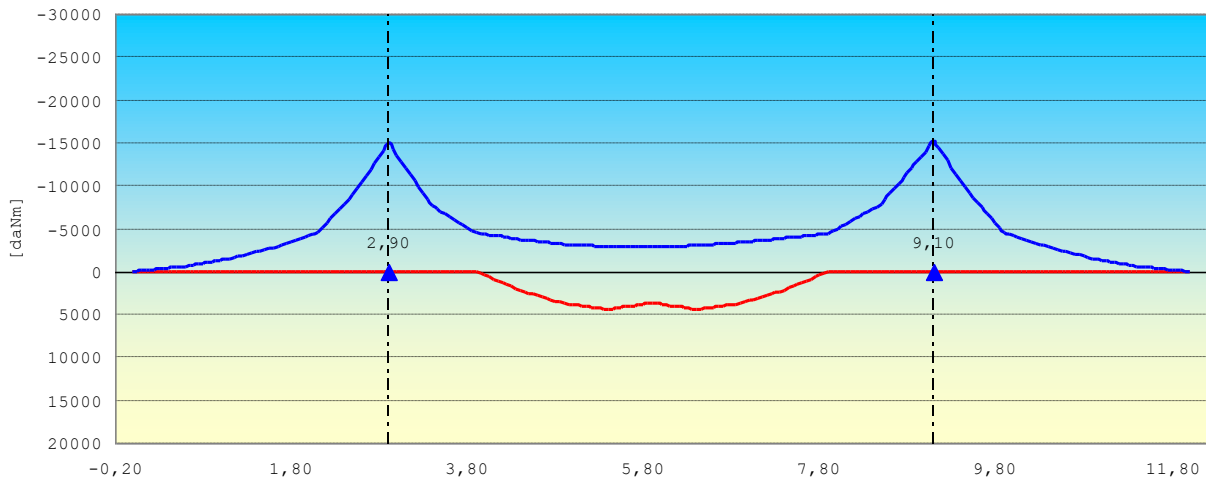


Figura 10.11 - Grafico dell'involuppo dei momenti flettenti di progetto per combinazione di carico FREQUENTE (in colore rosso involuppo dei momenti positivi, in blu involuppo dei momenti negativi)

Apertura delle fessure nella combinazione frequente

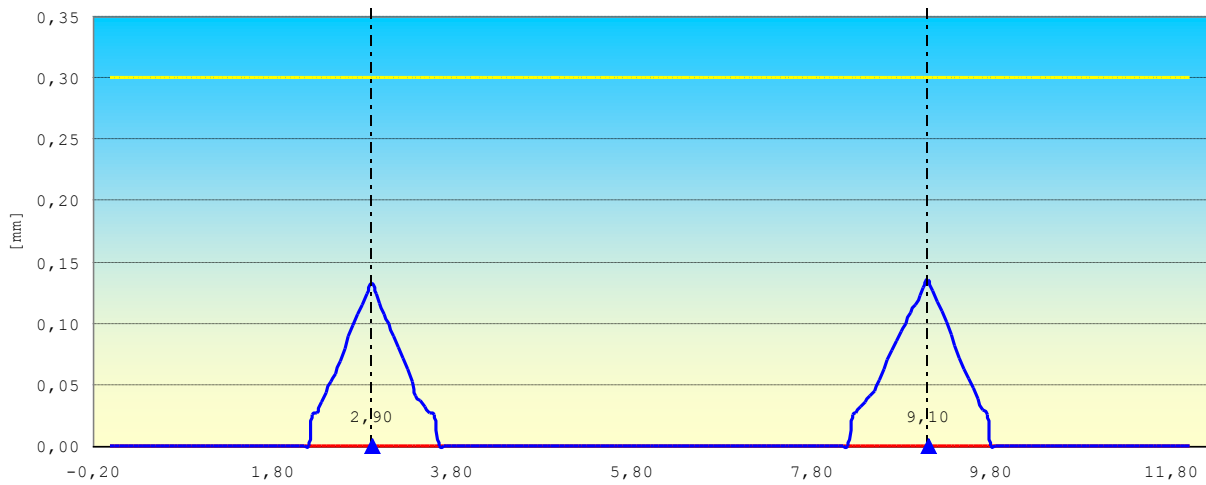


Figura 10.12 - Grafico dell'apertura delle fessure nella combinazione FREQUENTE (in colore rosso quelle indotte dai momenti positivi, in blu quelle determinate dai momenti negativi)

Diagramma del Momento Flettente nella combinazione quasi permanente

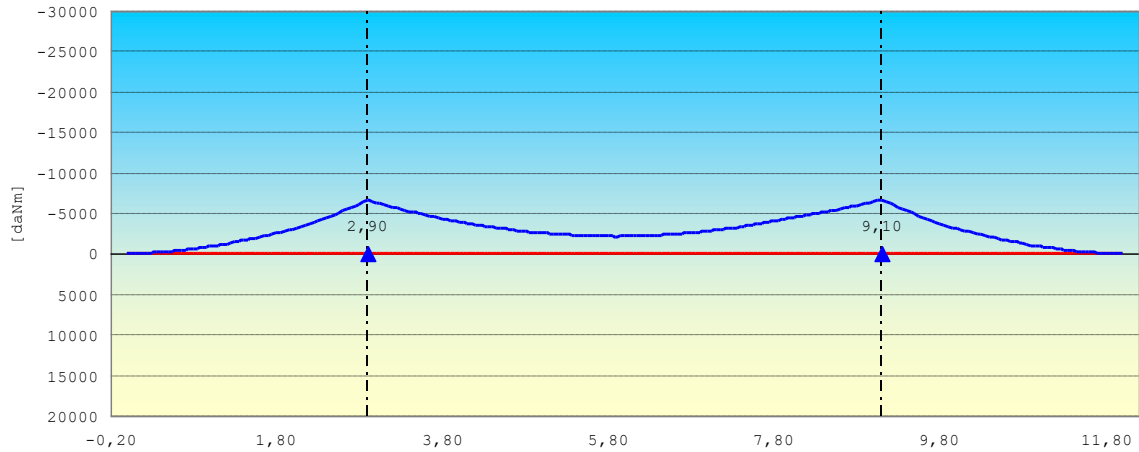


Figura 10.13 - Grafico dell'involuppo dei momenti flettenti di progetto per combinazione di carico QUASI PERMANENTE (in colore rosso involuppo dei momenti positivi, in blu involuppo dei momenti negativi)

Tensioni nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente

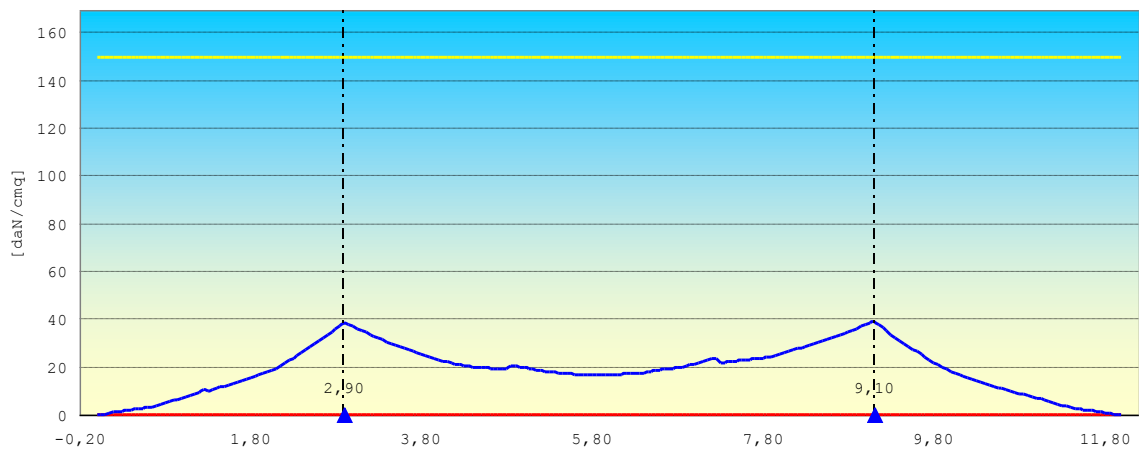


Figura 10.14 - Diagramma riassuntivo delle tensioni massime agenti sul calcestruzzo nella combinazione di carico QUASI PERMANENTE (in colore rosso quelle indotte dai momenti positivi, in blu quelle determinate dai momenti negativi)

Apertura delle fessure nella combinazione quasi permanente

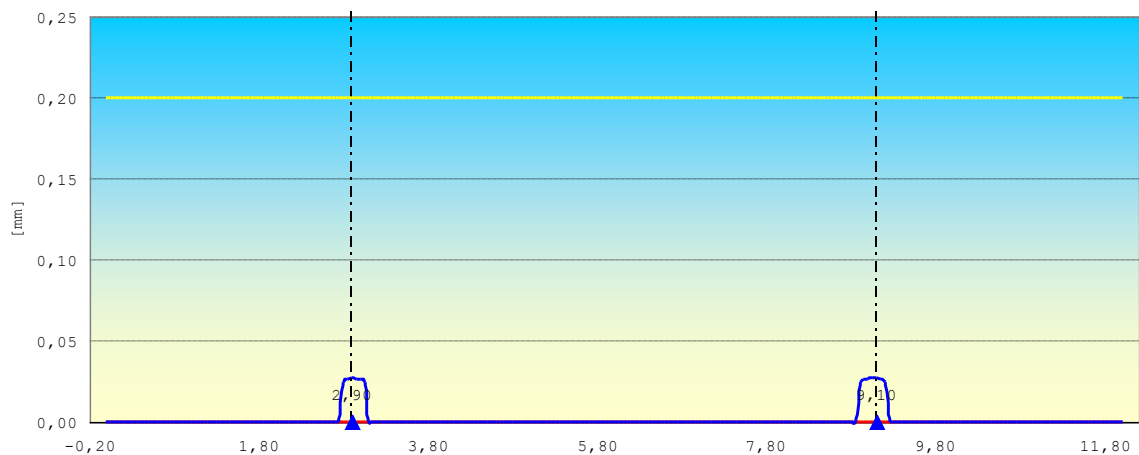


Figura 10.15 - Apertura delle fessure nella combinazione QUASI PERMANENTE (l'apertura è nulla nelle sezioni in cui non è superato il momento di prima fessurazione)

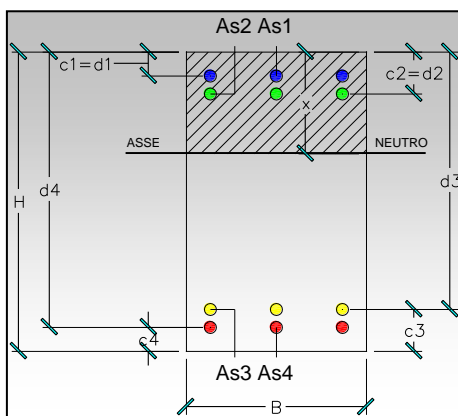


Figura 10.16- Schematizzazione della sezione e grandezze di cui alle verifiche dettagliate

-----+
| VERIFICA A FLESSIONE PER SEZIONE RETTANGOLARE: SEZIONE 121 x= 6,000 m |
-----+
Verifica per Momento Flettente Positivo: Combinazione di Carico allo SLU

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Larghezza della sezione.....	B	100,00	[cm]
Altezza della sezione.....	H	31,00	[cm]
Area barre compresse strato esterno.....	As1	12,72	[cmq]
Area barre compresse strato interno.....	As2	0,00	[cmq]
Area barre tese strato interno.....	As3	0,00	[cmq]
Area barre tese strato esterno.....	As4	15,85	[cmq]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo compresso....	c1=d1	3,00	[cm]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo compresso....	c2=d2	5,00	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c3	7,00	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c4	3,00	[cm]
Distanza delle barre tese dal lembo compresso.....	d3	24,00	[cm]
Distanza delle barre tese dal lembo compresso.....	d4	28,00	[cm]
Area totale delle barre d'armature.....	Astot	28,58	[cmq]

SOLLECITAZIONI

Momento flettente sollecitante.....	M	9780,65	[daNm]
-------------------------------------	---	---------	--------

MOMENTO RESISTENTE

Momento flettente resistente.....	Mres	15467,84	[daNm]
-----------------------------------	------	----------	--------

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

Coefficiente.....	Eta=M/Mres	0,63 < 1
-------------------	------------	----------

-----+
| VERIFICA A FLESSIONE PER SEZIONE RETTANGOLARE: SEZIONE 121 x= 6,000 m |
-----+
Verifica per Momento Flettente Positivo: Combinazione di Carico Rara

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Larghezza della sezione.....	B	100,00	[cm]
Altezza della sezione.....	H	31,00	[cm]
Area barre compresse strato esterno.....	As1	12,72	[cmq]
Area barre compresse strato interno.....	As2	0,00	[cmq]
Area barre tese strato interno.....	As3	0,00	[cmq]
Area barre tese strato esterno.....	As4	15,85	[cmq]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo compresso....	c1=d1	3,00	[cm]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo compresso....	c2=d2	5,00	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c3	7,00	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c4	3,00	[cm]
Distanza delle barre tese dal lembo compresso.....	d3	24,00	[cm]

Distanza delle barre tese dal lembo compresso.....	d4	28,00	[cm]
Area totale delle barre d'armature.....	Astot	28,58	[cmq]
Somma dei prodotti Asi x di.....	SAsi x di	482,03	[cm^3]

CARATTERISTICHE D'INERZIA

Coefficiente di omogenizzazione.....	n	15,00	
Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso.....	x	8,48	[cm]
Momento d'inerzia della sezione.....	Ji	116659,23	[cm^4]

SOLLECITAZIONI

Momento flettente di progetto.....	M	7244,93	[daNm]
------------------------------------	---	---------	--------

RISULTATI DEL CALCOLO

Tensione di compressione sul calcestruzzo.....	sc	52,66	[daN/cmq] <
199,2			
Tensione massima di trazione sulle armature.....	ss	1818,38	[daN/cmq] <
3440			

-----+
| CALCOLO DELL'AMPIEZZA DI FESSURAZIONE: SEZIONE 121 x= 6,000 m |
-----+

Verifica per Momento Flettente Positivo: Combinazione di Carico Frequente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe del calcestruzzo.....	Rck	400,00	[daN/cmq]
Resistenza media a trazione.....	fctm	30,99	[daN/cmq]
Resistenza caratteristica a trazione.....	fctk	21,69	[daN/cmq]
Resistenza a trazione per flessione.....	fcfk	26,03	[daN/cmq]
Modulo elastico dell'acciaio.....	Es	2060000,00	[daN/cmq]

CALCOLO DEL MOMENTO DI PRIMA FESSURAZIONE

Area omogenizzata della sezione.....	Ai	3528,63	[cmq]
Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso.....	x	15,67	[cm]
Momento d'inerzia della sezione interamente reagente...	Jr	315133,44	[cm^4]
Forza assiale di progetto.....	N	0,00	[daN]
Momento di prima fessurazione (fcfk).....	Mr	5349,82	[daNm]
Momento di prima fessurazione (fctm).....	Mr	6368,83	[daNm]

AMPIEZZA DI FESSURAZIONE

Diametro equivalente delle barre.....	Ø	22,00	[mm]
Ricoprimento dell'armatura tesa.....	c	1,90	[cm]
Spaziatura orizzontale delle barre.....	So	24,00	[cm]
Spaziatura orizzontale di calcolo delle barre.....	Sod	24,00	[cm]
Spaziatura verticale delle barre.....	Sv	0,00	[cm]
Altezza efficace.....	deff	7,67	[cm]
Area efficace.....	Aceff	766,69	[cmq]
Percentuale geometrica d'armatura.....	?r	0,0207	
Coefficiente d'aderenza fra cls e armature.....	k2	0,40	
Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni....	k3	0,125	
Distanza media fra le fessure.....	srm	13,92	[cm]
Momento flettente di progetto.....	M	3838,40	[daNm]
Tensione nell'acciaio dovuta a M in sezione fessurata..	ss	963,39	[daN/cmq]
Coefficiente d'aderenza fra cls e armature.....	β1	1,00	
Coefficiente che caratterizza l'appl. del carico.....	β2	0,50	
Deformazione unitaria media armature.....	esm	0,000187	
Valore medio di apertura delle fessure.....	wm	0,000	[mm]
Valore di calcolo di apertura delle fessure.....	wd	0,000	[mm] < 0,3

-----+
| VERIFICA A FLESSIONE PER SEZIONE RETTANGOLARE: SEZIONE 121 x= 6,000 m |
-----+

Verifica per Momento Flettente Positivo: Combinazione di Carico Quasi Permanente

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Larghezza della sezione.....	B	100,00	[cm]
Altezza della sezione.....	H	31,00	[cm]
Area barre compresse strato esterno.....	As1	12,72	[cmq]
Area barre compresse strato interno.....	As2	0,00	[cmq]
Area barre tese strato interno.....	As3	0,00	[cmq]
Area barre tese strato esterno.....	As4	15,85	[cmq]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo compresso.....	c1=d1	3,00	[cm]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo compresso.....	c2=d2	5,00	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c3	7,00	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c4	3,00	[cm]
Distanza delle barre tese dal lembo compresso.....	d3	24,00	[cm]
Distanza delle barre tese dal lembo compresso.....	d4	28,00	[cm]
Area totale delle barre d'armature.....	Astot	28,58	[cmq]
Somma dei prodotti Asi x di.....	SAsi x di	482,03	[cm^3]

CARATTERISTICHE D'INERZIA

Coefficiente di omogenizzazione.....	n	15,00	
Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso.....	x	8,48	[cm]
Momento d'inerzia della sezione.....	Ji	116659,23	[cm^4]

SOLLECITAZIONI

Momento flettente di progetto.....	M	0,00	[daNm]
------------------------------------	---	------	----------

RISULTATI DEL CALCOLO

Tensione di compressione sul calcestruzzo.....	sc	0,00	[daN/cmq] < 149,4
--	----	------	---------------------

-----+
| CALCOLO DELL'AMPIEZZA DI FESSURAZIONE: SEZIONE 121 x= 6,000 m |
+-----+

Verifica per Momento Flettente Positivo: Combinazione di Carico Quasi Permanente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe del calcestruzzo.....	Rck	400,00	[daN/cm ²]
Resistenza media a trazione.....	fctm	30,99	[daN/cm ²]
Resistenza caratteristica a trazione.....	fctk	21,69	[daN/cm ²]
Resistenza a trazione per flessione.....	fcfk	26,03	[daN/cm ²]
Modulo elastico dell'acciaio.....	Es	2060000,00	[daN/cm ²]

CALCOLO DEL MOMENTO DI PRIMA FESSURAZIONE

Area omogenizzata della sezione.....	Ai	3528,63	[cmq]
Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso.....	x	15,67	[cm]
Momento d'inerzia della sezione interamente reagente..	Jr	315133,44	[cm^4]
Forza assiale di progetto.....	N	0,00	[daN]
Momento di prima fessurazione (fcfk).....	Mr	5349,82	[daNm]
Momento di prima fessurazione (fctm).....	Mr	6368,83	[daNm]

AMPIEZZA DI FESSURAZIONE

Diametro equivalente delle barre.....	Ø	22,00	[mm]
Ricoprimento dell'armatura tesa.....	c	1,90	[cm]
Spaziatura orizzontale delle barre.....	So	24,00	[cm]
Spaziatura orizzontale di calcolo delle barre.....	Sod	24,00	[cm]
Spaziatura verticale delle barre.....	Sv	0,00	[cm]
Altezza efficace.....	deff	7,67	[cm]
Area efficace.....	Aceff	766,69	[cmq]
Percentuale geometrica d'armatura.....	?r	0,0207	
Coefficiente d'aderenza fra cls e armature.....	k2	0,40	
Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni....	k3	0,125	
Distanza media fra le fessure.....	srm	13,92	[cm]
Momento flettente di progetto.....	M	0,00	[daNm]
Tensione nell'acciaio dovuta a M in sezione fessurata..	ss	0,00	[daN/cm ²]
Coefficiente d'aderenza fra cls e armature.....	β1	1,00	
Coefficiente che caratterizza l'appl. del carico.....	β2	0,50	

-----+
| VERIFICA A FLESSIONE PER SEZIONE RETTANGOLARE: SEZIONE 183 x= 9,100 m |
-----+

Verifica per Momento Flettente Negativo: Combinazione di Carico allo SLU

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Larghezza della sezione.....	B	100,00	[cm]
Altezza della sezione.....	H	31,00	[cm]
Area barre compresse strato esterno.....	As1	12,72	[cmq]
Area barre compresse strato interno.....	As2	0,00	[cmq]
Area barre tese strato interno.....	As3	0,00	[cmq]
Area barre tese strato esterno.....	As4	15,85	[cmq]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo compresso.....	c1=d1	3,00	[cm]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo compresso.....	c2=d2	5,00	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c3	7,00	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c4	3,00	[cm]
Distanza delle barre tese dal lembo compresso.....	d3	24,00	[cm]
Distanza delle barre tese dal lembo compresso.....	d4	28,00	[cm]
Area totale delle barre d'armature.....	Astot	28,58	[cmq]

SOLLECITAZIONI

Momento flettente sollecitante.....	M	25442,30	[daNm]
-------------------------------------	---	----------	--------

MOMENTO RESISTENTE

Momento flettente resistente.....	Mres	27190,32	[daNm]
-----------------------------------	------	----------	--------

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

Coefficiente.....	Eta=M/Mres	0,94	< 1
-------------------	------------	------	-----

-----+
| VERIFICA A FLESSIONE PER SEZIONE RETTANGOLARE: SEZIONE 183 x= 9,100 m |
-----+

Verifica per Momento Flettente Negativo: Combinazione di Carico Rara

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Larghezza della sezione.....	B	100,00	[cm]
Altezza della sezione.....	H	31,00	[cm]
Area barre compresse strato esterno.....	As1	15,85	[cmq]
Area barre compresse strato interno.....	As2	0,00	[cmq]
Area barre tese strato interno.....	As3	0,00	[cmq]
Area barre tese strato esterno.....	As4	28,43	[cmq]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo compresso.....	c1=d1	3,00	[cm]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo compresso.....	c2=d2	7,00	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c3	5,00	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c4	3,00	[cm]
Distanza delle barre tese dal lembo compresso.....	d3	26,00	[cm]
Distanza delle barre tese dal lembo compresso.....	d4	28,00	[cm]
Area totale delle barre d'armature.....	Astot	44,28	[cmq]
Somma dei prodotti Asi x di.....	SAsi x di	843,62	[cm^3]

CARATTERISTICHE D'INERZIA

Coefficiente di omogenizzazione.....	n	15,00	
Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso.....	x	10,60	[cm]
Momento d'inerzia della sezione.....	Ji	182551,24	[cm^4]

SOLLECITAZIONI

Momento flettente di progetto.....	M	18846,15	[daNm]
------------------------------------	---	----------	--------

RISULTATI DEL CALCOLO

Tensione di compressione sul calcestruzzo.....	sc	109,40	[daN/cmq] < 199,2
--	----	--------	-------------------

Tensione massima di trazione sulle armature..... ss 2694,92 [daN/cm²] < 3440

-----+
| CALCOLO DELL'AMPIEZZA DI FESSURAZIONE: SEZIONE 183 x= 9,100 m |
-----+-----

Verifica per Momento Flettente Negativo: Combinazione di Carico Frequente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe del calcestruzzo.....	Rck	400,00	[daN/cm ²]
Resistenza media a trazione.....	fctm	30,99	[daN/cm ²]
Resistenza caratteristica a trazione.....	fctk	21,69	[daN/cm ²]
Resistenza a trazione per flessione.....	fcfk	26,03	[daN/cm ²]
Modulo elastico dell'acciaio.....	Es	2060000,00	[daN/cm ²]

CALCOLO DEL MOMENTO DI PRIMA FESSURAZIONE

Area omogenizzata della sezione.....	Ai	3764,25	[cm ²]
Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso.....	x	16,13	[cm]
Momento d'inerzia della sezione interamente reagente..	Jr	350568,81	[cm ⁴]
Forza assiale di progetto.....	N	0,00	[daN]
Momento di prima fessurazione (fcfk).....	Mr	6135,57	[daNm]
Momento di prima fessurazione (fctm).....	Mr	7304,25	[daNm]

AMPIEZZA DI FESSURAZIONE

Diametro equivalente delle barre.....	Ø	19,00	[mm]
Ricoprimento dell'armatura tesa.....	c	2,05	[cm]
Spaziatura orizzontale delle barre.....	So	10,00	[cm]
Spaziatura orizzontale di calcolo delle barre.....	Sod	10,00	[cm]
Spaziatura verticale delle barre.....	Sv	0,00	[cm]
Altezza efficace.....	deff	7,44	[cm]
Area efficace.....	Aceff	743,67	[cm ²]
Percentuale geometrica d'armatura.....	?r	0,0382	
Coefficiente d'aderenza fra cls e armature.....	k2	0,40	
Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni....	k3	0,125	
Distanza media fra le fessure.....	srm	8,58	[cm]
Momento flettente di progetto.....	M	15159,89	[daNm]
Tensione nell'acciaio dovuta a M in sezione fessurata..	ss	2167,80	[daN/cm ²]
Coefficiente d'aderenza fra cls e armature.....	β1	1,00	
Coefficiente che caratterizza l'appl. del carico.....	β2	0,50	
Deformazione unitaria media armature.....	esm	0,000930	
Valore medio di apertura delle fessure.....	wm	0,080	[mm]
Valore di calcolo di apertura delle fessure.....	wd	0,136	[mm] < 0,3

-----+
| VERIFICA A FLESSIONE PER SEZIONE RETTANGOLARE: SEZIONE 183 x= 9,100 m |
-----+-----

Verifica per Momento Flettente Negativo: Combinazione di Carico Quasi Permanente

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Larghezza della sezione.....	B	100,00	[cm]
Altezza della sezione.....	H	31,00	[cm]
Area barre compresse strato esterno.....	As1	15,85	[cm ²]
Area barre compresse strato interno.....	As2	0,00	[cm ²]
Area barre tese strato interno.....	As3	0,00	[cm ²]
Area barre tese strato esterno.....	As4	28,43	[cm ²]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo compresso....	c1=d1	3,00	[cm]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo compresso....	c2=d2	7,00	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c3	5,00	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c4	3,00	[cm]
Distanza delle barre tese dal lembo compresso.....	d3	26,00	[cm]
Distanza delle barre tese dal lembo compresso.....	d4	28,00	[cm]
Area totale delle barre d'armature.....	Astot	44,28	[cm ²]
Somma dei prodotti Asi x di.....	SAsi x di	843,62	[cm ³]

CARATTERISTICHE D'INERZIA

Coefficiente di omogenizzazione..... n 15,00

Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso.....	x	10,60	[cm]
Momento d'inerzia della sezione.....	Ji	182551,24	[cm ⁴]

SOLLECITAZIONI

Momento flettente di progetto.....	M	6687,82	[daNm]
------------------------------------	---	---------	--------

RISULTATI DEL CALCOLO

Tensione di compressione sul calcestruzzo.....	sc	38,82	[daN/cm ²] < 149,4
--	----	-------	--------------------------------

-----+
| CALCOLO DELL'AMPIEZZA DI FESSURAZIONE: SEZIONE 183 x= 9,100 m |
-----+

Verifica per Momento Flettente Negativo: Combinazione di Carico Quasi Permanente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe del calcestruzzo.....	Rck	400,00	[daN/cm ²]
Resistenza media a trazione.....	fctm	30,99	[daN/cm ²]
Resistenza caratteristica a trazione.....	fctk	21,69	[daN/cm ²]
Resistenza a trazione per flessione.....	fcfk	26,03	[daN/cm ²]
Modulo elastico dell'acciaio.....	Es	2060000,00	[daN/cm ²]

CALCOLO DEL MOMENTO DI PRIMA FESSURAZIONE

Area omogenizzata della sezione.....	Ai	3764,25	[cm ²]
Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso.....	x	16,13	[cm]
Momento d'inerzia della sezione interamente reagente...	Jr	350568,81	[cm ⁴]
Forza assiale di progetto.....	N	0,00	[daN]
Momento di prima fessurazione (fcfk).....	Mr	6135,57	[daNm]
Momento di prima fessurazione (fctm).....	Mr	7304,25	[daNm]

AMPIEZZA DI FESSURAZIONE

Diametro equivalente delle barre.....	Ø	19,00	[mm]
Ricoprimento dell'armatura tesa.....	c	2,05	[cm]
Spaziatura orizzontale delle barre.....	So	10,00	[cm]
Spaziatura orizzontale di calcolo delle barre.....	Sod	10,00	[cm]
Spaziatura verticale delle barre.....	Sv	0,00	[cm]
Altezza efficace.....	deff	7,44	[cm]
Area efficace.....	Aceff	743,67	[cm ²]
Percentuale geometrica d'armatura.....	?r	0,0382	
Coefficiente d'aderenza fra cls e armature.....	k2	0,40	
Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni.....	k3	0,125	
Distanza media fra le fessure.....	srm	8,58	[cm]
Momento flettente di progetto.....	M	6687,82	[daNm]
Tensione nell'acciaio dovuta a M in sezione fessurata..	ss	956,33	[daN/cm ²]
Coefficiente d'aderenza fra cls e armature.....	β1	1,00	
Coefficiente che caratterizza l'appl. del carico.....	β2	0,50	
Deformazione unitaria media armature.....	esm	0,000187	
Valore medio di apertura delle fessure.....	wm	0,016	[mm]
Valore di calcolo di apertura delle fessure.....	wd	0,027	[mm] < 0,2