

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.

CUP: J14H20000440001

U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA
NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST**

IV01 - CAVALCAFERROVIA AUTOSTRADA DEL BRENNERO

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I N 1 0 1 0 D 2 6 C L I V 0 1 0 9 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	P. Maestrelli <i>P. Maestrelli</i>	Sett 2021	M. Rigo <i>M. Rigo</i>	Sett 2021	C. Mazzocchi <i>C. Mazzocchi</i>	Sett 2021	A. Perego Sett 2021

File: IN1010D26CLIV0109001A

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE	5
2	ELABORATI DI RIFERIMENTO	8
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
4	METODO DI CALCOLO	10
4.1.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	10
4.1.2	COMBINAZIONI DI CARICO	11
4.1.2.1	Combinazione fondamentale (slu)	11
4.1.2.2	Combinazione rara o caratteristica (sle)	14
4.1.2.3	Combinazione frequente (sle)	14
4.1.2.4	Combinazione quasi permanente (sle)	14
4.1.2.5	Combinazione eccezionale (slu)	14
4.1.2.6	Combinazione Sismica (slv)	14
4.1.3	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	15
5	MATERIALI	16
5.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	16
5.2	PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE	17
5.3	CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO	17
5.4	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	19
5.5	STRUTTURE METALLICHE	19
5.5.1	ACCIAIO	19
5.5.2	BULLONI	20
5.5.3	SALDATURE	21
5.5.4	PIOLI	21
5.6	COPRIFERRI	21
6	CALCOLO DELLA STRUTTURA - IMPALCATO	22
6.1	MODELLO DI CALCOLO	22
6.2	ANALISI DEI CARICHI	27
6.2.1	PESO PROPRIO CARPENTERIA METALLICA	27

6.2.2	PESO PROPRIO SOLETTA	27
6.2.3	CARICHI PERMANENTI	28
6.2.4	EFFETTI DOVUTI AL RITIRO DELLA SOLETTA	28
6.2.5	EFFETTI DEL SALTO TERMICO $\Delta T = +10^\circ$ E $\Delta T = -5^\circ$ DELLA SOLETTA RISPETTO ALLA TRAVE	29
6.2.6	CEDIMENTI VINCOLARI	29
6.2.7	AZIONE DEL VENTO NECESSARIO PER FARE LA VALUTAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO SECONDO NTC2018	30
6.2.8	CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO	32
6.2.9	AZIONE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE	36
6.2.10	AZIONI SISMICHE	36
6.3	TRAVI PRINCIPALI	36
6.3.1	VERIFICHE DI RESISTENZA	37
6.3.2	VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA	48
6.3.3	VERIFICA DEGLI IRRIGIDIMENTI VERTICALI	53
6.3.4	VERIFICA DELLA PIOLATURA	54
6.3.4.1	PIOLATURA DI MEZZERIA	56
6.3.4.2	PIOLATURA DI PILA/SPALLA	57
6.4	TRAVERSI	58
6.4.1	MODELLO DI CALCOLO	58
6.4.2	CARICHI ELEMENTARI	59
6.4.3	COMBINAZIONI DEI CARICHI	60
6.4.4	VERIFICHE DI RESISTENZA	60
6.4.5	VERIFICHE DEI GIUNTI BULLONATI	62
6.5	VERIFICHE A FATICA	64
6.5.1	VERIFICHE PER VITA ILLIMITATA	64
6.5.1.1	Sollecitazioni indotte dai carichi di fatica sulle travi principali	65
6.5.1.1.1	Attacco ala superiore trave principale / ala superiore traverso di pila e spalla	70
6.5.1.1.2	Attacco irrigidimenti verticali / trave principale	70

6.5.1.1.3	Saldatura anima trave principale / ali travi principali	70
6.5.1.1.4	Saldatura di collegamento dei conci	71
6.5.1.1.5	Attacco dei pioli all'ala superiore delle travi	71
6.5.1.2	Attacco delle piattabande dei traversi di campata all'anima delle travi principali	72
6.5.1.3	Attacco delle piattabande dei traversi di pila e spalla all'anima delle travi principali	73
6.5.2	VERIFICHE A DANNEGGIAMENTO	74
6.6	CALCOLO DELLE FRECCHE MASSIME	79
7	VERIFICA RESISTENZA CAMPATA TEMPORANEA IN FASE DI MONTAGGIO	81

1 INTRODUZIONE

La presente relazione fa riferimento alla progettazione definitiva dell'Ingresso Ovest al Nodo AV/AC di Verona Porta Nuova della Tratta AV/AC Brescia-Verona. L'intervento prevede la realizzazione delle nuove linee, prevalentemente in affiancamento al sedime della attuale Linea Storica Milano-Venezia, nel tratto compreso tra l'intersezione con l'Autostrada del Brennero A22 e la radice est della Stazione Ferroviaria di Verona Porta Nuova, per una estensione di circa 10km. Tali interventi sono funzionali al progetto di linea della Tratta Brescia Est – Verona.

Nel presente elaborato si riportano i calcoli e le verifiche dell'impalcato del cavalcaferrovia dell'Autostrada del Brennero A22 alla pk 141+708 della Linea Milano-Venezia.

Il viadotto in progetto è a due carreggiate separate ed è costituito da 3 campate caratterizzate dalla medesima luce: $L_1=L_2=L_3= 28.00m$.

Il viadotto sovrappassa la linea Ferroviaria Venezia-Milano con la campata 2 tra la pila 1 e la pila 2.

Si riporta di seguito lo schema grafico dell'intervento.

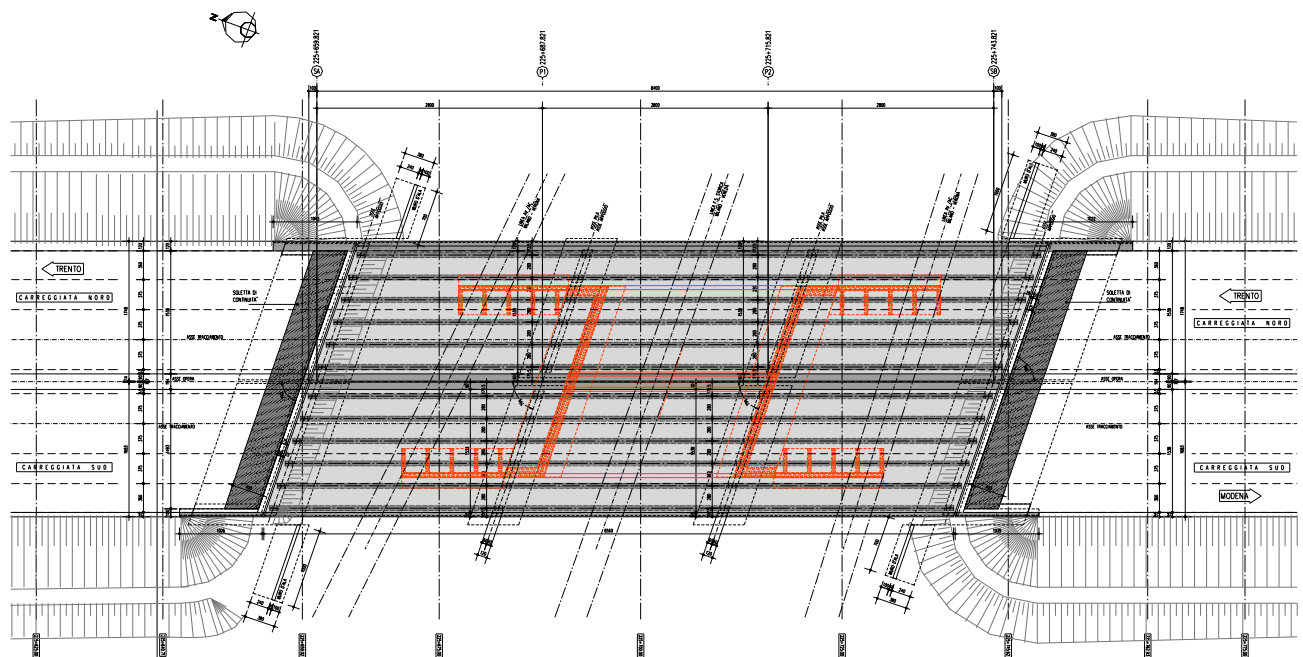


Figura 1-1 Pianta impalcato

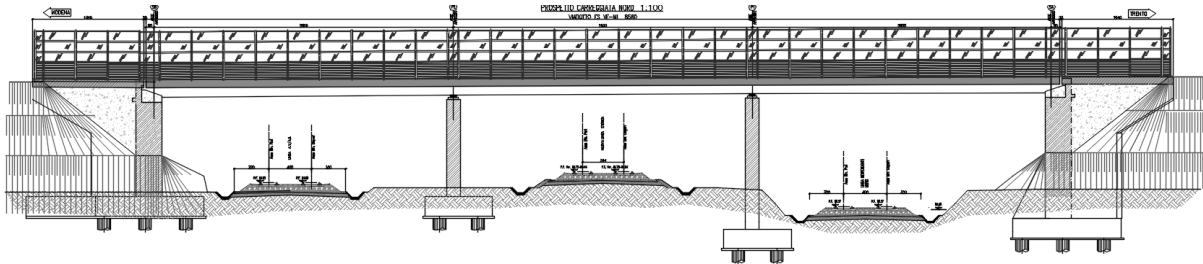


Figura 1-2 Sezione longitudinale

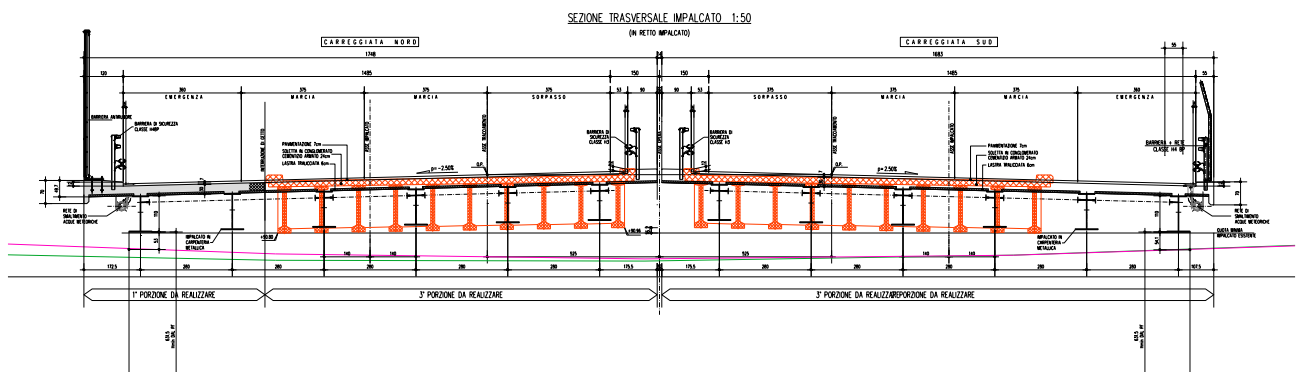


Figura 1-3 Sezione trasversale

Il viadotto presenta due carreggiate separate, ciascuna in travata continua a tre campate caratterizzate dalla medesima luce: $L_1=L_2=L_3= 28.00\text{m}$, per una lunghezza totale di 84.00m , più un retrotrave presso le spalle di 0.70m (0.50m di trave e 0.20m di sbalzo soletta) per una lunghezza complessiva lungo l'asse tracciamento di 85.40m .

Si prevede, per entrambe le vie di corsa, un impalcato continuo a struttura mista con travi in acciaio e soletta superiore in conglomerato cementizio armato; la larghezza totale della soletta dell'impalcato.

- Via Sud: larghezza complessiva 16.83m (16.90m da asse tracciamento), dovuta dalla somma delle larghezze di due cordoli (0.55m lato esterno, 0.90m lato interno) e ad una superficie carrabile totale di 15.38m ($3.60+3*3.75+0.53\text{m}$);
- Via Nord: larghezza complessiva 17.48m (17.55m da asse tracciamento), dovuta dalla somma delle larghezze di due cordoli (1.20m lato esterno, 0.90m lato interno) e ad una superficie carrabile totale di 15.38m ($3.60+3*3.75+0.53\text{m}$).

L'impalcato è in rettilineo e presenta una pendenza trasversale del 2.5% con altezza maggiore in asse ponte per entrambi gli impalcati.

Per entrambe le vie di corsa la parte metallica dell'impalcato è costituita da n°6 travi di altezza costante $h=1.10\text{m}$, poste ad interasse pari a 2.80m e collegate da traversi ad anima piena posti ad interasse di 5.60m. Gli sbalzi laterali (sezione trasversale) hanno luce di 1.755m massima. La soletta d'impalcato è prevista con il sistema costruttivo "a prédalles" e ha spessore totale $s=30\text{cm}$, di cui 6 cm di lastra e 24 cm di getto integrativo.

2 ELABORATI DI RIFERIMENTO

La presente relazione è inscindibile dagli elaborate grafici e dai seguenti documenti:

Relazione Tecnica Descrittiva

Relazione di Calcolo Soletta di completamento

Relazione di Calcolo apparecchi di Appoggio e Giunti

Relazione di Calcolo Spalle e Fondazioni

Relazione di Calcolo Pile

Relazione di Calcolo Muri d'ala

Relazione di Calcolo Opere Provisionali

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sviluppati nel seguito sono svolti secondo il Metodo degli Stati Limite e nel rispetto della normativa vigente.

Ministero dei LL.PP – D.M. 17.01.2018

Circolare 21 Gennaio 2019 n.7

CNR – DT 207/2008

Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

RFI DTC SI MA IFS 001 E Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II
Sezione 2 – PONTI E STRUTTURE

EC3 - UNI EN 1993-1-1:2005

4 METODO DI CALCOLO

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM17/01/2018 “Norme Tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni.

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

4.1.1 CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

L’effetto dell’azione sismica di progetto sull’opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;

nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s’intende che l’opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l’opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l’opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la

funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Per quanto riguarda l'azione sismica, i suoi effetti sull'impalcato vanno valutati a ponte "scarico" (per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_2 = 0$, come si desume dal punto 3.2.3 e Tab.5.1.VI delle NTC, data la scarsa probabilità di avere la contemporaneità dei due eventi).

Per la definizione dell'azione sismica considerata si rimanda al paragrafo apposito della relazione cui si specificano i dati relativi alla vita nominale (100 anni) ed alla classe d'uso ($C_u=2.0$): i risultati relativi alla combinazione sismica non vengono riportati, essendo per l'impalcato più severa la condizione sotto l'azione dei carichi da traffico.

4.1.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nel D.M. 17/01/2018.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da traffico, vento e resistenza passiva dei vincoli; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei tre suddetti carichi come azione variabile di base.

Fra i carichi variabili si distinguono:

- Q carichi da traffico
- Q_T azioni termiche
- Q_w azione del vento

Inoltre, come indicato nella tabella 5.1.IV, sono stati identificati tre gruppi di azioni caratteristiche, corrispondenti rispettivamente ai carichi verticali, alla forza di frenamento e alla forza centrifuga.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

4.1.2.1 Combinazione fondamentale (slu)

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

dove:

- G_1 peso di tutti gli elementi strutturali
- G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

Q_{k1} azione variabile dominante

Q_{ki} azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante

Il ritiro e la viscosità nelle NTC sono indicate genericamente come azioni permanenti G (punto 2.5.1.3).

Fra i carichi variabili si distinguono:

Q carichi da traffico

Q_T azioni termiche

Q_w azione del vento

I valori dei coefficienti parziali e dei coefficienti di combinazione ψ nel caso dei ponti stradali sono indicati rispettivamente nelle Tab.5.1.V e Tab.5.1.VI delle NTC, tabelle che vengono di seguito riportate.

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

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

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

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture, sentito il Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

4.1.2.2 Combinazione rara o caratteristica (sle)

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

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione ψ (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 4.1.2.1.

4.1.2.3 Combinazione frequente (sle)

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

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione ψ (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 4.1.2.1.

4.1.2.4 Combinazione quasi permanente (sle)

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

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione ψ (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 4.1.2.1.

4.1.2.5 Combinazione eccezionale (slu)

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

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione ψ (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 4.1.2.1.

4.1.2.6 Combinazione Sismica (slv)

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti ferroviari, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0.2$ (condizione cautelativa). In questo caso in favore di sicurezza si assimila il ponte in esame come ferroviario applicando il coefficiente $\psi_{2i} = 0.2$.

4.1.3 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche degli elementi strutturali verranno svolte secondo quanto prescritto dalla normative in vigore (DM 17/01/2018); i limiti tensionali massimi assunti sono riportati nel paragrafo specifico relativo alle caratteristiche dei materiali.

Per le parti strutturali costituenti l'impalcato (soletta, travi, traversi, cordoli) saranno svolte le verifiche allo stato limite ultimo per le condizioni di esercizio, nonché le verifiche a fessurazione per lo stato limite di esercizio.

5 MATERIALI

5.1 TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1

Tab 2

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9838	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m ³	Rok minima N/mm ²	Contenuto minimo di aria %	Copriemento minimo Mm
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco								
X0	Molto secco	Cis per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
2 Corrosione delle armature per effetto della carbonatazione								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cis per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cis per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
3 Corrosione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggio	5c	0,45	320	C35/45	-	40
4 Corrosione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza sali di disgelanti								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	40
6 Attacco chimico								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4*, 5b	0,50	320 cemento resistente ai solfati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solfati	C35/45	-	40

Le prescrizioni relative all'elemento in oggetto sono riportate nella tabella seguente.

Conglomerato cementizio per elementi strutturali:

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	CLASSE DI CONTENUTO IN CLORURI	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+XF4	C32/40	40	S4/S5	0.45 (+4%)	25

5.2 PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE

Nel capitolo 4 del DM 17.01.2018 si identificano i parametri a cui fare riferimento per la verifica a fessurazione.

Tabella 4.LIII – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.LIV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d è definito al § 4.1.2.2.4.6.

ELEMENTO	Classe di esposizione	Gruppo di esigenza	Combinazione	w_d
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+ XF4	c	frequente	0.2
			quasi permanente	0.2

5.3 CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C32/40, che presenta le seguenti caratteristiche:

$$\text{Resistenza a compressione (cilindrica)} \rightarrow f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0109001	A	18 di 81

Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5$	18.37 N/mm ²
	=	
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	19.92 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.17 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.44 N/mm ²
Modulo Elastico	→ $E_{cm} = 2200 * [f_{cm} / 10]^{0.3}$	33643 N/mm ²

5.4 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→ $f_{yk} \geq$	450.00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{tk} \geq$	540.00 N/mm ²
Tensione di calcolo elastica	→ $\sigma_c = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm ²

5.5 STRUTTURE METALLICHE

5.5.1 ACCIAIO

Materiale secondo UNI EN 10025 (laminati), UNI EN 102109-1 (tubi saldati)

Per le travi ed i traversi a sostegno dell'impalcato si prevede l'impiego di acciaio da carpenteria tipo S355J2 (ex Fe 510) con le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	→ $f_{yk} \geq$	355.00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{tk} \geq$	510.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→ γ_s	Variabile a seconda del tipo di verifica *
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	284.00 N/mm ²
Modulo elastico	→ $E_s =$	206000 N/mm ²

(*) Il valore del coeff. parziale viene specificato nelle NTC2008 nella Tabella 4.2.V.

Tabella 4.2.V Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Elementi principali composti per saldatura.

5.5.2 BULLONI

Giunzioni a taglio

Per i collegamenti di controventi sono previsti giunzioni a taglio, le cui caratteristiche dimensionali dovranno essere conformi alle norme UNI EN ISO 4016: 2002 e UNI 5592: 1968.

Classi secondo UNI EN ISO 898-1: 2001

Viti classe 8.8 (UNI 14399: 2005), Dadi classe 8 (UNI 14399: 2005)

Giunzioni ad attrito

Per il collegamento dei traversi di impalcato sono previsti giunzioni ad attrito con bulloni classe 10.9.

Tabella 11.3.XII.a

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenenti alle classi indicate nella precedente tabella 11.3.XII.a sono riportate nella seguente tabella 11.3.XII.b:

Tabella 11.3.XII.b

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
F_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
F_{yb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

I bulloni per giunzioni ad attrito devono essere conformi alle prescrizioni della Tab. 11.3.XIII Viti e dadi, devono essere associati come indicato nella Tab. 11.3.XII.

Tabella 11.3.XIII

Elemento	Materiale	Riferimento
Viti	8.8 – 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1 : 2001	UNI EN 14399 :2005 parti 3 e 4
Dadi	8 - 10 secondo UNI EN 20898-2 :1994	
Rosette	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2: 2006 temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	UNI EN 14399 :2005 parti 5 e 6
Piastrine	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2: 2006 temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	

Gli elementi di collegamento strutturali ad alta resistenza adatti al precarico devono soddisfare i requisiti di cui alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1, e recare la relativa marcatura CE.

Si assumono i coefficienti di sicurezza da adottare per la verifica dello unioni (Tabella 4.2.XII).

Tabella 4.2. XII Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Prearico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

5.5.3 SALDATURE

Esecuzione secondo UNI EN 1011: 2005.

Preparazione lembi secondo UNI EN ISO 9692-1: 2005.

Controlli secondo UNI EN 12062: 2004

5.5.4 PIOLI

Secondo UNI EN ISO 13918

Pioli tipo Nelson (diametro ed altezza come da elaborati grafici):

Acciaio ex ST37-3K (S235J2G3+C450)

Tensione di snervamento $\rightarrow f_y \geq 350.00 \text{ N/mm}^2$

Tensione di rottura $\rightarrow f_t \geq 450.00 \text{ N/mm}^2$

5.6 COPRIFERRI

Impalcato - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{min} [mm]
Soletta	40

6 CALCOLO DELLA STRUTTURA - IMPALCATO

6.1 MODELLO DI CALCOLO

L'impalcato in struttura mista del ponte è stato analizzato mediante una modellazione bidimensionale a trave continua su 4 appoggi con ripartizione dei carichi mobili alla Courbon.

La modellazione è stata sviluppata mediante il programma di calcolo ad elementi finiti **SAP2000 v.23** e, per tenere conto dell'effetto delle fasi costruttive sullo stato sollecitativo e tensionale, sono stati realizzati due distinti modelli:

Modello 1: si riferisce alla fase di struttura metallica completa e di soletta gettata ma non collaborante. E' utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dai pesi propri strutturali; La struttura è rappresentata da un modello bidimensionale schematizzato come trave continua su 3 carrelli ed una cerniera in corrispondenza della spalla SB. La trave in acciaio è realizzata mediante elementi frame.

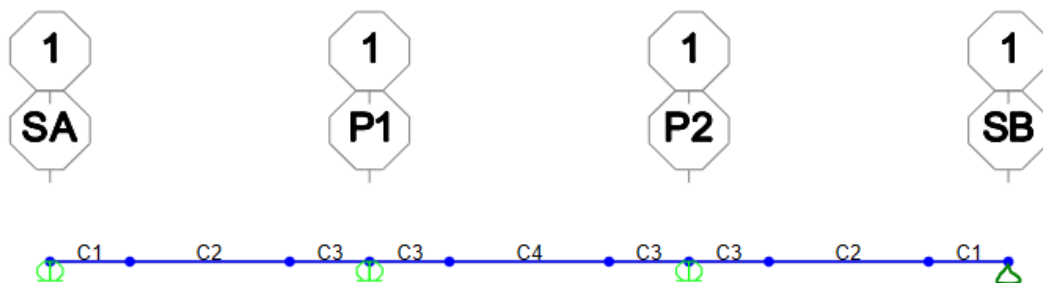


Figura 4 Schema modello 1

Modello 2: si riferisce all'impalcato misto acciaio/calcestruzzo completo e sottoposto ad azioni di lunga durata ed al ritiro. E' ottenuto considerando le proprietà inerziali degli elementi metallici e della soletta collaborante omogeneizzata.

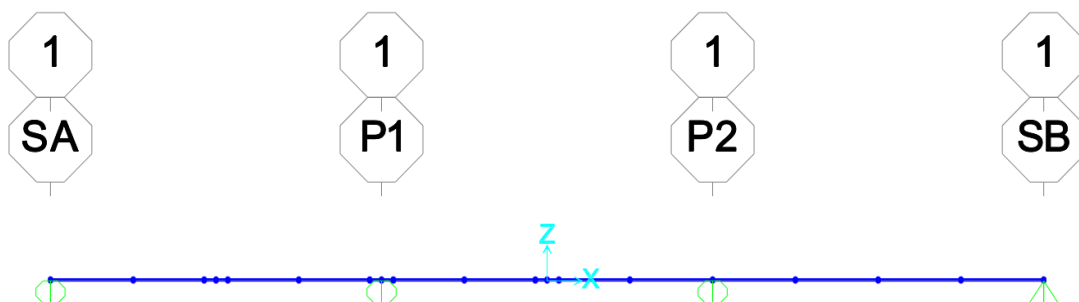


Figura 5 Schema modello 2

La struttura è rappresentata da un modello bidimensionale, le travi in acciaio e le solette collaboranti sono state schematizzate come elementi frame. Le connessioni, invece, tra i nodi delle travi con quelli della soletta vengono rappresentate mediante link rigidi per permettere il trasferimento degli sforzi tra i due elementi resistenti e avere un comportamento collaborante.

Il valore dei moduli di elasticità dei materiali adottati, in relazione a quanto precedentemente detto, è pari a:

E_s = modulo di elasticità dell'acciaio = $2.06 \cdot 10^5$ N/mm²;

$E_{c,n18}$ = modulo di elasticità del calcestruzzo per fenomeni lenti = $1.14 \cdot 10^4$ N/mm² (= $E_s/18$);

$E_{c,n6}$ = modulo di elasticità del calcestruzzo per fenomeni veloci = $3.43 \cdot 10^4$ N/mm² (= $E_s/6$).

I controventamenti diagonali posti presso l'estradosso delle travi metalliche principali sono concepiti per irrigidire l'impalcato prima che la soletta collaborante sia efficace strutturalmente; in condizioni di esercizio la loro azione è ridottissima per la presenza della soletta: per lo schema utilizzato, e comunque a favore di sicurezza, questi elementi non vengono quindi presi in conto.

Nel modello 1 la sezione adottata per tale trave è esclusivamente quella della trave principale in acciaio, nei modelli 2 e 3 invece la sezione è di tipo misto acciaio-calcestruzzo con modulo elastico del calcestruzzo rispettivamente $E_{c,n18}$, $E_{c,n6}$.

La larghezza efficace della soletta implementata nel modello è rappresentata nell'immagine seguente.

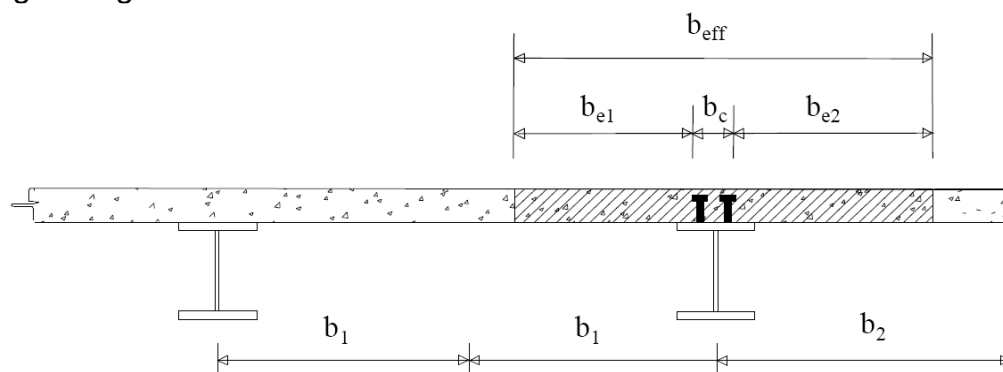


Figura 6.6 Definizione della larghezza efficace

Le larghezze efficaci della soletta sono così definite:

Campata P1-P2: $L_e = 0.70 \cdot 28.00 = 19.60\text{m}$ $L_e/8 = 2.45\text{m}$

$$b_{\text{eff}} = 0.24 + 1.28 + 1.63 = 3.15\text{m}$$

Campata SA-P1 e campata P2-SB: $L_e = 0.85 \cdot 28.00 = 23.80\text{m}$ $L_e/8 = 2.98\text{m}$

$$b_{\text{eff}} = 0.24 + 1.28 + 1.63 = 3.15\text{m}$$

Presso pile: $L_e = 0.25 \cdot (28.00 + 28.00) = 14.00\text{m}$ $L_e/8 = 1.75\text{m}$

$$b_{\text{eff}} = 0.24 + 1.28 + 1.63 = 3.15\text{m}$$

Presso spalle: $L_e = 0.85 \cdot 28.00 = 23.80\text{m}$ $L_e/8 = 2.98\text{m}$

$$\beta_1 = (0.55 + 0.025 \cdot 23.80 / 1.28) \approx 1.00;$$

$$\beta_2 = (0.55 + 0.025 \cdot 23.80 / 1.63) \approx 0.915$$

$$b_{\text{eff}} = 0.24 + 1.00 \cdot 1.28 + 0.915 \cdot 1.63 \approx 3.00\text{m}$$

Si riassumono di seguito le caratteristiche dei modelli adottati per la schematizzazione dell'impalcato.

Modello

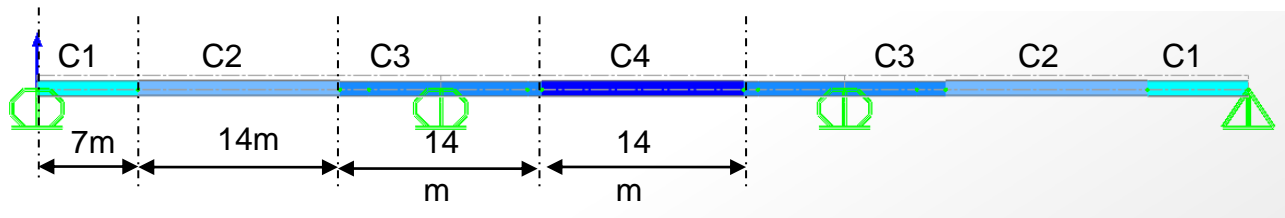
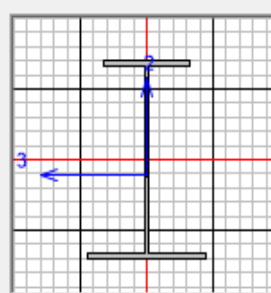


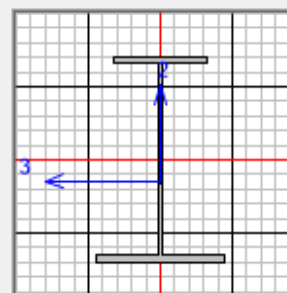
Figura 6.7 Schema statico

Concio C1:

Section Name	C1	Display Color	
Section Notes	Modify/Show Notes...		
Dimensions		Section	
Outside height (t3)	110,		
Top flange width (t2)	50,		
Top flange thickness (tf)	3,		
Web thickness (tw)	1,8		
Bottom flange width (t2b)	70,		
Bottom flange thickness (tfb)	3,5		

Section Name		C1	
Properties			
Cross-section (axial) area	581,3	Section modulus about 3 axis	19638,17
Moment of Inertia about 3 axis	1248159,7	Section modulus about 2 axis	3752,6276
Moment of Inertia about 2 axis	131341,97	Plastic modulus about 3 axis	24662,04
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	6246,335
Shear area in 2 direction	198,	Radius of Gyration about 3 axis	46,3377
Shear area in 3 direction	329,1667	Radius of Gyration about 2 axis	15,0315
Torsional constant	1600,893	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Concio C2:

Section Name		C2		Display Color
Section Notes		Modify/Show Notes...		<input type="checkbox"/>
Dimensions			Section	
Outside height (t3)	110,			
Top flange width (t2)	50,			
Top flange thickness (tf)	3,			
Web thickness (tw)	1,6			
Bottom flange width (t2b)	70,			
Bottom flange thickness (tfb)	4,			

Section Name		C2	
Properties			
Cross-section (axial) area	594,8	Section modulus about 3 axis	19389,203
Moment of Inertia about 3 axis	1285874,5	Section modulus about 2 axis	4160,5283
Moment of Inertia about 2 axis	145618,49	Plastic modulus about 3 axis	24532,975
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	6840,92
Shear area in 2 direction	176,	Radius of Gyration about 3 axis	46,4958
Shear area in 3 direction	358,3333	Radius of Gyration about 2 axis	15,6467
Torsional constant	2011,8164	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Concio C3:

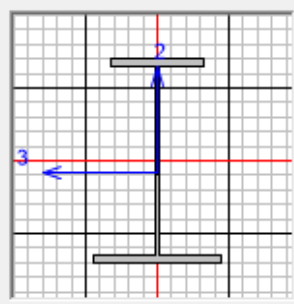
Section Name **Display Color** ■

Section Notes

Dimensions

Outside height (t3)	<input type="text" value="110,"/>
Top flange width (t2)	<input type="text" value="50,"/>
Top flange thickness (tf)	<input type="text" value="4,"/>
Web thickness (tw)	<input type="text" value="2,"/>
Bottom flange width (t2b)	<input type="text" value="70,"/>
Bottom flange thickness (tfb)	<input type="text" value="4,"/>

Section



Section Name

Properties

Cross-section (axial) area	<input type="text" value="684,"/>	Section modulus about 3 axis	<input type="text" value="24502,837"/>
Moment of Inertia about 3 axis	<input type="text" value="1499545,"/>	Section modulus about 2 axis	<input type="text" value="4459,0857"/>
Moment of Inertia about 2 axis	<input type="text" value="156068,"/>	Plastic modulus about 3 axis	<input type="text" value="29842,"/>
Product of Inertia about 2-3	<input type="text" value="0,"/>	Plastic modulus about 2 axis	<input type="text" value="7502,"/>
Shear area in 2 direction	<input type="text" value="220,"/>	Radius of Gyration about 3 axis	<input type="text" value="46,8222"/>
Shear area in 3 direction	<input type="text" value="400,"/>	Radius of Gyration about 2 axis	<input type="text" value="15,1053"/>
Torsional constant	<input type="text" value="2721,12"/>	Shear Center Eccentricity (x3)	<input type="text" value="0,"/>

Concio C4:

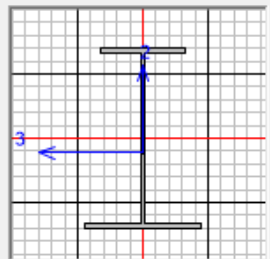
Section Name **Display Color** ■

Section Notes

Dimensions

Outside height (t3)	<input type="text" value="110,"/>
Top flange width (t2)	<input type="text" value="50,"/>
Top flange thickness (tf)	<input type="text" value="2,5"/>
Web thickness (tw)	<input type="text" value="1,6"/>
Bottom flange width (t2b)	<input type="text" value="70,"/>
Bottom flange thickness (tfb)	<input type="text" value="3,"/>

Section



Section Name	C4		
Properties			
Cross-section (axial) area	502,2	Section modulus about 3 axis	16816,35
Moment of Inertia about 3 axis	1074727,9	Section modulus about 2 axis	3195,0667
Moment of Inertia about 2 axis	111827,34	Plastic modulus about 3 axis	21214,194
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	5304,38
Shear area in 2 direction	176,	Radius of Gyration about 3 axis	46,2606
Shear area in 3 direction	279,1667	Radius of Gyration about 2 axis	14,9223
Torsional constant	1006,5046	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

6.2 ANALISI DEI CARICHI

6.2.1 PESO PROPRIO CARPENTERIA METALLICA

Il peso proprio della carpenteria metallica è determinato automaticamente dal programma di calcolo, considerando la sezione trasversale delle aste implementate ed il peso specifico dell'acciaio posto pari a:

$$\gamma_s = 78.50 \text{ kN/m}^3$$

Questo carico è inserito nella condizione di carico elementare "DEAD".

6.2.2 PESO PROPRIO SOLETTA

Il peso proprio della soletta è valutato di 25.00 kN/m³, per uno spessore di 30 cm. L'azione viene implementata come carico lineare agente sulle travi principali, con intensità in funzione della larghezza di influenza nel solo modello 2.

$$p = 25.00 \cdot 0.3 = 7.50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{travi di bordo}} = 7.50 \cdot (3.15) = 23.63 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{interne}} = 7.50 \cdot 2.8 = 21.00 \text{ kN/m}$$

Questo carico è inserito nella condizione di carico elementare "g1_soletta"

6.2.3 CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti constano del peso della pavimentazione stradale, del peso della porzione dei cordoli perimetrali eccedenti lo spessore di 30cm, le velette, i parapetti e le barriere; la loro entità è la seguente:

$$p_{\text{pavimentazione}} = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{cordoli}} = 25.00 \cdot 0.12 = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{parapetto+veletta}} = 2.50 \text{ kN/m}$$

$$p_{\text{parapetto+veletta}} + \text{barriera} = 7.50 \text{ kN/m}$$

Questi carichi sono inseriti linearmente nella condizione di carico elementare "g2_perm". I grafici seguenti riportano la distribuzione di tali carichi sull'impalcato.

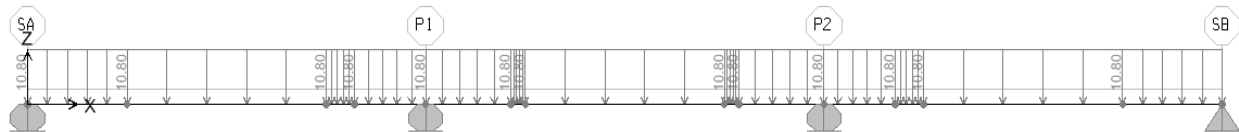


Figura 6-8 Condizione "g2_perm": carichi distribuiti superficiali

6.2.4 EFFETTI DOVUTI AL RITIRO DELLA SOLETTA

Si assume per la deformazione totale da ritiro l'espressione fornita dal par.11.2.10.6 della Norma:

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

dove i due termini sono determinati di seguito. Si rammenta che la sezione di calcestruzzo soggetta a ritiro è solo quella gettata in opera, ragion per cui per la determinazione degli effetti del ritiro si detraerà allo spessore della soletta quello delle coppelle prefabbricate delle predalles, per uno spessore pari a $s=6.0\text{cm}$.

Avremo $\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{c0} \cdot k_h$ considerando prudenzialmente $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ e l'umidità relativa pari al 60%, avremo per interpolazione:

$$\varepsilon_{c0} = (0.49+0.38) \cdot 10^{-3}/2 = 0.435 \cdot 10^{-3}$$

Considerando che l'area della sezione in calcestruzzo della soletta A_c ed il perimetro della sezione esposta u sono rispettivamente pari a:

$$A_c = 17.50 \cdot 0.24 = 4.20 \text{ m}^2$$

$$u = 17.50 + 0.24 \cdot 2 = 17.98 \text{ m}$$

avremo:

$$h_0 = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 4.20 / 17.98 \cdot 10^3 = 467 \text{ mm}$$

$$k_h = 0.71 \text{ (ottenuto per interpolazione lineare tab. 11.2.Vb NTC 2018)}$$

$$\varepsilon_{cd, \infty} = 0.71 \cdot 0.435 \cdot 10^{-3} = 30.89 \cdot 10^{-5}$$

Il valor medio del ritiro per deformazione autogena è pari a:

$$\varepsilon_{ca, \infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -2.5 \cdot (30 - 10) \cdot 10^{-6} = 5.00 \cdot 10^{-5}$$

ed infine la deformazione totale da ritiro a tempo infinito sarà pari a

$$\varepsilon_{cs, \infty} = \varepsilon_{cd, \infty} + \varepsilon_{ca, \infty} = (30.89 + 5.00) \cdot 10^{-5} = 35.89 \cdot 10^{-5}.$$

6.2.5 EFFETTI DEL SALTO TERMICO $\Delta T = +10^\circ$ E $\Delta T = -5^\circ$ DELLA SOLETTA RISPETTO ALLA TRAVE

Gli effetti termici sono suddivisi in una variazione uniforme di temperatura

- **Variazione di temperatura uniforme**, il valore di delta termico è:

$$\Delta T = \pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$$

- **Gradiente termico**

Secondo quanto prescritto dalla normativa vigente si considera anche un gradiente termico agente tra estradosso e intradosso dell'impalcato pari a $\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$.

In questo caso si introduce una variazione di temperatura uniforme agente esclusivamente nella soletta.

6.2.6 CEDIMENTI VINCOLARI

Si ipotizza l'entità di tali cedimenti sulla base delle istruzioni delle Ferrovie dello Stato. Tale documento suggerisce di assumere per essi un valore pari ad 1/5000 della luce delle campate afferenti sull'appoggio. Trattandosi di un fenomeno "lento", gli effetti prodotti dai cedimenti (qualora presi in considerazione) verranno determinati sul modello 2 (coeff. di omogeneizzazione $n=18$)

Si prevedono tre diverse condizioni di carico, così definite

"e4_Ced_1": cedimento della pila P2, con conseguente nascita di momento negativo presso l'appoggio sulla pila P1;

"e4_Ced_2": cedimento delle pile P1 e P2, con conseguente nascita di un momento positivo sull'impalcato, in particolare sulla campata lunga;

"e4_Ced_Sa": cedimento della spalla Sa, con conseguente nascita di un momento negativo presso l'appoggio sulla pila P1.

L'entità di tali cedimenti sarà pari a:

$$\delta = L_{media} / 5000$$

ed in particolare

$$\delta_{P1, P2} = \delta_{Sa} = 28 / 5000 = 5.6 \cdot 10^{-3} \text{m}$$

Le figure successive descrivono l'assegnazione di tali distorsioni al modello di calcolo.

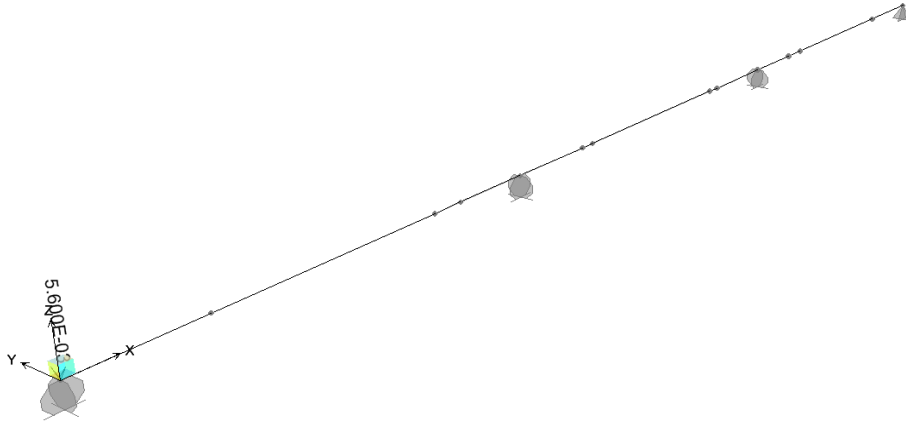


Figura 6-9 Condizione di carico elementare "Cedimento_SA": carichi applicati

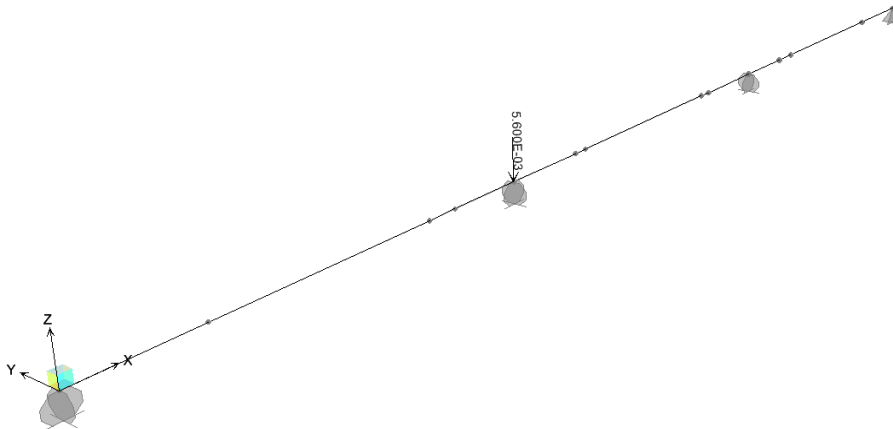


Figura 6-10 Condizione di carico elementare "Cedimento_P1": carichi applicati

6.2.7 AZIONE DEL VENTO NECESSARIO PER FARE LA VALUTAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO SECONDO NTC2018

In accordo con le norme tecniche per le costruzioni (NTC18), la struttura in esame, situata in Veneto, ricade in Zona 1, su suolo riconducibile a una Classe di Rugosità D, a più di 30 Km dal mare. Pertanto la Categoria di Esposizione è la II. Si ottiene:

Velocità di riferimento

$$v_b = 25 \text{ m/s}$$

Velocità di riferimento relativa al periodo di ritorno

$$v_b(T_r=500) = \alpha_r(T_r) v_b = 1.12318 \cdot 25 = 28.079 \text{ m/s}$$

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 0.50 \rho v_{b500}^2 = 0.50 \cdot 1.25 \cdot 28.08^2 = 492.79 \text{ N/m}^2$$

dove

$$\rho = 1.25 \text{ Kg/m}^3 \text{ densità dell'aria;}$$

Coefficiente di esposizione

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 2.181 \xrightarrow{\text{con}} c_t = 1$$

dove:

$$K_r = 0.19 ;$$

$$z_0 = 0.05 \text{ m ;}$$

$$z_{\min} = 4.0 \text{ m} < z = 14 \text{ m (altezza impalcato rispetto al suolo);}$$

Pressione del vento

$$p = q_b c_e c_p c_d = 492.79 \times 2.181 \times 1 \times 1 = 1.07 \text{ kN/m}^2$$

dove

$$c_p = 1 \quad \text{è il coefficiente di forma;}$$

$$c_d = 1 \quad \text{è il coefficiente dinamico.}$$

A favore di sicurezza si assume l'azione del vento agente sulla barriera antirumore, con pressione pari a $p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$.

L'azione del vento agente sull'impalcato è stata schematizzato con una forza statica con intensità per unità di superficie pari a $p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$.

Considerando la geometria generale del ponte con i due impalcati adiacenti e la presenza sul lato esterno della barriera antirumore alta 4.50m, per la verifica di resistenza dell'impalcato la condizione di vento significativa è quella con direzione del vento trasversale allo stesso, e quindi ortogonale alla barriera.

L'entità delle azioni conseguenti a tale configurazione di carico, con riferimento alla Figura 6-11, sarà:

$$F_v = 2.50 \cdot (4.5 + 0.3 + 0.12 + 1.1) = 15.05 \text{ kN/m}$$

$$M_v = 2.50 \cdot 4.5^2 / 2 = 25.31 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$F_{v \text{ vert}} = M_v / b_{tr.esterne} = 25.31 / 14.00 \text{ m} = 1.81 \text{ kN/m}$$

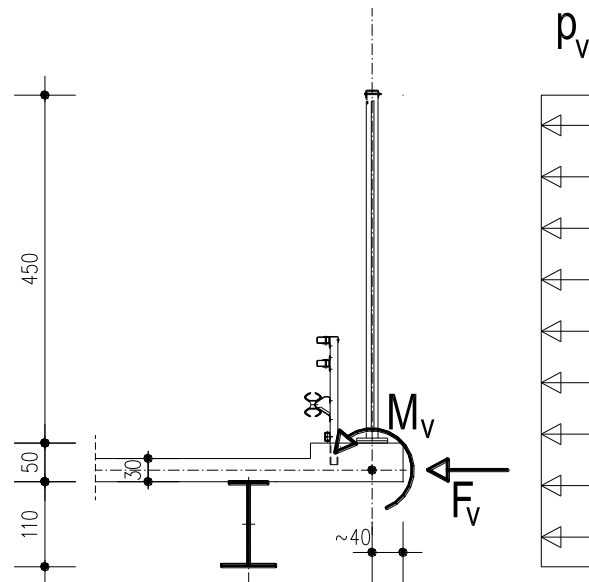


Figura 6-11 Dettaglio dell'estremità laterale dell'impalcato con individuazione delle azioni dovute al vento.

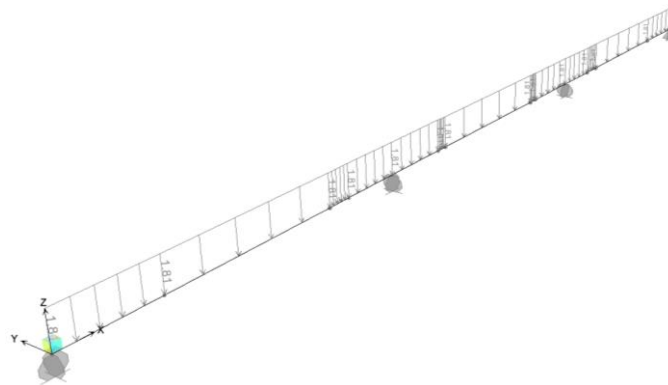
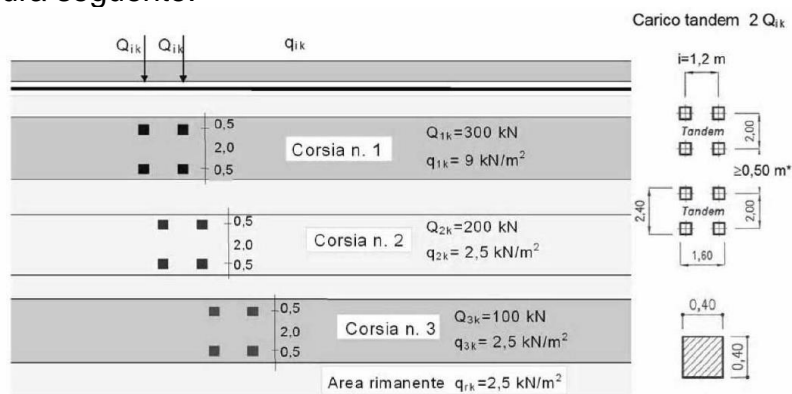


Figura 6-12 Condizione di carico elementare "Vento": carichi applicati.

6.2.8 CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO

Si considerano le azioni da traffico dello Schema di Carico 1, le cui caratteristiche sono riportate nella figura seguente:



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

*per $w_k \geq 2.90 \text{ m}$

La folla compatta, con valore di combinazione 2.50 kN/m^2 (Schema di Carico 5), non viene presa in considerazione perché non sono presenti né marciapiedi né piste ciclabili. Nel modello sono implementate le disposizioni dei carichi che massimizzano le sollecitazioni nelle sezioni significative delle due travi di bordo, più sollecitate per la maggiore larghezza di soletta che sostengono e per il maggiore effetto dell'eccentricità dei carichi mobili su tali travi. Si considera una distribuzione alla Courbon.

Come previsto dalla normativa vigente le corsie di carico sono affiancate con larghezza convenzionale di 3.00m ciascuna; la larghezza della carreggiata di 15.60m permetterebbe la compresenza di 5 colonne, ma quella più lontana dalla trave di bordo avrebbe un effetto alleggerente sulla stessa e non viene quindi presa in considerazione.

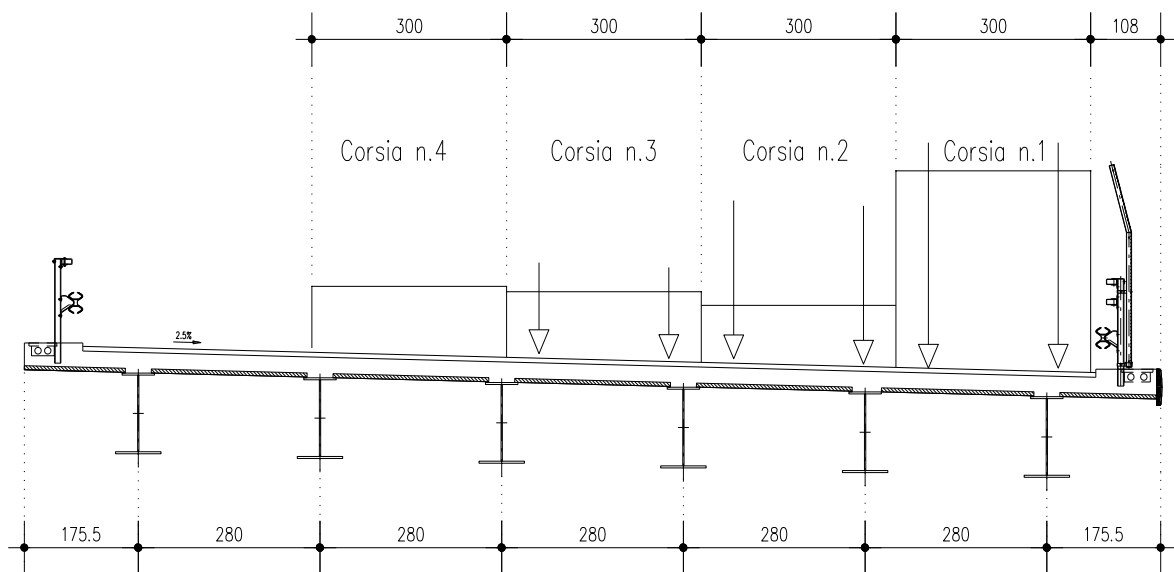
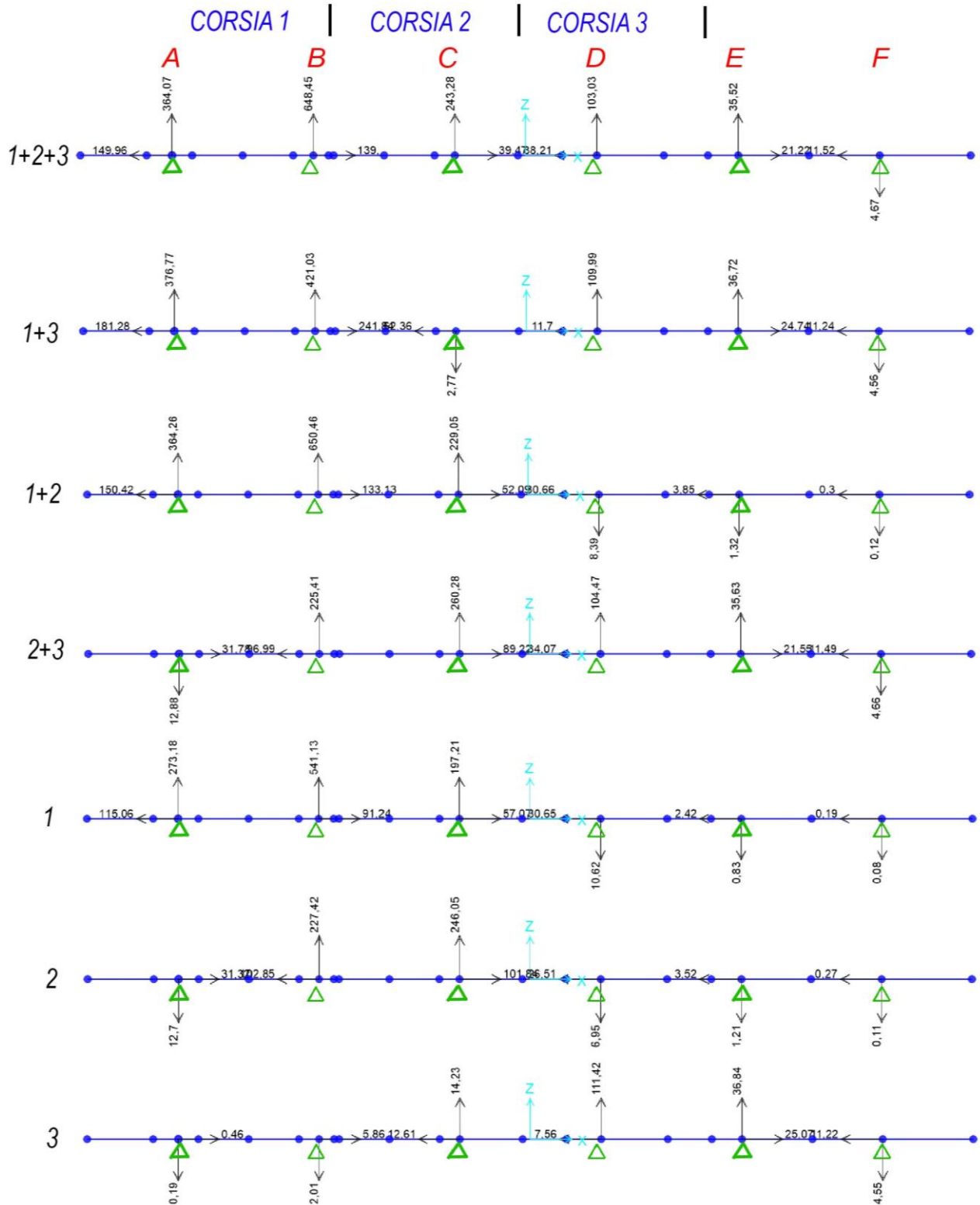


Figura 6.13 Distribuzione trasversale dei carichi da traffico

I carichi variabili da traffico sono così definiti:

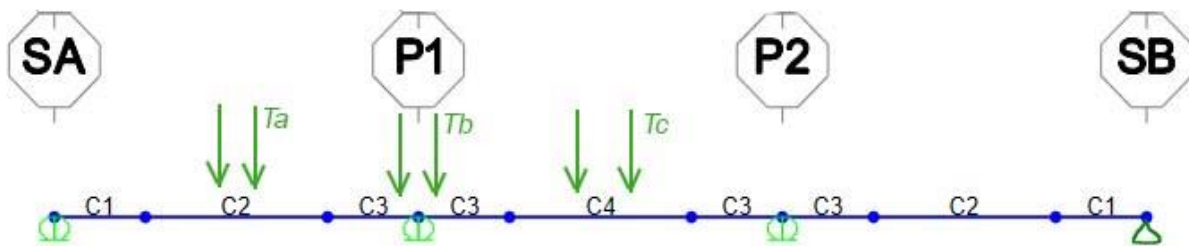
- Corsia 1: carico tandem $2 \times Q_{1k} = 2 \times 300 \text{ kN}$
carico uniforme $q_{1k} = 5.60 \times 9.00 = 50.4 \text{ kN/m}$
- Corsia 2: carico tandem $2 \times Q_{2k} = 2 \times 200 \text{ kN}$
carico uniforme $q_{2k} = 5.60 \times 2.50 = 14 \text{ kN/m}$
- Corsia 3: carico tandem $2 \times Q_{3k} = 2 \times 70 \text{ kN}$
carico uniforme $q_{3k} = 5.60 \times 0.75 = 4.2 \text{ kN/m}$

Per determinare la trave principale maggiormente sollecitata, sono state sollecitate le travi trasversali facendo variare i carichi variabili per corsia. Dall'elaborato di seguito riportato, si evidenzia che la trave principale maggiormente sollecitata (caratterizzata dalla reazione vincolare massima) risulta quella in corrispondenza del picchetto B.



Per andare a ricercare le maggiori sollecitazioni sulla trave principale sono state verificate le linee d'influenza modificando la posizione dei carichi mobili in ottemperanza

al NTC; nella figura sottostante sono riportati schematicamente i carichi tantem che massimizzano i carichi in campata e in pila P1.



6.2.9 AZIONE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE

L'azione di frenatura si distribuisce sulle pile e sulle spalle in maniera direttamente proporzionale alle rigidità degli appoggi che le collegano all'impalcato.

La forza totale di frenatura sull'impalcato di una via di corsa è pari a:

$$F_{fren} = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = \quad \quad \quad \mathbf{590.31} \quad \quad \quad \text{kN}$$

6.2.10 AZIONI SISMICHE

Il criterio di dimensionamento per l'impalcato in condizioni sismiche, secondo il par. 7.9.5.3 della Norma è che esso non subisca danni per le azioni corrispondenti allo SLV, ossia per effetto delle massime sollecitazioni indotte dall'azione sismica di progetto; inoltre, essendo presenti apparecchi di appoggio dissipativi, il par. 7.10.2 prevede il mantenimento in campo elastico della sovrastruttura.

Le sollecitazioni si determineranno quindi riferendosi allo spettro di risposta elastico e le verifiche di resistenza si effettueranno rispetto ai limiti di resistenza propri degli SLE ossia per la soletta ai limiti tensionali di cui al par. 4.1.2.2.5 delle Norme e per la struttura metallica effettuando le verifiche con il metodo elastico.

6.3 TRAVI PRINCIPALI

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza sono state effettuate con riferimento alle travi maggiormente sollecitate, secondo quanto già indicato al par. 6.2.8. Considerando che la modellazione è stata effettuata schematizzando la sezione mista con due elementi frame collegati mediante link rigidi (come indicato al par. 6.1) il

diagramma delle sollecitazioni delle due travi separate non è indicativo della situazione reale e pertanto non è riportato tra i diagrammi il calcolo delle sollecitazioni è stato ricavato da una sezione effettuata in corrispondenza del punto di verifica.

Secondo il par. 4.3.4.2.1 della Norma le verifiche non si possono effettuare con il metodo plastico poiché le sezioni delle travi appartengono alla *classe 3*; ci si riferirà quindi al metodo elastico (par. 4.3.4.2.1.1) effettuando la sovrapposizione degli effetti fra i vari carichi agenti e verificando le tensioni. Questa operazione viene svolta mediante un applicativo realizzato in studio che, date per ciascuna sezione le sollecitazioni complessive sulla sezione mista relative alle varie condizioni di carico, determina le tensioni agenti tenendo conto della successione delle fasi di costruzione ed esercizio; la fattorizzazione dei carichi viene pure effettuata dall'applicativo; la verifica si effettua quindi confrontando le tensioni massime con i valori di calcolo previsti dalla normativa.

Le sezioni significative delle travi per le quali saranno effettuate le verifiche di resistenza, saranno: la sezione di momento massimo della campata SA-P1(SEZ1); la mezzeria della campata P1-P2 (SEZ2); la sezione di pila P1 (SEZP1); quella di spalla SA (SEZSA) e SB(SEZSB).

6.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Le tabelle riprodotte nelle pagine seguenti riportano le verifiche di resistenza delle sezioni significative.

Le tensioni massime rilevate saranno sempre inferiori ai valori di calcolo, pari a:

$$f_{yd, carp} = 355/1.05 = 338.00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd, arm} = = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = = 18.37 \text{ N/mm}^2$$

(vedi cap. 5 "MATERIALI")

SEZIONE S1 (SEZ1) MEZZERIA SA-P1, concio C2

TRAVE METALLICA

Altezza totale della trave in acciaio: 1100 Spessore anima: 16

Ala inferiore : 700 x 40 Ala superiore : 500 x 30

Section Name	C2	
Properties		
Cross-section (axial) area	594,8	Section modulus about 3 axis
Moment of Inertia about 3 axis	1285874,5	Section modulus about 2 axis
Moment of Inertia about 2 axis	145618,49	Plastic modulus about 3 axis
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis
Shear area in 2 direction	176,	Radius of Gyration about 3 axis
Shear area in 3 direction	358,3333	Radius of Gyration about 2 axis
Torsional constant	2011,8164	Shear Center Eccentricity (x3)
		19389,203
		4160,5283
		24532,975
		6840,92
		46,4958
		15,6467
		0,

SOLETTA SUPERIORE

Soletta: larghezza= 3150 spessore totale= 300

Coppella: appoggio sull'ala= 60 spessore= 60

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 4.11

Tensione da variazioni termiche (1° fase): -3.43

SOLETTA INFERIORE

Soletta: larghezza= 0 spessore totale= 0 Armatura 1: Aa= 0 Y= 0

Coppella: larghezza= 0 spessore= 0 Armatura 2: Aa= 0 Y= 0

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 0.00

DATI SOLETTA

Cls

Altezza	30	cm
Larghezza	300	cm
Area soletta	9000	cm ²
Baricentro soletta rispetto a proprio asse	-15	cm
Inerzia soletta cls rispetto proprio asse	675000	cm ⁴

Armatura cls

Baricentro armature	-15	cm
---------------------	-----	----

DATI STRUTTURA ACCIAIO

Momento inerzia intera sezione Js	1285784,5	cm ⁴
Area complessiva sezione acciaio	594,8	cm ²
Baricentro rispetto ad origine struttura acciaio	66,3	cm
Baricentro rispetto ad origine (sopra soletta cls)	30	cm
Altezza totale profilo acciaio	110	cm

CALCOLO MOMENTO DI INERZIA SEZIONE COMPOSTA

<i>Fase 0 - Cls non reagente - Coeff. Omog.</i>	0
Momento inerzia sezione	1285784,5 cm ⁴
Fase 1 - Carichi permanenti - Coeff. Omog.	18
Area totale	1118,8 cm ²
Baricentro della sezione Yg	28,22241688
Momento inerzia sezione	3164611,326
Fase 2 - Carichi accidentali - Coeff. Omog.	6
Area totale	2118,8
Baricentro della sezione Yg	7,822937512
Momento inerzia sezione	4226073,845
Fase 3 - Ritiro	18
Area totale	1118,8
Baricentro della sezione Yg	28,22241688
Momento inerzia sezione	3164611,326

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 0 - Cls non reagente

Modulo resistenza Cls - Wc	0
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	19393,43137
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-29422,98627

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 1 - Carichi permanenti

Modulo resistenza Cls - Wc	54353,8296
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	112131,124
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-38697,78495

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 2 - Carichi accidentali

Modulo resistenza Cls - Wc	111733,0943
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	540215,7232
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-41360,2989

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 3 - Ritiro

Modulo resistenza CIs - Wc 54353,8296

Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss 112131,124

Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii -38697,78495

SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ1	SLU1	Combination	1,456E-11	218,308	0	0	0	4514,2358
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ1 FASE 2	SLU2	Combination	9,108E-10	146,537	0	0	0	6019,118
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ1	SLU38 RITIRO	Combination	8,922E-10	89,075	0	0	0	-1247,0485

CALCOLO STATO TENSIONALE SEZIONE

Azioni sollecitanti fase 0

Momento flettente 0 KNxm 0 daNxcm

Sforzo normale -27 KN -2700 daN

Azioni sollecitanti fase 1

Momento flettente 4514 KNxm 45140000 daNxcm

Sforzo normale 0 KN 0 daN

Azioni sollecitanti fase 2

Momento flettente 6019 KNxm 60190000 daNxcm

Sforzo normale 49 KN 4900 daN

Azioni sollecitanti fase 3

Momento flettente -1247 KNxm -12470000 daNxcm

Sforzo normale 0 KN 0 daN

FASE	Coeff. Om. n	σ_C daN/cm ²	σ_{SS} daN/cm ²	σ_{ii} daN/cm ²
0	0	0	-4,539341	-4,53934095
1	18	46,13801449	402,564412	-1166,47503
2	6	90,16784991	113,731082	-1452,94765
3	18	-12,7457032	-111,20909	322,240666
	TOTALE	123,5601612	400,547066	-2301,72135

La verifica risulta soddisfatta.

SEZIONE S2. MEZZERIA P1-P2, concio C4

TRAVE METALLICA

Altezza totale della trave in acciaio: 1100 Spessore anima: 16

Ala inferiore : 700 x 30 Ala superiore : 500 x 25

Section Name		C4	
Properties			
Cross-section (axial) area	502,2	Section modulus about 3 axis	16816,35
Moment of Inertia about 3 axis	1074727,9	Section modulus about 2 axis	3195,0667
Moment of Inertia about 2 axis	111827,34	Plastic modulus about 3 axis	21214,194
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	5304,38
Shear area in 2 direction	176,	Radius of Gyration about 3 axis	46,2606
Shear area in 3 direction	279,1667	Radius of Gyration about 2 axis	14,9223
Torsional constant	1006,5046	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

SOLETTA SUPERIORE

Soletta: larghezza= 3150 spessore totale= 300

Coppella: appoggio sull'ala= 60 spessore= 60

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 4.11

Tensione da variazioni termiche (1° fase): -3.43

SOLETTA INFERIORE

Soletta: larghezza= 0 spessore totale= 0 Armatura 1: Aa= 0 Y= 0

Coppella: larghezza= 0 spessore= 0 Armatura 2: Aa= 0 Y= 0

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 0.00

DATI SOLETTA

Cls	
Altezza	30 cm
Larghezza	300 cm
Area soletta	9000 cm ²
Baricentro soletta rispetto a proprio asse	-15 cm
Inerzia soletta cls rispetto proprio asse	675000 cm ⁴

Armatura cls	24 cm ²
Baricentro armature	-15 cm

DATI STRUTTURA ACCIAIO

Momento inerzia intera sezione Js	1074727,9 cm ⁴
Area complessiva sezione acciaio	502,2 cm ²

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0109001	A	42 di 81

Baricentro rispetto ad origine struttura acciaio	63,91	cm
Baricentro rispetto ad origine (sopra soletta cls)	30	cm
Altezza totale profilo acciaio	110	cm

CALCOLO MOMENTO DI INERZIA SEZIONE COMPOSTA

Fase 0 - Cls non reagente - Coeff. Omog.	0
Momento inerzia sezione	1074727,9 cm ⁴
Fase 1 - Carichi permanenti - Coeff. Omog.	18
Area totale	1026,2 cm ²
Baricentro della sezione Yg	23,61684077
Momento inerzia sezione	2708989,47
Fase 2 - Carichi accidentali - Coeff. Omog.	6
Area totale	2026,2
Baricentro della sezione Yg	4,558090021
Momento inerzia sezione	3539261,119
Fase 3 - Ritiro	18
Area totale	1026,2
Baricentro della sezione Yg	23,61684077
Momento inerzia sezione	2708989,47

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 0 - Cls non reagente	
Modulo resistenza Cls - Wc	0
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	16816,27132
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	23318,02777

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 1 - Carichi permanenti	
Modulo resistenza Cls - Wc	50524,97371
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	114705,8363
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-31360,1574

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 2 - Carichi accidentali	
Modulo resistenza Cls - Wc	102414,8359
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	776478,9862
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-33565,98073

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 3 - Ritiro

Modulo resistenza Cls - Wc

50524,97371

Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss

114705,8363

Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii

-31360,1574

SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ 2	SLU1	Combination	2,957E-11	-5,656	0	0	0	1466,3916
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ 2 FASE 2	SLU6	Combination	3,758	-1,772E-09	0	0	0	4319,0478
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ 2	SLU38 RITIRO	Combination	1,72E-09	-0,527	0	0	0	-2486,7157

FASE	Coeff. Om. n	σ_C daN/cm ²	σ_{SS} daN/cm ²	σ_{ii} daN/cm ²
0	0	0	-5,3763441	5,37634409
1	18	16,11964113	127,80518	467,472143
2	6	42,61698939	35,8255344	770,387939
3	18	-27,3462125	-216,81547	793,044489
	TOTALE	31,39041804	-58,561102	450,191938

La verifica risulta soddisfatta.

SEZIONE P1. SU PILA P1, concio C3.

TRAVE METALLICA

Altezza totale della trave in acciaio: 1100 Spessore anima: 20

Ala inferiore : 700 x 40 Ala superiore : 500 x 40

Section Name		C3	
Properties			
Cross-section (axial) area	684,	Section modulus about 3 axis	24502,837
Moment of Inertia about 3 axis	1499545,	Section modulus about 2 axis	4459,0857
Moment of Inertia about 2 axis	156068,	Plastic modulus about 3 axis	29842,
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	7502,
Shear area in 2 direction	220,	Radius of Gyration about 3 axis	46,8222
Shear area in 3 direction	400,	Radius of Gyration about 2 axis	15,1053
Torsional constant	2721,12	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

SOLETTA SUPERIORE

Armatura 1 Aa= 7536. Y= 1360.

Armatura 2 Aa= 7536. Y= 1200.

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 4.11

Tensione da variazioni termiche (1° fase): 1.72

SOLETTA INFERIORE

Soletta: larghezza= 0.00 spessore totale= 0.00 Armatura 1: Aa= 0 Y= 0

Coppella: larghezza= 0.00 spessore= 0.00 Armatura 2: Aa= 0 Y= 0

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 0.00

DATI SOLETTA

Cls	
Altezza	30 cm
Larghezza	300 cm
Area soletta	9000 cm ²
Baricentro soletta rispetto a proprio asse	-15 cm
Inerzia soletta cls rispetto proprio asse	675000 cm ⁴

Armatura cls	24 cm ²
Baricentro armature	-15 cm

DATI STRUTTURA ACCIAIO

Momento inerzia intera sezione Js	1499545 cm ⁴
Area complessiva sezione acciaio	684 cm ²
Baricentro rispetto ad origine struttura acciaio	61,62 cm
Baricentro rispetto ad origine (sopra soletta cls)	30 cm
Altezza totale profilo acciaio	110 cm

CALCOLO MOMENTO DI INERZIA SEZIONE COMPOSTA

Fase 0 - Cls non reagente - Coeff. Omog.	0
Momento inerzia sezione	1499545 cm ⁴
Fase 1 - Carichi permanenti - Coeff. Omog.	18
Area totale	1208 cm ²
Baricentro della sezione Yg	28,38417219
Momento inerzia sezione	3278870,923



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0109001	A	45 di 81

Fase 2 - Carichi accidentali - Coeff. Omog. 6
 Area totale 2208
 Baricentro della sezione Yg 8,735543478
 Momento inerzia sezione 4383617,828

Fase 3 - Ritiro 18
 Area totale 1208
 Baricentro della sezione Yg 28,38417219
 Momento inerzia sezione 3278870,923

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 0 - Cls non reagente

Modulo resistenza Cls - Wc 0
 Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss 24335,3619
 Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii -30995,14262

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 1 - Carichi permanenti

Modulo resistenza Cls - Wc 56160,27084
 Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss 115517,5815
 Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii -40174,44913

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 2 - Carichi accidentali

Modulo resistenza Cls - Wc 113167,8411
 Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss 501813,9786
 Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii -43288,8101

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 3 - Ritiro

Modulo resistenza Cls - Wc 56160,27084
 Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss 115517,5815
 Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii -40174,44913

SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ P1	SLU1	Combination	2,411E-11	-1092,72	0	0	0	-6175,9618
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ P1 FASE2	SLU21	Combination	-1,629E-09	-606,37	0	0	0	-4938,2604
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ P1	SLU38 RITIRO	Combination	1,436E-09	-0,527	0	0	0	-2494,097

CALCOLO STATO TENSIONALE SEZIONE

Azioni sollecitanti fase 0

Momento flettente	0 KNxm	0 daNxm	-2700 daN
Sforzo normale	-27 KN		

Azioni sollecitanti fase 1

Momento flettente	-6176 KNxm	-61760000 daNxm	0 daN
Sforzo normale	0 KN		

Azioni sollecitanti fase 2

Momento flettente	-4938 KNxm	-49380000 daNxm	0 daN
Sforzo normale	0 KN		

Azioni sollecitanti fase 3

Momento flettente	-2494 KNxm	-24940000 daNxm	0 daN
Sforzo normale	0 KN		

FASE	Coeff. Om. n	σ_c daN/cm ²	σ_{ss} daN/cm ²	σ_{ii} daN/cm ²
0	0	0	-3,9473684	3,9473684
1	20	61,0949887	-534,63723	1537,2955
2	6	72,7238403	-98,402998	1140,7105
3	16,5	24,6714543	-215,89787	620,792582
	TOTALE	158,490283	-852,88547	3294,85121

La verifica risulta soddisfatta.

VERIFICA RESISTENZA A TAGLIO SEZP1 SU PILA P1, concio C3.

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0109001	A	47 di 81

GEOMETRIE DEL CONCIO C3

ANIMA

$$h_w := 1020 \text{ mm} \quad f_{yk} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{classe 2}$$

$$t_w := 20 \text{ mm} \quad \gamma_{m0} := 1,05$$

VERIFICHE RESISTENZA TAGLIO

$$A_v := h_w \cdot t_w = 204 \text{ cm}^2$$

SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2
Text	Text	Text	KN	KN
SEZ P1	SLU1	Combination	2,411E-11	-1092,72

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2
Text	Text	Text	Text	KN	KN
SEZ P1 FASE2	SLU25	Combination		-1,638E-09	-686,597

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2
Text	Text	Text	Text	KN	KN
SEZ P1	SLU25	Combination		-1,638E-09	-686,597

$$V_{ED} := 2467 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} := \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 3982,1 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

VERIFICA RESISTENZA A TAGLIO SEZSA SU SPALLA SA, concio C1.

GEOMETRIE DEL CONCIO C1

ANIMA

$$h_w := 1035 \text{ mm} \quad f_{yk} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{classe 1}$$

$$t_w := 18 \text{ mm} \quad \gamma_{m0} := 1,05$$

VERIFICHE RESISTENZA TAGLIO

$$A_v := h_w \cdot t_w = 0,0186 \text{ m}^2$$

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2
Text	Text	Text	Text	KN	KN
SEZ SA	SLU1	Combination		2,234E-11	-857,394

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2
Text	Text	Text	Text	KN	KN
SEZ SA FASE2	SLU20	Combination		5,158E-10	-557,736

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2
Text	Text	Text	Text	KN	KN
SEZ SA	SLU20	Combination		5,158E-10	-557,736

$$V_{ED} := 1972,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} := \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 3636,6 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

6.3.2 VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

Per quanto riguarda la stabilità dei pannelli di elementi in parete sottile le NTC rimandano a normative di comprovata validità (punto 4.2.4.1.3.4).

Le verifiche vengono svolte in accordo a quanto indicato nella CNR 10011 al punto 7.6.

La verifica s'intende soddisfatta quando:

$$\frac{\sigma_{cr,id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}} \geq \beta \cdot \nu$$

dove:

σ_1 e τ tensioni normale e tangenziale definite nei punti 7.6.1.4-7.6.1.5 delle Norme CNR-10011/97;

$\sigma_{cr,id}$ tensione di confronto da valutarsi come segue:

$$\sigma_{cr,id} = \sqrt{3} \cdot \tau_{cr} \text{ per } \sigma_1 = 0$$

$$\sigma_{cr,id} = \sigma_{cr} \text{ per } \tau = 0$$

$$\sigma_{cr,id} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}}{\frac{1 + \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3 - \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}} \text{ per } \sigma_1 \neq 0 \text{ e } \tau \neq 0$$

ν coefficiente definito al punto 7.1 delle Norme CNR-10011/97: per quella agli Stati Limite Ultimi è pari a 1;

$$\beta = \frac{\sigma_N + 0.80 \cdot \sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M} \text{ per } \alpha \leq 1.5; \beta = 1 \text{ per } \alpha \geq 1.5$$

essendo:

α rapporto tra la base a e l'altezza h del pannello di spessore t ;

σ_N, σ_M valori delle tensioni normali dovute allo sforzo normale N ed al momento flettente M ;

ψ coefficiente che definisce la legge di variazione lineare della σ ;

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \cdot \sigma_{cr,o}$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_{cr,o}$$

dove:

$\sigma_{cr,o} = 186200 (t/h)^2$ tensione di riferimento espressa in N/mm^2 ;

k coefficiente di imbozzamento, i cui valori si ricavano dal prospetto 7-VIII (CNR-10011/97) in funzione del coefficiente ψ e del rapporto $\alpha = a/h$. Qualora il rapporto tra il passo degli irrigidenti e l'altezza totale dell'anima sia maggiore di 1.5, i valori del coefficiente k_τ per le tensioni tangenziali devono essere moltiplicati per 0.8.

Nel caso in cui il valore calcolato di σ_{cr} risulti maggiore del limite di proporzionalità del tipo di acciaio impiegato per il pannello, da porsi convenzionalmente pari a $0.8 f_d$, alla tensione ideale di confronto deve essere sostituita una tensione di confronto ridotta $\sigma_{cr,red}$ ad essa corrispondente:

$$\sigma_{cr,red} = f_d \cdot \frac{20 + \sqrt{25 - 15 \cdot (f_y / \sigma_{cr,id})^2}}{25 + 15 \cdot (f_y / \sigma_{cr,id})^2}$$

L'anima delle travi principali d'impalcato risulta irrigidita trasversalmente da nervature verticali con interasse massimo di 2.8m. Non sono presenti irrigidimenti longitudinali.

SEZIONE S1. MEZZERIA SA-P1

GEOMETRIE DEL CONCIO C2

$$f_d := 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

ANIMA

$$h_w := 1030 \text{ mm} \quad \text{altezza anima} \quad a := 2800 \text{ mm} \quad \text{base pannello}$$

$$t_w := 16 \text{ mm} \quad \text{spessore anima}$$

$$\sigma_{sup} := (-36,1) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \tau := 22,33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{inf} := 179,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cr,0} := 186200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 = 44,93 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha := \frac{a}{h_w} = 2,72$$

$$\psi := \frac{\sigma_{inf}}{\sigma_{sup}} = -4,97$$

$$k_\sigma := 23,9 \quad \text{coeff. di imbozzamento}$$

$$\sigma_{cr} := k_\sigma \cdot \sigma_{cr,0} = 1073,85 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_\tau := 5,34 + \frac{4}{\alpha} = 5,88 \quad \text{per } \alpha > 1$$

$$\tau_{cr} := k_\tau \cdot \sigma_{cr,0} = 264,251 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{id} := \frac{\sqrt{\sigma_{sup}^2 + (3 \cdot \tau)^2}}{\frac{1 + \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sup}}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3 - \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sup}}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \frac{\tau}{\tau_{cr}}} = 459,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{crRid} := f_d \cdot \frac{\left(20 + \sqrt{25 - 15 \cdot \left(\frac{f_y}{\sigma_{id}} \right)^2} \right)}{25 - 15 \cdot \left(\frac{f_y}{\sigma_{id}} \right)^2} = 505,85 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{crRid}}{\sigma_{id}} = 1,1 \quad \beta := 1 \quad \text{per } \alpha \geq 1.5 \quad \nu := 1 \quad \text{per verifiche SLU}$$

Verifica soddisfatta in quanto > 1

SEZIONE P1. SU PILA

GEOMETRIE DEL CONCIO C3

ANIMA

$$h_w := 1020 \text{ mm} \quad \text{altezza anima} \quad a := 2800 \text{ mm} \quad \text{base pannello} \quad V_{Ed} := 2467 \text{ kN}$$

$$t_w := 20 \text{ mm} \quad \text{spessore anima} \quad A_v := h_w \cdot t_w = 204 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sup} := 309 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \tau := \frac{V_{Ed}}{A_v} = 120,93 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{inf} := -83 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_1 := 83 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_d := 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cr,0} := 186200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 = 71,59 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha := \frac{a}{h_w} = 2,75 \quad k_\sigma := 23 \quad \text{coeff. di imbozzamento}$$

$$\psi := \frac{\sigma_{sup}}{\sigma_{inf}} = -3,72 \quad \sigma_{cr} := k_\sigma \cdot \sigma_{cr,0} = 1646,52 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_\tau := 5,34 + \frac{4}{\alpha} = 5,87 \quad \text{per } \alpha > 1$$

$$\tau_{cr} := k_\tau \cdot \sigma_{cr,0} = 420,2791 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{id} := \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + (3 \cdot \tau)^2}}{\frac{1 + \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3 - \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \frac{\tau}{\tau_{cr}}} = 646,14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{crRid} := f_d \cdot \left(\frac{20 + \sqrt{25 - 15 \cdot \left(\frac{f_y}{\sigma_{id}} \right)^2}}{25 - 15 \cdot \left(\frac{f_y}{\sigma_{id}} \right)^2} \right) = 404,91 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{crRid}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}} = 1,8$$

$$\beta := 1 \quad \text{per } \alpha \geq 1.5 \quad \nu := 1 \quad \text{per verifiche SLU}$$

Verifica soddisfatta in quanto > 1

SEZIONE SA. SU SPALLA SA

GEOMETRIE DEL CONCIO C1

ANIMA

$$h_w := 1035 \text{ mm} \quad \text{altezza anima} \quad a := 2800 \text{ mm} \quad \text{base pannello} \quad V_{Ed} := 1972 \text{ kN}$$

$$t_w := 18 \text{ mm} \quad \text{spessore anima} \quad A_v := h_w \cdot t_w = 186,3 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sup} := (-1) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \tau := \frac{V_{Ed}}{A_v} = 105,85 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{inf} := 1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_1 := 0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_d := 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cr,0} := 186200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 = 56,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha := \frac{a}{h_w} = 2,71 \quad k_\sigma := 23 \quad \text{coeff. di imbozzamento}$$

$$\psi := \frac{\sigma_{inf}}{\sigma_{sup}} = -1 \quad \sigma_{cr} := k_\sigma \cdot \sigma_{cr,0} = 1295,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_\tau := 5,34 + \frac{4}{\alpha^2} = 5,89 \quad \text{per } \alpha > 1$$

$$\tau_{cr} := k_\tau \cdot \sigma_{cr,0} = 331,5159 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{id} := \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + (3 \cdot \tau)^2}}{\frac{1 + \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3 - \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \frac{\tau}{\tau_{cr}}} = 561,98 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{crRid} := f_d \cdot \frac{\left(20 + \sqrt{25 - 15 \cdot \left(\frac{f_y}{\sigma_{id}} \right)^2} \right)}{25 - 15 \cdot \left(\frac{f_y}{\sigma_{id}} \right)^2} = 433,03 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{crRid}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}} = 2,36$$

$$\beta := 1 \quad \text{per } \alpha \geq 1.5 \quad \nu := 1 \quad \text{per verifiche SLU}$$

Verifica soddisfatta in quanto > 1

6.3.3 VERIFICA DEGLI IRRIGIDIMENTI VERTICALI

Detto J il momento d'inerzia dell'irrigidimento rispetto all'anima della trave, secondo le CNR-10030/87, occorre sempre verificare la seguente disuguaglianza:

$$J \geq 0.15 \cdot \gamma_T^* \cdot h_w \cdot t_w^3 \quad (1)$$

dove i termini assumono di volta in volta il significato specificato nel seguito.

Lungo tutto l'impalcato come irrigidenti trasversali si sono utilizzati piatti disposti da un solo lato dell'anima, di larghezza 240mm e spessore di 30 mm.

Poiché a irrigidire l'anima vi sono solo nervature trasversali, nella disuguaglianza (1), da verificare secondo il § 2.1.2 delle CNR-10030/87, il significato ed il valore dei coefficienti assunti nel calcolo risultano i seguenti:

J momento di inerzia della sezione dell'irrigidimento, calcolato, nel nostro caso, secondo l'asse individuato dall'intersezione fra irrigidimento e anima.

h_w altezza anima tra le piattabande (variabile da concio a concio)

t_w spessore anima (variabile da concio a concio)

a interasse nervature

α a/h_w

γ_T^* coefficiente di rigidezza flessionale minima da assumersi in funzione di α come indicato al punto 3.1.3 delle CNR-10030/87.

CONCIO C1

$a = 2800 \text{ mm}$ $h_w = 1035 \text{ mm}$ $t_w = 18 \text{ mm}$

$\alpha = 2800 / 1035 = 2.710 \Rightarrow \gamma_T^* = 8$

a cui segue:

$J_{\min} = 0.15 \cdot 8 \cdot 1035 \cdot 18^3 = 7.243 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

La geometria dell'irrigidimento di questo concio è pari a

$h_{\text{irr}} = 240 \text{ mm}$ $t_{\text{irr}} = 30 \text{ mm}$

a cui segue (tenendo conto della limitazione $h_{\text{irr}} \leq 12.2 \cdot t_{\text{irr}} = 366 \text{ mm}$ per l'acciaio S355)

$J = (t_{\text{irr}} \cdot (12.2 \cdot t_{\text{irr}})^3) / 3 = 4.9 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 > J_{\min}$

La verifica è soddisfatta.

CONCIO C2

$a = 2800 \text{ mm}$ $h_w = 1030 \text{ mm}$ $t_w = 16 \text{ mm}$

$\alpha = 2800 / 1030 = 2.720 \Rightarrow \gamma_T^* = 8$

a cui segue:

$J_{\min} = 0.15 \cdot 8 \cdot 1030 \cdot 16^3 = 5.063 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

La geometria dell'irrigidimento di questo concio è pari a

$$h_{irr} = 240\text{mm} \quad t_{irr} = 30\text{mm}$$

a cui segue (tenendo conto della limitazione $h_{irr} \leq 12.2 \cdot t_{irr} = 366\text{mm}$ per l'acciaio S355)

$$J = (t_{irr} \cdot (12.2 \cdot t_{irr})^3) / 3 = 4.9 \cdot 10^8 \text{mm} > J_{min}$$

La verifica è soddisfatta.

CONCIO C3

$$a = 2800 \text{ mm} \quad h_w = 1020\text{mm} \quad t_w = 20 \text{ mm}$$

$$\alpha = 2800 / 1020 = 2.710 \Rightarrow \gamma_T^* = 8$$

a cui segue:

$$J_{min} = 0.15 \cdot 8 \cdot 1020 \cdot 20^3 = 9.792 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

La geometria dell'irrigidimento di questo concio è pari a

$$h_{irr} = 240\text{mm} \quad t_{irr} = 30\text{mm}$$

a cui segue (tenendo conto della limitazione $h_{irr} \leq 12.2 \cdot t_{irr} = 366\text{mm}$ per l'acciaio S355)

$$J = (t_{irr} \cdot (12.2 \cdot t_{irr})^3) / 3 = 4.9 \cdot 10^8 \text{mm} > J_{min}$$

La verifica è soddisfatta.

CONCIO C4

$$a = 2800 \text{ mm} \quad h_w = 1045\text{mm} \quad t_w = 16 \text{ mm}$$

$$\alpha = 2800 / 1045 = 2.710 \Rightarrow \gamma_T^* = 8$$

a cui segue:

$$J_{min} = 0.15 \cdot 8 \cdot 1045 \cdot 16^3 = 5.136 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

La geometria dell'irrigidimento di questo concio è pari a

$$h_{irr} = 240\text{mm} \quad t_{irr} = 30\text{mm}$$

a cui segue (tenendo conto della limitazione $h_{irr} \leq 12.2 \cdot t_{irr} = 366\text{mm}$ per l'acciaio S355)

$$J = (t_{irr} \cdot (12.2 \cdot t_{irr})^3) / 3 = 4.9 \cdot 10^8 \text{mm} > J_{min}$$

La verifica è soddisfatta.

6.3.4 VERIFICA DELLA PIOLATURA

La collaborazione tra la trave metallica e la soletta è assicurata mediante pioli elettrosaldati all'ala della trave di acciaio. Per le verifiche si fa riferimento al punto 4.3.4.3.1 delle NTC.

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

dove:

$$P_{Rd,c} = 0.29 \frac{\alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} \quad (1)$$

$$P_{Rd,a} = \frac{0.8 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot f_t}{4\gamma_v} \quad (2)$$

dove:

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica cls (N/mm²)

f_t = resistenza ultima a trazione dell'acciaio dei pioli (comunque ≤ 500 N/mm²)

d = diametro dei pioli (mm)

h_{sc} = altezza dei pioli dopo la saldatura (mm), non minore di 3 volte il diametro del gambo:

$$\alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{per } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1.0 \quad \text{per } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

γ_v = fattore parziale di sicurezza del connettore (pari a 1.25)

Criteria di calcolo e sollecitazioni

I connettori sono dimensionati in base agli sforzi taglianti dovuti ai carichi permanenti ed ai sovraccarichi accidentali; per determinare il numero di connettori necessari nelle varie sezioni dell'impalcato si fa riferimento al valore della τ all'estradosso della trave d'acciaio nelle combinazioni di carico che producono il massimo taglio, fornito dalle tabelle di verifica dell'applicativo utilizzato per la verifica delle travi principali: questo determina la tensione tangenziale all'estradosso della trave metallica mediante la formula di Jourawski, considerando una base collaborante pari alla larghezza della piattabanda sottratta della lunghezza di appoggio delle coppelle; il calcolo viene effettuato considerando collaborante il calcestruzzo della soletta per tutte le sezioni, comprese quelle nei pressi degli appoggi tese superiormente, in modo da massimizzare la τ e quindi lo scorrimento fra trave e soletta.

Lo scorrimento in corrispondenza di una sezione generica per un tratto di lunghezza $\Delta x = 1\text{m}$ vale:

$$S = \tau \cdot b \cdot \Delta x$$

dove b è la larghezza convenzionale della piattabanda superiore, al netto dell'ingombro delle coppelle, sulla quale si valuta lo sforzo di scorrimento.

Si adottano pioli $\phi 22\text{mm}$, $h_p = 200\text{mm}$, con passo di $n^\circ 2$ pioli/200mm (“piolatura di mezzeria”) per il concio C2 e C4, e con passo di $n^\circ 3$ pioli/200mm (“piolatura pila/spalla”) per il concio C1 e C3.

6.3.4.1 PIOLATURA DI MEZZERIA

Caratteristiche dimensionali dei pioli

Pioli $\phi = 22\text{ mm}$ area $A_p = 380\text{ mm}^2$ altezza $h_p = 220\text{ mm}$

Caratteristiche geometriche della piolatura:

N° pioli: 2 pioli / 200mm

interasse trasversale $i_t = 240\text{mm}$

base collaborante $b_c = 240\text{mm}$

Caratteristiche geometriche della soletta e della piattabanda:

$h_c = 300\text{mm}$ $d = 60\text{mm}$ $t_s = 25\div 40\text{mm}$ $b_s = 500\text{mm}$

Per le limitazioni dimensionali le NTC al punto 4.3.4.3.1.1 rimandano a normative di comprovata validità; si fa quindi riferimento alle limitazioni delle CNR10016.

I pioli previsti soddisfano le limitazioni dimensionali di seguito riportate.

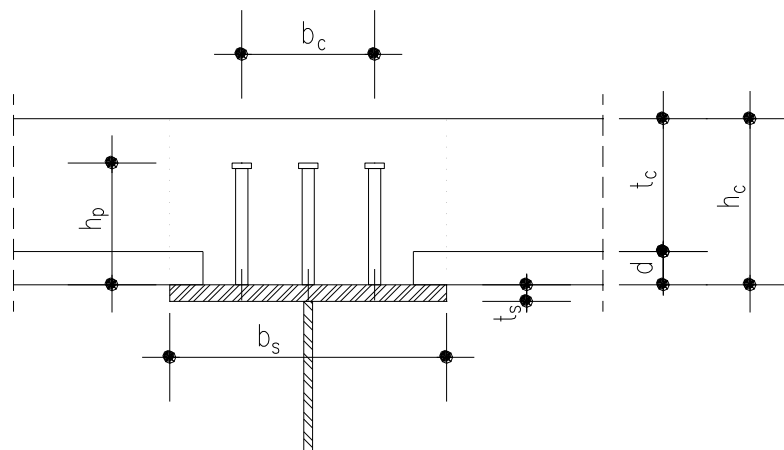


Figura 6-14 Definizione grandezze per controllo limiti dimensionali della piolatura

Limitazioni inerenti il diametro dei connettori:

$8\text{mm} \leq \phi = 22\text{mm} \leq 26\text{mm}$

$6 \leq h_c/\phi = 14 \leq 15$

$t_{s,\text{min}}/\phi = 1.13 \geq 0.50$

Limitazioni inerenti le distanze tra i connettori:

interasse trasversale $i_t \geq 5 \phi = 110\text{mm}$

interasse longitudinale $7\phi = 15 \leq i_l = 20\text{cm} \leq h_c = 30\text{cm}$
 $(b_s - b_c)/2 = 130\text{mm} \geq 2.5 \cdot t_s = 62.5\text{mm}$ e comunque $\geq 25.0\text{mm}$

Limitazioni inerenti l'altezza dei connettori:

$h_p = 220\text{mm} \geq d + 0.6 \cdot t_c = 60 + 0.6 \cdot 240 = 204\text{mm}$

L'altezza efficace dei pioli è da assumersi pari a:

$h'_p = 4\phi = 88\text{mm}$ essendo $h_p > 4\phi$

Resistenza delle piolature

La resistenza di calcolo a taglio per il connettore $\phi = 22\text{mm}$, con un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 40$ (per il quale $f_{ck} = 0.83 \cdot 40.0 = 33.20\text{N/mm}^2$), per un acciaio di tipo ST 37-3K ($f_t = 450\text{N/mm}^2$) risulta pari al minore dei due valori P_d così ricavati:

$P_{Rd,c} = 0.29 \cdot 1 \cdot 22^2 \cdot \sqrt{(0.83 \cdot 40 \cdot 33643)} / 1.25 = 118.67\text{ kN}$ (Crisi lato calcestruzzo)

$P_{Rd,a} = 0.8 \cdot 3.14 \cdot 22^2 \cdot 450 / (4 \cdot 1.25) = 109.48\text{ kN}$ (Crisi lato acciaio)
 essendo $\alpha = 1.0$ ($h_{sc}/d = 10 > 4$)

In presenza di azioni dinamiche (CNR-UNI 10016 – 2.2.1.5.) il valore di calcolo della resistenza del piolo è pari a :

$P_{dinam.} = 0.8 \cdot P_d = 0.8 \cdot 109.48 = 87.58\text{ kN}$

Verifiche delle piolature

La sezione più sollecitata risulta essere la sezione, di giunzione fra concio C2 e C3, in corrispondenza del lato esterno ponte.

Avremo

$\tau = -2.10\text{ N/mm}^2$

$S_{scorr} = -2.10 \cdot 380 \cdot 1000 / 1000 = -798\text{ kN/m}$

I pioli previsti sono pari a $n = 2/0.20\text{m} \Rightarrow 10\text{ pioli/m}$

e quindi il taglio sul singolo piolo

$|T_i| = 798 / 10 = 79.8\text{ kN} < P_{dinam.} = 87.58$

6.3.4.2 PIOLATURA DI PILA/SPALLA

Caratteristiche dimensionali dei pioli

Pioli $\phi = 22\text{ mm}$ area $A_p = 380\text{ mm}^2$ altezza $h_p = 220\text{ mm}$

Caratteristiche geometriche della piolatura:

N° pioli: 3 pioli / 200mm

interasse trasversale $i_t = 120\text{mm}$

base collaborante $b_c = 240\text{mm}$

Caratteristiche geometriche della soletta e della piattabanda:

$h_c = 300\text{mm}$ $d = 60\text{mm}$ $t_s = 25\text{mm}$ $b_s = 500\text{mm}$

Si riportano i soli controlli dimensionali che differiscono dal caso affrontato al paragrafo precedente.

Limitazioni inerenti le distanze tra i connettori:

interasse trasversale $i_t \geq 5 \phi = 110\text{mm}$

interasse longitudinale $7\phi = 15 \leq i_l = 20\text{cm} \leq h_c = 30\text{cm}$

$(b_s - b_c)/2 = 130\text{mm} \geq 2.5 * t_s = 62.5\text{mm}$ e comunque $\geq 25.0\text{mm}$

Resistenza delle piolature

Per quanto visto al paragrafo precedente

$P_{\text{dinam.}} = 87.58 \text{ kN}$

Verifiche delle piolature

La sezione più sollecitata risulta essere quella di pila, in corrispondenza del lato interno ponte.

Avremo

$\tau = 2.86 \text{ N/mm}^2$

$S_{\text{scorr}} = 2.86 * 380 * 1000 / 1000 = 1086.8 \text{ kN/m}$

I pioli previsti sono pari a $n = 3 / 0.20\text{m} \Rightarrow 15 \text{ pioli/m}$

e quindi il taglio sul singolo piolo

$T_i = 1087 / 15 = 72.47 \text{ kN} < P_{\text{dinam.}} = 87.58$

6.4 TRAVERSI

6.4.1 MODELLO DI CALCOLO

Il dimensionamento dei traveri T1 di campata è stato effettuato sullo schema semplificato di seguito descritto. Il traverso è modellato come frame e viene considerato come una trave continua su sei appoggi in corrispondenza delle travi principali.

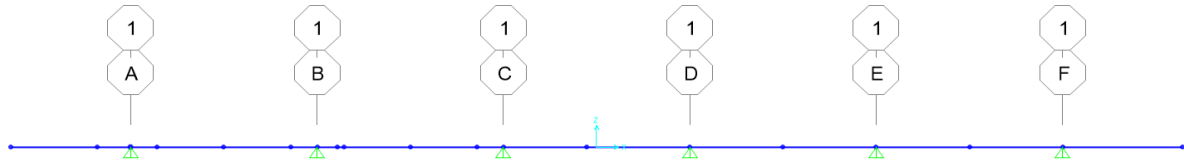


Figura 6.15 Schema di calcolo dei traversi

Caratteristiche traverso: Altezza totale della trave in acciaio: 700
 Ala superiore : 250x 20
 Spessore anima: 15
 Ala inferiore : 250x 20
 Interasse traversi: $i = 5.60\text{m}$

6.4.2 CARICHI ELEMENTARI

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni sui traversi si sono considerati i seguenti carichi:

Carichi permanenti strutturali (G_1)

Il peso proprio del traverso è determinato automaticamente dal programma di calcolo, considerando la sua sezione trasversale ed il peso specifico dell'acciaio posto pari a:
 $\gamma_s = 78.50 \text{ kN/m}^3$.

Il peso della soletta è pari a: $25\text{kN/m}^3 \cdot 0.3\text{m} \cdot 5.60\text{m} = 42\text{kN/m}$

Carichi permanenti non strutturali (G_2)

pavimentazione: $3\text{kN/m}^2 \cdot 5.60\text{m} = 16.8\text{kN/m}$

cordoli: $3\text{kN/m}^2 \cdot 5.60\text{m} = 16.8\text{kN/m}$

parapetto-veletta interno: $2.5\text{kN/m} \cdot 5.60\text{m} = 14\text{kN}$

parapetto-veletta esterno: $7.5\text{kN/m} \cdot 5.60\text{m} = 42\text{kN}$

Carichi Mobili (Q)

Schema di carico 1:

- Corsia 1: carico tandem $2 \times Q_{1k} = 2 \times 300 \text{ kN}$
 carico uniforme $q_{1k} = 5.60 \cdot 9.00 = 50.4 \text{ kN/m}$
- Corsia 2: carico tandem $2 \times Q_{2k} = 2 \times 200 \text{ kN}$
 carico uniforme $q_{2k} = 5.60 \cdot 2.50 = 14 \text{ kN/m}$
- Corsia 3: carico tandem $2 \times Q_{3k} = 2 \times 70 \text{ kN}$
 carico uniforme $q_{3k} = 5.60 \cdot 0.75 = 4.2 \text{ kN/m}$

Si considera sia entrambe le corsie affiancate che la corsia 1 presa singolarmente.

6.4.3 COMBINAZIONI DEI CARICHI

Di seguito si riportano le combinazioni di carico considerate nel modello così mostrate dall'output del Sap2000:

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
SLU1_Mobili 1	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,35
		Linear Static	Perm. G2	1,5
		Linear Static	Distrib. q1K	1,35
		Linear Static	TA	1,35
		Linear Static	Pp. soletta G1	1,35
SLU2_Mobili 2	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,35
		Linear Static	Perm. G2	1,5
		Linear Static	Distrib. q2K	1,35
		Linear Static	TB	1,35
		Linear Static	Pp. soletta G1	1,35

6.4.4 VERIFICHE DI RESISTENZA

Section Name			
TR 1			
Properties			
Cross-section (axial) area	199,	Section modulus about 3 axis	4330,581
Moment of Inertia about 3 axis	151570,33	Section modulus about 2 axis	418,1517
Moment of Inertia about 2 axis	5226,8958	Plastic modulus about 3 axis	5033,5
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	662,125
Shear area in 2 direction	105,	Radius of Gyration about 3 axis	27,5982
Shear area in 3 direction	83,3333	Radius of Gyration about 2 axis	5,125
Torsional constant	199,8002	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

DATI SOLETTA

Cl_s

Altezza	30	cm
Larghezza	5600	cm
Area soletta	168000	cm ²
Baricentro soletta rispetto a proprio asse	-15	cm
Inerzia soletta cl _s rispetto proprio asse	12600000	cm ⁴

Armatura cl _s	24	cm ²
Baricentro armature	-15	cm

DATI STRUTTURA ACCIAIO

Momento inerzia intera sezione J _s	1074727,9	cm ⁴
---	-----------	-----------------

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0109001	A	61 di 81

Area complessiva sezione acciaio	502,2	cm ²
Baricentro rispetto ad origine struttura acciaio	35	cm
Baricentro rispetto ad origine (sopra soletta cls)	30	cm
Altezza totale profilo acciaio	70	cm

CALCOLO MOMENTO DI INERZIA SEZIONE COMPOSTA

Fase 0 - Cls non reagente - Coeff. Omog.	0	
Momento inerzia sezione	1074727,9	cm ⁴
Fase 1 - Carichi permanenti - Coeff. Omog.	18	
Area totale	9859,533333	cm ²
Baricentro della sezione Yg	-12,45322632	
Momento inerzia sezione	2966278,413	
Fase 2 - Carichi accidentali - Coeff. Omog.	6	
Area totale	28526,2	
Baricentro della sezione Yg	-14,11975657	
Momento inerzia sezione	4408124,988	
Fase 3 - Ritiro	18	
Area totale	9859,533333	
Baricentro della sezione Yg	-12,45322632	
Momento inerzia sezione	2966278,413	

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 0 - Cls non reagente		
Modulo resistenza Cls - Wc		0
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss		30706,51143
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii		-30706,51143

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 1 - Carichi permanenti		
Modulo resistenza Cls - Wc		169049,7904
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss		-238193,5682
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii		-35975,28617

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 2 - Carichi accidentali		
Modulo resistenza Cls - Wc		277585,4796
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss		-312195,5371
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii		-52402,9689

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 3 - Ritiro

Modulo resistenza Cls - Wc	169049,7904
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	-238193,5682
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-35975,28617

CALCOLO STATO TENSIONALE SEZIONE

Azioni sollecitanti fase 0

Momento flettente	0 KNxm
Sforzo normale	-27 KN

Azioni sollecitanti fase 1

Momento flettente	1466 KNxm
Sforzo normale	0 KN

Azioni sollecitanti fase 2

Momento flettente	2594 KNxm
Sforzo normale	49 KN

Azioni sollecitanti fase 3

Momento flettente	-2487 KNxm
-------------------	------------

FASE	Coeff. Om. n	σ_c daN/cm ²	σ_{ss} daN/cm ²	σ_{ii} daN/cm ²
0	0	0	-5,3763441	5,37634409
1	18	4,817778493	-61,546582	-407,50197
2	6	15,60341066	-82,91718	-494,83835
3	18	-8,17313446	104,41088	691,307913
	TOTALE	12,2480547	-45,429227	216,408751

La verifica risulta soddisfatta

6.4.5 VERIFICHE DEI GIUNTI BULLONATI

I giunti sono calcolati a ripristino della sezione, considerando i bulloni con un comportamento ad attrito ("precaricati" secondo la nomenclatura delle NTC2018); per il

6.5 VERIFICHE A FATICA

Le verifiche saranno condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento (punto 5.1.4.3 delle Norme).

La verifica a vita illimitata è esclusa per tutti i dettagli le cui curve S-N non presentino limite di fatica ad ampiezza costante, nel nostro caso i connettori a piolo (punto C4.2.4.1.4.6.1 della Circolare).

6.5.1 VERIFICHE PER VITA ILLIMITATA

Le verifiche a fatica per vita illimitata possono essere condotte controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{max}$ indotto nel dettaglio dallo spettro di carico risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso:

$$\gamma M_f^* \Delta\sigma_{max} < \Delta\sigma_D$$

$$\gamma M_f^* \Delta\tau_{max} < \Delta\tau_D = \Delta\tau_L$$

$$\Delta\sigma_D = 0.737\Delta\sigma_C$$

Ai fini del calcolo di $\Delta\sigma_{max}$ si impiega il modello di carico di fatica 1, costituito dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%.

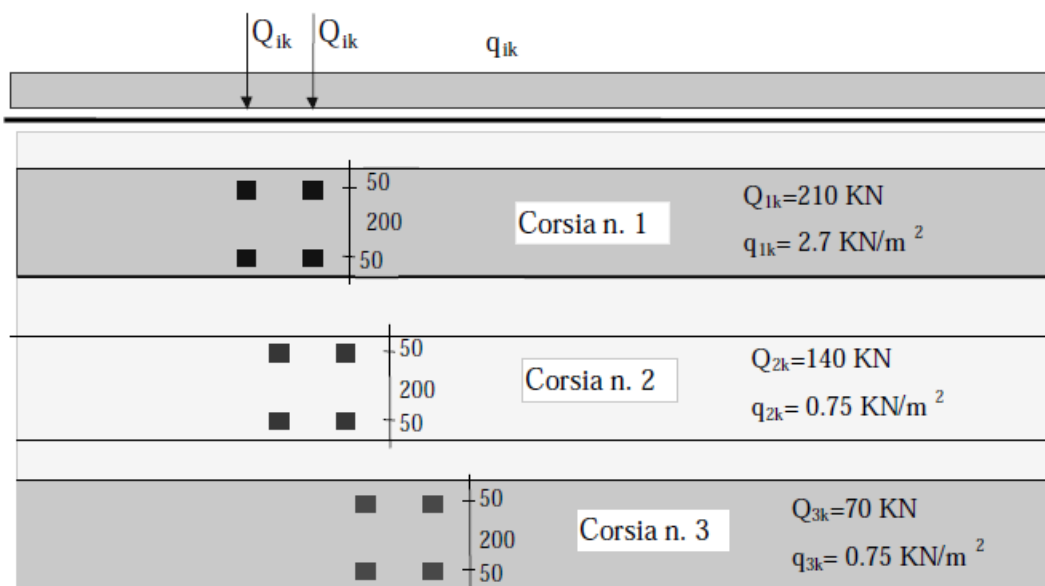


Figura 6-16 – Modello di carico a fatica n.1

6.5.1.1 Sollecitazioni indotte dai carichi di fatica sulle travi principali

Un certo numero di verifiche a fatica per vita illimitata riguarda dettagli delle travi principali o di attacco fra queste e gli altri elementi della struttura: per queste è necessario calcolare la $\Delta\sigma$ indotta dai carichi di fatica sulle travi principali.

Le combinazioni a fatica sono le stesse già valutate per i carichi mobili nel suddetto modello cui si sono attribuiti i coefficienti 0.3 e 0.7 ("load case") rispettivamente per carichi mobili tandem e distribuiti. Si ottengono quindi tramite le linee di influenza due posizionamenti di tali carichi tali da massimizzare il momento negativo ed il momento positivo in corrispondenza della sezione di pila P1, laddove si attingono i massimi momenti in valore assoluto e dove quindi tali verifiche a fatica saranno più gravose.

Le sollecitazioni conseguenti a tali combinazioni di carico in corrispondenza della sezione di pila P1 delle travi di bordo sono riportate nella tabella seguente.

TABLE: Element Forces - Frames					
Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
Text	m	Text	KN	KN	KN-m
12		5 Carichi Mobili	0	404.264	-572.9338
12		5 Carichi Mobili	0	-11.042	309.1795
12		5 Carichi Mobili	0	-11.042	309.1795
12		5 Carichi Mobili	0	308.593	-1405.3493

SEZIONE S2. SU PILA P1 Mmax+ (Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)

TRAVE METALLICA

Altezza totale della trave in acciaio: 1100 Spessore anima: 20

Ala inferiore : 700 x 40 Ala superiore : 500 x 40

SOLETTA SUPERIORE

Soletta: larghezza= 3000 spessore totale= 300

Coppella: appoggio sull'ala= 60 spessore= 60

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 0.00

Tensione da variazioni termiche (1° fase): 0.00

SOLETTA INFERIORE

Soletta: larghezza= 0 spessore totale= 0 Armatura 1: Aa= 0 Y= 0

Coppella: larghezza= 0 spessore= 0 Armatura 2: Aa= 0 Y= 0

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 0.00

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0109001	A	66 di 81

		TRAVE	IN	TRAVE + SOL. INF.	TRAVE COMPLETA	
		ACCIAIO		n= 18.0	n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		488.01		488.01	784.3	995.18
Area		6.8400E+04		6.8400E+04	1.0967E+05	1.9220E+05
Momento d'inerzia		1.4995E+10		1.4995E+10	3.1173E+10	4.2970E+10
Intradosso	W	3.0728E+07		3.0728E+07	3.9746E+07	4.3178E+07
Attacco Anima-Piattabanda Inferiore	W	3.3471E+07		3.3471E+07	4.1882E+07	4.4986E+07
	C	4.3694E-05		4.3694E-05	4.3694E-05	4.3694E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	5.0387E-05		5.0387E-05	5.0387E-05	5.0387E-05
Baricentro Trave Completa	C			5.0387E-05	8.9828E-05	1.2147E-04
Attacco Anima-Piattabanda Superiore	W	2.6216E+07		2.6216E+07	1.1307E+08	6.6294E+08
	C	3.9478E-05		3.9478E-05	3.9478E-05	3.9478E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	2.4503E+07		2.4503E+07	9.8740E+07	4.0995E+08
(b= 380.00)	C				1.7108E-06	2.1245E-06
Estradosso Soletta Superiore	W				9.1133E+08	6.3688E+08

SOLLECITAZIONI

	Sforzo Normale	Taglio	Momento Flettente
Sezione reagente: trave in acciaio			
Peso travi in acciaio	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Prima precompressione	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Peso soletta inferiore	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Sezione reagente: trave in acciaio + soletta inferiore			
Peso soletta superiore	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Ritiro soletta inferiore (1^ quota)	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Sezione reagente: trave completa (fenomeni lenti)			
Seconda precompressione	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Carichi permanenti portati	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Ritiro soletta superiore	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Ritiro soletta inferiore (2^ quota)	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Cedimenti appoggi	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Sezione reagente: trave completa (fenomeni veloci)			
Carichi mobili	0.000E+0	1.100E+4	3.090E+8
Effetti termici	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Vento	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0

TENSIONI - (Situazione finale)

		2^ Prec.	Carichi perm. portati	Ritiro sol. sup.	Ritiro sol. inf. 2^ quota	Cedimenti appoggi	Carichi mobili	Effetti termici	Vento	Totale Trave compl.
Intradosso	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.16	0.00	0.00	7.16
Attacco Anima-Piat.Inf.	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.87	0.00	0.00	6.87
	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.48	0.00	0.00	0.48
	$\sigma\delta$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.92	0.00	0.00	6.92
Baricentro Trave Acciaio	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.55	0.00	0.00	0.55
Baricentro Trave di Acciaio più Soletta Inferiore	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Baricentro trave Completa	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.34	0.00	0.00	1.34
Attacco Anima-Piat.Sup.	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.47	0.00	0.00	-0.47
	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.43	0.00	0.00	0.43



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA
NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0109001	A	67 di 81

	$\sigma\delta$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.88	0.00	0.00	0.88
Estradosso Trave Acciaio	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.75	0.00	0.00	-0.75
(b= 380.00)	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.02
Estradosso Soletta	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.49	0.00	0.00	-0.49

SEZIONE S2. SU PILA P1 Mmax- (Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)
TRAVE METALLICA

Altezza totale della trave in acciaio: 1100 Spessore anima: 20

Ala inferiore : 700 x 40 Ala superiore : 500 x 40

SOLETTA SUPERIORE

Armatura 1 Aa= 7536. Y= 1360.

Armatura 2 Aa= 7536. Y= 1200.

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 0.00

Tensione da variazioni termiche (1° fase): 0.00

SOLETTA INFERIORE

Soletta: larghezza= 0.00 spessore totale= 0.00 Armatura 1: Aa= 0 Y= 0

Coppella: larghezza= 0.00 spessore= 0.00 Armatura 2: Aa= 0 Y= 0

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 0.00

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	IN	TRAVE ACCIAIO	TRAVE + SOL. INF.	TRAVE COMPLETA	
			n= 18.0	n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		488.01	488.01	631.02	631.02
Area		6.8400E+04	6.8400E+04	8.3472E+04	8.3472E+04
Momento d'inerzia		1.4995E+10	1.4995E+10	2.2839E+10	2.2839E+10
Intradosso	W	3.0728E+07	3.0728E+07	3.6194E+07	3.6194E+07
Attacco Anima-Piattabanda Inferiore	W	3.3471E+07	3.3471E+07	3.8643E+07	3.8643E+07
	C	4.3694E-05	4.3694E-05	4.3694E-05	4.3694E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	5.0387E-05	5.0387E-05	5.0387E-05	5.0387E-05
Baricentro Trave Completa	C		5.0387E-05	6.8692E-05	6.8692E-05
Attacco Anima-Piattabanda Superiore	W	2.6216E+07	2.6216E+07	5.3239E+07	5.3239E+07
	C	3.9478E-05	3.9478E-05	3.9478E-05	3.9478E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	2.4503E+07	2.4503E+07	4.8698E+07	4.8698E+07
(b= 380.00)	C			1.1271E-06	1.1271E-06
Armatura 1 (Y= 1360.00)	W			3.1330E+07	3.1330E+07
Armatura 2 (Y= 1200.00)	W			4.0139E+07	4.0139E+07

SOLLECITAZIONI

	Sforzo Normale	Taglio	Momento Flettente
Sezione reagente: trave in acciaio			
Peso travi in acciaio	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Prima precompressione	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Peso soletta inferiore	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Sezione reagente: trave in acciaio + soletta inferiore			
Peso soletta superiore	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Ritiro soletta inferiore (1^ quota)	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Sezione reagente: trave completa (fenomeni lenti)			
Seconda precompressione	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Carichi permanenti portati	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0109001	A	69 di 81

Ritiro soletta superiore	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Ritiro soletta inferiore (2 ^a quota)	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Cedimenti appoggi	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Sezione reagente: trave completa (fenomeni veloci)			
Carichi mobili	0.000E+0	3.090E+5	-1.405E+9
Effetti termici	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Vento	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0

TENSIONI - (Situazione finale)

		2 ^a Prec.	Carichi perm. portati	Ritiro sol. sup.	Ritiro sol.inf. 2 ^a quota	Cedimenti appoggi	Carichi mobili	Effetti termici	Vento	Totale Trave compl.
Intradosso	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-38.82	0.00	0.00	-38.82
Attacco Anima-Piat.Inf.	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-36.36	0.00	0.00	-36.36
	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	0.00	13.50
	$\sigma\delta$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	43.23	0.00	0.00	43.23
Baricentro Trave Acciaio	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.57	0.00	0.00	15.57
Baricentro Trave di Acciaio più Soletta Inferiore	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Baricentro trave Completa	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Attacco Anima-Piat.Sup.	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.39	0.00	0.00	26.39
	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.20	0.00	0.00	12.20
	$\sigma\delta$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	33.81	0.00	0.00	33.81
Estradosso Trave Acciaio	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.85	0.00	0.00	28.85
(b= 380.00)	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.35	0.00	0.00	0.35
Sol.Sup.: Arm.1	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	44.85	0.00	0.00	44.85
Sol.Sup.: Arm.2	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	35.00	0.00	0.00	35.00

6.5.1.1.1 ATTACCO ALA SUPERIORE TRAVE PRINCIPALE / ALA SUPERIORE TRAVERSO DI PILA E SPALLA

Con riferimento alla tabella C.4.2.XVI.4(a), il dettaglio presenta classe di fatica

$$\Delta\sigma_C = 90 \text{ N/mm}^2$$

essendo $L = 350\text{mm}$ ed $r = 150\text{mm}$.

Dalle curve S-N riportate nel par. C.4.2.4.1.4.4 avremo

$$\Delta\sigma_D = 0.737^* \Delta\sigma_C = 66.33 \text{ N/mm}^2$$

Dai tabulati di output di cui al precedente paragrafo 6.5.1.1, per la sezione di estradosso della piattabanda superiore avremo:

$$\Delta\sigma_{MAX} = 38.95 - (-1.02) = 39.97 \text{ N/mm}^2$$

Si adotta

$$\gamma_{Mf} = 1.35 \quad (\text{tab. C.4.2.XII})$$

da cui la verifica a fatica porge:

$$\Delta\sigma_{MAX}^* \gamma_{Mf} < \Delta\sigma_D \Leftrightarrow 39.97 * 1.35 = 53.96 \text{ N/mm}^2 < 66.33 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

6.5.1.1.2 ATTACCO IRRIGIDIMENTI VERTICALI / TRAVE PRINCIPALE

Con riferimento alla tabella C.4.2.XVI.7(a), il dettaglio presenta classe di fatica

$$\Delta\sigma_C = 80 \text{ N/mm}^2$$

essendo $l = 30\text{mm} < 50\text{mm}$

Dalle curve S-N riportate nel par. C.4.2.4.1.4.4 avremo

$$\Delta\sigma_D = 0.737^* \Delta\sigma_C = 58.96 \text{ N/mm}^2$$

Dai tabulati di output di cui al precedente paragrafo 6.5.1.1, la $\Delta\sigma_{MAX}$ si evidenzia all'estradosso della piattabanda inferiore, con valore pari a

$$\Delta\sigma_{MAX} = -33.36 - (+6.87) = -43.23 \text{ N/mm}^2$$

Si adotta

$$\gamma_{Mf} = 1.35 \quad (\text{tab. C.4.2.XII})$$

da cui la verifica a fatica porge:

$$\Delta\sigma_{MAX}^* \gamma_{Mf} < \Delta\sigma_D \Leftrightarrow 43.23 * 1.35 = 58.36 \text{ N/mm}^2 < 58.96 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

6.5.1.1.3 SALDATURA ANIMA TRAVE PRINCIPALE / ALI TRAVI PRINCIPALI

Con riferimento alla tabella C.4.2.XIV.1, il dettaglio presenta classe di fatica

$$\Delta\sigma_C = 125 \text{ N/mm}^2$$

Dalle curve S-N riportate nel par. C.4.2.4.1.4.4 avremo

$$\Delta\sigma_D = 0.737 * \Delta\sigma_C = 92.12 \text{ N/mm}^2$$

Dai tabulati di output di cui al precedente paragrafo 6.5.1.1, la $\Delta\sigma_{MAX}$ si evidenzia all'intradosso della piattabanda inferiore, con valore pari a

$$\Delta\sigma_{MAX} = -38.82 - (+7.16) = -45.98 \text{ N/mm}^2$$

Si adotta

$$\gamma_{Mf} = 1.35 \quad (\text{tab. C.4.2.XII})$$

da cui la verifica a fatica porge:

$$\Delta\sigma_{MAX} * \gamma_{Mf} < \Delta\sigma_D \Leftrightarrow 45.98 * 1.35 = 62.07 \text{ N/mm}^2 < 92.12 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

6.5.1.1.4 SALDATURA DI COLLEGAMENTO DEI CONCI

Con riferimento alla tabella C.4.2.XV.7, il dettaglio presenta classe di fatica

$$\Delta\sigma_C = 90 \text{ N/mm}^2$$

da ridurre in funzione dello spessore $t > 25 \text{ mm}$.

Sarà quindi:

$$k_s = (25/35)^{0.2} = 0.94.$$

da cui

$$\Delta\sigma_{C, \text{rid}} = k_s * 90 = 84.60 \text{ N/mm}^2$$

Dalle curve S-N riportate nel par. C.4.2.4.1.4.4 avremo

$$\Delta\sigma_D = 0.737 * \Delta\sigma_C = 62.35 \text{ N/mm}^2$$

Dai tabulati di output di cui al precedente paragrafo 6.5.1.1, la $\Delta\sigma_{MAX}$ si evidenzia all'intradosso della piattabanda inferiore, con valore pari a

$$\Delta\sigma_{MAX} = -38.82 - (+7.16) = -45.98 \text{ N/mm}^2$$

Si adotta

$$\gamma_{Mf} = 1.35 \quad (\text{tab. C.4.2.XII})$$

da cui la verifica a fatica porge:

$$\Delta\sigma_{MAX} * \gamma_{Mf} < \Delta\sigma_D \Leftrightarrow 45.98 * 1.35 = 62.07 \text{ N/mm}^2 < 62.35 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

6.5.1.1.5 ATTACCO DEI PIOLI ALL'ALA SUPERIORE DELLE TRAVI

Con riferimento alla tabella C.4.2.XVI.9, il dettaglio presenta classe di fatica

$$\Delta\sigma_C = 80 \text{ N/mm}^2$$

Dalle curve S-N riportate nel par. C.4.2.4.1.4.4 avremo

$$\Delta\sigma_D = 0.737 * \Delta\sigma_C = 58.96 \text{ N/mm}^2$$

Dai tabulati di output di cui al precedente paragrafo 6.5.1.1, la $\Delta\sigma_{MAX}$ si evidenzia all'intradosso della piattabanda inferiore, con valore pari a

$$\Delta\sigma_{MAX} = 33.91 - (+0.88) = 32.93 \text{ N/mm}^2$$

Si adotta

$$\gamma_{Mf} = 1.35 \quad (\text{tab. C.4.2.XII})$$

da cui la verifica a fatica porge:

$$\Delta\sigma_{MAX} * \gamma_{Mf} < \Delta\sigma_D \Leftrightarrow 32.93 * 1.35 = 44.46 \text{ N/mm}^2 < 58.96 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

6.5.1.2 Attacco delle piattabande dei traversi di campata all'anima delle travi principali

Con riferimento alla tabella C.4.2.XVII.1(a), il dettaglio presenta classe di fatica

$$\Delta\sigma_C = 80 \text{ N/mm}^2$$

da cui segue, con riferimento alle curve S-N riportate nel par. C.4.2.4.1.4.4:

$$\Delta\sigma_D = 0.737 * \Delta\sigma_C = 58.96 \text{ N/mm}^2$$

Per questo tipo di dettaglio bisogna determinare la $\Delta\sigma_{MAX}$ sulle piattabande dei traversi, ed è quindi necessario riferirsi a posizionamenti dei carichi e quindi combinazioni analoghe a quelle già viste nel modello di verifica di resistenza dei traversi di campata con l'accortezza di moltiplicare i carichi mobili distribuiti per il coefficiente 0.3 e quelli tandem per 0.7. Analogamente a quanto compiuto per le travi principali, si ricercano le combinazioni che massimizzano il momento flettente positivo e negativo sul traverso posto nella mezzeria della campata lunga.

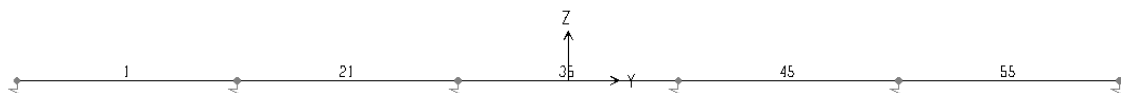


Figura 6-17 – Numerazione elementi modello traverso di campata

Le caratteristiche inerziali della sezione del traverso di campata sono le seguenti:

$$\begin{aligned} H &= 700 \text{ mm} & B &= 250 \text{ mm} & t_{ali} &= 20 \text{ mm} & t_{anima} &= 15 \text{ mm} \\ A &= 20600 \text{ mm}^2 & J_{xx} &= 1540000 \text{ mm}^4 & W_{xx, el} &= 4400000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

La $\Delta\sigma_{MAX}$ sarà quindi pari a

$$\Delta\sigma_{MAX} = 18.96 - (-12.28) = 31.24 \text{ N/mm}^2$$

Si adotta

$$\gamma_{Mf} = 1.35 \quad (\text{tab. C.4.2.XII})$$

da cui la verifica a fatica:

$$\Delta\sigma_{MAX} * \gamma_{Mf} < \Delta\sigma_D \Leftrightarrow 33.63 * 1.35 = 42.17 \text{ N/mm}^2 < 58.96 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

6.5.1.3 Attacco delle piattabande dei traversi di pila e spalla all'anima delle travi principali

Con riferimento alla tabella C.4.2.XVII.1(a), il dettaglio presenta classe di fatica

$$\Delta\sigma_C = 80 \text{ N/mm}^2$$

da cui segue, con riferimento alle curve S-N riportate nel par. C.4.2.4.1.4.4:

$$\Delta\sigma_D = 0.737^* \Delta\sigma_C = 58.96 \text{ N/mm}^2.$$

Per determinare le sollecitazioni indotte dai carichi di fatica sui traversi di pila e spalla ci si riferisce ad uno schema piano, dove il traverso presenta schema statico di trave continua su 6 appoggi.

Si definiscono i posizionamenti dei carichi che massimizzano il momento flettente positivo e negativo in corrispondenza dell'appoggio sulla 2° trave dell'impalcato, come da **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

L'entità dei carichi è al solito riferita al modello di carico di fatica 1 considerando che la totalità del peso dei "mezzi" interessa il traverso in oggetto. Il calcolo si effettua per il traverso di pila, che presenta area di influenza doppia rispetto a quello di spalla. Avremo:

$$Q_{\text{corsia 1}} = 300 \cdot 0.7 = 210 \text{ kN}$$

$$q_{\text{corsia 1}} = 9 \cdot 0.3 = 2.7 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{corsia 2}} = 200 \cdot 0.7 = 140 \text{ kN}$$

$$q_{\text{corsia 1}} = 2.5 \cdot 0.3 = 0.75 \text{ kN/m}$$

Di seguito si riporta la disposizione dei carichi di fatica introdotti nel modello del traverso T2 allo scopo di massimizzare il momento massimo negativo e positivo:

Le caratteristiche inerziali della sezione del traverso di campata è la seguente:

$$H = 900\text{mm} \quad B = 350 \text{ mm} \quad t_{\text{ali}} = 25\text{mm} \quad t_{\text{anima}} = 20\text{mm}$$

$$A = 34500 \text{ mm}^2 \quad J_{xx} = 4374000000 \text{ mm}^4$$

$$W_{xx,\text{el}} = 9720000 \text{ mm}^3$$

La $\Delta\sigma_{\text{MAX}}$ sarà quindi pari a

$$\Delta\sigma_{\text{MAX}} = -18.23 - (+23.26) = -41.49 \text{ N/mm}^2$$

Si adotta

$$\gamma_{Mf} = 1.35 \quad (\text{tab. C.4.2.XII})$$

da cui la verifica a fatica:

$$\Delta\sigma_{\text{MAX}}^* \gamma_{Mf} < \Delta\sigma_D \Leftrightarrow 41.49 \cdot 1.35 = 56.01 \text{ N/mm}^2 < 58.96 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

6.5.2 VERIFICHE A DANNEGGIAMENTO

Questa verifica viene effettuata per i connettori a piolo, secondo quanto previsto al punto C.4.2.4.1.4.6.1, comma 2 della Circolare applicativa.

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento $D \leq 1$, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera ($V_N = 100$ anni).

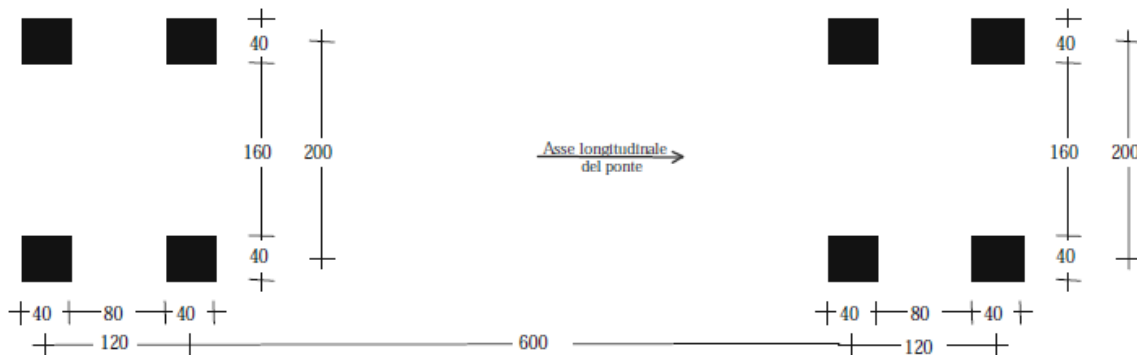


Figura 6-18 – Modello di carico a fatica n.3

Tali carichi si distribuiscono su aree di dimensioni:

$$A = 1.60 \cdot 2.40 = 3.84\text{m}^2$$

Nel modello piano già utilizzato per la verifica delle travi è stata introdotta la combinazione di carico di danneggiamento prevista dalla normativa:

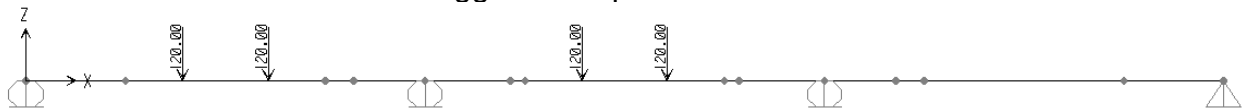


Figura 6-19 Disposizione carichi di fatica – Verifica a danneggiamento

Le sollecitazioni conseguenti a tali combinazioni di carico sono riportate nella tabella seguente.

	Frame	Station m	OutputCase	M3 kNm	V2 kN
M3max	9	4	M.Fatica	862.89	-78.44
M3min	12	5	M.Fatica	-1163.56	161.56

La combinazione più gravosa è la "Fat_Dann_Sb2"; utilizzando l'applicativo già precedentemente descritto si determina la Δ dello sforzo di scorrimento relativa a tale disposizione. Avremo:

$$\Delta\tau_{\text{estradosso}} = 0.17 + 0.34 = 0.51 \text{ N/mm}^2$$

La variazione dello sforzo di scorrimento sarà pari a:

$$\Delta S_{\text{scorr}} = \Delta\tau_{\text{estradosso}} * b_{\text{coll}} = 0.51 * 240 * 1000 / 1000 = 122.40 \text{ kN/m}$$

ed avendo previsto un numero di pioli pari a $n = 3 / 0.20\text{m} \Rightarrow 15$ pioli/m

la variazione di tensione sul singolo piolo sarà pari a

$$\Delta\tau_{\text{MAX}} = 122400 / (15 * 380.1) = 21.50 \text{ N/mm}^2$$

essendo

$$A_{\text{pioli}} = 380.1 \text{ mm}^2 \text{ (piolo } \phi 22\text{mm)}$$

Per determinare la $\Delta\tau$ limite è necessario determinare il numero di cicli di carico cui sarà soggetto il particolare; riferendoci alla tabella 5.1.IX della Norma per le autostrade (categoria di traffico 1) avremo sulla corsia lenta un flusso annuo di veicoli pari a

$$N_{\text{annuo}} = 2.0 * 10^6 \text{ veicoli}$$

Considerando per il ponte una vita utile pari a

$$V_u = 100 \text{ anni}$$

il numero di cicli totali cui sarà soggetto il particolare sarà pari a

$$N = N_{\text{annuo}} * V_u = 2 * 10^8 \text{ cicli}$$

Secondo il par. C.4.2.4.1.4.4 della Circolare esplicativa, le curve S-N per tensioni tangenziali sono così definite:

$$\Delta\tau = \Delta\tau_c (2e^6 / N)^{1/m} \quad \text{per } N \leq 10^8$$

e per i connettori a pioli valgono le seguenti posizioni

$$m = 8$$

$$\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$$

Nel nostro caso avremo quindi

$$\Delta\tau = 90 * 0.562 = 50.61 \text{ N/mm}^2$$

La verifica a fatica dei connettori a piolo è quindi al seguente::

$$\Delta\tau_{\text{MAX}} * \gamma_{\text{Mf}} < \Delta\tau \Leftrightarrow 21.50 * 1.35 = 29.03 \text{ N/mm}^2 < 50.61 \text{ N/mm}^2$$

Di seguito si riportano i tabulati di output dell'applicativo con la definizione del caso considerato e delle relative tensioni tangenziali.

SEZIONE S2. SU PILA P1+ Mmax (Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)

TRAVE METALLICA

Altezza totale della trave in acciaio: 1100 Spessore anima: 20

Ala inferiore : 700 x 40 Ala superiore : 500 x 40

SOLETTA SUPERIORE

Soletta: larghezza= 3000 spessore totale= 300

Coppella: appoggio sull'ala= 60 spessore= 60

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 0.00

Tensione da variazioni termiche (1° fase): 0.00

SOLETTA INFERIORE

Soletta: larghezza= 0 spessore totale= 0 Armatura 1: Aa= 0 Y= 0

Coppella: larghezza= 0 spessore= 0 Armatura 2: Aa= 0 Y= 0

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 0.00

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE + SOL. INF. n= 18.0	TRAVE COMPLETA	
				n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		488.01	488.01	784.3	995.18
Area		6.8400E+04	6.8400E+04	1.0967E+05	1.9220E+05
Momento d'inerzia		1.4995E+10	1.4995E+10	3.1173E+10	4.2970E+10
Intradosso	W	3.0728E+07	3.0728E+07	3.9746E+07	4.3178E+07
Attacco Anima-Piattabanda Inferiore	W	3.3471E+07	3.3471E+07	4.1882E+07	4.4986E+07
	C	4.3694E-05	4.3694E-05	4.3694E-05	4.3694E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	5.0387E-05	5.0387E-05	5.0387E-05	5.0387E-05
Baricentro Trave Completa	C		5.0387E-05	8.9828E-05	1.2147E-04
Attacco Anima-Piattabanda Superiore	W	2.6216E+07	2.6216E+07	1.1307E+08	6.6294E+08
	C	3.9478E-05	3.9478E-05	3.9478E-05	3.9478E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	2.4503E+07	2.4503E+07	9.8740E+07	4.0995E+08
(b= 380.00)	C			1.7108E-06	2.1245E-06
Estradosso Soletta Superiore	W			9.1133E+08	6.3688E+08

SOLLECITAZIONI

	Sforzo Normale	Taglio	Momento Flettente
Sezione reagente: trave in acciaio			
Peso travi in acciaio	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Prima precompressione	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Peso soletta inferiore	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Sezione reagente: trave in acciaio + soletta inferiore			
Peso soletta superiore	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Ritiro soletta inferiore (1^ quota)	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Sezione reagente: trave completa (fenomeni lenti)			
Seconda precompressione	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Carichi permanenti portati	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Ritiro soletta superiore	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0109001	A	77 di 81

Ritiro soletta inferiore (2 ^a quota)	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Cedimenti appoggi	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Sezione reagente: trave completa (fenomeni veloci)			
Carichi mobili	0.000E+0	7.800E+4	8.630E+8
Effetti termici	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Vento	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0

TENSIONI - (Situazione finale)

		2 ^a Prec.	Carichi perm. portati	Ritiro sol. sup.	Ritiro sol.inf. 2 ^a quota	Cedimenti appoggi	Carichi mobili	Effetti termici	Vento	Totale Trave compl.
Intradosso	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.99	0.00	0.00	19.99
Attacco Anima-Piat.Inf.	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.18	0.00	0.00	19.18
	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.41	0.00	0.00	3.41
	σ_{is}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.07	0.00	0.00	20.07
Baricentro Trave Acciaio	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.93	0.00	0.00	3.93
Baricentro Trave di Acciaio più Soletta Inferiore	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Baricentro trave Completa	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.47	0.00	0.00	9.47
Attacco Anima-Piat.Sup.	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.30	0.00	0.00	-1.30
	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.08	0.00	0.00	3.08
	σ_{is}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.49	0.00	0.00	5.49
Estradosso Trave Acciaio	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2.11	0.00	0.00	-2.11
(b= 380.00)	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.17	0.00	0.00	0.17
Estradosso Soletta	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.36	0.00	0.00	-1.36

SEZIONE S2. SU PILA P1- Mmax (Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)
TRAVE METALLICA

Altezza totale della trave in acciaio: 1100 Spessore anima: 20

Ala inferiore : 700 x 40 Ala superiore : 500 x 40

SOLETTA SUPERIORE

Soletta: larghezza= 3000 spessore totale= 300

Coppella: appoggio sull'ala= 60 spessore= 60

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 0.00

Tensione da variazioni termiche (1° fase): 0.00

SOLETTA INFERIORE

Soletta: larghezza= 0 spessore totale= 0 Armatura 1: Aa= 0 Y= 0

Coppella: larghezza= 0 spessore= 0 Armatura 2: Aa= 0 Y= 0

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 0.00

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE + SOL. INF. n= 18.0	TRAVE COMPLETA	
				n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		488.01	488.01	784.3	995.18
Area		6.8400E+04	6.8400E+04	1.0967E+05	1.9220E+05
Momento d'inerzia		1.4995E+10	1.4995E+10	3.1173E+10	4.2970E+10
Intradosso	W	3.0728E+07	3.0728E+07	3.9746E+07	4.3178E+07
Attacco Anima-Piattabanda Inferiore	W	3.3471E+07	3.3471E+07	4.1882E+07	4.4986E+07
	C	4.3694E-05	4.3694E-05	4.3694E-05	4.3694E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	5.0387E-05	5.0387E-05	5.0387E-05	5.0387E-05
Baricentro Trave Completa	C		5.0387E-05	8.9828E-05	1.2147E-04
Attacco Anima-Piattabanda Superiore	W	2.6216E+07	2.6216E+07	1.1307E+08	6.6294E+08
	C	3.9478E-05	3.9478E-05	3.9478E-05	3.9478E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	2.4503E+07	2.4503E+07	9.8740E+07	4.0995E+08
(b= 380.00)	C			1.7108E-06	2.1245E-06
Estradosso Soletta Superiore	W			9.1133E+08	6.3688E+08

SOLLECITAZIONI

	Sforzo Normale	Taglio	Momento Flettente
Sezione reagente: trave in acciaio			
Peso travi in acciaio	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Prima precompressione	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Peso soletta inferiore	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Sezione reagente: trave in acciaio + soletta inferiore			
Peso soletta superiore	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Ritiro soletta inferiore (1^ quota)	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Sezione reagente: trave completa (fenomeni lenti)			
Seconda precompressione	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Carichi permanenti portati	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Ritiro soletta superiore	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0

Ritiro soletta inferiore (2^ quota)	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Cedimenti appoggi	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Sezione reagente: trave completa (fenomeni veloci)			
Carichi mobili	0.000E+0	1.620E+5	-1.164E+9
Effetti termici	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Vento	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0

TENSIONI - (Situazione finale)

		2^ Prec.	Carichi perm. portati	Ritiro sol. sup.	Ritiro sol.inf. 2^quota	Cedimenti appoggi	Carichi mobili	Effetti termici	Vento	Totale Trave compl.
Intradosso	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-26.96	0.00	0.00	-26.96
Attacco Anima-Piat.Inf.	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-25.87	0.00	0.00	-25.87
	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.08	0.00	0.00	7.08
	σ_{is}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.63	0.00	0.00	28.63
Baricentro Trave Acciaio	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.16	0.00	0.00	8.16
Baricentro Trave di Acciaio più Soletta Inferiore	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Baricentro trave Completa	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.68	0.00	0.00	19.68
Attacco Anima-Piat.Sup.	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.76	0.00	0.00	1.76
	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.40	0.00	0.00	6.40
	σ_{is}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.22	0.00	0.00	11.22
Estradosso Trave Acciaio	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.84	0.00	0.00	2.84
(b= 380.00)	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.34	0.00	0.00	0.34
Estradosso Soletta	σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.83	0.00	0.00	1.83

6.6 CALCOLO DELLE FRECCHE MASSIME

Nelle tabella seguente si riportano i risultati in termini di abbassamenti massimi in corrispondenza della mezzeria della campata centrale e delle campate laterali per le travi longitudinali (tale spostamento è da intendersi come spostamento relativo tra l'estremo libero e l'estremo vincolato).

In particolare vengono riportati gli abbassamenti provocati dai seguenti carichi:

- Peso proprio della struttura in acciaio (sezione resistente solo acciaio);
- Peso della soletta in c.a. (sezione resistente solo acciaio);
- Peso dei carichi permanenti (sezione resistente mista omogeneizzata ad acciaio con coefficiente di omogeneizzazione: $n=18$, carichi di lunga durata – caso sezione a momento negativo non fessurata);
- Azione del Ritiro (sezione resistente mista omogeneizzata ad acciaio con coefficiente di omogeneizzazione: $n=18$, carichi di lunga durata – caso sezione a momento negativo non fessurata);

- Carichi variabili da traffico coefficiente moltiplicativo dei carichi pari a (sezione resistente mista omogeneizzata ad acciaio con coefficiente di omogeneizzazione: $n=6$, carichi di breve durata – caso sezione a momento negativo non fessurata).

Freccie teoriche travi principali	Peso acciaio	Peso soletta	Peso permanenti portati	Ritiro	Carichi mobili	Totale
Campata laterale	15.0mm	38.1mm	8.0mm	9.30mm	33.2mm	103.6mm
Campata centrale	1.4mm	3.5mm	1.0mm	-4.5mm	25.6mm	31.5mm

Dovrà risultare che le deformazioni elastiche dovute ai carichi relative peso proprio della struttura metallica e della soletta d'impalcato $f_p \leq 1/300 L$,

$$f_p := 61,1 \text{ mm} \quad L := 28 \text{ m}$$

$$f_p \leq 1/300 L$$

$$61,1 \text{ mm} \leq 93 \text{ mm}$$

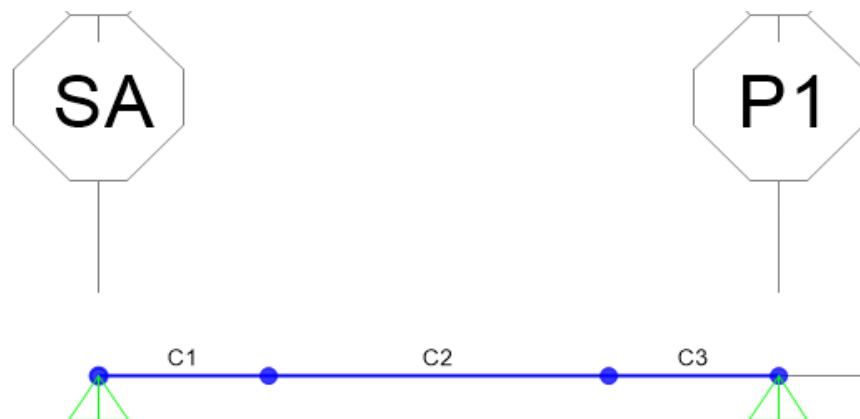
Le contrefreccie di officina sono assunte pari agli abbassamenti teorici dovuti ai carichi permanenti sommati a quelli dovuti al ritiro (solo se positivo cioè verso il basso) più il 25% degli abbassamenti teorici dovuti ai carichi mobili:

$$\text{contrefreccia} = f_{G1} + f_{G2} + f_{R+} + 0.25f_M$$

Contrefreccie di officina	Valore di calcolo	Valore assunto
Campate laterali	78.7mm	80.0mm
Campata centrale	12.3mm	15.0mm

7 VERIFICA RESISTENZA CAMPATA TEMPORANEA IN FASE DI MONTAGGIO

Viene schematizzata una trave avente una luce di 28m modellata con elementi frame aventi sezioni come da progetto. Per la verifica si considera la sezione come non collaborante assumendo come resistente solamente la trave in acciaio; di seguito lo schema adottato e il report delle verifiche di resistenza la combinazione relativa al peso proprio dell'acciaio e della soletta in cls.



Si riporta nella tabella sottostante le verifiche della trave in oggetto.

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - Italian NTC 2018							
Frame	DesignSect	Combo	MuMajor	VuMajor	MspanMajor	Equation	TotalRatio
Text	Text	Text	KN-m	KN	KN-m	Text	Unitless
4	C1	COMB1	-3,07E-13	-582,713	3062,5935	NTC Eq C4.2.38	0,385129
6	C2	COMB1	3062,5935	-292,314	4088,9613	NTC Eq C4.2.38	0,672329
7	C3	COMB1	3075,6666	290,447	3075,6666	NTC Eq C4.2.38	0,316857