

Capitolo 4

TRAVI

1. Ripartizione trasversale dei carichi

Il problema della ripartizione trasversale dei carichi sulle travi è stato risolto utilizzando il metodo di Courbon, il quale presuppone che la sezione possa considerarsi indeformabile per la presenza di una cortina di traversi, supposta infinitamente rigida.

La teoria di Courbon-Engesser prevede la schematizzazione della sezione complessiva in un insieme di travi longitudinali di una certa inerzia I e di trascurabile rigidità torsionale GJ_t . Ciò implica che il momento torcente esterno dovuto ai carichi debba essere fronteggiato esclusivamente dall'inflexione delle singole travi, le quali si oppongono allo spostamento con un carico reattivo a_i facilmente esprimibile mediante l'equazione della linea elastica.

Una volta ridotto l'insieme dei carichi esterni ad un carico F con eccentricità e , l'aliquota di carico agente sulla generica nervatura, caratterizzata da una rigidezza EI , posta a distanza x_i dall'origine, è data da:

$$F_i = a_i F = \left[\frac{EI_i}{\sum_i EI_i} + \frac{EI_i x_i}{\sum_i EI_i x_i^2} e \right] F \quad (76)$$

L'espressione per una condizione di carico determinata di risultante F ed eccentricità e fornisce la quota di sovraccarico che compete alla trave generica i (x_i variabile); per $F=1$ mobile trasversalmente, ed eccentricità e variabile, fornisce invece la "linea d'influenza" dell'aliquota di carico gravante sulla trave i (x_i prefissato).

Per travi tutte uguali la relazione precedente si semplifica:

$$F_i = a_i F = \left[\frac{1}{n+1} + \frac{x_i}{\sum_i x_i^2} e \right] F \quad (77)$$

Si riportano le linee di influenza per degli appoggi relativi alla trave di bordo di eccentricità 6 metri e della trave di campata di eccentricità 2 metri (data la simmetria della sezione trasversale non risulta di alcuna importanza studiare le linee di influenza delle restanti travi).

In ascissa: eccentricità del carico F ; in ordinata: coefficienti a_i .

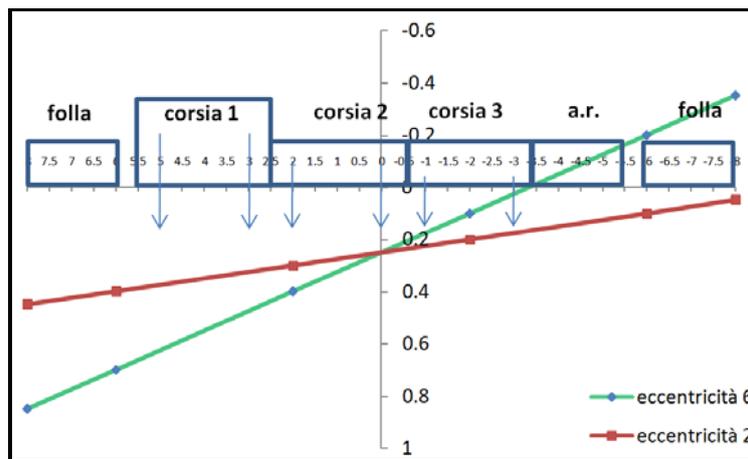


Figura 31: Linea di influenza e posizionamento dei carichi per massimizzare gli effetti sulla trave 1 di riva di eccentricità 6 m e sulla trave 2 di campata di eccentricità 2 m.

Tabella 10: coefficienti di ripartizione relativi alla diversa eccentricità della nervatura.

Trave 1	e	x_i	a_i	Trave 2	e	x_i	a_i
	8	6	0.85		8	2	0.45
1	6	6	0.70	1	6	2	0.40
2	2	6	0.40	2	2	2	0.30
3	-2	6	0.10	3	-2	2	0.20
4	-6	6	-0.20	4	-6	2	0.10
	-8	6	-0.35		-8	2	0.05

Le stese di carico sono state disposte in maniera tale da interessare esclusivamente la zona a valori positivi del diagramma, in quanto un carico interessato da un valore negativo del coefficiente di ripartizione

riduce il carico gravante sulla trave di bordo. La norma inoltre dispone di caricare anche le aree rimanenti ossia quelle parti di carreggiata a valore positivo del diagramma delle linee di influenza nelle quali non rientra un'intera corsia convenzionale. Il carico tandem inoltre se presente deve essere considerato per intero.

Moltiplicando le risultanti dei carichi disposti per le ordinate delle linee di influenza, si ottengono i vari contributi di carico agenti sulle due travi d'interesse. Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati relativi al calcolo dell'aliquota di carico assorbita dalla trave di bordo e di campata.

1.1. Carico da Vento

Il carico da vento sull'impalcato è calcolato utilizzando le indicazioni fornite dal CNR-DT 207/2008.

Il flusso che si instaura nell'intorno di un impalcato da ponte, e la conseguente distribuzione della pressione esercitata dal vento sulla superficie dell'impalcato, costituiscono fenomeni complessi, fortemente dipendenti dalla forma dell'impalcato e dei suoi elementi, dalla presenza e dalla distanza di un eventuale impalcato affiancato, dalla presenza o meno di veicoli in transito. In questo paragrafo viene affrontato il caso di ponte carico con un ingombro della sagoma dei veicoli in transito di altezza pari a 3 m lungo tutto lo sviluppo del ponte.

Sono valutate le seguenti quantità:

$$h_{\text{tot}} = h_{\text{trave}} + h_{\text{veicolo}} + 0.50 \text{ m} = 6.5 \text{ m} \quad (78)$$

dove:

$$h_{\text{trave}} = \frac{1}{20} L_{\text{max}} = \frac{1}{20} 60 = 3 \text{ m} \quad (79)$$

$$h_{\text{veicolo}} = 3 \text{ m} \quad (80)$$

0.50 è un valore a vantaggio di sicurezza per tener conto dell'altezza variabile dell'asfalto e di altre altezze difficilmente determinabili in fase di predimensionamento quali l'altezza degli appoggi.

$$d = 16 \text{ m ovvero la larghezza complessiva del ponte} \quad (81)$$

$$\frac{d}{h_{\text{tot}}} = 2.46 \quad (82)$$

$$c_{\text{fx}} = \frac{1.85}{d / h_{\text{tot}}} - 0.10 = 0.652 \quad (83)$$

$$c_{\text{fy}} = \pm \left(0.7 - 0.1 \frac{d}{h_{\text{tot}}} \right) = \pm 0.946 \quad (84)$$

$$c_{\text{mz}} = \pm 0.2 \quad (85)$$

Utilizzando le indicazioni fornite nell'NTC08 sono state individuate le seguenti caratteristiche dell'opera e del territorio al fine di determinare la pressione cinetica del vento

- Zona 4, Sicilia e provincia di Reggio Calabria
- Altitudine sul livello del mare $a_s = 10$ m
- Tempo di ritorno $T_r = 100$ anni
- Classe di rugosità del terreno D: aree prive di ostacoli
- Altezza dell'opera $z = 23.25$ m

La pressione cinetica del vento al suolo:

$$q_b = 0.529 \text{ kN/m}^2 \quad (86)$$

Prendendo in considerazione il caso del ponte carico l'altezza di riferimento è calcolata come il punto medio della quota dell'impalcato:

$$\bar{z} = h_{\text{pila}} + \frac{h_{\text{tot}}}{2} = 20 + \frac{6.5}{2} = 23.25 \text{ m} \quad (87)$$

$$c_e(23.25) = 3.304 \quad (88)$$

$$q(23.25) = q_b \cdot c_e = 0.529 \cdot 3.304 = 1.749 \text{ kN/m}^2 \quad (89)$$

Definita la pressione cinetica del vento è possibile calcolare la terna di azioni che agiscono lungo l'impalcato del ponte: f_y : direzione verticale, f_x : direzione orizzontale, m_z : momento torcente.

$$f_x(z) = q(z) \cdot l \cdot c_{\text{fx}} = 1.749 \cdot 6.5 \cdot 0.652 = 7.4 \text{ kN/m} \quad (90)$$

$$f_y(z) = q(z) \cdot l \cdot c_{\text{fy}} = 1.749 \cdot 16 \cdot 0.946 = 26.47 \text{ kN/m} \quad (91)$$

$$m_z(z) = q(z) \cdot l^2 \cdot c_{mz} = 1.749 \cdot 16^2 \cdot 0.2 = 89.54 \text{ kNm/m} \quad (92)$$

In questa fase non viene analizzato il caso del ponte scarico in quanto le sollecitazioni provocate risultano minori.

Il momento torcente m_z andrà ad influenzare la trave di bordo come carico distribuito secondo la teoria di Courbon:

$$F_{mz} = m_z \cdot \frac{x_i}{\sum_i x_i^2} = 89.54 \cdot \frac{6}{80} = 6.72 \text{ kN/m} \quad (93)$$

1.2. Carichi

Trave 1: trave di bordo a distanza 6 m dalla mezzeria dell'impalcato,
trave 2: trave di campata a distanza 2 m dalla mezzeria dell'impalcato.

Tabella 11: Carichi relativi alla trave di bordo - Trave 1

Trave 1								
Tipo	Descrizione	Lunghezza (m)	x_i (m)	Ordinata a_i	Valore caratteristico	coefficiente γ	coefficiente ψ	Carico SLU (kN/m)
Pesi propri g1	Soletta	16	0	0.25	7.50	1.35	1	40.50
	Trave 1	-	6	0.70	11.25	1.35	1	10.63
	Trave 2	-	2	0.40	11.25	1.35	1	6.08
	Trave 3	-	-2	0.10	11.25	1.35	1	1.52
	Trave 4	-	-6	-0.20	11.25	1.35	1	-3.04
Pesi propri g2	Asfalto	10.5	0	0.25	0.65	1.50	1	2.56
	Binder	10.5	0	0.25	1.44	1.50	1	5.67
	Marcia piede SN	2	7	0.775	2.5	1.50	1	5.81
	Marcia piede DX	2	-7	-0.275	2.5	1.50	1	-2.06
	Ringhiera SN	-	8	0.85	1.0	1.50	1	1.28
	Ringhiera DX	-	-8	-0.35	1.0	1.50	1	-0.53
	Veletta SN	-	8	0.85	1.0	1.50	1	1.28
	Veletta DX	-	-8	-0.35	1.0	1.50	1	-0.53
	Guard-rail SN	-	5.5	0.663	1.0	1.50	1	0.99
	Guard-rail DX	-	-5.5	-0.163	1.0	1.50	1	-0.24
carichi mobili	Q _{1k} corsia 1	-	5	0.625	150	1.35	1	126.56
		-	3	0.475	150	1.35	1	96.19
	Q _{2k} corsia 2	-	2	0.4	100	1.35	1	54.00

		-	0	0.25	100	1.35	1	33.75
	Q _{3k} corsia 3	-	-1	0.175	50	1.35	1	11.81
		-	-3	0.025	60	1.35	1	2.03
	folla SX	2	7	0.775	2.5	1.35	1	5.23
	q _{1k} corsia 1	3	4	0.55	9.0	1.35	1	20.05
	q _{2k} corsia 1	3	1	0.325	2.5	1.35	1	3.29
	q _{3k} corsia 1	3	-2	0.10	2.5	1.35	1	1.01
	area rimanente	2	-4.5	-0.088	2.5	1.35	1	-0.59
	folla DX	2	-7	-0.275	2.5	1.35	1	-1.86
carichi variabili	vento mz	-	0	-	6.72	1.50	0.6	6.04
	vento fy	-	0	0.25	26.47	1.50	0.6	5.96
	neve	16	0	0.25	0.48	1.50	0	0

Tabella 12: Carichi relativi alla trave di campata – Trave 2

Trave 2								
Tipo	Descrizione	Lunghezza (m)	x_i (m)	Ordinata a_i	Valore caratteristico	coefficiente γ	coefficiente ψ	Carico SLU (kN/m)
Pesi propri g1	Soletta	16	0	0.25	7.5	1.35	1	40.500
	Trave 1	-	6	0.4	11.25	1.35	1	6.075
	Trave 2	-	2	0.3	11.25	1.35	1	4.556
	Trave 3	-	-2	0.2	11.25	1.35	1	3.038
	Trave 4	-	-6	0.1	11.25	1.35	1	1.519
Pesi propri g2	Asfalto	10.5	0	0.25	0.65	1.5	1	2.559
	Binder	10.5	0	0.25	1.44	1.5	1	5.670
	Marciapiede SN	2	7	0.425	2.5	1.5	1	3.188
	Marciapiede DX	2	-7	0.075	2.5	1.5	1	0.563
	Ringhiera SN	-	8	0.45	1	1.5	1	0.675
	Ringhiera DX	-	-8	0.05	1	1.5	1	0.075
	Veletta SN	-	8	0.45	1	1.5	1	0.675
	Veletta DX	-	-8	0.05	1	1.5	1	0.075
	Guard-rail SN	-	5.5	0.3875	1	1.5	1	0.581
	Guard-rail DX	-	-5.5	0.1125	1	1.5	1	0.169
carichi mobili	Q _{1k} corsia 1	-	5	0.375	150	1.35	1	75.938
		-	3	0.325	150	1.35	1	65.813
	Q _{2k} corsia 2	-	2	0.3	100	1.35	1	40.500
		-	0	0.25	100	1.35	1	33.750
	Q _{3k} corsia 3	-	-1	0.225	50	1.35	1	15.188
		-	-3	0.175	50	1.35	1	11.813
	folla SN	2	7	0.425	2.5	1.35	1	2.869
	q _{1k} corsia 1	3	4	0.35	9	1.35	1	12.758
	q _{2k} corsia 1	3	1	0.275	2.5	1.35	1	2.784
	q _{3k} corsia 1	3	-2	0.2	2.5	1.35	1	2.025
	area rimanente	2	-4.5	0.1375	2.5	1.35	1	0.928
	folla DX	2	-7	0.075	2.5	1.35	1	0.506
carichi variabili	vento mz	-	0	-	2.20	1.5	0.6	3.454
	vento fy	-	0	0.25	26.47	1.5	0.6	5.957
	neve	16	0	0.25	0.48	1.5	0	0

Tabella 13: carichi totale da applicare sulla trave

Carichi agenti	Trave 1 kN/m	Trave2 kN/m
Carichi permanenti	69.92	69.92
Azioni da traffico tandem	324.34	243.00
Azioni da traffico distribuita (+)	29.58	21.87
Azioni da traffico distribuita (-)	-2.45	-
Altri carichi variabili (vento)	12.00	9.41

I carichi agenti sulla trave 1 risultano maggiori rispetto a quelli della trave 2, pertanto le travi saranno dimensionate in funzione delle sollecitazioni agenti sulla trave 1.

1.3. Calcolo delle sollecitazioni

Utilizzando il metodo delle linee di influenza si determinano le posizioni longitudinali dell'intera distesa di carico variabile che causa il massimo momento flettente ed il massimo sforzo di taglio.

Le sezioni significative che verranno studiate sono:

- $x=0$ m (primo appoggio, spalla)
- $x=17.5$ m (mezzeria della prima campata)
- $x=35$ m (secondo appoggio, pila)
- $x=65$ m (mezzeria seconda campata)

In figura 31 si mostra la disposizione dei carichi variabili da traffico per massimizzare il momento flettente negativo all'appoggio (a) ed il massimo momento flettente positivo in campata (b).



Figura 32: distribuzione dei carichi variabili da traffico

In fase di predimensionamento si immagina la trave a sezione costante. In fase di verifica si terrà conto della variabilità della sezione longitudinale e della diversa rigidità di ogni singolo concio.

Si determinano le sollecitazioni nelle sezioni significative:

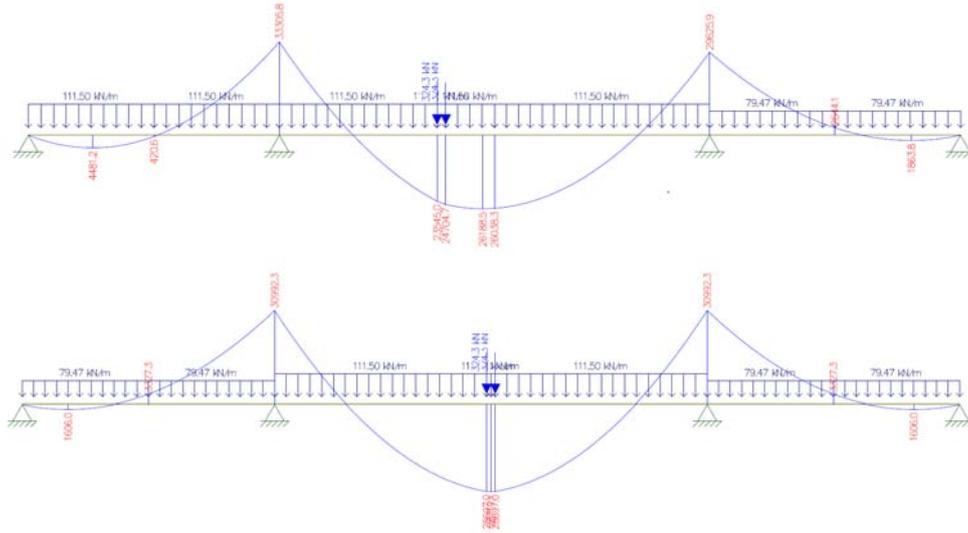


Figura 33: distribuzione dei carichi per massimizzare il momento flettente in corrispondenza della pila 1 e della mezzeria della seconda campata.

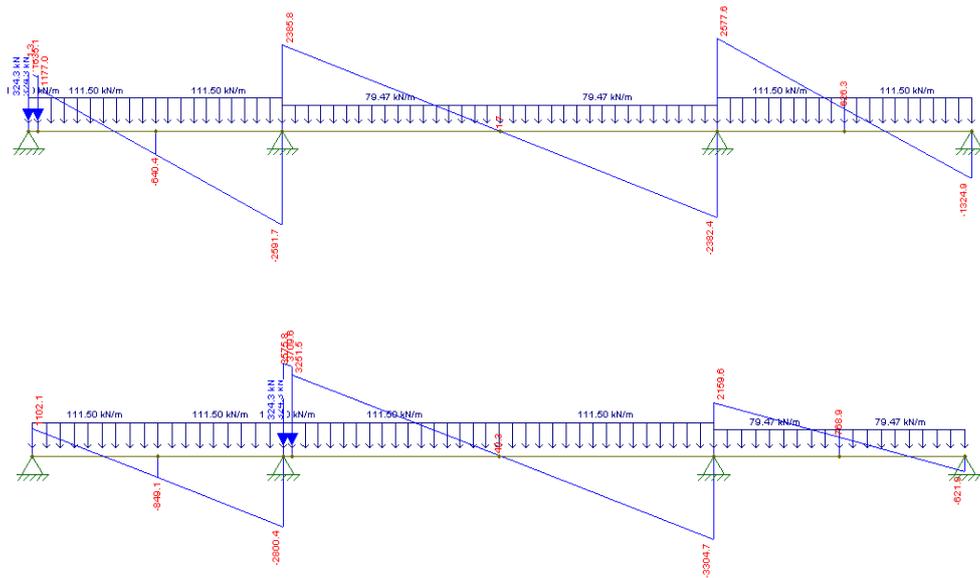


Figura 34: distribuzione dei carichi per massimizzare il taglio in corrispondenza della spalla e della pila.

Le sollecitazioni ricavate utili al dimensionamento della trave sono elencate in tabella 15:

Tabella 14: sollecitazioni nelle sezioni significative

Dimensionamento trave	Momento (kNm)	Taglio (kN)
Sez. 1.1 (spalla 1)	0	1501.3
Sez. 3.3 (pila 1)	-33305.8	3709.6
Sez. 4.4 (campata 2)	28717.1	572.8

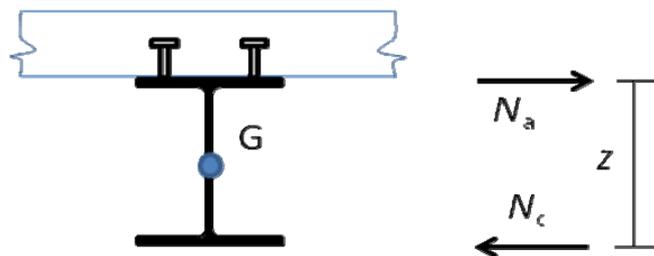
2. Dimensionamento trave

In fase di predimensionamento si presuppone un'altezza della trave, dall'estradosso della soletta sino al lembo inferiore della flangia in appoggio, pari ad $1/20$ della luce della campata più lunga del ponte.

$$h = 1 / 20L = 1 / 20 * 6000 = 300\text{cm} \quad (94)$$

2.1. Dimensionamento sezione in appoggio

In corrispondenza della pila la trave è sottoposta al massimo momento flettente negativo. In questa fase si è considerato in compressione il solo contributo della flangia inferiore mentre in trazione il contributo della flangia superiore e delle barre di armatura nella soletta (il calcestruzzo è teso in appoggio quindi viene ignorato il suo contributo).

Figura 35: schema dimensionamento sezione in $x=35$ m (appoggio pila)

Si assume come braccio della coppia interna z la distanza tra le flangie del profilo in acciaio:

$$z = h - h_{\text{soletta}} = 300 - 30 = 270 \text{ cm} \quad (95)$$

$$N_c = \frac{M_{\text{Ed}}}{z} = \frac{33305.8}{2.7} = 13322.3 \text{ kN} \quad (96)$$

Data la forza normale di compressione, supponendo che l'elemento sia snervato, è possibile conoscere l'area della flangia inferiore:

$$A_c = \frac{N_c}{f_{yd}} = \frac{13322.3}{335/1.05} \cdot 1000 = 41756.5 \text{ mm}^2 \quad (97)$$

Inoltre, per evitare fenomeni di instabilità locale, lo spessore t_f è ricavato dalla relazione:

$$t_{f_{\min}} = \left(\frac{A_{\text{inf}}}{25} \right)^{0.5} = \left(\frac{41756.5}{25} \right)^{0.5} = 40.87 \text{ mm} \quad (98)$$

Pertanto per la flangia inferiore verrà assunto uno spessore di 50 mm per una larghezza di 1000 mm.

Essendo lo spessore della flangia superiore ai 40 mm nelle verifiche di resistenza a compressione la f_{yd} sarà assunta pari a 335 MPa come indicato da norma.

Per il dimensionamento della flangia superiore tesa in appoggio si dovrà tener conto delle barre di armatura della soletta che forniscono un notevole contributo essendo sottoposte a trazione.

La porzione di soletta collaborante è calcolata secondo normativa:

$$b_{e1} = b_{e2} = \min \left(\frac{L_c}{8}; b_i - \frac{b_0}{2} \right) = \min \left(\frac{23.75}{8}; 2 - \frac{0.2}{2} \right) = 1.9 \text{ m} \quad (99)$$

dove:

- b_{e1} è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta;
- L_e nelle travi continue è stata presa pari a $0.25(L_1+L_2)$
- L_1 ed L_2 sono le lunghezze rispettivamente della prima e della seconda campata.
- b_0 è la distanza dagli assi dei connettori supposta in questa fase pari a 20 cm.

Considerando la trave di bordo, essendo un appoggio di estremità si valuta il coefficiente β_i : **ERRORE (non estremo in dir. longitudinale)**

$$\beta_1 = \beta_2 = 0.55 + 0.025 \cdot \frac{L_c}{b_{ei}} = 0.55 + 0.025 \cdot \frac{23.75}{1.9} = 0.8625 \quad (100)$$

La larghezza efficace della sezione sarà pari ad:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} = 0.2 + 2 \cdot 0.8625 \cdot 1.9 = 3.478 \text{ m} \quad (101)$$

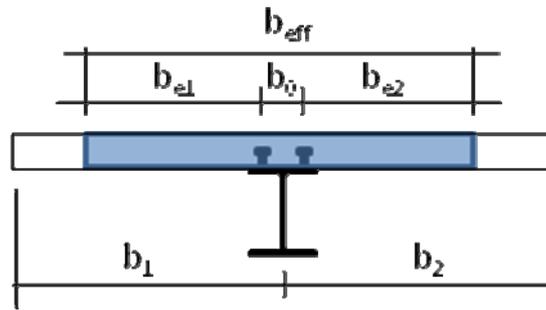


Figura 36: Larghezza collaborante

Al fine di ridurre la sezione di acciaio della flangia si effettua un raffittimento delle barre di armatura, si disporranno $\phi 12/10$ su due strati in direzione longitudinale, per un totale di 32 ferri di ripartizione superiormente e di 14 ferri inferiormente per un'area complessiva di 5205.48 mm^2 .

L'area della flangia superiore è determinata:

$$A_{\text{sup}} = \frac{(N_t - A_{\text{ferri}} \cdot f_{y_{d_{B450C}}})}{f_{y_{d_{S355}}}} = \frac{13322.3 - \frac{5202.48 \cdot 391.30}{1000}}{\frac{338.1}{1000}} = 33381 \text{ mm}^2 \quad (102)$$

Inoltre, per evitare fenomeni di instabilità locale, la larghezza dell'ala deve essere almeno 25 volte lo spessore t_t :

$$t_{t_{\text{min}}} = \left(\frac{A_{\text{inf}}}{25} \right)^{0.5} = \left(\frac{33381}{25} \right)^{0.5} = 36.5 \text{ mm} \quad (103)$$

Pertanto, per la flangia inferiore verrà assunto uno spessore di 40 mm per una larghezza di 750 mm.

Infine, non resta che progettare la sezione d'anima. Nelle strutture composte l'assorbimento del taglio viene effettuato dalla sola anima del profilo in acciaio, pertanto:

$$A_v = \frac{V_{Ed}}{f_{yk} / \gamma_{M0}} \sqrt{3} = \frac{3709.6}{338.1} \sqrt{3} \cdot 1000 = 19004.2 \text{ mm}^2 \quad (104)$$

$$s_{\text{min}} = \frac{A_v}{h} = \frac{19004.2}{2610} = 7.28 \text{ mm} \quad (105)$$

Si sceglie uno spessore della sezione d'anima pari a 20 mm per evitare problemi di instabilità a taglio della sezione.

2.2. Dimensionamento sezione in campata

In campata la sezione mista acciaio-calcestruzzo è sottoposta a momento flettente positivo, di conseguenza la flangia inferiore risulta tesa mentre la compressione è assorbita per grande parte dalla soletta di calcestruzzo. Data la presenza del calcestruzzo è possibile ridurre l'altezza della sezione in campata; mantenendo costanti gli spessori delle sezioni ottenute, si fa variare la sola altezza dell'anima.

Per definire l'altezza della sezione totale si effettua la verifica della flangia inferiore tesa dove l'incognita è l'altezza utile della sezione:

$$z = \frac{M_{Ed}}{A_{inf} \cdot f_{yd}} = \frac{28717.1}{50000 \cdot 338.1} = 1698.8 \text{ mm} \quad (106)$$

Si assume un'altezza totale della sezione in campata pari a 210 cm.

Riassumendo la trave presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

Tabella 15: Riepilogo sezione in appoggio ed in campata

trave all'appoggio	h tot sezione	3 m	trave in campata	h tot sezione	210 cm
	h trave acciaio	270 cm		h trave acciaio	180 cm
	b sup.	75 cm		b sup.	75 cm
	b inf	100 cm		b inf	100 cm
	h anima	261 cm		h anima	171 cm
	t inf	5 cm		t inf	5 cm
	t sup	4 cm		t sup	4 cm
	t anima	2 cm		t anima	2 cm
Sezione di soletta collaborante	b _{eff}	347.75 cm	Aree	As appoggio	1322 cm ²
	h soletta	30 cm		As campata	1142 cm ²
	n barre	46		Ac	10432.5 cm ²
	passo	20 cm			
	Sezione barra utilizzata $\phi 12$	113.10 mm ²			
	area totale di armatura	52.02 cm ²			

Si riporta anche la tabella riassuntiva dei materiali utilizzati:

Tabella 16: materiali utilizzati

Materiali	Acciaio $t < 40\text{mm}$			Calcestruzzo		
	f_{yk}	355	MPa	f_{ck}	40	MPa
	γ_{M0}	1.05		γ_c	1.5	
	f_{yd}	338.0952	MPa	f_{cd}	22.67	MPa
	E_s	210000	MPa	f_{cm}	48	MPa
	Peso specifico	78.5	kN/m^3	E_{cm}	35220.46	MPa
Materiali	Acciaio $t > 40\text{mm}$			Acciaio da armatura		
	f_{yk}	335	MPa	f_{yk}	450	MPa
	γ_{M0}	1.05		γ_{M0}	1.15	
	f_{yd}	319.0476	MPa	f_{yd}	391.30	MPa
	E_s	210000	MPa	E_s	210000	MPa
	Peso specifico	78.5	kN/m^3	Peso specifico	78.5	kN/m^3

2.3. Conci di trave

Avendo definito la geometria della sezione nel secondo appoggio ed in mezzera della seconda campata, non resta che definire l'andamento della sezione longitudinale della travata.

Si realizzeranno 4 tipologie di conci, ognuno di 10 metri di lunghezza, e disposti come in figura 36:

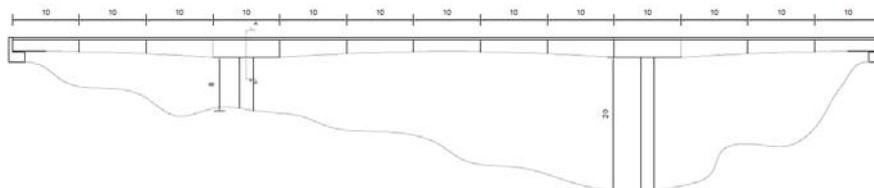


Figura 37: vista longitudinale del ponte

Ogni concio è collegato al successivo mediante unione bullonate delle quali si parlerà in seguito.

I conci presentano altezze variabili tali come mostrato nelle figure 37-40. Tuttavia ai fini del calcolo, ad ogni concio è stata attribuita altezza costante pari all'altezza minima dello stesso agendo a vantaggio di sicurezza, come mostrato in figura 41, sono riportate in tabella le caratteristiche di ogni singolo concio di trave:

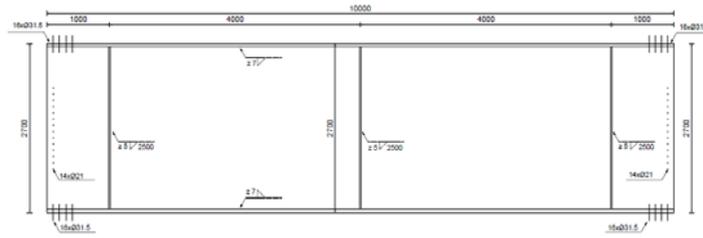


Figura 38: Concio 1

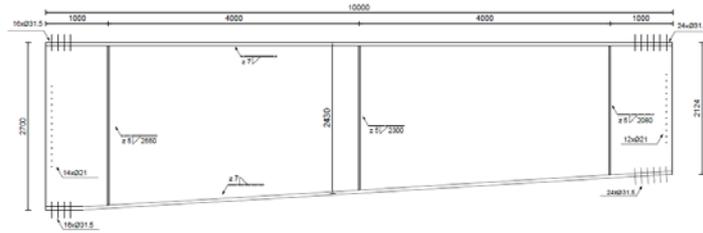


Figura 39: Concio 2

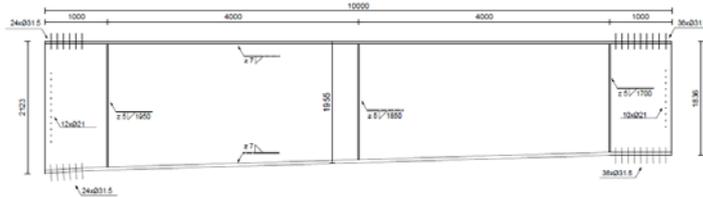


Figura 40: Concio 3

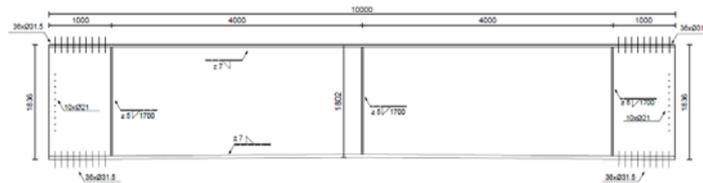


Figura 41: Concio 4

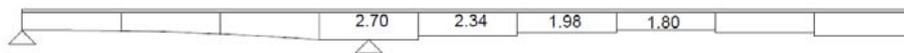


Figura 42: Utilizzo dell'altezza dei conci ai fini del calcolo

Tabella 17: Caratteristiche geometriche concii di trave in acciaio

concio 1	h tot sezione	300	cm	concio 3	h tot sezione	228	cm
	h trave acciaio	270	cm		h trave acciaio	198	cm
	b sup	75	cm		b sup	75	cm
	b inf	100	cm		b inf	100	cm
	h anime	261	cm		h anime	189	cm
	t inf	5	cm		t inf	5	cm
	t sup	4	cm		t sup	4	cm
	t anima	2	cm		t anima	2	cm
concio 2	h tot sezione	264	cm	concio 4	h tot sezione	210	cm
	h trave acciaio	234	cm		h trave acciaio	180	cm
	b sup	75	cm		b sup	75	cm
	b inf	100	cm		b inf	100	cm
	h anime	225	cm		h anime	171	cm
	t inf	5	cm		t inf	5	cm
	t sup	4	cm		t sup	4	cm
	t anima	2	cm		t anima	2	cm

3. Verifiche

Definite le dimensioni della trave a sezione composta acciaio - calcestruzzo, si condurranno le verifiche allo SLE ed allo SLU. Inoltre, si condurranno anche verifiche di tipo locale quali l'instabilità dell'anima a taglio.

4. SLE

Allo SLE per le sezioni composte la norma non fornisce limitazioni alle tensioni nelle varie fibre. Tuttavia, data la presenza del calcestruzzo, la NTC08 al punto 4.1.2.2.5 definisce dei limiti di tensione per combinazione caratteristica rara:

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck} = 0.6 \cdot 40 = 24 \text{ MPa} \quad (107)$$

$$\sigma_s \leq 0.8 f_{yk} = 0.8 \cdot 450 = 360 \text{ MPa} \quad (108)$$

Per quanto riguarda la trave in acciaio è opportuno controllare le tensioni della stessa limitandole ad un valore pari all'80% della tensione caratteristica, ovvero:

$$\sigma_s \leq 0.8 f_{yk} = 0.8 \cdot 355 = 284 \text{ MPa} \quad (109)$$

I carichi applicati al ponte agiscono in tempi differenti, inoltre le sezioni reagenti cambiano a seconda delle fasi di carico. In particolare, si distinguono le seguenti:

- Fase 1: carichi permanenti strutturali
- Fase 2: ritiro
- Fase 3: carichi permanenti non strutturali
- Fase 4: carichi variabili (traffico, vento, temperatura, neve)

4.1. Fase 1: carichi permanenti strutturali G1

In questa prima fase, dopo aver effettuato il getto della soletta, prima della presa, nasce uno stato tensionale sulla trave dovuto ai pesi propri dell'acciaio e del calcestruzzo; tali pesi sono portati dalla sola trave in acciaio in quanto il calcestruzzo non è ancora collaborante.

Le sezioni reagenti di acciaio, ovvero i conci, presentano le caratteristiche geometriche mostrate in figura 42.

Tabella 18: Carichi permanenti strutturali G1, fase di getto della soletta

Tipo	Descrizione	Lunghezza (m)	x_i	Ordinata a_i	Valore caratteristico	Y	Carico SLE (kN/m)
Pesi propri g1	Soletta	16	0	0.25	7.50	1	30.00
	Trave 1		6	0.70	10.38	1	7.26
	Trave 2	-	2	0.40	10.38	1	4.15
	Trave 3	-	-2	0.10	10.38	1	1.04
	Trave 4	-	-6	-0.20	10.38	1	-2.08
					Somma		40.38

solo acciaio																				
concio 1					concio 2					concio 3					concio 4					
Area sezione reagente					Area sezione reagente					Area sezione reagente					Area sezione reagente					
area flar	500	cm2	area flar	500	cm2	area flar	500	cm2	area flar	500	cm2	area flar	500	cm2	area flar	500	cm2	area flar	500	cm2
anima	522	cm2	anima	450	cm2	anima	378	cm2	anima	378	cm2	anima	342	cm2	anima	342	cm2	anima	342	cm2
area flar	300	cm2	area flar	300	cm2	area flar	300	cm2	area flar	300	cm2	area flar	300	cm2	area flar	300	cm2	area flar	300	cm2
Area trav	1322	cm2	Area trav	1250	cm2	Area trav	1178	cm2	Area trav	1178	cm2	Area trav	1142	cm2	Area trav	1142	cm2	Area trav	1142	cm2
Area tota					Area tota					Area tota					Area tota					
1322					1250					1178					1142					
momento statico rispetto al lembo inferiore					momento statico rispetto al lembo inferiore					momento statico rispetto al lembo inferiore					momento statico rispetto al lembo inferiore					
Flangia i	1250	cm3	Flangia i	1250	cm3	Flangia i	1250	cm3	Flangia i	1250	cm3	Flangia i	1250	cm3	Flangia i	1250	cm3	Flangia i	1250	cm3
Anima	70731	cm3	Anima	52875	cm3	Anima	37611	cm3	Anima	37611	cm3	Anima	30951	cm3	Anima	30951	cm3	Anima	30951	cm3
Flangia s	80400	cm3	Flangia s	69600	cm3	Flangia s	58800	cm3	Flangia s	58800	cm3	Flangia s	53400	cm3	Flangia s	53400	cm3	Flangia s	53400	cm3
totale					totale					totale					totale					
152381.0					123725.00					97661					85601					
baricentr					baricentro					baricentro					baricentro					
yg	115.3	cm	yg	98.98	cm	yg	82.90	cm	yg	82.90	cm	yg	74.96	cm	yg	74.96	cm	yg	74.96	cm
momento					momento d'inertia					momento d'inertia					momento d'inertia					
Flangia i	1041.67	cm4	Flangia i	1041.67	cm4	Flangia i	1041.67	cm4	Flangia i	1041.67	cm4	Flangia i	1041.67	cm4	Flangia i	1041.67	cm4	Flangia i	1041.67	cm4
Anima	2963263.50	cm4	Anima	1898437.50	cm4	Anima	1125211.5	cm4	Anima	1125211.5	cm4	Anima	833368.5	cm4	Anima	833368.5	cm4	Anima	833368.5	cm4
Flangia s	400.00	cm4	Flangia s	400.00	cm4	Flangia s	400	cm4	Flangia s	400	cm4	Flangia s	400	cm4	Flangia s	400	cm4	Flangia s	400	cm4
Flangia i					Flangia i					Flangia i					Flangia i					
6358029.76					4654195.20					3232407.6					2625015					
Anima					Anima					Anima					Anima					
213724.92					154345.68					104110.55					82621.03					
Flangia s					Flangia s					Flangia s					Flangia s					
6998347.62					5308296.12					3837206.5					3185352					
totale					totale					totale					totale					
16534807.47					12016716.17					8300377.8					6727799					
totale					totale					totale					totale					
0.1653					0.1202					0.0830					0.0673					

Figura 43: Caratteristiche geometriche conci di trave

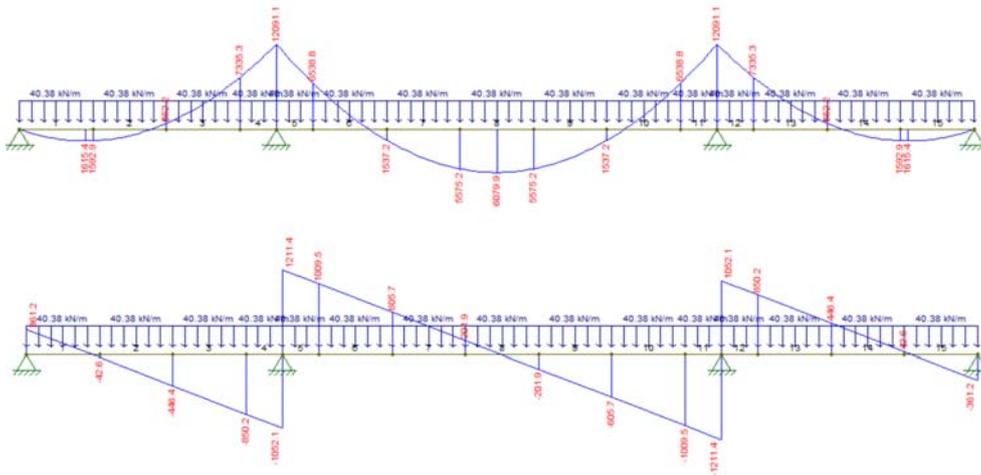


Figura 44: Momento flettente e taglio, carichi permanenti strutturali G1

Nelle sezioni significative (spalla, pila o appoggio, campata centrale) le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$\begin{aligned} V_{spalla} &= 361.2 \text{ kN} \\ V_{pila} &= 1211.4 \text{ kN} \\ M_{appoggio} &= -12091 \text{ kNm} \\ M_{campata} &= 6079.9 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (110)$$

Per capire meglio il comportamento della trave è necessario rappresentare l'andamento delle tensioni tramite la relazione:

$$\sigma_{G1} = \frac{M}{I} y \quad (111)$$

dove:

- I è il momento d'inerzia della sezione (in questo caso della sola trave in acciaio);
- y è la posizione relativa della singola fibra rispetto al baricentro calcolata dal lembo inferiore della trave come $h-y_g$.

Tabella 19: tensioni in appoggio concio 1, carichi permanenti strutturali G1

Appoggio			
	h (m)	y (m)	σ (MPa)
soletta	3.00	1.85	0.00
	2.85	1.70	0.00
	2.70	1.55	0.00
flangia superiore	2.70	1.55	113.15
	2.65	1.50	109.49
anima	2.65	1.50	109.49
	2.35	1.20	87.56
	2.05	0.90	65.62
	1.75	0.60	43.68
	1.45	0.30	21.74
	1.15	0.00	-0.19
	0.85	-0.30	-22.13
	0.55	-0.60	-44.07
	0.25	-0.90	-66.01
flangia inferiore	0.05	-1.10	-80.63
	0.00	-1.15	-84.29

Tabella 20: tensioni in campata concio 4, carichi permanenti strutturali G1

Campata			
	h (m)	y (m)	σ (MPa)
soletta	2.10	1.35	0.00
	1.95	1.20	0.00
	1.80	1.05	0.00
flangia superiore	1.80	1.05	-94.93
	1.75	1.00	-90.41
anima	1.75	1.00	-90.41
	1.45	0.70	-63.30
	1.15	0.40	-36.19
	0.85	0.10	-9.08
	0.55	-0.20	18.04
	0.25	-0.50	45.15
	0.05	-0.70	63.22
flangia inferiore	0.05	-0.70	63.22
	0.00	-0.75	67.74

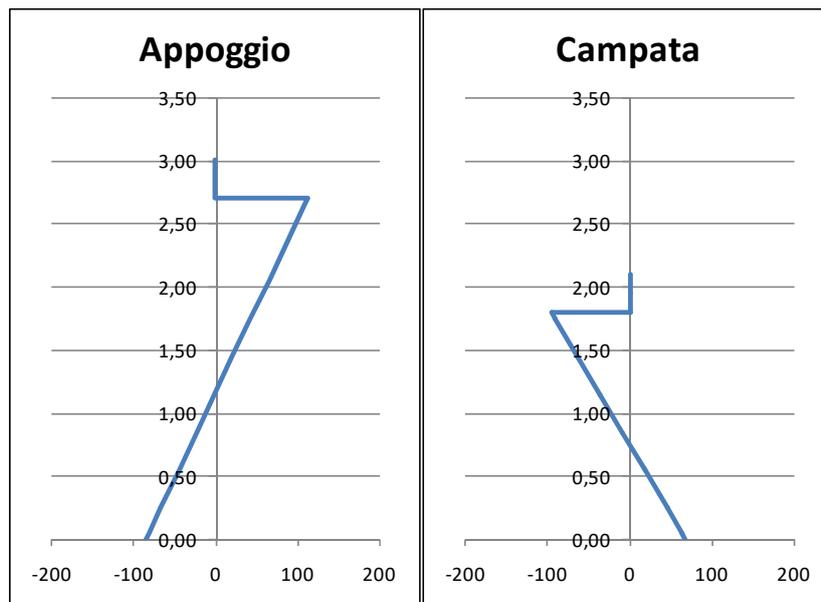


Figura 45: tensioni in appoggio ed in campata, carichi permanenti strutturali G1

4.2. Fase 2: ritiro ed effetti viscosi

Nella seconda fase, avvenuta la presa del calcestruzzo, la sezione diviene mista e varia il baricentro della sezione che viene omogeneizzata rispetto ad acciaio con $n=E_a/E_c$ (rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio e quello del calcestruzzo).

Per essere lavorabile, il calcestruzzo deve contenere una quantità d'acqua maggiore di quella strettamente necessaria per l'idratazione del cemento; quando il calcestruzzo, durante la stagionatura, è esposto all'aria una buona parte di quest'acqua evapora e ciò comporta una riduzione del suo volume: questo fenomeno è detto ritiro (shrinkage).

In seguito al ritiro nascono delle sollecitazioni che trasmettono delle tensioni in corrispondenza dell'unione trave-soletta; un fenomeno identico si ha nel caso di variazioni differenziali di temperatura tra soletta e trave, da prevedere a causa della diversa esposizione al sole.

Per tener conto della viscosità, in caso di azioni di lunga durata, si definisce un coefficiente n_1 corretto in funzione del tipo di azione.

$$n_1 = n_0 \cdot (1 + \psi_1 \phi_t) \quad (112)$$

dove:

- n_0 è il rapporto modulare usato per l'analisi elastica;
- ψ_1 è un coefficiente correttivo dipendente dal tipo di azione considerata;
- $\phi_t = \phi(t, t_0)$ è il valore del coefficiente di viscosità dipendente dall'istante di applicazione del carico t_0 e dall'istante finale di analisi t . L'istante t_0 di applicazione del carico può essere assunto pari a 28 giorni, tranne proprio nel caso del ritiro che deve essere assunto pari ad 1 giorno.

Tabella 21: Valori dei coefficienti Ψ suggeriti dall'EC4

Azioni	ψ
Carichi permanenti	1.10
Effetti da ritiro	0.55
Presollecitazione con cedimenti vincolari	1.50

Considerando un'umidità relativa pari al 60% il coefficiente nominale di viscosità ϕ_0 può essere calcolato tramite le espressioni dell'EC2, con riferimento a $t_0 = 28$ giorni (per $t_0 = 1$ giorno il procedimento è perfettamente analogo):

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = \left(\frac{35}{48} \right)^{0.7} = 0.8 \quad (113)$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = \left(\frac{35}{48} \right)^{0.2} = 0.94 \quad (114)$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = 400 \text{ mm} \quad (115)$$

$$\phi_{60} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0.10 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \alpha_2 = 1 + \frac{1 - 60/100}{0.10 \cdot \sqrt[3]{400}} 0.80 \cdot 0.94 = 1.41 \quad (116)$$

Questo coefficiente di viscosità andrà corretto tramite due coefficienti che tengono conto del tipo di calcestruzzo e del tempo t_0 :

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{48}} = 2.42 \quad (117)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = \frac{1}{0.1 + 28^{0.2}} = 0.488 \quad (118)$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.41 \cdot 2.42 \cdot 0.488 = 1.67 \quad (119)$$

Per un tempo di riferimento $t_0 = 1$ giorno il coefficiente di viscosità vale:

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.41 \cdot 2.42 \cdot 0.909 = 3.105 \quad (120)$$

Seguendo le indicazioni dell'Eurocodice il coefficiente n_1 da utilizzare nell'omogeneizzazione della sezione composta per tener conto degli effetti viscosi indotti dal ritiro:

$$n_1 = n_0 \cdot (1 + \psi_1 \phi_t) = \frac{210000}{35220.5} (1 + 0.55 \cdot 3.105) = 16.128 \quad (121)$$

Mentre il coefficiente n_1 da utilizzare nell'omogeneizzazione della sezione composta per tener conto degli effetti viscosi indotti dai carichi permanenti:

$$n_1 = n_0 \cdot (1 + \psi_1 \phi_t) = \frac{210000}{35220.5} (1 + 1.1 \cdot 1.67) = 16.77 \quad (122)$$

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come somma di due contributi, ritiro per essiccamento ε_{cd} e ritiro autogeno ε_a .

$$\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{c0} \cdot k_h \cdot \beta(t - t_0) = 0.38 \cdot 0.725 \cdot 1 = 0.00028 \quad (123)$$

$$\varepsilon_a = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2.5 \cdot (40 - 10) \cdot 10^{-6} = 0.000075 \quad (124)$$

Si fa notare che entrambi i valori si riferiscono ad un tempo, $t = \infty$ pertanto i coefficienti β sono pari ad 1.

$$\varepsilon_r = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_a = 0.0003505 \quad (125)$$

La deformazione da ritiro avviene sulla soletta di calcestruzzo, pertanto questa sarà soggetta ad una tensione di compressione:

$$\sigma_c = E_{cm} \cdot \varepsilon_{cs} = 35220.46 \cdot 0.0003505 = 12.345 \text{ N/mm}^2 \quad (126)$$

Errore. Il modulo Young deve essere calcolato come E_a/n_1

$$N_r = \sigma_c \cdot A = 12.345 \cdot \frac{347.75 \cdot 30}{10} = 12878.68 \text{ kN} \quad (127)$$

Questo sforzo di compressione avviene nella sola soletta che è eccentrica rispetto alla sezione composta. Questa eccentricità provocherà uno sforzo di trazione nell'intera sezione composta di intensità pari a N_c (N_r) ed un momento interno per poter riequilibrare il sistema.

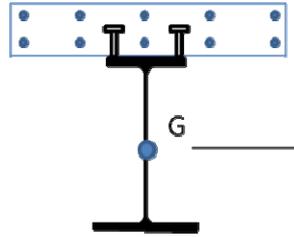


Figura 46: azioni prodotte dal ritiro della soletta di calcestruzzo

Essendo applicate sull'intera sezione composta è necessario ricavare per ogni concio il baricentro della sezione reagente omogeneizzata (figura 46) tale che l'eccentricità e vale (si ricorda che tutte le quantità sono considerate dal lembo inferiore della trave di acciaio):

$$e_{\text{concio1}} = h_{\text{trave}_{\text{concio1}}} - \frac{h_{\text{soletta}}}{2} - y_{\text{g}_{\text{concio1}}} = 300 - \frac{30}{2} - 174.1 = 1.109 \text{ m} \quad (128)$$

$$e_{\text{concio4}} = h_{\text{trave}_{\text{concio4}}} - \frac{h_{\text{soletta}}}{2} - y_{\text{g}_{\text{concio4}}} = 210 - \frac{30}{2} - 120.69 = 0.743 \text{ m} \quad (129)$$

$$M_{r_{\text{concio1}}} = N_r \cdot e_{\text{concio1}} = 12878.68 \cdot 1.109 = 14281.54 \text{ kNm} \quad (130)$$

$$M_{r_{\text{concio4}}} = N_r \cdot e_{\text{concio4}} = 12878.68 \cdot 0.743 = 9570.486 \text{ kNm} \quad (131)$$

concio 1 ϕ 3.1		concio 2		concio 3		concio 4	
n0	16.1284084	n0	16.1284084	n0	16.128408	n0	16.128408
Area sezione reagente		Area sezione reagente		Area sezione reagente		Area sezione reagente	
area flar	500 cm2	area flar	500 cm2	area flar	500 cm2	area flangi	500 cm2
anima	522 cm2	anima	450 cm2	anima	378 cm2	anima	342 cm2
area flar	300 cm2	area flar	300 cm2	area flar	300 cm2	area flangi	300 cm2
Area trav	1322 cm2	Area trav	1250 cm2	Area trav	1178 cm2	Area trave	1142 cm2
Area sole	10432.5 cm2	Area sole	10432.5 cm2	Area sole	10432.5 cm2	Area solett	10432.5 cm2
Area arm	15.83362697 cm2	Area arm	15.83362697 cm2	Area arm	15.833627 cm2	Area armat	15.833627 cm2
Area arm	36.19114737 cm2	Area arm	36.19114737 cm2	Area arm	36.191147 cm2	Area armat	36.191147 cm2
Area tota	2020.864793 cm2	Area tota	1948.864793 cm2	Area tota	1876.8648 cm2	Area totale	1840.8648 cm2
momento statico rispetto al lembo inferiore		momento statico rispetto al lembo inferiore		momento statico rispetto al lembo inferiore		momento statico rispetto al lembo inferiore	
Flangia i	1250 cm3	Flangia i	1250 cm3	Flangia i	1250 cm3	Flangia inf	1250 cm3
Anima	70731 cm3	Anima	52875 cm3	Anima	37611 cm3	Anima	30951 cm3
Flangia s	80400 cm3	Flangia s	69600 cm3	Flangia s	58800 cm3	Flangia suj	53400 cm3
Soletta	2973262.5 cm3	Soletta	2597692.5 cm3	Soletta	2222122.5 cm3	Soletta	2034337.5 cm3
Ferri infe	4512.583688 cm3	Ferri infe	3942.573117 cm3	Ferri infe	3372.5625 cm3	Ferri inferi	3087.5573 cm3
Ferri sup	10604.00618 cm3	Ferri sup	9301.124874 cm3	Ferri sup	7998.2436 cm3	Ferri super	7346.8029 cm3
totale	351846.9953 cm3	totale	298031.8627 cm3	totale	246808.73 cm3	totale	222169.16 cm3
baricentro		baricentro		baricentro		baricentro	
yg	174.1071429 cm	yg	152.9258796 cm	yg	131.50054 cm	yg	120.68739 cm
momento d'inerzia		momento d'inerzia		momento d'inerzia		momento d'inerzia	
Flangia i	1041.666667 cm4	Flangia i	1041.666667 cm4	Flangia i	1041.6667 cm4	Flangia inf	1041.6667 cm4
Anima	2963263.5 cm4	Anima	1898437.5 cm4	Anima	1125211.5 cm4	Anima	833368.5 cm4
Flangia s	400 cm4	Flangia s	400 cm4	Flangia s	400 cm4	Flangia suj	400 cm4
Soletta	46645.40841 cm4	Soletta	48513.00143 cm4	Soletta	48513.001 cm4	Soletta	48513.001 cm4
Ferri infe	22.80042284 cm4	Ferri infe	22.80042284 cm4	Ferri infe	22.800423 cm4	Ferri inferi	22.800423 cm4
Ferri sup	52.11525221 cm4	Ferri sup	52.11525221 cm4	Ferri sup	52.115252 cm4	Ferri super	52.115252 cm4
momento d'inerzia trasporto		momento d'inerzia trasporto		momento d'inerzia trasporto		momento d'inerzia trasporto	
Flangia i	14724505.74 cm4	Flangia i	11313972.63 cm4	Flangia i	8320569.4 cm4	Flangia inf	6984129.4 cm4
Anima	778046.9927 cm4	Anima	564746.8252 cm4	Anima	387085.02 cm4	Anima	311657.21 cm4
Flangia s	2644760.586 cm4	Flangia s	1875814.955 cm4	Flangia s	1248054.2 cm4	Flangia suj	985420.64 cm4
Soletta	7954337.747 cm4	Soletta	5970486.426 cm4	Soletta	4296416.4 cm4	Soletta	3572086.2 cm4
Ferri infe	194709.6856 cm4	Ferri infe	146148.1234 cm4	Ferri infe	105169.52 cm4	Ferri inferi	87439.056 cm4
Ferri sup	511580.379 cm4	Ferri sup	392001.6093 cm4	Ferri sup	289896.65 cm4	Ferri super	245208.27 cm4
totale	29819366.62 cm4	totale	22211637.65 cm4	totale	15822432 cm4	totale	13069339 cm4
totale	0.298193666 m4	totale	0.222116376 m4	totale	0.1582243 m4	totale	0.13069339 m4

Figura 47: caratteristiche geometriche dei conchi di trave in fase di ritiro

Definito il momento M_r si calcola per ogni fibra di calcestruzzo (equazione 132) o di acciaio (equazione 133) la tensione indotta dal ritiro:

$$\Delta\sigma_r = -\frac{N_r}{A_{omog} \cdot n} - \frac{M_r}{I_{omog} \cdot n} y + \frac{N_r}{A_c} \quad (132)$$

$$\Delta\sigma_r = -\frac{N_r}{A_{omog}} - \frac{M_r}{I_{omog}} y \quad (133)$$

Le tensioni appena calcolate $\Delta\sigma$ andranno sommate con quelle ottenute nelle fasi precedenti:

Tabella 22: tensioni in appoggio concio 1 indotte dal ritiro

Appoggio				
	h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
soletta	3.00	-1.26	4.66	4.66
	2.85	-1.11	5.10	5.10
	2.70	-0.96	5.55	5.55
flangia superiore	2.70	-0.96	-109.66	3.49
	2.65	-0.91	-107.26	2.23
anima	2.65	-0.91	-107.26	2.23
	2.35	-0.61	-92.89	-5.34
	2.05	-0.31	-78.52	-12.91
	1.75	-0.01	-64.16	-20.48
	1.45	0.29	-49.79	-28.04
	1.15	0.59	-35.42	-35.61
	0.85	0.89	-21.05	-43.18
	0.55	1.19	-6.68	-50.75
	0.25	1.49	7.68	-58.32
flangia inferiore	0.05	1.69	17.26	-63.37
	0.00	1.74	19.66	-64.63

Tabella 23: tensioni in campata concio 4 indotte dal ritiro

Campata				
	h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
soletta	2.10	-0.89	3.95	3.95
	1.95	-0.75	4.59	4.59
	1.80	-0.60	5.27	5.27
flangia superiore	1.80	-0.60	-114.14	-209.07
	1.75	-0.55	-110.48	-200.89
anima	1.75	-0.55	-110.48	-200.89
	1.45	-0.25	-88.51	-151.81
	1.15	0.05	-66.54	-102.73
	0.85	0.35	-44.57	-53.65
	0.55	0.65	-22.60	-4.57
	0.25	0.95	-0.64	44.51
flangia inferiore	0.05	1.15	14.01	77.23
	0.00	1.20	17.67	85.41

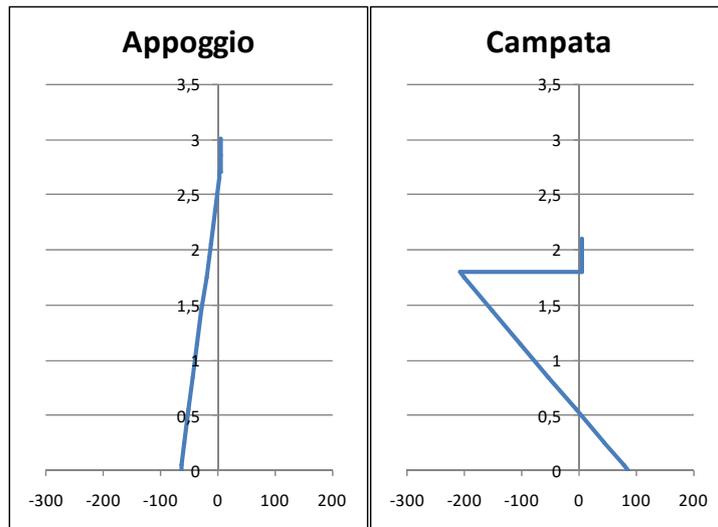


Figura 48: tensioni totali in appoggio ed in campata indotte dal ritiro

4.3. Carichi permanenti non strutturali G2

Nella terza fase si aggiungono i carichi permanenti non strutturali, agiscono sull'intera sezione composta acciaio-calcestruzzo.

In appoggio la sezione è caratterizzata da momento flettente negativo quindi il calcestruzzo della soletta risulta fessurato in tutti i conci di trave (o parte di essi) in cui il diagramma del momento flettente risulti negativo. Le analisi dovranno essere condotte considerando in queste sezioni rigidità fessurata come mostrato in figura 49:

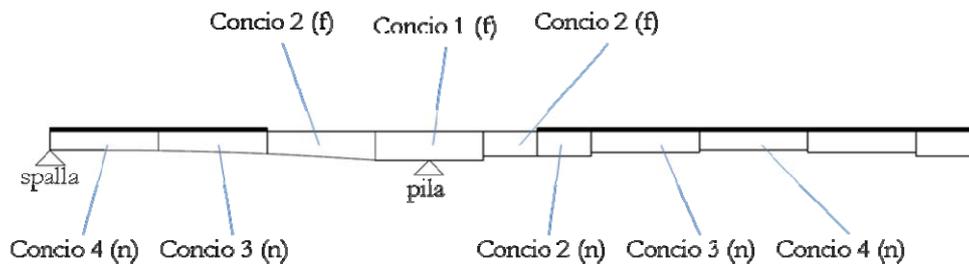


Figura 49: suddivisione in conci fessurati e no della trave

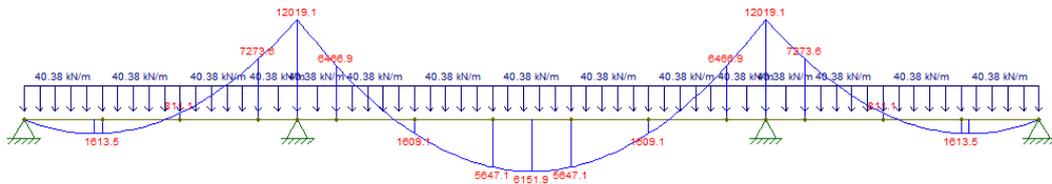
Allo scopo di determinare le sezioni fessurate e non da assumere nelle analisi allo SLE e allo SLU, si è adottato il metodo prescritto dall'Eurocodice 4 al paragrafo 5.4.2.3 "Effect of cracking of concrete": per la combinazione caratteristica gli effetti dei carichi applicati, inclusi gli effetti dovuti a quelli da temperatura, devono essere calcolati usando la

rigidezza flessionale EI_1 non fessurata in prima analisi. Nelle sezioni dove le fibre di estremità del calcestruzzo supera due volte la tensione f_{ctm} , la rigidezza flessionale deve essere ridotta a EI_2 ossia una rigidezza flessionale per calcestruzzo fessurato. Tale nuovo schema statico potrà essere usato per le analisi allo SLE e allo SLU.

Di seguito l'elenco dei carichi da utilizzare per la presente analisi da utilizzarsi per la combinazione caratteristica e per la trave di estremità:

- Carichi G_1 : 40,38 kN/m
- Carichi G_2 : 9,49 kN/m
- Carichi da traffico (+): 29,91 kN/m
- Carichi da traffico (-): 6,19 kN/m
- Carico da vento: 8,00 kN/m
- Temperatura e ritiro
- $2 \times f_{ctm}$: 7,02 MPa

Carichi G_1



Applicazione dei carichi G_1

Concio 1 - Appoggio		
h (m)	y (m)	σ (MPa)
3.00	1.85	0.00
2.85	1.70	0.00
2.70	1.55	0.00
2.70	1.55	113.38
2.65	1.50	109.72
2.65	1.50	109.72
2.35	1.20	87.77
2.05	0.90	65.83
1.75	0.60	43.89
1.45	0.30	21.94
1.15	0.00	0.00
0.85	-0.30	-21.94
0.55	-0.60	-43.89
0.25	-0.90	-65.83
0.05	-1.10	-80.46
0.05	-1.10	-80.46
0.00	-1.15	-84.12

Stato tensionale dovuto ai carichi G_1 - Appoggio

Concio 2 - 45.00 m		
h (m)	y (m)	σ (MPa)
2.64	1.65	0.00
2.50	1.51	0.00
2.34	1.35	0.00
2.34	1.35	22.70
2.05	1.06	17.83
1.75	0.76	12.79
1.45	0.46	7.75
1.15	0.16	2.71
0.85	-0.14	-2.34
0.55	-0.44	-7.38
0.25	-0.74	-12.42
0.05	-0.94	-15.78
0.05	-0.94	-15.78
0.00	-0.99	-16.62

Stato tensionale dovuto ai carichi G1 – Estremità concio 2

Concio 4 - campata		
h (m)	y (m)	σ (MPa)
2.1	1.35	0.00
1.95	1.2	0.00
1.8	1.05	0.00
1.8	1.05	-95.98
1.75	1	-91.41
1.75	1	-91.41
1.45	0.7	-63.99
1.15	0.4	-36.56
0.85	0.1	-9.14
0.55	-0.2	18.28
0.25	-0.5	45.71
0.05	-0.7	63.99
0.05	-0.7	63.99
0	-0.75	68.56

Stato tensionale dovuto ai carichi G1 – Campata centrale

Carichi da ritiro

Concio 1 - Appoggio			
h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
3	-1.26	4.65	4.65
2.85	-1.11	5.10	5.10
2.7	-0.96	5.55	5.55
2.7	-0.96	-109.70	3.67
2.65	-0.91	-107.31	2.41
2.65	-0.91	-107.31	2.41
2.35	-0.61	-92.94	-5.17
2.05	-0.31	-78.57	-12.74
1.75	-0.01	-64.21	-20.32
1.45	0.29	-49.84	-27.89
1.15	0.59	-35.47	-35.47
0.85	0.89	-21.10	-43.05
0.55	1.19	-6.74	-50.62
0.25	1.49	7.63	-58.20
0.05	1.69	17.21	-63.25
0.05	1.69	17.21	-63.25
0	1.74	19.61	-64.51

Stato tensionale dovuto ai carichi G1 - Appoggio

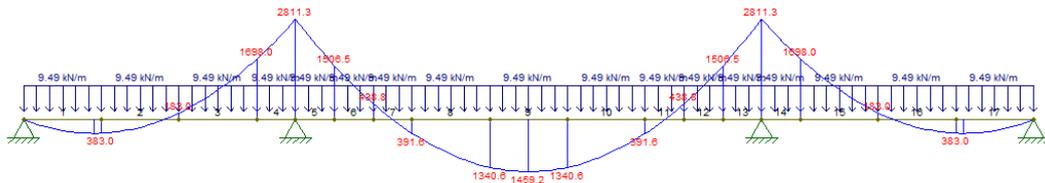
Concio 2 - 45.00 m			
h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
2.64	-1.11	4.41	4.41
2.50	-0.97	4.89	4.89
2.34	-0.81	5.45	5.45
2.34	-0.81	-111.29	-88.59
2.05	-0.52	-95.12	-77.29
1.75	-0.22	-78.40	-65.61
1.45	0.08	-61.67	-53.93
1.15	0.38	-44.95	-42.24
0.85	0.68	-28.22	-30.56
0.55	0.98	-11.50	-18.88
0.25	1.28	5.23	-7.19
0.05	1.48	16.38	0.60
0.05	1.48	16.38	0.60
0.00	1.53	19.16	2.54

Stato tensionale dovuto ai carichi G1 – Estremità concio 2

Concio 4 - Campata			
h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
2.1	-0.89	3.97	3.97
1.95	-0.75	4.60	4.60
1.8	-0.6	5.28	5.28
1.8	-0.6	-113.93	-209.91
1.75	-0.55	-110.27	-201.68
1.75	-0.55	-110.27	-201.68
1.45	-0.25	-88.30	-152.29
1.15	0.05	-66.33	-102.90
0.85	0.35	-44.36	-53.51
0.55	0.65	-22.40	-4.11
0.25	0.95	-0.43	45.28
0.05	1.15	14.22	78.20
0.05	1.15	14.22	78.20
0	1.2	17.88	86.44

Stato tensionale dovuto ai carichi G1 – Campata centrale

Carichi G2



Applicazione dei carichi G2

Concio 1 - Appoggio			
h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
3	-1.78	1.01	5.67
2.85	-1.63	0.93	6.03
2.7	-1.48	0.84	6.39
2.7	-1.48	14.10	17.77
2.65	-1.43	13.62	16.03
2.65	-1.43	13.62	16.03
2.35	-1.13	10.77	5.60
2.05	-0.83	7.91	-4.84
1.75	-0.53	5.05	-15.27
1.45	-0.23	2.19	-25.70
1.15	0.07	-0.67	-36.14
0.85	0.37	-3.52	-46.57
0.55	0.67	-6.38	-57.01
0.25	0.97	-9.24	-67.44
0.05	1.17	-11.15	-74.40
0.05	1.17	-11.15	-74.40
0	1.22	-11.62	-76.13

Stato tensionale dovuto ai carichi G2 - Appoggio

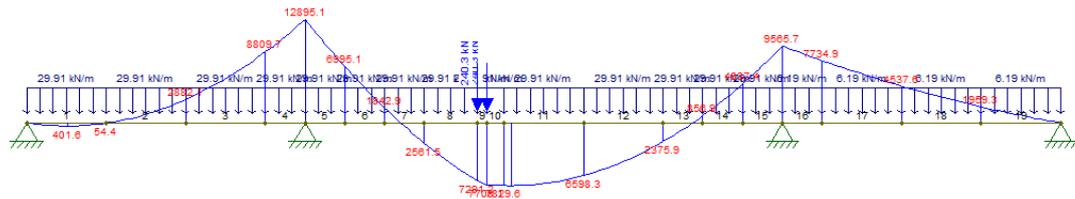
Concio 2 - 45.00 m			
h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
2.64	-1.59	0.19	4.60
2.50	-1.45	0.17	5.07
2.34	-1.29	0.15	5.60
2.34	-1.29	2.57	-86.01
2.05	-1.00	1.99	-75.30
1.75	-0.70	1.39	-64.22
1.45	-0.40	0.80	-53.13
1.15	-0.10	0.20	-42.05
0.85	0.20	-0.40	-30.96
0.55	0.50	-1.00	-19.88
0.25	0.80	-1.60	-8.80
0.05	1.00	-2.00	-1.41
0.05	1.00	-2.00	-1.41
0.00	1.05	-2.10	0.44

Stato tensionale dovuto ai carichi G2 – Estremità concio 2

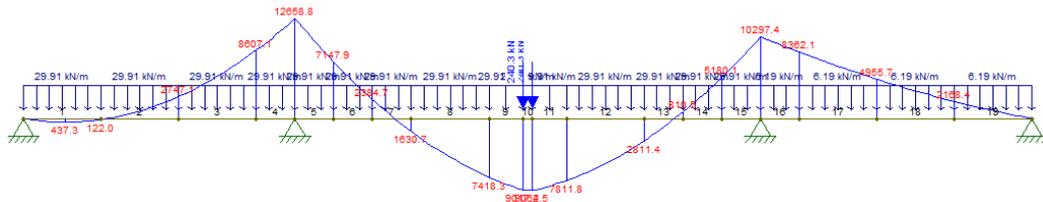
Concio 4 - Campata			
h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
2.10	-0.9	-0.61	3.36
1.95	-0.75	-0.50	4.10
1.80	-0.6	-0.40	4.88
1.80	-0.6	-6.77	-216.68
1.75	-0.55	-6.21	-207.88
1.75	-0.55	-6.21	-207.88
1.45	-0.25	-2.82	-155.11
1.15	0.05	0.56	-102.33
0.85	0.35	3.95	-49.56
0.55	0.65	7.33	3.22
0.25	0.95	10.72	56.00
0.05	1.15	12.98	91.18
0.05	1.15	12.98	91.18
0.00	1.2	13.54	99.98

Stato tensionale dovuto ai carichi G2 – Campata centrale

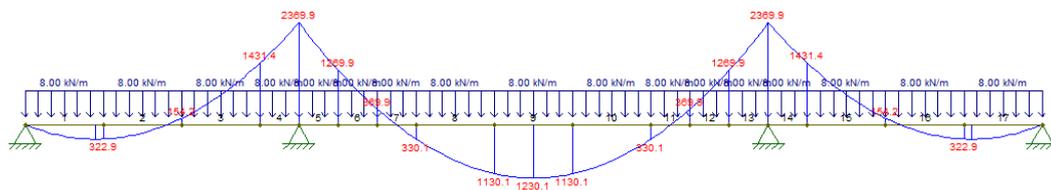
Carichi da traffico e vento



Applicazione dei carichi da traffico – massimo momento all'appoggio



Applicazione dei carichi da traffico – massimo momento in campata



Applicazione dei carichi da vento

Concio 1 - Appoggio			
h (m)	y (m)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	σ (MPa)
3	-1.78	11.86	17.52
2.85	-1.63	10.86	16.88
2.7	-1.48	9.86	16.24
2.7	-1.48	58.77	76.54
2.65	-1.43	56.78	72.81
2.65	-1.43	56.78	72.81
2.35	-1.13	44.87	50.47
2.05	-0.83	32.96	28.12
1.75	-0.53	21.05	5.78
1.45	-0.23	9.13	-16.57
1.15	0.07	-2.78	-38.92
0.85	0.37	-14.69	-61.26
0.55	0.67	-26.60	-83.61
0.25	0.97	-38.52	-105.96
0.05	1.17	-46.46	-120.85
0.05	1.17	-46.46	-120.85
0	1.22	-48.44	-124.58

Stato tensionale dovuto ai carichi da traffico e vento – Appoggio

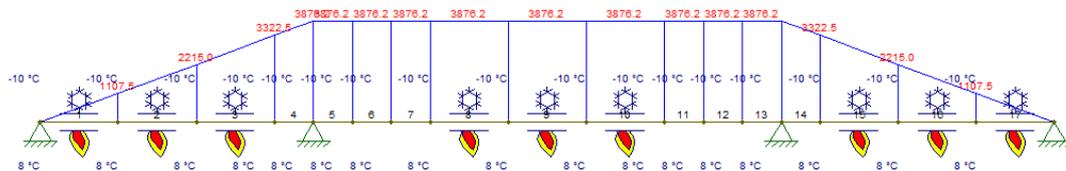
Concio 2 - 45.00 m			
h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
2.64	-0.76	1.22	5.82
2.50	-0.62	-0.99	4.07
2.34	-0.46	-0.74	4.86
2.34	-0.46	4.40	-81.61
2.05	-0.17	1.63	-73.67
1.75	0.13	-1.24	-65.46
1.45	0.43	-4.11	-57.25
1.15	0.73	-6.98	-49.03
0.85	1.03	-9.85	-40.82
0.55	1.33	-12.72	-32.60
0.25	1.63	-15.59	-24.39
0.05	1.83	-17.51	-18.91
0.05	1.83	-17.51	-18.91
0.00	1.88	-17.98	-17.54

Stato tensionale dovuto ai carichi da traffico e vento – Estremità concio 2

Concio 4 - Campata			
h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
2.10	-0.61	-6.30	-2.93
1.95	-0.46	-4.75	-0.65
1.80	-0.31	-3.20	1.68
1.80	-0.31	-19.08	-235.76
1.75	-0.26	-16.00	-223.88
1.75	-0.26	-16.00	-223.88
1.45	0.04	2.46	-152.65
1.15	0.34	20.92	-81.41
0.85	0.64	39.38	-10.17
0.55	0.94	57.84	61.06
0.25	1.24	76.30	132.30
0.05	1.44	88.61	179.79
0.05	1.44	88.61	179.79
0.00	1.49	91.68	191.66

Stato tensionale dovuto ai carichi da traffico e vento – Campata centrale

Carichi da temperatura



Applicazione carichi da temperatura

Concio 1 - Appoggio			
h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
3	-1.78	1.50	19.02
2.85	-1.63	1.37	18.25
2.7	-1.48	1.24	17.49
2.7	-1.48	7.42	83.96
2.65	-1.43	7.17	79.98
2.65	-1.43	7.17	79.98
2.35	-1.13	5.66	56.13
2.05	-0.83	4.16	32.28
1.75	-0.53	2.66	8.43
1.45	-0.23	1.15	-15.42
1.15	0.07	-0.35	-39.27
0.85	0.37	-1.85	-63.12
0.55	0.67	-3.36	-86.97
0.25	0.97	-4.86	-110.82
0.05	1.17	-5.86	-126.72
0.05	1.17	-5.86	-126.72
0	1.22	-6.11	-130.69

Stato tensionale dovuto ai carichi da temperatura – Appoggio

Concio 2 - 45.00 m			
h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
2.64	-0.76	1.03	6.85
2.50	-0.62	0.84	4.91
2.34	-0.46	0.62	5.49
2.34	-0.46	3.71	-77.90
2.05	-0.17	1.37	-72.30
1.75	0.13	-1.05	-66.51
1.45	0.43	-3.47	-60.72
1.15	0.73	-5.89	-54.93
0.85	1.03	-8.32	-49.13
0.55	1.33	-10.74	-43.34
0.25	1.63	-13.16	-37.55
0.05	1.83	-14.78	-33.69
0.05	1.83	-14.78	-33.69
0.00	1.88	-15.18	-32.72

Stato tensionale dovuto ai carichi da temperatura – Estremità concio 2

Concio 4 - Campata			
h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
2.10	-0.61	1.42	-4.87
1.95	-0.46	1.07	-3.67
1.80	-0.31	0.72	-2.48
1.80	-0.31	4.32	-14.76
1.75	-0.26	3.62	-12.38
1.75	-0.26	3.62	-12.38
1.45	0.04	-0.56	1.90
1.15	0.34	-4.73	16.19
0.85	0.64	-8.91	30.47
0.55	0.94	-13.09	44.75
0.25	1.24	-17.27	59.03
0.05	1.44	-20.05	68.55
0.05	1.44	-20.05	68.55
0.00	1.49	-20.75	70.93

Stato tensionale dovuto ai carichi da temperatura – Campata centrale

Pertanto, dai risultati delle analisi si evince che le zone fessurate competono al concio 1 e 2 a cavallo degli appoggi come mostrato nella figura di inizio paragrafo. Le restanti zone sono da considerarsi come sezioni non fessurate.

I carichi permanenti producono inoltre effetti viscosi come visto nel paragrafo 4.2 dei quali si dovrà tener conto nell'omogeneizzazione della sezione, di seguito si riportano nelle figure 50 e 51 le caratteristiche geometriche dei conci di trave fessurati e non omogeneizzati rispetto all'acciaio:

concio 1 ϕ		1.64846	concio 2		concio 3		concio 4				
n0	16.77416		n0	16.77416	n0	16.774159	n0	16.774159			
Area sezione reagente			Area sezione reagente			Area sezione reagente			Area sezione reagente		
area flar	500	cm2	area flar	500	cm2	area flar	500	cm2	area flar	500	cm2
anima	522	cm2	anima	450	cm2	anima	378	cm2	anima	342	cm2
area flar	300	cm2	area flar	300	cm2	area flar	300	cm2	area flar	300	cm2
Area trav	1322	cm2	Area trav	1250	cm2	Area trav	1178	cm2	Area trav	1142	cm2
Area sol	10432.5	cm2	Area sol	10432.5	cm2	Area sol	10432.5	cm2	Area sol	10432.5	cm2
Area arm	15.83363	cm2	Area arm	15.83363	cm2	Area arm	15.833627	cm2	Area arm	15.833627	cm2
Area arm	36.19115	cm2	Area arm	36.19115	cm2	Area arm	36.191147	cm2	Area arm	36.191147	cm2
Area tota	1995.964	cm2	Area tota	1923.964	cm2	Area tota	1851.9636	cm2	Area tota	1815.9636	cm2
momento statico rispetto al lembo inferiore			momento statico rispetto al lembo inferiore			momento statico rispetto al lembo inferiore			momento statico rispetto al lembo inferiore		
Flangia i	1250	cm3	Flangia i	1250	cm3	Flangia ir	1250	cm3	Flangia i	1250	cm3
Anima	70731	cm3	Anima	52875	cm3	Anima	37611	cm3	Anima	30951	cm3
Flangia s	80400	cm3	Flangia s	69600	cm3	Flangia s	58800	cm3	Flangia s	53400	cm3
Soletta	2973263	cm3	Soletta	2597693	cm3	Soletta	2222122.5	cm3	Soletta	2034337.5	cm3
Ferri infe	4512.584	cm3	Ferri infe	3942.573	cm3	Ferri infe	3372.5625	cm3	Ferri infe	3087.5573	cm3
Ferri sup	10604.01	cm3	Ferri sup	9301.125	cm3	Ferri sup	7998.2436	cm3	Ferri sup	7346.8029	cm3
totale	344750.1	cm3	totale	291831.5	cm3	totale	241504.77	cm3	totale	217313.42	cm3
baricentro			baricentro			baricentro			baricentro		
yg	172.7237	cm	yg	151.6824	cm	yg	130.40471	cm	yg	119.66838	cm
momento d'inerzia			momento d'inerzia			momento d'inerzia			momento d'inerzia		
Flangia i	1041.667	cm4	Flangia i	1041.667	cm4	Flangia ir	1041.6667	cm4	Flangia i	1041.6667	cm4
Anima	2963264	cm4	Anima	1898438	cm4	Anima	1125211.5	cm4	Anima	833368.5	cm4
Flangia s	400	cm4	Flangia s	400	cm4	Flangia s	400	cm4	Flangia s	400	cm4
Soletta	46645.41	cm4	Soletta	46645.41	cm4	Soletta	46645.408	cm4	Soletta	46645.408	cm4
Ferri infe	22.80042	cm4	Ferri infe	22.80042	cm4	Ferri infe	22.800423	cm4	Ferri infe	22.800423	cm4
Ferri sup	52.11525	cm4	Ferri sup	52.11525	cm4	Ferri sup	52.115252	cm4	Ferri sup	52.115252	cm4
momento d'inerzia			momento d'inerzia			momento d'inerzia trasporto			momento d'inerzia trasporto		
Flangia i	14488048	cm4	Flangia i	11127698	cm4	Flangia ir	8179807.1	cm4	Flangia i	6864215	cm4
Anima	723283.9	cm4	Anima	525797.1	cm4	Anima	361028.16	cm4	Anima	290971.74	cm4
Flangia s	2723274	cm4	Flangia s	1935274	cm4	Flangia s	1290822.7	cm4	Flangia s	1020773.3	cm4
Soletta	7840145	cm4	Soletta	5890202	cm4	Soletta	4242855.3	cm4	Soletta	3529410.8	cm4
Ferri infe	199598.3	cm4	Ferri infe	149955.7	cm4	Ferri infe	108016.72	cm4	Ferri infe	89853.498	cm4
Ferri sup	523555.5	cm4	Ferri sup	401424.7	cm4	Ferri sup	297039.09	cm4	Ferri sup	251317.06	cm4
totale	29509330	cm4	totale	21976951	cm4	totale	15652943	cm4	totale	12928072	cm4
totale	0.295093	m4	totale	0.21977	m4	totale	0.1565294	m4	totale	0.1292807	m4

Figura 50: caratteristiche geometriche dei conchi di trave non fessurati, applicazione dei carichi G2

concio 1		concio 2	
n0	1	n0	1
Area sezione reagente		Area sezione reagente	
area flar	500 cm2	area flar	500 cm2
anima	522 cm2	anima	450 cm2
area flar	300 cm2	area flar	300 cm2
Area trav	1322 cm2	Area trav	1250 cm2
Area sol	0 cm2	Area sol	0 cm2
Area arm	15.83363 cm2	Area arm	15.83363 cm2
Area arm	36.19115 cm2	Area arm	36.19115 cm2
Area tota	1374.025 cm2	Area tota	1302.025 cm2
momento statico rispetto al lembo inferiore		momento statico rispetto al lembo inferiore	
Flangia i	1250 cm3	Flangia i	1250 cm3
Anima	70731 cm3	Anima	52875 cm3
Flangia s	80400 cm3	Flangia s	69600 cm3
Soletta	0 cm3	Soletta	0 cm3
Ferri inf	4512.584 cm3	Ferri inf	3942.573 cm3
Ferri sup	10604.01 cm3	Ferri sup	9301.125 cm3
totale	167497.6 cm3	totale	136968.7 cm3
baricentro		baricentro	
yg	121.9029 cm	yg	105.1967 cm
momento d'inerzia		momento d'inerzia	
Flangia i	1041.667 cm4	Flangia i	1041.667 cm4
Anima	2963264 cm4	Anima	1898438 cm4
Flangia s	400 cm4	Flangia s	400 cm4
Soletta	0 cm4	Soletta	0 cm4
Ferri inf	22.80042 cm4	Ferri inf	22.80042 cm4
Ferri sup	52.11525 cm4	Ferri sup	52.11525 cm4
momento d'inerzia		momento d'inerzia	
Flangia i	7128525 cm4	Flangia i	5273305 cm4
Anima	96508.1 cm4	Anima	68117.13 cm4
Flangia s	6403310 cm4	Flangia s	4823724 cm4
Soletta	0 cm4	Soletta	0 cm4
Ferri inf	421185 cm4	Ferri inf	327429.8 cm4
Ferri sup	1059468 cm4	Ferri sup	833997.7 cm4
totale	18073776 cm4	totale	13226528 cm4
totale	0.180738 m4	totale	0.132265 m4

Figura 51: caratteristiche geometriche dei conci di trave fessurati, applicazione dei carichi G2

I carichi agenti G2 agiscono sull'intera trave e sono rappresentati come un carico distribuito di intensità pari a 9.49 kN/m

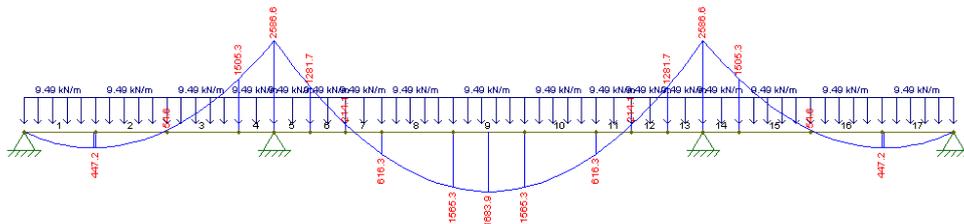


Figura 52: momento flettente carichi permanenti non strutturali G2

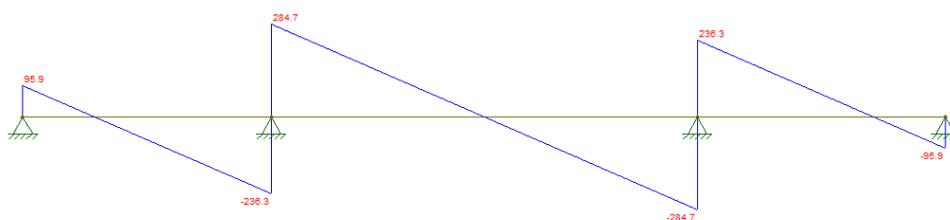


Figura 53-1: taglio per carichi permanenti non strutturali G2

Tabella 24: Carichi permanenti non strutturali G2

Tipo	Descrizione	Lunghezza (m)	x_i	Ordinata a_i	Valore caratteristico (kN/m ²)	Carico SLE (kN/m)
Pesi propri g ₂	Asfalto	10.5	0	0.250	0.65	1.706
	Binder	10.5	0	0.250	1.44	3.780
	Marcia piede SN	2	7	0.775	2.5	3.875
	Marcia piede DX	2	-7	-0.275	2.5	-1.375
	Ringhiera SN	-	8	0.850	1.0	0.850
	Ringhiera DX	-	-8	-0.350	1.0	-0.350
	Veletta SN	-	8	0.850	1.0	0.850
	Veletta DX	-	-8	-0.350	1.0	-0.350
	Guard-rail SN	-	5.5	0.663	1.0	0.663
	Guard-rail DX	-	-5.5	-0.163	1.0	-0.163
					totale	9.486

Nelle sezioni significative (pila o appoggio, campata centrale) le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$V_{\text{pila}} = 284.7 \text{ kN}$$

$$M_{\text{appoggio}} = -2387.2 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{campata}} = 1883.3 \text{ kNm}$$

(134)

Tabella 25: tensioni in appoggio concio 1 indotte dai carichi permanenti non strutturali G2

Appoggio				
	h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
soletta	3.00	-1.78	25.49	30.14
	2.85	-1.63	23.34	28.44
	2.70	-1.48	21.19	26.74
flangia superiore	2.70	-1.48	21.19	24.69
	2.65	-1.43	20.48	22.71
anima	2.65	-1.43	20.48	22.71
	2.35	-1.13	16.19	10.85
	2.05	-0.83	11.89	-1.01
	1.75	-0.53	7.60	-12.88
	1.45	-0.23	3.31	-24.74
	1.15	0.07	-0.99	-36.60
	0.85	0.37	-5.28	-48.47
	0.55	0.67	-9.57	-60.33
	0.25	0.97	-13.87	-72.19
	0.05	1.17	-16.73	-80.10
flangia inferiore	0.05	1.17	-16.73	-80.10
	0.00	1.22	-17.45	-82.08

Tabella 26: tensioni in campata concio 4 indotte dai carichi permanenti non strutturali G2

Campata				
	h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
soletta	2.10	-0.90	-0.70	3.25
	1.95	-0.75	-0.58	4.00
	1.80	-0.60	-0.47	4.80
flangia superiore	1.80	-0.60	-7.86	-216.93
	1.75	-0.55	-7.21	-208.09
anima	1.75	-0.55	-7.21	-208.09
	1.45	-0.25	-3.30	-155.11
	1.15	0.05	0.61	-102.12
	0.85	0.35	4.52	-49.13
	0.55	0.65	8.42	3.85
	0.25	0.95	12.33	56.84
flangia inferiore	0.05	1.15	14.94	92.17
	0.00	1.20	15.59	101.00

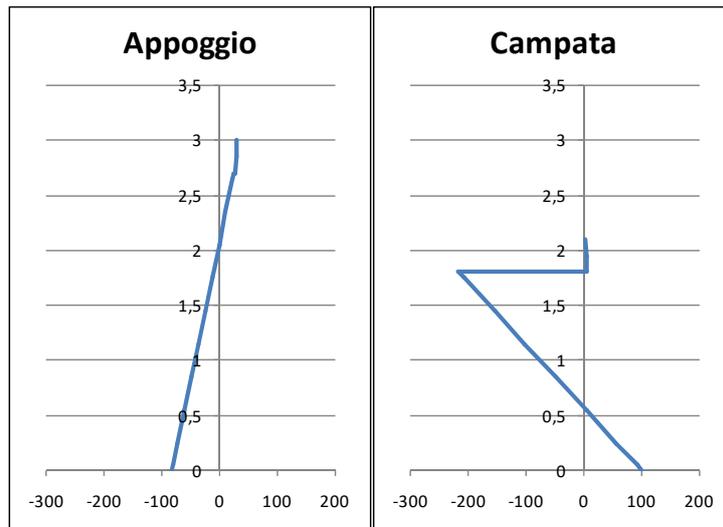


Figura 54: tensioni in appoggio ed in campata, carichi permanenti non strutturali G2

4.4. Carichi variabili (traffico, vento, temperatura, neve)

I carichi variabili agiscono sulla sezione mista acciaio-calcestruzzo.

Questi, per stessa definizione di carichi variabili, non producono effetti viscosi pertanto nel calcolo le sezioni saranno caratterizzate da un coefficiente di omogeneizzazione pari al rapporto tra i moduli elastici.

I carichi variabili andranno combinati tale che si ottenga la situazione più gravosa.

Come effettuato in fase di predimensionamento il carico variabile considerato come carico principale rappresenta la situazione più gravosa a cui è soggetta la trave (come carichi verticali). Pertanto, i carichi variabili da vento e da temperatura saranno ridotti del corrispettivo coefficiente di combinazione Ψ_1 .

Dovendo condurre un'analisi accurata con rigidzze ridotte si riportano le caratteristiche dei conci fessurati, già riportate in precedenza in figura 50, e non fessurati omogeneizzati rispetto all'acciaio.

concio 1		concio 2		concio 3		concio 4	
n0	5.962443	n0	5.962443	n0	5.962443	n0	5.962443
Area sezione reagente		Area sezione reagente		Area sezione reagente		Area sezione reagente	
area flang	500 cm2	area flang	500 cm2	area flang	500 cm2	area flang	500 cm2
anima	522 cm2	anima	450 cm2	anima	378 cm2	anima	342 cm2
area flan	300 cm2	area flang	300 cm2	area flang	300 cm2	area flang	300 cm2
Area trav	1322 cm2	Area trav	1250 cm2	Area trave	1178 cm2	Area trav	1142 cm2
Area sole	10432.5 cm2	Area sole	10432.5 cm2	Area solet	10432.5 cm2	Area sole	10432.5 cm2
Area arm	15.83363 cm2	Area arm	15.83363 cm2	Area arma	15.833627 cm2	Area arm	15.833627 cm2
Area arm	36.19115 cm2	Area arm	36.19115 cm2	Area arma	36.191147 cm2	Area arm	36.191147 cm2
Area tota	3123.727 cm2	Area tota	3051.727 cm2	Area total	2979.727 cm2	Area tota	2943.727 cm2
momento statico rispetto al lembo inferiore		momento statico rispetto al lembo inferiore		momento statico rispetto al lembo inferiore		momento statico rispetto al lembo inferiore	
Flangia ir	1250 cm3	Flangia in	1250 cm3	Flangia inf	1250 cm3	Flangia in	1250 cm3
Anima	70731 cm3	Anima	52875 cm3	Anima	37611 cm3	Anima	30951 cm3
Flangia si	80400 cm3	Flangia su	69600 cm3	Flangia su	58800 cm3	Flangia su	53400 cm3
Soletta	2973263 cm3	Soletta	2597693 cm3	Soletta	2222122.5 cm3	Soletta	2034337.5 cm3
Ferri infe	4512.584 cm3	Ferri infer	3942.573 cm3	Ferri infer	3372.5625 cm3	Ferri infer	3087.5573 cm3
Ferri sup	10604.01 cm3	Ferri supe	9301.125 cm3	Ferri supe	7998.2436 cm3	Ferri supe	7346.8029 cm3
totale	666162.7 cm3	totale	572644.6 cm3	totale	481718.39 cm3	totale	437227.3 cm3
baricentro		baricentro		baricentro		baricentro	
yg	213.2589 cm	yg	187.6461 cm	yg	161.66527 cm	yg	148.52848 cm
momento d'inerzia		momento d'inerzia		momento d'inerzia		momento d'inerzia	
Flangia ir	1041.667 cm4	Flangia in	1041.667 cm4	Flangia inf	1041.6667 cm4	Flangia in	1041.6667 cm4
Anima	2963264 cm4	Anima	1898438 cm4	Anima	1125211.5 cm4	Anima	833368.5 cm4
Flangia si	400 cm4	Flangia su	400 cm4	Flangia su	400 cm4	Flangia su	400 cm4
Soletta	131227.7 cm4	Soletta	131227.7 cm4	Soletta	131227.67 cm4	Soletta	131227.67 cm4
Ferri infe	22.80042 cm4	Ferri infer	22.80042 cm4	Ferri infer	22.800423 cm4	Ferri infer	22.800423 cm4
Ferri sup	52.11525 cm4	Ferri supe	52.11525 cm4	Ferri supe	52.115252 cm4	Ferri supe	52.115252 cm4
momento d'inerzia trasporto		momento d'inerzia trasporto		momento d'inerzia trasporto		momento d'inerzia trasporto	
Flangia ir	22209667 cm4	Flangia in	17139532 cm4	Flangia inf	12666792 cm4	Flangia in	10662158 cm4
Anima	3156249 cm4	Anima	2214212 cm4	Anima	1460789 cm4	Anima	1151618.1 cm4
Flangia si	898974.9 cm4	Flangia su	590181.5 cm4	Flangia su	353662.03 cm4	Flangia su	260571.16 cm4
Soletta	9005331 cm4	Soletta	6586414 cm4	Soletta	4610910 cm4	Soletta	3778660.9 cm4
Ferri infe	81492.18 cm4	Ferri infer	59602.61 cm4	Ferri infer	41725.631 cm4	Ferri infer	34194.336 cm4
Ferri sup	230126.3 cm4	Ferri supe	174078.3 cm4	Ferri supe	127414.91 cm4	Ferri supe	107384.44 cm4
totale	38677847 cm4	totale	28795202 cm4	totale	20519250 cm4	totale	16960700 cm4
totale	0.386778 m4	totale	0.287952 m4	totale	0.2051925 m4	totale	0.169607 m4

Figura 55: caratteristiche geometriche dei conchi di trave non fessurati, applicazione dei carichi variabili

Tabella 27: Carichi variabili da traffico, vento e temperatura

Tipo	Descrizione	lunghezza	x_i	Ordinata a_i	Valore caratteristico	γ	ψ	Carico SLE
carichi mobili	Q _{1k} corsia 1	-	5	0.625	150	1	1	93.75
		-	3	0.475	150	1	1	71.25
	Q _{2k} corsia 2	-	2	0.400	100	1	1	40.00
		-	0	0.250	100	1	1	25.00
	Q _{3k} corsia 3	-	-1	0.175	50	1	1	8.75
		-	-3	0.025	60	1	1	1.50
	folla SN	2	7	0.775	2.5	1	1	3.88
	q _{1k} corsia 1	3	4	0.550	9.0	1	1	14.85
	q _{2k} corsia 1	3	1	0.325	2.5	1	1	2.44
	q _{3k} corsia 1	3	-2	0.100	2.5	1	1	0.75
area rimanente	2	-4.5	-0.088	2.5	1	1	-0.44	
	folla DX	2	-7	-0.275	2.5	1	1	-1.38
altri carichi variabili	vento m _z	-	0	0.250	89.53	1	0.6	4.03
	vento f _y	-	0	0.250	26.47	1	0.6	3.97
	neve	16	0	0.250	0.48	1	0	0.00

Utilizzando le linee di influenza si posizionano i carichi variabili da traffico in modo tale da massimizzare l'appoggio (pila) o la campata così come indicato nella figura 31, pertanto:

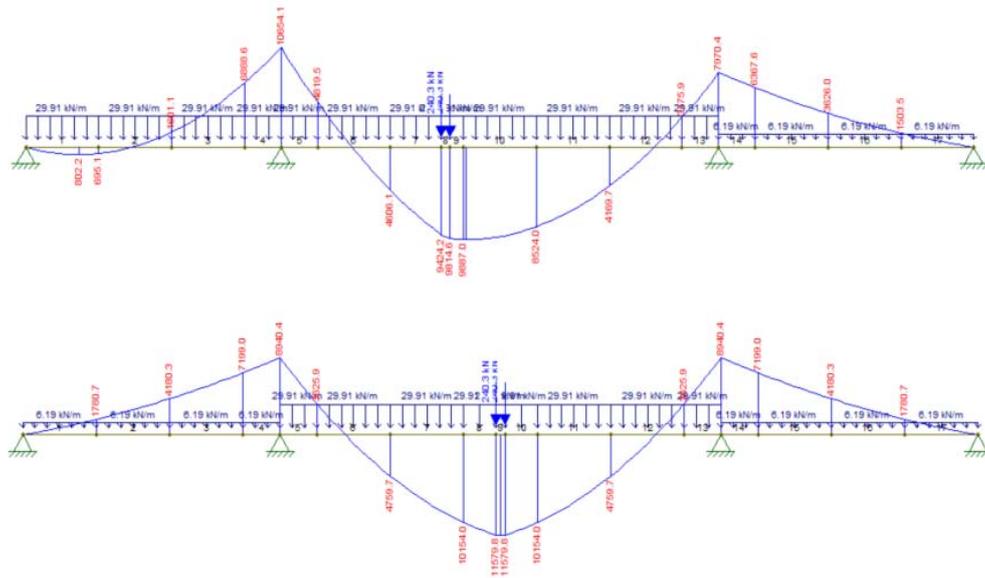


Figura 56: Momento massimo causato dai carichi variabili da traffico in appoggio ed in campata

Il vento rappresenta un carico uniformemente ripartito su tutta la lunghezza del ponte:

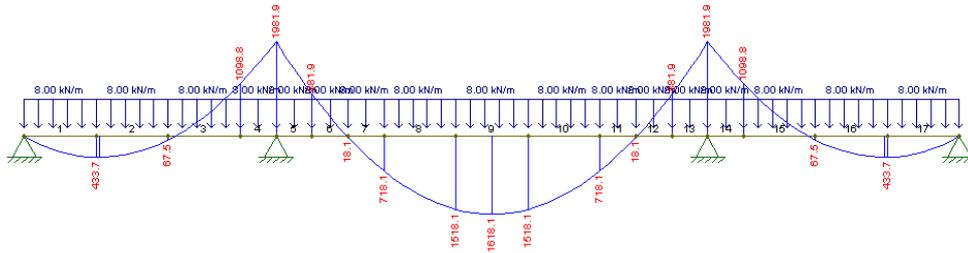


Figura 57: Momento causato dai carichi variabili da vento

Nelle sezioni significative si ricavano le seguenti caratteristiche della sollecitazione:

$$\begin{aligned}
 V_{\text{appoggio}} &= 1300 \text{ kN} \\
 V_{\text{campata}} &= 428.3 \text{ kN} \\
 M_{\text{appoggio}} &= -10440.2 \text{ kNm} \\
 M_{\text{campata}} &= 11708.9 \text{ kNm}
 \end{aligned}
 \tag{135}$$

Tabella 28: tensioni concio 1 indotte dai carichi variabili da traffico e da vento

Appoggio				
	h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
soletta	3.00	-1.78	102.88	131.05
	2.85	-1.63	94.21	120.85
	2.70	-1.48	85.55	110.65
flangia superiore	2.70	-1.48	85.55	108.60
	2.65	-1.43	82.66	103.79
anima	2.65	-1.43	82.66	103.79
	2.35	-1.13	65.33	74.93
	2.05	-0.83	48.00	46.07
	1.75	-0.53	30.67	17.21
	1.45	-0.23	13.34	-11.65
	1.15	0.07	-3.99	-40.51
	0.85	0.37	-21.32	-69.37
	0.55	0.67	-38.65	-98.24
	0.25	0.97	-55.98	-127.10
flangia inferiore	0.05	1.17	-67.53	-146.34
	0.00	1.22	-70.42	-151.15

Tabella 29: tensioni concio 2 indotte dai carichi variabili da traffico e da vento

Campata

	h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
soletta	2.10	-0.61	-7.12	-4.31
	1.95	-0.46	-5.38	-1.66
	1.80	-0.31	-3.64	1.04
flangia superiore	1.80	-0.31	-21.73	-234.29
	1.75	-0.26	-18.27	-222.10
anima	1.75	-0.26	-18.27	-222.10
	1.45	0.04	2.44	-148.98
	1.15	0.34	23.15	-75.86
	0.85	0.64	43.86	-2.74
	0.55	0.94	64.57	70.38
	0.25	1.24	85.28	143.51
	0.05	1.44	99.09	192.25
flangia inferiore	0.05	1.44	99.09	192.25
	0.00	1.49	102.54	204.44

In una struttura iperstatica, quale è la travata, la temperatura, ed in particolare le differenze di temperatura ΔT , provocano momento e taglio.

Alla fine della valutazione degli effetti termici si valuta inizialmente il tipo di impalcato, che nel caso in esame è a struttura mista acciaio-calcestruzzo, e si determinano le componenti di temperatura massima e minima:

$$\begin{aligned} T_{e,\min} &= -10^{\circ}\text{C} \\ T_{e,\max} &= 50^{\circ}\text{C} \end{aligned} \quad (136)$$

L'effetto di una variazione di temperatura in verticale è valutato attraverso l'utilizzo di una differenza di temperatura lineare equivalente che per un ponte a struttura mista vale:

$$\begin{aligned} \Delta T_{M,\text{heat}} &= 15^{\circ}\text{C} \\ \Delta T_{M,\text{cool}} &= 18^{\circ}\text{C} \end{aligned} \quad (137)$$

Queste causano sollecitazioni nella struttura isostatica equivalente come mostrato in figura 56:

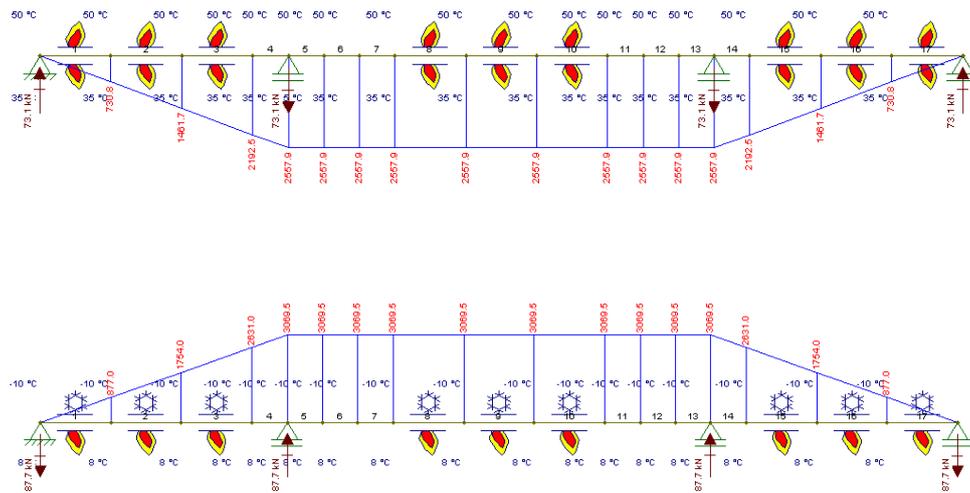


Figura 58: momento flettente data dalla differenza di temperatura

Nelle sezioni significative si ricavano le seguenti caratteristiche della sollecitazione:

$$V_{\text{appoggio}} = 87.7 \text{ kN}$$

$$M_{\text{appoggio}} = -3069.5 \text{ kNm} \rightarrow M \cdot \psi = -3069.5 \cdot 0.6 = -1841.7 \text{ kNm} \quad (138)$$

$$M_{\text{campata}} = 2557.9 \text{ kNm} \rightarrow M \cdot \psi = 2557.9 \cdot 0.6 = 1534.74 \text{ kNm}$$

Tabella 30: tensioni concio 1 indotte dai carichi variabili da temperatura

Appoggio				
	h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
soletta	3.00	-1.78	18.15	149.20
	2.85	-1.63	16.62	137.47
	2.70	-1.48	15.09	125.74
flangia superiore	2.70	-1.48	15.09	123.69
	2.65	-1.43	14.58	118.37
anima	2.65	-1.43	14.58	118.37
	2.35	-1.13	11.52	86.46
	2.05	-0.83	8.47	54.54
	1.75	-0.53	5.41	22.62
	1.45	-0.23	2.35	-9.30
	1.15	0.07	-0.70	-41.22
	0.85	0.37	-3.76	-73.13
	0.55	0.67	-6.82	-105.05
	0.25	0.97	-9.87	-136.97
	0.05	1.17	-11.91	-158.25
flangia inferiore	0.05	1.17	-11.91	-158.25
	0.00	1.22	-12.42	-163.57

Tabella 31: tensioni concio 4 indotte dai carichi variabili da temperatura

Campata				
	h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
soletta	2.10	-0.61	-0.93	-5.24
	1.95	-0.46	-0.71	-2.36
	1.80	-0.31	-0.48	0.56
flangia superiore	1.80	-0.31	-2.85	-237.14
	1.75	-0.26	-2.40	-224.50
anima	1.75	-0.26	-2.40	-224.50
	1.45	0.04	0.32	-148.66
	1.15	0.34	3.03	-72.82
	0.85	0.64	5.75	3.01
	0.55	0.94	8.46	78.85
	0.25	1.24	11.18	154.68
	0.05	1.44	12.99	205.24
flangia inferiore	0.05	1.44	12.99	205.24
	0.00	1.49	13.44	217.88

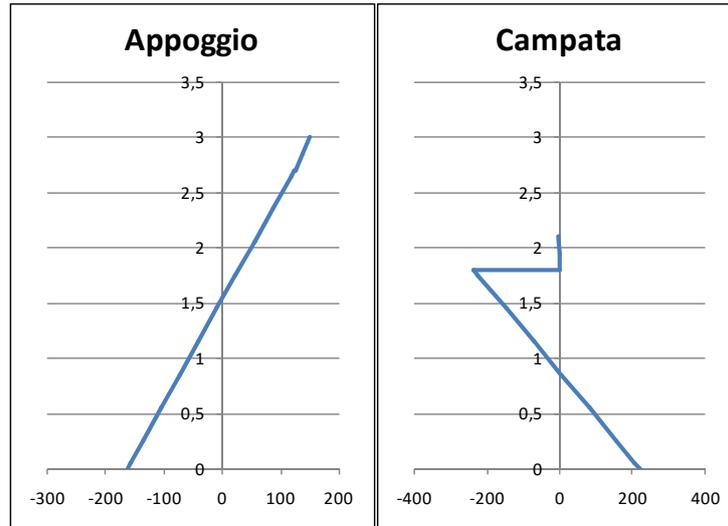


Figura 59: tensioni in appoggio ed in campata indotti da carichi variabili

Attenzione: aggiungere calcolo degli effetti del ritiro secondario

4.5. Verifica tensionale

Verifica SLE

Affinché la verifica sia soddisfatta devono essere rispettate le limitazioni tensionali nel calcestruzzo e nell'acciaio (presi in valore assoluto).

In appoggio (cls totalmente fessurato) la verifica risulta:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{armatura}} < \sigma_s &= 149.2 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{flangia inferiore}} < \sigma_s &= 163.57 < 284 \text{ MPa}\end{aligned}\tag{139}$$

In campata si effettua la verifica limitando la tensione di compressione del calcestruzzo, la verifica risulta soddisfatta:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{soletta}} < \sigma_c &= 5.24 \text{ MPa} < 24 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{flangia inferiore}} < \sigma_s &= 217 < 284 \text{ MPa}\end{aligned}\tag{140}$$

5. SLU

Al fine di verificare la sezione dimensionata si effettua la verifica allo SLU nelle sezioni significative (campata ed appoggio). Per la valutazio-