

NOTA: anche questa pagina bianca fa parte del blocco di pagine della tesi

NOTA: tagliare il blocco di pagine della tesi (stampata fronte-retro) lungo le due linee qui tracciate prima di effettuare la rilegatura
La terza linea, sulla destra, indica il taglio finale che può essere fatto prima o dopo la rilegatura (io direi dopo, ma chiedete a chi fa la rilegatura).

DIPARTIMENTO INGEGNERIA CIVILE E ARCHITETTURA
*Corso di laurea in ingegneria civile strutturale e
geotecnica 2015-16*



UNIVERSITÀ
degli STUDI
di CATANIA

Fabio Amara

RELAZIONE DI CALCOLO DEL PROGETTO DI UN PONTE

Relatori:

Prof. Ing. Pier Paolo Rossi

INDICE

Introduzione	1
Capitolo 1.....	3
INFORMAZIONI GENERALI.....	3
1. Normative di riferimento	3
2. Materiali utilizzati	4
3. Classe di lavorabilità	6
Capitolo 2.....	7
DESCRIZIONE DELL'OPERA	7
1. Geometrie	7
2. Azioni permanenti.....	8
3. Deformazioni impresse.....	8
4. Azioni variabili da traffico	9
5. Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione	12
6. Azione centrifuga.....	13
7. Combinazioni di carico	13
Capitolo 3.....	14
SOLETTA.....	14
1. Predimensionamento	14
2. Spessore ricoprimento.....	14
3. Fase di getto	16
3.1. Carico da Neve	16
3.2. Carichi da costruzione	17
3.3. Fase di getto	18

3.4. Progetto corrente superiore del traliccio.....	20
3.5. Progetto delle aste di parete del traliccio	21
4. Linee di influenza.....	22
5. Diffusione dei carichi concentrati.....	24
5.1. Impronta schema di carico 1	25
5.2. Impronta schema di carico 2	26
6. SLU Carichi permanenti.....	27
7. Calcolo delle sollecitazioni	28
7.1. Sezione AA.....	29
7.2. Sezione BB.....	29
7.3. Sezione CC.....	30
7.4. Sezione DD	30
7.5. Sollecitazioni M massime ottenute	31
8. Calcolo armatura A'_s della soletta	31
9. Calcolo armatura A_s della soletta	31
10. Sollecitazioni V massime	32
10.1. Verifica a taglio della sezione senza armature trasversali resistenti a taglio	32
11. Verifica allo SLE	33
11.1. Carichi permanenti	34
11.2. Carichi variabili da traffico.....	34
11.3. Sollecitazione M massime ottenute.....	34
11.4. Verifica armatura A'_s	35
11.5. Verifica armatura A_s	35
12. Calcolo M_{Rds} soletta	37
13. Verifica globale della sezione.....	38
13.1. Momento flettente positivo	39
14. Armatura longitudinale	39
15. Verifica a punzonamento	39
Capitolo 4.....	42
TRAVI.....	42
1. Ripartizione trasversale dei carichi	42
1.1. Carico da Vento	44
1.2. Carichi	46
1.3. Calcolo delle sollecitazioni	49

2. Dimensionamento trave	51
2.1. Dimensionamento sezione in appoggio	51
2.2. Dimensionamento sezione in campata.....	54
2.3. Conci di trave	55
3. Verifiche.....	57
4. SLE.....	57
4.1. Fase 1: carichi permanenti strutturali G1.....	58
4.2. Fase 2: ritiro ed effetti viscosi	62
4.3. Carichi permanenti non strutturali G2	67
4.4. Carichi variabili (traffico, vento, temperatura, neve)	81
4.5. Verifica tensionale	88
5. SLU	88
5.1. Verifica SLU in campata	89
5.2. Verifica SLU in appoggio.....	90
5.3. Verifica a Taglio	93
6. Piolatura	95
6.1. Piolatura spalla concio 4.....	98
6.2. Piolatura campata concio 4.....	98
6.3. Piolatura appoggio concio 1	99
6.4. Limiti di normativa.....	100
7. Armatura trasversale.....	100
8. Collegamenti bullonati.....	101
8.1. Anima in appoggio	102
8.2. Flangia superiore ed inferiore in appoggio	102
8.3. Anima in campata	104
8.4. Flangia superiore ed inferiore in campata	104
Capitolo 5.....	107
TRAVERSI	107
1. Realtà fisica	107
2. Linee di influenza.....	107
3. Analisi dei carichi.....	114
4. Schema statico e determinazione degli sforzi	115
5. Bullonatura.....	118
Capitolo 6.....	119
APPOGGI	119

1. Scelta degli appoggi.....	119
2. Azioni verticali.....	119
3. Azioni longitudinali.....	123
4. Azioni trasversali	125
5. Deformazioni non indotte dai carichi	126
6. Azioni allo SLU.....	127
7. Spostamenti allo SLU	128
Capitolo 7.....	130
PILA.....	130
1. Definizione.....	130
2. Carichi agenti	130
2.1. Azioni verticali agenti dall'impalcato	131
2.2. Azioni orizzontali agenti sull'impalcato.....	140
3. Azioni agenti sulla pila	141
4. Progettazione della pila	142
5. Pulvino	143
6. Baggiolo	146
7. Fusto della pila	147
7.1. Massimo carico verticale, caso 1.....	147
7.2. Minimo carico verticale, caso 2.....	150
7.3. Armatura a taglio.....	152

Introduzione

In questo lavoro si vuole studiare dal punto di vista statico un ponte con impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo al fine di dimensionarne e verificarne gli elementi strutturali principali.

Il viadotto è rettilineo, lungo complessivamente 130 m, composto da tre campate di lunghezza rispettivamente 35 m, 60 m e 35 m. Le pile centrali sono di diversa altezza, la Pila 1 è alta 8 m mentre la pila 2 è alta 20 m. Le spalle presentano la medesima altezza di 4 m.

L'opera è progettata per una vita nominale di 100 anni e si colloca in classe d'uso 4.

L'opera è situata nel comune di Catania.

Capitolo 1

INFORMAZIONI GENERALI

1. Normative di riferimento

- D.M. 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare 05/08/2009 “Nuove norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture 14 gennaio 2008”
- Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi”
- Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio”
- Eurocodice 4 “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”
- D.M. 09/01/1996 “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in c. a. normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- Eurocodice 8 “Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges”
- Consiglio Nazionale delle Ricerche. Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni (CNR/DT 207/2008). 19 febbraio 2008.
- UNI EN 206-1:2006 Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità

2. Materiali utilizzati

Al fine di garantire la durabilità di una struttura in cemento armato, si raccomanda l'impiego di calcestruzzi di adeguata qualità e, per evitare la corrosione delle armature metalliche, l'adozione di un ricoprimento di calcestruzzo di spessore sufficientemente elevato.

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9858	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m ³	Rck minima N/mm ²	Contenuto minimo di aria %	Copriferro minimo Mm
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco								
X0	Molto secco	Cls 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	Cls 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	Cls 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 parcheggi	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 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

Figura 1: Classi di esposizione

Seguendo la norma UNI EN 206 sono state considerate le seguenti caratteristiche XC4, XS1.

In accordo con quanto visto la classe scelta 40/50 risulta ottimale.

Le caratteristiche dei materiali utilizzati sono riportate in tabella 1:

CALCESTRUZZO C40/50	
Resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 48 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 3.51 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 2.46 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm} = 4.21 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 35220.5 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_M = 0.85 \cdot 40 / 1.5 = 22.67 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / 1.5 = 2.46 / 1.5 = 1.64 \text{ N/mm}^2$
ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO B450C	
Tensione caratteristica a rottura	$f_{sk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a snervamento	$f_{syk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{syd} = f_{yk} / 1.15 = 391.3 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità normale	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$
ACCIAIO STRUTTURALE PER PROFILATI E PIASTRE	
ACCIAIO	S355J
Bulloni	C1. 8.8
Dadi	C1. 10

Tabella 1: Materiali impiegati

3. Classe di lavorabilità

La lavorabilità è la caratteristica che indica la capacità del calcestruzzo a muoversi e compattarsi. La mobilità del calcestruzzo è importante per facilitare il trasporto, il getto e l'avvolgimento dei ferri d'armatura all'interno delle casseforme. La compattabilità è importante per agevolare, per effetto della vibrazione, la fuoriuscita dell'aria intrappolata dal calcestruzzo fresco ed assicurare la massima densità possibile del materiale indurito, oltre che il massimo contatto superficiale tra ferri e calcestruzzo.

La lavorabilità è in genere misurata attraverso lo "slump test", ovvero attraverso la determinazione dell'abbassamento del calcestruzzo, appena sformato da un tronco di cono metallico (cono di Abrams), rispetto all'altezza dello stesso calcestruzzo compattato in modo standardizzato all'interno del cono alto 300 mm.

La classe di consistenza scelta è di tipo S4.

Slump	Classe di consistenza	Definizione
0-4 cm	S1	Terra umida
5-9 cm	S2	Plastica
10-15 cm	S3	Semifluida
16-20	S4	Fluida
>21	S5	Superfluida

Figura 2: Classe di consistenza

Capitolo 2

DESCRIZIONE DELL'OPERA

1. Geometrie

L'opera di lunghezza complessiva pari a 130 metri (asse strutturale delle spalle), è costituita da 3 campate di cui quelle esterne di lunghezza pari a 35 metri, mentre la campata centrale di 60 metri. Il viadotto è sostenuto da due pile di cui la prima Pila 1 di altezza 8 metri, la Pila 2 di altezza 20 metri.

L'impalcato presenta una larghezza complessiva di 16 metri nella quale la sezione stradale è larga complessivamente 10.50 metri.

La struttura portante è costituita da 4 travi metalliche con sezione trasversale a doppio T simmetrica. La sezione trasversale del viadotto risulta irrigidita in corrispondenza delle pile e delle spalle con traversi a sezione trasversale a doppio T.

Nelle zone intermedie, ad interassi regolari, si posizionano telai trasversali costituiti da profili ad L accoppiati.

Le pile sono costituite da un fusto a sezione rettangolare posto in asse con il viadotto. Esse sono fondate su plinti a pianta rettangolare che scaricano il peso su pali di fondazione.

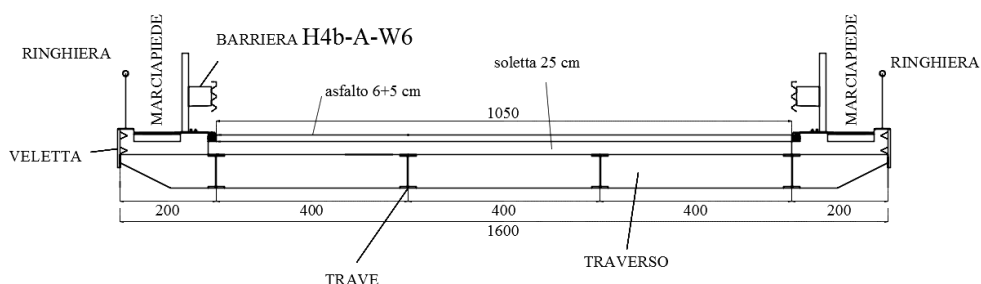


Figura 3: Sezione trasversale data dalla consegna

2. Azioni permanenti

Le azioni permanenti considerate sono:

- Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali: g_1
- Carichi permanenti portanti: g_2 (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, ringhiere, attrezzature stradali).
- Altre azioni permanenti: g_3 (spinta delle terre, spinta idraulica, ecc.).

3. Deformazioni impresse

Le deformazioni impresse che vengono considerate sono:

- Distorsioni e presollecitazioni di progetto; Ai fini delle verifiche si devono considerare gli effetti delle distorsioni e delle presollecitazioni eventualmente previsti in progetto;
- ε_1 ritiro e viscosità (in accordo alle NTC);
- ε_2 variazioni termiche.

Inoltre tali valori caratteristici saranno amplificati mediante i coefficienti parziali di sicurezza γ_{G1} e γ_{G2} definiti in Tab. 5.1.V di normativa.

		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

Figura i: coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Dove il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

4. Azioni variabili da traffico

Ai fini del calcolo, la carreggiata viene suddivisa in corsie convenzionali, sulle quali vengono applicati i carichi variabili da traffico in modo da individuare di volta in volta le condizioni di carico più severe per la verifica in esame (possono essere adiacenti oppure no); le larghezze di tali corsie (w_l) sulla carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie si determinano come indicato nello schema di figura 5.1.1 e in tabella 5.1.1 di normativa.

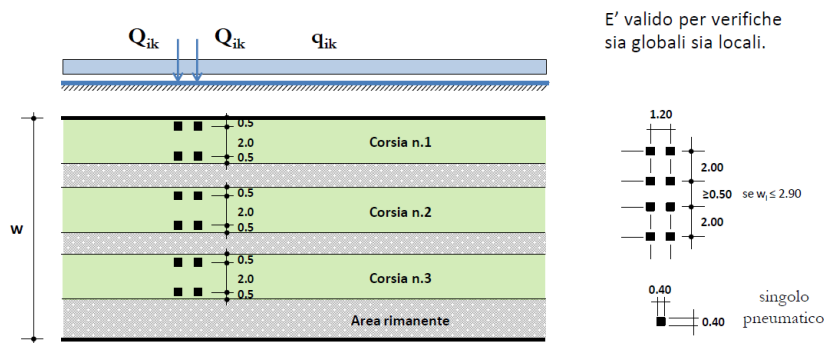
Le corsie convenzionali, la loro disposizione e la loro numerazione sono indipendenti dalle corsie fisiche disegnate sulla carreggiata mediante la segnaletica orizzontale. In alcuni casi, come per verifiche particolari

SLE e/o verifiche a fatica, le corsie convenzionali possono essere disposte in modo meno severo e possono coincidere con le corsie fisiche.

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

La normativa italiana definisce 6 schemi di carico variabile da traffico:

- **Schema 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti. Il carico tandem è unico per corsia e va considerato per intero



- Schema di carico 1 - ponti di 1ª categoria.

Posizione	Carico asse Q_k [kN]	q_k [kN/m ²]
Corsia n°1	300	9.00
Corsia n°2	200	2.50
Corsia n°3	100	2.50
Altre corsie	0	2.50

- Schema di carico 1 - ponti di 2ª categoria.

Posizione	Carico asse Q_k [kN]	q_k [kN/m ²]
Corsia n°1	240	7.20
Corsia n°2	200	2.50
Corsia n°3	100	2.50
Altre corsie	0	2.50

Figura ii: Schema di carico 1

- **Schema 2:** è costituito da un singolo asse applicato su impronte di pneumatico di forma rettangolare (0.60 m x 0.35 m). E' valido per verifiche locali e va considerato autonomamente con asse

longitudinale nella posizione più gravosa. Qualora sia più gravoso, si considera il peso di una singola ruota di 200 kN.

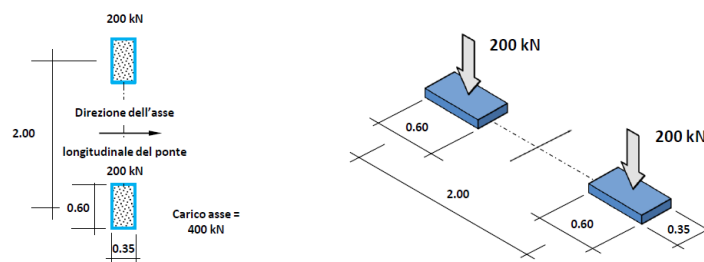


Figura iii: Schema di carico 2

- **Schema 3:** è costituito da un carico isolato di 150 kN con impronta quadrata di lato 0.40 m. E' valido per verifiche locali in marciapiedi non protetti da sicurvia.

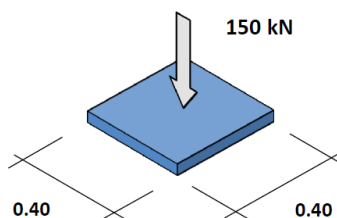


Figura iii: Schema di carico 3

- **Schema 4:** E' costituito da un carico isolato di 10 kN con impronta quadrata di lato 0.10 m. E' valido per verifiche locali in marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

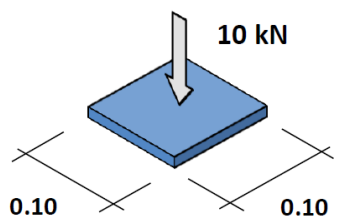


Figura iv: Schema di carico 4

- **Schema 5:** E' costituito dalla folla compatta agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5.0 kN/m². Il valore di combinazione è di 2.5 kN/m². Il carico folla deve essere

applicato su tutte le zone significative della superficie d' influenza, inclusa l'aria dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

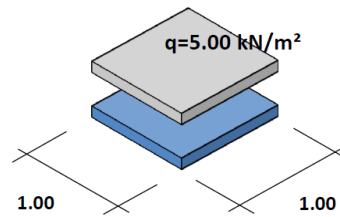


Figura v: Schema di carico 5

- **Schema 6:** In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico 1, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica compressiva del ponte, si può far riferimento ai carichi:

- $q_{L,a} = 128.95 (1/L)^{0.25} \text{ [kN/m]}$
- $q_{L,b} = 88.71 (1/L)^{0.25} \text{ [kN/m]}$
- $q_{L,c} = 77.21 (1/L)^{0.25} \text{ [kN/m]}$

essendo L la lunghezza della zona caricata.
 $q_{L,a}$ il carico sulla corsia n.1
 $q_{L,b}$ il carico sulla corsia n.2
 $q_{L,c}$ il carico sulla corsia n.3

Figura vi: Schema di carico 6

Sull'area rimanente si considera un carico distribuito di intensità 2.5 kN/m^2 .

5. Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1. La forza, applicata a livello della pavimentazione, ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata:

Ponti di 1ª categoria

$$180 \text{ kN} \leq 0.6 \cdot (2 Q_{IK}) + 0.10 \cdot q_{IK} W_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

Ponti di 2ª categoria

$$144 \text{ kN} \leq 0.6 \cdot (2 Q_{IK}) + 0.10 \cdot q_{IK} W_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

Figura vii: Forza di frenatura

6. Azione centrifuga

Nei ponti con asse curvo l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente in funzione di $Q_v = \Sigma 2Q_{ik}$, ovvero del carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico n.1.

Il carico è applicato a livello della pavimentazione ed agisce in direzione normale all'asse del ponte. La forza è concentrata in una qualunque sezione trasversale dell'impalcato:

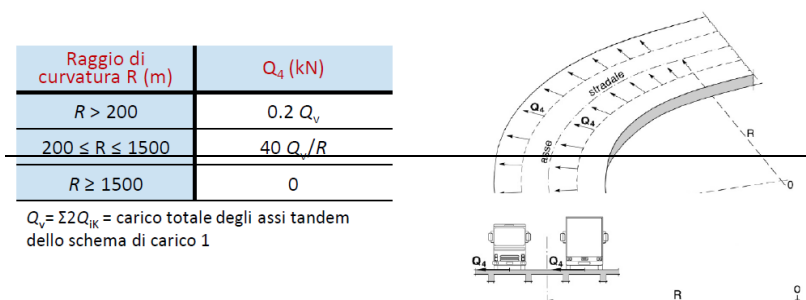


Figura viii: Forza centrifuga

7. Combinazioni di carico

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare alcune combinazioni:

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi sui marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (sch. 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (schema di carico 5)	Frenature q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema 5 con valore di comb. 2.5 kN/m^2
2a	Valore frequente			Valore caratter.		
2b	Valore frequente				Valore caratter.	
3 [*]						Schema 5 con valore caratter. 5.0 kN/m^2
4 [**]			Schema 5 con valore caratter. 5.0 kN/m^2			Schema 5 con valore caratter. 5.0 kN/m^2
5 [***]	da definirsi per progetto	Valore caratter.				

[*] ponti di 3ª categoria

[**] da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)

[***] da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Figura viii: Gruppo di azioni

Capitolo 3

SOLETTA

1. Predimensionamento

La soletta è l'elemento orizzontale a forma di lastra che sorregge i carichi verticali derivanti dai pesi propri degli elementi e dai carichi accidentali.

La soletta è realizzata in c.a. tramite l'utilizzo di lastre tralicciate (predalles); queste sono elementi progettati e realizzati con la funzione specifica di cassero a perdere, per cui una volta effettuato il getto di completamento del calcestruzzo esse diventano collaboranti con la struttura stessa. La larghezza delle predalles utilizzate nella progettazione del ponte oggetto di questa relazione è di 120 cm.

In una prima analisi è stato utilizzato uno spessore della soletta di 30 cm.

2. Spessore ricoprimento

In accordo con la norma UNI EN 206 sono state individuate le classi di esposizione XC4 e XS1. Considerando che:

- La vita utile di progetto della struttura è di $V_r = 100$ anni
- La classe di resistenza è C40/50
- L'elemento ha forma simile a soletta

La classe strutturale dell'elemento sarà S4 quindi il ricoprimento minimo definito dall'Eurocodice 2 è di 35 mm.

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Figura 4: Classificazione strutturale raccomandata.

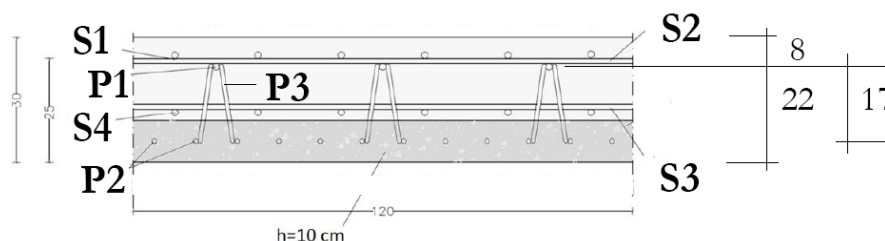
Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Figura 5: Valori del copriferro minimo

Al ricoprimento minimo così ottenuto deve essere aggiunto un margine di sicurezza che può essere assunto pari a 5 mm in quanto si adotteranno sistemi di controllo dello spessore del ricoprimento (distanziatori).

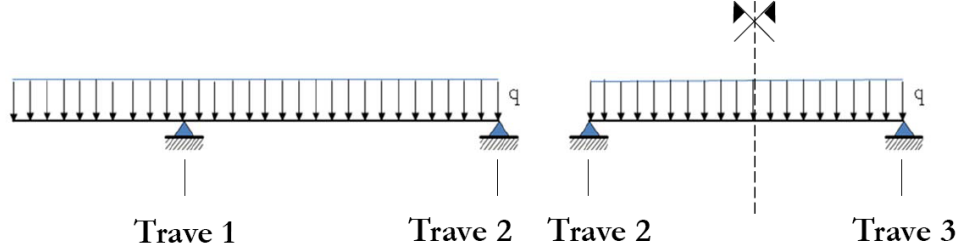
$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 + 5 = 40 \text{ mm} \quad (1)$$

Questo ricoprimento minimo verrà utilizzato sia per la realizzazione della soletta gettata in opera che per l'armatura costituente le predalles. Di seguito è riportata la sezione della soletta con le posizioni delle armature.



3. Fase di getto

Durante la fase di getto della soletta la predalle ed il traliccio fungono sia da cassaforma che da elemento resistente. Non essendo l'impalcato solidale, lo schema statico rappresentativo della fase di getto è quello di trave appoggiata-appoggiata con carico distribuito.



Schema statico della soletta in fase costruttiva

In fase di esecuzione la combinazione delle azioni è la stessa utilizzata allo SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_{k1} + \gamma_{G2} \cdot G_{k2} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_2 \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2)$$

3.1. Carico da Neve

Il carico da neve sulla copertura sarà valutato mediante l'espressione di normativa:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t \quad (3)$$

dove:

$$\mu_i = \text{coefficiente di forma della copertura} = 0.8 \quad (4)$$

$$C_E = \text{coefficiente di esposizione} = 1 \quad (5)$$

$$C_t = \text{coefficiente termico} = 1 \quad (6)$$

Il valore caratteristico della neve al suolo q_{sk} è fornito nelle norme per un periodo di ritorno di 50 anni. Durante la fase di costruzione le norme (Eurocodice 1 parte 1-3) forniscono un'espressione per il calcolo del q_{sk} in funzione del periodo di ritorno:

$$q_n = q_k \left\{ \frac{1 - V \frac{\sqrt{6}}{\pi} [\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0.57722]}{(1 + 2.5923 V)} \right\} \quad (7)$$

dove:

$$V = \text{coefficiente di variazione della serie dei massimi annuali del carico} \quad (8)$$

$$P_n = \text{probabilità annuale di superamento, assunto pari a } 1/n \quad (9)$$

$$n = \text{numero di anni del periodo di ritorno} \quad (10)$$

Dunque, il valore del carico da neve è pari a $q_{sk} = 0.40 \text{ kN/m}^2$.

Inoltre, la norma suggerisce di utilizzare in fase di esecuzione dell'opera un valore caratteristico pari al 30% del valore caratteristico nella situazione di carico permanente.

3.2. Carichi da costruzione

I carichi da costruzione considerabili sono diversi e dipendono dalla tipologia e dalle fasi di realizzazione dell'opera, per realizzare la soletta si prevede l'utilizzo:

- **Q_{ca} :** Carico variabile costituito dalla manodopera con eventuali attrezzi manuali ed eventuale equipaggiamento, è rappresentato da un carico distribuito pari a $q_{ca,k} = 1.00 \text{ kN/m}^2$;
- **Q_{cc} :** Carico variabile non permanente rappresentativo dell'attrezzatura necessaria alla realizzazione dell'opera (casce-forme, macchinari, etc...) pari a 0.50 kN/m^2 ;
- **Q_{cf} :** Carico di parte della struttura in situazione transitoria (calcestruzzo gettato in opera) pari a 26.00 kN/m^3 .

La normativa inoltre fornisce la disposizione di questi carichi per la verifica dell'elemento considerato:

- **Zona 1:** Al di fuori della zona di lavoro si considera il 75% del carico Q_{ca} ;

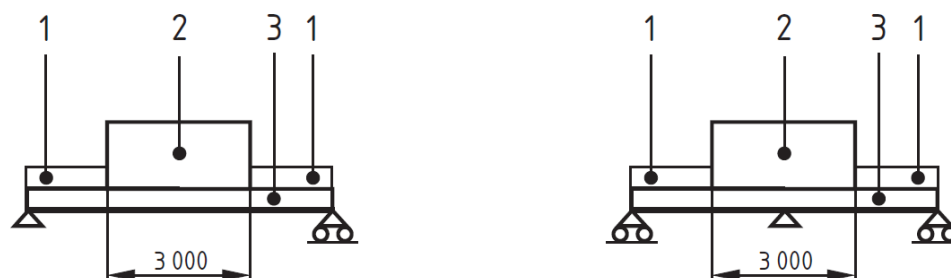


Figura 6: Distribuzione dei carichi raccomandata durante la fase di getto.

- **Zona 2:** Dentro la zona di lavoro si considera il 10% del peso proprio del calcestruzzo, il quale valore deve essere compreso tra 0.75 kN/m^2 ed 1.5 kN/m^2 , ed il carico Q_{ca} .
- **Zona 3:** Intera area oggetto di studio si considera il peso della cassaforma (ovvero il peso della predalle), il peso dell'attrezzatura Q_{cc} ed il peso del calcestruzzo fresco per lo spessore di progetto Q_{cf} (26.00 kN/m^3).

3.3. Fase di getto

Tabella 2: Carichi caratteristici fase di getto

Descrizione	Spessore (m)	q_k	γ_{Gi}
Predalle	0.10	$25 \times 0.1 = 2.50 \text{ kN/m}^2$	1.35
Q_{ca}	-	1.00 kN/m^2	1.50
Q_{cc}	-	0.50 kN/m^2	1.50
Q_{cf}	0.20	$26 \times 0.2 = 5.20 \text{ kN/m}^2$	1.35 (errato)
Neve	-	$0.3 \times 0.4 = 0.12 \text{ kN/m}^2$	1.50

Attenzione alcuni coeff. parziali di sicurezza delle azioni da costruzione sono errati (Q_{cf}) e dovrebbero essere 1.50 perché tali carichi sono considerati variabili in normativa (EC1)

I valori mostrati in Tabella 2 rappresentano i carichi caratteristici agenti durante la fase di realizzazione della soletta. Nelle singole zone si considerano i valori di calcolo:

- Zona 1:

$$0.75 \cdot Q_{ca} \cdot \gamma_{Qa} = 0.75 \cdot 1.00 \cdot 1.5 = 1.13 \text{ kN/m}^2 \quad (11)$$

- Zona 2:

$$0.75 \cdot \gamma_G + Q_{ca} \cdot \gamma_Q = 0.75 \cdot 1.35 + 1.00 \cdot 1.5 = 2.51 \text{ kN/m}^2 \quad (12)$$

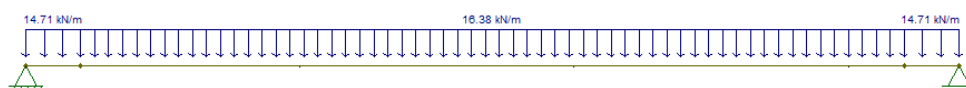
- Zona 3:

$$Q_{cc} \cdot \gamma_Q + (Q_{pred} + Q_{cf}) \cdot \gamma_G = 0.50 \cdot 1.50 + (2.50 + 5.20) \cdot 1.35 = 11.14 \text{ kN/m}^2 \quad (13)$$

- Neve:

$$0.3 \cdot q_{ck} \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0 = 0.3 \cdot 0.4 \cdot 1.5 \cdot 0.80 = 0.14 \text{ kN/m}^2 \quad (14)$$

In fase di calcolo è opportuno riferirsi ad una larghezza di soletta, in direzione longitudinale, pari ad 1.20 m, il che equivale alla grandezza della predalle prefabbricate. Lo schema statico utilizzato è quello doppiamente appoggiato il quale risulta essere il più gravoso.



Schema statico con carichi applicati



Diagramma del momento flettente in fase di costruzione

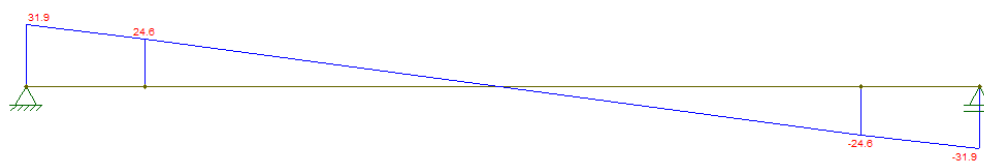
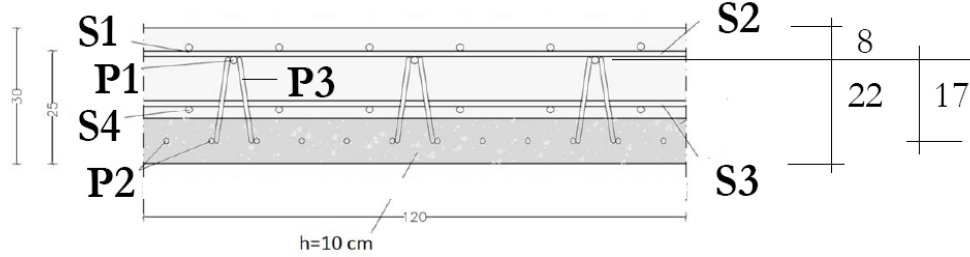


Diagramma del taglio in fase di costruzione

3.4. Progetto corrente superiore del traliccio

Progetto armature P1



Schema armatura soletta

Data la distribuzione dei carichi che massimizzzi il momento in campata, considerando lo schema di trave appoggiata, è valutato un momento flettente positivo (riferito ad 1.20 m di soletta e calcolato per una luce netta di 3.40 m) $M_{Ed}=23.6$ kNm.

Lo sforzo normale agente sul corrente superiore del traliccio è valutato:

$$N_s = \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{23.6}{0.17} = 138 \text{ kN} \quad (15)$$

dove z rappresenta il braccio della coppia interna.

Il corrente superiore è soggetto a sforzo normale di compressione e dovrà essere dimensionato in modo che non si in stabilizzi durante la fase di getto.

Supponendo di voler utilizzare barre $\Phi 18$ ed essendo il corrente superiore saldato con il traliccio ogni 36 cm (in direzione longitudinale), sono determinate le seguenti grandezze:

$$L_0 = 360 \text{ mm} \quad (16)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 5153}{360^2} \cdot 10^{-3} = 82.41 \text{ kN} \quad (17)$$

La resistenza all'instabilità dell'asta compressa sarà valutata:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{254.47 \cdot 450}{82.41 \cdot 1000}} = 1.18 \quad (18)$$

$$\Phi = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = \frac{1}{2} \left[1 + 0.49 (1.18 - 0.2) + 1.18^2 \right] = 1.44 \quad (19)$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1.44 + \sqrt{1.44^2 - 1.18^2}} = 0.47 \quad (20)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 0.47 \cdot 254.47 \cdot 391.3 \cdot 10^{-3} = 46.80 \text{ kN} \quad (21)$$

Attenzione: il parametro γ_{M1} non vale 1.15.

Lo sforzo normale sollecitante è ripartito in funzione del numero di barre: disponendo 3 Φ 18 in 1.2 m di soletta, la verifica all'instabilità è soddisfatta.

$$N_{Ed} = \frac{138 \text{ kN}}{3} = 46 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 46.80 \text{ kN}$$

3.5. Progetto delle aste di parete del traliccio

Durante la fase di getto le aste del traliccio saranno sottoposte a sforzo normale di compressione indotto dal peso del getto che provoca un taglio all'appoggio. Non conoscendo la dimensione della piattabanda si suppone che la predalle si discosti dall'asse della trave di 25 cm, pertanto il taglio sollecitante massimo è $V_{Ed} = 30.4 \text{ kN}$.

La singola barra che costituisce il traliccio si presenta inclinata sia lungo il piano trasversale che lungo il piano longitudinale. Lungo il piano trasversale presenta un angolo $\alpha = 45^\circ$, lungo il piano longitudinale l'inclinazione è valutata in funzione dei correnti inferiori e superiore, indicando con β l'angolo che la barra del traliccio forma con la verticale:

$$\beta = \arctan \frac{10 - 1.8 - 1.2 - 2}{2 \cdot 17} = 8 \text{ gradi} \quad (22)$$

Lo sforzo normale di compressione varrà:

$$N_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{\sin \alpha \cdot \cos \beta} = \frac{30.4 \text{ kN}}{\sin 45 \cdot \cos 8} = 43.4 \text{ kN} \quad (23)$$

Supponendo di utilizzare barre Φ 10 verrà verificato il traliccio a compressione ed all'instabilità. La lunghezza libera d'inflessione dell'asta, considerata incernierata in corrispondenza dei correnti, è funzione degli angoli α e β :

$$L_0 = \frac{h}{\sin \alpha \cdot \cos \beta} = \frac{180 \text{ mm}}{\sin 45 \cdot \cos 8} = 257.3 \text{ mm} \quad (24)$$

La resistenza all'instabilità della singola barra vale:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 10.2 \text{ kN} \quad (25)$$

Avendo disposto 3 tralicci in una predalle di larghezza 1.20 m, sarà necessario disporre 6 barre $\Phi 10$ affinché la verifica sia soddisfatta:

$$N_{Ed} = \frac{43.4 \text{ kN}}{6} = 7.23 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 10.2 \text{ kN}$$

Attenzione: eseguire anche il progetto dell'armatura P2 nello schema di trave appoggiata-appoggiata e delle armature P1, P2 e P3 nello schema di trave con sbalzo

4. Linee di influenza

Le linee di influenza permettono di studiare gli effetti nelle strutture al viaggiare dei carichi. Sono rappresentate da diagrammi, le cui ordinate forniscono il valore della sollecitazione cercata in una data sezione, al variare della posizione dell'ente sollecitante la struttura. Questi diagrammi vengono determinati per ricercare il valore del momento flettente e del taglio massimo e minimo in alcune sezioni salienti della soletta, soggetta ad un carico concentrato viaggiante unitario. I valori del momento e del taglio dovuto a tutti i carichi agenti sono dati, sulla base del principio di sovrapposizione degli effetti (teoria lineare), dalla somma dei prodotti dei carichi per le ordinate (se concentrati) o per l'integrale (se distribuiti) corrispondenti della linea di influenza. Le linee di influenza sono state tracciate grazie al programma Ftool.

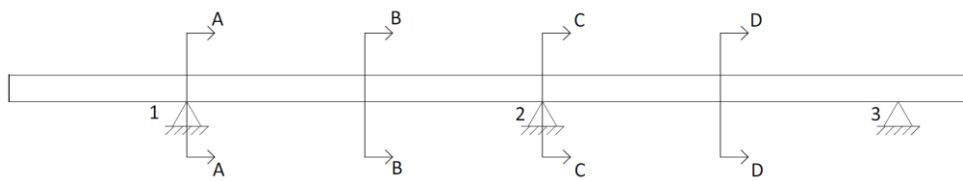


Figura 7: Sezioni significative analizzate

Essendo l'impalcato simmetrico le sezioni significative analizzate saranno le due sezioni in corrispondenza degli appoggi 1 e 2, e le due sezioni in mezzzeria tra gli appoggi 1-2 e 2-3, come mostrato in figura 7.

Sono riportate le linee di influenza del momento, successivamente del taglio, nell'ipotesi esemplificativa di una forza concentrata viaggiante pari a 1.00 kN.

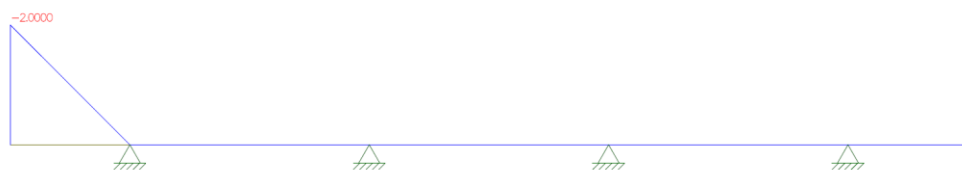


Figura 8: Linea di influenza sezione AA

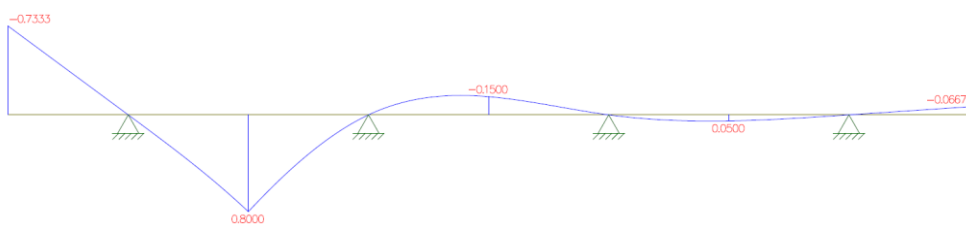


Figura 9: Linea di influenza sezione BB

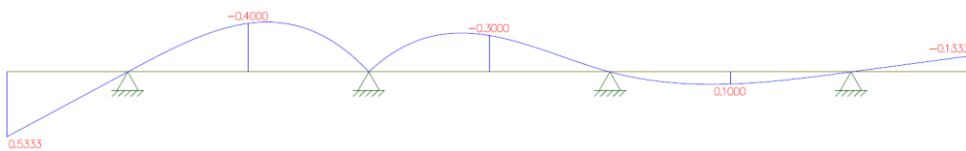


Figura 10: Linea di influenza sezione CC

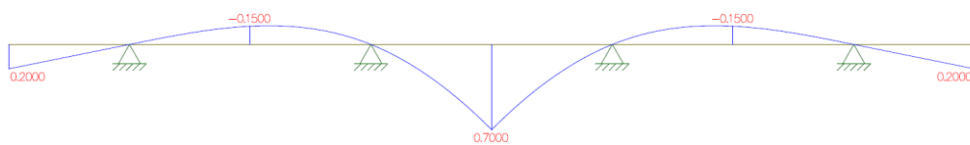


Figura 11: Linea di influenza sezione DD

Sono riportate di seguito le linee di influenza del taglio.

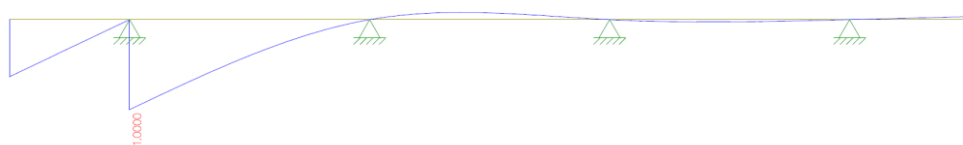


Figura 12: Linea di influenza sezione AA

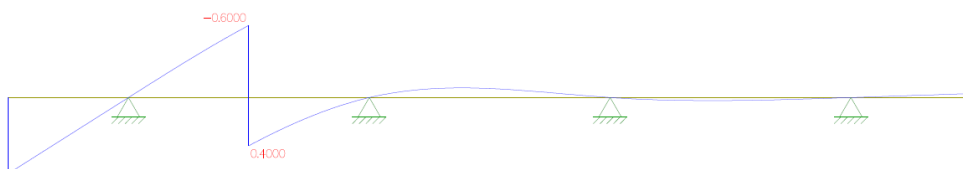


Figura 13: Linea di influenza sezione BB

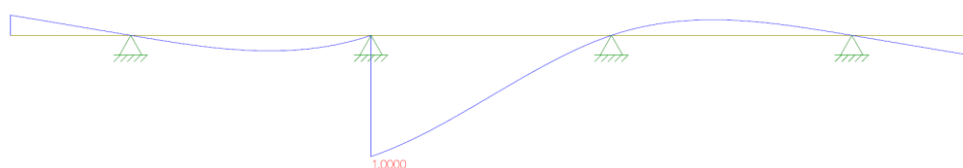


Figura 14: Linea di influenza sezione CC

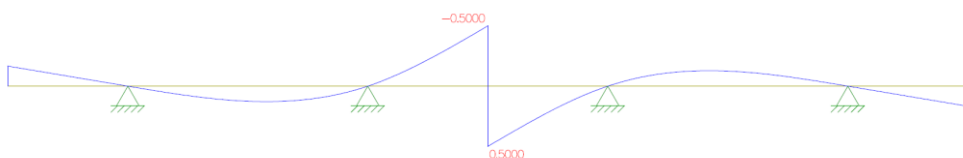


Figura 15: Linea di influenza sezione DD

5. Diffusione dei carichi concentrati

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante. Per tener conto dell'effetto lastra, si aumenta la lunghezza delle impronte di carico di una lunghezza pari alla metà dell'interasse fra gli appoggi.

5.1. Impronta schema di carico 1

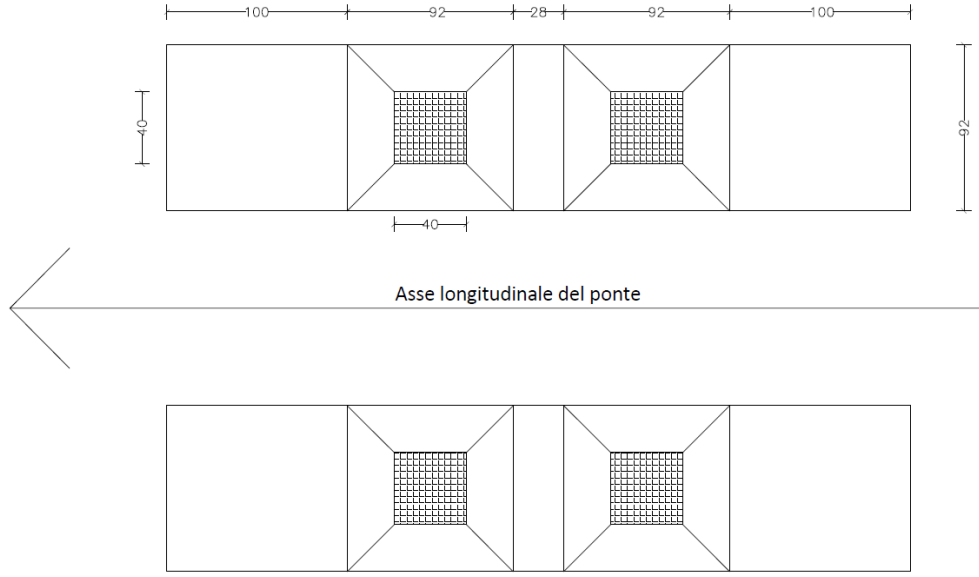


Figura 16: Impronta di carico 1

Il piano medio della soletta si trova ad una profondità rispetto al piano di applicazione del carico pari ad $a + h/2$ dove a è lo spessore della pavimentazione ed h è lo spessore della soletta. L'impronta di carico avrà un'ampiezza di:

$$l = 2a + h + b = 2 \cdot 11 + 30 + 40 = 92 \text{ cm} \quad (26)$$

L'interasse λ tra le travi è di 4 m, quindi l'impronta di carico sarà ampliata di una larghezza pari a $\lambda/2 = 2 \text{ m}$ come indicato in figura 12.

Il carico agente ripartito su una impronta di larghezza 4.12 m sarà:

$$q_{1d} = \frac{Q_{1k}}{A} \cdot \gamma_{q1} = \frac{300 \text{ kN}}{0.92 \text{ m} \cdot 4.12 \text{ m}} \cdot 1.35 = 106.85 \text{ kN/m}^2 \quad (27)$$

$$q_{2d} = \frac{Q_{2k}}{A} \cdot \gamma_{q1} = \frac{200 \text{ kN}}{0.92 \text{ m} \cdot 4.12 \text{ m}} \cdot 1.35 = 71.23 \text{ kN/m}^2 \quad (28)$$

A questi carichi così ottenuti andrà sommato il valore del carico distribuito dell'intera corsia:

$$q_{1d}^* = q_{1d} \text{ concentrato} + q_{1d} \text{ distribuito} = 106.85 + 9 \cdot 1.35 = 119 \text{ kN/m}^2 \quad (29)$$

$$q_{2d}^* = q_{2d} \text{ concentrato} + q_{2d} \text{ distribuito} = 71.23 + 2.5 \cdot 1.35 = 74.61 \text{ kN/m}^2 \quad (30)$$

Questi rappresentano i carichi variabili da traffico da utilizzare per il calcolo delle linee di influenza.

5.2. Impronta schema di carico 2

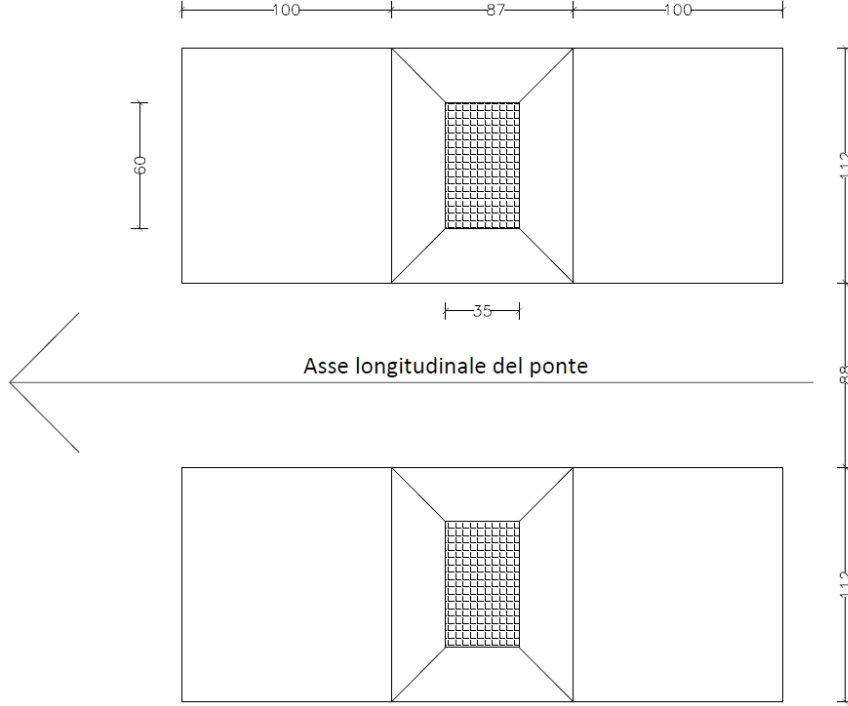


Figura 17: Schema di carico 2

L'impronta di carico avrà un'ampiezza in direzione longitudinale (parallela all'asse del ponte) di:

$$l_l = 2a + h + b = 2 \cdot 11 + 30 + 35 = 87 \text{ cm} \quad (31)$$

$$l_t = 2a + h + b = 2 \cdot 11 + 30 + 60 = 112 \text{ cm} \quad (32)$$

L'interasse λ tra le travi è di 4 m, quindi l'impronta di carico sarà ampliata di una larghezza pari a $\lambda/2 = 2$ m come indicato in figura 12.

Il carico agente ripartito su una impronta di larghezza 2.87 m sarà:

$$q_{ld} = \frac{Q_{1k}}{A} \cdot \gamma_{q1} = \frac{200 \text{ kN}}{1.12 \text{ m} \cdot 2.87 \text{ m}} \cdot 1.35 = 84 \text{ kN/m}^2 \quad (33)$$

Il carico dato dall'impronta dello schema di carico 2 è minore di quello ricavato dall'impronta dello schema di carico 1, la progettazione e la verifica della soletta sarà effettuata considerando quest'ultimo come schema di carico più gravoso.

6. SLU Carichi permanenti

Di seguito è riportata una tabella contenente i pesi propri degli elementi strutturali (es. la soletta) e non strutturali (es. binder, asfalto).

Tabella 3: Pesi propri elementi strutturali e carichi non strutturali

Descrizione	Materiale	Peso specifico	Spessore (m)	γ_{Gi}	Peso per unità di lunghezza
Soletta	calcestruzzo	25.0 kN/m ³	0.30	1.35	10.13 kN/m
Binder	ciottoli + bitume	24.0 kN/m ³	0.06	1.50	2.16 kN/m
Asfalto	asfalto	13.0 kN/m ³	0.05	1.50	0.98 kN/m
Marciapiede	calcestruzzo	25.0 kN/m ³	0.10	1.50	3.75 kN/m
Ringhiera	ringhiera	1.0 kN/m	-	1.50	1.50 kN/m
G-R	G-R	1.0 kN/m	-	1.50	1.50 kN/m
Veletta	calcestruzzo	1.0 kN/m	-	1.50	1.50 kN/m

Di seguito è illustrata la disposizione dei carichi permanenti strutturali e non strutturali sullo schema statico di trave continua su più appoggi il quale è rappresentativo dell'impalcato oggetto di calcolo. La larghezza della soletta è posta pari a 1.00 m.

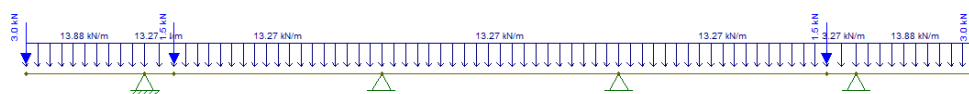


Figura 18: Disposizione dei carichi

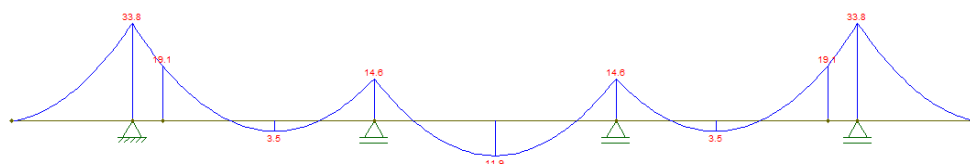


Figura 19: Diagramma del momento flettente

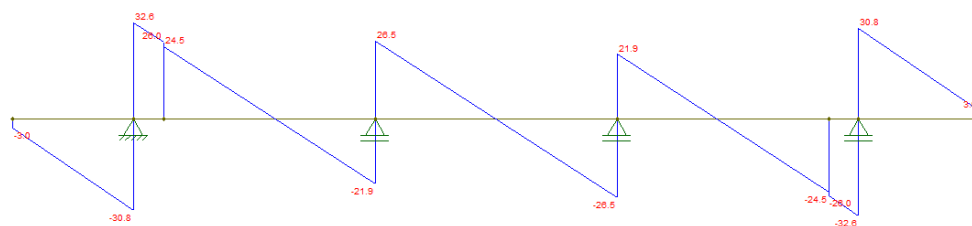


Figura 20: Diagramma del taglio

7. Calcolo delle sollecitazioni

La normativa prescrive la seguente combinazioni dei carichi:

$$\gamma_{G1} \cdot G_{k1} + \gamma_{g2} \cdot G_{k2} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} \cdot \psi_{02} + \dots \quad (34)$$

I diagrammi del momento e del taglio mostrati nelle figure che seguiranno si riferiscono ai valori di calcolo dei soli carichi variabili da traffico ovvero il carico uniformemente distribuito sulle corsie e il carico tandem. Previa analisi delle linee di influenza, si precisa che i diagrammi sotto riportati rappresentano il massimo valore assunto dal momento flettente e dal taglio.

7.1. Sezione AA

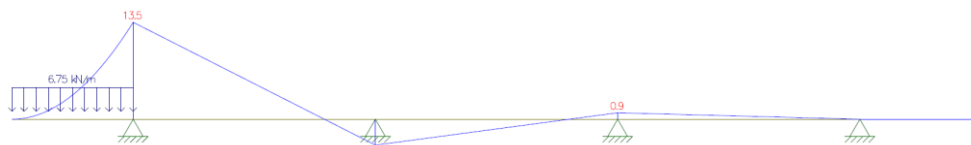


Figura 21: Diagramma del momento, massima sollecitazione sezione AA

Attenzione il carico sul marciapiede è $2,5 \cdot 1,35 = 3,375 \text{ kN/m}^2$

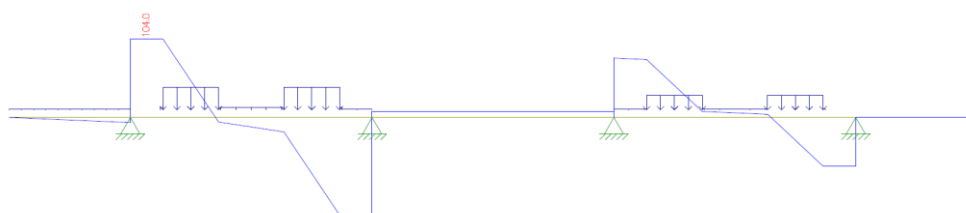


Figura 22: Diagramma del taglio, massima sollecitazione sezione AA

7.2. Sezione BB

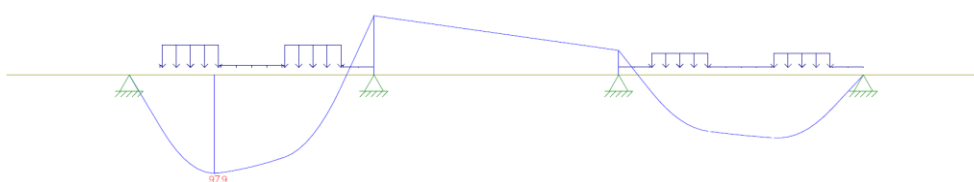


Figura 23: Diagramma del momento, massima sollecitazione sezione BB

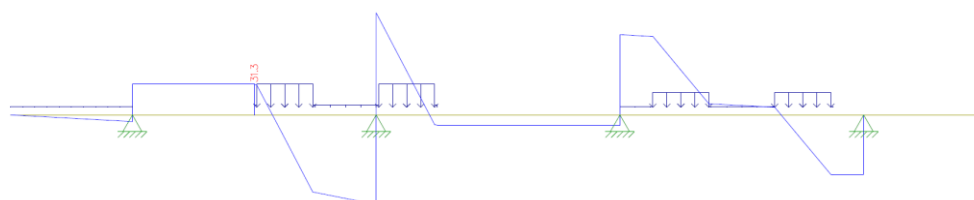


Figura 24: Diagramma del taglio, massima sollecitazione sezione BB

7.3. Sezione CC

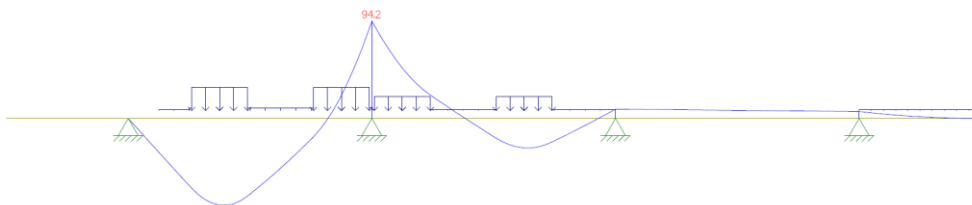


Figura 25: Diagramma del momento, massima sollecitazione sezione CC

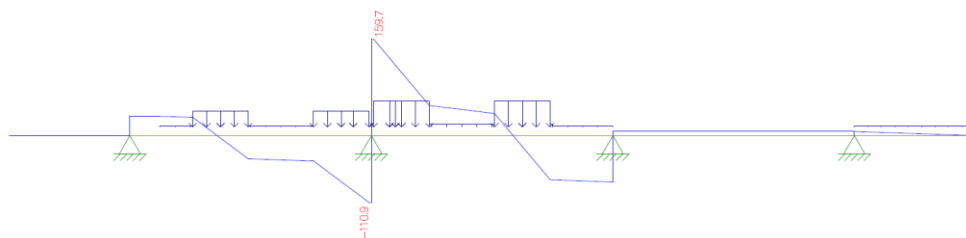


Figura 26: Diagramma del taglio, massima sollecitazione sezione CC

7.4. Sezione DD

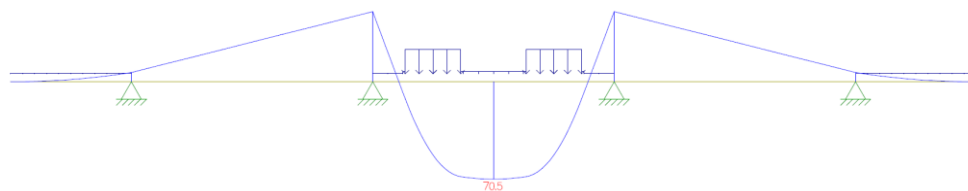


Figura 27: Diagramma del momento, massima sollecitazione sezione DD

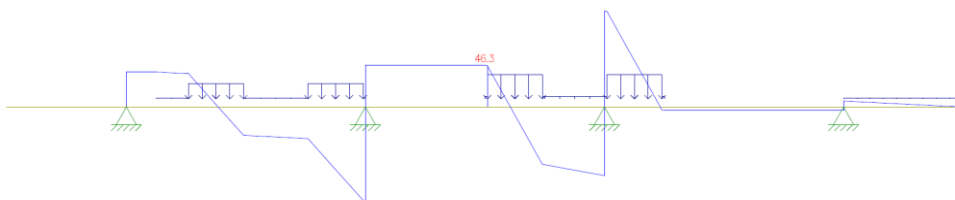


Figura 28: Diagramma del taglio, massima sollecitazione sezione DD

7.5. Sollecitazioni M massime ottenute

Di seguito è riportata una tabella riassuntiva dei valori del momento flettente assunte nelle sezioni all'appoggio ed in campata. M_G indica il momento flettente dovuto ai carichi permanenti e M_Q invece è dovuto ai carichi variabili da traffico.

Tabella 4: Momento massimo nelle sezioni significative

Sezione	AA	BB	CC	DD
M_G (kNm)	-33.8	3.4	-14.6	11.9
M_Q (kNm)	-13.5	97.9	-94.2	70.5
$M = M_G + M_Q$ (kNm)	-47.3	101.3	-108.8	82.4

8. Calcolo armatura A'_s della soletta

Calcolo armatura S1

Considerando 1 metro di soletta il massimo momento sollecitante l'armatura superiore in corrispondenza dell'appoggio è di 108.8 kNm.

Considerando che il ricoprimento minimo da garantire è di 4 cm e volendo utilizzare barre $\Phi 18$ di diametro si avrà:

$$c = r + \frac{\Phi_{18}}{2} = 40 + \frac{18}{2} \cong 50 \text{ mm} \Rightarrow d = h - c = 30 - 5 = 25 \text{ cm} \quad (35)$$

$$A'_s = \frac{|M_{Ed}|}{f_{yd} \cdot 0.9d} = \frac{108.8}{391.3 \cdot 0.9 \cdot 25} 10^5 = 1238 \text{ mm}^2 \quad (36)$$

Si disporranno barre $\Phi 18/20$ per un'area totale di armatura al metro di:

$$A'_s = A_s \cdot n = \left(\frac{18^2 \pi}{4} \right) \cdot 5 = 1272.35 \text{ mm}^2 \quad (37)$$

9. Calcolo armatura A_s della soletta

Calcolo armatura P2

Considerando 1 metro di soletta il massimo momento sollecitante, per il calcolo dell'armatura inferiore, in corrispondenza della sezione BB è di 101.3 kNm.

La resistenza a flessione della sezione dipenderà dall'armatura costituente la predalle. Queste predalle avranno uno spessore di 10 cm e saranno armate con ferri $\Phi 12$, il cui numero verrà determinato in seguito in merito alla verifica a fessurazione della sezione, in modo da garantire il ricoprimento minimo di 4 cm.

Si rimanda il calcolo e la verifica della sezione a momento flettente positivo a successive analisi. L'armatura longitudinale delle predalles sarà progettata e verificata allo SLE a fessurazione.

10. Sollecitazioni V massime

Di seguito è riportata una tabella riassuntiva dei valori del taglio assunte nelle sezioni all'appoggio ed in campata. V_G indica il taglio dovuto ai carichi permanenti e V_Q invece è dovuto ai carichi variabili da traffico.

Tabella 5: Taglio massimo nelle sezioni significative

Sezione	AA	BB	CC	DD
V_G (kN)	32.6	4.6	26.5	4.6
V_Q (kN)	104.0	31.3	159.7	46.3
$V = V_G + V_Q$ (kN)	136.6	35.9	186.2	50.9

Tuttavia, i valori del taglio mostrati in Tabella 4 sono considerati ad asse trave, in realtà le tensioni si trasmettono all'elemento trave a partire dalla piattabanda superiore della trave stessa, quindi è possibile ridurre i valori del taglio massimo supponendo una larghezza ipotetica della piattabanda.

E' possibile inoltre tener conto dell'effetto arco per la trasmissione delle tensioni alla piattabanda.

Data la difficoltà nel definire questo scostamento lo si assume pari a 40 cm andando a vantaggio di sicurezza; il taglio determinato in prossimità dell'appoggio C è pari a 137.3 kN.

10.1. Verifica a taglio della sezione senza armature trasversali resistenti a taglio

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza a taglio si valuta:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})}}{\gamma_c} + 0.15 \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w d \geq (v_{\min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d \quad (38)$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{250}} = 1.894 \leq 2 \quad (39)$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot \sqrt[2]{1.894^3} \cdot \sqrt{40} = 0.577 \quad (40)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{(b_w \cdot d)} = \frac{1272.35}{1000 \cdot 250} = 0.00509 \quad (41)$$

$$\sigma_{cp} = 0 \quad (42)$$

$$\gamma_c = 1.5 \quad (43)$$

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot 1.894 \cdot \frac{\sqrt[3]{(100 \cdot 0.00509 \cdot 40)}}{1.5} \right\} \cdot 1000 \cdot 25 \cdot 10^{-2} = 155.18 \text{ kN} \quad (44)$$

$$V_{Rd} = 0.577 \cdot 1000 \cdot 25 \cdot 10^{-2} = 144.3 \text{ kN} \quad (45)$$

Pertanto, il taglio resistente V_{rd} è pari a 155.18 kN. Si precisa che, ai fini di questa verifica, è stata utilizzata solo l'armatura S1 prima calcolata.

La sezione, senza specifica armatura disposta a taglio, risulta verificata a taglio.

E' necessario tuttavia effettuare un'ulteriore considerazione; nel calcolo non si è tenuto conto dell'eventuale armatura integrativa disposta in senso trasversale (con altezza utile d minore) che per effetto spinotto aumenta la resistenza a taglio della sezione.

11. Verifica allo SLE

Allo SLE la soletta dovrà essere verificata alla combinazione di carico frequente:

$$G_{k1} + G_{k2} + \psi_1 \cdot Q_{k1} + \psi_2 \cdot Q_{k2} + \dots \quad (46)$$

Si opererà per la progettazione e verifica dell'elemento in c.a. per evitare l'apertura eccessiva delle fessure nel calcestruzzo, che può influire negativamente sia sulla durabilità dell'opera che sull'aspetto.

La struttura è soggetta a classi di esposizione che determinano condizioni ambientali "molto aggressive"; il valore limite di apertura della fessura è pari al valore nominale $w_1 = 0.2 \text{ mm}$.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione sarà condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura. Si farà riferimento alle tabelle C4.1.II e C4.1.III delle NTC08.

11.1. Carichi permanenti

Tabella 6: Carichi permanenti SLE

Descrizione	Materiale	Peso specifico	Spessore (m)	γ_{Gi}	Peso per unità di lunghezza
Soletta	calcestruzzo	25.0 kN/m ³	0.3	1	7.50 kN/m
Binder	ciottoli + bitume	24.0 kN/m ³	0.06	1	1.44 kN/m
Asfalto	asfalto	13.0 kN/m ³	0.05	1	0.65 kN/m
Marcia piede	calcestruzzo	25.0 kN/m ³	0.1	1	2.50 kN/m
Ringhiera	ringhiera	1.00 kN/m	\	1	1.00 kN/m
G-R	G-R	1.00 kN/m	\	1	1.00 kN/m
Veletta	calcestruzzo	1.00 kN/m	\	1	1.00 kN/m

11.2. Carichi variabili da traffico

Tabella 7: Carichi variabili da traffico SLE

Schema di carico 1	Carico distribuito	Carico concentrato	ψ_1	Carico distribuito (calcolo)	Carico concentrato (calcolo)
Corsia 1	9 kN/m ²	300 kN	0.75	6.75 kN/m	59.36 kN/m
Corsia 2	2.5 kN/m ²	200 kN	0.75	1.88 kN/m	39.57 kN/m
Zona rimanente	2.5 kN/m ²	-	0.75	1.88 kN/m	-

11.3. Sollecitazione M massime ottenute

Tabella 8: Momento massimo nelle sezioni significative SLE

Sezione	AA	BB	CC	DD
M_G (kNm)	-24.0	3.2	-11.4	8.6
M_Q (kNm)	-7.5	54.5	-53.1	38.8
$M = M_G + M_Q$ (kNm)	-31.5	57.7	-64.5	47.4

Tuttavia, i valori del momento mostrati in Tabella 9 sono considerati ad asse trave, in realtà le considerazioni andrebbero effettuate in asse con la piattabanda superiore della trave stessa, quindi è possibile ridurre i valori del momento massimo supponendo una larghezza ipotetica della piattabanda. Inoltre i valori del carico permanenti sono decurtati del peso della soletta in quanto questo è stato considerato durante la fase di getto.

Tabella 9: Momento massimo nelle sezioni significative SLE prese a filo con la piattabanda superiore

Sezione	AA	BB	CC	DD
M_G (kNm)	-5.0	0.7	-2.4	1.7
M_Q (kNm)	-7.5	54.5	-49.2	38.8
$M = M_G + M_Q$ (kNm)	-12.5	55.2	-41.3	40.5

11.4. Verifica armatura A'_s

Armatura S1 già progettata allo SLU

Superiormente sono state disposte barre $\Phi 18/20$ per metro di soletta per un'area complessiva $A'_s = 1272.35 \text{ mm}^2$.

Allo SLE la tensione nell'armatura sarà pari:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{0.9 \cdot d \cdot A'_s} = \frac{41.3}{0.9 \cdot 25 \cdot 1272.35} \cdot 10^{-5} = 144.27 \text{ N/mm}^2 \quad (47)$$

Secondo la tabella C4.1.II la verifica risulta soddisfatta essendo consentita per una tensione dell'acciaio $\sigma_s = 160 \text{ MPa}$ un diametro massimo delle barre di 25 mm.

11.5. Verifica armatura A_s

Armatura P2

Sottoposto a momento flettente positivo l'elemento in calcestruzzo è la predalle. Pertanto la verifica dovrà essere condotta sull'armatura longitudinale costituente la predalle. Al paragrafo 9 si sono posti come correnti inferiori del traliccio barre $\Phi 12$.

In questo paragrafo quindi verrà progettata l'armatura della predalle tale da impedire la fessurazione del calcestruzzo.

La tensione nell'armatura sarà somma di due contributi: σ_1 che è la tensione dell'acciaio durante la fase di getto ed σ_2 che è la tensione dell'acciaio quando la soletta è tutta collaborante.

Durante la fase di esecuzione dell'opera la predalle funge da unico elemento resistente e da cassaforma. Non essendo l'impalcato solidale, lo schema statico rappresentativo della fase di getto è quello di trave appoggiata-appoggiata con carico distribuito.

In fase di esecuzione la combinazione delle azioni utilizzata è la combinazione caratteristica frequente.

Si considera come carico agente il peso proprio della predalle ed il peso del getto di calcestruzzo (Tabella 2).

Lo studio verrà condotto sulla predalle di estremità che poggia sulla trave 1 e 2, il quale schema statico rappresentativo è quello di trave appoggiata-appoggiata con sbalzo, e quello sulla predalle centrale che poggia sulla trave 2 e 3, il quale schema statico rappresentativo è quello di trave appoggiata-appoggiata.

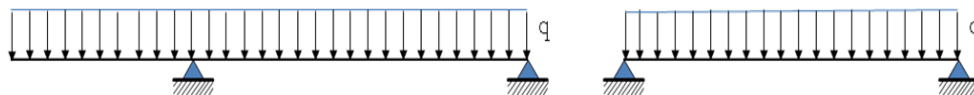


Figura 29: Schemi statici predalles (a) estremità; (b) mezzeria

- *Sezione BB*

Schema statico trave appoggiata con sbalzo:

$$M_{Ed(BB)} = \frac{ql^2_{campata}}{8} - \frac{ql^2_{sbalzo}}{2} = \frac{(5.2 + 2.5) \cdot 3.5^2}{8} - \frac{(5.2 + 2.5) \cdot 2.0^2}{2} = -3.61 \text{ kNm}$$

Attenzione questo calcolo è errato: manca il contributo della reazione d'appoggio

(48)

Per una tensione pari ad:

$$\sigma_1 = \frac{M_{Ed(BB)}}{z \cdot A_s} = \frac{-3.61}{16 \cdot 10 \cdot 113.1} \cdot 10^{-5} = -19.95 \text{ N/mm}^2 \quad (49)$$

Con z braccio della coppia interna determinata come distanza tra i correnti in quanto il calcestruzzo non risulta reagente a trazione.

Schema statico di trave continua:

La tensione indotta dai carichi da traffico più i pesi propri degli elementi non strutturali vale:

$$\sigma_2 = \frac{M_{Ed(BB)}}{0.9 \cdot d \cdot A_s} = \frac{55.2}{0.9 \cdot 25 \cdot 10 \cdot 113.1} \cdot 10^{-5} = 216.91 \text{ N/mm}^2 \quad (50)$$

$$\sigma_1 + \sigma_2 = 216.91 - 19.95 = 194.23 \text{ N/mm}^2 \quad (51)$$

- *Sezione DD*

Schema statico trave appoggiata:

$$M_{Ed(DD)} = \frac{ql_{campata}^2}{8} = \frac{(5.2 + 2.5) \cdot 3.5^2}{8} = 11.79 \text{ kNm} \quad (52)$$

Per una tensione pari ad:

$$\sigma_1 = \frac{M_{Ed(DD)}}{z \cdot A_s} = \frac{11.79}{16 \cdot 10 \cdot 113.1} \cdot 10^{-5} = 57.92 \text{ N/mm}^2 \quad (53)$$

Schema statico di trave continua:

La tensione indotta dai carichi da traffico più i pesi propri degli elementi non strutturali vale:

$$\sigma_2 = \frac{M_{Ed(DD)}}{0.9 \cdot d \cdot A_s} = \frac{40.5}{0.9 \cdot 25 \cdot 10 \cdot 113.1} \cdot 10^{-5} = 159.15 \text{ N/mm}^2 \quad (54)$$

$$\sigma_1 + \sigma_2 = 159.15 + 57.92 = 217.07 \text{ N/mm}^2 \quad (55)$$

Si considera la tensione in campata DD in quanto più penalizzante.

Si suppone di disporre in 1 m di soletta $\Phi 12/10$, secondo la tabella C4.1.II risulta per una tensione dell'acciaio $\sigma_s = 217.07 \text{ MPa}$.

$$s_{\max} = 150 + (150 - 100) \frac{217.07 - 200}{240 - 200} = 128.66 \text{ mm} \quad (56)$$

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta in quanto la spaziatura massima, pari a 12.9 cm, è superiore alla spaziatura in opera pari a 10 cm.

12. Calcolo M_{Rds} soletta

Come già calcolato al paragrafo 8 l'armatura snervata della predalles offre un contributo significativo per il calcolo del momento flettente resistente positivo. Il M_{Rds} sarà calcolato:

$$M_{Rds} = M_{Rds (pre)} + M_{Rds (A_s)} > M_{Ed} = 101.3 \text{ kNm} \quad (57)$$

Il termine $M_{Rds(pre)}$ indica il momento resistente della soletta predalle e $M_{Rds(A_s)}$ indica il contributo dovuto ad eventuale armatura aggiuntiva.

$$M_{Rds (pre)} = A_s \cdot 0.9 \cdot d_{pre} \cdot f_{yd} = 1131 \cdot 0.9 \cdot 25 \cdot 391.3 \cdot 10^{-5} = 99.57 \text{ kNm} \quad (58)$$

Si noti che è stata utilizzata l'armatura P2 per il calcolo del momento resistente.

Dato che il $M_{Rds (pre)} < M_{Ed}$ sarà necessario porre dell'armatura integrativa al di sopra della predalle. Si suppone di disporre barre $\Phi 12$ caratterizzate da un'altezza utile minore, valutata:

Calcolo armatura integrativa S4

$$c_{min,b} = \text{diametro delle barre} = 12 \text{ mm} \quad (59)$$

$$c_{nom} = c_{min,b} + \Delta c_{dev} = 12 + 5 = 17 \text{ mm} \quad (60)$$

$$d = h_{soletta} - h_{predalles} - \frac{\phi}{2} - c_{nom} = 300 - 100 - \frac{12}{2} - 17 = 17.7 \text{ cm} \quad (61)$$

Data un'altezza utile, a favore di sicurezza, $d=17 \text{ cm}$ l'area di armatura integrativa da disporre sarà pari:

$$A_s = \frac{\Delta M}{f_{yd} \cdot 0.9d} = \frac{101.3 - 99.57}{391.3 \cdot 0.9 \cdot 17} \cdot 10^5 = 28.90 \text{ mm}^2 \quad (62)$$

Saranno disposte barre $\Phi 12/20$ per un'area totale di $A_s=565.49 \text{ mm}^2$.

Il momento flettente resistente sarà valutato:

$$M_{Rds (A_s)} = A_s \cdot 0.9 \cdot d_{A_s} \cdot f_{yd} = 565.49 \cdot 0.9 \cdot 17 \cdot 391.3 \cdot 10^{-5} = 33.86 \text{ kNm} \quad (63)$$

$$M_{Rds} = 99.57 + 33.86 = 133.43 \text{ kNm} > 101.3 \text{ kNm} \quad (64)$$

13. Verifica globale della sezione

Avendo definito tutta l'armatura costituente la soletta è stata inserita la sezione, considerando sempre 1 metro di soletta, all'interno del programma EC2 per verificare la corretta progettazione delle armature.

13.1. Momento flettente positivo

Considerando l'armatura A'_s $\Phi 18/20$, i correnti superiori $\Phi 18$ e l'armatura integrativa $\Phi 12/20$, nella valutazione del momento flettente positivo tutte queste quantità offrono un contributo per la determinazione dell' M'_{Rds} . Il calcolo del momento resistente è stato effettuato con il programma EC2.

Dai risultati delle analisi si evince che è possibile ridurre l'area di armatura A'_s , pertanto si considererà nella trattazione un'armatura $A'_s = \Phi 16/20$ per un momento $M'_{Rds} = 154.2$ kNm e per un $V_{Rds} = 177.81$ kN.

14. Armatura longitudinale

Armatura S2 e S3

Trasversalmente si dispone un'armatura pari al 25% dell'armatura longitudinale:

$$A_l = A'_s \cdot 25\% = 1570.8 \cdot 0.25 = 392.7 \text{ mm}^2 \quad (65)$$

Si andranno a disporre barre $\Phi 12/20$ per un'area complessiva di 565.49 mm² al metro longitudinalmente sia in corrispondenza dell'armatura A'_s sia dell'armatura integrativa

In conclusione è mostrata in figura la sezione tipo della soletta.

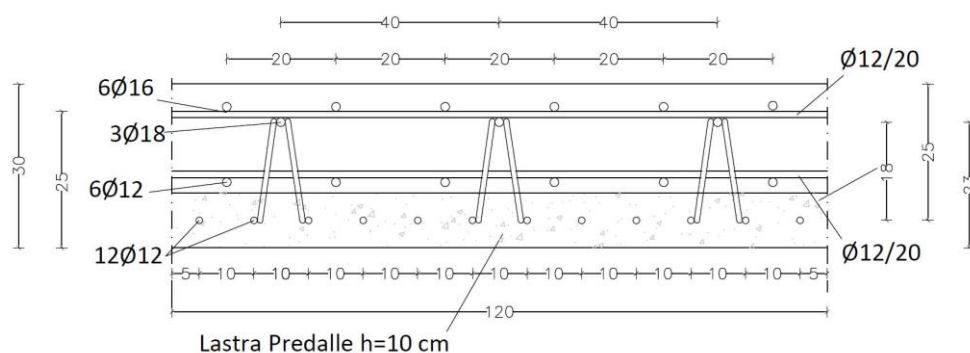


Figura 30: Sezione soletta, disposizione dei ferri di armatura

15. Verifica a punzonamento

Si parla di punzonamento quando una forza concentrata agisce su una superficie non troppa estesa di un elemento bidimensionale (piastra).

In assenza di una specifica armatura a punzonamento, la resistenza della sezione critica è valutata con una espressione che coincide sostanzialmente con quella utilizzata per il taglio, a parte il riferimento a tensioni anziché forze:

$$v_{Rd} = 0.18 \cdot k \frac{\sqrt[3]{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})}}{\gamma_c} + 0.10 \sigma_{cp} \geq 0.035 \sqrt{k^3 f_{ck}} + 0.10 \sigma_{cp} \quad (66)$$

Inoltre nel caso di armature longitudinali differenti nelle due direzioni la percentuale geometrica deve essere prima calcolata separatamente nelle due direzioni ricavando infine la media geometrica:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \quad (67)$$

Si è supposta la diffusione delle tensioni fino al piano medio della soletta e l'armatura considerata ai fini del calcolo sarà l'armatura integrativa con la relativa armatura longitudinale posta al di sopra della predalle.

Lo schema di carico che provoca la massima tensione è lo schema di carico 1, in particolare la tensione provocata dalla singolo carico in tandem di 300 kN, la tensione sino al piano medio della soletta vale:

$$\begin{aligned} v_{Ed} &= \left(\frac{Q_{lk}}{4(2a + h + b)0.207} + q_{lk} \right) \cdot \gamma_{Q1} = \\ &= \left(\frac{300}{4(2 \cdot 0.11 + 0.30 + 0.40)0.207} + 9 \right) 1.35 \cdot 10^{-3} = 0.54 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (68)$$

Per il calcolo della tensione resistente:

$$k = \min \left(2 ; 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = \left(2 ; 1 + \sqrt{\frac{200}{207}} \right) = 1.97 \quad (69)$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot \sqrt[3]{1.97^3} \cdot \sqrt{40} = 0.612 \text{ MPa} \quad (70)$$

$$\rho_{l,x} = \frac{A_{s1}}{(b_w \cdot d)} = \frac{1.13}{20 \cdot 16.4} = 0.00345 \quad (71)$$

$$\rho_{l,y} = \frac{A_{s1}}{(b_w \cdot d)} = \frac{1.13}{20 \cdot 25} = 0.00226$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0.00279 \quad (72)$$

$$\gamma_c = 1.5 \quad (73)$$

$$v_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot 1.97 \cdot \frac{\sqrt[3]{(100 \cdot 0.00279 \cdot 40)}}{1.5} \right\} = 0.53 \text{ MPa} \quad (74)$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot \sqrt[2]{1.97^3} \cdot \sqrt{40} = 0.612 \text{ MPa} \quad (75)$$

La verifica a punzonamento risulta soddisfatta.

La tensione resistente v_{rd} è pari al $\max(0.53, 0.612)$ MPa e pertanto la tensione v_{rd} è uguale a 0.612 MPa e risulta inferiore alla tensione agente v_{Ed} 0.54 MPa.

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'inflessione 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 .

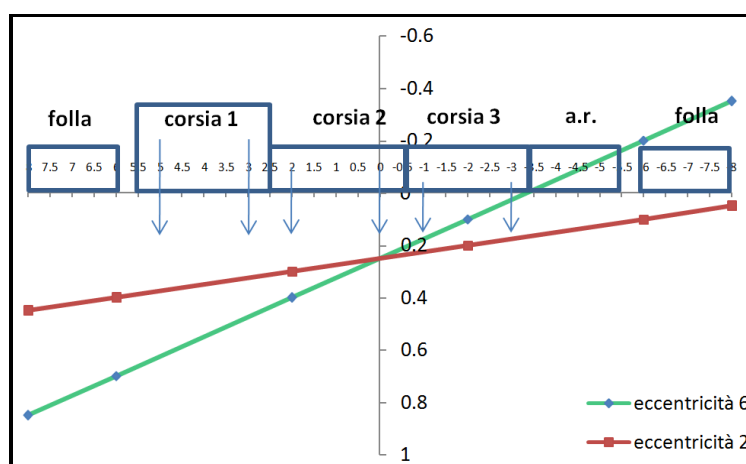


Figura 31: Linea di influenza e posizionamento dei carichi per massimizzare gli effetti sulla trave 1 di riva di eccentricità 6 m e sulla trave 2 di campata di eccentricità 2 m.

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 mezzzeria dell'impalcato,
trave 2: trave di campata a distanza 2 m dalla mezzzeria 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 m _z	-	0	-	2.20	1.5	0.6	3.454
	vento f _y	-	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).

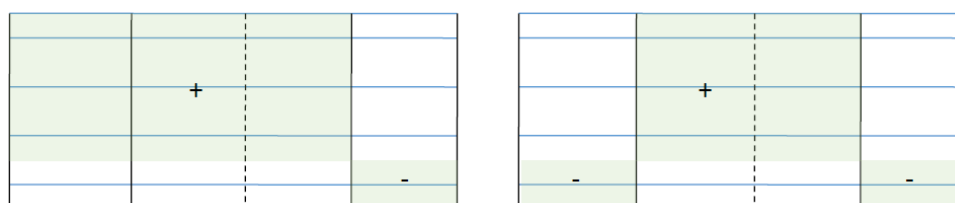


Figura 32: distribuzione dei carichi variabili da traffico

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 rigidezza di ogni singolo concio.

Si determinano le sollecitazioni nelle sezioni significative:

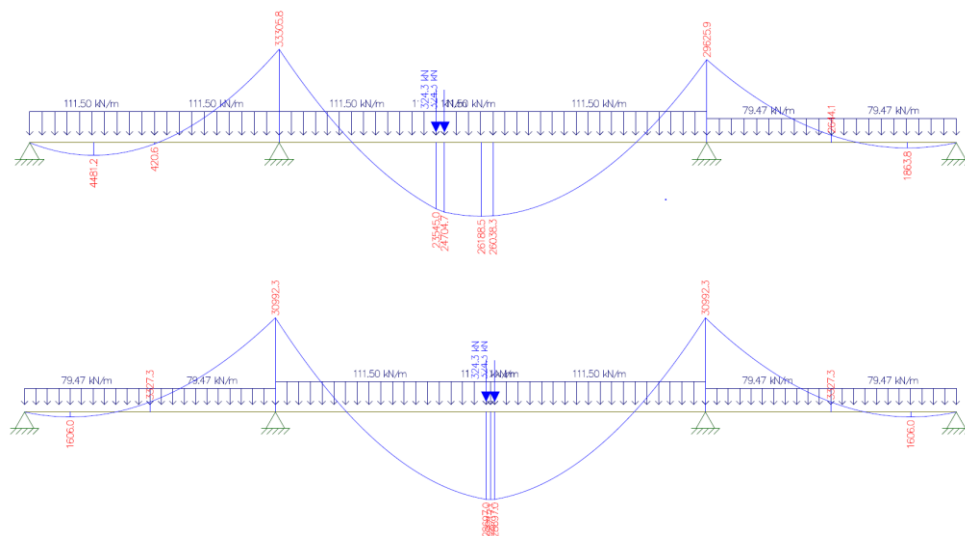


Figura 33: distribuzione dei carichi per massimizzare il momento flettente in corrispondenza della pila 1 e della mezzeria della seconda campata.

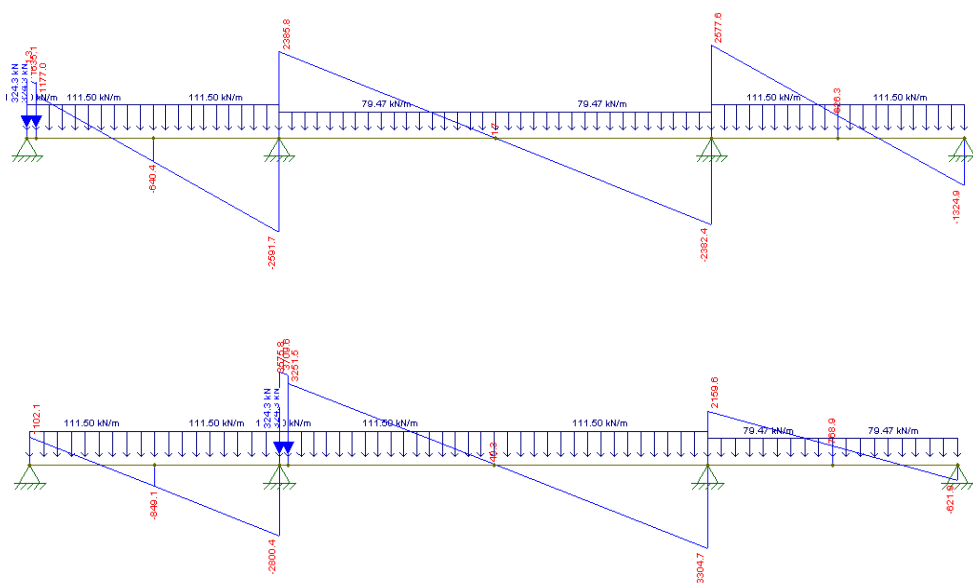


Figura 34: distribuzione dei carichi per massimizzare il taglio in corrispondenza della spalla e della pila.

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

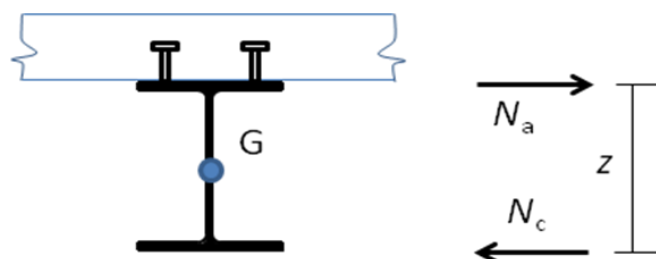
2. Dimensionamento trave

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:

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

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:

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

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)**

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

La larghezza efficace della sezione sarà pari ad:

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

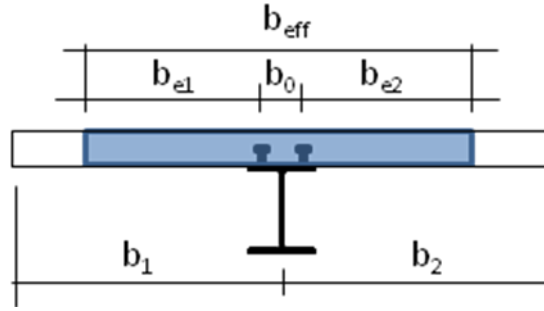


Figura 36: Larghezza collaborante

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:

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

Inoltre, per evitare fenomeni di instabilità locale, la larghezza dell'ala deve essere almeno 25 volte lo spessore t :

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

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	beff	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 mezzzeria 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:

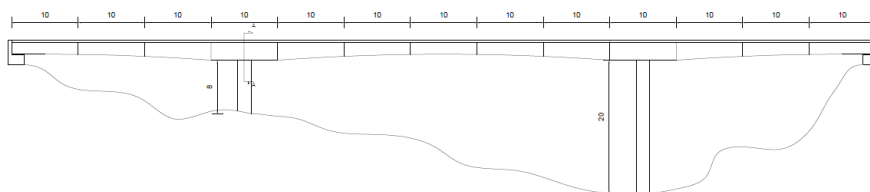


Figura 37: vista longitudinale del ponte

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:

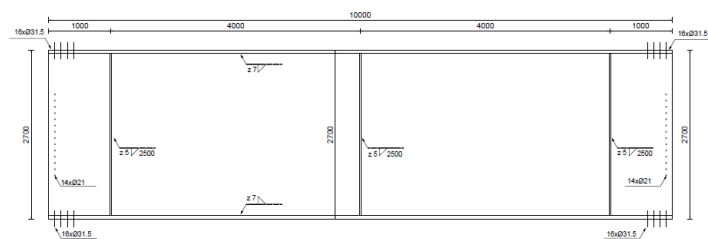


Figura 38: Concio 1

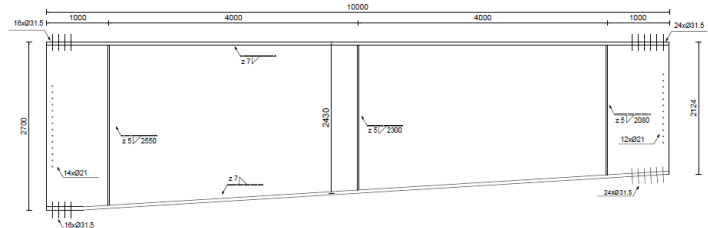


Figura 39: Concio 2

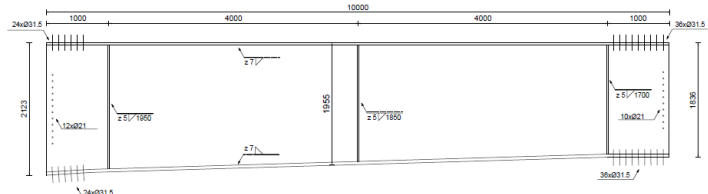


Figura 40: Concio 3

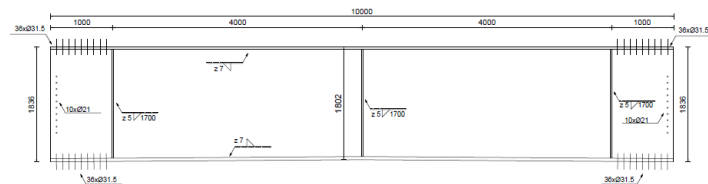


Figura 41: Concio 4

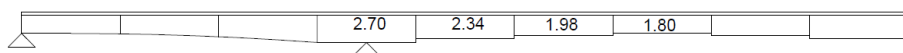


Figura 42: Utilizzo dell'altezza dei conci ai fini del calcolo

Tabella 17: Caratteristiche geometriche conci 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	
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 tota	1322	cm2		Area tota	1250	cm2		Area tota	1178	cm2		Area tota	1142	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 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	
totale	152381.0	cm3		totale	123725.00	cm3		totale	97661	cm3		totale	85601	cm3	
baricentro				baricentro				baricentro				baricentro			
yg	115.3	cm		yg	98.98	cm		yg	82.90	cm		yg	74.96	cm	
momento d'inerzia				momento d'inerzia				momento d'inerzia				momento d'inerzia			
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	833368.5	cm4	
Flangia s	400.00	cm4		Flangia s	400.00	cm4		Flangia s	400	cm4		Flangia s	400	cm4	
Flangia i	6358029.76	cm4		Flangia i	4654195.20	cm4		Flangia i	3232407.6	cm4		Flangia i	2625015	cm4	
Anima	213724.92	cm4		Anima	154345.68	cm4		Anima	104110.55	cm4		Anima	82621.03	cm4	
Flangia s	6998347.62	cm4		Flangia s	5308296.12	cm4		Flangia s	3837206.5	cm4		Flangia s	3185352	cm4	
totale	16534807.47	cm4		totale	12016716.17	cm4		totale	8300377.8	cm4		totale	6727799	cm4	
totale	0.1653	m4		totale	0.1202	m4		totale	0.0830	m4		totale	0.0673	m4	

Figura 43: Caratteristiche geometriche conci di trave

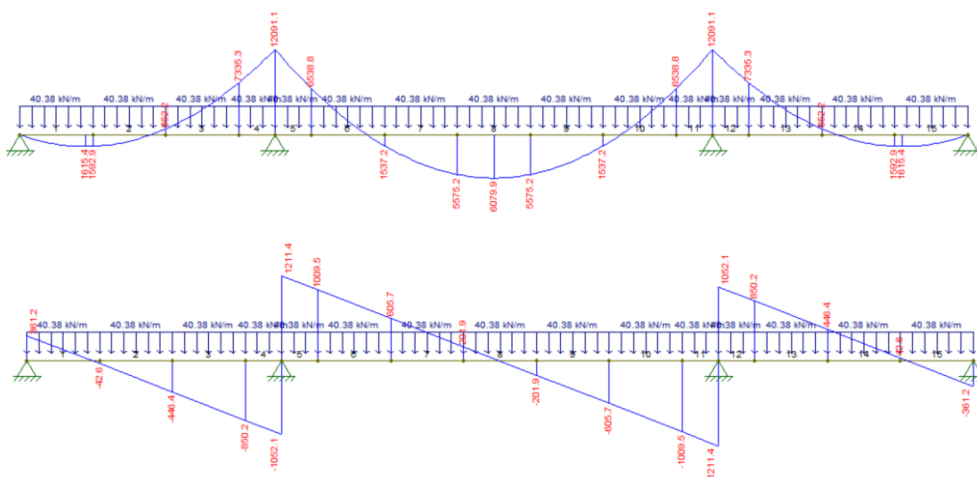


Figura 44: Momento flettente e taglio, carichi permanenti strutturali G1

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

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

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
	0.05	-1.10	-80.63
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

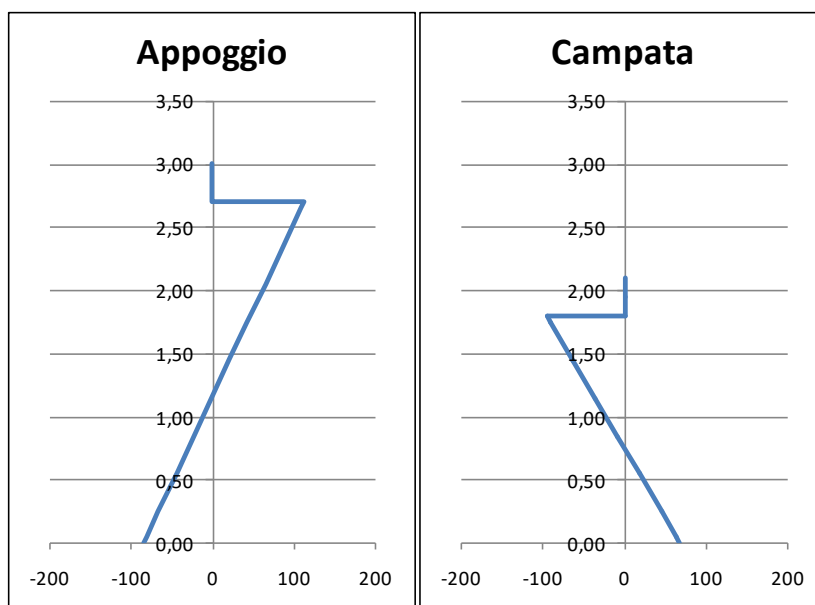


Figura 45: tensioni in appoggio ed in campata, carichi permanenti strutturali G1

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_L

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

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.

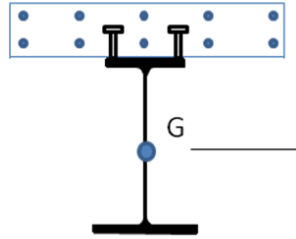


Figura 46: azioni prodotte dal ritiro della soletta di calcestruzzo

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):

$$e_{\text{conciol}} = h_{\text{traveconciol}} - \frac{h_{\text{soletta}}}{2} - y_{\text{gconciol}} = 300 - \frac{30}{2} - 174.1 = 1.109 \text{ m} \quad (128)$$

$$e_{\text{conciol4}} = h_{\text{traveconciol4}} - \frac{h_{\text{soletta}}}{2} - y_{\text{gconciol4}} = 210 - \frac{30}{2} - 120.69 = 0.743 \text{ m} \quad (129)$$

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

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

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	0.1306934 m4

Figura 47: caratteristiche geometriche dei conci 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
	0.05	1.69	17.26	-63.37
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
	0.05	1.15	14.01	77.23
flangia inferiore	0.05	1.15	14.01	77.23
	0.00	1.20	17.67	85.41

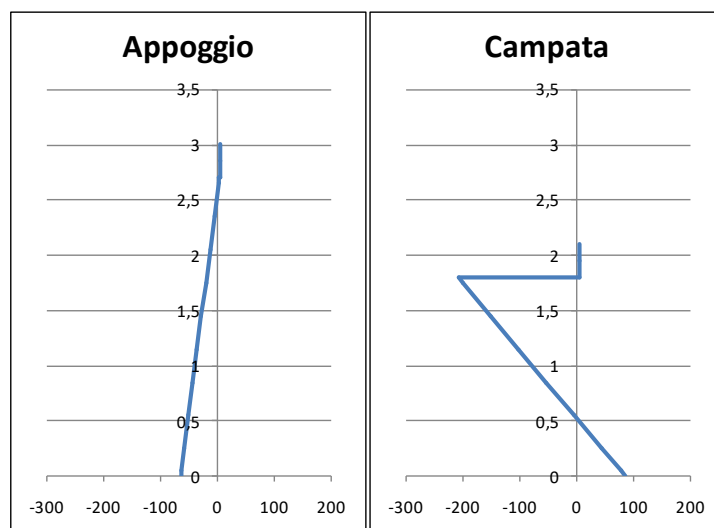


Figura 48: tensioni totali in appoggio ed in campata indotte dal ritiro

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:

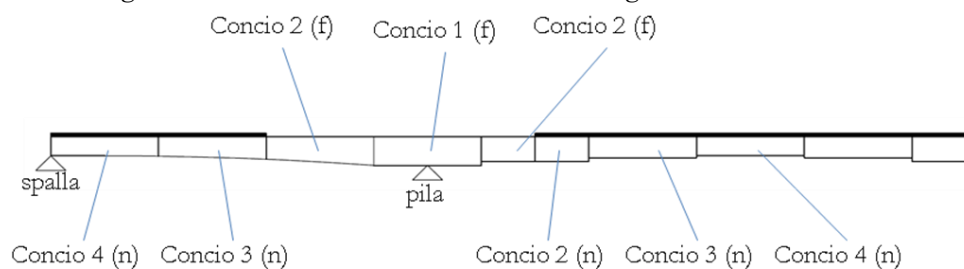


Figura 49: suddivisione in conci fessurati e no della trave

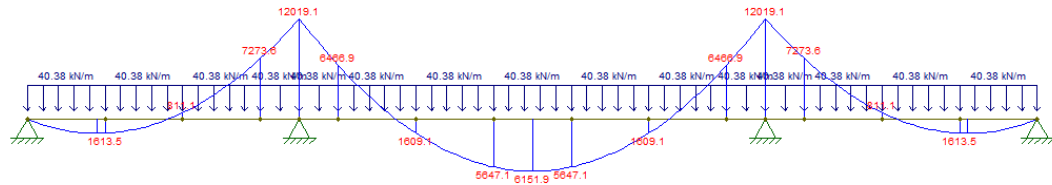
Allo scopo di determinare le sezioni fessurate e non da assumere nelle analisi allo SLE e allo SLU, si è adottato il metodo prescritto dall'Eurocodice 4 al paragrafo 5.4.2.3 "Effect of cracking of concrete": per la combinazione caratteristica gli effetti dei carichi applicati, inclusi gli effetti dovuti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

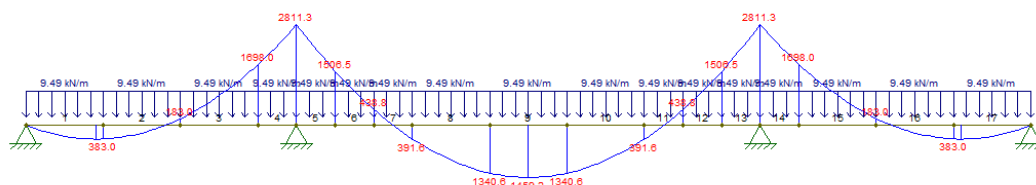
Concio 2 - 45.00 m			
h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
2.64	-1.11	4.41	4.41
2.50	-0.97	4.89	4.89
2.34	-0.81	5.45	5.45
2.34	-0.81	-111.29	-88.59
2.05	-0.52	-95.12	-77.29
1.75	-0.22	-78.40	-65.61
1.45	0.08	-61.67	-53.93
1.15	0.38	-44.95	-42.24
0.85	0.68	-28.22	-30.56
0.55	0.98	-11.50	-18.88
0.25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

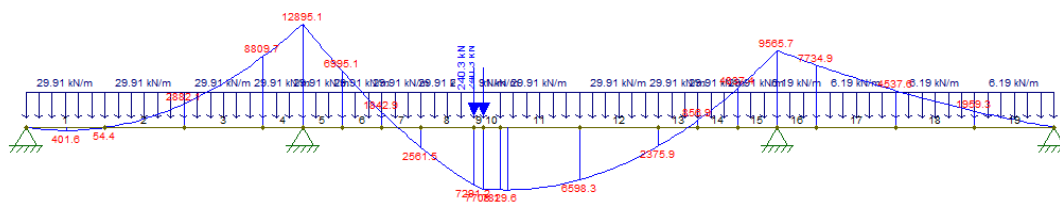
Concio 2 - 45.00 m			
h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
2.64	-1.59	0.19	4.60
2.50	-1.45	0.17	5.07
2.34	-1.29	0.15	5.60
2.34	-1.29	2.57	-86.01
2.05	-1.00	1.99	-75.30
1.75	-0.70	1.39	-64.22
1.45	-0.40	0.80	-53.13
1.15	-0.10	0.20	-42.05
0.85	0.20	-0.40	-30.96
0.55	0.50	-1.00	-19.88
0.25	0.80	-1.60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

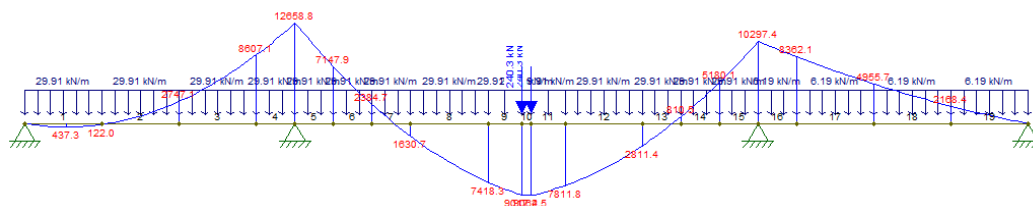
Concio 4 - Campata			
h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
2.10	-0.9	-0.61	3.36
1.95	-0.75	-0.50	4.10
1.80	-0.6	-0.40	4.88
1.80	-0.6	-6.77	-216.68
1.75	-0.55	-6.21	-207.88
1.75	-0.55	-6.21	-207.88
1.45	-0.25	-2.82	-155.11
1.15	0.05	0.56	-102.33
0.85	0.35	3.95	-49.56
0.55	0.65	7.33	3.22
0.25	0.95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

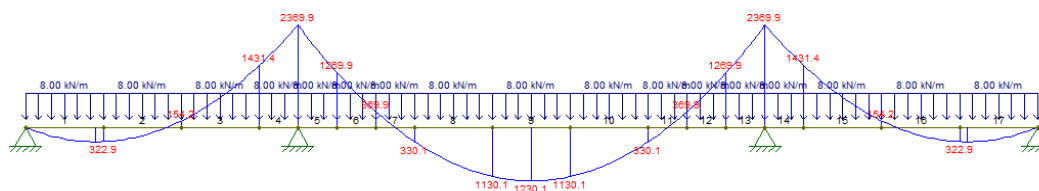
Carichi da traffico e vento



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

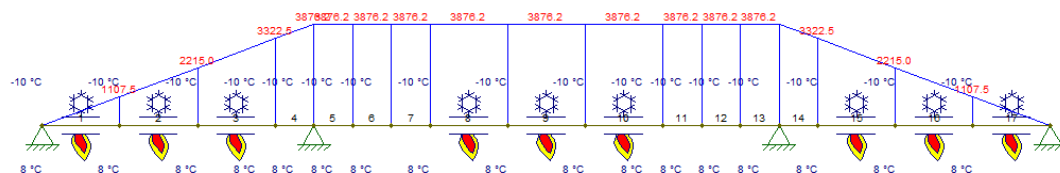
Concio 2 - 45.00 m			
h (m)	y (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
2.64	-0.76	1.22	5.82
2.50	-0.62	-0.99	4.07
2.34	-0.46	-0.74	4.86
2.34	-0.46	4.40	-81.61
2.05	-0.17	1.63	-73.67
1.75	0.13	-1.24	-65.46
1.45	0.43	-4.11	-57.25
1.15	0.73	-6.98	-49.03
0.85	1.03	-9.85	-40.82
0.55	1.33	-12.72	-32.60
0.25	1.63	-15.59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

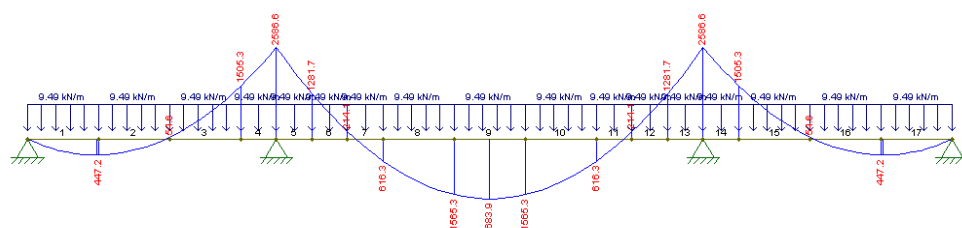


Figura 52: momento flettente carichi permanenti non strutturali G2

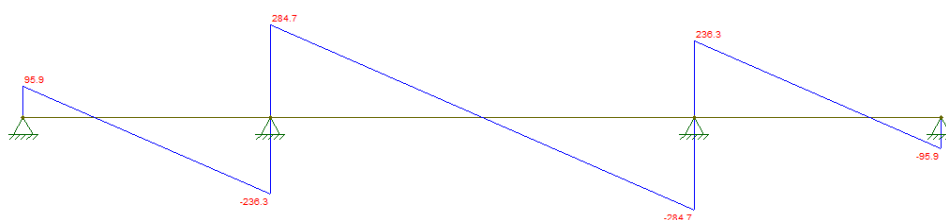


Figura 53-1: taglio per carichi permanenti non strutturali G2

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 g2	Asfalto	10.5	0	0.250	0.65	1.706
	Binder	10.5	0	0.250	1.44	3.780
	Marciapiede SN	2	7	0.775	2.5	3.875
	Marciapiede 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)	$\Delta\sigma_r$ (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)	$\Delta\sigma_r$ (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
	0.05	1.15	14.94	92.17
flangia inferiore	0.05	1.15	14.94	92.17
	0.00	1.20	15.59	101.00

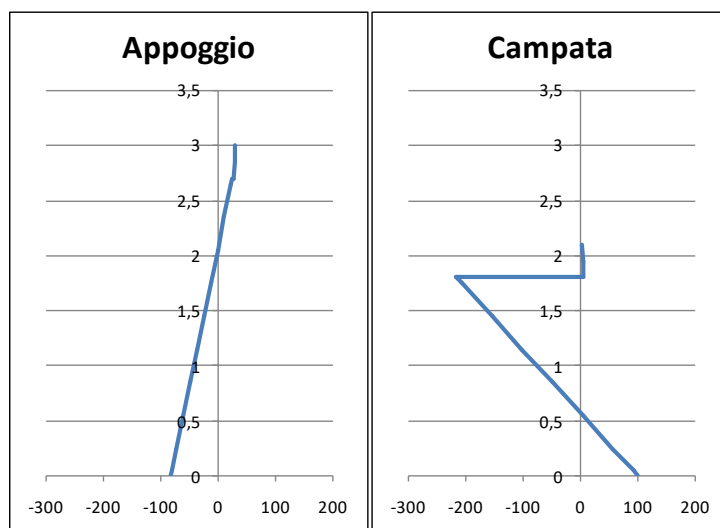


Figura 54: tensioni in appoggio ed in campata, carichi permanenti non strutturali G2

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 rigidezze ridotte si riportano le caratteristiche dei conci fessurati, già riportate in precedenza in figura 50, e non fessurati omogeneizzati rispetto all'acciaio.

concio 1 n0	5.962443	concio 2 n0	5.962443	concio 3 n0	5.962443	concio 4 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 lombo inferiore		momento statico rispetto al lombo inferiore		momento statico rispetto al lombo inferiore		momento statico rispetto al lombo inferiore	
Flangia in	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 su	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 supe	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 in	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 su	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 supe	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 in	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 su	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 supe	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
altri carichi variabili	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
	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 51, pertanto:

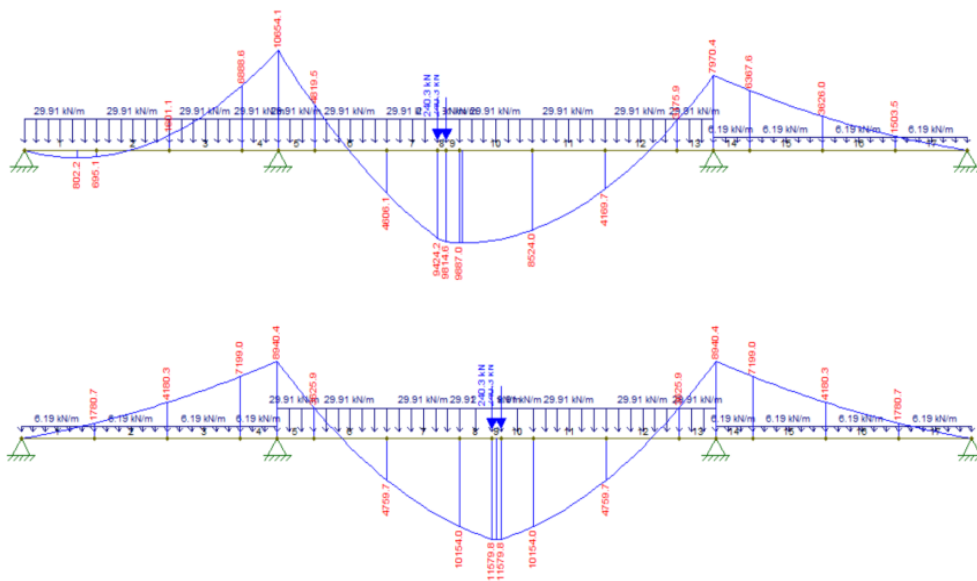


Figura 56: Momento massimo causato dai carichi variabili da traffico in appoggio ed in campata

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

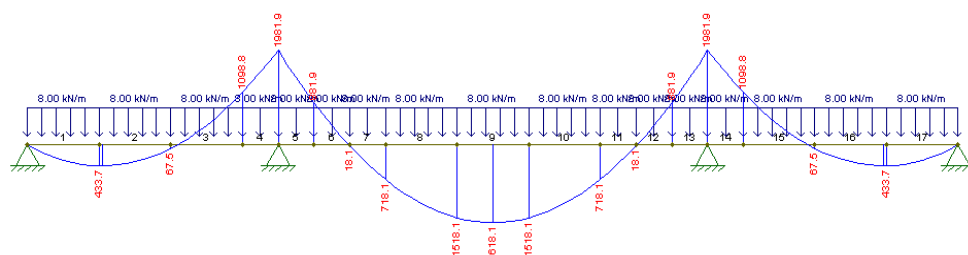


Figura 57: Momento causato dai carichi variabili da vento

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)	$\Delta\sigma_r$ (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
	0.05	1.17	-67.53	-146.34
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:

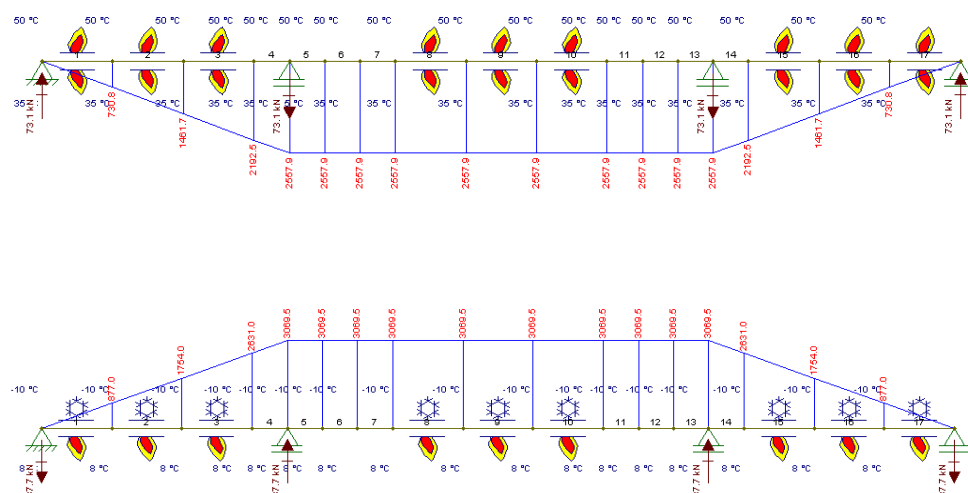


Figura 58: momento flettente data dalla differenza di temperatura

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)	$\Delta\sigma_r$ (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)	$\Delta\sigma_r$ (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

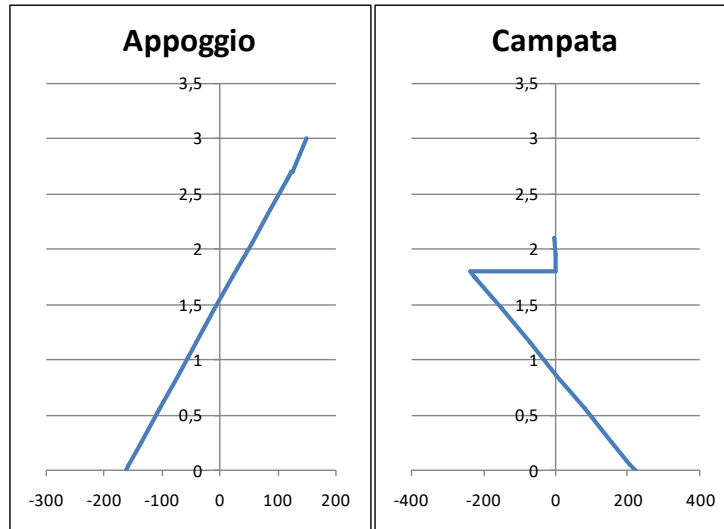


Figura 59: tensioni in appoggio ed in campata indotti da carichi variabili

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-

ne dei momenti resistenti delle sezioni è necessario individuare la classe della sezione composta in esame.

5.1. Verifica SLU in campata

La sezione in campata è sottoposta a momento flettente positivo, pertanto la soletta di calcestruzzo risulta collaborante in quanto sottoposta, tutta o in parte, a compressione.

Supponendo che la sezione sia di classe 1, ovvero che giunga a completa plasticizzazione, l'asse neutro non deve tagliare l'anima, cioè deve passare nella soletta oppure nell'ala superiore (garantendo una perfetta unione tra la piolatura e la flangia la sezione è classificabile come sezione di classe 1). La posizione dell'asse neutro x è stata ottenuta imponendo l'equazione di equilibrio alla traslazione $T+C=0$, dove i vari contributi di T e C rappresentano rispettivamente le componenti di trazione e compressione degli elementi della sezione, che si trovano al di sotto e al di sopra dell'asse neutro secondo le rispettive tensioni limite.

Tramite la funzione ricerca obiettivo di Excel, imponendo l'uguaglianza tra le forze di trazione T e quelle di compressione C , si è ricavata iterativamente la posizione dell'asse neutro. Esso taglia la flangia superiore e si trova ad una distanza dal bordo superiore della soletta di $x=32.55$ cm. Le forze di trazione e di compressione ricavate sono:

Tabella 32: Sforzi normali di trazione e compressione in campata allo SLU, completa plasticizzazione della sezione

		trazione	compressione
T_{ala inf} (kN)	$A_{f,inf} \cdot f_{yd}$	16904.76	
T_{anima} (kN)	$A_{anima} \cdot f_{yd}$	11562.86	
T_{ala sup} (kN)	$b_{f,sup} \cdot (t_{f,sup} - x + s_{soletta}) \cdot f_{yd}$	3679.00	
C_{ala sup} (kN)	$b_{f,sup} \cdot (x - s_{soletta}) \cdot f_{yd}$		6463.86
C_{armatura compressa inf} (kN)	$A_{armatura} \cdot f_{yd}$		2035.75
C_{soletta} (kN)	$b_{eff} \cdot s_{soletta} \cdot f_{cd}$		23647.00
Totale (kN)		32146.61	32146.61

Nota la posizione dell'asse neutro, il momento di plasticizzazione è stato calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno all'asse passante per l'estradosso della soletta. In particolare si è ottenuto:

Tabella 33: Momenti di plasticizzazione

	trazione	compressione
$T_{ala\ inf} (kNm)$	29575.03	
$T_{anima} (kNm)$	10054.01	
$T_{ala\ sup} (kNm)$	26.69	
$C_{ala\ sup} (kNm)$		46.89
$C_{armatura\ compressa\ inf} (kNm)$		357.26
$C_{soletta} (kNm)$		4149.84
$M_{Rd} (kNm)$	44209.7	

Per il calcolo allo SLU del momento sollecitante si considerano i valori dei momenti calcolati ai singoli stadi di evoluzione dell'opera moltiplicati per i propri coefficienti amplificativi γ .

$$M_{Ed,campata} = 39045.3 \text{ kNm} \quad (141)$$

La verifica è soddisfatta.

5.2. Verifica SLU in appoggio

La sezione in appoggio risulta soggetta a momento flettente negativo, pertanto la soletta tesa è fessurata e non fornisce alcun contributo alla resistenza della sezione.

Per il calcolo della resistenza a flessione della sezione è necessario individuare la classe della sezione; l'asse neutro passerà sicuramente per l'anima della trave in acciaio, che risulterà in parte compressa ed in parte tesa.

In una prima fase si suppone la sezione di classe 1 o 2, effettuando un'analisi plastica con lo stesso procedimento effettuato per la sezione in campata, si sono ottenuti i seguenti risultati:

$$x = 164.52 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{128}{258} = 0.496 < 0.5 \quad (142)$$

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{258}{20} = 129 \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha} = \frac{36 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}}}{0.496} = 59.03$$

La sezione non è né di classe 1 né di classe 2, sarà quindi necessario affrontare un approccio elastico supponendo inizialmente che la sezione sia di classe 3.

L'asse neutro passerà per il baricentro geometrico della sezione (trave in acciaio più le armature)

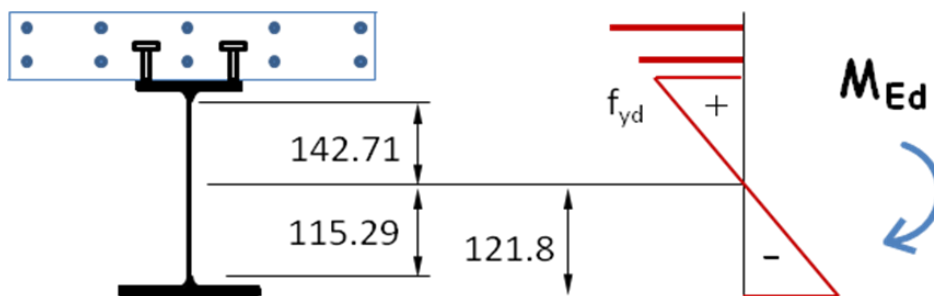


Figura 60: posizione asse neutro se la sezione fosse di classe 3

$$x = 121.8 \text{ cm}$$

$$\psi = \frac{-142.71}{115.29} = -1.238 < -1 \quad (143)$$

$$\frac{c_w}{t_w} = 129 > 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi} = 62 \cdot 0.81 \cdot (1 + 1.238) \cdot \sqrt{1.238} = 125.6$$

La sezione quindi risulta essere di classe 4.

Per il calcolo del Momento resistente della sezione di classe 4 si utilizzerà il metodo delle aree efficaci, ovvero si riduce la porzione di area compressa dell'anima e il problema si affronta come se la sezione fosse di classe 3.

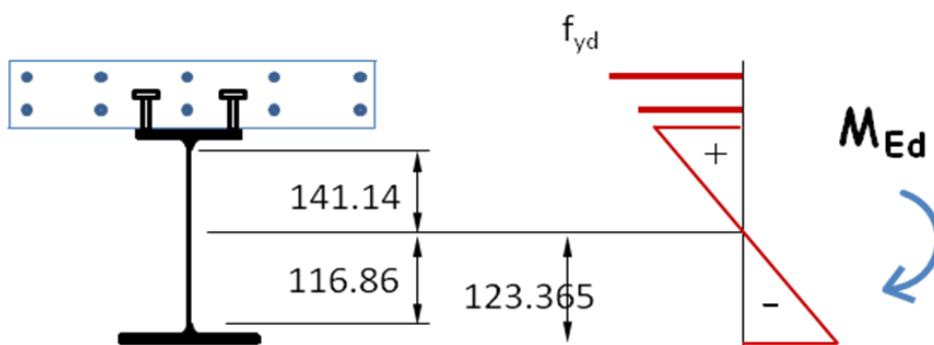


Figura 61: Posizione dell'asse neutro della sezione di classe 4 in appoggio

$$\begin{aligned}
 \psi &= \frac{-141.14}{116.86} = -1.208 < -1 \\
 k_{\sigma} &= 5.98(1 - \psi)^2 = 29.146 \\
 \bar{\lambda}_p &= \frac{\bar{b}}{28.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{258}{28.4 \cdot 2 \cdot 0.81 \cdot \sqrt{29.145}} = 1.0341 \\
 \rho &= \frac{\lambda_p - 0.188}{\lambda_p^2} = 0.875
 \end{aligned} \tag{144}$$

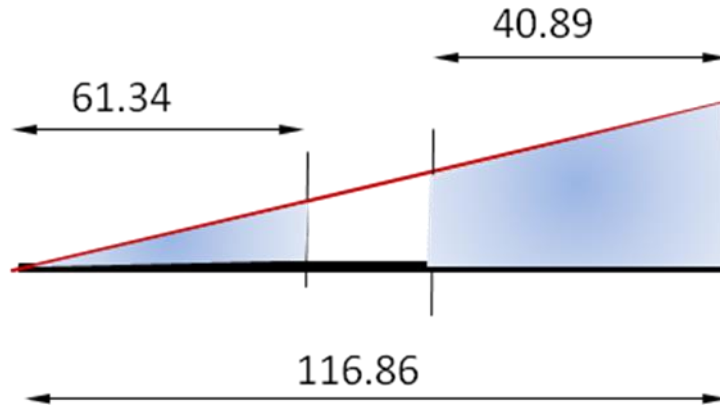


Figura 62: porzioni di anima compressa efficace

$$\begin{aligned}
 b_{\text{eff}} &= \rho \frac{\bar{b}}{1 - \psi} = 0.875 \frac{258}{1 + 1.208} = 102.24 \text{ cm} \\
 b_{e1} &= 0.4b_{\text{eff}} = 40.89 \text{ cm} \\
 b_{e2} &= 0.6b_{\text{eff}} = 61.34 \text{ cm}
 \end{aligned} \tag{145}$$

Avendo ricavato le aree efficaci è possibile studiare la sezione come se fosse di classe 3 ed utilizzare un approccio elastico, pertanto si determina quale fibra della sezione giunga prima a snervamento. Nel caso in esame la prima fibra a giungere a snervamento è l'armatura superiore nella soletta; conoscendo l'andamento delle tensioni all'interno della sezione si riportano in tabella 35 le tensioni delle fibre di estremità degli elementi della sezione, l'area di ognuno di essi, lo sforzo normale a cui sono soggetti ed il baricentro di ogni elemento rispetto al bordo inferiore. Infine è riportato il momento resistente di ognuno:

Tabella 34: caratteristiche sezione di classe 4 in appoggio

	Ala inferiore	Anima b_{el}	Anima b_{e2}	Anima tesa	Ala sup	Armatura inf	Armatura sup	
Area	500.0	84.8	122.7	285.3	300.0	15.8	36.2	cm ²
y1	0.0	5.0	62.0	123.4	266.0	285.0	293.0	cm
y2	5.0	47.4	123.4	266.0	270.0	285.0	293.0	cm
sig 1	-284.6	-273.0	-141.5	0.0	329.0	372.9	391.3	MPa
sig 2	-273.0	-175.2	0.0	329.0	338.2	372.9	391.3	MPa
N	-13940.2	-1900.5	-868.0	4693.0	10009.1	590.4	1416.2	kN
eccentricità	2.5	22.7	40.9	91.8	2.0			cm
M_{el}	16851.1	1875.9	355.0	4306.2	14477.6	954.2	2402.3	kNm

Il M_{Rd} in grado di portare la sezione è dato dalla somma dei singoli M_{el} (riportati in valore assoluto):

$$M_{Rd, appoggio} = \sum M_{el} = -41223.35 \text{ kNm} \quad (146)$$

Il momento sollecitante vale:

$$M_{Ed} = -34629 \text{ kNm} \quad (147)$$

La sezione è verificata allo SLU in appoggio

5.3. Verifica a Taglio

L'elemento cui di solito si affida la resistenza a taglio ed il compito di assorbire i carichi concentrati è l'anima del profilato di acciaio che risulta essere, peraltro, di ridotto spessore e quindi particolarmente soggetta a fenomeni di instabilità locale (imbozzamento e schiacciamento) e globale. E' necessario effettuare un'esplicita verifica nei confronti di un tale pericolo ed eventualmente prevedere opportuni irrigidimenti, da verificare anch'essi, per contrastare i suddetti fenomeni.

Nel caso in esame si dovrà prendere in considerazione l'instabilità a taglio in quanto:

$$\frac{h_w}{t} = \frac{261}{2} = 130.5 > \frac{72\varepsilon}{\eta} = \frac{72}{1.2} 0.81 = 48.82 \quad (148)$$

Sarà necessario verificare ad instabilità l'anima e nel caso porre degli irrigidimenti trasversali.

La lastra soggetta al maggior sforzo tagliante è l'anima all'appoggio, pertanto verrà verificato il concio 1 soggetta ad un taglio sollecitante:

$$V_{Ed} = 3375.19 \text{ kN} \quad (149)$$

Non conoscendo a priori la lunghezza dell'elemento, in quanto non si conosce la posizione di eventuali irrigidimenti, viene considerata come lunghezza della lastra l'intera lunghezza della trave:

$$a = 13000 \text{ cm}$$

$$d = 261 \text{ cm} \quad (150)$$

$$\frac{a}{d} = 49.8$$

Seguendo le indicazioni dell'Eurocodice 3 si riportano i calcoli dei coefficienti necessari alla determinazione della resistenza a taglio della sezione:

$$k_t = 5.34 + 4 \left(\frac{d}{a} \right)^2 = 5.34 + 4 \left(\frac{1}{49.8} \right)^2 = 5.341$$

$$\sigma_E = 189800 \cdot \left(\frac{t}{d} \right)^2 = 189800 \cdot \left(\frac{2}{261} \right)^2 = 11.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = k_t \cdot \sigma_E = 5.34 \cdot 11.14 = 59.53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d}{37.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_t}} = \frac{261}{37.4 \cdot 2 \cdot 0.813 \cdot \sqrt{5.34}} = 1.855$$

$$\chi_w = \frac{0.83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0.83}{1.855} = 0.447$$

$$\tau_{ba} = f_{yw} \cdot \chi = \frac{355}{\sqrt{3}} \cdot 0.447 = 91.68 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd} = \frac{\tau_{ba} \cdot t \cdot d}{\gamma_{M1}} = \frac{91.68 \cdot 2 \cdot 261}{1.10} \cdot 10 = 4350.5 \text{ kN} \quad (151)$$

La verifica a taglio è soddisfatta, non sono necessari irrigidimenti trasversali.

6. Piolatura

Per far sì che soletta e nervature in acciaio siano solidali nel far fronte alle sollecitazioni indotte dalle azioni di progetto, è necessario prevedere opportuni dispositivi che assorbano: gli sforzi di taglio indotti dai carichi permanenti e mobili sulla trave, le azioni del ritiro della soletta e dalle deformazioni termiche, i quali generano degli sforzi di scorrimento relativo tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio. Per evitare tale scorrimento è necessario prevedere opportuni dispositivi che assorbano i suddetti sforzi, evitando però di indurre sollecitazioni che possano portare allo schiacciamento del calcestruzzo.

Per le travi, sull'intera lunghezza sono previsti quindi l'uso di connettori a taglio ed armatura trasversale in grado di trasmettere tale forza di scorrimento, trascurando l'effetto dell'aderenza tra soletta e trave di acciaio.

In accordo alla normativa sono utilizzati connettori che possono essere classificati come “duttili” cioè caratterizzati da una capacità deformativa sufficiente per consentire una distribuzione uniforme delle forze di scorrimento tra soletta e trave allo stato limite ultimo.

Il procedimento utilizzato consiste nel determinare lo scorrimento nelle sezioni significative, o per ogni singolo concio, e determinare l'interasse longitudinale dei connettori.

La valutazione degli sforzi di taglio indotti dai carichi permanenti e mobili si ricavano attraverso la relazione

$$v_{Ed} = V_{Ed} \frac{S}{I} \quad (152)$$

dove:

- V_{Ed} è lo sforzo di taglio agente;
- S momento statico della parte di sezione al di sopra del piano di connessione rispetto al baricentro della sezione reagente omogeneizzata;
- I momento d'inerzia della sezione rispetto al baricentro della sezione reagente omogeneizzata.

L'unica fase che non produce azioni di scorrimento sui connettori è la fase di getto in quanto il calcestruzzo, non essendo ancora reagente, non può trasmettere alcuna tensione τ .

Per il calcolo dello sforzo da scorrimento indotto da ritiro si calcola la forza N_{cs} risultante dall'equilibrio delle azioni all'interno della sezione

come indicato in figura 61, si riporta a titolo di esempio i valori ottenuti considerando la sezione in corrispondenza della spalla:

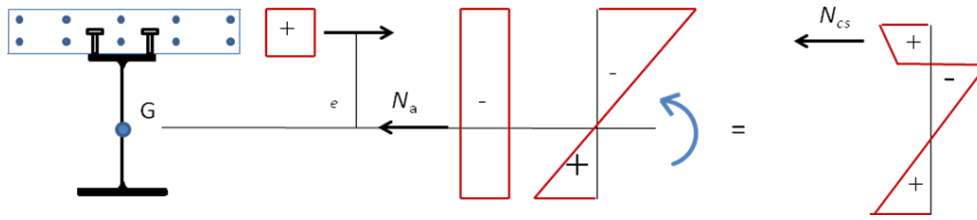


Figura 63: azioni compressive date dal ritiro

$$\begin{aligned}
 N_{cs} &= N_c \left(1 - \frac{A_c}{n_s \cdot A} - \frac{A_c}{n_s \cdot I} \cdot e^2 \right) = \\
 &= 13304 \cdot \left(1 - \frac{10432.5}{(16.358 \cdot 1831.787)} - \frac{10432.5}{(16.358 \cdot 13018281.96)} \cdot 74.68^2 \right) = \quad (153) \\
 &= 4833.41 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Questa forza è applicata alla soletta in calcestruzzo e, riferita ad una opportuna larghezza efficace, produce sforzo da scorrimento che si trasmette alla trave in acciaio attraverso i connettori. La larghezza efficace dovrà calcolarsi utilizzando le relazioni da normativa:

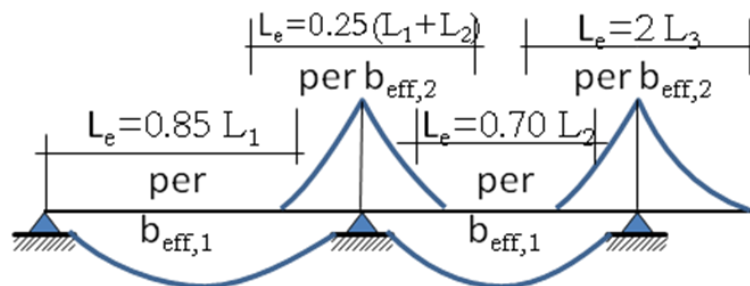


Figura 64: Larghezze efficaci secondo normativa

$$b_{ei} = \min(L_e; b_1 - b_0 / 2) = \min(0.85 \cdot 35; 2 - 0.5 / 2) = 1.75$$

$$\beta_i = \left(0.55 + 0.025 \frac{L_e}{b_{ei}} \right) = 0.975$$

(154)

$$b_{eff} = 0.5 + (0.975 \cdot 1.75 + 0.975 \cdot 1.75) = 3.91 \text{ m}$$

$$v_{Ed} = \frac{N_{cs}}{b_{eff}} = \frac{4833.41}{391} = 12.36 \text{ kN/cm}$$

In tabella 36 sono riportati i valori dei momenti statici dei singoli elementi con i rispettivi sforzi di taglio:

Tabella 35: Sforzi di taglio sui connettori di spalla

fasi	n	S _{soletta}	S _{ferri inferiore}	S _{ferri superiori}	ΣS (cm ³)	I (cm ⁴)	V _{Ed} (SLE)	V _{Ed} (SLU)
ritiro	16.13	-	-	-	-	-	12.36	14.82
G2	16.77	46851.65	352.72	3015.87	50220.24	12928071.89	1.11	1.66
variabili traffico	5.96	81311.32	735.81	1971.39	84018.52	16960700.07	2.94	3.97
variabili vento	5.96	81311.32	735.81	1971.39	84018.52	16960700.07	0.41	0.62
variabili temperatura	5.96	81311.32	735.81	1971.39	84018.52	16960700.07	0.36	0.5

In corrispondenza della spalla lo sforzo da scorrimento dato dal ritiro può essere diretto in senso concorde o discorde rispetto a quello dato dai carichi permanenti e variabili. Quindi il maggior valore dello scorrimento si avrà considerando tutte le azioni.

$$v_{Ed} = 19.98 \text{ kN/cm} \quad (155)$$

Sono stati scelti pioli Nelson con le caratteristiche mostrate in tabella 37; questi sono i più usati anche perché sono facilmente installabili e non richiedono saldatori specializzati. Hanno inoltre la testa ringrossata

per evitare il sollevamento (Uplift) della soletta rispetto al profilo d'acciaio. E' una connessione di tipo duttile.

Inoltre si è deciso di disporre 4 pioli trasversalmente e di far variare l'interasse longitudinale, in quanto la presenza di un numero elevato di pioli trasversalmente garantisce la trasmissione delle tensioni alla sezione in acciaio anche nel caso di rottura di uno di essi.

Tabella 36: caratteristiche geometriche della piolatura

n	4
d	25 mm
h	250 mm
f _u	450 Mpa

La resistenza della piolatura di progetto darà la minore resistenza tra lo schiacciamento del calcestruzzo a contatto con la piolatura e la resistenza della piolatura stessa:

$$P_{Rd,1} = 0.8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_v = 0.8 \frac{450 \cdot \left(\frac{\pi 25^2}{4} \right)}{1.25} \frac{1}{1000} = 141.4 \text{ kN} \quad (156)$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_c} / \gamma_v = 0.29 \frac{25^2 \sqrt{40 \cdot 35220}}{1.25} \frac{1}{1000} = 172.1 \text{ kN} \quad (157)$$

La resistenza di calcolo della piolatura è la $P_{Rd,1}$.

6.1. Piolatura spalla concio 4

Sulla spalla verranno disposti 4 pioli trasversalmente con un interasse minimo calcolato:

$$i_{\min} = \frac{P_{Rd,1} \cdot n}{V_{Ed}} = \frac{141.4 \cdot 4}{19.98} = 28.31 \text{ cm} \quad (158)$$

L'interasse scelto è di 25 cm

6.2. Piolatura campata concio 4

In corrispondenza della campata vi è il concio 4 di altezza 210 cm.

In questa sezione i carichi permanenti non strutturali, da vento e da temperatura non producono taglio, pertanto lo scorrimento dato da que-

ste è nullo. Le azioni che si prenderanno in considerazioni sono le azioni ritiro ed i carichi variabili da traffico:

Tabella 37: Sforzi di taglio sui connettori di campata

fasi	n	S _{soletta}	S _{ferri inferiore}	S _{ferri superiori}	ΣS (cm³)	I (cm⁴)	v _{Ed} (SLE)	v _{Ed} (SLU)
ritiro	-	-	-	-	-	-	10.07	13.74
variabili traffico	5.96	81311.32	735.81	1971.39	84018.52	16960700.07	2.12	3.18

$$v_{Ed} = 16.07 \text{ kN/cm} \quad (159)$$

L'interasse minimo vale:

$$i_{\min} = \frac{P_{Rd,l} \cdot n}{v_{Ed}} = \frac{141.4 \cdot 4}{16.07} = 35.19 \text{ cm} \quad (160)$$

L'interasse scelto è di 35 cm.

6.3. Piolatura appoggio concio 1

In corrispondenza della pila vi è il concio 1 di altezza 300 cm.

In questa sezione lo sforzo tagliante indotto dai carichi verticali agenti sull'impalcato è massimo, pertanto si considerano tutti i carichi agenti fatta eccezione per gli effetti indotti dalla temperatura:

Tabella 38: Sforzi di taglio sui connettori in appoggio (pila)

fasi	n	S _{soletta}	S _{ferri inferiore}	S _{ferri superiori}	ΣS (cm³)	I (cm⁴)	v _{Ed} (SLE)	v _{Ed} (SLU)
ritiro	16.13	-	-	-	-	-	12.36	14.82
G2	16.77	69829.01	1777.74	4352.94	75959.69	29509330.16	0.73	1.5
variabili traffico	5.96	238784.53	1135.92	2885.92	242806.37	38677847.13	5.83	1.35
variabili vento	5.96	238784.53	1135.92	2885.92	242806.37	38677847.13	1.51	0.9

$$v_{Ed} = 26.06 \text{ kN/cm} \quad (161)$$

L'interasse minimo vale:

$$i_{\min} = \frac{P_{\text{Rd},l} \cdot n}{V_{\text{Ed}}} = \frac{141.4 \cdot 4}{26.06} = 21.67 \text{ cm} \quad (162)$$

L'interasse scelto è di 20 cm.

6.4. Limiti di normativa

Affinché la piolatura si possa considerare duttile devono essere rispettate una serie di limitazioni fornite dalla norma:

$$16 \text{ mm} \leq \phi_{\text{piolo}} \leq 25 \text{ mm}$$

$$h > 4\phi_{\text{piolo}}$$

(163)

$$s_{\max,l} = 22 \cdot t_f \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \leq 800 \text{ mm}$$

$$s_{\min,t} = 2.5 \cdot \phi_{\text{piolo}}$$

La piolatura scelta rispetta i limiti imposti dalla norma, pertanto si può considerare la connessione duttile

7. Armatura trasversale

L'armatura trasversale della soletta deve essere progettata in modo da prevenire la rottura prematura per scorrimento o fessurazione longitudinale nelle sezioni critiche della soletta di calcestruzzo a causa delle elevate sollecitazioni di taglio create dai connettori.

Essendo l'armatura trasversale disposta per ogni metro di soletta pari a $5\Phi 16$, per un'area complessiva di 1005 mm^2 , questa dovrà risultare maggiore dell'armatura minima necessaria a resistere alle tensioni di taglio:

$$v_{\text{Ed}} = \frac{\max(v_{\text{Ed,forza}})}{2 \cdot h_{\text{soletta}}} = \frac{26.71}{2 \cdot 30} \cdot 10 = 4.45 \text{ MPa} \quad (164)$$

Area minima di armatura a metro lineare necessaria:

$$A_{\min} = \frac{v_{\text{Ed}} \cdot h \cdot s}{f_{\text{yd}}} = \frac{4.45 \cdot 30 \cdot 20}{391.3} \cdot 100 = 682 \text{ mm}^2 \quad (165)$$

L'armatura disposta risulta maggiore dell'armatura minima, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

La resistenza del calcestruzzo inoltre deve essere maggiore di quella fornita dal calcolo dell'armatura, cosicché il calcestruzzo non si fessuri o si schiacci:

$$v_{\text{Ed}} \leq 0.3 \left[1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250} \right] \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_c} = 0.3 \left[1 - \frac{40}{250} \right] \cdot 26.7 = 6.72 \text{ MPa} \quad (166)$$

La verifica è soddisfatta.

8. Collegamenti bullonati

Essendo la lunghezza delle lamiere di acciaio pari a 10 m, si è provveduto a progettare dei collegamenti bullonati a parziale ripristino di resistenza tra i conchi della trave dell'impalcato del ponte. In particolare sono state collegate anime, ali superiori e ali inferiori. Si è privilegiato avere il numero minore di collegamenti lungo tutta la lunghezza del ponte. In totale sono previsti 12 collegamenti come mostrato in figura 63, con interasse costante di 10 m.

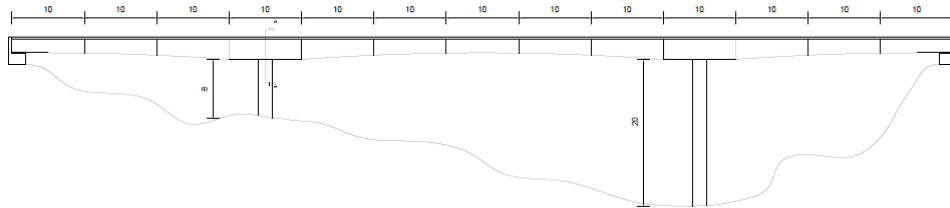


Figura 65: suddivisione in conchi dell'impalcato da ponte

I collegamenti d'ala, inferiore e superiore, sono progettati per assorbire il momento flettente, mentre al collegamento d'anima si attribuisce l'assorbimento del taglio.

Sono utilizzati bulloni di classe 8.8, per l'anima si utilizzeranno bulloni M20, mentre per le flange, superiori ed inferiori, si utilizzeranno bulloni M30.

8.1. Anima in appoggio

Il collegamento in appoggio avviene tra il concio 1 ed il concio 2. Posto ad una distanza di 5 metri come in figura 41 dall'appoggio, sono calcolate nel punto il valore del taglio e del momento flettente.

I bulloni, reagenti a taglio, sono sollecitati da $V_{Ed}=3375.19$ kN

Utilizzando bulloni M20, il foro presenta diametro di 21 mm ed i punti di contatto con il profilo saranno 2; il bullone non è filettato lungo tutto il gambo:

$$A = 314.16 \text{ mm}^2 \quad (167)$$

$$F_{v,Rd_{\text{non filettata}}} = \frac{0.6 \cdot A \cdot f_{ud}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 314.16 \cdot 800}{1.25} = 120.64 \text{ kN} \quad (168)$$

Il numero minimo di bulloni da disporre lungo l'anima, considerando che i punti di contatto sono due, sono:

$$n_b = \frac{V_{Ed}}{2F_{v,Rd2}} = \frac{3375.19}{2 \cdot 120.6} = 13.98 \Rightarrow n_b = 20 \quad (169)$$

Utilizzando piatti di 15 mm di acciaio S355 si verificherà a rifollamento la sola anima della trave in acciaio ($t_w=20$ mm).

Attribuendo al coefficiente k il valore di 2.5 si calcola il valore del parametro α per evitare il rifollamento nell'anima:

$$F_{b,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n_b} = \frac{3375.19}{14} = 241.09 \text{ kN} \quad (170)$$

$$\alpha = \frac{\gamma_{M2} \cdot F_{b,Ed}}{k \cdot d \cdot t_w \cdot f_u} = \frac{1.25 \cdot 241.09}{2.5 \cdot 20 \cdot 20 \cdot 510} = 0.591 \quad (171)$$

$$e_1 = 3 \cdot \alpha \cdot d_0 = 3 \cdot 0.591 \cdot 21 = 37.22 \text{ mm} \quad (172)$$

$$p_1 = 3(0.25 + \alpha)d_0 = 3 \cdot (0.25 + 0.591) \cdot 21 = 52.98 \text{ mm} \quad (173)$$

Sono stati scelti 14 bulloni M20 disposti su un'unica fila con distanza $e_1 = 50$ mm e distanza $p_1 = 115$ mm.

8.2. Flangia superiore ed inferiore in appoggio

I bulloni di flangia, superiore ed inferiore, saranno progettati a taglio; il momento flettente può essere rappresentato come una coppia di forze

orizzontali che agiscono sulle flange. Definendo z il braccio tra le forze, pari alla distanza tra le due flangie, la forza N_{Ed} è pari:

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{17314.53}{265.5} \cdot 100 = 6521.48 \text{ kN} \quad (174)$$

Utilizzando bulloni M30, il foro presenta diametro di 31.5 mm ed i punti di contatto con il profilo saranno 2; il bullone non è filettato lungo tutto il gambo:

$$A = 706.86 \text{ mm}^2 \quad (175)$$

$$F_{v,Rd_{\text{non filettata}}} = \frac{0.6 \cdot A \cdot f_{ud}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 706.86 \cdot 800}{1.25} = 271.43 \text{ kN} \quad (176)$$

Il numero minimo di bulloni da disporre lungo una flangia, considerando che i punti di contatto sono due, sono:

$$n_b = \frac{N_{Ed}}{2F_{v,Rd2}} = \frac{6521.48}{2 \cdot 271.43} = 12.01 \Rightarrow n_b = 16 \quad (177)$$

Utilizzando piatti di 25 mm di acciaio S355 per la bullonatura della flangia superiore, e piatti di 30 mm per la bullonatura della flangia inferiore, si verificherà a rifollamento la sola flangia superiore della trave in acciaio ($t_w=40$ mm).

Attribuendo al coefficiente k il valore di 2.5 sia per i bulloni di bordo ($e_2=50$ mm) che per quelli perpendicolari alla direzione del carico ($p_2=100$ mm) si calcola il valore del parametro α per evitare il rifollamento nell'ala:

$$F_{b,Ed} = \frac{N_{Ed}}{n_b} = \frac{6521.48}{16} = 407.59 \text{ kN} \quad (178)$$

$$\alpha = \frac{\gamma_{M2} \cdot F_{b,Ed}}{k \cdot d \cdot t_w \cdot f_u} = \frac{1.25 \cdot 407.59}{2.5 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 510} = 0.333 \quad (179)$$

$$e_1 = 3 \cdot \alpha \cdot d_0 = 3 \cdot 0.333 \cdot 31.5 = 31.47 \text{ mm} \quad (180)$$

$$p_1 = 3(0.25 + \alpha)d_0 = 3 \cdot (0.25 + 0.333) \cdot 31.5 = 78.72 \text{ mm} \quad (181)$$

Sono stati scelti 16 bulloni M30 disposti su 4 file con distanza $e_1 = 50$ mm e distanza $p_1 = 100$ mm.

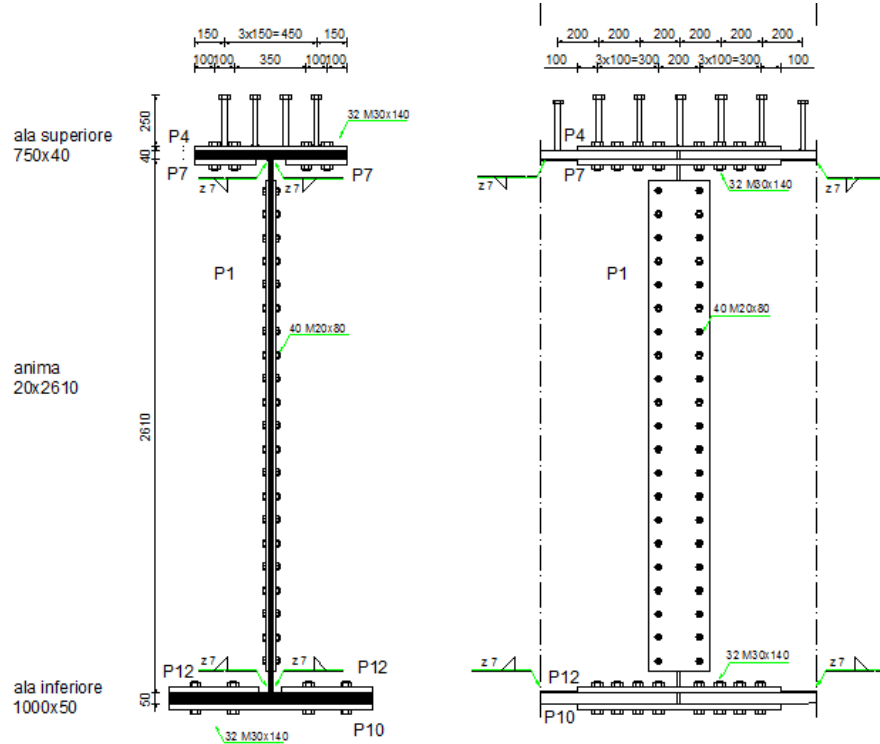


Figura 66: collegamento tra concio 1 ed concio 2

8.3. Anima in campata

Il collegamento in campata avviene tra il concio 3 ed il concio 4. Procedimento del tutto simile a quello del paragrafo 8.1 si riporta il solo risultato finale.

Sono stati scelti 14 bulloni M20 disposti su un'unica fila con distanza $e_1 = 50$ mm e distanza $p_1 = 110$ mm.

8.4. Flangia superiore ed inferiore in campata

I bulloni di flangia, superiore ed inferiore, saranno progettati a taglio; il momento flettente può essere rappresentato come una coppia di forze orizzontali che agiscono sulle flange. Definendo z il braccio tra le forze, pari alla distanza tra le due flange, la forza N_{Ed} è pari:

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{37093}{195} \cdot 100 = 19022.09 \text{ kN} \quad (182)$$

Utilizzando bulloni M30, il foro presenta diametro di 31.5 mm ed i punti di contatto con il profilo saranno 2; il bullone non è filettato lungo tutto il gambo:

$$A = 706.86 \text{ mm}^2 \quad (183)$$

$$F_{v,Rd_{\text{non filettata}}} = \frac{0.6 \cdot A \cdot f_{ud}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 706.86 \cdot 800}{1.25} = 271.43 \text{ kN} \quad (184)$$

Il numero minimo di bulloni da disporre lungo una flangia, considerando che i punti di contatto sono due, sono:

$$n_b = \frac{N_{Ed}}{2F_{v,Rd2}} = \frac{19022.09}{2 \cdot 271.43} = 35.04 \Rightarrow n_b = 36 \quad (185)$$

Utilizzando piatti di 25 mm di acciaio S355 per la bullonatura della flangia superiore, e piatti di 30 mm per la bullonatura della flangia inferiore, si verificherà a rifollamento la sola flangia superiore della trave in acciaio ($t_w=40$ mm).

Attribuendo al coefficiente k il valore di 2.5 sia per i bulloni di bordo ($e_2=50$ mm) che per quelli perpendicolari alla direzione del carico ($p_2=100$ mm) si calcola il valore del parametro α per evitare il rifollamento nell'ala:

$$F_{b,Ed} = \frac{N_{Ed}}{n_b} = \frac{19022.09}{36} = 528.39 \text{ kN} \quad (186)$$

$$\alpha = \frac{\gamma_{M2} \cdot F_{b,Ed}}{k \cdot d \cdot t_w \cdot f_u} = \frac{1.25 \cdot 528.39}{2.5 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 510} = 0.432 \quad (187)$$

$$e_1 = 3 \cdot \alpha \cdot d_0 = 3 \cdot 0.432 \cdot 31.5 = 40.79 \text{ mm} \quad (188)$$

$$p_1 = 3(0.25 + \alpha)d_0 = 3 \cdot (0.25 + 0.432) \cdot 31.5 = 88.04 \text{ mm} \quad (189)$$

Sono stati scelti 36 bulloni M30 disposti su 9 file con distanza $e_1 = 50$ mm e distanza $p_1 = 100$ mm.

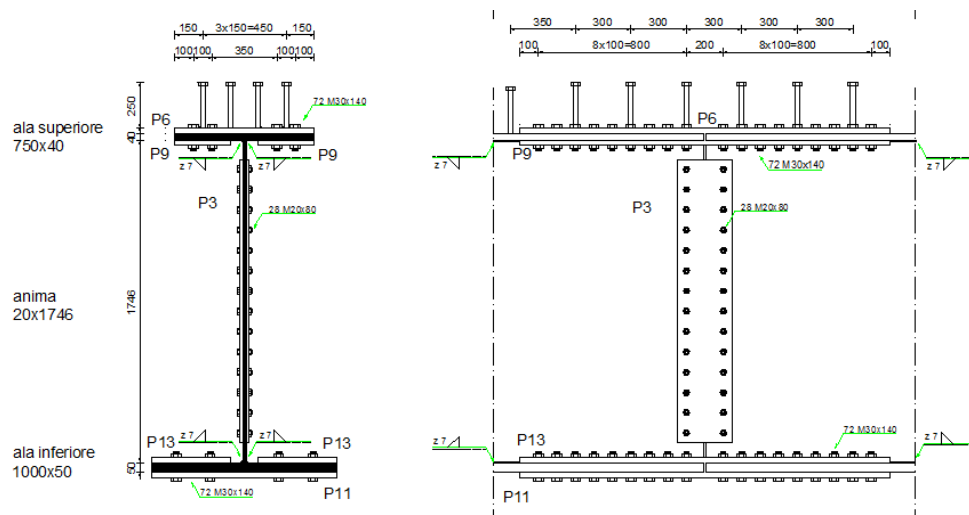


Figura 67: Collegamento tra concio 3 ed concio 4

Capitolo 5

TRAVERSI

1. Realtà fisica

Fino ad ora la realtà fisica del traverso non è stata considerata ed in sua vece si è in effetti operato nell'ipotesi di una sezione trasversalmente indeformabile (Metodo di Courbon). Adesso occorre però porre attenzione sull'elemento atto a conferire alla sezione la presupposta indeformabilità.

Si potrebbe pensare che data la discontinuità dei traversi, distanziati lungo l'asse della travata, la detta indeformabilità sia al più assicurata in un numero discreto di sezioni. In realtà è sufficiente un esiguo numero di traversi, al limite anche uno solo in mezzzeria ed uno solo in appoggio nelle travate appoggiate.

2. Linee di influenza

Nell'affrontare il problema si è operato nello spirito del metodo di Courbon considerando il ponte come un insieme di travi longitudinali mutuamente collegate da traversi.

Se si indica con A una forza esterna applicata in corrispondenza del traverso le travi saranno soggette ai carichi reattivi la cui espressione è già stata introdotta nella ripartizione trasversale dei carichi alla Courbon (equazione 75).

Di seguito si riportano le reazioni ricavate, ovvero i valori delle linee di influenza, sulle travi per effetto di un carico unitario viaggiante posto su ogni nodo:

Tabella 39: Coefficienti di ripartizione sulle travi e nelle mezzerie

Nodo	Reazioni agli appoggi per forza viaggiante			
	F appoggio 1	F appoggio 2	F appoggio 3	F appoggio 4
1	0.7	0.4	0.1	-0.2
2	0.4	0.3	0.2	0.1
3	0.1	0.2	0.3	0.4
4	-0.2	0.1	0.4	0.7
1-2	0.55	0.35	0.15	-0.05
2-3	0.25	0.25	0.25	0.25
3-4	-0.05	0.15	0.35	0.55

Lo studio del traverso esige che si determinino le linee di influenza delle caratteristiche di sollecitazione in esso presenti, momento e taglio, al fine di individuare le posizioni più pericolose dei carichi F che vanno su essi applicati.

Se si considera la generica sezione S del traverso dello schema nella figura seguente, in cui la forza $A=1$ è posta in posizione generica (e variabile), valgono, per definizione delle caratteristiche di M e T , le relazioni:

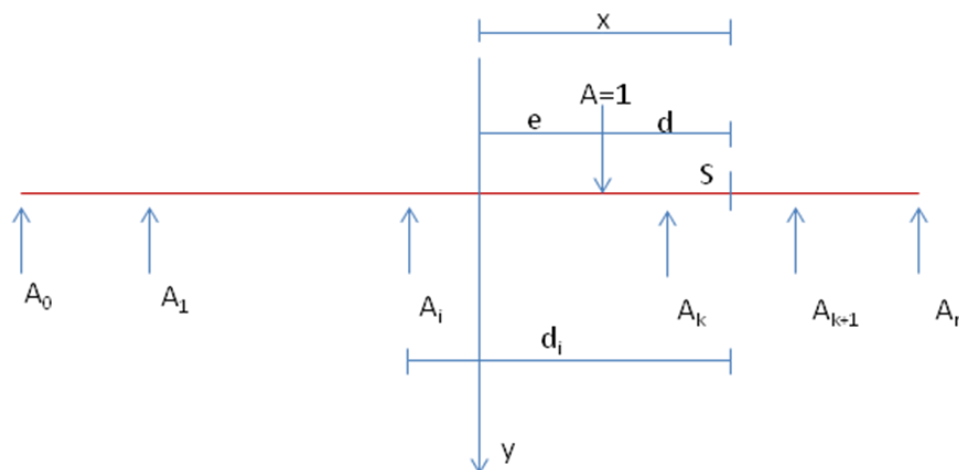


Figura 68: studio del modello del traverso

$$M = \sum_0^k A_i d_i - 1 \cdot d \quad \text{per } e \leq x \quad (190)$$

$$T = \sum_0^k A_i - 1 \quad \text{per } e < x \quad (191)$$

$$M = \sum_0^k A_i d_i \quad \text{per } e \geq x \quad (192)$$

$$T = \sum_0^k A_i \quad \text{per } e > x \quad (193)$$

A titolo di esempio si riporta la costruzione della linea di influenza relativa al momento flettente nella sezione S di eccentricità $x = 4$ m (1-2):

1. Si suppone che il carico si trovi in corrispondenza della prima nervatura, con $e=6$ m quindi dalla tabella 40 si ricavano i valori del coefficiente di ripartizione. Il momento in quella sezione è determinato dalla 191, pertanto:

$$M = \sum_0^k A_i d_i = (0.7 - 1) \cdot 2 = -0.6 \quad (194)$$

2. In seconda fase si sposta il carico con eccentricità pari $e=4$ m (mezzeria della campata 1-2), pertanto:

$$M = \sum_0^k A_i d_i = (0.55) \cdot 2 = 1.1 \quad (195)$$

3. Successivamente il carico si sposta sulla seconda nervatura, con eccentricità pari a $e=2$ m; si ricade nel caso descritto dalla 189:

$$M = \sum_0^k A_i d_i - 1 \cdot d = (0.3 - 1) \cdot 2 + 0.2 \cdot 6 + 0.1 \cdot 10 = 0.8 \quad (196)$$

Da questo punto in poi la procedura rimane la stessa utilizzando la relazione 189.

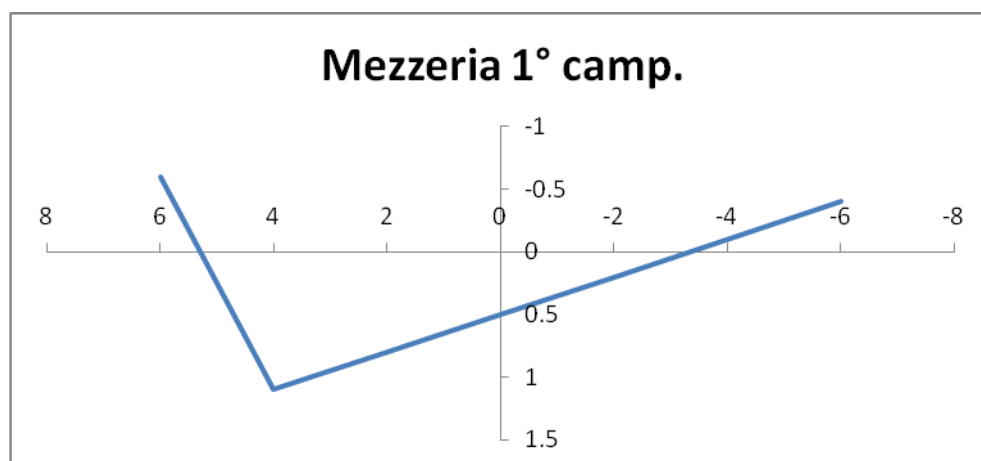
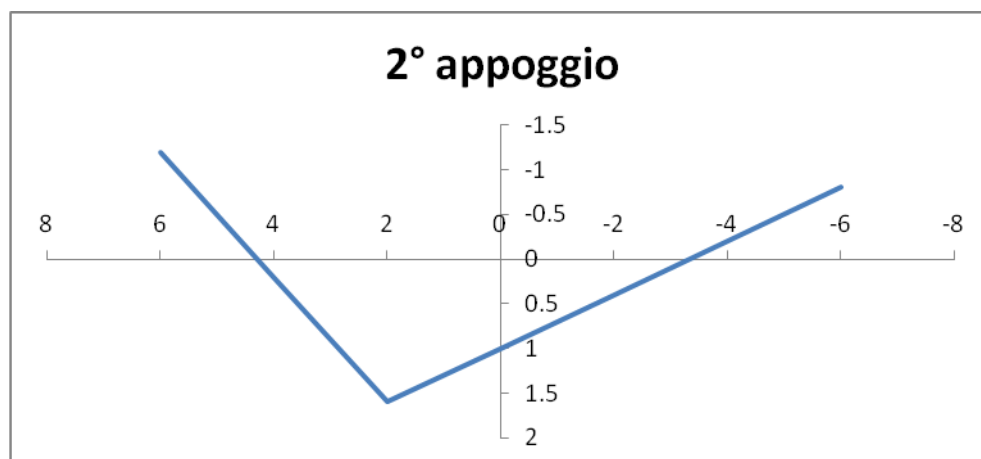
Si vuole comunque far notare che si sarebbe pervenuti allo stesso risultato utilizzando la relazione 191 e prendendo in considerazione le reazioni delle travi che si trovano alla sinistra della sezione in esame:

$$M = \sum_0^k A_i d_i = 0.4 \cdot 2 = 0.8 \quad (197)$$

Di seguito si riportano la tabelle con i valori dei coefficienti e le linee di influenza ricavate per le sezioni significative:

Tabella 40: Coefficienti di ripartizione alla Courbon per i traversi

Nodo	Eccentricità (m)	Momento M		
		Mezzeria 1° camp.	2° appoggio	Mezzeria 2° camp.
1	6	-0.6	-1.2	-1
1-2	4	1.1	0.2	0
2	2	0.8	1.6	1
2-3	0	0.5	1	2
3	-2	0.2	0.4	1
4	-6	-0.4	-0.8	-1

Figura 69: linea di influenza del momento relativa alla mezzeria della prima campata ($x=4$)Figura 70: linea di influenza del momento relativa al secondo appoggio ($x=-2$)

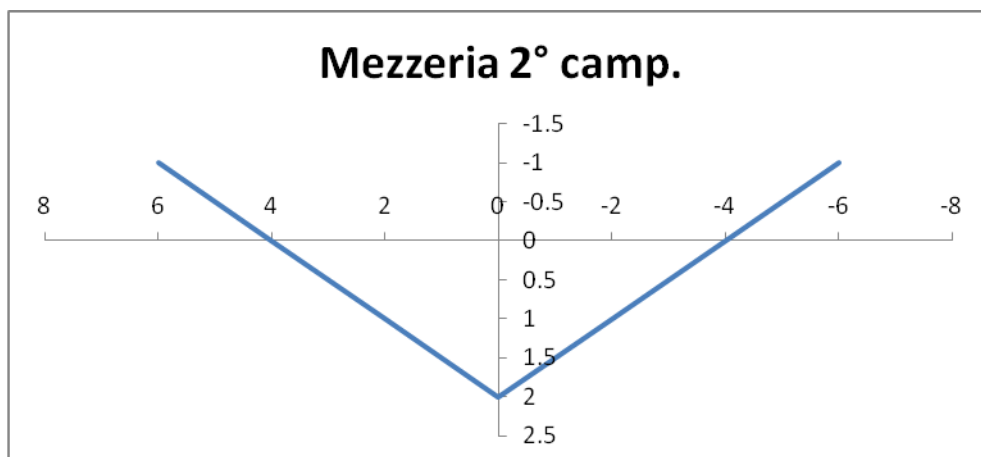


Figura 71: linea di influenza del momento relativa alla mezzeria della seconda campata ($x=0$)

Per quanto riguarda il taglio è necessario fare una precisazione. Le relazioni precedentemente scritte si riferiscono ad una sezione generica S in cui non vi siano discontinuità, tuttavia il taglio si rende importante calcolare l'azione tagliante in corrispondenza di un appoggio (nervatura) che costituisce una discontinuità.

Verranno considerati due possibili casi:

- a. La sezione S immediatamente a sinistra della nervatura, ovvero spostata di un infinitesimo ε ;
- b. La sezione S immediatamente a destra della nervatura, ovvero spostata di un infinitesimo ε .

Considerando questi due casi si studiano le linee di influenza relative alla seconda nervatura ($x=2$).

Per la sezione S in posizione come descritta nel punto a:

1. Il carico unitario è posto in corrispondenza della prima nervatura pertanto le reazioni delle travi sono quelle espresse nella prima riga della tabella 40; considerando le sole forze provenienti dalla sinistra della sezione S assumerà il valore:

$$T = 1 - 0.7 = 0.3 \quad (198)$$

2. Si considera il carico unitario posto un infinitesimo a sinistra della sezione S , le reazioni che forniscono le nervature sono quelle espresse nella seconda riga della tabella 40; considerando le sole forze provenienti dalla sinistra della sezione S il taglio assumerà il valore:

$$T = 1 - 0.4 = 0.6 \quad (199)$$

3. Si considera il carico unitario posto un infinitesimo a destra della sezione S, le reazioni che forniscono le nervature sono quelle espresse nella seconda riga della tabella 40; considerando le sole forze provenienti dalla destra della sezione S il taglio assumerà il valore:

$$T = 1 - (0.3 + 0.2 + 0.1) = 0.4 \quad (200)$$

4. Si considera il carico posto in corrispondenza della terza nervatura, le reazioni che forniscono le nervature sono quelle espresse nella terza riga della tabella 40; considerando le sole forze provenienti dalla destra della sezione S il taglio assumerà il valore:

$$T = 1 - (0.2 + 0.3 + 0.4) = 0.1 \quad (201)$$

5. Si considera il carico posto in corrispondenza della quarta nervatura, le reazioni che forniscono le nervature sono quelle espresse nella quarta riga della tabella 40; considerando le sole forze provenienti dalla destra della sezione S il taglio assumerà il valore:

$$T = 1 - (0.1 + 0.4 + 0.7) = -0.2 \quad (202)$$

la linea di influenza è rappresentata in figura 70.

Analizzando il caso b:

1. Il carico unitario è posto in corrispondenza della prima nervatura pertanto le reazioni delle travi sono quelle espresse nella prima riga della tabella 40; considerando le sole forze provenienti dalla sinistra della sezione S assumerà il valore:

$$T = 1 - 0.7 - 0.4 = -0.1 \quad (203)$$

2. Si considera il carico unitario posto un infinitesimo a sinistra della sezione S, le reazioni che forniscono le nervature sono quelle espresse nella seconda riga della tabella 40; considerando le sole forze provenienti dalla sinistra della sezione S il taglio assumerà il valore:

$$T = 1 - 0.4 - 0.3 = 0.3 \quad (204)$$

3. Si considera il carico unitario posto un infinitesimo a destra della sezione S, le reazioni che forniscono le nervature sono quelle espresse nella seconda riga della tabella 40; considerando le sole forze provenienti dalla destra della sezione S il taglio assumerà il valore:

$$T = 1 - (0.2 + 0.1) = 0.7 \quad (205)$$

4. Si considera il carico posto in corrispondenza della terza nervatura, le reazioni che forniscono le nervature sono quelle espresse nella terza riga della tabella 40; considerando le sole forze provenienti dalla destra della sezione S il taglio assumerà il valore:

$$T = 1 - (0.3 + 0.4) = 0.3 \quad (206)$$

5. Si considera il carico posto in corrispondenza della quarta nervatura, le reazioni che forniscono le nervature sono quelle espresse nella quarta riga della tabella 40; considerando le sole forze provenienti dalla destra della sezione S il taglio assumerà il valore:

$$T = 1 - (0.4 + 0.7) = -0.1 \quad (207)$$

la linea di influenza è rappresentata in figura 71.

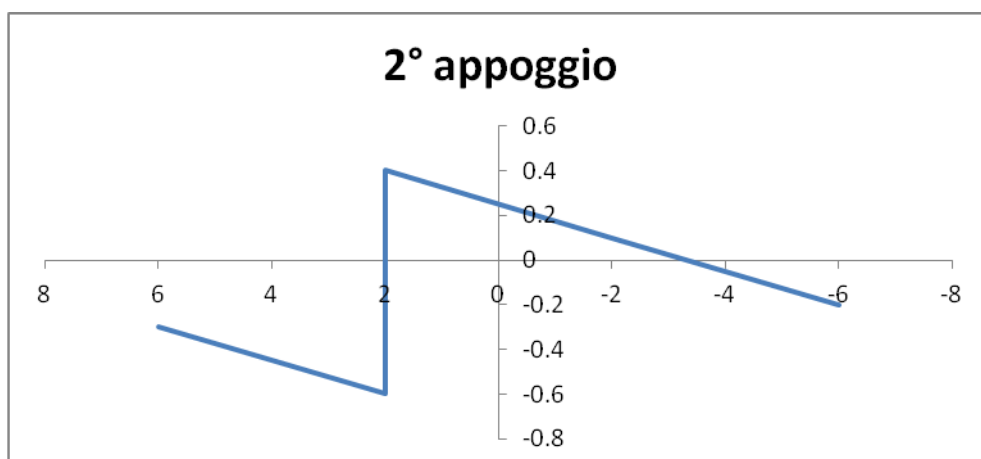


Figura 72: linea di influenza del taglio relativa al secondo appoggio, caso a (x=2)

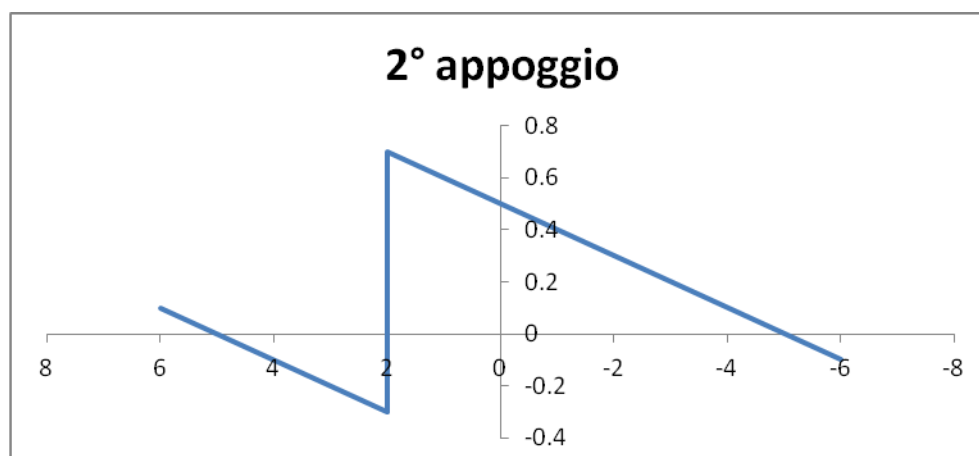


Figura 73: linea di influenza del taglio relativa al secondo appoggio, caso b ($x=2$)

3. Analisi dei carichi

Dato che i traversi sono indipendenti dalla soletta, la forza concentrata viaggiante potrà assumere soltanto le posizioni relative alle sezioni in corrispondenza delle nervature. Quindi quando il carico sulla soletta transita in mezzo ad una campata, si calcolano le reazioni sulle nervature che la delimitano, nell'ipotesi semplificata che la soletta sia ad esse semplicemente appoggiata e si assumono tali reazioni come carichi sollecitanti il traverso. Si prenderà in considerazione lo schema di carico associato allo schema 2 supponendo, nella condizione più gravosa, che il traverso porta i 2 assi in tandem e tenendo presente che si dovrà anche considerare l'effetto derivante da un'inversione delle sollecitazioni, che manda in trazione aste che per le normali condizioni di carico sono compresse e viceversa.

Il carico, associato allo schema 2, ha un'intensità di $Q_{k(2)}=400$ kN per asse che si ripartisce attraverso determinate impronte sul piano medio della soletta così come descritto in precedenza.

Dato che lo sviluppo trasversale dell'impronta di carico che così si ottiene è di ampiezza inferiore alla distanza di interasse dei traversi, si può supporre che su un solo traverso gravi l'intero carico. Per questo motivo si considererà agente sul traverso un'azione totale concentrata mobile di intensità:

$$Q_{d2} = Q_{k2} \cdot \gamma_q = 400 \cdot 1.35 = 540 \text{ kN} \quad (208)$$

Tabella 41: sollecitazioni nel traverso

Calcolo delle sollecitazioni massime				$Q_d^{(2)} \text{ [kN]} = 540$	
Appoggio	M [kNm]	$T_{sx} \text{ [kN]}$	$T_{dx} \text{ [kN]}$	$M_{max} \text{ [kNm]}$	$T_{max} \text{ [kN]}$
1	-648	-	216.00	864.00	378.00
2	864.00	216.00	378.00		
3	216.00	162.00	54.00		
4	-432	54.00	-		

4. Schema statico e determinazione degli sforzi

I traversi saranno costituiti da travature reticolari in acciaio collegate mediante unioni bullonate alle nervature.

Il momento flettente si può schematizzare come una coppia di forze orizzontali applicate al corrente superiore ed al corrente inferiore, la distanza tra i correnti (braccio della coppia) è calcolato in corrispondenza della campata centrale dove la sezione si riduce al minimo ($h=180 \text{ cm}$ la sola sezione del profilo di acciaio)

$$N = \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{864}{1.5} = 576 \text{ kN} \quad (209)$$

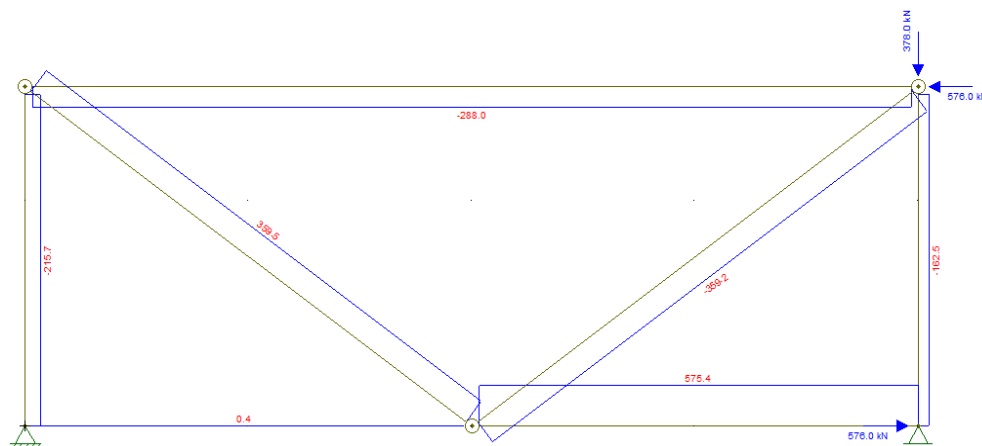


Figura 74: schema statico del traverso, carichi applicati e sforzi normali

Sono stati scelti una coppia di profili angolari ad L 90x90x10 per tutte le aste del traverso. Viene condotta la verifica ad instabilità dell'asta diagonale e del corrente superiore.

$$\begin{aligned}
&\text{singolo profilo} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_1 = 1710 \text{ mm}^2 \\ I_1 = 1269000 \text{ mm}^4 \\ i_{x1} = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1269000}{1710}} = 27.2 \text{ mm} \\ i_{v1} = 17.5 \text{ mm} \end{array} \right. \\
&\text{profili accoppiati} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_2 = 3420 \text{ mm}^2 \\ I_2 = 2538000 \text{ mm}^4 \\ i_{x2} = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2538000}{3420}} = 27.2 \text{ mm} \end{array} \right.
\end{aligned} \tag{210}$$

Le travi si ritengono incernierate agli estremi, pertanto la lunghezza libera d'inflessione $L_0 = L = 2400 \text{ mm}$.

Inoltre ogni singolo profilo si può instabilizzare nel suo piano più debole z ; per evitare questo fenomeno e per garantire una connessione ottimale tra i due profili accoppiati si inseriscono delle imbottiture dividendo l'asta diagonale in tre campi. Il singolo profilo si può instabilizzare tra un'imbottitura e la successiva, supposti i campi di eguale ampiezza la lunghezza libera d'inflessione $L_0 = L/3 = 800 \text{ mm}$.

L'asta è soggetta ad uno sforzo di compressione $N_{Ed} = 389.2 \text{ kN}$:

$$\lambda_1 = \frac{L_{01}}{i_{\min 1}} = \frac{800}{17.5} = 45.7 \tag{211}$$

$$\lambda_2 = \frac{L_{02}}{i_{\min 2}} = \frac{2400}{27.2} = 88.1 \tag{212}$$

$$\lambda_{eq} = \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2^2} = \sqrt{45.7^2 + 88.1^2} = 99.3 \tag{213}$$

$$\lambda_e = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76.41 \tag{214}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{eq}}{\lambda_e} = \frac{99.3}{76.41} = 1.299 \tag{215}$$

$$\begin{aligned}
\Phi &= 0.5 \cdot \left(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0.5 \left(1 + 0.34 (1.299 - 0.2) + 1.299^2 \right) = \\
&= 1.531
\end{aligned} \tag{216}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1.531 + \sqrt{1.531^2 - 1.299^2}} = 0.427 \quad (217)$$

$$N_{b,Rd} = \chi A f_{yd} = 0.427 \cdot 3420 \cdot \frac{355}{1.05} = 494.2 \text{ kN} \quad (218)$$

La verifica è soddisfatta.

Per il corrente superiore si prevede una divisione in 5 campi pertanto la lunghezza libera d'inflessione del singolo profilo $L_0 = L/5 = 3600/5 = 720$ mm.

L'asta è soggetta ad uno sforzo normale di compressione $N_{Ed} = 288$ kN.

$$\lambda_1 = \frac{L_{01}}{i_{\min 1}} = \frac{720}{17.5} = 41.1 \quad (219)$$

$$\lambda_2 = \frac{L_{02}}{i_{\min 2}} = \frac{2400}{27.2} = 132.2 \quad (220)$$

$$\lambda_{eq} = \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2^2} = \sqrt{41.1^2 + 132.2^2} = 138.4 \quad (221)$$

$$\lambda_e = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76.41 \quad (222)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{eq}}{\lambda_e} = \frac{138.4}{76.41} = 1.811 \quad (223)$$

$$\Phi = 0.5 \cdot \left(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0.5 \left(1 + 0.34 (1.811 - 0.2) + 1.811^2 \right) = 2.415 \quad (224)$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{2.415 + \sqrt{2.415^2 - 1.811^2}} = 0.249 \quad (225)$$

$$N_{b,Rd} = \chi A f_{yd} = 0.249 \cdot 3420 \cdot \frac{355}{1.05} = 288.2 \text{ kN} \quad (226)$$

La verifica è soddisfatta.

Le aste del traverso sono fissate alla trave mediante dei piatti saldati di spessore pari a 25 mm. In particolare questo piatto sottile è sottoposto a sforzo normale di compressione come da figura 72, ma la sua verifica non verrà riportata qui in quanto ampiamente verificata ad instabilità.

5. Bullonatura

Viene qui riportata il progetto della bullonatura dell'asta sottoposta al massimo sforzo normale.

Dallo schema statico precedentemente studiato risulta che l'asta soggetta al massimo sforzo normale è il corrente inferiore teso con uno sforzo di trazione $N=576$ kN.

Utilizzando bulloni M20, il foro presenta diametro di 21 mm ed i punti di contatto con la coppia di profili saranno 2; il bullone non è filettato lungo tutto il gambo:

$$A = 314.16 \text{ mm}^2 \quad (227)$$

$$F_{v,Rd_{\text{non filettata}}} = \frac{0.6 \cdot A \cdot f_{ud}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 314.16 \cdot 800}{1.25} = 120.64 \text{ kN} \quad (228)$$

Il numero minimo di bulloni da disporre lungo l'anima, considerando che i punti di contatto sono due, sono:

$$n_b = \frac{N_{Ed}}{2F_{v,Rd2}} = \frac{576}{2 \cdot 120.6} = 2.38 \Rightarrow n_b = 3 \quad (229)$$

Utilizzando piatti di 25 mm di acciaio S355 si verificherà a rifollamento il singolo profilo ($t_w=10$ mm).

Attribuendo al coefficiente k il valore di 2.5 si calcola il valore del parametro α per evitare il rifollamento nell'anima:

$$F_{b,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n_b} = \frac{576/2}{3} = 96 \text{ kN} \quad (230)$$

$$\alpha = \frac{\gamma_{M2} \cdot F_{b,Ed}}{k \cdot d \cdot t_w \cdot f_u} = \frac{1.25 \cdot 96}{2.5 \cdot 20 \cdot 10 \cdot 510} = 0.471 \quad (231)$$

$$e_1 = 3 \cdot \alpha \cdot d_0 = 3 \cdot 0.471 \cdot 21 = 29.65 \text{ mm} \quad (232)$$

$$p_1 = 3(0.25 + \alpha)d_0 = 3 \cdot (0.25 + 0.471) \cdot 21 = 45.40 \text{ mm} \quad (233)$$

Sono stati scelti 3 bulloni M20 disposti su un'unica fila con distanza $e_1 = 70$ mm e distanza $p_1 = 80$ mm.

Capitolo 6

APPOGGI

1. Scelta degli appoggi

La disposizione e la scelta dei dispositivi d'appoggio condiziona il comportamento di tutta la struttura. A seconda del tipo di dispositivo scelto cambiano le sollecitazioni sia nella trave che le azioni trasmesse alle ed alle spalle.

La disposizione degli appoggi deve essere effettuata in modo che il flusso delle forze possa essere eseguito senza ambiguità dalla sovrastruttura alla sottostruttura.

La scelta è ricaduta su degli appoggi elastomerici. Questi possono essere schematizzati come delle molle di costante K_0 (uguale in entrambe le direzioni) che offrono una resistenza alla traslazione orizzontale dell'impalcato.

In particolare sono stati scelti appoggi più rigidi in corrispondenza delle spalle rispetto a quelli delle pile in quanto è conveniente affidare la maggior parte del carico orizzontale alle spalle, cosicché le pile siano sollecitate in maniera minore a pressoflessione.

Gli appoggi si considerano infinitamente rigidi in senso verticale pertanto saranno schematizzati come appoggi fissi.

2. Azioni verticali

La trave trasmette agli appoggi i pesi provenienti dall'impalcato, valutati allo SLE, dei carichi permanenti strutturali e non e dei carichi variabili.

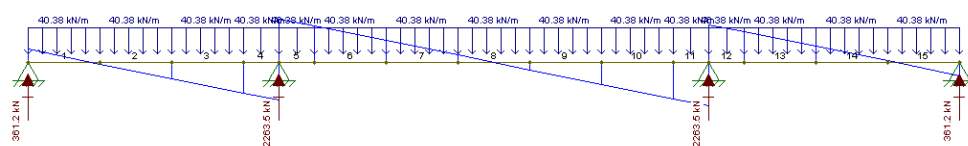


Figura 75: azioni verticali indotte dai carichi permanenti strutturali

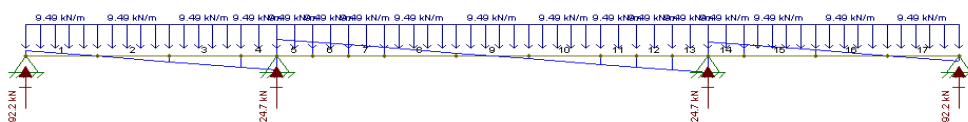


Figura 76: azioni verticali indotte dai carichi permanenti non strutturali

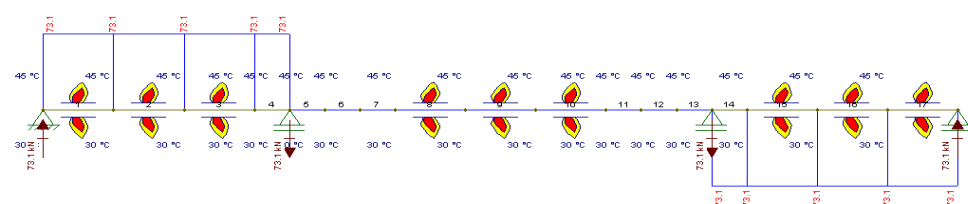


Figura 77: azioni verticali indotti dalla differenza di temperatura 'heat'

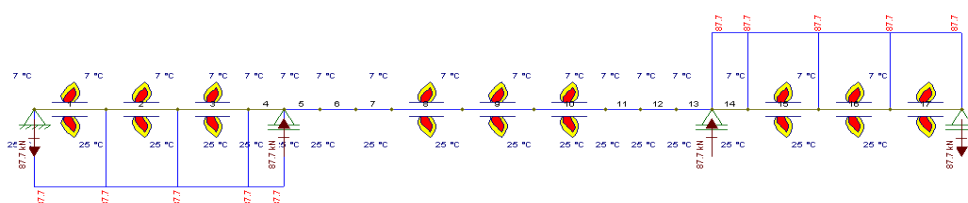


Figura 78: azioni verticali indotti dalla differenza di temperatura 'cold'

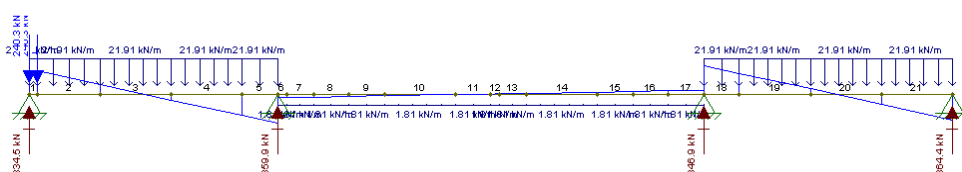


Figura 79: azioni verticali indotti dai carichi variabili da traffico, massimizzazione del carico sulla spalla

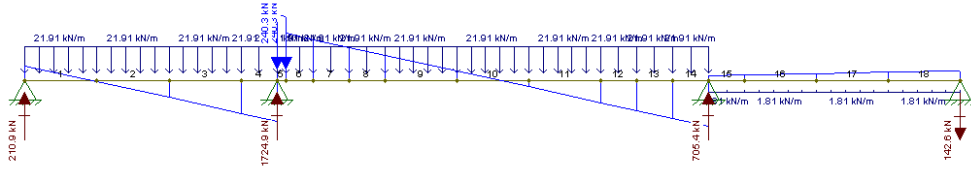


Figura 80: azioni verticali indotti dai carichi variabili da traffico, massimizzazione del carico sulla pila

Il vento costituisce l'unica azione che provoca azioni orizzontali e verticali nella struttura. Finora si è sempre analizzato il caso di vento a ponte carico, tuttavia in questa fase risulta necessario l'analisi della situazione di vento a ponte scarico.

Sono valutate le seguenti quantità:

$$h_{\text{tot}} = h_{\text{trave}} + 0.50 \text{ m} = 3.5 \text{ m} \quad (234)$$

dove:

$$h_{\text{trave}} = \frac{1}{20} L_{\text{max}} = \frac{1}{20} 60 = 3 \text{ m} \quad (235)$$

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

$$d = 16 \text{ m} \quad (236)$$

$$\frac{d}{h_{\text{tot}}} = 4.57 \quad (237)$$

$$c_{\text{fx}} = \frac{1.85}{d/h_{\text{tot}}} - 0.10 = 0.304 \quad (238)$$

$$c_{\text{iy}} = \pm \left(0.7 - 0.1 \frac{d}{h_{\text{tot}}} \right) = \pm 1.157 \quad (239)$$

$$c_{\text{mz}} = \pm 0.2 \quad (240)$$

La pressione cinetica del vento al suolo:

$$q_b = 0.529 \text{ kN/m}^2 \quad (241)$$

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

$$\bar{z} = h_{\text{pila}} + \frac{h_{\text{tot}}}{2} = 20 + \frac{3.5}{2} = 21.75 \text{ m} \quad (242)$$

$$c_e(\bar{z}) = 3.261 \quad (243)$$

$$q(21.75) = q_b \cdot c_e = 0.529 \cdot 3.261 = 1.726 \text{ kN/m}^2 \quad (244)$$

Definita la pressione cinetica del vento è possibile calcolare la terna di azioni che agiscono lungo l'impalcato del ponte:

$$f_x(z) = q(z) \cdot l \cdot c_{fx} = 1.726 \cdot 3.5 \cdot 0.304 = 1.84 \text{ kN/m} \quad (245)$$

$$f_y(z) = q(z) \cdot l \cdot c_{fy} = 1.726 \cdot 16 \cdot 1.157 = 32.38 \text{ kN/m} \quad (246)$$

$$m_z(z) = q(z) \cdot l^2 \cdot c_{mz} = 1.726 \cdot 16^2 \cdot 0.2 = 88.36 \text{ kN/m} \quad (247)$$

Il momento torcente m_z andranno ad influenzare la trave di bordo come carico distribuito secondo lo spirito di Courbon:

$$F_{mz} = m_z \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} = 88.36 \cdot \frac{6}{80} = 6.627 \text{ kN/m} \quad (248)$$

L'azione verticale agente sulla trave di bordo è valutata secondo lo spirito di Courbon (ponte scarico/ponte carico):

$$\begin{aligned} q_y &= F_{mz} + f_y \cdot \alpha_1 = 6.627 + 32.38 \cdot 0.25 = 14.72 \text{ kN/m} \\ q_y &= F_{mz} + f_y \cdot \alpha_1 = 6.720 + 26.47 \cdot 0.25 = 13.33 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (249)$$

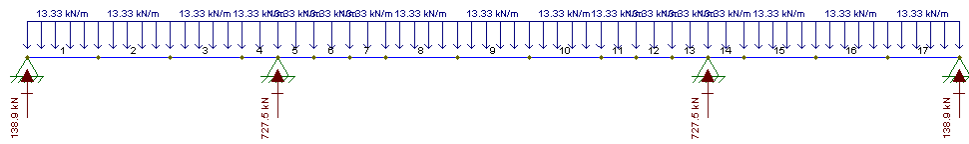


Figura 81: azioni verticali indotti dai carichi variabili da vento, ponte carico

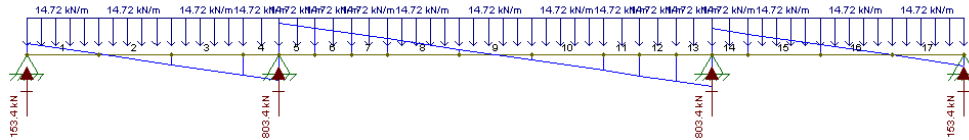


Figura 82: azioni verticali indotti dai carichi variabili da vento, ponte scarico

Tabella 42: valori caratteristici dei carichi verticali esercitati dalla trave di bordo SLE (i carichi da vento non si considerano agenti contemporaneamente)

Carichi verticali	Spalla SN (kN)	Pila 1 (kN)	Pila 2 (kN)	Spalla DX (kN)
g1	361.2	2263.5	2263.5	361.2
g2	92.2	524.7	524.7	92.2
ritiro	0	0	0	0
temperatura	87.7	73.1	73.1	87.7
traffico	834.5	1724.9	1724.9	834.5
vento ponte carico	138.9	727.5	727.5	138.9
vento ponte scarico	153.4	803.4	803.4	153.4

3. Azioni longitudinali

Le azioni longitudinali sono considerate agenti a quota dell'impalcato e provocano forze e spostamenti in senso longitudinale.

La forza di frenatura, funzione del carico verticale agente sulla corsia convenzionale, dipende dalla larghezza della carreggiata e dalla lunghezza della zona caricata:

$$q_3 = 0.6 \cdot 2 \cdot Q_{lk} + 0.1 \cdot w_1 \cdot q_{lk} \cdot L = 0.6 \cdot 2 \cdot 300 + 0.10 \cdot 3 \cdot 9 \cdot 130 = 711 \text{ kN (250)}$$

Questa forza dovrà essere assorbita dagli appoggi elastomerici in misura pari alla rigidezza degli stessi.

Essendo il ponte indeformabile longitudinalmente gli spostamenti indotti sugli appoggi risultano uguali, pertanto la forza assorbita da ogni singolo appoggio è valutata:

$$F_i = F \cdot \frac{K_i}{\sum_i K_i} \quad (251)$$

Gli appoggi elastomerici scelti sono forniti dalla FIP.

Per la spalla si sono scelti appoggi FIP NEOARM 1000x1000x171, mentre per la pila appoggi FIP NEOARM 600x600x128.

Gli appoggi di spalla presentano una rigidezza all'incirca 2 volte di quelli di pila, cosicché le azioni longitudinali e trasversali saranno trasferiti maggiormente alle spalle. Gli appoggi elastomerici inoltre sono caratterizzati da avere un massimo carico verticale in relazione alla corsa di progetto.

CARATTERISTICHE								
Dimensioni	Altezza	Lamierini	Elastomero		Rigidezza orizzontale	Volume	Peso	Codice appoggio
a x b mm	h_{tot} mm	t_s mm	t_i mm	n n	K_o kN/mm	Vol dm ³	W kg	NEOARM
1000 x 1000	125			5	9,47	125,0	346	1000 x 1000 x 125
	148			6	7,96	148,0	407	1000 x 1000 x 148
	171	5	18	7	6,87	171,0	467	1000 x 1000 x 171
	194			8	6,04	194,0	528	1000 x 1000 x 194
	217			9	5,39	217,0	588	1000 x 1000 x 217
	240			10	4,86	240,0	649	1000 x 1000 x 240
1000 x 1100	125			5	10,42	137,5	381	1000 x 1100 x 125
	148			6	8,76	162,8	448	1000 x 1100 x 148
	171	5	18	7	7,56	188,1	515	1000 x 1100 x 171
	194			8	6,64	213,4	581	1000 x 1100 x 194
	217			9	5,93	238,7	648	1000 x 1100 x 217
	240			10	5,35	264,0	714	1000 x 1100 x 240
1000 x 1200	125			5	11,37	150,0	416	1000 x 1200 x 125
	148			6	9,56	177,6	489	1000 x 1200 x 148
	171	5	18	7	8,24	205,2	562	1000 x 1200 x 171
	194			8	7,25	232,8	634	1000 x 1200 x 194

600 x 600	68			4	6,11	24,5	64	600 x 600 x 68
	83			5	4,98	29,9	77	600 x 600 x 83
	98	3	12	6	4,21	35,3	91	600 x 600 x 98
	113			7	3,64	40,7	104	600 x 600 x 113
	128			8	3,21	46,1	118	600 x 600 x 128
600 x 700	68			4	7,13	28,6	75	600 x 700 x 68
	83			5	5,82	34,9	90	600 x 700 x 83
	98	3	12	6	4,91	41,2	106	600 x 700 x 98
	113			7	4,25	47,5	122	600 x 700 x 113
	128			8	3,74	53,8	137	600 x 700 x 128
600 x 800	68			4	8,15	32,6	86	600 x 800 x 68
	83			5	6,65	39,8	104	600 x 800 x 83
	98	3	12	6	5,61	47,0	122	600 x 800 x 98
	113			7	4,85	54,2	139	600 x 800 x 113
	128			8	4,28	61,4	157	600 x 800 x 128

Figura 83: Caratteristiche fornite da catalogo degli appoggi elastomerici FIP

Gli appoggi scelti presentano una rigidezza per quelli di spalla $K_o = 6.87$ kN/mm e per quelli di pila $K_o = 3.21$ kN/mm.

In senso trasversale il numero di appoggi atti ad assorbire il carico sono pari al numero di travi, quindi nel caso in esame la forza agente sul singolo appoggio è pari ad 1/4 di quella totale agente sul singolo appoggio dello schema statico:

Tabella 43: Azioni longitudinali SLE

Azioni longitudinali	Spalla SN (kN)	Pila 1 (kN)	Pila 2 (kN)	Spalla DX (kN)
frenatura	60.57	28.30	28.30	60.57

4. Azioni trasversali

Le azioni trasversali sono considerate agenti a quota dell'impalcato e provocano forze e spostamenti in senso trasversale.

La forza di frenatura secondo l'Eurocodice provoca un'azione trasversale a quota dell'impalcato valutabile come il 25% dell'azione longitudinale:

$$q_{3t} = 0.25q_3 = 0.25 \cdot 711 = 177.75 \text{ kN} \quad (252)$$

Il vento, agente trasversalmente, costituisce il carico variabile più significativo. Esso si considera agente lungo tutta la lunghezza del ponte come un carico distribuito.

Le reazioni degli appoggi saranno ripartite in funzione della rigidezza degli stessi, pertanto saranno modellati come molle:

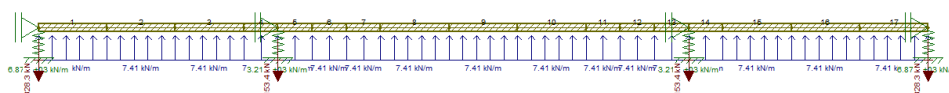


Figura 84: azione trasversale del vento a ponte carico

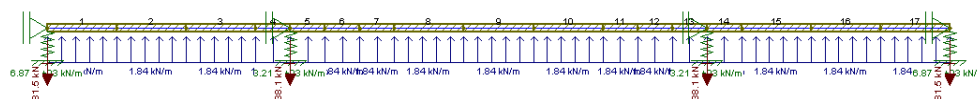


Figura 85: azione trasversale del vento a ponte scarico

In senso trasversale il numero di appoggi atti ad assorbire il carico sono pari al numero di travi, quindi nel caso in esame la forza agente sul singolo appoggio è pari ad 1/4 di quella totale agente sul singolo appoggio dello schema statico:

Tabella 44: Azioni trasversali SLE

Azioni trasversali	Spalla SN (kN)	Pila 1 (kN)	Pila 2 (kN)	Spalla DX (kN)
vento ponte carico	82.08	38.35	38.35	82.08
vento ponte scarico	20.38	9.53	9.53	20.38
frenatura	14.52	7.70	7.70	14.52

5. Deformazioni non indotte dai carichi

Gli appoggi dovranno essere in grado di resistere alle deformazioni dell'impalcato, causate per esempio dall'allungamento o accorciamento dovuto al carico termico.

Dalle componenti di temperatura massima e minima, espresse in precedenza per il ponte in esame nell'equazione (135), si valuta la componente di temperatura uniforme:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 15 + 10 = 25 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (253)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 50 - 15 = 35 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (254)$$

La norma inoltre raccomanda che la componente di temperatura uniforme, nel caso in cui il dimensionamento riguardi i giunti di espansione o gli appoggi, sia incrementata di 20 °C.

Nel caso di sezione composte acciaio-calcestruzzo il coefficiente termico α considerato è quello dell'acciaio, pertanto:

Tabella 45: Allungamenti indotti dalla variazione termica

allungamento spalla		allungamento pila	
α	0.000012 $^{\circ}\text{C}^{-1}$	α	0.000012 $^{\circ}\text{C}^{-1}$
ΔT	55 $^{\circ}\text{C}$	ΔT	55 $^{\circ}\text{C}$
ε	0.00066	ε	0.00066
L	130000 mm	L	95000 mm
Δl	85.8 mm	Δl	62.7 mm

Tabella 46: Allungamenti indotti dalla variazione termica

allungamento spalla		allungamento pila	
α	0.000012 $^{\circ}\text{C}^{-1}$	α	0.000012 $^{\circ}\text{C}^{-1}$
ΔT	45 $^{\circ}\text{C}$	ΔT	45 $^{\circ}\text{C}$
ε	0.00054	ε	0.00054
L	130000 mm	L	95000 mm
Δl	70.2 mm	Δl	51.3 mm

6. Azioni allo SLU

Allo SLU le varie azioni dovranno essere combinate in modo tale da provocare le massime sollecitazioni sugli appoggi, pertanto per i carichi verticali, considerando i carichi indicati nella prima colonna della tabella 48 come il carico variabile principale:

Tabella 47: azioni verticali sugli appoggi allo SLU

Combinazioni SLU carichi verticali	Spalla SX (kN)	Pila 1 (kN)	Pila 2 (kN)	Spalla DX (kN)
traffico principale	1956.435	6891.93	6891.93	1956.435
vento principale	1758.131	6746.276	6746.276	1758.131
ponte scarico	934.95	5113.665	5113.665	934.95

Stessa considerazione sarà condotta per le azioni trasversali e per le azioni longitudinali:

Tabella 48: Azioni trasversali sugli appoggi allo SLU

Combinazioni SLU carichi trasversali	Spalla SX (kN)	Pila 1 (kN)	Pila 2 (kN)	Spalla DX (kN)
traffico principale	70.83	37.53	37.53	70.83
vento principale	118.05	62.55	62.55	118.05
ponte scarico	30.5625	14.2875	14.2875	30.5625

Tabella 49: Azioni longitudinali sugli appoggi allo SLU

Azioni longitudinali	Spalla SX (kN)	Pila 1 (kN)	Pila 2 (kN)	Spalla DX (kN)
frenatura	327.09	152.83	152.83	327.09

Gli appoggi scelti presentano una forza verticale resistente maggiore di quella di progetto:

Per gli appoggi di spalla:

$$F_{v,Ed} = 1956.44 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 24640 \text{ kN} \quad (255)$$

Per gli appoggi di pila:

$$F_{v,Ed} = 6891.93 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 7370 \text{ kN} \quad (256)$$

7. Spostamenti allo SLU

Gli appoggi inoltre sono dimensionati anche in funzione del massimo spostamento (corsa) consentito per quel carico verticale.

Conoscendo le forze trasversali e longitudinali agenti, ed essendo nell'ipotesi di impalcato rigido ed indeformabile, si determina lo spostamento u causato da queste forze.

Per esempio per la forza di frenatura sull'appoggio di spalla:

$$u = \frac{F}{K} = \frac{60.57}{6.87} = 8.82 \text{ mm} \quad (257)$$

Tabella 50: Deformazioni lungo x (longitudinale) ed y (trasversale), valori caratteristici

	Deformazioni	Spalla SN (mm)	Pila 1 (mm)	Pila 2 (mm)	Spalla DX (mm)
x	temperatura	85.8	62.7	62.7	85.8
	frenatura	8.82	8.82	8.82	8.82
	vento	0	0	0	0
y	temperatura	0	0	0	0
	frenatura	2.20	2.20	2.20	2.20
	vento	17.18	17.18	17.18	17.18

Calcolati gli spostamenti massimi orizzontali in entrambe le direzioni si calcola lo spostamento massimo u , il quale dovrà essere minore di quello massimo consentito dall'appoggio.

Per la valutazione del massimo spostamento orizzontale allo SLU verranno combinati i singoli spostamenti considerando un carico come principale e gli altri come secondari.

Si ricorda che, qualora la frenatura non sia considerata come carico principale, il coefficiente Ψ è assunto pari a zero.

A titolo di esempio si riporta la relazione utilizzata per la determinazione dello spostamento massimo in corrispondenza della spalla nel caso in cui la temperatura è considerata come azione principale:

$$\begin{aligned}
u &= \sqrt{(\gamma_t \cdot u_t + \gamma_f \cdot u_f \cdot \Psi_0)^2 + (\gamma_f \cdot u_f \cdot \Psi_0 + \gamma_v \cdot u_v \cdot \Psi_0)^2} = \\
&= \sqrt{(1.2 \cdot 85.8 + 1.35 \cdot 8.82 \cdot 0)^2 + (1.35 \cdot 2.20 \cdot 0 + 1.5 \cdot 17.18 \cdot 0.6)^2} = \quad (258) \\
&= 104.12 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Tabella 51: Deformazioni totali, l'azione riportata sulla prima colonna costituisce l'azione principale

Deformazione totale SLU	Spalla SN (mm)	Pila 1 (mm)	Pila 2 (mm)	Spalla DX (mm)
temperatura	104.12	77.26	77.26	104.12
frenatura	75.95	60.62	60.62	75.95
vento	66.94	53.78	53.78	66.94

Gli appoggi scelti presentano una corsa orizzontale maggiore allo spostamento massimo orizzontale di progetto:

Per gli appoggi di spalla:

$$\begin{aligned}
v_{\text{Ed}} &= 104.12 \text{ mm} \\
v_{\text{max}} &= 125 \text{ mm}
\end{aligned} \quad (259)$$

Per gli appoggi di pila:

$$\begin{aligned}
v_{\text{Ed}} &= 77.26 \text{ mm} \\
v_{\text{max}} &= 100 \text{ mm}
\end{aligned} \quad (260)$$

Capitolo 7

PILA

1. Definizione

Le pile nei ponti a travata sono gli elementi verticali intermedi che offrono sostegno all'impalcato; questo è costituito da una trave continua, dove in sommità di ciascuna pila si ha una sola serie di appoggi.

La pila è composta da tre elementi.

1. Il baggiolo che è l'elemento strutturale su cui vengono posizionati gli appoggi e che consente di impostare la pendenza desiderata dell'impalcato.
2. Il pulvino o trave pulvino che è una trave trasversale in c.a., al di sotto dell'impalcato, che ha la funzione di collegare le teste delle colonne che formano una pila; inoltre, nel caso di una pila a colonna singola il pulvino ha il compito di sostenere l'impalcato rimanendo a sbalzo sui due lati della colonna.
3. Il fusto della pila che è l'elemento strutturale interposto alle spalle atto a sostenere l'impalcato.

Nel caso in esame verrà progettata la pila più alta, di altezza pari a 20 metri, costituita da: 4 baggioli disposti in corrispondenza degli appoggi, un pulvino disposto a sbalzo ed un fusto della pila con sezione a cassone.

2. Carichi agenti

I carichi agenti sulla pila saranno differenziati a seconda se provenienti dall'impalcato oppure agenti sulla pila stessa.

2.1. Azioni verticali agenti dall'impalcato

A seconda della posizione del carico, lo sforzo normale trasmesso agli appoggi, e di conseguenza alla pila risulta differente da appoggio ad appoggio. Questa differenza di sforzi normali è data dalla diversa posizione dei carichi variabili, nel caso del ponte dai carichi da traffico.

I carichi variabili vengono ripartiti sulla sottostruttura con lo stesso principio della ripartizione dei carichi alla Courbon.

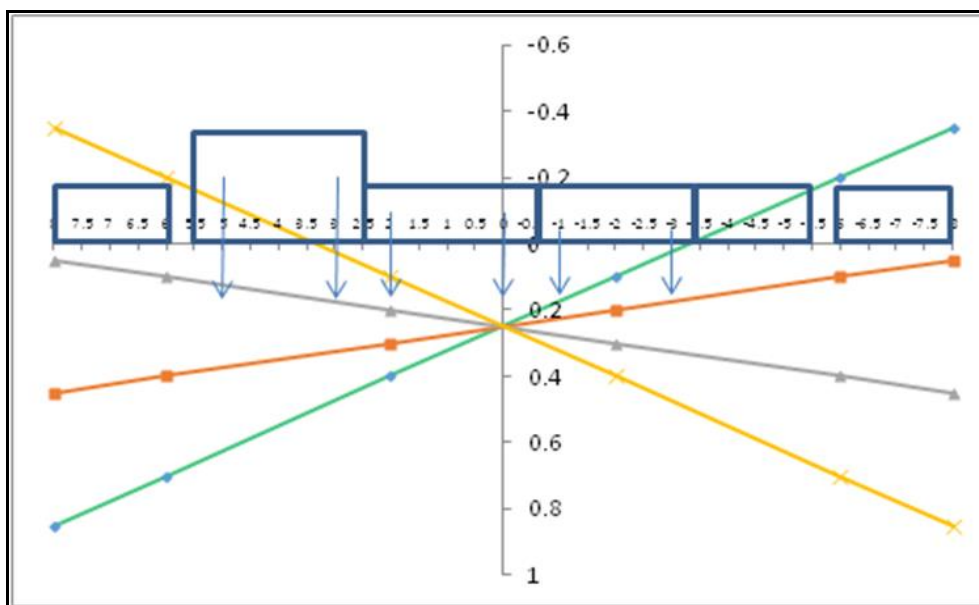


Figura 86: linee di influenza delle travi secondo Courbon

Le tabelle riportate si riferiscono ai carichi agenti sulle travi allo SLE.

Tabella 52: carichi relativi alla trave 1

Trave 1								
Tipo	Descrizione	Lunghezza (m)	x_i (m)	Ordinata	Valore caratteristico	coefficiente γ	coefficiente ψ	Carico SLE (kN/m)
Pesi propri g1	Soletta	16	0	0.25	7.5	1	1	30.000
	Trave 1	-	6	0.7	11.25	1	1	7.875
	Trave 2	-	2	0.4	11.25	1	1	4.500
	Trave 3	-	-2	0.1	11.25	1	1	1.125
	Trave 4	-	-6	-0.2	11.25	1	1	-2.250
Pesi propri g2	Asfalto	10.5	0	0.25	0.65	1	1	1.706
	Binder	10.5	0	0.25	1.44	1	1	3.780
	Marciapiede SN	2	7	0.775	2.5	1	1	3.875
	Marciapiede DX	2	-7	-0.275	2.5	1	1	-1.375
	Ringhiera SN	-	8	0.85	1	1	1	0.850
	Ringhiera DX	-	-8	-0.35	1	1	1	-0.350
	Veletta SN	-	8	0.85	1	1	1	0.850
	Veletta DX	-	-8	-0.35	1	1	1	-0.350
	Guard-rail SN	-	5.5	0.6625	1	1	1	0.663
	Guard-rail DX	-	-5.5	-0.1625	1	1	1	-0.163
carichi mobili	Q _{1k} corsia 1	-	5	0.625	150	1	1	93.750
		-	3	0.475	150	1	1	71.250
	Q _{2k} corsia 2	-	2	0.4	100	1	1	40.000
		-	0	0.25	100	1	1	25.000
	Q _{3k} corsia 3	-	-1	0.175	50	1	1	8.750
		-	-3	0.025	60	1	1	1.250
	folla SN	2	7	0.775	2.5	1	1	3.875
	q _{1k} corsia 1	3	4	0.55	9	1	1	14.850
	q _{2k} corsia 1	3	1	0.325	2.5	1	1	2.438
	q _{3k} corsia 1	3	-2	0.1	2.5	1	1	0.750
	area rimanente	2	-4.5	-0.0875	2.5	1	1	-0.438
	folla DX	2	-7	-0.275	2.5	1	1	-1.375
Ponte carico	vento mz	-	0	-	6.715	1	0.6	6.715
	vento fy	-	0	0.25	26.47	1	0.6	6.619
Ponte scarico	vento mz	-	0	0.25	88.3583	1	1	6.627
	vento fy	-	0	0.25	32.37809	1	1	8.095

Tabella 53: carichi relativi alla trave 2

Trave 2								
Tipo	Descrizione	Lunghezza (m)	x_i (m)	Ordinata	Valore caratteristico	coefficiente γ	coefficiente ψ	Carico SLE (kN/m)
Pesi propri g1	Soletta	16	0	0.25	7.50	1.00	1.00	30.00
	Trave 1	-	6	0.40	11.25	1.00	1.00	4.50
	Trave 2	-	2	0.30	11.25	1.00	1.00	3.38
	Trave 3	-	-2	0.20	11.25	1.00	1.00	2.25
	Trave 4	-	-6	0.10	11.25	1.00	1.00	1.13
Pesi propri g2	Asfalto	10.5	0	0.25	0.65	1.00	1.00	1.71
	Binder	10.5	0	0.25	1.44	1.00	1.00	3.78
	Marciapiede SN	2	7	0.43	2.50	1.00	1.00	2.13
	Marciapiede DX	2	-7	0.08	2.50	1.00	1.00	0.38
	Ringhiera SN	-	8	0.45	1.00	1.00	1.00	0.45
	Ringhiera DX	-	-8	0.05	1.00	1.00	1.00	0.05
	Veletta SN	-	8	0.45	1.00	1.00	1.00	0.45
	Veletta DX	-	-8	0.05	1.00	1.00	1.00	0.05
	Guard-rail SN	-	5.5	0.39	1.00	1.00	1.00	0.39
	Guard-rail DX	-	-5.5	0.11	1.00	1.00	1.00	0.11
carichi mobili	Q1k corsia 1	-	5	0.38	150.00	1.00	1.00	56.25
		-	3	0.33	150.00	1.00	1.00	48.75
	Q2k corsia 2	-	2	0.30	100.00	1.00	1.00	30.00
		-	0	0.25	100.00	1.00	1.00	25.00
	Q3k corsia 3	-	-1	0.23	50.00	1.00	1.00	11.25
		-	-3	0.18	50.00	1.00	1.00	8.75
	folla SN	2	7	0.43	2.50	1.00	1.00	2.13
	q1k corsia 1	3	4	0.35	9.00	1.00	1.00	9.45
	q2k corsia 1	3	1	0.28	2.50	1.00	1.00	2.06
	q3k corsia 1	3	-2	0.20	2.50	1.00	1.00	1.50
	area rimanente	2	-4.5	0.14	2.50	1.00	1.00	0.69
	folla DX	2	-7	0.08	2.50	1.00	1.00	0.38
Ponte carico	vento mz	-	0	0.25	2.24	1.00	1.00	2.24
	vento fy	-	0	0.25	26.47	1.00	1.00	6.62
Ponte scarico	vento mz	-	0	0.25	2.21	1.00	1.00	2.21
	vento fy	-	0	0.25	32.38	1.00	1.00	8.09

Tabella 54: carichi relativi alla trave 3

Trave 3								
Tipo	Descrizione	Lunghezza (m)	x_i (m)	Ordinata	Valore caratteristico	coefficiente γ	coefficiente ψ	Carico SLE (kN/m)
Pesi propri g1	Soletta	16	0	0.25	7.5	1	1	30.000
	Trave 1	-	6	0.1	11.25	1	1	1.125
	Trave 2	-	2	0.2	11.25	1	1	2.250
	Trave 3	-	-2	0.3	11.25	1	1	3.375
	Trave 4	-	-6	0.4	11.25	1	1	4.500
Pesi propri g2	Asfalto	10.5	0	0.25	0.65	1	1	1.706
	Binder	10.5	0	0.25	1.44	1	1	3.780
	Marciapiede SN	2	7	0.075	2.5	1	1	0.375
	Marciapiede DX	2	-7	0.425	2.5	1	1	2.125
	Ringhiera SN	-	8	0.05	1	1	1	0.050
	Ringhiera DX	-	-8	0.45	1	1	1	0.450
	Veletta SN	-	8	0.05	1	1	1	0.050
	Veletta DX	-	-8	0.45	1	1	1	0.450
	Guard-rail SN	-	5.5	0.1125	1	1	1	0.113
	Guard-rail DX	-	-5.5	0.3875	1	1	1	0.388
carichi mobili	Q _{1k} corsia 1	-	5	0.125	150	1	1	18.750
		-	3	0.175	150	1	1	26.250
	Q _{2k} corsia 2	-	2	0.2	100	1	1	20.000
		-	0	0.25	100	1	1	25.000
	Q _{3k} corsia 3	-	-1	0.275	50	1	1	13.750
		-	-3	0.325	50	1	1	16.250
	folla SN	2	7	0.075	2.5	1	1	0.375
	q1k corsia 1	3	4	0.15	9	1	1	4.050
	q2k corsia 1	3	1	0.225	2.5	1	1	1.688
	q3k corsia 1	3	-2	0.3	2.5	1	1	2.250
	area rimanente	2	-4.5	0.3625	2.5	1	1	1.813
	folla DX	2	-7	0.425	2.5	1	1	2.125
Ponte carico	vento mz	-	0	0.25	-2.23849	1	1	-2.238
	vento fy	-	0	0.25	26.47439	1	1	6.619
Ponte scarico	vento mz	-	0	0.25	-2.20896	1	1	-2.209
	vento fy	-	0	0.25	32.37809	1	1	8.095

Tabella 55: carichi relativi alla trave 4

Trave 4								
Tipo	Descrizione	Lunghezza (m)	x_i (m)	Ordinata	Valore caratteristico	coefficiente γ	coefficiente ψ	Carico SLE (kN/m)
Pesi propri g1	Soletta	16	0	0.25	7.5	1	1	30.000
	Trave 1	-	6	-0.2	11.25	1	1	-2.250
	Trave 2	-	2	0.1	11.25	1	1	1.125
	Trave 3	-	-2	0.4	11.25	1	1	4.500
	Trave 4	-	-6	0.7	11.25	1	1	7.875
Pesi propri g2	Asfalto	10.5	0	0.25	0.65	1	1	1.706
	Binder	10.5	0	0.25	1.44	1	1	3.780
	Marciapiede SN	2	7	-0.275	2.5	1	1	-1.375
	Marciapiede DX	2	-7	0.775	2.5	1	1	3.875
	Ringhiera SN	-	8	-0.35	1	1	1	-0.350
	Ringhiera DX	-	-8	0.85	1	1	1	0.850
	Veletta SN	-	8	-0.35	1	1	1	-0.350
	Veletta DX	-	-8	0.85	1	1	1	0.850
	Guard-rail SN	-	5.5	-0.1625	1	1	1	-0.163
	Guard-rail DX	-	-5.5	0.6625	1	1	1	0.663
carichi mobili	Q _{1k} corsia 1	-	5	-0.125	150	1	1	-18.750
		-	3	0.025	150	1	1	3.750
	Q _{2k} corsia 2	-	2	0.1	100	1	1	10.000
		-	0	0.25	100	1	1	25.000
	Q _{3k} corsia 3	-	-1	0.325	50	1	1	16.250
		-	-3	0.475	50	1	1	23.750
	folla SN	2	7	-0.275	2.5	1	1	-1.375
	q1k corsia 1	3	4	-0.05	9	1	1	-1.350
	q2k corsia 1	3	1	0.175	2.5	1	1	1.313
	q3k corsia 1	3	-2	0.4	2.5	1	1	3.000
	area rimanente	2	-4.5	0.5875	2.5	1	1	2.938
	folla DX	2	-7	0.775	2.5	1	1	3.875
Ponte carico	vento mz	-	0	0.25	-6.71546	1	1	-6.715
	vento fy	-	0	0.25	26.47439	1	1	6.619
Ponte scarico	vento mz	-	0	0.25	-6.62687	1	1	-6.627
	vento fy	-	0	0.25	32.37809	1	1	8.095

Tabella 56: carichi totale da applicare sulla trave

Carichi agenti	Trave 1 kN/m	Trave 2 kN/m	Trave 3 kN/m	Trave 4 kN/m
Carichi permanenti	50.736	50.736	50.736	50.736
Azioni da traffico tandem	240.000	180.000	120.000	60.000
Azioni da traffico distribuita (+)	21.913	15.138	8.363	1.588
Azioni da traffico distribuita (-)	-1.813	1.063	3.938	6.813
Altri carichi variabili	13.334	8.857	4.380	-0.097

I carichi permanenti e da temperatura si considerano agenti in asse con l'impalcato, pertanto l'azione trasmessa su ciascuna trave risulta costante (Figure 73-74-75-76). I carichi variabili invece cambiano a seconda della trave considerata:

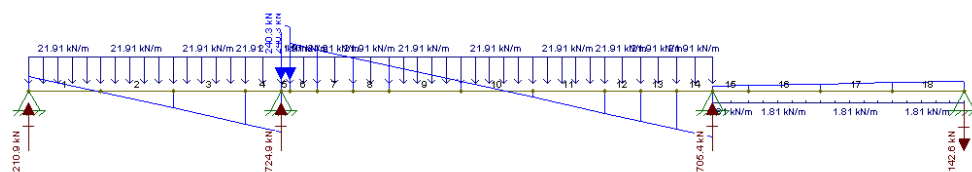


Figura 87: azioni variabili da traffico, trave 1

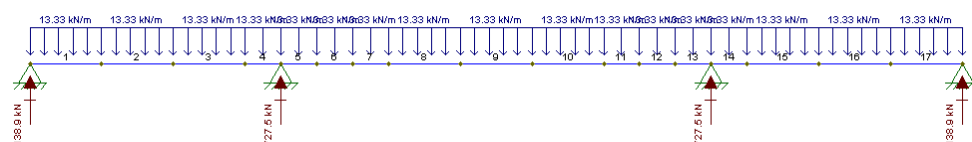


Figura 88: azioni variabili da vento ponte carico, trave 1

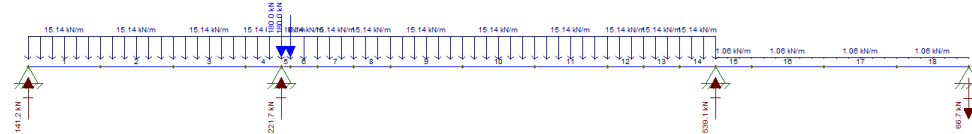


Figura 89: azioni variabili da traffico, trave 2

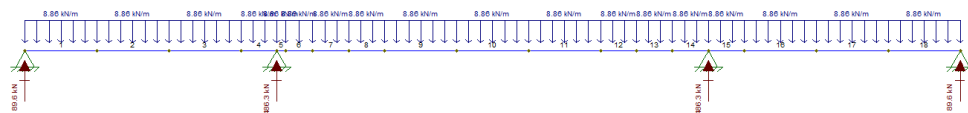


Figura 90: azioni variabili da vento ponte carico, trave 2

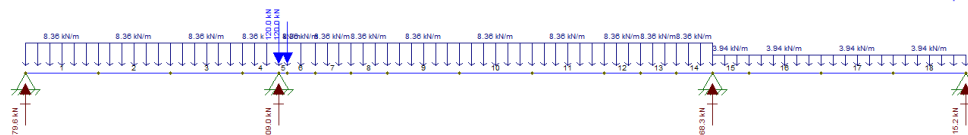


Figura 91: azioni variabili da traffico, trave 3

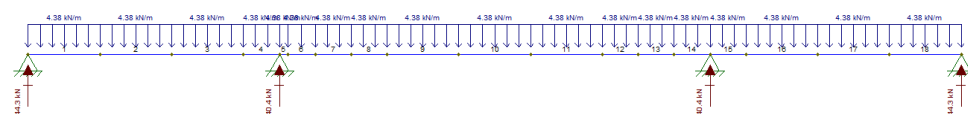


Figura 92: azioni variabili da vento ponte carico, trave 3

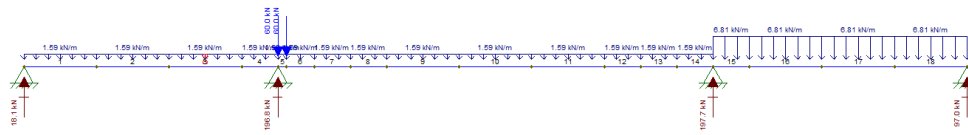


Figura 93: azioni variabili da traffico, trave 4

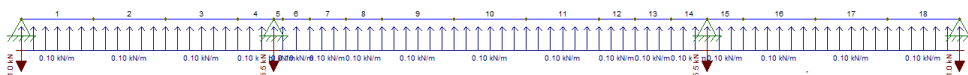


Figura 94: azioni variabili da vento carico, trave 4

Tabella 57: azioni verticali caratteristici

Azioni verticali	trave 1 (kN)	trave 2 (kN)	trave 3 (kN)	trave 4 (kN)
V _{Ed} traffico	1724.9	1221.7	709	196.8
V _{Ed} vento (vento ponte scarico)	803.4	562.2	321.5	80.2
V _{Ed} vento (vento ponte carico)	727.5	486.3	240.4	-5.5
g1	2263.5	2263.5	2263.5	2263.5
g2	524.7	524.7	524.7	524.7
temperatura	73.1	73.1	73.1	73.1

Essendo nell'ipotesi di impalcato rigido, le azioni trasversali quali l'azione del vento q_{fx} ed il 25% della forza di frenatura, applicate alla quota dell'impalcato, producono azioni verticali sugli appoggi:

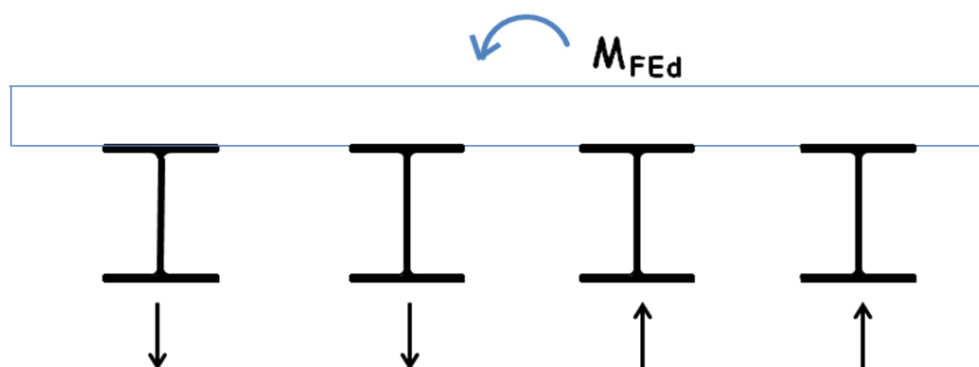


Figura 95: Azione verticale trasmessa agli appoggi dal momento flettente

Il Momento sollecitante viene determinato come la forza agente per la distanza dalla sommità della pila (braccio):

Per la forza trasversale da vento a ponte carico (tabella 45):

$$\begin{aligned}
 M_{F_x} &= F_x \cdot (\bar{z} - h_{\text{pila}} + h_{\text{appoggi}} + h_{\text{baggioli}}) = \\
 &= 38.35 \cdot 4 \cdot (23.25 - 20 + 0.113 + 0.3) = 561.9 \text{ kNm}
 \end{aligned}
 \tag{261}$$

Per la forza di frenatura:

$$\begin{aligned}
 M_{F_{Ed}} &= F_{q3} \cdot (h_{\text{trave}} + h_{\text{appoggi}} + h_{\text{baggioli}}) = \\
 &= 7.7 \cdot 4 \cdot (3 + 0.113 + 0.3) = 105.12 \text{ kNm}
 \end{aligned}
 \tag{262}$$

La forza verticale trasmessa a ciascun appoggio è valutata come:

$$V_{Ed} = M_{F_{Ed}} \frac{y_i}{\sum y_i^2} \quad (263)$$

Al passaggio allo SLU le singole azioni andranno moltiplicate per i coefficienti parziali di sicurezza e per i rispettivi coefficienti di combinazione. Prendendo ad esempio la trave 1:

$$\begin{aligned} V_{Ed1} &= G_1 \cdot \gamma_{G1} + G_2 \cdot \gamma_{G2} + V_{EdQ} \cdot \gamma_Q + V_{Edvento} \cdot \gamma_v \cdot \psi_v + V_{Edt} \cdot \gamma_t \cdot \psi_t = \\ &= 2263.5 \cdot 1.35 + 524.7 \cdot 1.5 + 1724.9 \cdot 1.35 + 727.5 \cdot 1.5 \cdot 0.6 + \\ &+ 73.1 \cdot 1.5 \cdot 0.6 = 6891.93 \text{ kN} \end{aligned} \quad (264)$$

Allo SLU inoltre è considerato il gruppo di azioni 1 nel quale la forza di frenatura non viene presa in considerazione, pertanto:

Tabella 58: carichi verticali allo SLU, caso1: massimo sforzo normale

CARICO SLU	trave 1	trave 2	trave 3	trave 4
eccentricità (m)	6.00	2.00	-2.00	-6.00
Ved1 impalcato (kN)	6891.93	5995.53	5082.08	4169.30
V _{Ed} indotta da M _{Fx} (kN)	37.93	12.64	-12.64	-37.93
Peso appoggi (kN)	1.77	1.77	1.77	1.77
Ved1 totale (kN)	6934.75	6010.98	5070.16	4136.25

Essendo la pila soggetta a pressoflessione (in taluni casi deviata), è necessario considerare due possibili situazioni di carico.

La prima (rappresentata dalla tabella 59) nella quale il carico verticale è massimizzato per ottenere il massimo valore di compressione nella pila; questa situazione rappresenta il caso reale di ponte aperto al traffico. La seconda situazione nella quale il carico verticale è minimizzato è vengono amplificati le azioni trasversali sull'impalcato e sulla pila stessa; questa situazione rappresenta il caso di ponte in fase di costruzione in cui non sono presenti carichi variabili da traffico e permanenti non strutturali ed il vento (a ponte scarico) è preso come unico carico variabile.

Dalla tabella 45 il vento a ponte scarico causa un momento sollecitante:

$$\begin{aligned} M_{F_x} &= F_x \cdot \left(\bar{z} - h_{pila} + h_{appoggi} + h_{baggioli} \right) = \\ &= 9.53 \cdot 4 \cdot (21.75 - 20 + 0.113 + 0.3) = 82.41 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (265)$$

Al passaggio allo SLU le singole azioni andranno moltiplicate per i coefficienti parziali di sicurezza (in questo caso per minimizzare l'azione verticale) e per i rispettivi coefficienti di combinazione. Prendendo ad esempio la trave 1:

$$\begin{aligned}
 V_{Ed1} &= G_1 \cdot \gamma_{G1} + G_2 \cdot \gamma_{G2} + V_{EdQ} \cdot \gamma_Q + V_{Edvento} \cdot \gamma_v \cdot \psi_v + V_{Edt} \cdot \gamma_t \cdot \psi_t = \\
 &= 2263.5 \cdot 1 + 524.7 \cdot 0 + 1724.9 \cdot 0 + 803.4 \cdot 1.5 \cdot 1 + \\
 &+ 73.1 \cdot 0 = 3468.6 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{266}$$

Tabella 59: carichi verticali allo SLU, caso 2: minimo sforzo normale

CARICO SLU	trave 1	trave 2	trave 3	trave 4
eccentricità (m)	6.00	2.00	-2.00	-6.00
Ved1 impalcato (kN)	3468.6	3106.8	2745.75	2383.8
V _{Ed} indotta da M _{Fx} (kN)	9.27	3.09	-3.09	-9.27
Peso appoggi (kN)	1.77	1.77	1.77	1.77
Ved1 totale (kN)	3479.64	3111.66	2744.43	2376.30

2.2. Azioni orizzontali agenti sull'impalcato

Come già accennato in precedenza l'impalcato è soggetto ad una serie di azione longitudinali e trasversali che causano che producono momento flettente sulla pila.

L'azione del vento agente alla quota dell'impalcato può essere schematizzata come una forza concentrata, ad altezza h dal terreno. Questa provoca momento alla base della pila, nel caso di ponte carico:

$$M_{bv_{carico}} = F_x \cdot \bar{z} = 38.35 \cdot 4 \cdot 23.25 = 3566.6 \text{ kNm} \tag{267}$$

Nel caso di ponte scarico:

$$M_{bv_{scarico}} = F_x \cdot \bar{z} = 9.53 \cdot 4 \cdot 21.75 = 828.68 \text{ kNm} \tag{268}$$

Al passaggio allo SLU le singole azioni andranno moltiplicate per i coefficienti parziali di sicurezza e per i rispettivi coefficienti di combinazione, nel caso di ponte carico:

$$M_{bv_{carico}} = F_x \cdot \bar{z} \cdot \gamma_v \cdot \psi_v = 38.35 \cdot 4 \cdot 23.25 \cdot 1.5 \cdot 0.9 = 3209.9 \text{ kNm} \tag{269}$$

Nel caso di ponte scarico:

$$M_{bv_{scarico}} = F_x \cdot \bar{z} \cdot \gamma_v = 9.53 \cdot 4 \cdot 21.75 \cdot 1.5 = 1243.01 \text{ kNm} \quad (270)$$

3. Azioni agenti sulla pila

Essendo le dimensioni della pila non trascurabili, le azioni esterne, quali il vento dovranno essere considerate agenti su di essa. Inoltre si dovrà tener conto del peso proprio della pila, di certo non trascurabile.

Il volume della pila è stato calcolato iterativamente in relazione alle dimensioni necessarie per la verifica di ogni sua parte, pertanto si è valutato:

Tabella 60: peso proprio della pila

peso della pila		
Volume	377.5	m ³
γ	25	kN/m ³
P	12740.63	kN

Per tener conto dell'azione del vento agente lungo tutto il fusto della pila la norma consente di utilizzare una distribuzione lineare, molto simile alla realtà, della pressione cinetica del vento. Tuttavia, data la modesta altezza della pila stessa, per semplicità di calcolo si è scelti di considerare una pressione costante del vento lungo tutta l'altezza della pila, considerata rispetto al suo punto di massima altezza:

Nel caso di ponte carico, in cui il vento non è il carico variabile principale:

Tabella 61: azione del vento sulla pila allo SLU, ponte carico con vento carico secondario

vento agente sulla pila		
ce	3.207	
qp	529.21	N/m ²
q	3.39	kN/m
Mbase	1221.9	kNm

Nel caso di ponte scarico, ovvero con il vento assunto come carico principale:

Tabella 62: azione del vento sulla pila allo SLU, ponte scarico con vento carico principale

vento agente sulla pila		
ce	3.207	
qp	529.21	N/m ²
q	3.39	kN/m
Mbase	2036.6	kNm

4. Progettazione della pila

La progettazione della pila riguarderà il dimensionamento di tutti i suoi elementi in calcestruzzo armato e la progettazione delle armature necessarie.

Per l'acciaio d'armatura si utilizzeranno barre di acciaio B450C mentre il calcestruzzo verrà utilizzato un C28/35:

Tabella 63: Caratteristiche dei materiali utilizzati nella pila

Materiali	calcestruzzo		
	f_{ck}	28	MPa
	γ_c	1.5	
	f_{cd}	15.86667	MPa
	f_{cm}	36	MPa
	E_{cm}	32308.25	MPa
	ν'	0.888	
	σ_{1Rd}	14.0896	MPa
	σ_{1Rd}	11.97616	MPa
	Acciaio da armatura		
	f_{yk}	450	MPa
	γ_{Mo}	1.15	
	f_{yd}	391.3043	MPa
	E_s	210000	MPa
	Peso specifico	78.5	kN/m ³

5. Pulvino

Il pulvino è un elemento tozzo, e come tale non valgono modelli meccanici semplici, la verifica di sicurezza può essere condotta tramite l'utilizzo del modello *strut and tie*.

Esso si basa sull'individuazione di una serie di aste semplici, appunto tiranti e puntoni, che rappresentino l'andamento delle forze all'interno dell'elemento in calcestruzzo.

La trave pulvino è un elemento in calcestruzzo armato a sbalzo sui due lati della pila, pertanto i modelli tirante puntone sono stati schematizzati in figura 94, i tiranti sono rappresentati da linee continue e saranno utilizzati per la progettazione delle armature mentre i puntoni, linee tratteggiate, saranno verificati a compressione.

In particolare il dimensionamento della trave pulvino dovrà essere effettuato verificando il nodo 1 CCT ed il nodo 2 CCC.

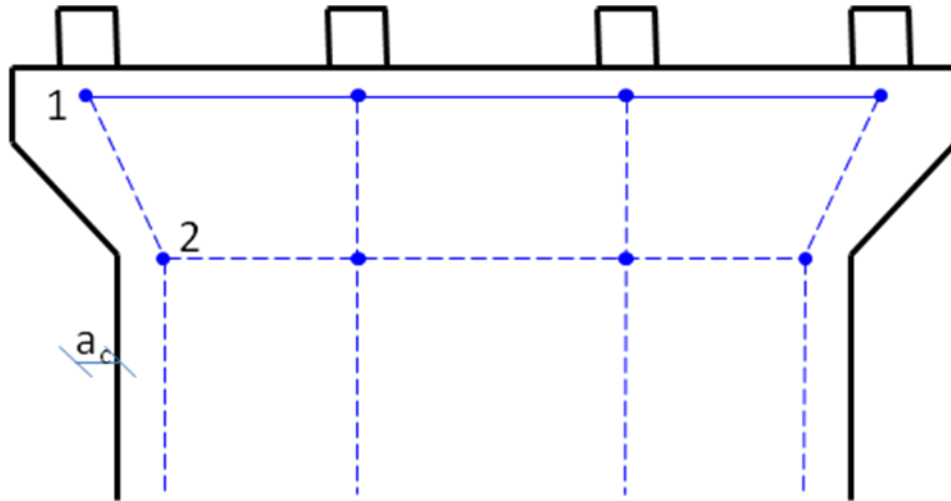


Figura 96: modello tirante puntone nel pulvino

Sono determinate secondo norma le tensioni limite di compressione nei nodi:

$$v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{28}{250} = 0.888 \quad (271)$$

$$\sigma_{1Rd} = v \cdot f_{cd} = 1 \cdot 0.888 \cdot 15.87 = 14.09 \text{ N/mm}^2 \quad (272)$$

$$\sigma_{2Rd} = 0.85 \cdot 0.888 \cdot 15.87 = 11.98 \text{ N/mm}^2 \quad (273)$$

Il pulvino presenta le seguenti dimensioni geometriche:

Tabella 64: dimensioni della trave pulvino

dimensione del pulvino		
larghezza pulvino	1400	m
profondità reale	200	m
altezza pulvino	100	m
altezza parte inclinata	150	m
Larghezza fusto pila	900	m
ac	150	m
d	240	m

I baggioli presentano una forma quadrata di lato 80 cm tale da disporre i dispositivi di appoggio, inoltre la larghezza della pila è tale da consentire la sostituzione e l'ispezione degli stessi.

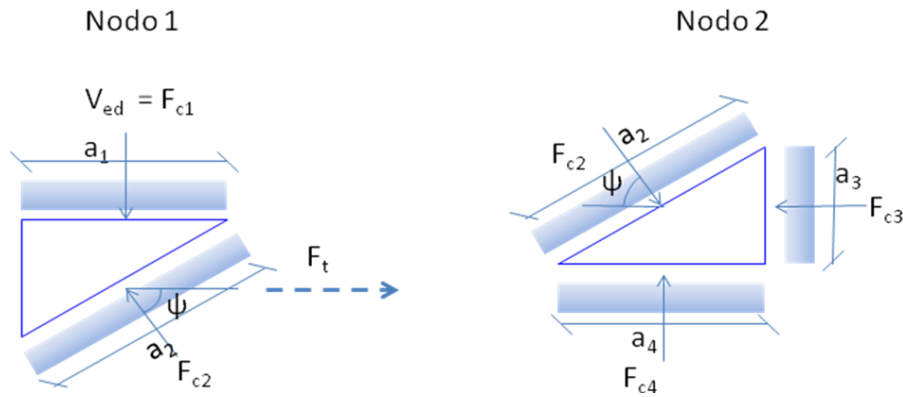


Figura 97: Nodi del pulvino ricavati dal modello Strut&Tie

Nel nodo 2 la larghezza del puntone verticale è determinata imponendo l'equilibrio alla traslazione verticale del nodo, essendo la forza F_{c4} l'unica ad equilibrare il carico V_{Ed} .

$$a_4 = \frac{F_{c4}}{\sigma_{1Rd} \cdot b} = \frac{V_{Ed}}{\sigma_{1Rd} \cdot b} = \frac{6934.75}{14.09 \cdot 1} \cdot 10^{-1} = 49.22 \text{ cm} \quad (274)$$

Il nodo 2 quindi è posto ad una distanza $a_4/2$ dal bordo esterno, pertanto la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico esterno dal nodo 2 vale:

$$a = a_c + a_4/2 = 150 + 24.61 = 174.61 \text{ cm} \quad (275)$$

Dato il braccio della coppia interna $z=0.8d$, l'altezza a_3 del nodo 2 vale:

$$a_3/2 = d - z = 0.2d = 0.2 \cdot 240 = 48 \text{ cm} \Rightarrow a_3 = 96 \text{ cm} \quad (276)$$

Volendo studiare l'equilibrio alla rotazione rispetto al nodo 2 si ottiene:

$$V_{Ed} \cdot a = F_t \cdot z \Rightarrow F_t = \frac{V_{Ed} \cdot a}{z} + H_{Ed}$$

$$F_t = \frac{6927.35 \cdot 174.61}{0.8 \cdot 240} + 138.06 = 6444.69 \text{ kN}$$
(277)

E per l'equilibrio alla traslazione orizzontale ottengo la forza F_{c3} del puntone orizzontale:

$$F_{c3} = F_t = 6444.69 \text{ kN}$$
(278)

L'angolo Ψ che il puntone forma con la direzione orizzontale è pari:

$$\psi = \arctan \frac{z}{a} = \arctan \frac{192}{174.61} = 47.72^\circ$$
(279)

Dall'equilibrio alla traslazione verticale del nodo 1 si ha:

$$F_{c2} \sin \psi = V_{Ed} \Rightarrow F_{c2} = \frac{V_{Ed}}{\sin \psi} = \frac{6934.75}{\sin 47.72^\circ} = 9373.59 \text{ kN}$$
(280)

Infine si determina l'ampiezza a_2 del puntone inclinato:

$$a_2 = \sqrt{a_4^2 + a_3^2} = \sqrt{49.22^2 + 96^2} = 107.88 \text{ cm}$$
(281)

Il nodo 2 dovrà essere verificato a schiacciamento pertanto la tensione sollecitante σ_{Ed} dovrà essere minore della σ_{1Rd} :

$$\sigma_{c2} = \frac{F_{c2}}{a_2 \cdot b} = \frac{9373.59}{107.88 \cdot 1} \cdot 10^{-1} = 8.69 \text{ N/mm}^2$$
(282)

$$\sigma_{c3} = \frac{F_{c3}}{a_3 \cdot b} = \frac{6444.69}{96 \cdot 1} \cdot 10^{-1} = 6.71 \text{ N/mm}^2$$
(283)

Si determina l'armatura A_s nel nodo 1 in grado di assorbire la forza F_t .

$$A_s = \frac{F_t}{f_{yd}} = \frac{6444.69}{391.3} \cdot 10^3 = 16469.8 \text{ mm}^2$$
(284)

Saranno necessarie 32 Φ 26.

Per completare la progettazione del nodo è necessario disporre un'ideale armatura trasversale, orizzontale o verticale, in grado di assorbire le tensioni di trazione associate alla diffusione del carico.

Utilizzando il modello di traliccio espresso nel Model Code 2°, l'armatura secondaria è definita:

$$V_{Ed} \frac{a}{z} = \left(\frac{2 \frac{z}{a} - 1}{3 + \frac{z}{a}} \cdot V_{Ed} \right) \cdot \frac{a}{z} = \frac{2 \frac{192}{74.61} - 1}{3 + \frac{192}{74.61}} \cdot \frac{74.61}{192} \cdot 6934.75 = 2005 \text{ kN} \quad (285)$$

$$A_{sw} = \frac{F_{wd}}{f_{yd}} = \frac{2005}{391.3} \cdot 10^3 = 5124 \text{ mm}^2 \quad (286)$$

L'armatura secondaria sarà composta da $77\Phi 10$.

6. Baggiolo

Il baggiolo è un elemento tozzo in calcestruzzo che pertanto dovrà essere verificato utilizzando il modello Strut&tie. Il modello utilizzato sarà:

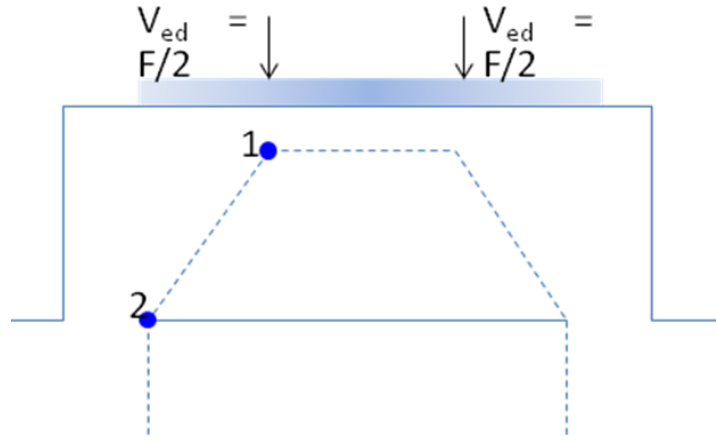


Figura 98: modello Strut&Tie del baggiolo

In particolare verrà studiato il nodo 2 e progettata la staffatura del baggiolo.

Essendo il modello tridimensionale la forza $F/2$ si andrà a suddividere ulteriormente in senso longitudinale, pertanto ogni singolo nodo sarà soggetto ad una forza di compressione pari a $F/4$.

Il modello utilizzato è uno degli schemi più ricorrenti, come se fosse un pilastro sottoposto ad un carico centrato. Inoltre, essendo l'altezza minore di 2 volte la larghezza della zona caricata, l'Eurocodice fornisce le relazioni per la risoluzione di questo modello:

$$T = \frac{F}{4} \left(1 - 0.7 \frac{a}{H} \right) = \frac{6934.75}{4} \frac{1}{2} \left(1 - 0.7 \frac{60}{80} \right) = 411.75 \text{ kN} \quad (287)$$

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{411.75}{391.3} \cdot 10^3 = 1052.25 \text{ mm}^2 \quad (288)$$

L'armatura che contribuisce ad assorbire la forza sarà una staffatura che avvolge tutto il nodo, pertanto vengono considerati 2 bracci per la staffatura.

Saranno necessarie 5 staffe F12/10 da distribuire su un'altezza del nodo di 50 cm.

7. Fusto della pila

Il fusto della pila sarà soggetta a pressoflessione e, data la notevole altezza e la relativa snellezza, sarà un elemento in cui non sono trascurabili gli effetti del secondo ordine (P-Δ).

Le dimensioni del fusto della pila dipendono dai carichi verticali ed orizzontali a cui è soggetta, ma anche dalle dimensioni dell'impalcato e da fattori estetici.

Si è scelto di realizzare una pila rettangolare cava di 900x200 cm². L'utilizzo di una pila cava consente un notevole risparmio di materiale e di armatura senza perdite notevoli di resistenza.

Per evitare lo schiacciamento del calcestruzzo è necessario garantire uno spessore minimo di $a_4 = 49.17$ cm, pertanto si è scelto uno spessore delle pareti di 50 cm.

La norma impone che tra una barra e l'altra di armatura per elementi verticali l'interferro non deve essere superiore ai 30 cm. Rispettando questa indicazione, ed utilizzando solo barre $\Phi 26$, saranno disposte su ciascun lato corto 14 barre di armature e 64 su ciascun lato lungo. Le barre di armatura totali saranno 156 $\Phi 26$.

7.1. Massimo carico verticale, caso 1

Il primo caso analizzato è quello di massimo carico verticale. Tutte le forze verticali agenti sono rappresentate come un'unica forza verticale applicata (ricavata dai valori delle tabelle 59-61), rispetto al baricentro della pila, ad eccentricità e_0 :

$$\begin{aligned} N_{\text{tot}} &= \sum_i V_{\text{Ed},i} + P = 6934.75 + 6010.98 + 5070.16 + 4136.26 + 12740.63 = \\ &= 34886.54 \text{ kN} \end{aligned} \quad (289)$$

$$e_0 = \frac{\sum_i V_{Ed,i} \cdot y_i}{N_{tot}} = 0.536 \text{ m} \quad (290)$$

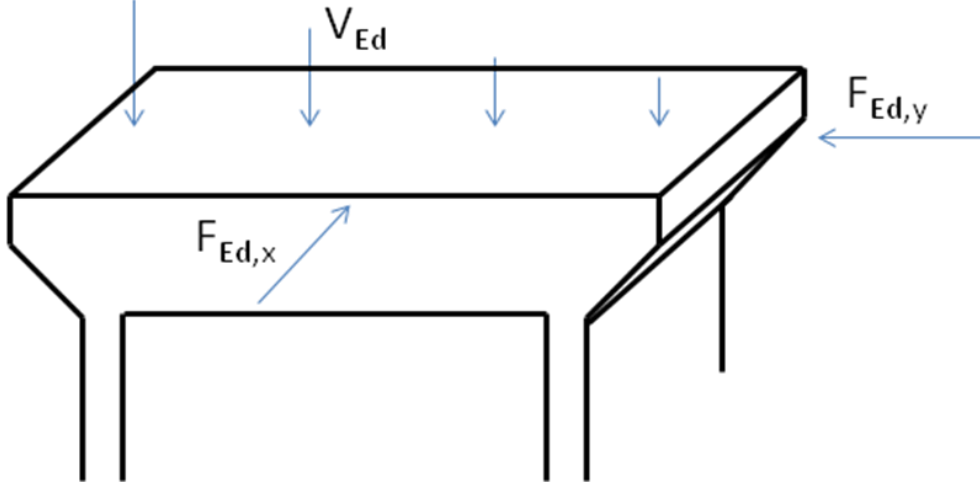


Figura 99: carichi agenti sulla pila provenienti dall'impalcato

La valutazione degli effetti del secondo ordine è stata condotta utilizzando *il metodo della curvatura nominale*, pertanto si determinano l'eccentricità e_{tot} :

I parametri relativi all'eccentricità del primo ordine:

$$e_{01} = 0.536 \text{ m} \quad (291)$$

Dall'equazione (268) e dal valore in tabella 62:

$$\begin{aligned} M_{02} &= N_{Ed} \cdot e_0 + M_{bv,carico} + M_{base} = 34886.54 \cdot 0.536 + 3209.9 + 1222 = \\ &= 23141.85 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (292)$$

$$e_{02} = \frac{M_{02}}{N_{Ed}} = \frac{23141.85}{34886.54} = 0.663 \text{ m} \quad (293)$$

$$e_{0,eq} = \max \begin{cases} 0.6 \cdot e_{0,2} + 0.4 \cdot e_{0,1} \\ 0.4 \cdot e_{0,2} \end{cases} = 0.612 \text{ m} \quad (294)$$

L'eccentricità causata dalle imperfezioni geometriche:

$$e_a = \theta_i \frac{L_0}{2} = \frac{1}{400} L_0 = \frac{1}{400} \cdot 40 = 0.1 \text{ m} \quad (295)$$

L'eccentricità data dagli effetti del secondo ordine:

$$e_{II} \cong \frac{2 \cdot \varepsilon_{yd}}{0.9 \cdot d} \cdot \frac{I_0^2}{10} = \frac{2 \cdot 1.96 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 8.5} \cdot \frac{40^2}{10} = 0.082 \text{ m} \quad (296)$$

La norma suggerisce di utilizzare due fattori correttivi per tener conto dello sforzo normale:

$$n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = \frac{34892.77}{100000 \cdot 15.87} \cdot 10 = 0.22 \quad (297)$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \left(156 \frac{\pi \cdot 2.6^2}{4} \cdot 391.3 \right) / (100000 \cdot 15.87) = 0.21 \quad (298)$$

$$n_u = 1 + \omega = 1.21 \quad (299)$$

$$n_{bal} = 0.4 \quad (300)$$

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \frac{1.21 - 0.22}{1.325 - 0.4} > 1 \Rightarrow K_r = 1 \quad (301)$$

E del fenomeno viscoso:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{5.33 \cdot 10^8}{100000}} = 73.03 \text{ cm} \quad (302)$$

$$\lambda = \frac{L_0}{i} = \frac{4000}{73.03} = 54.77 \quad (303)$$

$$M_{0Eqp} / N_{0Ed} = \frac{18041.07}{25494.44} = 0.83 < 2 \quad (304)$$

Tuttavia il calcolo del coefficiente viscoso ha portato ad un valore molto prossimo all'unità, pertanto si utilizzerà nei calcoli un valore di $K_\varphi \approx 1$.

In conclusione l'eccentricità totale vale:

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_{II} = 0.612 + 0.1 + 0.082 \cdot 1 \cdot 1 = 0.795 \text{ m} \quad (305)$$

Il momento totale comprensivo degli effetti del secondo ordine:

$$M_y = N_{tot} \cdot e_{tot} = 34888.54 \cdot 0.795 = 27718 \text{ kNm} \quad (306)$$

Utilizzando il programma EC2, sviluppato dal professore A. Ghersi, si determina il dominio M-N della sezione cava in c.a. ed il punto determinato dalla coppia M-N (caso 1):

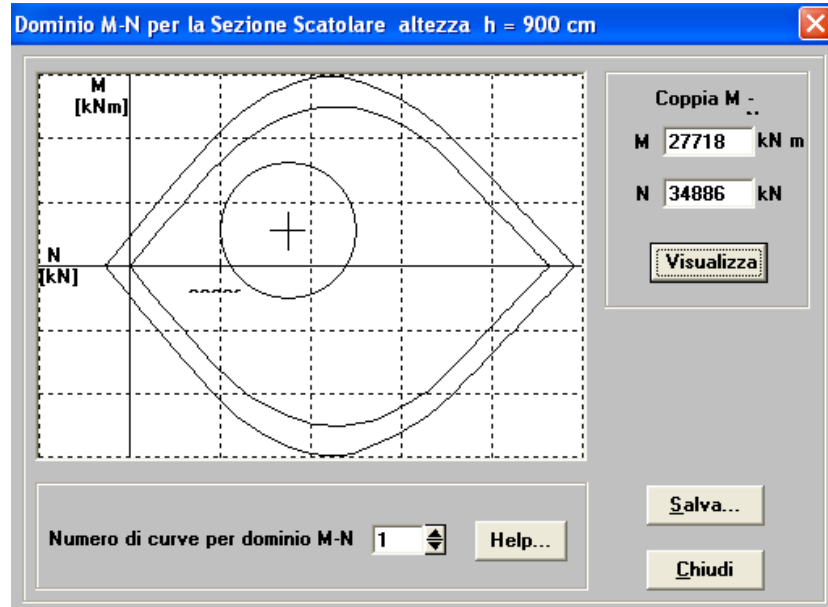


Figura 100: dominio M-N della pila, caso 1

7.2. Minimo carico verticale, caso 2

La pila è stata progettata per resistere al massimo sforzo verticale N . Tuttavia, essendo soggetta a pressoflessione, lo sforzo normale fa aumentare la resistenza non rappresentando la situazione più gravosa per la pila.

Dovrà essere condotta una verifica considerando la coppia M-N che minimizza lo sforzo normale, questa condizione è quella di ponte senza la presenza di traffico e col vento preso come carico principale.

Tutte le forze verticali agenti sono rappresentate come un'unica forza verticale applicata (ricavata dai valori delle tabelle 60-61), rispetto al baricentro della pila, ad eccentricità e_0 :

$$N_{\text{tot}} = \sum_i V_{\text{Ed},i} + P = 3477.87 + 3111.07 + 2745.02 + 2378.07 + 12740.63 = 24452.66 \text{ kN} \quad (307)$$

$$e_0 = \frac{\sum_i V_{\text{Ed},i} \cdot y_i}{N_{\text{tot}}} = 0.3 \text{ m} \quad (308)$$

I parametri relativi all'eccentricità di primo ordine:

$$e_{01} = 0.3 \text{ m} \quad (309)$$

Dall'equazione (269) e dal valore in tabella 63:

$$M_{02} = N_{Ed} \cdot e_0 + M_{bv_{scarico}} + M_{base} = 24452.66 \cdot 0.3 + 1243.01 + 2036.61 = 10634.14 \text{ kNm} \quad (310)$$

$$e_{02} = \frac{M_{02}}{N_{Ed}} = \frac{10634.13}{24452.66} = 0.435 \text{ m} \quad (311)$$

$$e_{0,eq} = \max \begin{cases} 0.6 \cdot e_{0,2} + 0.4 \cdot e_{0,1} \\ 0.4 \cdot e_{0,2} \end{cases} = 0.381 \text{ m} \quad (312)$$

Le eccentricità date dalle imperfezioni e dagli effetti del secondo ordine sono espresse nelle equazioni (294) e (295), pertanto l'eccentricità totale:

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_{II} = 0.381 + 0.1 + 0.082 \cdot 1 \cdot 1 = 0.563 \text{ m} \quad (313)$$

Il momento totale comprensivo degli effetti del secondo ordine:

$$M_y = N_{tot} \cdot e_{tot} = 24452.66 \cdot 0.563 = 13772.35 \text{ kNm} \quad (314)$$

Utilizzando il programma EC2, si determina il punto dato dalla coppia M-N (caso 2):



Figura 101: dominio M-N della pila, caso 2

7.3. Armatura a taglio

Rimane da progettare l'armatura a taglio, prevedendo staffe $\Phi 10/20$, le quali reagiscono mediante 4 bracci, il taglio alla base vale:

$$V_{Ed, N_{Ed}} = N_{Ed} \cdot \frac{e_{0,eq}}{H} = 34886.54 \cdot \frac{0.795}{20} = 1386 \text{ kN} \quad (315)$$

$$V_{Ed, F_{Ed,y}} = F_{Ed,y} + q_{vento} \cdot l = 138.06 + 3.39 \cdot 1.5 \cdot 0.6 \cdot 20 = 199.16 \text{ kN} \quad (316)$$

$$V_{Ed,tot} = 1386 + 199.16 = 1591.85 \text{ kN} \quad (317)$$

Il taglio resistente è stato calcolato sempre tramite il programma EC2 e vale:

$$V_{Rd} = 8364.6 \text{ kN} \quad (318)$$



Figura 102: taglio resistente della pila