



Anas SpA

Direzione Progettazione Realizzazione Lavori

**ITINERARIO INTERNAZIONALE E78
S.G.C. GROSSETO - FANO
ADEGUAMENTO A 4 CORSIE
NEL TRATTO GROSSETO - SIENA (S.S. 223 "DI PAGANICO")
DAL KM 41+600 AL KM 53+400 - LOTTO 9**

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTISTA: <i>Ing. ALESSANDRO MICHELI</i> <i>Ordine Ing. di Roma n. 19654</i> <i>Ing. ACHILLE DEVITOFRANCESCHI</i> <i>Ordine Ing. di Roma n. 19116</i>												
IL GEOLOGO: <i>Geol. SERENA MAJETTA</i> <i>Ordine Geol. del Lazio n. 928</i>												
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: <i>Geom. FABIO QUONDAM</i>												
VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: <i>Ing. CARLO DIEMOZ</i>												
COD. PROG. PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. <table border="1"><tr><td>L</td><td>0</td><td>7</td><td>0</td><td>2</td><td>D</td><td>D</td><td>0</td><td>3</td><td>0</td><td>1</td></tr></table>		L	0	7	0	2	D	D	0	3	0	1
L	0	7	0	2	D	D	0	3	0	1		

**OPERE D'ARTE - VIADOTTI
VIADOTTO SUL FOSSO ORNATE
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO
IMPALCATO E SOTTOSTRUTTURE**

	NOME FILE NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
	T00V101STRRE01	B	
B	Aggiornamento e integrazioni (richiesta MIT n° 4655 del 27/04/2016)	LUG. 2016	
A	Emissione	SET. 2005	
		DATA	REDATTO
		VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	GENERALITÀ	4
1.2	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	4
1.3	FASI REALIZZATIVE DELL'INTERVENTO	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	SOFTWARE DI CALCOLO	6
3.1	CONVENZIONI GENERALI	6
4	MATERIALI	7
4.1	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	7
4.2	CALCESTRUZZO	8
4.3	ACCIAIO DA C.A.	10
5	IMPOSTAZIONI GENERALI DELLE ANALISI STRUTTURALI	11
5.1	ANALISI IMPALCATO	11
5.1.1	Fasi di analisi	11
5.2	COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE	12
5.2.1	Fase 2 – Carichi permanenti	13
5.2.2	Fase 2 – Ritiro	13
5.3	LARGHEZZE COLLABORANTI DI SOLETTA	14
5.4	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI DI IMPALCATO	15
6	ANALISI DEI CARICHI	21
6.1	CARICHI AGENTI IN FASE 1	21
6.1.1	Peso proprio	21
6.2	CARICHI AGENTI IN FASE 2	21
6.2.1	Sovraccarichi permanenti portati	21
6.2.2	Ritiro	21
6.3	CARICHI AGENTI IN FASE 3	23
6.3.1	Carichi mobili q1	23
6.3.2	Variazioni termiche	27
6.3.3	Frenatura	28
6.3.4	Azioni sismiche	29
7	IMPALCATO - RISULTATI DELL'ANALISI	31
7.1	FASE 1	33
7.1.1	Peso proprio – Momento flettente	33
7.1.2	Peso proprio – Taglio	33

7.2	FASE 2	34	
7.2.1	Permanenti – Momento flettente		34
7.2.2	Permanenti – Taglio		34
7.3	FASE 3	35	
7.3.1	Traffico mobile – Momento flettente		35
7.3.2	Traffico mobile – Taglio		35
8	IMPALCATO – COMBINAZIONI DI CARICO		36
8.1	COMBINAZIONI DI CARICO SLU		36
8.1.1	Combinazione fondamentale (carico da traffico dominante)		36
8.1.2	Combinazione fondamentale (sismica)		36
8.2	COMBINAZIONI DI CARICO SLE		36
8.2.1	Combinazione caratteristica (rara) (carico da traffico dominante)		36
8.2.2	Combinazione frequente (carico da traffico dominante)		36
8.2.3	Combinazione quasi-permanente		37
9	VERIFICHE IMPALCATO		38
9.1	VERIFICHE IMPALCATO IN FASE 1		38
9.2	IMPALCATO – FASE 3 – VERIFICHE DI RESISTENZA A SLU		44
9.3	IMPALCATO – VERIFICHE DI STABILITÀ DEI PANNELLI D'ANIMA		50
9.4	VERIFICHE A FATICA (SLU)		53
9.4.1	Verifiche acciaio strutturale		53
9.4.2	Fattore di danno equivalente		53
9.4.3	Fattore di impatto		55
9.4.4	Calcolo del 'range' di sollecitazione		55
9.4.5	Verifiche ⁵⁷		
9.5	VERIFICA TRAVERSI DI CAMPATA		60
9.6	VERIFICA TRAVERSI SU SPALLE E PILE		62
9.6.1	Verifica traverso su spalle		62
9.6.2	Verifica traverso su pile		63
9.7	VERIFICA PIOLI		64
9.8	VERIFICA SOLETTA IN C.A.		65
9.8.1	Sovraccarichi permanenti portati		65
9.8.2	Sovraccarichi da traffico		65
9.8.3	Sollecitazioni e verifica		66
10	AZIONI SUGLI APPOGGI		70
11	SPALLE		72
11.1	PARAGHIAIA		72
11.2	SPALLA FISSA		74

11.2.1	Azioni agenti sulla spalla	74
11.2.2	Verifica del fusto della spalla	74
11.2.3	Analisi sollecitazioni all'estradosso della fondazione	77
11.3	SPALLA MOBILE	78
11.3.1	Azioni agenti sulla spalla	78
11.3.2	Verifica del fusto della spalla	78
11.3.3	Analisi sollecitazioni all'estradosso della fondazione	81
12	PILA	82
12.1	AZIONI AGENTI SULLA PILA	82
12.2	VERIFICA DEL FUSTO	82
12.2.1	Analisi sollecitazioni all'estradosso della fondazione	84

1 PREMESSA

1.1 GENERALITÀ

La presente relazione riporta i calcoli svolti per il progetto del ponte bitrave a più campate con impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo, nell'ambito del progetto di realizzazione di un nuovo viadotto per la SS223 sul torrente Ornate. L'intervento prevede la realizzazione di due viadotti gemelli accostati.

1.2 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La struttura è costituita da un ponte a impalcato misto in acciaio-calcestruzzo con campate di luci 45m, 70m e 45m. L'impalcato è un bitrave costituito da due travi metalliche disposte ad interasse di 6.0 m, di altezza pari variabile tra 220 e 370cm e da una soletta collaborante in c.a. di spessore pari a 30 cm. La larghezza totale di impalcato è di 11.25 m.

Le travi sono costituite da un profilo a doppio T saldato composto ad anima verticale e sono collegate da traversi ad anima piena, disposti ad interasse pari a 5 m. La soletta in c.a. è realizzata con getto in opera mediante l'impiego di predalles autoportanti, appoggiate alle flange superiori delle travi. Il collegamento tra la struttura metallica e la soletta in cemento armato è realizzato mediante connettori tipo Nelson saldati all'ala superiore delle travi metalliche. La travata è dotata di un sistema di controventi di piano (superiore) per la fase di montaggio.

La travata è realizzata mediante conci di lunghezza massima non superiore a 25 m, per motivi di realizzabilità, trasporto e movimentazione. Vengono in seguito assemblate in sito le travi, attraverso la bullonatura dei conci parziali. I traversi ed i controventi di montaggio sono collegati mediante bullonatura ad attrito. Si prevede che il montaggio della struttura metallica avvenga attraverso sollevamento dal basso dei macro conci (acciaio) e posa in sede con mezzo meccanico.

1.3 FASI REALIZZATIVE DELL'INTERVENTO

Per la realizzazione dell'intervento si prevedono in sintesi le seguenti fasi di lavorazione:

- Realizzazione delle spalle e delle pile
- Assemblaggio dei conci di impalcato fuori opera
- Montaggio dell'impalcato mediante gru
- Posizionamento delle predalles e getto della soletta d'impalcato
- Getto dei marciapiedi e completamento dell'opera mediante realizzazione delle finiture d'impalcato.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le strutture sono state dimensionate agli stati limite nel rispetto della normativa di seguito riportata:

- [1] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale
- [2] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento
- [3] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche
- [4] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- [5] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- [6] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo
- [7] UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio
- [8] UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra
- [9] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti
- [10] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica
- [11] UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per i ponti
- [12] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- [13] UNI EN 206-1, “calcestruzzo – prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità”;
- [14] D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni
- [15] UNI EN 1997-1:2004 – “Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: General Rules”
- [16] Circolare 2 febbraio 2009, Istruzioni per l’applicazione delle “Nuova norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14 gennaio 2008

3 SOFTWARE DI CALCOLO

Analisi strutturali:

MIDAS GEN 2016

Verifiche delle sezioni in c.a.:

Dolmen

Per l'esecuzione di calcoli statici specifici, l'elaborazione di dati di input/output, la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure implementate in fogli elettronici "Excel".

3.1 CONVENZIONI GENERALI

- Le unità di misura utilizzate sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:
- L m (metro)
- Forza N (newton)
- Massa kg (chilogrammo)
- Tempo s (secondo)

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni e positivi i momenti che tendono le fibre inferiori. Convenzioni diverse verranno indicate nei casi specifici. Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano x-y orizzontale, con x tangente al tracciato nel punto in esame ed asse z verticale.

Per quanto riguarda le azioni interne nell'impalcato, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

- F_x (N) azione assiale
- F_y (Vh) azione tagliante agente nel piano orizzontale
- F_z (V) azione tagliante agente nel piano verticale
- M_x (Mt) momento torcente
- M_y (M) momento flettente agente nel piano verticale
- M_z (Mh) momento flettente agente nel piano orizzontale

4 MATERIALI

In accordo con quanto previsto dal DM 2008 si è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali:

4.1 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

L'acciaio da carpenteria risulta caratterizzato dalle seguenti grandezze:

$E_s = 210'000 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\nu = 0.3$	coefficiente di Poisson
$G_s = 80'769 \text{ MPa}$	modulo di elasticità tangenziale

Acciaio tipo : S355 J2 G3 per spessori inferiori a 40 mm

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico:	$E_s = 210'000 \text{ N/mm}^2$

Acciaio tipo : S355 K2 G3 per spessori superiori a 40 mm

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico:	$E_s = 210'000 \text{ N/mm}^2$

Per gli elementi non saldati, i controventi di montaggio e le piastre di collegamento si utilizza acciaio S355 J0.

Per la connessione trave-soletta vengono impiegati connettori tipo "Nelson" aventi le seguenti caratteristiche:

Materiale base: ST37-3K – DIN 17100

Tensione caratteristica di rottura : $f_{tk} \geq 450 \text{ MPa}$

tensione caratteristica di snervamento : $f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$

Per le giunzioni bullonate, realizzate tutte ad attrito, vengono impiegati bulloni ad alta resistenza aventi le seguenti caratteristiche:

- Viti di classe 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1:2001
- Dadi di classe 10 secondo UNI EN 20898-2:1994
- Rosette e piastrine C 50 secondo UNI EN 10083-2:2006

Tutte le saldature sono di I° classe e devono essere realizzate in accordo alla norma UNI EN ISO 4063:2001.

4.2 CALCESTRUZZO

In accordo con quanto previsto dal DM 14/01/2008 e la UNI EN 206 si è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali:

Calcestruzzo soletta

Classe di resistenza:	C35/45
Classe di esposizione:	XF4
Classe di consistenza:	S4
Contenuto cemento:	360kg/mc
Ricoprimento minimo ferri:	4.5 cm

Calcestruzzo predalles

Classe di resistenza:	C35/45
Classe di esposizione:	XF4
Classe di consistenza:	S5
Contenuto cemento:	360kg/mc
Ricoprimento minimo ferri:	4 cm

Calcestruzzo elevazione spalle

Classe di resistenza:	C32/40
Classe di esposizione:	XF1
Classe di consistenza:	S3
Contenuto cemento:	320kg/mc
Ricoprimento minimo ferri:	3.5 cm

Calcestruzzo elevazione pile

Classe di resistenza:	C32/40
Classe di esposizione:	XA2, XC4
Classe di consistenza:	S3
Contenuto cemento:	340kg/mc
Ricoprimento minimo ferri:	4 cm

Calcestruzzo fondazioni

Classe di resistenza:	C28/35
Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S3
Contenuto cemento:	300kg/mc
Ricoprimento minimo ferri:	4.5 cm

Calcestruzzo pali

Classe di resistenza:	C28/35
Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S3
Contenuto cemento:	300kg/mc
Ricoprimento minimo ferri:	6 cm

Le caratteristiche delle classi utilizzate sono sintetizzate nelle seguenti tabelle:

Calcestruzzo C28/35

Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo:

$$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo:

$$f_{cd} = \alpha_{CC} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16 \text{ N/mm}^2$$

Valore medio della resistenza caratteristica del calcestruzzo:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico del calcestruzzo:

$$E = 22000 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} = 32'308 \text{ N/mm}^2$$

Tensione massima del calcestruzzo per combinazione rara:

$$0.60 f_{ck} = 17 \text{ N/mm}^2$$

Tensione massima del calcestruzzo per combinazione quasi permanente:

$$0.45 f_{ck} = 13 \text{ N/mm}^2$$

Calcestruzzo C32/40

Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo:

$$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo:

$$f_{cd} = \alpha_{CC} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18 \text{ N/mm}^2$$

Valore medio della resistenza caratteristica del calcestruzzo:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico del calcestruzzo:

$$E = 22000 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} = 33'346 \text{ N/mm}^2$$

Tensione massima del calcestruzzo per combinazione rara:

$$0.60 f_{ck} = 19 \text{ N/mm}^2$$

Tensione massima del calcestruzzo per combinazione quasi permanente:

$$0.45 f_{ck} = 14 \text{ N/mm}^2$$

Calcestruzzo C35/45

Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo:

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 20 \text{ N/mm}^2$$

Valore medio della resistenza caratteristica del calcestruzzo:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico del calcestruzzo:

$$E = 22000 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} = 34'077 \text{ N/mm}^2$$

Tensione massima del calcestruzzo per combinazione rara:

$$0.60 f_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$$

Tensione massima del calcestruzzo per combinazione quasi permanente:

$$0.45 f_{ck} = 16 \text{ N/mm}^2$$

4.3 ACCIAIO DA C.A.

Si adottano barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllate in stabilimento.

Tensione di snervamento dell'acciaio:

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

Tensione di calcolo dell'acciaio:

$$f_{ykd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

Tensione massima nell'acciaio per combinazione rara:

$$0,80 \cdot f_{yk} = 0,80 \cdot 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

5 IMPOSTAZIONI GENERALI DELLE ANALISI STRUTTURALI

5.1 ANALISI IMPALCATO

5.1.1 Fasi di analisi

Per l'analisi della sovrastruttura si ricorre ad un modello agli elementi finiti. La travata continua viene modellata mediante elementi di tipo "thick beam" come un grigliato di travi e traversi, collegati ai sostegni mediante elementi di tipo "joint" opportunamente selezionati ed orientati allo scopo di restituire gli effettivi gradi di libertà forniti dalle apparecchiature di vincolo.

L'analisi globale dell'impalcato viene eseguita differenziando le fasi di vita della struttura come descritto nel seguito.

Fase 1

Tale fase coincide con la posa in opera delle travi metalliche e il getto della soletta in calcestruzzo; la sezione resistente della trave è relativa al solo acciaio, essendo la soletta in calcestruzzo non ancora collaborante; i carichi agenti sono quelli dovuti al peso proprio di travi e traversi ed al getto della soletta in calcestruzzo.

Fase 2

In fase 2 vengono esaminati i carichi di tipo permanente, considerati agenti a lungo termine. Le caratteristiche della struttura, in accordo alla EN 1994-2 e come specificato nel seguito, dipendono dal tipo di carico. In particolare si individuano le tipologie di carico seguenti:

- Pes permanenti portati (pavimentazione, cordoli, barriere, etc.) (Fase 2a)

La sezione resistente è quella composta acciaio/calcestruzzo; si tiene conto, per i carichi di tale fase, dell'influenza della viscosità omogeneizzando le aree in calcestruzzo all'acciaio secondo i coefficienti di omogeneizzazione descritti nel seguito.

Fase 3

In tale fase si considera, di volta in volta, la presenza di tutti i contributi di carico di tipo istantaneo, che si identificano, per l'impalcato, principalmente con i carichi seguenti.

- Carichi mobili ed azioni connesse
- Variazioni termiche

La sezione resistente è quella composta acciaio/calcestruzzo e l'omogeneizzazione delle aree in calcestruzzo avviene secondo il coefficiente n_0 di breve durata, definito nel seguito.

5.2 COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE

Lo studio dell'impalcato viene eseguito, come d'uso per strutture composte di questo tipo, "omogeneizzando" la sezione di calcestruzzo all'acciaio. In funzione della durata del carico si distinguono due tipi di coefficienti:

- n_0 coefficiente di omogeneizzazione per carichi di breve durata;
- n_L coefficiente di omogeneizzazione per carichi di lunga durata.

In particolare, il coefficiente di omogeneizzazione per carichi di breve durata risulta semplicemente pari al rapporto tra i moduli elastici di acciaio e calcestruzzo, ossia $n_0 = E_a / E_{cm}$. Nel presente caso si ha $n_0 = 6.16$.

Il coefficiente di omogeneizzazione per carichi di lunga durata, invece, viene valutato in accordo alla norma EN 1994-2 al punto 5.4.2.2, in funzione della fase di vita in esame e del tipo di carico applicato.

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \phi_t)$$

dove:

$$n_0 = E_a / E_{cm}$$

ψ_L = moltiplicatore di viscosità, funzione del tipo di carico applicato

ϕ_t = coefficiente di viscosità

dove:

$\psi_L = 1.10$ per i carichi permanenti

$\psi_L = 0.55$ per l'azione del ritiro

Avendo assunto:

$t_0 = 1$ g per il calcolo del ϕ_t finalizzato alla valutazione di n_L riferito al ritiro

$t_0 = 30$ g per il calcolo del ϕ_t finalizzato alla valutazione di n_L riferito ai carichi permanenti

$A_c = 3.38$ m² area del getto in c.a.

Il calcolo dei coefficienti di omogeneizzazione è esplicitato nei fogli Excel seguenti. Come si nota, in fase 2 i coefficienti di omogeneizzazione calcolati per i permanenti e per il ritiro sono simili ($n_{LR} = 15.54$; $n_{LP} = 16.11$).

Per semplicità si adotta quindi per la fase 2 un unico coefficiente pari alla media di quelli calcolati. In definitiva si ha la situazione seguente.

Fase 1 $n = 0$

Fase 2 $n_L = 15.9$

Fase 3 $n_0 = 6.16$

5.2.1 Fase 2 – Carichi permanenti

Calcolo dei coefficienti di viscosità e omogeneizzazione				
Caratteristiche del materiale				
Resistenza cilindrica cls	fck	35	[N/mm ²]	
Resistenza cilindrica media cls	fc _m	43	[N/mm ²]	
Modulo elastico del cls	E _{cm}	34'077	[N/mm ²]	EC2 Table 3.1
Modulo elastico dell'acciaio	E _a	210'000	[N/mm ²]	
Coefficiente di omogeneizzazione breve durata	no	6.16		
Dati				
Area sezione cls	A _c	3.38	[m ²]	
Perimetro a contatto con atmosfera	u	21.3	[m]	
	h _o	317	mm	
Età del cls al tempo considerato	t	20833	giorni	EC2 3.3.2
Età del cls ad inizio essiccamento	t _s	1	giorno	
Età del cls ad applicazione del carico	t _o	30	giorni	
Percentuale ambientale di umidità	RH	80	%	
Calcolo del coefficiente di viscosità				
Coefficiente di viscosità				cfr: annex B EC2
$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) =$		1.467		
Coefficiente di viscosità teorico				
$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) =$		1.486		
	ϕ_{RH}	1.203		
	$\beta(f_{cm})$	2.562		
	$\beta(t_0)$	0.482		
	$\beta_c(t, t_0)$	0.987		
	β_h	930		
Calcolo del coefficiente di omogeneizzazione				
Tipologia di carico		P		
Coefficiente dalla classe di cemento		ψ_L	1.1	
Coefficiente di omogeneizzazione lunga durata				EC4 5.2.2
$n_L = n_0 \cdot (1 + \phi_L \cdot \phi) =$		16.11		

5.2.2 Fase 2 – Ritiro

Calcolo dei coefficienti di viscosità e omogeneizzazione				
Caratteristiche del materiale				
Resistenza cilindrica cls	fck	35	[N/mm ²]	
Resistenza cilindrica media cls	fc _m	43	[N/mm ²]	
Modulo elastico del cls	E _{cm}	34'077	[N/mm ²]	EC2 Table 3.1
Modulo elastico dell'acciaio	E _a	210'000	[N/mm ²]	
Coefficiente di omogeneizzazione breve durata	no	6.16		
Dati				
Area sezione cls	A _c	3.38	[m ²]	
Perimetro a contatto con atmosfera	u	21.3	[m]	
	h _o	317	mm	
Età del cls al tempo considerato	t	20833	giorni	EC2 3.3.2
Età del cls ad inizio essiccamento	t _s	1	giorno	
Età del cls ad applicazione del carico	t _o	1	giorni	
Percentuale ambientale di umidità	RH	80	%	
Calcolo del coefficiente di viscosità				
Coefficiente di viscosità				cfr: annex B EC2
$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) =$		2.766		
Coefficiente di viscosità teorico				
$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) =$		2.803		
	ϕ_{RH}	1.203		
	$\beta(f_{cm})$	2.562		
	$\beta(t_0)$	0.909		
	$\beta_c(t, t_0)$	0.987		
	β_h	930		
Calcolo del coefficiente di omogeneizzazione				
Tipologia di carico		R		
Coefficiente dalla classe di cemento		ψ_L	0.55	
Coefficiente di omogeneizzazione lunga durata				EC4 5.2.2
$n_L = n_0 \cdot (1 + \phi_L \cdot \phi) =$		15.54		

5.3 LARGHEZZE COLLABORANTI DI SOLETTA

L'effettiva larghezza della soletta collaborante per le verifiche della trave (nelle analisi si utilizza una larghezza collaborante costante, pari a quella calcolata in campata) è valutata in accordo a quanto esposto nella norma UNI EN 1994-2 al punto 5.4.1.2. Il calcolo è sintetizzato nel seguito. In particolare, nelle zone di campata la larghezza collaborante viene calcolata secondo l'espressione:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{e,i}$$

dove:

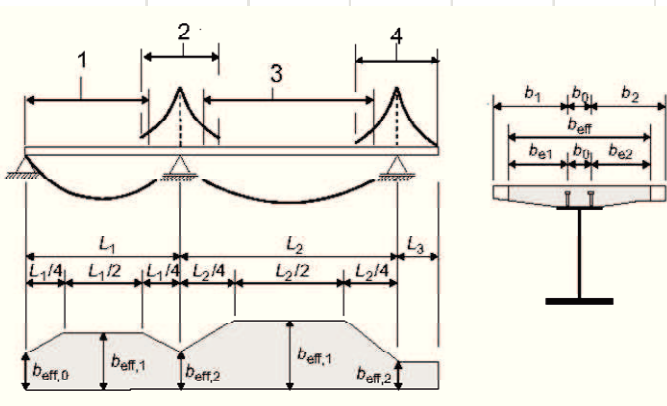
$$b_{e,i} = L_e/8 \leq b_{reale,i}$$

L_e = lunghezza di riferimento definita in accordo alla legenda della figura 5.1 del citato paragrafo normativo

Si ottiene infine, come sintetizzato dal foglio seguente e con riferimento alla figura:

- $B_{eff4} = 5$ m Larghezza soletta collaborante in campata, da utilizzare per le verifiche nel campo centrale e per l'analisi lungo tutta L , qualora la soletta possa ritenersi non fessurata (vedi paragrafi successivi).
- Negli appoggi, considerando la fessurazione nella soletta, non sarà considerato il contributo della soletta.

Calcolo della larghezza collaborante della soletta									
Dati									
Interasse travi				i	6	[m]			
Luce degli sbalzi				Lsb	2.625	[m]			
Distanza tra i centri dei connettori a taglio più esterni				bo	0.4	[m]			
Luce campata di riva sx					25	[m]			
Luce campata interna					40	[m]			
Luce campata interna					50	[m]			
Luce campata di riva dx					40	[m]			
Posizione	Lc [m]	Le [m]	bei [m]	be int [m]	be est [m]	β_{int}	β_{est}	beff,1 [m]	beff,2 [m]
Campata di bordo	25.00	21.25	2.66	2.66	2.43	0.75	0.77		5.48
Appoggio centrale	65.00	16.25	2.03	2.03	2.03	-	-		4.46
Campata 2	40.00	28.00	3.50	2.80	2.43	-	-	5.63	
Appoggio centrale	90.00	22.50	2.81	2.80	2.43	-	-		5.63
Campata 3	50.00	35.00	4.38	2.80	2.43	-	-	5.63	
Appoggio centrale	90.00	22.50	2.81	2.80	2.43	-	-		5.63
Appoggio di bordo	40.00	34.00	4.25	2.80	2.43	0.85	0.90		5.63



Key:

1 $L_e = 0,85 L_1$ for $b_{eff,1}$

2 $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ for $b_{eff,2}$

3 $L_e = 0,70 L_2$ for $b_{eff,1}$

4 $L_e = 2 L_3$ for $b_{eff,2}$

5.4 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI DI IMPALCATO

L'impalcato risulta suddiviso nei conci seguenti:

- Concio 1 (conci laterali) $L = 15.00$ m (asse appoggio - asse giunto 1)
- Concio 2 (conci laterali) $L = 15.00$ m (asse giunto 1 - asse giunto 2)
- Concio 3 (conci appoggio su pila) $L = 25.00$ m (asse giunto 2- asse giunto 3)
- Concio 4 (concio centrale) $L = 15.00$ m (asse giunto 3 – asse giunto 4)
- Concio 5 (concio centrale) $L = 20.00$ m (asse giunto 4 – asse giunto 5)
- Concio 6 (concio centrale) $L = 15.00$ m (asse giunto 5 – asse giunto 6)
- Concio 7 (conci appoggio su pila) $L = 25.00$ m (asse giunto 6 - asse giunto 7)
- Concio 8 (conci laterali) $L = 15.00$ m (asse giunto 7 - asse giunto 8)
- Concio 9 (conci laterali) $L = 15.00$ m (asse giunto 8 - asse appoggio)

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche delle sezioni calcolate per i conci in cui è stato suddiviso il modello di calcolo. In particolare per l'analisi strutturale si è suddiviso il modello in corrispondenza dei punti notevoli rappresentati da traversi, irrigidenti e giunti trasversali. Operando in tal modo si sono individuati gli elementi (aste) che saranno poi richiamati nelle verifiche.

Data la simmetria del ponte le sezioni di calcolo riguardano i primi 5 conci.

Concio tipo C1										
Sezione metallica										
Acciaio tipo	S 355									
fyk	355 [N/mm ²]					e	0.81			
Sezione tipo	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	J [mm ⁴]	Peso [kN/m]	c/t	classe elemento			
Piattabanda superiore	600	40	24'000	3.20E+06	1.88	7.00	1			
Anima	22	2'120	46'640	1.75E+10	3.66	94.55	3			
Piattabanda inferiore	800	40	32'000	4.27E+06	2.51	9.50	3			
Totali		2'200	102'640		8.06		3	classe sezione composta		
Caratteristiche armature nella soletta in cls										
φ [mm]	passo [m]	n	Area tot [m ²]							
16	0.2	28.00	0.0056			copriferro estradosso		0.06 m		
16	0.2	28.00	0.0056			copriferro intradosso		0.03 m		
						h predalles		0.06 m		
Caratteristiche geometriche e inerziali										
FASE 1 solo sezione metallica										
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]	
Piattabanda superiore	0.600	0.040	0.0240	2.180	0.052	0.00000320	1.164	0.033	0.033	
Anima	0.022	2.120	0.0466	1.100	0.051	0.01746823	0.084	0.000	0.018	
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 0.996	0.032	0.032	
Totali		2.200	0.1026	1.016	0.104	0.01747570			0.0821	
FASE 2 n 15.9										
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]	
Piattabanda superiore	0.600	0.040	0.0240	2.180	0.052	0.00000320	0.540	0.007	0.007	
Anima	0.022	2.120	0.0466	1.100	0.051	0.01746823	- 0.540	0.014	0.031	
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 1.620	0.084	0.084	
Soletta	2.500	0.240	0.0377	2.380	0.090	0.00018113	0.740	0.021	0.021	
Soletta	2.500	0.240	0.0377	2.380	0.090	0.00018113	0.740	0.021	0.021	
Armatura sup			0.0056	2.440	0.014	0.00000144	0.800	0.004	0.004	
Armatura inf			0.0056	2.290	0.013	0.00000144	0.650	0.002	0.002	
Totali		2.5000	0.1894	1.640	0.3105				0.1697	
FASE 3 n 6.16										
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]	
Piattabanda superiore	0.600	0.040	0.0240	2.180	0.052	0.00000320	0.254	0.002	0.002	
Anima	0.022	2.120	0.0466	1.100	0.051	0.01746823	- 0.826	0.032	0.049	
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 1.906	0.116	0.116	
Soletta	2.500	0.240	0.0974	2.380	0.232	0.00046753	0.454	0.020	0.021	
Soletta	2.500	0.240	0.0974	2.380	0.232	0.00046753	0.454	0.020	0.021	
Armatura sup			0.0056	2.440	0.014	0.00000144	0.514	0.001	0.001	
Armatura inf			0.0056	2.290	0.013	0.00000144	0.364	0.001	0.001	
Totali		2.5000	0.3087	1.926	0.5945				0.2104	
FASE 1 FASE 2 FASE 3										
Momento d'inerzia	JG	0.082	[m ⁴]	JG	0.169730	[m ⁴]	JG	0.210	[m ⁴]	
Area	A	0.103	[m ²]	A	0.189371	[m ²]	A	0.309	[m ²]	
W soletta superiore	Wcs	-	[m ³]	Wcs	- 3.137005	[m ³]	Wcs	- 2.258	[m ³]	
W armature sup	Was	-	[m ³]	Was	- 0.212088	[m ³]	Was	- 0.409	[m ³]	
W armature inf	Wai	-	[m ³]	Wai	- 0.261010	[m ³]	Wai	- 0.578	[m ³]	
W soletta inferiore	Wci	-	[m ³]	Wci	- 4.350777	[m ³]	Wci	- 3.879	[m ³]	
W acciaio superiore	Wss	- 0.069	[m ³]	Wss	- 0.302937	[m ³]	Wss	- 0.768	[m ³]	
W acciaio anima sup	Ws	- 0.072	[m ³]	Ws	- 0.326227	[m ³]	Ws	- 0.899	[m ³]	
W acciaio anima inf	Wi	0.084	[m ³]	Wi	0.106100	[m ³]	Wi	0.112	[m ³]	
W acciaio inferiore	Wii	0.081	[m ³]	Wii	0.103512	[m ³]	Wii	0.109	[m ³]	
Sx superiore	Sxs	0.02794	[m ³]	Sxs	0.077003	[m ³]	Sxs	0.09951	[m ³]	
Sx inferiore	Sxi	0.03187	[m ³]	Sxi	0.051831	[m ³]	Sxi	0.06099	[m ³]	

Concio tipo C2										
Sezione metallica										
Acciaio tipo	S 355									
fyk	355 [N/mm ²]					e	0.81			
Sezione tipo	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	J [mm ⁴]	Peso [kN/m]	c/t	classe elemento			
Piattabanda superiore	800	40	32'000	4.27E+06	2.51	9.50	3			
Anima	24	2'120	50'880	1.91E+10	3.99	86.67	3			
Piattabanda inferiore	800	40	32'000	4.27E+06	2.51	9.50	3			
Totali		2'200	114'880		9.02		3	classe sezione composta		
Caratteristiche armature nella soletta in cls										
φ [mm]	passo [m]	n	Area tot [m ²]							
26	0.2	28.00	0.0149	copriferro estradosso			0.06 m			
20	0.2	28.00	0.0149	copriferro intradosso			0.03 m			
				h predalles			0.06 m			
Caratteristiche geometriche e inerziali										
FASE 1 solo sezione metallica										
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]	
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	2.180	0.070	0.00000427	1.080	0.037	0.037	
Anima	0.024	2.120	0.0509	1.100	0.056	0.01905626	-	-	0.019	
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 1.080	0.037	0.037	
Totali		2.200	0.1149	1.100	0.126	0.01906479			0.0937	
FASE 2 n 15.9										
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]	
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	2.180	0.070	0.00000427	0.820	0.022	0.022	
Anima	0.024	2.120	0.0509	1.100	0.056	0.01905626	- 0.260	0.003	0.022	
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 1.340	0.057	0.057	
Soletta	-	0.240	-	2.380	-	-	1.020	-	-	
Soletta	-	0.240	-	2.380	-	-	1.020	-	-	
Armatura sup			0.0149	2.440	0.036	0.00001005	1.080	0.017	0.017	
Armatura inf			0.0149	2.290	0.034	0.00000352	0.930	0.013	0.013	
Totali		2.5000	0.1446	1.360	0.1967				0.1317	
FASE 3 n 6.16										
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]	
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	2.180	0.070	0.00000427	0.820	0.022	0.022	
Anima	0.024	2.120	0.0509	1.100	0.056	0.01905626	- 0.260	0.003	0.022	
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 1.340	0.057	0.057	
Soletta	-	0.240	-	2.380	-	-	1.020	-	-	
Soletta	-	0.240	-	2.380	-	-	1.020	-	-	
Armatura sup			0.0149	2.440	0.036	0.00001005	1.080	0.017	0.017	
Armatura inf			0.0149	2.290	0.034	0.00000352	0.930	0.013	0.013	
Totali		2.5000	0.1446	1.360	0.1967				0.1317	
FASE 1 FASE 2 FASE 3										
Momento d'inerzia	JG	0.094	[m ⁴]	JG	0.131691	[m ⁴]	JG	0.132	[m ⁴]	
Area	A	0.115	[m ²]	A	0.144612	[m ²]	A	0.145	[m ²]	
W soletta superiore	Wcs	-	[m ³]	Wcs	- 1.836878	[m ³]	Wcs	- 0.712	[m ³]	
W armature sup	Was	-	[m ³]	Was	- 0.121946	[m ³]	Was	- 0.122	[m ³]	
W armature inf	Wai	-	[m ³]	Wai	- 0.141616	[m ³]	Wai	- 0.142	[m ³]	
W soletta inferiore	Wci	-	[m ³]	Wci	- 2.326757	[m ³]	Wci	- 0.901	[m ³]	
W acciaio superiore	Wss	- 0.085	[m ³]	Wss	- 0.156791	[m ³]	Wss	- 0.157	[m ³]	
W acciaio anima sup	Ws	- 0.088	[m ³]	Ws	- 0.164631	[m ³]	Ws	- 0.165	[m ³]	
W acciaio anima inf	Wi	0.088	[m ³]	Wi	0.099760	[m ³]	Wi	0.100	[m ³]	
W acciaio inferiore	Wii	0.085	[m ³]	Wii	0.096826	[m ³]	Wii	0.097	[m ³]	
Sx superiore	Sxs	0.03456	[m ³]	Sxs	0.056116	[m ³]	Sxs	0.05612	[m ³]	
Sx inferiore	Sxi	0.03456	[m ³]	Sxi	0.042883	[m ³]	Sxi	0.04288	[m ³]	

Concio tipo C3										
Sezione metallica										
Acciaio tipo	S 355									
fyk	355 [N/mm ²]					e	0.81			
Sezione tipo	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	J [mm ⁴]	Peso [kN/m]	c/t	classe elemento			
Piattabanda superiore	800	40	32'000	4.27E+06	2.51	9.50	3			
Anima	36	3'600	129'600	1.40E+11	10.17	98.89	3			
Piattabanda inferiore	900	60	54'000	1.62E+07	4.24	7.17	1			
Totali		3'700	215'600		16.92		3	classe sezione composta		
Caratteristiche armature nella soletta in cls										
φ [mm]	passo [m]	n	Area tot [m ²]							
26	0.2	28.00	0.0149			copriferro estradosso		0.06 m		
26	0.2	28.00	0.0149			copriferro intradosso		0.03 m		
						h predalles		0.06 m		
Caratteristiche geometriche e inerziali										
FASE 1 solo sezione metallica										
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]	
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	3.680	0.118	0.00000427	2.008	0.129	0.129	
Anima	0.036	3.600	0.1296	1.860	0.241	0.13996800	0.188	0.005	0.145	
Piattabanda inferiore	0.900	0.060	0.0540	0.030	0.002	0.00001620	- 1.642	0.146	0.146	
Totali		3.700	0.2156	1.672	0.360	0.13998847			0.4192	
FASE 2 n 15.9										
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]	
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	3.680	0.118	0.00000427	1.742	0.097	0.097	
Anima	0.036	3.600	0.1296	1.860	0.241	0.13996800	- 0.078	0.001	0.141	
Piattabanda inferiore	0.900	0.060	0.0540	0.030	0.002	0.00001620	- 1.908	0.196	0.197	
Soletta	-	0.240	-	3.880	-	-	1.942	-	-	
Soletta	-	0.240	-	3.880	-	-	1.942	-	-	
Armatura sup			0.0149	3.940	0.059	0.00001005	2.002	0.060	0.060	
Armatura inf			0.0149	3.790	0.056	0.00001005	1.852	0.051	0.051	
Totali		4.0000	0.2453	1.938	0.4754				0.5451	
FASE 3 n 6.16										
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]	
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	3.680	0.118	0.00000427	1.742	0.097	0.097	
Anima	0.036	3.600	0.1296	1.860	0.241	0.13996800	- 0.078	0.001	0.141	
Piattabanda inferiore	0.900	0.060	0.0540	0.030	0.002	0.00001620	- 1.908	0.196	0.197	
Soletta	-	0.240	-	3.880	-	-	1.942	-	-	
Soletta	-	0.240	-	3.880	-	-	1.942	-	-	
Armatura sup			0.0149	3.940	0.059	0.00001005	2.002	0.060	0.060	
Armatura inf			0.0149	3.790	0.056	0.00001005	1.852	0.051	0.051	
Totali		4.0000	0.2453	1.938	0.4754				0.5451	
FASE 1 FASE 2 FASE 3										
Momento d'inerzia	JG	0.419	[m ⁴]	JG	0.545060	[m ⁴]	JG	0.545	[m ⁴]	
Area	A	0.216	[m ²]	A	0.245332	[m ²]	A	0.245	[m ²]	
W soletta superiore	Wcs	-	[m ³]	Wcs	- 4.202080	[m ³]	Wcs	- 1.628	[m ³]	
W armature sup	Was	-	[m ³]	Was	- 0.272201	[m ³]	Was	- 0.272	[m ³]	
W armature inf	Wai	-	[m ³]	Wai	- 0.294242	[m ³]	Wai	- 0.294	[m ³]	
W soletta inferiore	Wci	-	[m ³]	Wci	- 4.755465	[m ³]	Wci	- 1.842	[m ³]	
W acciaio superiore	Wss	- 0.207	[m ³]	Wss	- 0.309268	[m ³]	Wss	- 0.309	[m ³]	
W acciaio anima sup	Ws	- 0.211	[m ³]	Ws	- 0.316450	[m ³]	Ws	- 0.316	[m ³]	
W acciaio anima inf	Wi	0.260	[m ³]	Wi	0.290299	[m ³]	Wi	0.290	[m ³]	
W acciaio inferiore	Wii	0.251	[m ³]	Wii	0.281310	[m ³]	Wii	0.281	[m ³]	
Sx superiore	Sxs	0.06426	[m ³]	Sxs	0.113064	[m ³]	Sxs	0.11306	[m ³]	
Sx inferiore	Sxi	0.08866	[m ³]	Sxi	0.103009	[m ³]	Sxi	0.10301	[m ³]	

Concio tipo C4										
Sezione metallica										
Acciaio tipo	S 355									
fyk	355 [N/mm ²]					e	0.81			
Sezione tipo	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	J [mm ⁴]	Peso [kN/m]	c/t	classe elemento			
Piattabanda superiore	800	40	32'000	4.27E+06	2.51	9.50	3			
Anima	24	2'420	58'080	2.83E+10	4.56	99.17	3			
Piattabanda inferiore	800	40	32'000	4.27E+06	2.51	9.50	3			
Totali		2'500	122'080		9.58		3	classe sezione composta		
Caratteristiche armature nella soletta in cls										
φ [mm]	passo [m]	n	Area tot [m ²]							
26	0.2	28.00	0.0149			copriferro estradosso		0.06 m		
20	0.2	28.00	0.0149			copriferro intradosso		0.03 m		
						h predalles		0.06 m		
Caratteristiche geometriche e inerziali										
FASE 1 solo sezione metallica										
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]	
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	2.480	0.079	0.00000427	1.230	0.048	0.048	
Anima	0.024	2.420	0.0581	1.250	0.073	0.02834498	-	-	0.028	
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 1.230	0.048	0.048	
Totali		2.500	0.1221	1.250	0.153	0.02835351			0.1252	
FASE 2 n 15.9										
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]	
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	2.480	0.079	0.00000427	0.953	0.029	0.029	
Anima	0.024	2.420	0.0581	1.250	0.073	0.02834498	- 0.277	0.004	0.033	
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 1.507	0.073	0.073	
Soletta	-	0.240	-	2.680	-	-	1.153	-	-	
Soletta	-	0.240	-	2.680	-	-	1.153	-	-	
Armatura sup			0.0149	2.740	0.041	0.00001005	1.213	0.022	0.022	
Armatura inf			0.0149	2.590	0.039	0.00000352	1.063	0.017	0.017	
Totali		2.8000	0.1518	1.527	0.2318				0.1732	
FASE 3 n 6.16										
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]	
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	2.480	0.079	0.00000427	0.953	0.029	0.029	
Anima	0.024	2.420	0.0581	1.250	0.073	0.02834498	- 0.277	0.004	0.033	
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 1.507	0.073	0.073	
Soletta	-	0.240	-	2.680	-	-	1.153	-	-	
Soletta	-	0.240	-	2.680	-	-	1.153	-	-	
Armatura sup			0.0149	2.740	0.041	0.00001005	1.213	0.022	0.022	
Armatura inf			0.0149	2.590	0.039	0.00000352	1.063	0.017	0.017	
Totali		2.8000	0.1518	1.527	0.2318				0.1732	
FASE 1 FASE 2 FASE 3										
Momento d'inerzia	JG	0.125	[m ⁴]	JG	0.173231	[m ⁴]	JG	0.173	[m ⁴]	
Area	A	0.122	[m ²]	A	0.151812	[m ²]	A	0.152	[m ²]	
W soletta superiore	Wcs	-	[m ³]	Wcs	- 2.163902	[m ³]	Wcs	- 0.838	[m ³]	
W armature sup	Was	-	[m ³]	Was	- 0.142827	[m ³]	Was	- 0.143	[m ³]	
W armature inf	Wai	-	[m ³]	Wai	- 0.162984	[m ³]	Wai	- 0.163	[m ³]	
W soletta inferiore	Wci	-	[m ³]	Wci	- 2.666708	[m ³]	Wci	- 1.033	[m ³]	
W acciaio superiore	Wss	- 0.100	[m ³]	Wss	- 0.178061	[m ³]	Wss	- 0.178	[m ³]	
W acciaio anima sup	Ws	- 0.103	[m ³]	Ws	- 0.185696	[m ³]	Ws	- 0.186	[m ³]	
W acciaio anima inf	Wi	0.103	[m ³]	Wi	0.116487	[m ³]	Wi	0.116	[m ³]	
W acciaio inferiore	Wii	0.100	[m ³]	Wii	0.113436	[m ³]	Wii	0.113	[m ³]	
Sx superiore	Sxs	0.03936	[m ³]	Sxs	0.064323	[m ³]	Sxs	0.06432	[m ³]	
Sx inferiore	Sxi	0.03936	[m ³]	Sxi	0.048228	[m ³]	Sxi	0.04823	[m ³]	

Concio tipo C5									
Sezione metallica									
Acciaio tipo	S 355								
f _{yk}	355 [N/mm ²]			€	0.81				
Sezione tipo	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	J [mm ⁴]	Peso [kN/m]	c/t	classe elemento		
Piattabanda superiore	600	40	24'000	3.20E+06	1.88	7.00	1		
Anima	22	2'420	53'240	2.60E+10	4.18	108.18	4		
Piattabanda inferiore	800	40	32'000	4.27E+06	2.51	9.50	3		
Totali		2'500	109'240		8.58		4 classe sezione composta		
Caratteristiche armature nella soletta in cls									
φ [mm]	passo [m]	n	Area tot [m ²]						
16	0.2	28.00	0.0056	copriferro estradosso		0.06 m			
16	0.2	28.00	0.0056	copriferro intradosso		0.03 m			
				h predalles		0.06 m			
Caratteristiche geometriche e inerziali									
FASE 1 solo sezione metallica									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.600	0.040	0.0240	2.480	0.060	0.00000320	1.320	0.042	0.042
Anima	0.022	2.420	0.0532	1.250	0.067	0.02598289	0.090	0.000	0.026
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 1.140	0.042	0.042
Totali		2.500	0.1092	1.160	0.127	0.02599036			0.1098
FASE 2 n 15.9									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.600	0.040	0.0240	2.480	0.060	0.00000320	0.648	0.010	0.010
Anima	0.022	2.420	0.0532	1.250	0.067	0.02598289	- 0.582	0.018	0.044
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 1.812	0.105	0.105
Soletta	2.500	0.240	0.0377	2.680	0.101	0.00018113	0.848	0.027	0.027
Soletta	2.500	0.240	0.0377	2.680	0.101	0.00018113	0.848	0.027	0.027
Armatura sup			0.0056	2.740	0.015	0.00000144	0.908	0.005	0.005
Armatura inf			0.0056	2.590	0.015	0.00000144	0.758	0.003	0.003
Totali		2.8000	0.1960	1.832	0.3590				0.2217
FASE 3 n 6.16									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.600	0.040	0.0240	2.480	0.060	0.00000320	0.327	0.003	0.003
Anima	0.022	2.420	0.0532	1.250	0.067	0.02598289	- 0.903	0.043	0.069
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 2.133	0.146	0.146
Soletta	2.500	0.240	0.0974	2.680	0.261	0.00046753	0.527	0.027	0.028
Soletta	2.500	0.240	0.0974	2.680	0.261	0.00046753	0.527	0.027	0.028
Armatura sup			0.0056	2.740	0.015	0.00000144	0.587	0.002	0.002
Armatura inf			0.0056	2.590	0.015	0.00000144	0.437	0.001	0.001
Totali		2.8000	0.3153	2.153	0.6788				0.2756
		FASE 1		FASE 2		FASE 3			
Momento d'inerzia	JG	0.110	[m ⁴]	JG	0.221682	[m ⁴]	JG	0.276	[m ⁴]
Area	A	0.109	[m ²]	A	0.195971	[m ²]	A	0.315	[m ²]
W soletta superiore	Wcs	-	[m ³]	Wcs	- 3.640525	[m ³]	Wcs	- 2.623	[m ³]
W armature sup	Was	-	[m ³]	Was	- 0.244090	[m ³]	Was	- 0.469	[m ³]
W armature inf	Wai	-	[m ³]	Wai	- 0.292381	[m ³]	Wai	- 0.630	[m ³]
W soletta inferiore	Wci	-	[m ³]	Wci	- 4.840374	[m ³]	Wci	- 4.170	[m ³]
W acciaio superiore	Wss	- 0.082	[m ³]	Wss	- 0.331762	[m ³]	Wss	- 0.794	[m ³]
W acciaio anima sup	Wsa	- 0.084	[m ³]	Wsa	- 0.352886	[m ³]	Wsa	- 0.897	[m ³]
W acciaio anima inf	Wsi	0.098	[m ³]	Wsi	0.123720	[m ³]	Wsi	0.130	[m ³]
W acciaio inferiore	Wii	0.095	[m ³]	Wii	0.121018	[m ³]	Wii	0.128	[m ³]
Sx superiore	Sxs	0.03168	[m ³]	Sxs	0.088953	[m ³]	Sxs	0.11632	[m ³]
Sx inferiore	Sxi	0.03648	[m ³]	Sxi	0.057978	[m ³]	Sxi	0.06825	[m ³]

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 CARICHI AGENTI IN FASE 1

6.1.1 Peso proprio

Il peso proprio dei concetti in acciaio dell'impalcato si è ricavato considerando il peso specifico dell'acciaio pari a 7850 daN/m^3 con riferimento alla sezione media di ciascun sottoelemento.

Il peso proprio della soletta risulta equamente distribuita tra le 2 travi con un'azione pari a 42.20 kN/m .

6.2 CARICHI AGENTI IN FASE 2

6.2.1 Sovraccarichi permanenti portati

Si sono considerati i seguenti carichi permanenti:

Pavimentazione	$g1 = 18 \text{ kN/m}^3 \times 0.11 \text{ m} \times 9.75 \text{ m} =$	19.30 kN/m
Marciaipiedi	$g2 = 2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.17 \text{ m} \times 0.75 \text{ m} =$	6.375 kN/m
Veletta	$g3 = 2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.5 \text{ m} \times 0.05 \text{ m} =$	1.25 kN/m
Guard rail	$g4 = 2 \times 2 \text{ kN/m} =$	4 kN/m

Il carico totale su ogni trave è quindi pari a circa 15.50 kN/m .

6.2.2 Ritiro

Il calcolo delle deformazioni da ritiro (a tempo infinito) viene effettuato in accordo alla UNI EN 1992-1-1 come somma del ritiro da essiccamento e del ritiro autogeno. Si assume come soggetta a ritiro l'area della soletta corrispondente al getto in c.a. Si assume:

$A_c = 3.38 \text{ m}^2$ (superficie elemento)

$u = 23.1 \text{ m}$ (perimetro a contatto con l'atmosfera)

$RH = 80\%$ (umidità relativa)

Dal calcolo, riportato nel foglio Excel seguente, si ottiene:

$\epsilon_s(t_0, \infty) = 3.3 \text{ E-04}$ (deformazione totale da ritiro)

Calcolo del ritiro			
Caratteristiche del materiale			
Resistenza cilindrica cls	fck	35 [N/mm ²]	
Resistenza cilindrica media cls	fcm	43 [N/mm ²]	
Classe cemento		R	
Calcolo del ritiro da essiccamento			
Coefficiente dalla classe di cemento	α_{ds1}	6	cfr: annex B EC2
Coefficiente dalla classe di cemento	α_{ds2}	0.11	
	fcmo	10 [N/mm ²]	
Percentuale ambientale di umidità	RH	80%	
	β_{RH}	0.756	
Ritiro nominale da essiccamento			
$\epsilon_{cd,0} = 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{fcm}{fcmo}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} =$		0.00035256	
			ho kh
Area sezione cls	Ac	3.38 [m ²]	100 1
Perimetro a contatto con atmosfera	u	23.1 [m]	200 0.85
Dimensione teorica	ho	292 [mm]	300 0.75
Coefficiente kh	kh	0.76	500 0.7
Età del cls al tempo considerato	t	20833 giorni	EC2 3.3.2
Età del cls ad inizio essiccamento	ts	1 giorno	
	β_{dc}	1.000	
Deformazione per ritiro da essiccamento	ϵ_{cd}	0.00026717	
Calcolo del ritiro autogeno			
Ritiro nominale autogeno	ϵ_{ca}	0.0000625	
	β_{as}	1.000	
Deformazione per ritiro autogeno	ϵ_{ca}	0.00006250	
Deformazione totale da ritiro	ϵ_{CS}	0.00032967	

6.2.2.1 Effetto isostatico ritiro

Alla sollecitazione di ritiro, corrisponde sulla soletta uno sforzo (trazione) pari a:

$$\sigma_R = \epsilon_S \times E_s / n_{Lr} = 0.00033 \times 210'000 / 15.9 = 4.35 \text{ Mpa}$$

e sulla singola trave (n° travi = 2) una azione N (compressione) eccentrica pari a:

$$N_R = \sigma_R \times A_c / 2 = 4.35 \times 3'000'000 / 2 = 6'525 \text{ kN}$$

Il momento dovuto alla eccentricità di N rispetto al baricentro della sezione composta è calcolato sulla base della distanza baricentro trave - baricentro soletta, secondo la seguente formula:

$$M_R = N_R \times e$$

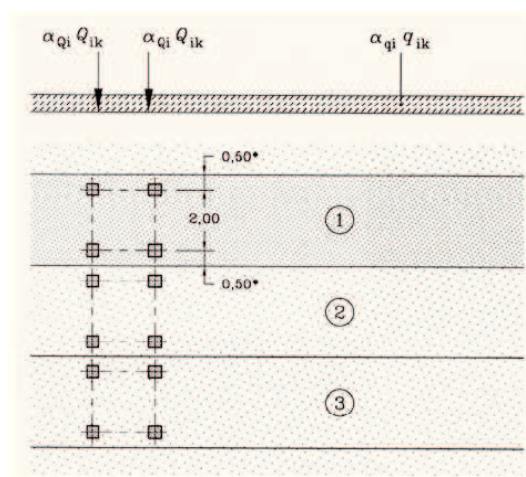
6.3 CARICHI AGENTI IN FASE 3

6.3.1 Carichi mobili q1

I carichi da traffico transitanti sui ponti sono definiti nel DM 2008. Si fa riferimento in particolare ai ponti di I categoria.

Nel caso in esame, la carreggiata, di larghezza utile pari a 9.75 m, è in grado di ospitare 3 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.0 m. La parte rimanente risulta quindi pari a 0.75 m.

Per le verifiche globali dell'impalcato si utilizza lo schema di carico 1, mostrato in figura, composto da due sistemi accoppiati: carichi concentrati su due assi in tandem avente ciascuno un peso pari a Q_{1k} , e un carico uniformemente distribuito, avente un peso per unità di superficie pari a q_{1k} .



In funzione del numero di corsie di volta in volta caricate, i valori di Q_{1k} e q_{1k} sono quelli riportati in tabella.

Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads Q_{1k} (kN)	q_{1k} (or q_{rk}) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{rk})	0	2,5

I carichi concentrati sono posizionati longitudinalmente e trasversalmente in modo da massimizzare gli effetti in funzione della generica sezione in esame e del tipo di azione interna cercata.

Per quanto riguarda la posizione trasversale del carico mobile, si considera una linea di influenza trasversale lineare (che, nel caso di due travi coincide con la linea di influenza della reazione in corrispondenza della trave in esame) con cui è immediato definire gli effetti della posizione trasversale dei carichi mobili (massima reazione con carico posizionato sulla zona positiva della linea di influenza). Considerando la simmetria dell'impalcato, risulta sufficiente analizzare solo la trave n° 1.

Per la ripartizione dei carichi sulle travi si è utilizzata la relativa applicazione del software Midas che, date le posizioni delle linee di carico, distribuisce le relative azioni.

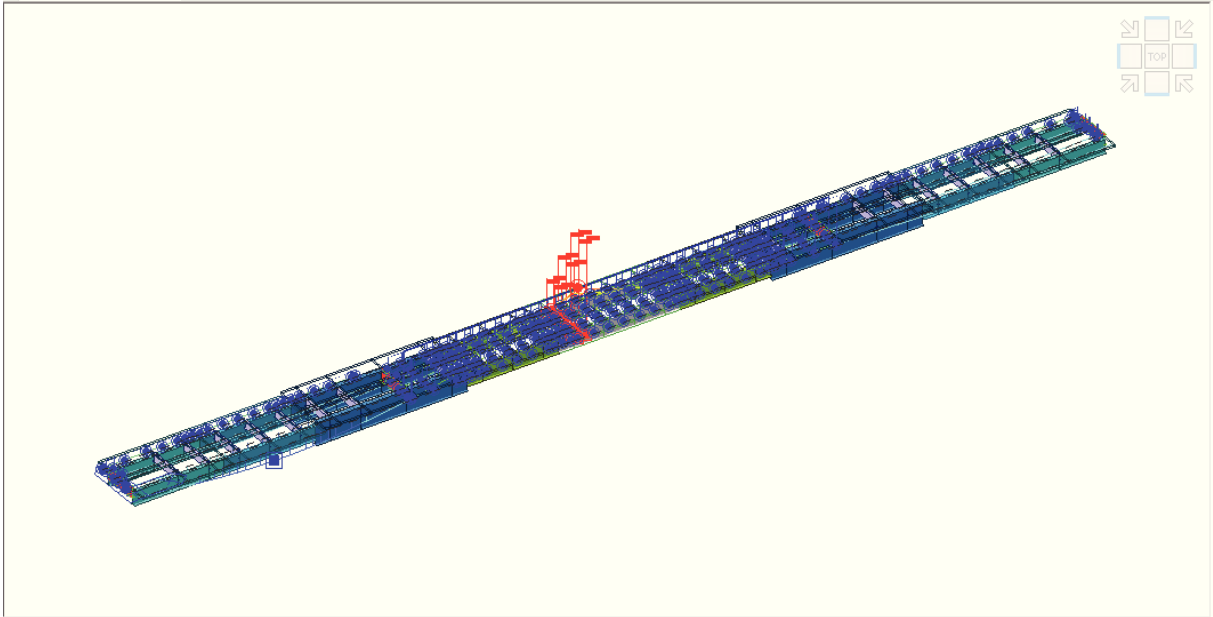


Figura 1: Esempio di ripartizione in cui sono evidenziate le linee di influenza dei carichi per il punto i-esimo

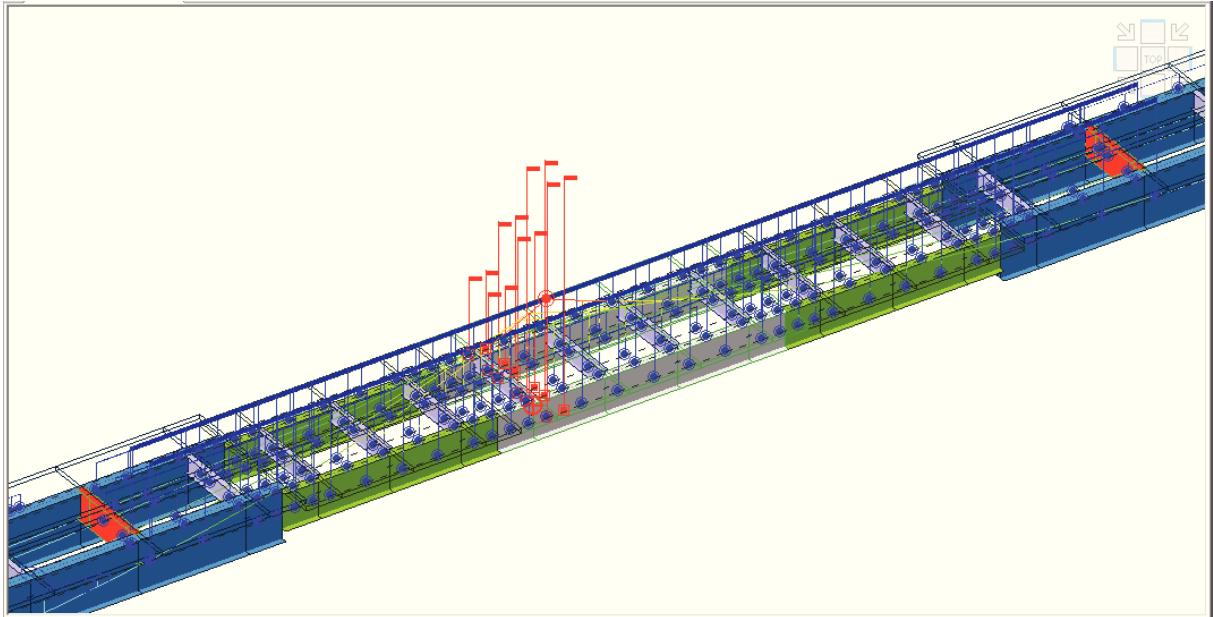


Figura 2: Particolare carichi mobili sul punto i-esimo

Al fine di validare il risultato ottenuto, si è proceduto ad una verifica parallela della ripartizione, che fornisce sulle travi le reazioni seguenti:

Sistema carichi concentrati Q_{1k} (3 corsie cariche – massima azione sulla trave 1)

$R_{1TS} = 437.5 \text{ kN}$ $R_{2TS} = 162.5 \text{ kN}$

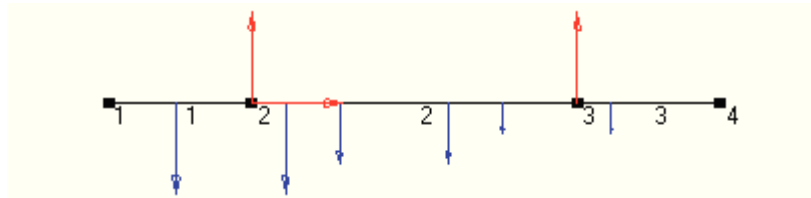


Figura 3: schema statico

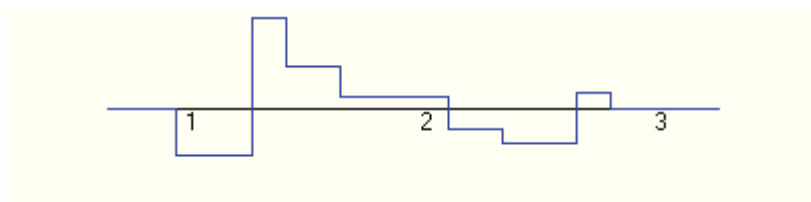


Figura 4: Taglio

Nodi e reazioni vincolari

Nodo 1	(0, 0) m		
Nodo 2	(2.625, 0) m	Vincolo col terreno: Cerniera	
	$R_x = 0 \text{ kN}$ $R_y = 437.5 \text{ kN}$		
Nodo 3	(8.625, 0) m	Vincolo col terreno: Appoggio	inclinazione 0°
	$R_x = 0 \text{ kN}$ $R_y = 162.5 \text{ kN}$		
Nodo 4	(11.25, 0) m		

Carichi concentrati

1 Trave: 1	Posizione= 1.25 m	$F_x=0 \text{ kN}$	$F_y=-150 \text{ kN}$	$C=0 \text{ kN}\cdot\text{m}$
2 Trave: 2	Posizione= 0.625 m	$F_x=0 \text{ kN}$	$F_y=-150 \text{ kN}$	$C=0 \text{ kN}\cdot\text{m}$
3 Trave: 2	Posizione= 1.625 m	$F_x=0 \text{ kN}$	$F_y=-100 \text{ kN}$	$C=0 \text{ kN}\cdot\text{m}$
4 Trave: 2	Posizione= 3.625 m	$F_x=0 \text{ kN}$	$F_y=-100 \text{ kN}$	$C=0 \text{ kN}\cdot\text{m}$
5 Trave: 2	Posizione= 4.625 m	$F_x=0 \text{ kN}$	$F_y=-50 \text{ kN}$	$C=0 \text{ kN}\cdot\text{m}$
6 Trave: 3	Posizione= 0.625 m	$F_x=0 \text{ kN}$	$F_y=-50 \text{ kN}$	$C=0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Sistema carichi distribuiti q_{1k} (la massima sollecitazione si ottiene con impalcato interamente caricato)

$R_{1UDL} = 32.9 \text{ kN/m}$ $R_{2UDL} = 10.97 \text{ kN/m}$

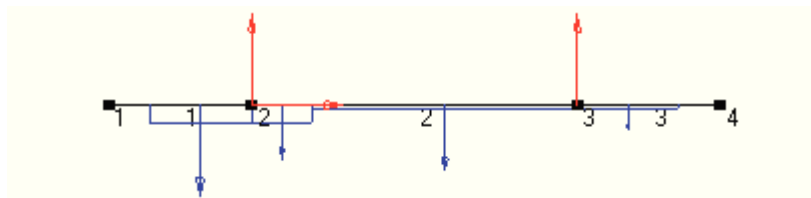


Figura 5: schema statico

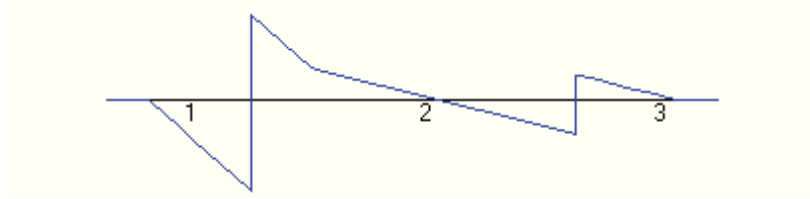


Figura 6: Taglio

Nodi e reazioni vincolari

Nodo 1 (0, 0) m
 Nodo 2 (2.625, 0) m
 $R_x = 0$ kN $R_y = 32.90$ kN
 Nodo 3 (8.625, 0) m
 $R_x = 0$ kN $R_y = 10.97$ kN
 Nodo 4 (11.25, 0) m

Vincolo col terreno: Cerniera

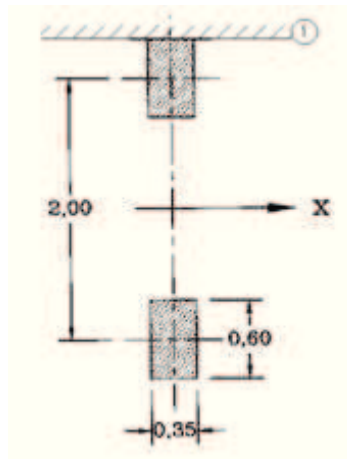
Vincolo col terreno: Appoggio inclinazione 0°

Carichi distribuiti

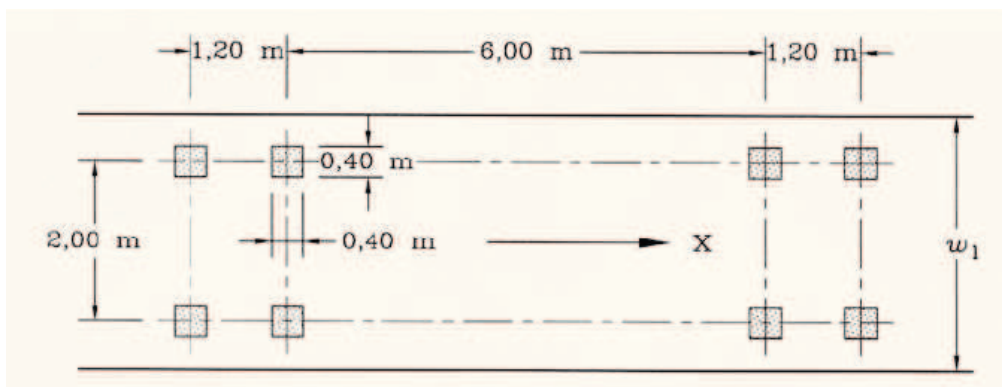
1 Trave: 1	Tra 0.75 m e 2.625 m	$p_x = 0$ kN/m	$p_y = -9$ kN/m
2 Trave: 2	Tra 0 m e 1.125 m	$p_x = 0$ kN/m	$p_y = -9$ kN/m
3 Trave: 2	Tra 1.125 m e 6 m	$p_x = 0$ kN/m	$p_y = -2.5$ kN/m
4 Trave: 3	Tra 0 m e 1.875 m	$p_x = 0$ kN/m	$p_y = -2.5$ kN/m

La verifica condotta sui momenti attesi risulta conforme con quanto ottenuto nel modello Midas.

Per le verifiche locali della soletta d'impalcato si ricorre invece allo schema di carico 2, mostrato in figura, composto da un veicolo ad un solo asse, avente un peso complessivo pari a 400 kN.



Per le verifiche a fatica dell'impalcato si ricorre infine al Modello di carico a fatica 3 (FLM3), mostrato in figura, composto da un veicolo a quattro assi, aventi ciascuno un peso pari a 120 kN.



6.3.2 Variazioni termiche

La valutazione delle azioni da variazioni termiche viene effettuata in base ai criteri contenuti nel DM 2008 e nelle norme UNI EN 1991-1-5 (gradiente).

6.3.2.1 Variazioni termiche uniformi ΔT_N

La componente uniforme è definita come differenza tra la temperatura media attuale dell'aria esterna T e quella iniziale alla data della costruzione T_o .

$$\Delta T_u = T - T_o$$

Sul territorio nazionale, i valori massimi e minimi di temperatura dell'aria esterna e il valore di T_o (DM 2008) sono definiti dai seguenti valori:

$$T_{\min} = -15^\circ\text{C}$$

$$T_{\max} = +45^\circ\text{C}$$

$$T_o = 15^\circ\text{C}$$

Da cui:

$$\Delta T_{u\max}(\text{exp}) = T_{\max} - T_o = 45 - 15 = 30^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{u\max}(\text{con}) = T_o - T_{\min} = 15 - (-15) = 30^\circ\text{C} \text{ ovvero:}$$

$$\Delta T_u = \pm 30^\circ\text{C}$$

Tali variazioni vanno considerate per calcolare le deformazioni delle travi principali che appoggi e giunti devono assorbire.

DEFORMAZIONI TRASVERSALI			
Variazioni termiche			
ΔT	60	$^\circ\text{C}$	
Lunghezza impalcato	6	m	
k dilatazione cls	0.00001		
ϵ	0.0006		
ΔL	0.0036	m	0.36 cm

DEFORMAZIONI LONGITUDINALI			
Variazioni termiche			
ΔT	60	°C	
Lunghezza impalcato	160	m	
k dilatazione cls	0.00001		
ϵ	0.0006		
ΔL	0.096	m	9.60 cm

6.3.2.2 Variazioni termiche lineari ΔT_M

In accordo alla EN 1991-1-1-5 si adotta un gradiente termico discontinuo corrispondente a una differenza di temperatura di +/- 10°C tra la soletta in cls e la trave in acciaio e si procede al calcolo delle sollecitazioni come nel caso del ritiro, visto in precedenza.

Effetto isostatico gradiente termico

Alla sollecitazione da gradiente termico, corrisponde sulla soletta uno sforzo (trazione/compressione) pari a

$$\sigma_T = \alpha \times \Delta T \times E_c = 0.00001 \times 10 \times 34'077 = 3.4 \text{ Mpa}$$

e sulla singola trave (n° travi = 2) una azione N (compressione/trazione) eccentrica pari a

$$N_T = \sigma_T A_c / 2 = 3.4 \times 3'380'000 / 2 = 5'750 \text{ kN}$$

Il momento dovuto alla eccentricità di N rispetto al baricentro della sezione composta è calcolato sulla base della distanza baricentro trave - baricentro soletta. Nel caso in esame risulta:

$$M_R = N_R \times e$$

6.3.3 Frenatura

La forza di frenatura, valutata in accordo alla norma UNI EN 1991-2, è data da un'azione longitudinale funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1. La sua intensità è pari a:

$$Q_{lk} = 0.6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L$$

Dove:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3.0 \text{ m}$$

$$L = 160 \text{ m}$$

Tale valore deve inoltre risultare: $180 < Q_{lk} < 900 \text{ kN}$

$$Q_{lk} = 0.6 \times (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 160 = 792 \text{ kN}$$

Si distribuisce la forza sulla travata; considerando la rigidità della soletta nel suo piano, si assume che la forza calcolata si ripartisca sulle due travi. Si ha quindi (su una trave)

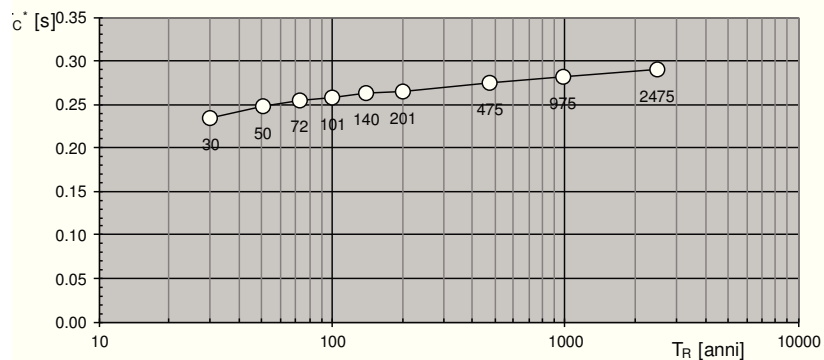
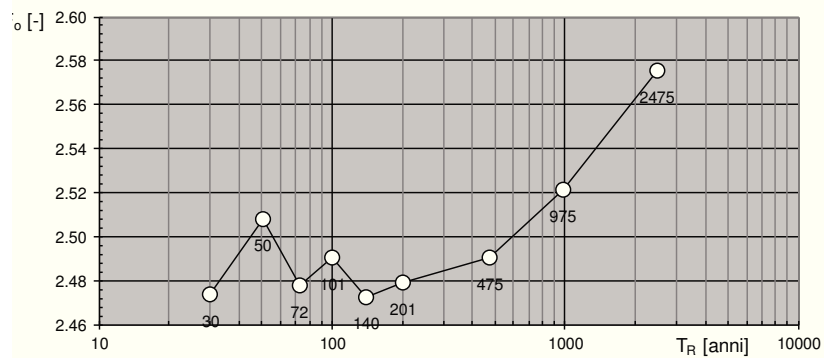
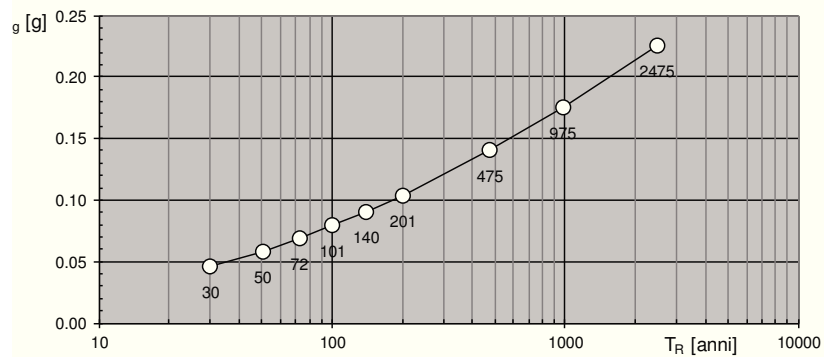
$$q_h = 792 / 2 / 160 = 2.475 \text{ kN/m}$$

6.3.4 Azioni sismiche

Con riferimento a quanto espresso nel DM 14/01/2008 nei capitoli 3.2 e 7.9 si procede al calcolo delle azioni sismiche.

Il ponte è situato nelle vicinanze di Monticiano in provincia di Siena, in zona sismica di categoria 3. I parametri del luogo sono i seguenti:

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



La struttura in oggetto è un ponte di importanza strategica con classe d'uso IV, pertanto la vita nominale del ponte è maggiore o uguale a 200 anni. Di conseguenza sono stati ricavati i parametri a_g , F_o , T_C^* relativi a tale periodo di ritorno.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno S

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.085	2.481	0.260
SLD	201	0.104	2.479	0.264
SLV	1898	0.210	2.560	0.287
SLC	2475	0.226	2.575	0.289

7 IMPALCATO - RISULTATI DELL'ANALISI

Per il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione interna sono stati analizzati diversi modelli di calcolo in Midas, con i quali sono state schematizzate le diverse fasi costruttive e di comportamento della struttura che costituisce l'opera in esame. Si definiscono di seguito i modelli esaminati con le relative condizioni di carico.

Modello 1 (Fase 1)

$n = \infty \Rightarrow$ solo trave metallica

Condizioni di carico elementari considerate:

Peso proprio struttura

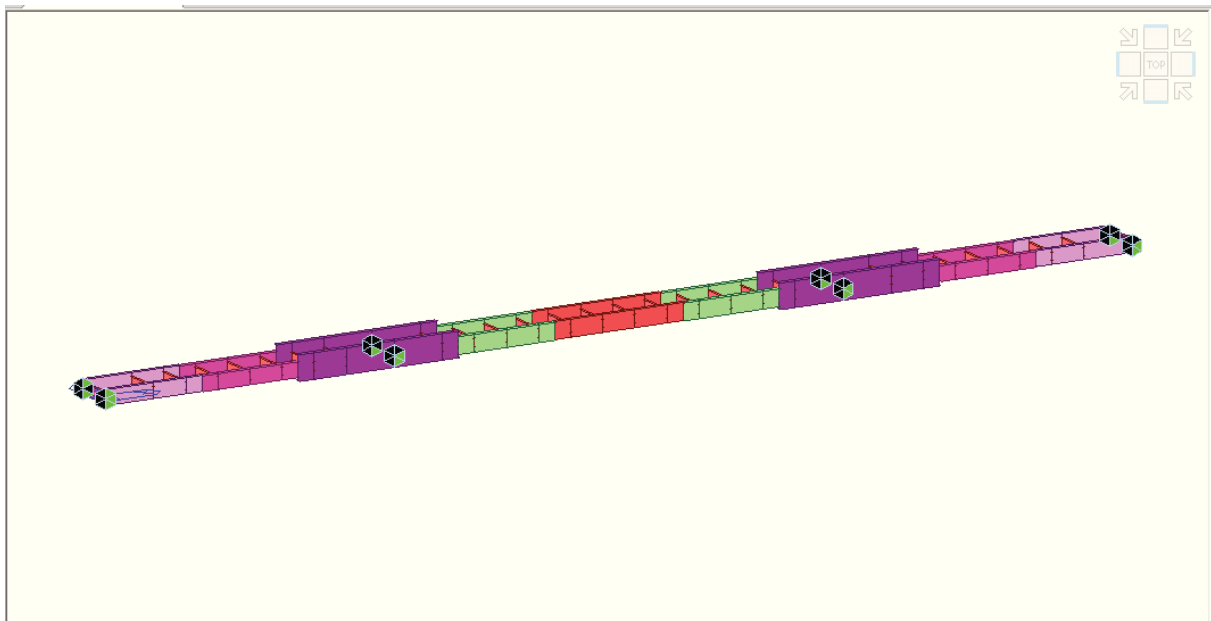


Figura 7: Modello Midas - Fase 1

Modello 2 (Fase 2)

$n = n_L \Rightarrow$ trave metallica + soletta

Condizioni di carico elementari considerate:

Carichi permanenti portati

Azioni dovute al terreno

Ritiro del calcestruzzo

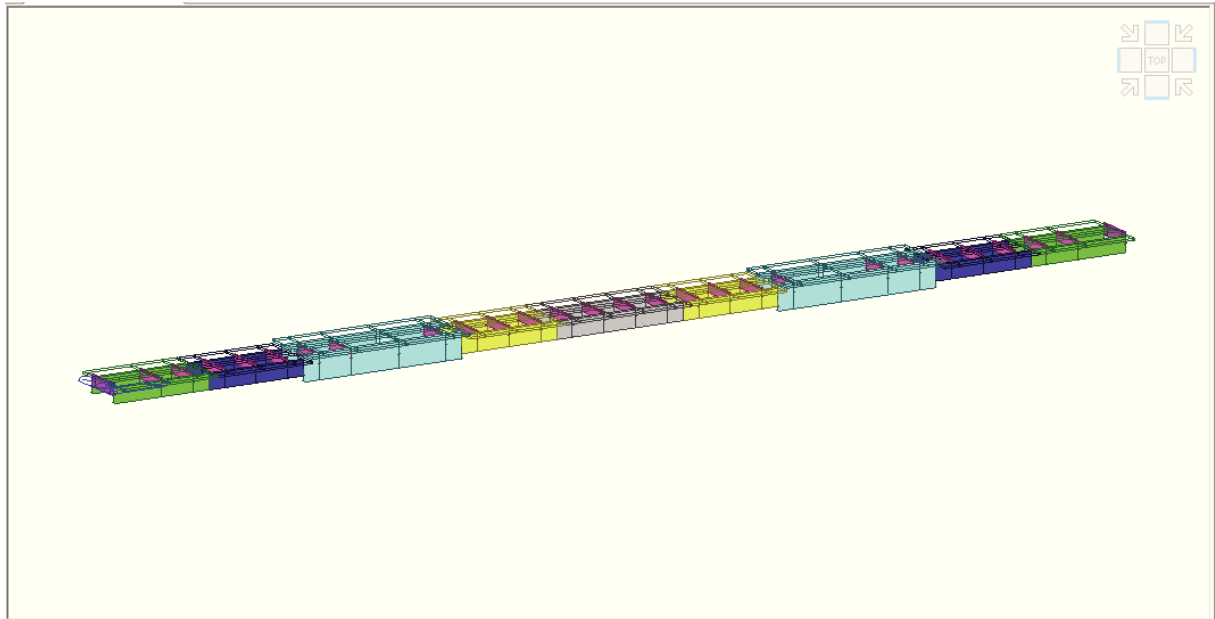


Figura 8: Modello Midas - Fase 2

Modello 3 (Fase 3)

$n = n_0 \Rightarrow$ trave metallica + soletta

Condizioni di carico elementari considerate:

Carichi mobili sistema TS

Carichi mobili sistema UDL

Gradiente termico

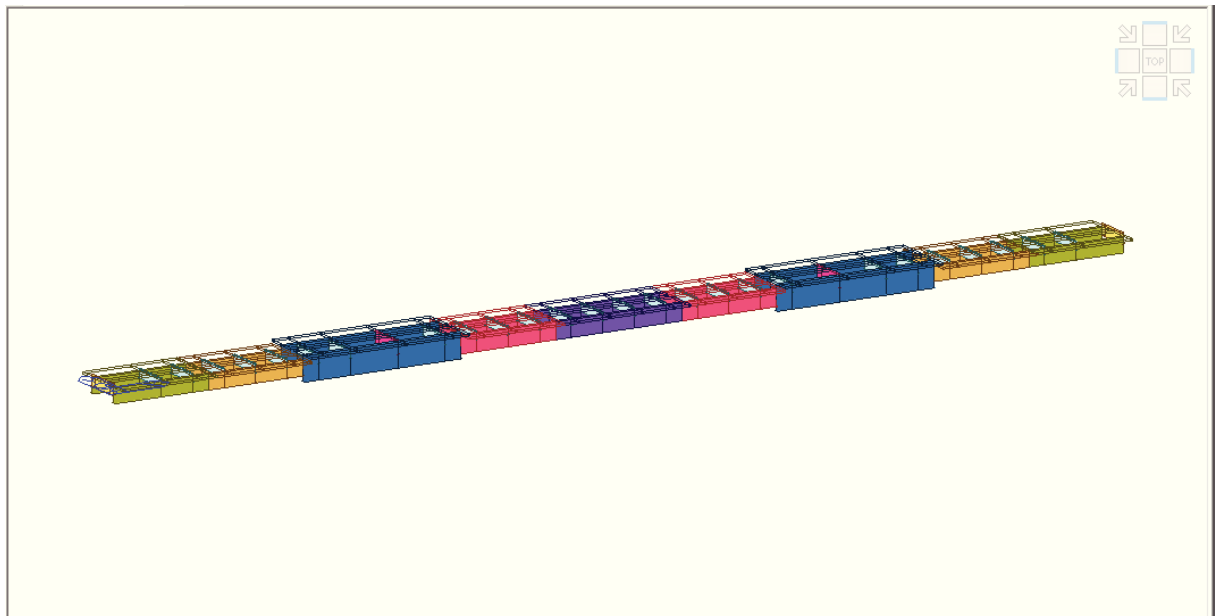
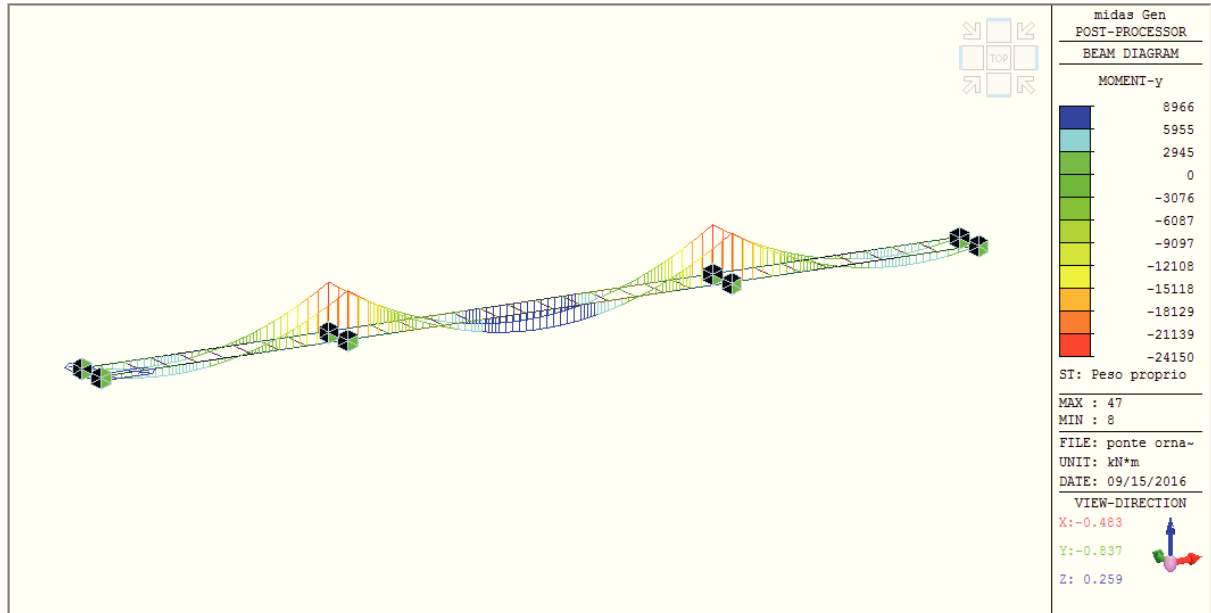


Figura 9: Modello Midas - Fase 3

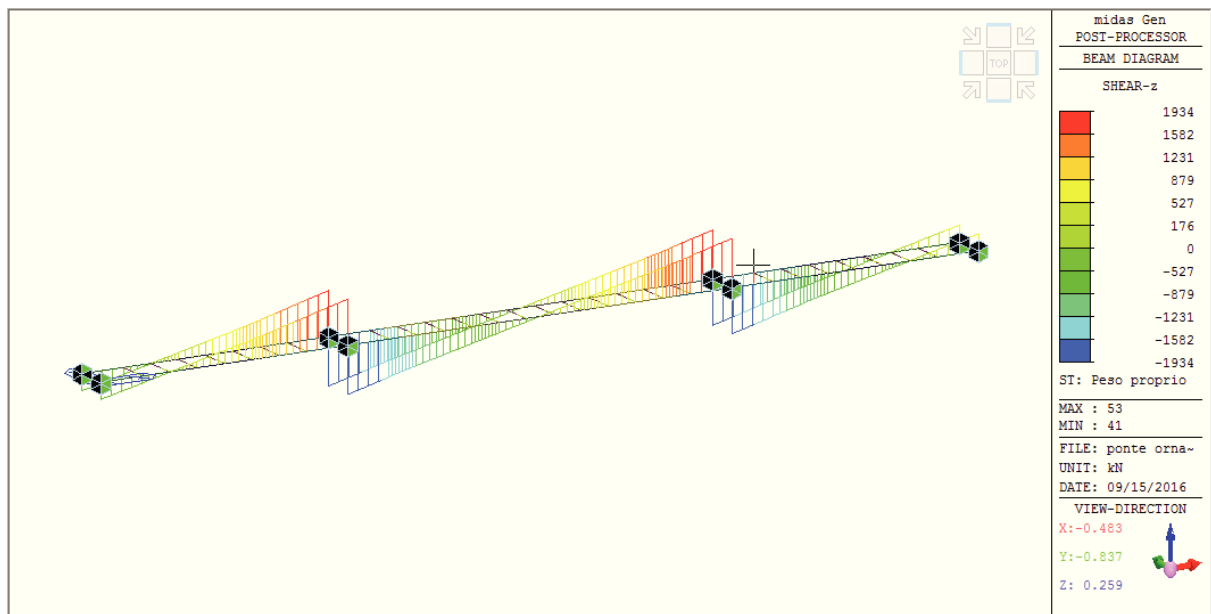
Di seguito si riportano sinteticamente le sollecitazioni utilizzate per le combinazioni e le verifiche mediante i diagrammi delle azioni interne per ciascuna condizione di carico esaminata.

7.1 FASE 1

7.1.1 Peso proprio – Momento flettente

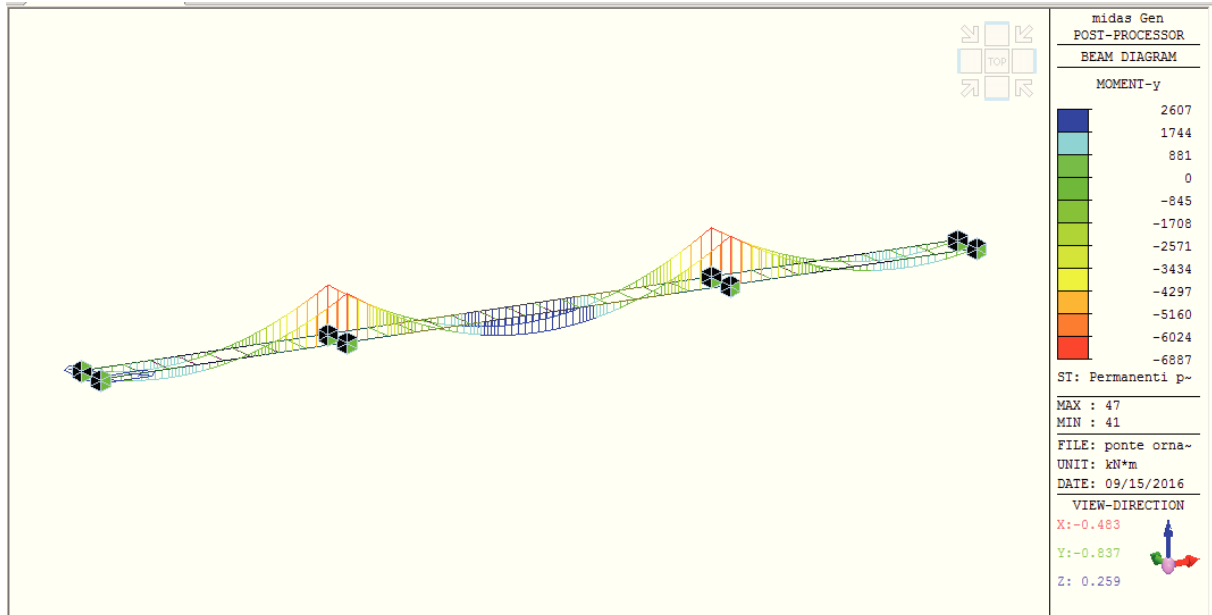


7.1.2 Peso proprio – Taglio

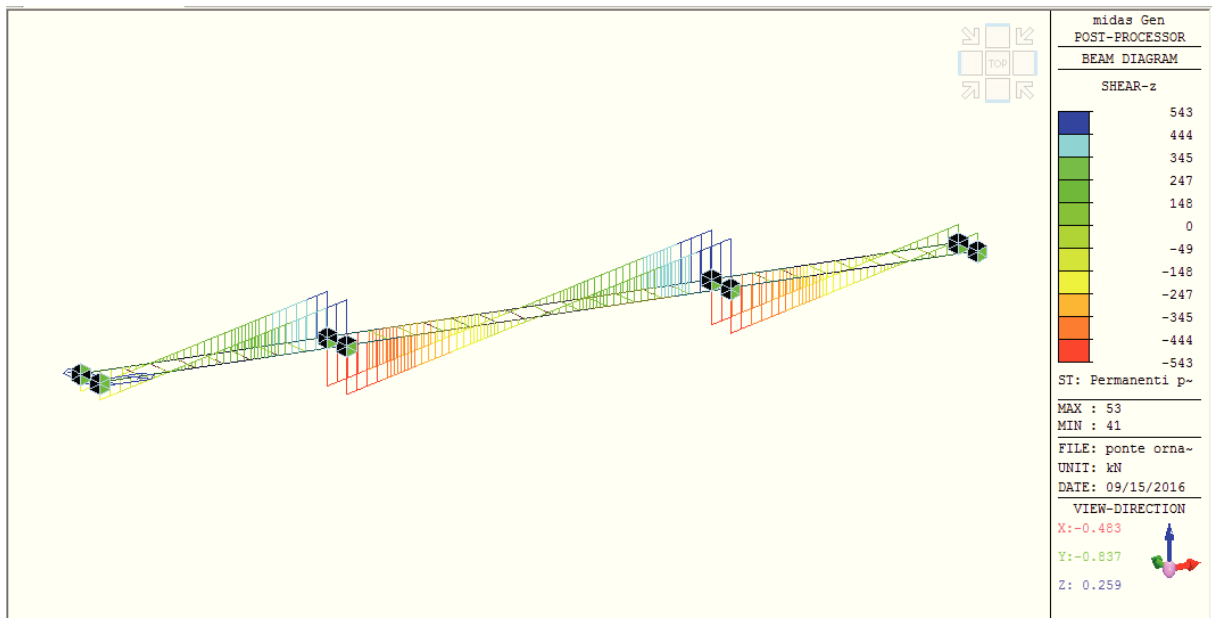


7.2 FASE 2

7.2.1 Permanenti – Momento flettente

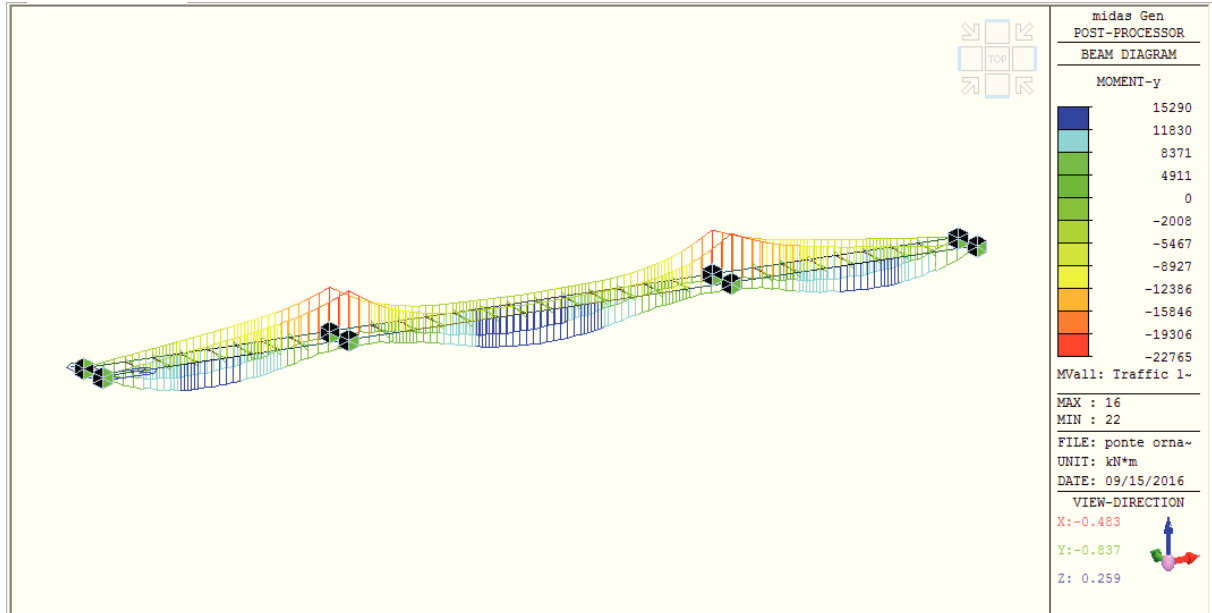


7.2.2 Permanenti – Taglio

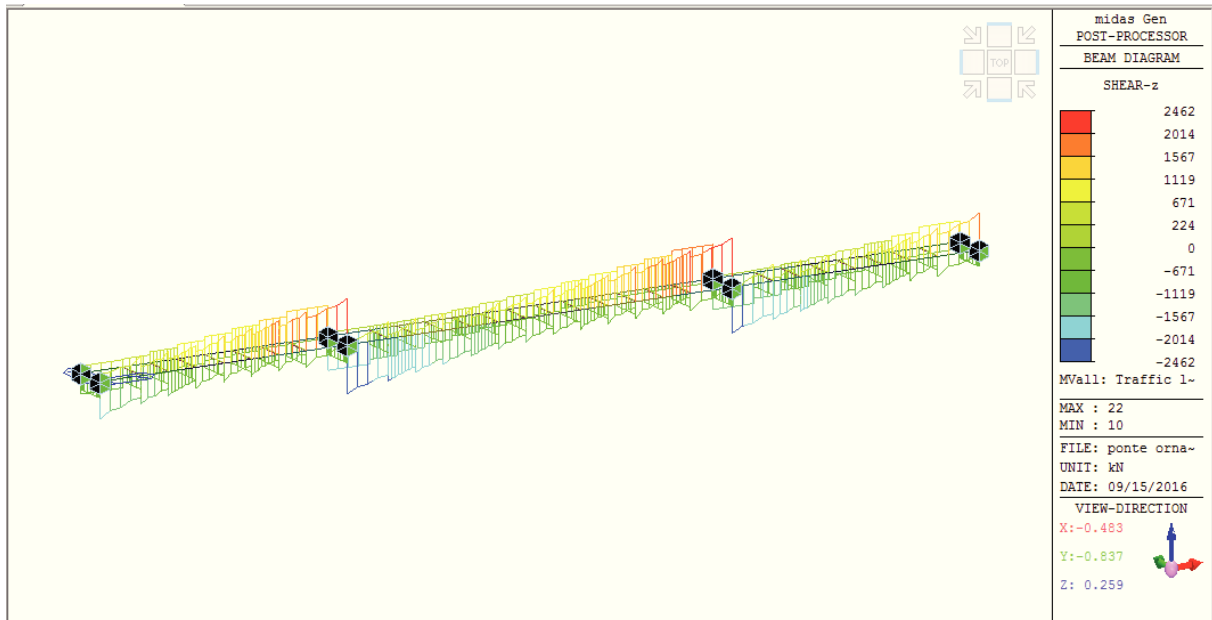


7.3 FASE 3

7.3.1 Traffico mobile – Momento flettente



7.3.2 Traffico mobile – Taglio



8 IMPALCATO – COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano nel seguito le combinazioni di carico considerate per il calcolo dell'impalcato allo SLU e allo SLE, definite in accordo al DM 2008 e calcolate nel seguito per le sezioni di verifica.

Notazioni:

G_{1k} = Val.caratt. carico perm. (PP)

G_{2k} = Val.caratt. carico perm. non strutturale

TS = Val.caratt. sistema tandem (schema 1)

UDL = Val.caratt. car. traff.distrib. (schema 1)

Q_k = Val.caratt. tot. az. traffico (TS+UDL+qf)

S = Val. caratt. azioni da ritiro

T_k = Val. caratt. azioni da variazione termica

8.1 COMBINAZIONI DI CARICO SLU

8.1.1 Combinazione fondamentale (carico da traffico dominante)

$$\gamma_{G1} \times G_{1k} + \gamma_{G2} \times G_{2k} + \gamma_{G3} \times G_{3k} + \gamma_Q \times Q_{1k} + \sum_i \gamma_i \times \Psi_{oi} \times Q_i$$

Combinazioni di verifica

$$1.35 (1.00) \times G_{1k} + 1.35 (1.00) \times G_{2k} + 1.35 (1.00) \times G_{3k} + 1.35 (0.00) \times Q_k + 1.2 (0.00) \times S + 1.2 \times 0.6 (0.00) \times T$$

8.1.2 Combinazione fondamentale (sismica)

$$E + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + \sum_i \Psi_{2i} \times Q_i$$

Combinazioni di verifica

$$E + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + 0.2 \times (TS + UDL + folla)$$

8.2 COMBINAZIONI DI CARICO SLE

Si sviluppano analogamente le condizioni a SLE che saranno utilizzate per il calcolo delle azioni a SLE.

8.2.1 Combinazione caratteristica (rara) (carico da traffico dominante)

$$G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + Q_{1k} + \sum_i \Psi_{oi} \times Q_i$$

Combinazioni di verifica

$$G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + 1.00 (0.00) \times Q_k + 1.00 (0.00) \times S + 0.6 (0.00) \times T$$

8.2.2 Combinazione frequente (carico da traffico dominante)

$$G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + \Psi_1 \times Q_{1k} + \sum_i \Psi_{2i} \times Q_i$$

Combinazioni di verifica

$$G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + 0.75/0.40 (0.00) \times Q_k + 1.00 (0.00) \times S + 0.5 (0.00) \times T$$

8.2.3 Combinazione quasi-permanente

$$G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + \sum_i \Psi_{2i} \times Q_i$$

Combinazioni di verifica

$$G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + 1.00 (0.00) \times S + 0.5 (0.00) \times T$$

9 VERIFICHE IMPALCATO

9.1 VERIFICHE IMPALCATO IN FASE 1

Le verifiche delle membrature sono effettuate in automatico dal software Midas, che sono riassunte nella tabella successiva:


CHK	MEMB	SECT	SE	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N_Ed	MbEd	MyEd	MzEd
				COM	SHR		Material	Fy	Lb	Lz	Kz	Bmz	N_Rd	Mb_Rd
OK	234	12	☐	Acciaio concio 1		1	2.50000	45.0000	1.000	0.992	0.00000	5549.23	5594.94	0.00000
	0.239	0.032		S355	355000		0.00000	5.00000	1.000	1.000	34702.1	0.00000	23430.9	2052.70
OK	6	13	☐	Acciaio concio 2		1	2.50000	45.0000	1.000	0.885	0.00000	-4719.6	-5334.1	0.00000
	0.185	0.200		S355	355000		0.00000	5.00000	1.000	1.000	38840.4	0.00000	28804.0	2887.14
OK	53	14	☐	Acciaio concio 3		1	7.50000	70.0000	1.000	0.890	0.00000	-29790	-33455	0.00000
	0.507	0.192		S355	335000		0.00000	5.00000	1.000	1.000	68786.7	0.00000	65940.1	3804.23
OK	21	15	☐	Acciaio concio 4		1	2.50000	70.0000	1.000	0.919	0.00000	-10315	-11221	0.00000
	0.331	0.289		S355	355000		0.00000	5.00000	1.000	1.000	41274.7	0.00000	33858.0	2887.44
OK	47	16	☐	Acciaio concio 5		1	5.00000	70.0000	1.000	1.000	0.00000	11349.6	11349.6	0.00000
	0.450	0.032		S355	355000		0.00000	5.00000	1.000	1.000	36933.5	0.00000	25194.1	1959.61

Lo sfruttamento del materiale è ben riassunto nell'immagine seguente, che mostra come le zone di appoggio sulle pile risultino le sezioni critiche.



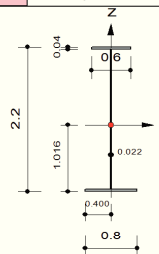
Figura 10: sfruttamento dell'acciaio

Si riporta inoltre le verifiche, a titolo di esempio, delle sezioni maggiormente sollecitate:

	Company		Project Title	
	Author		File Name	D:\...\ponte ornate 1 fase_0.5.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 234
 Material : S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : Acciaio concio 1 (No:12)
 (Built-up Section).
 Member Length : 2.50000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:J)
 Bending Moments My = 5594.94, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 5377.26, Myj = 5594.94 (for Lb)
 Myi = 5377.26, Myj = 5594.94 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
 Fzz = -171.60 (LCB: 1, POS:I)


Depth	2.20000	Web Thick	0.02200
Top F Width	0.60000	Top F Thick	0.04000
Bot.F Width	0.80000	Bot.F Thick	0.04000
Area	0.10264	Asz	0.04840
Qyb	1.92458	Qzb	0.06250
Iyy	0.08207	Izz	0.00243
Ybar	0.40000	Zbar	1.01582
Wely	0.06930	Welz	0.00607
ry	0.89418	rz	0.15382

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 45.0000, Lz = 5.00000, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.99, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

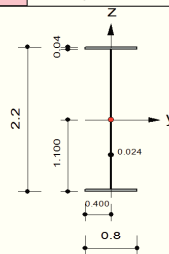
4. Checking Results

Slenderness Ratio
 L/r = 50.3 < 300.0 (Memb:234, LCB: 1)..... O.K
 Axial Resistance
 N_Ed/Nt_Rd = 0.0/34702.1 = 0.000 < 1.000 O.K
 Bending Resistance
 M_Edy/M_Rdy = 5594.9/23430.9 = 0.239 < 1.000 O.K
 M_Edz/M_Rdz = 0.00/2052.70 = 0.000 < 1.000 O.K
 Combined Resistance
 Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
 Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend)] = 0.239 < 1.000 O.K
 Shear Resistance
 V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 O.K
 V_Edz/Vz_Rd = 0.032 < 1.000 O.K

	Company		Project Title	
	Author		File Name	D:\...\ponte ornate 1 fase_0.5.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 6
 Material : S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : Acciaio concio 2 (No:13)
 (Built-up Section).
 Member Length : 2.50000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:J)
 Bending Moments My = -5334.1, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = -2407.9, Myj = -5334.1 (for Lb)
 Myi = -2407.9, Myj = -5334.1 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
 Fzz = 1256.58 (LCB: 1, POS:J)


Depth	2.20000	Web Thick	0.02400
Top F Width	0.80000	Top F Thick	0.04000
Bot.F Width	0.80000	Bot.F Thick	0.04000
Area	0.11488	Asz	0.05280
Qyb	2.00180	Qzb	0.08000
Iyy	0.09371	Izz	0.00342
Ybar	0.40000	Zbar	1.10000
Wely	0.08519	Welz	0.00854
ry	0.90319	rz	0.17243

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 45.0000, Lz = 5.00000, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.88, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

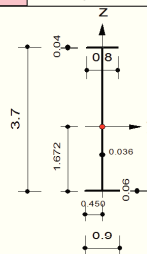
4. Checking Results

Slenderness Ratio
 L/r = 49.8 < 300.0 (Memb:6, LCB: 1)..... O.K
 Axial Resistance
 N_Ed/Nt_Rd = 0.0/38840.4 = 0.000 < 1.000 O.K
 Bending Resistance
 M_Edy/M_Rdy = 5334.1/28804.0 = 0.185 < 1.000 O.K
 M_Edz/M_Rdz = 0.00/2887.14 = 0.000 < 1.000 O.K
 Combined Resistance
 Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
 Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend)] = 0.185 < 1.000 O.K
 Shear Resistance
 V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 O.K
 V_Edz/Vz_Rd = 0.200 < 1.000 O.K

	Company		Project Title	
	Author		File Name	D:\...\ponte ornate 1 fase_0.5.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 53
 Material : S355 (No:1)
 (Fy = 335000, Es = 210000000)
 Section Name : Acciaio concio 3 (No:14)
 (Built-up Section).
 Member Length : 7.50000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:J)
 Bending Moments My = -33455, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = -16003, Myj = -33455 (for Lb)
 Myi = -16003, Myj = -33455 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
 Fzz = 2624.45 (LCB: 1, POS:J)


Depth	3.70000	Web Thick	0.03600
Top F Width	0.80000	Top F Thick	0.04000
Bot.F Width	0.90000	Bot.F Thick	0.06000
Area	0.21560	Asz	0.13320
Qyb	3.76159	Qzb	0.09275
Iyy	0.41919	Izz	0.00537
Ybar	0.45000	Zbar	1.67178
Wely	0.20668	Welz	0.01192
ry	1.39438	rz	0.15776

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 70.0000, Lz = 5.00000, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.89, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

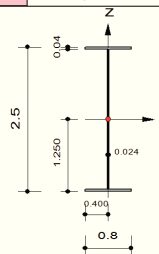
4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $L/r = 50.2 < 300.0$ (Memb:53, LCB: 1)..... O.K
 Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.0/68786.7 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 33454.7/65940.1 = 0.507 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00/3804.23 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Combined Resistance
 $R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{max} = \text{MAX}[R_{NRd}, (R_{com} + R_{bend})] = 0.507 < 1.000$ O.K
 Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.192 < 1.000$ O.K

	Company		Project Title	
	Author		File Name	D:\...\ponte ornate 1 fase_0.5.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 21
 Material : S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : Acciaio concio 4 (No:15)
 (Built-up Section).
 Member Length : 2.50000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:J)
 Bending Moments My = -11221, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = -6904.6, Myj = -11221 (for Lb)
 Myi = -6904.6, Myj = -11221 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
 Fzz = 1813.66 (LCB: 1, POS:J)


Depth	2.50000	Web Thick	0.02400
Top F Width	0.80000	Top F Thick	0.04000
Bot.F Width	0.80000	Bot.F Thick	0.04000
Area	0.12208	Asz	0.06000
Qyb	2.37205	Qzb	0.08000
Iyy	0.12518	Izz	0.00342
Ybar	0.40000	Zbar	1.25000
Wely	0.10014	Welz	0.00854
ry	1.01261	rz	0.16728

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 70.0000, Lz = 5.00000, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.92, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

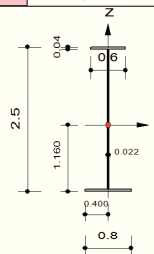
4. Checking Results

Slenderness Ratio
 L/r = 69.1 < 300.0 (Memb:21, LCB: 1)..... O.K
 Axial Resistance
 N_Ed/Nt_Rd = 0.0/41274.7 = 0.000 < 1.000 O.K
 Bending Resistance
 M_Edy/M_Rdy = 11221.1/33858.0 = 0.331 < 1.000 O.K
 M_Edz/M_Rdz = 0.00/2887.44 = 0.000 < 1.000 O.K
 Combined Resistance
 Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
 Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend)] = 0.331 < 1.000 O.K
 Shear Resistance
 V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 O.K
 V_Edz/Vz_Rd = 0.289 < 1.000 O.K

	Company		Project Title	
	Author		File Name	D:\...\ponte ornate 1 fase_0.5.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 47
 Material : S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : Acciaio concio 5 (No:16)
 (Built-up Section).
 Member Length : 5.00000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
 Bending Moments My = 11349.6, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 11136.2, Myj = 11136.2 (for Lb)
 Myi = 11136.2, Myj = 11136.2 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
 Fzz = 170.764 (LCB: 1, POS:J)

Depth	2.50000	Web Thick	0.02200
Top F Width	0.60000	Top F Thick	0.04000
Bot.F Width	0.80000	Bot.F Thick	0.04000
Area	0.10924	Asz	0.05500
Qyb	2.28518	Qzb	0.06250
Iyy	0.10983	Izz	0.00243
Ybar	0.40000	Zbar	1.15992
Wely	0.08196	Welz	0.00607
ry	1.00268	rz	0.14911

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 70.0000, Lz = 5.00000, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $L/r = 69.8 < 300.0$ (Memb:47, LCB: 1)..... O.K
 Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.0/36933.5 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 11349.6/25194.1 = 0.450 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00/1959.61 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Combined Resistance
 $R_{com} = N_{Ed}/(A_{eff} \cdot f_y / \Gamma_{M0})$, $R_{bend} = (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / M_{y,Rd} + (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / M_{z,Rd}$
 $R_{max} = \text{MAX}[R_{NRd}, (R_{com} + R_{bend})] = 0.450 < 1.000$ O.K
 Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.032 < 1.000$ O.K

9.2 IMPALCATO – FASE 3 – VERIFICHE DI RESISTENZA A SLU

Le verifiche delle membrature sono effettuate in automatico mediante un foglio Excel, con il quale, a partire dalle caratteristiche di sollecitazione, vengono eseguite le seguenti operazioni (trave principale):

- calcolo delle tensioni normali σ_x e tangenziali in corrispondenza dei punti di interesse della trave metallica (indici: estradosso ala sup = ss; estradosso anima = s; intradosso anima = i; intradosso ala inf = ii).
- calcolo delle tensioni ideali σ_{id} .
- calcolo delle tensioni normali σ_x in corrispondenza dei punti di interesse della soletta in cls.

Le verifiche tensionali vengono effettuate con riferimento allo S.L.U. elastico della sezione. La tabella seguente sintetizza gli sforzi massimi (valori assoluti) riscontrati nella trave metallica nelle verifiche, che sono riportate per esteso nelle pagine successive (da cui si ricava che anche gli sforzi in soletta e nell'armatura di acciaio sono inferiori ai valori limite).

Concio tipo									
Sezione metallica									
Acciaio tipo		S 355							
fyk		355 [N/mm ²]		ε		0.81			
Sezione tipo	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	J [mm ⁴]	Peso [kN/m]	c/t	classe elemento		
Piattabanda superiore	600	40	24'000	3.20E+06	1.88	7.00	1		
Anima	22	2'120	46'640	1.75E+10	3.66	94.55	3		
Piattabanda inferiore	800	40	32'000	4.27E+06	2.51	9.50	3		
Totali		2'200	102'640		8.06		3 classe sezione composta		
Caratteristiche armature nella soletta in cls									
φ [mm]	passo [m]	n	Area tot [m ²]						
16	0.2	28.00	0.0056	copriferro estradosso		0.06 m			
16	0.2	28.00	0.0056	copriferro intradosso		0.03 m			
				h predalles		0.06 m			
Caratteristiche geometriche e inerziali									
FASE 1 solo sezione metallica									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ²]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.600	0.040	0.0240	2.180	0.052	0.00000320	1.164	0.033	0.033
Anima	0.022	2.120	0.0466	1.100	0.051	0.01746823	0.084	0.000	0.018
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	-0.996	0.032	0.032
Totali		2.200	0.1026	1.016	0.104	0.01747570			0.0821
FASE 2 n 15.9									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ²]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.600	0.040	0.0240	2.180	0.052	0.00000320	0.540	0.007	0.007
Anima	0.022	2.120	0.0466	1.100	0.051	0.01746823	-0.540	0.014	0.031
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	-1.620	0.084	0.084
Soletta	2.500	0.240	0.0377	2.380	0.090	0.00018113	0.740	0.021	0.021
Soletta	2.500	0.240	0.0377	2.380	0.090	0.00018113	0.740	0.021	0.021
Armatura sup			0.0056	2.440	0.014	0.00000144	0.800	0.004	0.004
Armatura inf			0.0056	2.290	0.013	0.00000144	0.650	0.002	0.002
Totali		2.5000	0.1894	1.640	0.3105				0.1697
FASE 3 n 6.16									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ²]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.600	0.040	0.0240	2.180	0.052	0.00000320	0.254	0.002	0.002
Anima	0.022	2.120	0.0466	1.100	0.051	0.01746823	-0.826	0.032	0.049
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	-1.906	0.116	0.116
Soletta	2.500	0.240	0.0974	2.380	0.232	0.00046753	0.454	0.020	0.021
Soletta	2.500	0.240	0.0974	2.380	0.232	0.00046753	0.454	0.020	0.021
Armatura sup			0.0056	2.440	0.014	0.00000144	0.514	0.001	0.001
Armatura inf			0.0056	2.290	0.013	0.00000144	0.364	0.001	0.001
Totali		2.5000	0.3087	1.926	0.5945				0.2104
Combinazioni di carico a SLU									
FASE	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo normale [kN]	Momento torcente [kNm]					
Fase 1	5832	907	0	0					
Fase 2	1667	265	-7830	0					
Fase 3	16511	2511	0	0					
TOTALE	24009.75	3682.8	-7830	0					
Verifica delle tensioni									
	Fase 1 [daN/cm ²]	Fase 2 [daN/cm ²]	Fase 3 [daN/cm ²]	TOTALE [daN/cm ²]	σideale [daN/cm ²]				
σ soletta superiore		25.86	12.61	38.47					
σ armature sup		-492.08	-403.40	-895.48					
σ armature inf		-477.35	-285.70	-763.05					
σ soletta inferiore		22.95	-6.91	16.05					
σ acciaio superiore	-841.52	-468.51	-215.08	-1'525.12					
σ acciaio anima sup	-813.10	-464.58	-183.70	-1'461.38	1'937.79				
σ acciaio anima inf	693.46	-256.33	1'479.75	1'916.87	2'123.60				
σ acciaio inferiore	721.88	-252.41	1'511.14	1'980.61					
τ sup	140.39	54.57	539.75	734.71					
τ inf	160.12	36.73	330.81	527.66					
τ pannello max				789.62					

Concio tipo C2									
Sezione metallica									
Acciaio tipo S 355									
fyk 355 [N/mm²] ε 0.81									
Sezione tipo	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	J [mm ⁴]	Peso [kN/m]	c/t	classe elemento		
Piattabanda superiore	800	40	32'000	4.27E+06	2.51	9.50	3		
Anima	24	2'120	50'880	1.91E+10	3.99	86.67	3		
Piattabanda inferiore	800	40	32'000	4.27E+06	2.51	9.50	3		
Totali		2'200	114'880		9.02		3 classe sezione composta		
Caratteristiche armature nella soletta in cls									
φ [mm]	passo [m]	n	Area tot [m ²]						
26	0.2	28,00	0,0149	copriferro estradosso 0.06 m					
20	0.2	28,00	0,0149	copriferro intradosso 0.03 m					
				h predalles 0.06 m					
Caratteristiche geometriche e inerziali									
FASE 1 solo sezione metallica									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ²]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	2.180	0.070	0.00000427	1.080	0.037	0.037
Anima	0.024	2.120	0.0509	1.100	0.056	0.01905626	-	-	0.019
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 1.080	0.037	0.037
Totali		2.200	0.1149	1.100	0.126	0.01906479			0.0937
FASE 2 n 15.9									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ²]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	2.180	0.070	0.00000427	0.820	0.022	0.022
Anima	0.024	2.120	0.0509	1.100	0.056	0.01905626	- 0.260	0.003	0.022
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 1.340	0.057	0.057
Soletta	-	0.240	-	2.380	-	-	1.020	-	-
Soletta	-	0.240	-	2.380	-	-	1.020	-	-
Armatura sup			0.0149	2.440	0.036	0.00001005	1.080	0.017	0.017
Armatura inf			0.0149	2.290	0.034	0.00000352	0.930	0.013	0.013
Totali		2.5000	0.1446	1.360	0.1967				0.1317
FASE 3 n 6.16									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ²]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	2.180	0.070	0.00000427	0.820	0.022	0.022
Anima	0.024	2.120	0.0509	1.100	0.056	0.01905626	- 0.260	0.003	0.022
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 1.340	0.057	0.057
Soletta	-	0.240	-	2.380	-	-	1.020	-	-
Soletta	-	0.240	-	2.380	-	-	1.020	-	-
Armatura sup			0.0149	2.440	0.036	0.00001005	1.080	0.017	0.017
Armatura inf			0.0149	2.290	0.034	0.00000352	0.930	0.013	0.013
Totali		2.5000	0.1446	1.360	0.1967				0.1317
Combinazioni di carico a SLU									
FASE	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo normale [kN]	Momento torcente [kNm]					
Fase 1	-4890	1234	0	0					
Fase 2	-1485	365	-7830	0					
Fase 3	-14931	2066	0	0					
TOTALE	-21306	3'664	-7830	0					
Verifica delle tensioni									
	Fase 1 [daN/cm ²]	Fase 2 [daN/cm ²]	Fase 3 [daN/cm ²]	TOTALE [daN/cm ²]	σ ideale [daN/cm ²]				
σ soletta superiore		18.66	58.54	77.20					
σ armature sup	- 419.67	-	1'224.40	804.73					
σ armature inf	- 436.59	-	1'054.33	617.74					
σ soletta inferiore		15.55	26.89	42.44					
σ acciaio superiore	573.94	- 446.74	952.29	1'079.50					
σ acciaio anima sup	553.07	- 451.25	906.94	1'008.76	1'474.68				
σ acciaio anima inf	- 553.07	- 690.31	- 1'496.69	- 2'740.07	2'883.92				
σ acciaio inferiore	- 573.94	- 694.82	- 1'542.05	- 2'810.81					
τ sup	189.60	64.72	366.73	621.04					
τ inf	189.60	49.46	280.25	519.30					
τ pannello max				720.11					

Concio tipo (C)									
Sezione metallica									
Acciaio tipo S 355									
fyk 355 [N/mm ²] ε 0.81									
Sezione tipo	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	J [mm ⁴]	Peso [kN/m]	c/t	classe elemento		
Piattabanda superiore	800	40	32'000	4.27E+06	2.51	9.50	3		
Anima	36	3'600	129'600	1.40E+11	10.17	98.89	3		
Piattabanda inferiore	900	60	54'000	1.62E+07	4.24	7.17	1		
Totale		3'700	215'600		16.92		3 classe sezione composta		
Caratteristiche armature nella soletta in cls									
φ [mm]	passo [m]	n	Area tot [m ²]						
26	0.2	28.00	0.0149	copriferro estradosso 0.06 m					
26	0.2	28.00	0.0149	copriferro intradosso 0.03 m					
				h predalles 0.06 m					
Caratteristiche geometriche e inerziali									
FASE 1 solo sezione metallica									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ²]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	3.680	0.118	0.00000427	2.008	0.129	0.129
Anima	0.036	3.600	0.1296	1.860	0.241	0.13996800	0.188	0.005	0.145
Piattabanda inferiore	0.900	0.060	0.0540	0.030	0.002	0.00001620	-1.642	0.146	0.146
Totale		3.700	0.2156	1.672	0.360	0.13998847			0.4192
FASE 2 n 15.9									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ²]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	3.680	0.118	0.00000427	1.742	0.097	0.097
Anima	0.036	3.600	0.1296	1.860	0.241	0.13996800	-0.078	0.001	0.141
Piattabanda inferiore	0.900	0.060	0.0540	0.030	0.002	0.00001620	-1.908	0.196	0.197
Soletta	-	0.240	-	3.880	-	-	1.942	-	-
Soletta	-	0.240	-	3.880	-	-	1.942	-	-
Armatura sup			0.0149	3.940	0.059	0.00001005	2.002	0.060	0.060
Armatura inf			0.0149	3.790	0.056	0.00001005	1.852	0.051	0.051
Totale		4.0000	0.2453	1.938	0.4754				0.5451
FASE 3 n 6.16									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ²]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	3.680	0.118	0.00000427	1.742	0.097	0.097
Anima	0.036	3.600	0.1296	1.860	0.241	0.13996800	-0.078	0.001	0.141
Piattabanda inferiore	0.900	0.060	0.0540	0.030	0.002	0.00001620	-1.908	0.196	0.197
Soletta	-	0.240	-	3.880	-	-	1.942	-	-
Soletta	-	0.240	-	3.880	-	-	1.942	-	-
Armatura sup			0.0149	3.940	0.059	0.00001005	2.002	0.060	0.060
Armatura inf			0.0149	3.790	0.056	0.00001005	1.852	0.051	0.051
Totale		4.0000	0.2453	1.938	0.4754				0.5451
Combinazioni di carico a SLU									
FASE	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo normale [kN]	Momento torcente [kNm]					
Fase 1	-32603	2611	0	0					
Fase 2	-9315	733	-7830	0					
Fase 3	-30733	3324	0	0					
TOTALE	-72650	6668	-7830	0					
Verifica delle tensioni									
	Fase 1 [daN/cm ²]	Fase 2 [daN/cm ²]	Fase 3 [daN/cm ²]	TOTALE [daN/cm ²]	σ ideale [daN/cm ²]				
σ soletta superiore		33.52	55.13	88.65					
σ armature sup		23.05	1'129.05	1'152.10					
σ armature inf		-2.58	1'044.47	1'041.89					
σ soletta inferiore		30.36	27.08	57.44					
σ acciaio superiore	1'577.45	-17.96	993.73	2'553.22					
σ acciaio anima sup	1546.34	-24.80	971.17	2'492.72	2'563.31				
σ acciaio anima inf	-1'253.57	-640.03	-1'058.66	-2'952.26	3'019.68				
σ acciaio inferiore	-1'300.23	-650.29	-1'092.49	-3'043.01					
τ sup	111.18	42.24	191.51	344.93					
τ inf	153.39	38.48	174.48	366.35					
τ pannello max				514.48					

Concio tipo C3									
Sezione metallica									
Acciaio tipo S 355									
fyk 355 [N/mm²] ε 0.81									
Sezione tipo	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	J [mm ⁴]	Peso [kN/m]	c/t	classe elemento		
Piattabanda superiore	800	40	32'000	4.27E+06	2.51	9.50	3		
Anima	24	2'420	58'080	2.83E+10	4.56	99.17	3		
Piattabanda inferiore	800	40	32'000	4.27E+06	2.51	9.50	3		
Totale		2'500	122'080		9.58		3 classe sezione composta		
Caratteristiche armature nella soletta in cls									
φ [mm]	passo [m]	n	Area tot [m ²]						
26	0.2	28.00	0.0149	copriferro estradosso 0.06 m					
20	0.2	28.00	0.0149	copriferro intradosso 0.03 m					
				h predalles 0.06 m					
Caratteristiche geometriche e inerziali									
FASE 1 solo sezione metallica									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	2.480	0.079	0.00000427	1.230	0.048	0.048
Anima	0.024	2.420	0.0581	1.250	0.073	0.02834498	-	0.028	0.028
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 1.230	0.048	0.048
Totale		2.500	0.1221	1.250	0.153	0.02835351			0.1252
FASE 2 n 15.9									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	2.480	0.079	0.00000427	0.953	0.029	0.029
Anima	0.024	2.420	0.0581	1.250	0.073	0.02834498	- 0.277	0.004	0.033
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 1.507	0.073	0.073
Soletta	-	0.240	-	2.680	-	-	1.153	-	-
Soletta	-	0.240	-	2.680	-	-	1.153	-	-
Armatura sup			0.0149	2.740	0.041	0.00001005	1.213	0.022	0.022
Armatura inf			0.0149	2.590	0.039	0.00000352	1.063	0.017	0.017
Totale		2.8000	0.1518	1.527	0.2318				0.1732
FASE 3 n 6.16									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ³]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.800	0.040	0.0320	2.480	0.079	0.00000427	0.953	0.029	0.029
Anima	0.024	2.420	0.0581	1.250	0.073	0.02834498	- 0.277	0.004	0.033
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	- 1.507	0.073	0.073
Soletta	-	0.240	-	2.680	-	-	1.153	-	-
Soletta	-	0.240	-	2.680	-	-	1.153	-	-
Armatura sup			0.0149	2.740	0.041	0.00001005	1.213	0.022	0.022
Armatura inf			0.0149	2.590	0.039	0.00000352	1.063	0.017	0.017
Totale		2.8000	0.1518	1.527	0.2318				0.1732
Momenti d'inerzia									
FASE 1	FASE 2	FASE 3							
JG	0.125	[m ⁴]	JG	0.173231	[m ⁴]	JG	0.173	[m ⁴]	
Area	0.122	[m ²]	A	0.151812	[m ²]	A	0.152	[m ²]	
W soletta superiore	-	[m ³]	Wcs	- 2.163902	[m ³]	Wcs	- 0.838	[m ³]	
W armature sup	-	[m ³]	Was	- 0.142827	[m ³]	Was	- 0.143	[m ³]	
W armature inf	-	[m ³]	Wai	- 0.162984	[m ³]	Wai	- 0.163	[m ³]	
W soletta inferiore	-	[m ³]	Wci	- 2.666708	[m ³]	Wci	- 1.033	[m ³]	
W acciaio superiore	- 0.100	[m ³]	Wss	- 0.178061	[m ³]	Wss	- 0.178	[m ³]	
W acciaio anima sup	- 0.103	[m ³]	Ws	- 0.185696	[m ³]	Ws	- 0.186	[m ³]	
W acciaio anima inf	0.103	[m ³]	Wi	0.116487	[m ³]	Wi	0.116	[m ³]	
W acciaio inferiore	0.100	[m ³]	Wii	0.113436	[m ³]	Wii	0.113	[m ³]	
Sx superiore	0.03936	[m ³]	Sxs	0.064323	[m ³]	Sxs	0.06432	[m ³]	
Sx inferiore	0.03936	[m ³]	Sxi	0.048228	[m ³]	Sxi	0.04823	[m ³]	
Combinazioni di carico a SLU									
FASE	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo normale [kN]	Momento torcente [kNm]					
Fase 1	-10476	820	0	0					
Fase 2	-3038	325	-7830	0					
Fase 3	-13095	1650	0	0					
TOTALE	-26609	2795	-7830	0					
Verifica delle tensioni									
	Fase 1 [daN/cm ²]	Fase 2 [daN/cm ²]	Fase 3 [daN/cm ²]	TOTALE [daN/cm ²]	σ ideale [daN/cm ²]				
σ soletta superiore		20.64	49.84	70.48					
σ armature sup	- 303.10		916.84	613.74					
σ armature inf	- 329.40		803.46	474.05					
σ soletta inferiore		17.48	20.58	38.05					
σ acciaio superiore	1'046.10	- 345.18	735.42	1'436.34					
σ acciaio anima sup	1'012.63	- 352.20	705.18	1'365.61	1'541.62				
σ acciaio anima inf	1'012.63	- 776.53	1'124.16	2'913.31	2'971.05				
σ acciaio inferiore	1'046.10	- 783.54	1'154.39	2'984.03					
τ sup	107.43	50.28	255.28	412.99					
τ inf	107.43	37.70	191.40	336.53					
τ pannello max				481.23					

Concio tipo C5									
Sezione metallica									
Acciaio tipo S 355									
fyk 355 [N/mm²] ε 0.81									
Sezione tipo	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	J [mm ⁴]	Peso [kN/m]	c/t	classe elemento		
Piattabanda superiore	600	40	24'000	3.20E+06	1.88	7.00	1		
Anima	22	2'420	53'240	2.60E+10	4.18	108.18	4		
Piattabanda inferiore	800	40	32'000	4.27E+06	2.51	9.50	3		
Totale		2'500	109'240		8.58		4 classe sezione composta		
Caratteristiche armature nella soletta in cls									
φ [mm]	passo [mm]	n	Area tot [m ²]						
16	0.2	28.00	0.0056	copriferro estradosso 0.06 m					
16	0.2	28.00	0.0056	copriferro intradosso 0.03 m					
				h predalles 0.06 m					
Caratteristiche geometriche e inerziali									
FASE 1 solo sezione metallica									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ²]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.600	0.040	0.0240	2.480	0.060	0.00000320	1.320	0.042	0.042
Anima	0.022	2.420	0.0532	1.250	0.067	0.02598289	0.090	0.000	0.026
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	-1.140	0.042	0.042
Totale		2.500	0.1092	1.160	0.127	0.02599036			0.1098
FASE 2 n 15.9									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ²]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.600	0.040	0.0240	2.480	0.060	0.00000320	0.648	0.010	0.010
Anima	0.022	2.420	0.0532	1.250	0.067	0.02598289	-0.582	0.018	0.044
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	-1.812	0.105	0.105
Soletta	2.500	0.240	0.0377	2.680	0.101	0.00018113	0.848	0.027	0.027
Soletta	2.500	0.240	0.0377	2.680	0.101	0.00018113	0.848	0.027	0.027
Armatura sup			0.0056	2.740	0.015	0.00000144	0.908	0.005	0.005
Armatura inf			0.0056	2.590	0.015	0.00000144	0.758	0.003	0.003
Totale		2.8000	0.1960	1.832	0.3590				0.2217
FASE 3 n 6.16									
Elementi costitutivi	Base [m]	Altezza [m]	Area [m ²]	Ygi [m]	M statico rispetto asse X [m ²]	Ji [m ⁴]	Ygi - YG [m]	Momento di trasporto [m ⁴]	JG [m ⁴]
Piattabanda superiore	0.600	0.040	0.0240	2.480	0.060	0.00000320	0.327	0.003	0.003
Anima	0.022	2.420	0.0532	1.250	0.067	0.02598289	-0.903	0.043	0.069
Piattabanda inferiore	0.800	0.040	0.0320	0.020	0.001	0.00000427	-2.133	0.146	0.146
Soletta	2.500	0.240	0.0974	2.680	0.261	0.00046753	0.527	0.027	0.028
Soletta	2.500	0.240	0.0974	2.680	0.261	0.00046753	0.527	0.027	0.028
Armatura sup			0.0056	2.740	0.015	0.00000144	0.587	0.002	0.002
Armatura inf			0.0056	2.590	0.015	0.00000144	0.437	0.001	0.001
Totale		2.8000	0.3153	2.153	0.6788				0.2756
Combinazioni di carico a SLU									
FASE	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo normale [kN]	Momento torcente [kNm]					
Fase 1	12110	722	0	0					
Fase 2	3510	209	-7830	0					
Fase 3	20642	1840	0	0					
TOTALE	36261	2772	-7830	0					
Verifica delle tensioni									
	Fase 1 [daN/cm ²]	Fase 2 [daN/cm ²]	Fase 3 [daN/cm ²]	TOTALE [daN/cm ²]	σ ideale [daN/cm ²]				
σ soletta superiore		26.46	11.71	38.17					
σ armature sup		-543.35	-439.75	-983.10					
σ armature inf		-519.60	-327.41	-847.01					
σ soletta inferiore		23.62	8.04	15.58					
σ acciaio superiore	-1477.57	-505.35	-260.01	-2'242.93					
σ acciaio anima sup	-1433.47	-499.01	-230.05	-2'162.54	2'320.50				
σ acciaio anima inf	-1234.83	-115.84	-1'582.34	-2'701.33	2'765.16				
σ acciaio inferiore	-1278.94	-109.51	-1'612.30	-2'781.73					
τ sup	94.70	38.17	352.98	485.85					
τ inf	109.04	24.88	207.11	341.03					
τ pannello max				520.58					

9.3 IMPALCATO – VERIFICHE DI STABILITÀ DEI PANNELLI D'ANIMA

La stabilizzazione delle anime delle travi metalliche è garantita da un sistema di irrigidenti trasversali e longitudinali. Le verifiche vengono effettuate in automatico mediante un foglio Excel, considerando i casi più gravosi ricavati dalle combinazioni allo S.L.U viste.

Di seguito si riportano le tabelle di calcolo. Le notazioni indicate sono conformi a quanto contenuto nell'EC4 e nell'EC3.

Verifica stabilità dell'anima conci h3700									
Caratteristiche materiali									
Acciaio tipo	S 355								
Tensione a snervamento	fyk		355	[N/mm ²]					
	ε		0.81						
Coefficiente di sicurezza	γ _{M0}		1.05						
Coefficiente di sicurezza	γ _{M1}		1.10						
Sezione metallica									
Altezza sezione	h		3700	[mm]					
Altezza anima	hw		3'600	[mm]					
Spessore anima	tw		35	[mm]					
	η		1.20						
	103		$= \frac{h_w}{t_w} \geq \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\tau}} =$	57		Necessaria verifica di stabilità			
Verifica irrigidenti trasversali									
Caratteristiche geometriche e inerziali									
Elementi costitutivi	Base	Altezza	Area	Ygi	M statico rispetto asse X	Ji	Ygi - YG	Momento di trasporto	JG
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
Piattabanda superiore	-	-	-	370	-	-	370	-	-
Anima	15	370	5'550	185	1'026'750	63'316'250	185	189'948'750	253'265'000
Piattabanda inferiore	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Totali		370.000	5'550	185	1'026'750				253'265'000
Verifica rigidezza dell'irrigiditore									
Momento d'inerzia	J		0.0002533	[m ⁴]	>	0.0001200	[m ⁴]	rigido	
Calcolo della resistenza all'instabilità per taglio									
Resistenza dell'anima	Vbw		16'570'714	[N]					
Pannello rigido?			si						
snellezza	χ _w		0.71						
	λ _w		1.24						
tensione tangenziale critica	τ _{cr}		133.14	[N/mm ²]					
tensione critica euleriana	σ _E		17.96	[N/mm ²]					
	k _τ		7.41						
lunghezza pannello tra gli irrigidenti	a		5'000	[mm]					
Resistenza delle piattabande	Vbw		-	[N]					
	c		1400						
Larghezza efficace piattabanda sup	bs		800	[mm]					
Spessore piattabanda sup	ts		40	[mm]					
Area piattabanda sup	Afs		32000	[mm ²]					
Larghezza efficace piattabanda inf	bi		800	[mm]					
Spessore piattabanda inf	ti		60	[mm]					
Area piattabanda inf	Afi		48000	[mm ²]					
Larghezza efficace piattabande	bf		800	[mm]					
Spessore piattabande	tf		40	[mm]					
Baricentro sole piattabande	yg		1490	[mm]					
Sforzo normale di calcolo	NEd		-	[N]					
Momento flettente di calcolo	MEd		7'265'000	[daNm]					
Momento resistente	Mfk		4'975'680	[daNm]					
Momento resistente ridotto	Mfred		4'738'743	[daNm]					
Resistenza all'instabilità per taglio	VRd		16'570'714	[N]					
Verifica dell'instabilità a taglio									
Taglio di calcolo	VEd		6'668'000	[N]					
	η ₃		0.40						

Verifica stabilità dell'anima conci h2200									
Caratteristiche materiali									
Acciaio tipo	S 355								
Tensione a snervamento	fyk	355	[N/mm ²]						
	ε	0.81							
Coefficiente di sicurezza	γMo	1.05							
Coefficiente di sicurezza	γM1	1.10							
Sezione metallica									
Altezza sezione	h	2'200	[mm]						
Altezza anima	hw	2'120	[mm]						
Spessore anima	tw	22	[mm]						
	η	1.20							
	96	$= \frac{h_w}{t_w} \geq \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} =$		60	Necessaria verifica di stabilità				
Verifica irrigiditori trasversali									
Caratteristiche geometriche e inerziali									
Elementi costitutivi	Base	Altezza	Area	Ygi	M statico rispetto asse X	Ji	Ygi - YG	Momento di trasporto	JG
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
Piattabanda superiore	-	-	-	270	-	-	270	-	-
Anima	10	270	2'700	135	364'500	16'402'500	135	49'207'500	65'610'000
Piattabanda inferiore	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Totali		270.000	2'700	135	364'500				65'610'000
Verifica rigidità dell'irrigiditore									
Momento d'inerzia	J	0.0000656	[m ⁴]	>	0.0000243	[m ⁴]	rigido		
Calcolo della resistenza all'instabilità per taglio									
Resistenza dell'anima	Vbw	6'598'169	[N]						
Pannello rigido?		si							
	χw	0.76							
snellezza	λw	1.10							
tensione tangenziale critica	τcr	168.12	[N/mm ²]						
tensione critica euleriana	σE	20.46	[N/mm ²]						
	kτ	8.22							
lunghezza pannello tra gli irrigidimenti	a	2'500	[mm]						
Resistenza delle piattabande	Vbw	-	[N]						
	c	730							
Larghezza efficace piattabanda sup	bs	600	[mm]						
Spessore piattabanda sup	ts	40	[mm]						
Area piattabanda sup	Afs	24000	[mm ²]						
Larghezza efficace piattabanda inf	bi	800	[mm]						
Spessore piattabanda inf	ti	40	[mm]						
Area piattabanda inf	Afi	32000	[mm ²]						
Larghezza efficace piattabande	bf	600	[mm]						
Spessore piattabande	tf	40	[mm]						
Baricentro sole piattabande	yg	945.7142857	[mm]						
Sforzo normale di calcolo	NEd	-	[N]						
Momento flettente di calcolo	MEd	2'400'900	[daNm]						
Momento resistente	Mfk	2'103'223	[daNm]						
Momento resistente ridotto	Mfred	2'003'069	[daNm]						
Resistenza all'instabilità per taglio	VRd	6'598'169	[N]						
Verifica dell'instabilità a taglio									
Taglio di calcolo	VEd	3'683'000	[N]						
	η3	0.56							

Verifica stabilità dell'anima conci h2500									
Caratteristiche materiali									
Acciaio tipo	S 355								
Tensione a snervamento	fyk	355	[N/mm ²]						
	ε	0.81							
Coefficiente di sicurezza	γMo	1.05							
Coefficiente di sicurezza	γM1	1.10							
Sezione metallica									
Altezza sezione	h	2'500	[mm]						
Altezza anima	hw	2'420	[mm]						
Spessore anima	tw	22	[mm]						
	η	1.20							
	110	$= \frac{h_w}{t_w} \geq \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} =$		63	Necessaria verifica di stabilità				
Verifica irrigiditori trasversali									
Caratteristiche geometriche e inerziali									
Elementi costitutivi	Base	Altezza	Area	Ygi	M statico rispetto asse X	Ji	Ygi - YG	Momento di trasporto	JG
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
Piattabanda superiore	-	-	-	270	-	-	270	-	-
Anima	10	270	2'700	135	364'500	16'402'500	135	49'207'500	65'610'000
Piattabanda inferiore	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Totali		270.000	2'700	135	364'500				65'610'000
Verifica rigidezza dell'irrigiditore									
Momento d'inerzia	J	0.0000656	[m ⁴]	>	0.0000362	[m ⁴]	rigido		
Calcolo della resistenza all'instabilità per taglio									
Resistenza dell'anima	Vbw	7'157'797	[N]						
Pannello rigido?	si								
	χw	0.72							
snellezza	λw	1.20							
tensione tangenziale critica	τcr	142.71	[N/mm ²]						
tensione critica euleriana	σE	15.70	[N/mm ²]						
	kτ	9.09							
lunghezza pannello tra gli irrigidimenti	a	2'500	[mm]						
Resistenza delle piattabande	Vbw	-	[N]						
	c	720							
Larghezza efficace piattabanda sup	bs	600	[mm]						
Spessore piattabanda sup	ts	40	[mm]						
Area piattabanda sup	Afs	24000	[mm ²]						
Larghezza efficace piattabanda inf	bi	800	[mm]						
Spessore piattabanda inf	ti	40	[mm]						
Area piattabanda inf	Afi	32000	[mm ²]						
Larghezza efficace piattabande	bf	600	[mm]						
Spessore piattabande	tf	40	[mm]						
Baricentro sole piattabande	yg	1074.285714	[mm]						
Sforzo normale di calcolo	NEd	-	[N]						
Momento flettente di calcolo	MEd	3'626'100	[daNm]						
Momento resistente	Mfk	2'395'337	[daNm]						
Momento resistente ridotto	Mfred	2'281'273	[daNm]						
Resistenza all'instabilità per taglio	VRd	7'157'797	[N]						
Verifica dell'instabilità a taglio									
Taglio di calcolo	VEd	2'772'000	[N]						
	η3	0.39							

9.4 VERIFICHE A FATICA (SLU)

9.4.1 Verifiche acciaio strutturale

Le verifiche a fatica sono eseguite con riferimento alle norme seguenti.

EN 1991-2 (Carichi da traffico sui ponti)

EN 1993-1-9 (Progetto strutture in acciaio – Fatica)

EN 1993-2 (Progetto strutture in acciaio – Ponti in acciaio)

EN 1994-2 (Progetto strutture composte acciaio-clt – Regole generali e regole per i ponti)

In accordo alla EN 1994-2 per i calcoli di fatica si adotta il metodo semplificato del 'range' di sforzo equivalente. La variazione di sforzo nei dettagli strutturali in esame è ottenuta dal passaggio singolo di un mezzo, calibrato per avere lo stesso effetto del traffico effettivo. Il mezzo è costituito dal Modello di Carico di Fatica no 3 (FLM3), definito nella EN1991-2 e descritto nel capitolo relativo all'analisi dei carichi della presente relazione. Il mezzo si muove in asse alla corsia lenta definita in precedenza. Avendo l'opera due corsie lente in direzione opposta, si stabilisce la reciproca influenza di queste attraverso il fattore λ , come definito in seguito.

In particolare, secondo i criteri della EN1993-2 / 9.5, deve risultare (lo stesso formato vale per gli sforzi di taglio):

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E2} < \Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}$$

Dove:

- $\gamma_{Ff} = 1$ (fattore parziale applicato al modello di carico)
- $\gamma_{Mf} = 1.35$ (fattore parziale per la resistenza a fatica, corrispondente alle classi 'safe life assessment method' e 'high consequence of failure' della Tab.3.1 della EN 1993-1-9)
- $\Delta \sigma_{E2}$ = 'range' di sforzo equivalente corrispondente a 125mila cicli
- $\Delta \sigma_c$ = valore di riferimento ('detail category') corrispondente a 125mila cicli
- Il valore di $\Delta \sigma_{E2}$ è dato dalla relazione seguente (EN1994-2 / 6.8)

$$\Delta \sigma_{E2} = \lambda \Phi \Delta \sigma_P = \lambda \Phi (\sigma_{max} - \sigma_{min})$$

Con :

- λ = fattore di danno equivalente
- Φ = fattore di impatto

9.4.2 Fattore di danno equivalente

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \text{ (EN 1993-2 / 9.5.2)}$$

a) Fattore λ_1

Si considera le luci che presentano i risultati più gravosi. Per il momento in campata si considera la prima luce da 45m, mentre per gli appoggi, la zona compresa tra le luci da 45m e 70m.

Dalla fig. 9.7 della EN 1993-2 si deduce, per la campata singola, che tutte le sezioni sono definibili come 'midspan sections'.

Momento

Lunghezza critica della linea d'influenza $L_c = 38.25$ m

$$\lambda_1 = 2.55 - 0.7 (L_c - 10) / 70 = 2.27$$

Taglio

Lunghezza critica della linea d'influenza $L = 0.15 \times 45 + 0.15 \times 70 = 17.25 \text{ m}$

$$\lambda_1 = 2.55 - 0.7 (L_c - 10) / 70 = 2.48$$

b) Fattore λ_2

$$\lambda_2 = Q_{m1} / Q_0 (N_{obs} / N_0)^{0.2}$$

Dove:

$$Q_0 = 480 \text{ kN} \quad (\text{EN 1993-2 / 9.5.2 - peso carico FLM3})$$

$$N_0 = 0.5 \times 10^6 \quad (\text{EN 1993-2 / 9.5.2})$$

$$N_{obs} = 0.5 \times 10^6 \quad (\text{Tab.4.5 della EN 1991-2 - traffico classe 2})$$

$$Q_{m1} = \left(\sum n_i Q_{i5} / \sum n_i \right)^{0.2}$$

Per determinare Q_{m1} ci si riferisce al 'Load Model 4' della EN 1991-2 / 4.6.5. Dalla Tab. 4.7 si ha:

($n_i = \text{Lorry percentage} \times N_{obs}$)

$$Q_{m1} = \left((80\% \times 500000 \times 200^5 + 5\% \times 500000 \times 310^5 + 5\% \times 500000 \times 490^5 + 5\% \times 500000 \times 390^5 + 5\% \times 500000 \times 450^5) / 500000 \right)^{0.2} = 240 \text{ kN}$$

$$\lambda_2 = 240 / 480 (1)^{0.2} = 0.379$$

c) Fattore λ_3

$$\lambda_3 = (t_{Ld} / 100)^{0.2}$$

Dove:

t_{Ld} = vita di progetto del ponte in anni

$$\lambda_3 = 1$$

d) Fattore λ_4

Il fattore tiene conto degli effetti dati dalla seconda corsia di traffico lento.

$$\lambda_4 = \left(1 + N_2 / N_1 \left(\eta_2 Q_{m2} / \eta_1 Q_{m1} \right)^{0.2} \right)^{0.2}$$

In particolare, tenendo conto che il traffico sulle due corsie ha la stessa composizione, si ha

$$N_1 = N_2 = Q_{m1} = Q_{m2}$$

$\eta = 1/2 - e/b$ Coefficiente di ripartizione delle due corsie sulla trave

e = eccentricità del carico

b = interasse travi

$$\eta_1 = 1/2 - e_1/b = -0.06 \quad (\text{da inserire nella relazione vista con segno positivo})$$

$$\eta_2 = 1/2 - e_2/b = 1.06$$

$$\lambda_4 = 1.094$$

e) Fattore λ_{max}

Dalle Tab. 9.6 e 9.7 della EN 1993-2

$$\lambda_{\max} = 2$$

In definitiva:

Momento

$$\lambda = 0.94 < \lambda_{\max} = 2.0$$

Taglio

$$\lambda = 1.03 < \lambda_{\max} = 1.8$$

9.4.3 Fattore di impatto

$$\Phi = 1.3 \text{ (1-D/26)}$$

Dove:

D = distanza elemento verificato dal giunto (D < 6.0 m)

Si calcola il valore di Φ per le due sezioni di verifica comprese nei primi 6 m ($x_1 = 0\text{m}$)

$$\Phi_1 = 1.3 \text{ (1-0/26)} = 1.3$$

Verifica a fatica				
Fattore di danno equivalente		λ		
Fattore λ_1				
Lunghezza critica per momento	Lcm	38.25	[m]	
Lunghezza critica per taglio	Lct	17.25	[m]	
Danno equivalente λ_1 per momento	λ_{1m}	2.27		
Danno equivalente λ_1 per taglio	λ_{1t}	2.48		
Fattore λ_2				
	Qo	480	[kN]	EC3-2 9.5.2
	No	500'000		EC3-2 9.5.2
	Nobs	125'000		NTC2008 Tab. 5.1.X
	Qm1	240.00	[kN]	
Danno equivalente λ_2	λ_2	0.379		
Fattore λ_3				
Vita del progetto	tLd	100	[anni]	
Danno equivalente λ_3	λ_3	1.000		
Fattore λ_4				
eccentricità del carico	e1	3.38	[m]	
eccentricità del carico	e2	- 3.38	[m]	
interasse travi	b	6.00	[m]	
	N1	240.00	[kN]	
	N2	240.00	[kN]	
	η_1	-0.06		
	η_2	1.06		
Danno equivalente λ_4	λ_4	1.094	[kN/m ²]	
Fattore di danno equivalente		λ		
Danno equivalente λ per momento	0.94	λ max M	2.00	EC3 - 2 fig. 9.6
Danno equivalente λ per taglio	1.03	λ max T	1.80	EC3 - 2 fig. 9.7

9.4.4 Calcolo del 'range' di sollecitazione

Si carica la struttura di fase 3 con il carico viaggiante rappresentato dal modello FLM3. Per semplicità e tenendo conto del carattere 'definitivo' di questa fase di progettazione, si ipotizza che i carichi preesistenti al passaggio del carico FLM3 non ciclici (permanenti) non siano influenti, nel caso in cui il momento totale massimo negativo (permanenti+FLM3) provochi sforzi di trazione in soletta (verifica

sezione acciaio) e il momento totale massimo positivo (permanenti+FLM3) provochi sforzi di compressione in soletta (verifica sezione mista), verificando semplicemente la sezione con cls collaborante o meno in funzione del segno del momento totale prevalente. Nel caso particolare della struttura in esame, gli sforzi sono calcolati sulla sezione mista con cls collaborante. Si trascurano i carichi termici. Si esaminano le sezioni notevoli in corrispondenza dei giunti longitudinali e degli irrigidimenti verticali. Si riportano di seguito i diagrammi di sollecitazione nei casi esaminati.

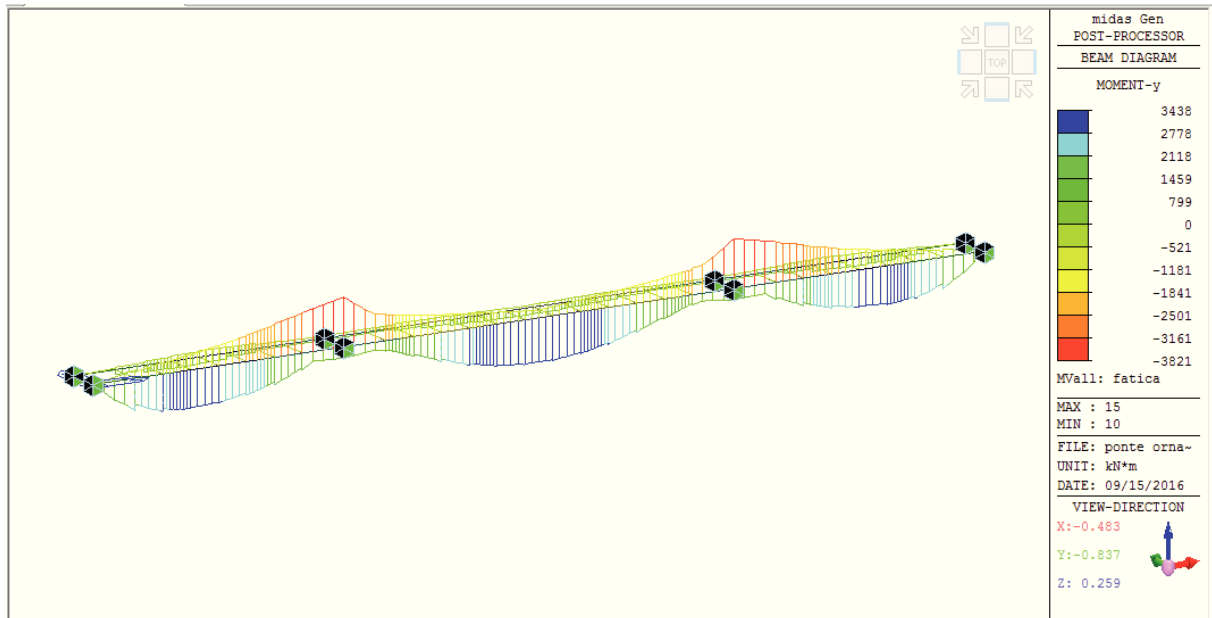


Figura 11: Momento flettente

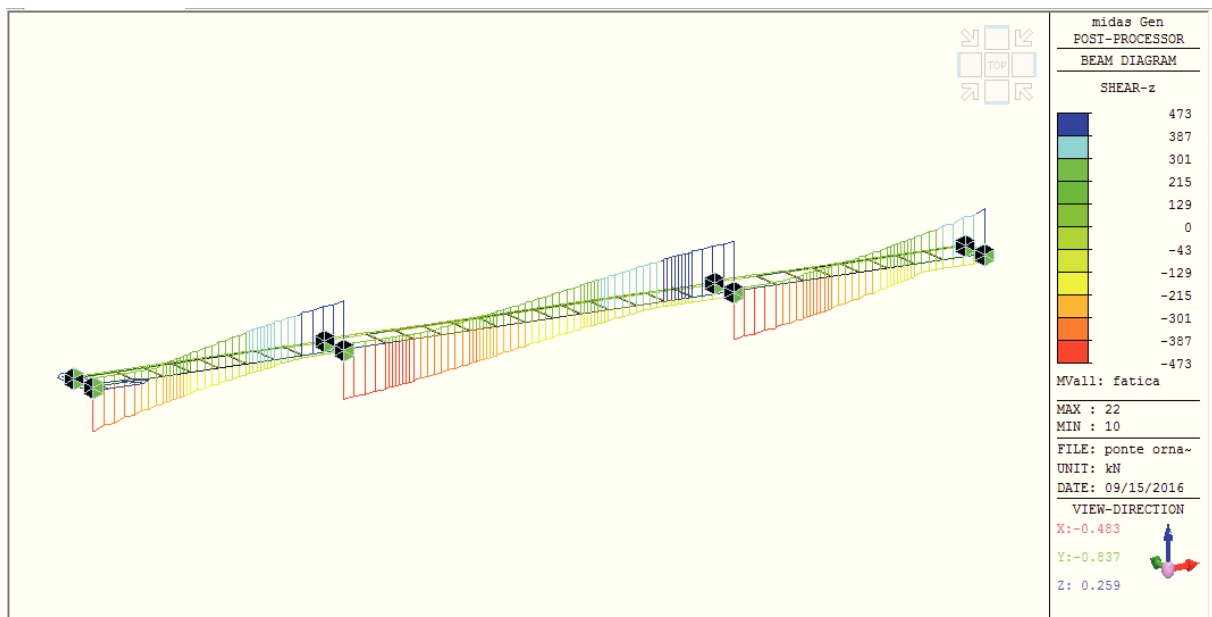


Figura 12: Taglio

9.4.5 Verifiche

Verifica a fatica		Concio C1					
Dati							
Fattore di danno	λ	1.03					
Fattore di impatto per le zone di giunto	Φ	1.30					
Coefficiente di sicurezza	γ_{MF}	1.35					
Coefficiente di sicurezza	γ_F	1.00					
Categoria dettaglio	σ_c	80	[N/mm ²]				
Spessore ala superiore	t_s	40	[mm]				
Spessore anima	t_w	22	[mm]				
Spessore ala inferiore	t_i	40	[mm]				
Fattore di riduzione superiore	k_s	0.910					
Fattore di riduzione inferiore	k_i	0.910					
Caratteristiche sezione							
		$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_c / \gamma_{MF}$				
		[N/mm ²]	[N/mm ²]				
Momento d'inerzia	JG	0.210	[m ⁴]				
W acciaio superiore	Wss	- 0.768	[m ³]				
W acciaio anima sup	Ws	- 0.899	[m ³]				
W acciaio anima inf	Wi	0.112	[m ³]				
W acciaio inferiore	Wii	0.109	[m ³]				
Sx superiore	Sxs	0.100	[m ³]				
Sx inferiore	Sxi	0.061	[m ³]				
Verifica							
Tensioni							
		σ_{ss}	σ_s	σ_i	σ_{ii}	τ_s	τ_i
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Momento massimo	2883	[kNm]	- 3.76	- 3.21	25.84	26.39	
Momento minimo	-1020	[kNm]	1.33	1.13	- 9.14	- 9.34	
Taglio massimo	428	[kN]				9.20	5.64
Taglio minimo	0	[kN]				-	-
		$\Delta\sigma_{Ess}$	$\Delta\sigma_{Es}$	$\Delta\sigma_{Ei}$	$\Delta\sigma_{Eii}$	$\Delta\tau_{Es}$	$\Delta\tau_{Ei}$
		6.81	5.81	46.84	47.83	12.32	7.55

Verifica a fatica		Concio C2					
Dati							
Fattore di danno	λ	0.94					
Fattore di impatto per le zone di giunto	Φ	1.00					
Coefficiente di sicurezza	γ_{MF}	1.35					
Coefficiente di sicurezza	γ_F	1.00					
Categoria dettaglio	σ_c	80	[N/mm ²]				
Spessore ala superiore	t_s	40	[mm]				
Spessore anima	t_w	22	[mm]				
Spessore ala inferiore	t_i	40	[mm]				
Fattore di riduzione superiore	k_s	0.910					
Fattore di riduzione inferiore	k_i	0.910					
Caratteristiche sezione							
		$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_c / \gamma_{MF}$				
		[N/mm ²]	[N/mm ²]				
Momento d'inerzia	JG	0.210	[m ⁴]				
W acciaio superiore	Wss	- 0.768	[m ³]				
W acciaio anima sup	Ws	- 0.899	[m ³]				
W acciaio anima inf	Wi	0.112	[m ³]				
W acciaio inferiore	Wii	0.109	[m ³]				
Sx superiore	Sxs	0.100	[m ³]				
Sx inferiore	Sxi	0.061	[m ³]				
Verifica							
Tensioni							
		σ_{ss}	σ_s	σ_i	σ_{ii}	τ_s	τ_i
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Momento massimo	2607	[kNm]	- 3.40	- 2.90	23.37	23.86	
Momento minimo	-2247	[kNm]	2.93	2.50	- 20.14	- 20.57	
Taglio massimo	331	[kN]				7.11	4.36
Taglio minimo	-99	[kN]				- 2.13	- 1.30
		$\Delta\sigma_{Ess}$	$\Delta\sigma_{Es}$	$\Delta\sigma_{Ei}$	$\Delta\sigma_{Eii}$	$\Delta\tau_{Es}$	$\Delta\tau_{Ei}$
		5.94	5.08	40.89	41.76	8.69	5.33

Verifica a fatica Concio C3

Dati

Fattore di danno	λ	1.03				
Fattore di impatto per le zone di giunto	Φ	1.30				
Coefficiente di sicurezza	γ_{MF}	1.35				
Coefficiente di sicurezza	γ_F	1.00				
Categoria dettaglio	σ_c	80	[N/mm ²]			
Spessore ala superiore	t_s	40	[mm]			
Spessore anima	t_w	36	[mm]			
Spessore ala inferiore	t_i	60	[mm]			
Fattore di riduzione superiore	k_s	0.910				
Fattore di riduzione inferiore	k_i	0.839				

Caratteristiche sezione			$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_c / \gamma_{MF}$
			[N/mm ²]	[N/mm ²]
Momento d'inerzia	JG	0.214	[m ⁴]	
W acciaio superiore	Wss	- 0.783	[m ³]	72.82
W acciaio anima sup	Ws	- 0.879	[m ³]	80.00
W acciaio anima inf	Wi	0.100	[m ³]	80.00
W acciaio inferiore	Wii	0.099	[m ³]	67.15
Sx superiore	Sxs	0.098	[m ³]	80.00
Sx inferiore	Sxi	0.039	[m ³]	80.00

Verifica

		Tensioni					
		σ_{ss}	σ_s	σ_i	σ_{ii}	τ_s	τ_i
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Momento massimo	0 [kNm]	-	-	-	-	-	-
Momento minimo	-3621 [kNm]	4.63	4.12	- 36.25	- 36.76		
Taglio massimo	473 [kN]					6.01	2.38
Taglio minimo	0 [kN]					-	-
		$\Delta\sigma_{Es}$	$\Delta\sigma_{Es}$	$\Delta\sigma_{Ei}$	$\Delta\sigma_{Eii}$	$\Delta\tau_{Es}$	$\Delta\tau_{Ei}$
		6.19	5.51	48.54	49.22	8.04	3.19

Verifica a fatica Concio C4

Dati

Fattore di danno	λ	0.94				
Fattore di impatto per le zone di giunto	Φ	1.00				
Coefficiente di sicurezza	γ_{MF}	1.35				
Coefficiente di sicurezza	γ_F	1.00				
Categoria dettaglio	σ_c	80	[N/mm ²]			
Spessore ala superiore	t_s	40	[mm]			
Spessore anima	t_w	24	[mm]			
Spessore ala inferiore	t_i	40	[mm]			
Fattore di riduzione superiore	k_s	0.910				
Fattore di riduzione inferiore	k_i	0.910				

Caratteristiche sezione			$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_c / \gamma_{MF}$
			[N/mm ²]	[N/mm ²]
Momento d'inerzia	JG	0.173	[m ⁴]	
W acciaio superiore	Wss	- 0.178	[m ³]	72.82
W acciaio anima sup	Ws	- 0.186	[m ³]	80.00
W acciaio anima inf	Wi	0.116	[m ³]	80.00
W acciaio inferiore	Wii	0.113	[m ³]	72.82
Sx superiore	Sxs	0.064	[m ³]	80.00
Sx inferiore	Sxi	0.048	[m ³]	80.00

Verifica

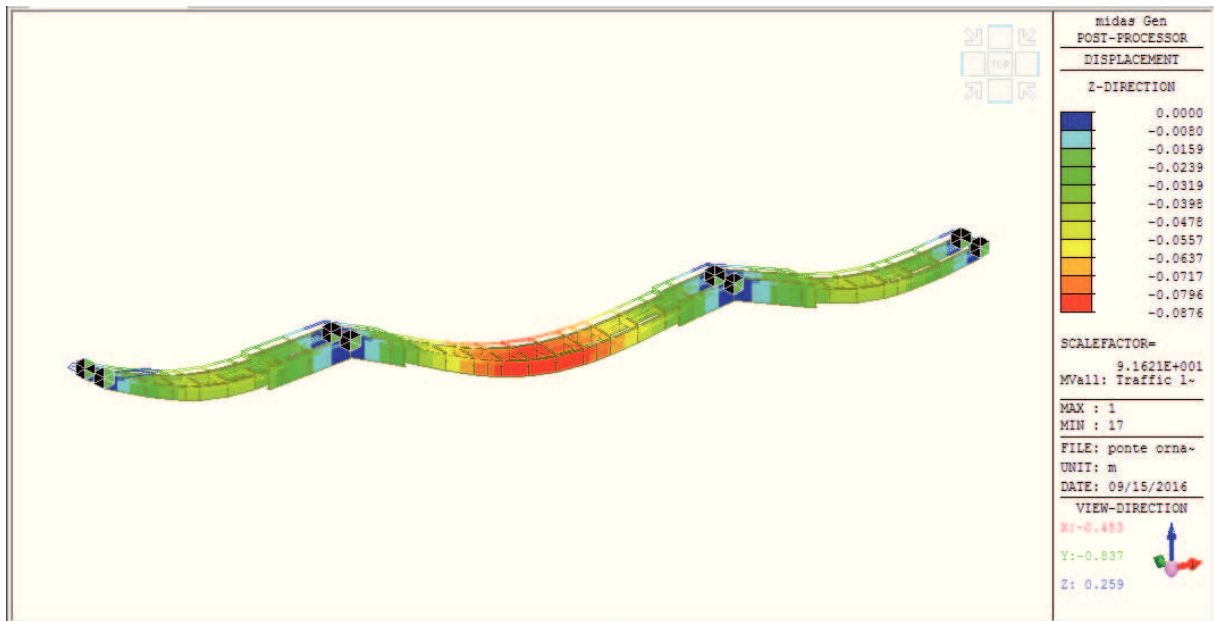
		Tensioni					
		σ_{ss}	σ_s	σ_i	σ_{ii}	τ_s	τ_i
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Momento massimo	2988 [kNm]	- 16.78	- 16.09	25.65	26.34		
Momento minimo	-1120 [kNm]	6.29	6.03	- 9.61	- 9.87		
Taglio massimo	313 [kN]					4.84	3.63
Taglio minimo	-125 [kN]					- 1.93	- 1.45
		$\Delta\sigma_{Es}$	$\Delta\sigma_{Es}$	$\Delta\sigma_{Ei}$	$\Delta\sigma_{Eii}$	$\Delta\tau_{Es}$	$\Delta\tau_{Ei}$
		21.69	20.79	33.15	34.04	6.37	4.78

Verifica a fatica Concio C5									
Dati									
Fattore di danno		λ		0.94					
Fattore di impatto per le zone di giunto		Φ		1.00					
Coefficiente di sicurezza		γ_{MF}		1.35					
Coefficiente di sicurezza		γ_F		1.00					
Categoria dettaglio		σ_c		80 [N/mm ²]					
Spessore ala superiore		t_s		40 [mm]					
Spessore anima		t_w		22 [mm]					
Spessore ala inferiore		t_i		40 [mm]					
Fattore di riduzione superiore		k_s		0.910					
Fattore di riduzione inferiore		k_i		0.910					
Caratteristiche sezione				$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_c / \gamma_{MF}$				
				[N/mm ²]	[N/mm ²]				
Momento d'inerzia	JG	0.276	[m ⁴]						
W acciaio superiore	Wss	- 0.794	[m ³]	72.82	53.94				
W acciaio anima sup	Ws	- 0.897	[m ³]	80.00	59.26				
W acciaio anima inf	Wi	0.130	[m ³]	80.00	59.26				
W acciaio inferiore	Wii	0.128	[m ³]	72.82	53.94				
Sx superiore	Sxs	0.116	[m ³]	80.00	59.26				
Sx inferiore	Sxi	0.068	[m ³]	80.00	59.26				
Verifica									
				Tensioni					
				σ_{ss}	σ_s	σ_i	σ_{ii}	τ_s	τ_i
				[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Momento massimo	3438	[kNm]		- 4.33	- 3.83	26.36	26.85		
Momento minimo	-710	[kNm]		0.89	0.79	- 5.44	- 5.55		
Taglio massimo	225	[kN]						4.32	2.53
Taglio minimo	-225	[kN]						- 4.32	- 2.53
				$\Delta\sigma_{ESS}$	$\Delta\sigma_{ES}$	$\Delta\sigma_{Ei}$	$\Delta\sigma_{Eii}$	$\Delta\tau_{ES}$	$\Delta\tau_{Ei}$
				4.91	4.35	29.89	30.46	8.11	4.76

9.5 VERIFICA TRAVERSI DI CAMPATA

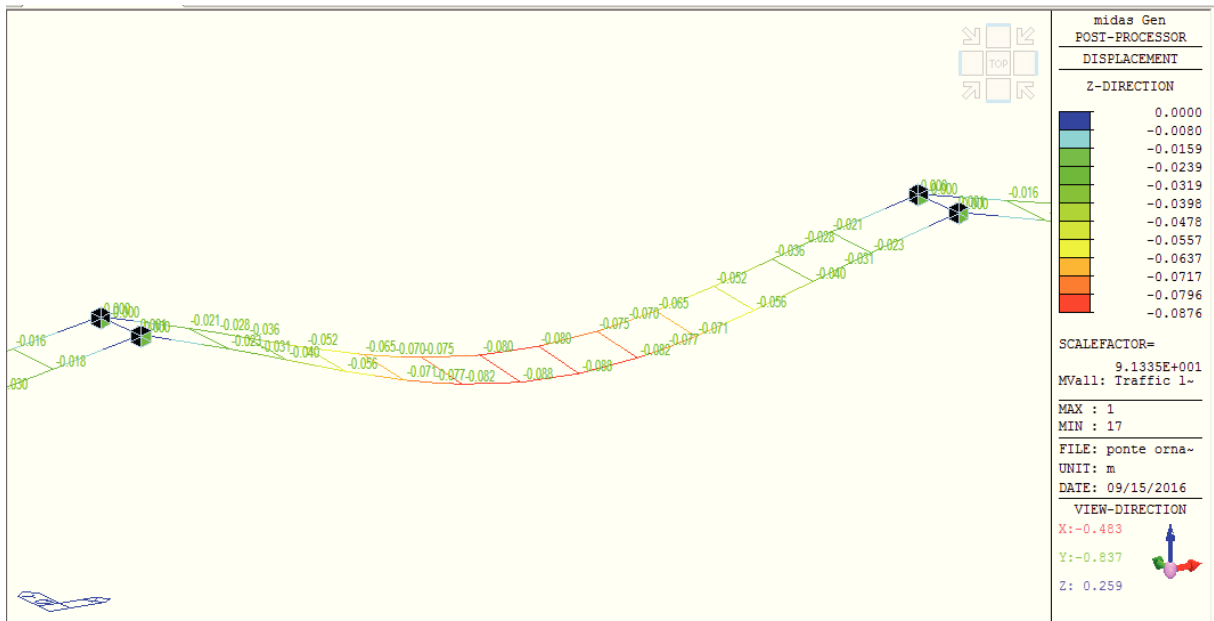
I traversi di campata hanno il compito di ripartire i carichi mobili tra le due travi principali. Si adotta un profilo saldato con passo 5m.

Il caso di carico relativo ai carichi mobili, che comporta la maggiore differenza di deformazione tra le due travi principali, considera due sole stese di carico eccentriche. Nell'immagine successiva si nota l'andamento della deformata dovuta ai carichi mobili.



In particolare, la differenza tra la trave con il carico maggiore e la meno carica, porta ad delta di deformazione pari a:


$$\Delta a = 88 - 80 = 8 \text{ mm}$$



La verifica risulta superata con un profilo saldato (h1200, piattadande 400x40, anima da 20mm) con interasse 5 metri.

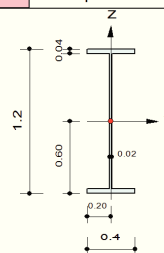
midas Gen

Steel Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	D:\...\ponte ornate 3 fase_0.6.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 253
 Material : S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : traversi campata (No:1)
 (Built-up Section).
 Member Length : 6.00000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 1405.13 (LCB: 1+, POS:J)
 Bending Moments My = 3126.79, Mz = 67.2305
 End Moments Myi = 128.871, Myj = 3126.79 (for Ly)
 Myi = 128.871, Myj = 3126.79 (for Ly)
 Mzi = 58.5807, Mzj = 67.2305 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -22.414 (LCB: 1+, POS:I)
 Fzz = -964.51 (LCB: 1+, POS:I)

Depth	1.20000	Web Thick	0.02000
Top F Width	0.40000	Top F Thick	0.04000
Bot.F Width	0.40000	Bot.F Thick	0.04000
Area	0.05517	Asz	0.02400
Qyb	0.62080	Qzb	0.02000
Iyy	0.01335	Izz	0.00043
Ybar	0.20000	Zbar	0.60000
Wely	0.02225	Welz	0.00214
ry	0.49185	rz	0.08804

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 6.00000, Lz = 6.00000, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 0.94, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 68.2 < 200.0$ (Memb:192, LCB: 1-)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 1405.1/18653.6 = 0.075 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 3126.79/8395.58 = 0.372 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 67.23/1119.77 = 0.060 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$RNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\text{Beta}}$

$R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{max} = \text{MAX}[RNRd, R_{max1}, (R_{com} + R_{bend})] = 0.508 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.004 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.217 < 1.000$ O.K

9.6 VERIFICA TRAVERSI SU SPALLE E PILE

I traversi che si trovano sulle spalle e sulle pile sono dimensionati per consentire la sostituzione degli apparecchi di appoggio, attraverso il sollevamento dell'impalcato con martinetti. I martinetti saranno posizionati con interdistanza di 4 metri.

Per il sollevamento si considera l'impalcato chiuso al traffico veicolare e quindi la sola presenza dei carichi dovuti ai pesi propri ed ai pesi permanenti portati.

9.6.1 Verifica traverso su spalle

Si adottano profilati HEB1000.

midas Gen

Steel Checking Result

	Company	Project Title	
	Author	File Name	D:\... 3 fase_0.5_sollevamento.mgb

1. Design Information

Design Code	: Eurocode3:05
Unit System	: kN, m
Member No	: 191
Material	: S355 (No:1) ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	: traversi estremita (No:10) (Rolle: HEB1000).
Member Length	: 1.00000

2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 0.00000$ (LCB: 1, POS:J)	Depth	1.00000	Web Thick	0.01900
Bending Moments	$M_y = -1119.3$, $M_z = 0.00000$	Top F Width	0.30000	Top F Thick	0.03600
End Moments	$M_{yi} = 84.5592$, $M_{yj} = -1119.3$ (for Lb) $M_{zi} = 84.5592$, $M_{zj} = -1119.3$ (for Ly) $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)	Bot.F Width	0.30000	Bot.F Thick	0.03600
Shear Forces	$F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 1, POS:I) $F_{zz} = 1205.98$ (LCB: 1, POS:J)	Area	0.04000	Asz	0.01900
		Qyb	0.38163	Qzb	0.01125
		Iyy	0.00645	Izz	0.00016
		Ybar	0.15000	Zbar	0.50000
		Wely	0.01289	Welz	0.00109
		ry	0.40100	rz	0.06380

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 6.00000$, $L_z = 4.00000$, $L_b = 0.00000$
Effective Length Factors	$K_y = 2.00$, $K_z = 2.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 0.77$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $L/r = 62.7 < 300.0$ (Memb:191, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{tRd} = 0.0/13523.8 = 0.000 < 1.000$ O.K

Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 1119.34/5024.10 = 0.223 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.000/576.030 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance
 $RNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{nyRd}, M_{Edz}/M_{nzRd}]$
 $R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{bend} = M_{Edy}/M_{yRd} + M_{Edz}/M_{zRd}$
 $R_{max} = \text{MAX}[RNRd, (R_{com} + R_{bend})] = 0.223 < 1.000$ O.K


Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{yRd} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{zRd} = 0.291 < 1.000$ O.K

9.6.2 Verifica trasverso su pile

Si adottano profilati saldati con altezza pari a 1500mm, piattebande 500x40mm e anima da 30mm.

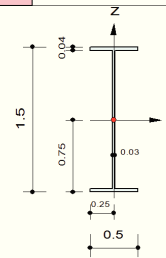
midas Gen

Steel Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	D:\... 3 fase_0.5_sollevamento.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 200
 Material : S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : traversi pile (No:11)
 (Built-up Section).
 Member Length : 1.00000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:J)
 Bending Moments My = -6404.4, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 225.307, Myj = -6404.4 (for I b)
 Myi = 225.307, Myj = -6404.4 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
 Fzz = 6634.01 (LCB: 1, POS:J)

Depth	1.50000	Web Thick	0.03000
Top F Width	0.50000	Top F Thick	0.04000
Bot.F Width	0.50000	Bot.F Thick	0.04000
Area	0.08260	Asz	0.04500
Qvb	0.73872	Qzb	0.03125
Iyy	0.02848	Izz	0.00084
Ybar	0.25000	Zbar	0.75000
Wely	0.03797	Welz	0.00335
ry	0.58719	rz	0.10064

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 6.00000, Lz = 4.00000, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 2.00, Kz = 2.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.78, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$$L/r = 39.7 < 300.0 \text{ (Memb:200, LCB: 1)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.0/27926.7 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 6404.4/14985.4 = 0.427 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00/1798.50 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$RNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$$

$$R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[RNRd, (R_{com} + R_{bend})] = 0.444 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.665 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

9.7 VERIFICA PIOLI

Si adottano pioli tipo Nelson $\phi 22$ e altezza aprì a 250mm disposti su 4 file con interasse pari a 200mm longitudinale e 120mm trasversale.

Connessione a taglio con pioli			
Caratteristiche materiali			
Pioli			
Tensione a rottura del piolo	ft	500	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza connessio	γ_v	1.25	
Calcestruzzo			
Resistenza cilindrica cls	fck	35	[N/mm ²]
Modulo elastico cls	Ec	34'077	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza cls	γ_c	1.50	
Area soletta cls	Ac	1'500'000	[mm ²]
Armature			
Tensione a snervamento	fyk	450	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza barre	γ_{sa}	1.15	
Armature nella soletta	Asa	10'050	[mm ²]
Acciaio da carpenteria			
Tensione a snervamento	fyk	355	[N/mm ²]
Area trave in acciaio	Aa	80'320	[mm ²]
Coefficiente di sicurezza acciaio	γ_a	1.10	
Dati			
Diametro del piolo	d	22	[mm]
Altezza piolo dopo saldatura	hsc	250	[mm]
	α	1.000	
$P_{Rd,a} = \frac{0.8 \cdot f_t \cdot (\pi \cdot d^2)}{\gamma_v \cdot 4} = 121'642 \text{ [N]}$			
$P_{Rd,c} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} = 122'631 \text{ [N]}$			
Resistenza	Rmin	121'642	[N]
Coefficiente riduttivo per ponti		0.6	
Resistenza ridotta	Rd	72'985	[N]
Verifica			
Taglio totale longitudinale	VL	25'921'455	[N]
numero pioli minimo		355	
numero pioli di progetto		700	
numero pioli per fila		4	
Distanza tra sez momento massimo e momento min	L	35'000	[mm]
interasse pioli	i	200.00	[mm]

9.8 VERIFICA SOLETTA IN C.A.

La soletta appoggia sulle travi in acciaio con luce pari a 600 cm e sbalzi di 262.50cm.

9.8.1 Sovraccarichi permanenti portati

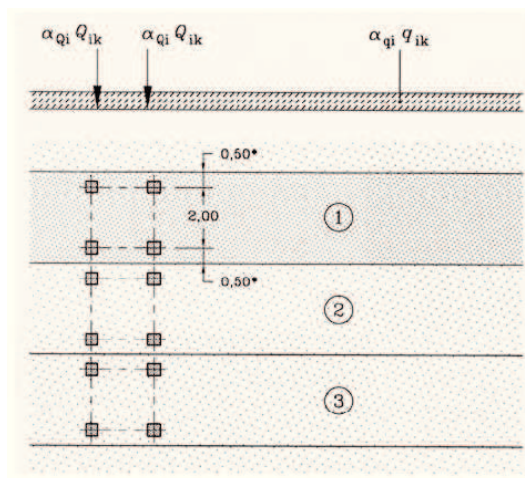
Si sono considerati i seguenti carichi permanenti:

- Pavimentazione
 $g1 = 18 \text{ kN/m}^3 \times 0.11 \text{ m} = 1.98 \text{ kN/m}$
- Marciapiedi
 $g2 = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.17 \text{ m} = 4.25 \text{ kN/m}$
- Guard rail
 $g4 = 2 \text{ kN/m} = 2 \text{ kN/m}$

9.8.2 Sovraccarichi da traffico

I carichi da traffico transitanti sui ponti sono definiti nel DM 2008. Si fa riferimento in particolare ai ponti di I categoria. Nel caso in esame, la carreggiata, di larghezza utile pari a 8.5 m, è in grado di ospitare 2 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.0 m.

Per le verifiche globali dell'impalcato si utilizza lo schema di carico 1, mostrato in figura, composto da due sistemi accoppiati: carichi concentrati su due assi in tandem avente ciascuno un peso pari a Q_{1k} , e un carico uniformemente distribuito, avente un peso per unità di superficie pari a q_{1k} .

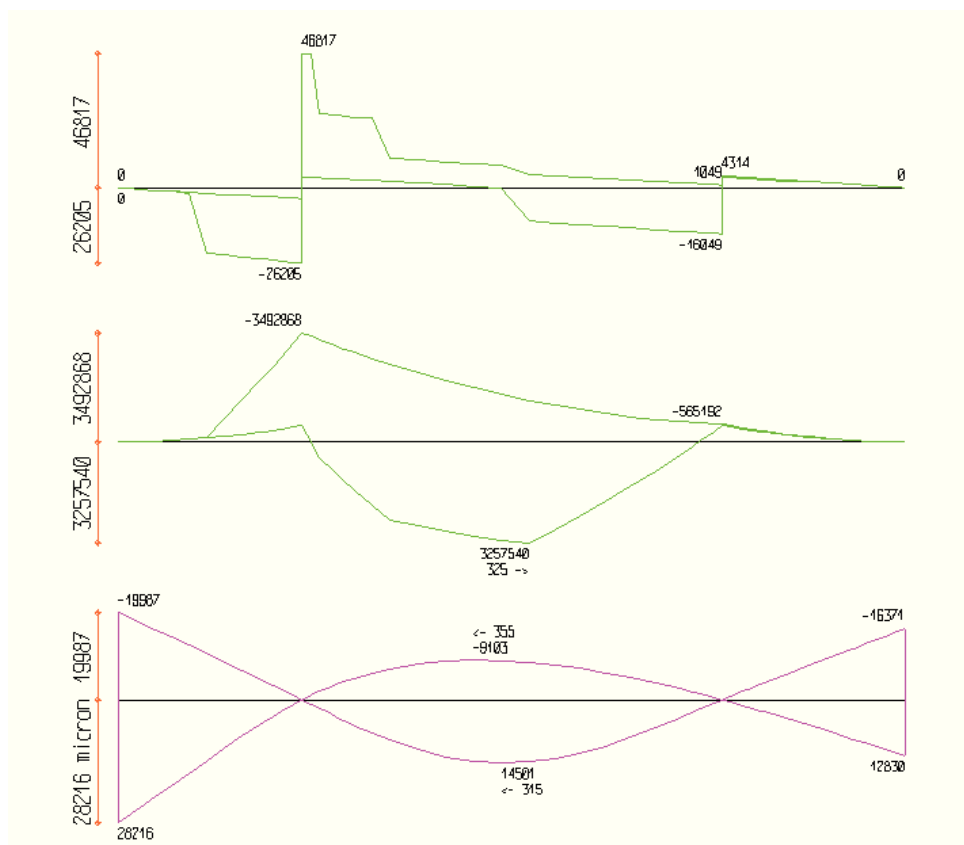
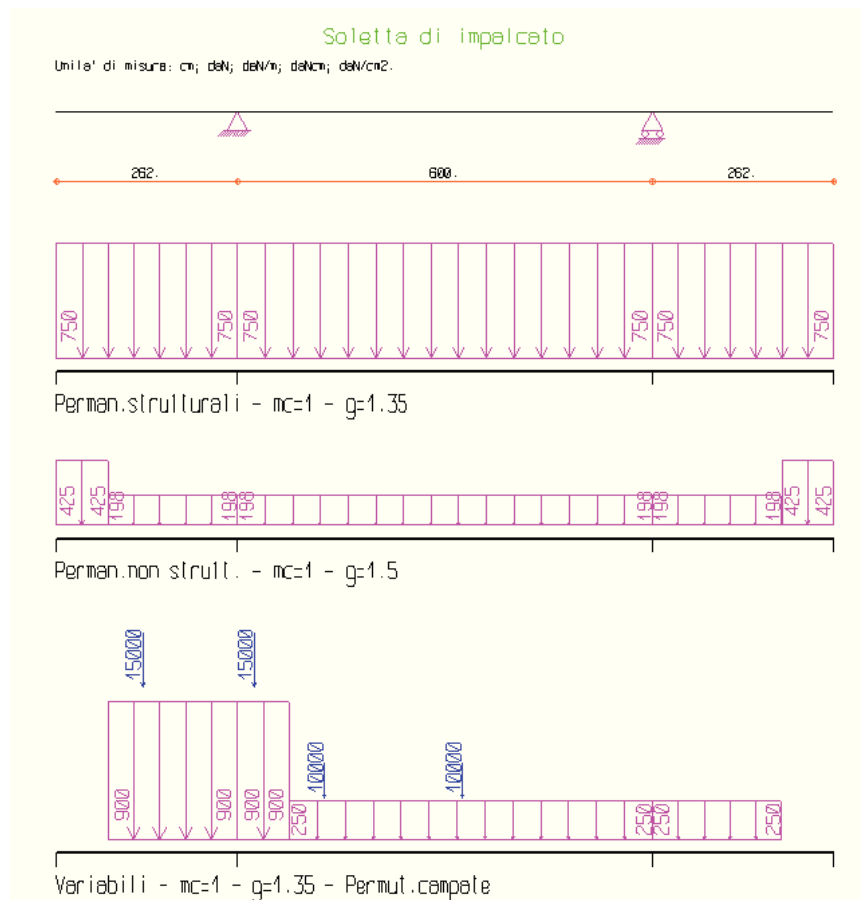


In funzione del numero di corsie di volta in volta caricate, i valori di Q_{ik} e q_{ik} sono quelli riportati in tabella.

Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{ik}) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{rk})	0	2,5

I carichi concentrati sono posizionati trasversalmente in modo da massimizzare gli effetti in funzione della generica sezione in esame e del tipo di azione interna cercata.

9.8.3 Sollecitazioni e verifica



VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : Soletta di impalcato (travetto)
 Metodo di verifica : stati limite (NTC08).
 Duttilita' : bassa con gerarchia.
 Unità di misura : cm; daN; daN/m; daNcm; daN/cm2; deform. %.
 Unità particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.
 Copriferri (assi) : longitudinali= 3 ; staffe= 2

MATERIALI

CLS : Rck =450. ; fck=373.5; fctk= 23.5; fctm= 33.5; Ec= 346255. ;
 gc =1.5 ; fcd=211.6; fbd= 35.2; fctd= 15.6; E cud=.35%
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=6.75%

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : molto aggressivo.
 CLS : sc1s(rara)=224.1; sc1s(quasi permanente)=168.1; fbd(esercizio)= 35.2
 ACCIAIO : Sacc(rara)=3600.; Coeff.Omogein.= 15
 FESSURE : wmax(fre.)=.2 ; wmax(q.p.)=.2 [4.1.2.2.4.5];
 kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

SEZIONI UTILIZZATE

1) Rettangolare: 100X30; A=3000.; Jg=225000.; E=346254.9

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	C1	1	1	1	0	262.	232.	8.733	.4	1.966	10.533
2	C2	1	1	1	0	600.	540.	20.	1.5	1.622	32.585
3	C3	1	1	1	0	262.	232.	8.733	.4	5.	27.962

CONDIZIONI DI CARICO

Nro	Descrizione	Tipo	Molt. Coeff. per combinazioni			
			Caric	SLU	Rare	Freq. Q.Per.
1	Perman.strutturali	senza permutazioni	1.	1.35	1.	1. 1.
2	Perman.non strutt.	senza permutazioni	1.	1.5	1.	1. 1.
3	Variabili	permutaz. campate	1.	1.35	1.	.75 0.

CARICHI APPLICATI

Nro	Con	Camp.	Tipo	Sistema	carico 1	carico 2	dist.1	dist.2
1	1	1	Forza distribuita	Globale	-750.	-	-	-
2	1	2	Forza distribuita	Globale	-750.	-	-	-
3	1	3	Forza distribuita	Globale	-750.	-	-	-
4	2	1	Carico trapezio	Globale	-425.	-425.	0.	188.

5	2	3	Carico trapezio	Globale	-425.	-425.	188.	0.
6	2	1	Carico trapezio	Globale	-198.	-198.	75.	0.
7	2	3	Carico trapezio	Globale	-198.	-198.	0.	75.
8	2	2	Forza distribuita	Globale	-198.	-	-	-
9	3	1	Carico trapezio	Globale	-900.	-900.	75.	0.
10	3	2	Carico trapezio	Globale	-900.	-900.	0.	525.
11	3	2	Carico trapezio	Globale	-250.	-250.	75.	0.
12	3	3	Carico trapezio	Globale	-250.	-250.	0.	75.
13	3	1	Forza concentrata	Globale	-15000.	-	125.	-
14	3	2	Forza concentrata	Globale	-15000.	-	25.	-
15	3	2	Forza concentrata	Globale	-10000.	-	125.	-
16	3	2	Forza concentrata	Globale	-10000.	-	325.	-

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epsc	Epsac	Mrd	Epsc	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE						
>	12.	12.	1.	1.	-5443.	0.	0.	-4600180.	-0.35	.597	3.	.37	!845.2!	SI				
	262.	262.	1.	2.	-3105471.	!	-.072!	.119!	-5776811.	!	-.35	1.011	3.	.257!	1.86	!	SI	
>	262.	0.	1.	2.	-3363695.	!	-.078!	.129!	-5776811.	!	-.35	1.011	3.	.257!	1.717	!	SI	
	262.	0.	1.	2.	302.	0.	0.	8323768.	-0.35	.426	3.	.451	27554!	SI				
	507.	245.	1.	3.	-1799150.	!	-.035	.035	-9584015.	!	-.35	.423	3.	.453!	5.327	!	SI	
	507.	245.	1.	3.	3075825.	!	-.055	.115	5283069.	!	-.35	2.185	3.	.138!	1.718	!	SI	
	587.	325.	1.	3.	3257540.	!	-.059	.122	5283069.	!	-.35	2.185	3.	.138!	1.622	!	SI	
	820.	558.	1.	2.	335671.	!	-.007	.009	8323768.	!	-.35	.426	3.	.451	24.8	!	SI	
	862.	600.	1.	2.	-577712.	!	-.013	.022	-5776811.	!	-.35	1.011	3.	.257!	9.999	!	SI	
>	862.	0.	1.	2.	-504184.	!	-.011	.019	-5776811.	!	-.35	1.011	3.	.257!	11.46	!	SI	
	916.	54.	1.	1.	-397978.	!	-.012	.016	-4600180.	!	-.35	.597	3.	.37	!	11.56	!	SI
	1112.	250.	1.	1.	-5443.	0.	0.	-4600180.	-0.35	.597	3.	.37	!	845.2!	!	SI		

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	Ve					
>	0.	0.	1.	0.	14658.	!	SI		
	0.	0.	1.	0.	!	14658.	!	SI	
	262.	262.	1.	!	-24834.	!	25246.	!	SI
>	262.	0.	1.	!	25196.	!	25246.	!	SI
	862.	600.	1.	!	-15155.	!	25246.	!	SI
	862.	600.	1.	!	1442.	!	25246.	!	SI
>	862.	0.	1.	!	3420.	!	25246.	!	SI
	1124.	262.	1.	!	0.	!	14658.	!	SI

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	ls	sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve			
>	12.	12.	1.	1.	-867.	!	0.	.8	53.09	5.7	0.	10.52	0.	!	SI

12.	12.	1.	1.	-867.	0.	.8	53.09	5.7	0.	10.52	0.	SI
30.	30.	1.	1.	-5288.	-.3	4.6	53.09	5.7	.0001	10.52	0.	SI
262.	262.	1.	2.	-2289691.	-82.7	1865.4	53.09	6.41	.0773	11.11	.086	SI
> 262.	0.	1.	2.	-2480813.	-89.6	2021.2	53.09	6.41	.0847	11.11	.094	SI
587.	325.	1.	3.	2414914.	-67.9	1898.8	53.09	6.86	.0783	11.49	.09	SI
862.	600.	1.	2.	-406907.	-14.7	331.5	53.09	6.41	.0095	11.11	.011	SI
> 862.	0.	1.	2.	-362812.	-13.1	295.6	53.09	6.41	.0084	11.11	.009	SI
916.	54.	1.	1.	-255186.	-13.7	223.7	53.09	5.7	.0064	10.52	.007	SI
1112.	250.	1.	1.	-867.	0.	.8	53.09	5.7	0.	10.52	0.	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	ls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 12.	12.	1.	1.	-867.	0.	.8	53.09	5.7	0.	10.52	0.	SI
12.	12.	1.	1.	-867.	0.	.8	53.09	5.7	0.	10.52	0.	SI
30.	30.	1.	1.	-5288.	-.3	4.6	53.09	5.7	.0001	10.52	0.	SI
262.	262.	1.	2.	-1798656.	-64.9	1465.4	53.09	6.41	.0582	11.11	.065	SI
> 262.	0.	1.	2.	-1941277.	-70.1	1581.6	53.09	6.41	.0637	11.11	.071	SI
587.	325.	1.	3.	1826296.	-51.3	1436.	53.09	6.86	.0563	11.49	.065	SI
862.	600.	1.	2.	-395979.	-14.3	322.6	53.09	6.41	.0092	11.11	.01	SI
> 862.	0.	1.	2.	-353496.	-12.8	288.	53.09	6.41	.0082	11.11	.009	SI
916.	54.	1.	1.	-249683.	-13.4	218.9	53.09	5.7	.0063	10.52	.007	SI
1112.	250.	1.	1.	-867.	0.	.8	53.09	5.7	0.	10.52	0.	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	ls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 12.	12.	1.	1.	-867.	0.	.8	53.09	5.7	0.	10.52	0.	SI
12.	12.	1.	1.	-867.	0.	.8	53.09	5.7	0.	10.52	0.	SI
30.	30.	1.	1.	-5288.	-.3	4.6	53.09	5.7	.0001	10.52	0.	SI
262.	262.	1.	2.	-325551.	-11.8	265.2	53.09	6.41	.0076	11.11	.008	SI
> 262.	0.	1.	2.	-322669.	-11.6	262.9	53.09	6.41	.0075	11.11	.008	SI
547.	285.	1.	3.	62338.	-1.8	49.	53.09	6.86	.0014	11.49	.002	SI
862.	600.	1.	2.	-322669.	-11.6	262.9	53.09	6.41	.0075	11.11	.008	SI
> 862.	0.	1.	2.	-325551.	-11.8	265.2	53.09	6.41	.0076	11.11	.008	SI
916.	54.	1.	1.	-233174.	-12.5	204.4	53.09	5.7	.0058	10.52	.006	SI
1112.	250.	1.	1.	-867.	0.	.8	53.09	5.7	0.	10.52	0.	SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100*Af/Ac_{ls} - Ac_{ls}=area intera sezione)

Nro	Totale	%	Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	106.2	3.54	53.09	1.77	10d26	53.09	1.77	10d26
2	159.3	5.309	53.09	1.77	10d26	106.2	3.54	10d26 +10d26
3	159.3	5.309	106.2	3.54	10d26 +10d26	53.09	1.77	10d26

10 AZIONI SUGLI APPOGGI

Il ponte è collegato con le spalle e le pile attraverso i dispositivi di appoggio.

Lo schema di vincolo è rappresentato nell'immagine successiva:

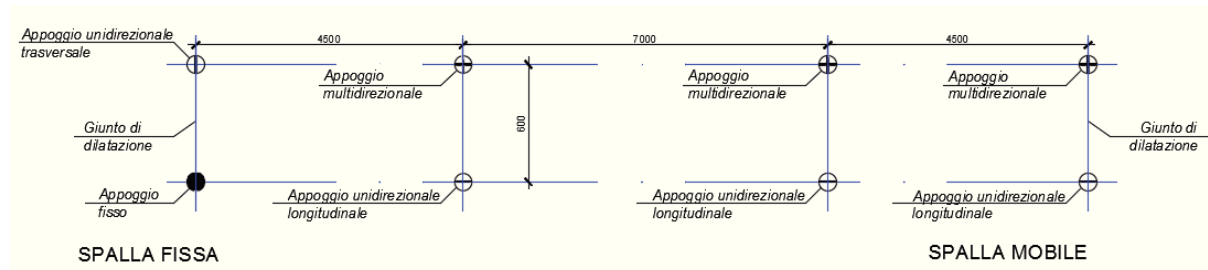


Figura 13: schema appoggi

Le azioni sugli appoggi risultano le seguenti:

Condizioni di carico su appoggi spalla fissa		Appoggio fisso			Appoggio unilaterale	
		N	Tx(long)	Ty(trasv)	N	Tx(long)
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
SLU	gr1	8'433	-	299	8'433	-
SLU	gr2	7'115	537	299	7'115	537
SLU	vento	6'090	-	398	6'090	-
SLU	gr2b	7'115	-	299	7'115	-
SLU sisma	sisma	2'304	5'099	1'442	2'304	5'099
rara	Rara gr1	6'210	-	199	6'210	-
rara	Rara gr2a	5'233	398	199	5'233	398
rara vento	Rara vento	5'233	-	265	5'233	-
Frequente	FR gr1	5'233	-	100	5'233	-
Frequente	FR vento	2'304	-	133	2'304	-
Q.Permanente	QP gr1	2'304	-	-	2'304	-
Condizioni di carico su appoggi spalla mobile		Appoggio unilaterale longitudinale			appoggi multilaterali	
		N	Tx(long)	Ty(trasv)	N	Tx(long)
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
SLU	gr1	8'433	-	299	8'433	-
SLU	gr2	7'115	-	299	7'115	-
SLU	vento	6'090	-	398	6'090	-
SLU sisma	sisma	2'304	-	1'442	2'304	-
rara	Rara gr1	6'210	-	199	6'210	-
rara vento	Rara vento	5'233	-	265	5'233	-
Frequente	FR gr1	5'233	-	100	5'233	-
Frequente	FR vento	2'304	-	133	2'304	-
Q.Permanente	QP gr1	2'304	-	-	2'304	-

Condizioni di carico su appoggi pila		Appoggio unilaterale longitudinale			appoggi multilaterali	
		N [kN]	Tx(long) [kN]	Ty(trasv) [kN]	N [kN]	Tx(long) [kN]
SLU	gr1	21'380	-	191	21'380	-
SLU	gr2	18'038	-	191	18'038	-
SLU	vento	15'439	-	269	15'439	-
SLU sisma	sisma	5'840	-	1'828	5'840	-
rara	Rara gr1	15'742	-	128	15'742	-
rara vento	Rara vento	13'266	-	179	13'266	-
Frequente	FR gr1	13'266	-	50	13'266	-
Frequente	FR vento	5'840	-	76	5'840	-
Q.Permanente	QP gr1	5'840	-	-	5'840	-

Gli spostamenti sono stati calcolati sia per la situazione di SLS che a SLV. Nel secondo caso, si è fatto riferimento al paragrafo 3.2.5.2 del DM 14/01/2008.

I risultati ottenuti sono riassunti nella seguente tabella:

	APPOGGI	SCARICHI [kN]								CORSE APPOGGI [mm]			
		SLU STR				SLV				SLS		SLV	
		RvMAX	RvMIN	HI	Ht	RvMAX	RvMIN	HI	Ht	LONG	TRASV	LONG	TRASV
SPALLA FESSA	F	8500	8100	540	400	2350	2350	5100	1500	-	-	-	-
	UT	8500	8100	540	-	2350	2350	5100	-	-	±10	-	±10
SPALLA MOBILE	UL	8500	8100	-	400	2350	2350	-	1500	±100	-	±85	-
	M	8500	8100	-	-	2350	2350	-	-	±100	±10	±85	±10
P1	UL	21400	15500	-	300	5900	5900	-	1900	±30	-	±45	-
	M	21400	15500	-	-	5900	5900	-	-	±30	±10	±45	±10
P2	UL	21400	15500	-	300	5900	5900	-	1900	±70	-	±70	-
	M	21400	15500	-	-	5900	5900	-	-	±70	±10	±70	±10
SLU STR = CARICHI A STATO LIMITE ULTIMO COMBINAZIONE A1+M1													
SLV = CARICHI A STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										ESCURSIONE GIUNTI [mm]			
SLS = SPOSTAMENTI A STATO LIMITE DI ESERCIZIO										SPALLA MOBILE, DIREZIONE LONG.			
SLV = SPOSTAMENTI A STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										±110			

11 SPALLE

11.1 PARAGHIAIA

Il paraghiaia deve essere progettato considerando un'azione orizzontale longitudinale di frenamento applicata alla testa del muro paraghiaia pari a 180 kN concomitante con l'azione Q_{1k} applicata in testa. Tale azione si considera ripartita su una lunghezza di 3 metri.

Verifica paraghiaia				
Dati geometrici			Dati terreno	
			[gradi °]	[rad]
altezza	H	3.1 [m]	Angolo d'attrito terreno	ϕ 35 0.611
spessore	s	0.5 [m]	δ attrito muro-terreno [°]	δ 17.5 0.31
base	b	1 [m]	inclinazione parete muro a	ψ 90 1.571
Sovraccarico da traffico		22 [kN/m ²]	β	0 0.000
			Peso terreno	γ 20 [kN/m ³]
Coefficiente riduttivo	β	1	coefficiente di spinta attiva	ka 0.246
Accelerazione di picco al suolo	a_g	0.21	coefficiente di spinta a riposo	ko 0.426
Categoria del suolo	S	1.5	coefficiente di spinta dinam	kad 0.563
coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.315		
coefficiente sismico verticale	k_v	0.158		
Condizioni di carico				
			Pressione max	M
			[kN/m ²]	[kN m]
				N
				[kN]
				T
				[kN]
Peso proprio	g1			39
Spinta statica terreno	g3		26.4	42
Spinta da traffico	q1		9.3	45
Frenatura	q3			186
Sovraspinta dinamica	q5_1			60
Sisma su paraghiaia	q5_2			19
Sisma su terreno	q5_3			94
				100
				60
				39
				12
				61
Combinazioni di carico				
				M
				[kN m]
				N
				[kN]
				T
				[kN]
				q1 frequente
				sisma
SLU	gruppo 1	1.35	1.35	1.35
SLU	gruppo 2a	1.35	1.35	1.35
SLU sisma		1	1	1.0125
rara	Rara gr1	1	1	1
rara	Rara gr2a	1	1	0.75
Frequente	FR gr1	1	1	0.75
Q.Permanente	QP gr1	1	1	
				117
				353
				215
				87
				262
				76
				42
				52
				187
				39
				39
				139
				39
				39

Verifica sezione rettangolare									
DATI									
b =	100 [cm]				Rck =	350 [daN/cm ²]	f _{yk}	4500 [daN/cm ²]	
h =	50 [cm]				f _{ck}	291 [daN/cm ²]	f _{yd}	3913 [daN/cm ²]	
copriferro minimo	3.5 [cm]				f _{cd}	194 [daN/cm ²]	σ_s	3600 [daN/cm ²]	
copriferro =	4.5 [cm]				τ_{rd}	3.16 [daN/cm ²]			
d =	45.5 [cm]				σ_c rara	174 [daN/cm ²]	n =	15	
					σ_c qp	131 [daN/cm ²]			
Armatura tesa		Armatura tesa		Armatura compressa		Armatura compressa			
1° strato		2° strato		1° strato		2° strato			
ϕ	n° ferri	ϕ	n° ferri	ϕ	n° ferri	ϕ	n° ferri		
20	6			20	6				
As 1° [cm ²]	18.85	As 2° [cm ²]	0.00	As 1° [cm ²]	18.85	As 2° [cm ²]	0.00		
% Atesa	0.377%								
Aree		Bracci							
As' 1°	18.85 [cm ²]	d' 1°	4.5 [cm]	interfero armature compresse		0 [cm]			
As' 2°	0.00 [cm ²]	d' 2°	4.5 [cm]						
As 2°	0.00 [cm ²]	d 2°	45.5 [cm]	interfero armature tese		0 [cm]			
As 1°	18.85 [cm ²]	d 1°	45.5 [cm]						
Atot tesa	18.85 [cm ²]								
VERIFICHE A FESSURAZIONE									
	Mmax	N	σ_s	σ_s adm	σ_c	σ_c adm	esm	wk	wlim
	[daN cm]	[daN]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]		[mm]	[mm]
rara	2'617'807	13'875	3014	3'600	83.0	174			
Frequente	757'807	3'875	876	3'600	24.0	174	0.00043	0.14	0.2
Q.Permanente	423'453	3'875	448	3'600	13.6	131	0.00023	0.07	0.2

VERIFICA A TAGLIO A SLU senza armature trasversali resistenti a taglio					
Vsd Max	165'443	[N]			
V Rd	208'079	[N]	minimo	184072	[N]
k	1.663				
vmin	0.405	[N/mm ²]			
ρf	0.004				

La verifica nella peggiore condizione a SLU risulta:

Titolo : Verifica paraghiaia

N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm ²]	d [cm]
1	100	50	1	18.85	4.5
			2	18.85	45.5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="187"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="353"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C		C28/35	
ε _{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200'000"/> N/mm ²	f _{cd}	<input type="text" value="15.87"/>
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="11"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ _{co}	<input type="text" value="0.6667"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="1.971"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

N* rett.

Calcola MRd

L₀ cm

Precompresso

11.2 SPALLA FISSA

11.2.1 Azioni agenti sulla spalla

L'impalcato trasmette, attraverso gli appoggi, le seguenti azioni:

Condizioni di carico su spalla fissa		Pressione max	N	My	Mx	Tx(long)	Ty(trasv)
		[daN/cm ²]	[kN]	[kN m]	[kN m]	[kN]	[kN]
Peso proprio impalcato	g1		3933				
Permanenti portati	g2		675				
traffico	q1		7811				
frenamento	q3			994		795	
centrifuga	q4				-		-
Vento	q5				454		165
sisma su massa impalcato	q6_x			12'746		10'197	
sisma su massa impalcato	q6_y				1'803		1'442
attrito	q7					373	
urto	q8				350		100

Tali condizioni di carico, integrate dalle azioni dirette sulla spalla, costituiscono la base dei calcoli successivi.

11.2.2 Verifica del fusto della spalla

Le caratteristiche geometriche della spalla sono riassunte nella tabella successiva.

Verifica muro frontale spalla			
Dati geometrici		Dati terreno	
			[gradi °] [rad]
altezza totale	H	7.9 [m]	φ 35 0.611
spessore	s	2.3 [m]	δ attrito muro-terreno [°] 17.5 0.31
base	b	1 [m]	inclinazione parete muro a monte ψ 90 1.571
altezza muro	h	4.8 [m]	β 0 0.000
spessore paraghiaia	sp	0.5 [m]	Peso terreno γ 18 [kN/m ³]
altezza paraghiaia	hp	3.1 [m]	coefficiente di spinta statica ka 0.246
Sovraccarico da traffico		22 [kN/m ²]	coefficiente di spinta a riposo ko 0.426
eccentricità appoggi	e	0.45 [m]	coefficiente di spinta dinamico kad 0.563
larghezza spalla		10.55 [m]	Accelerazione di picco al suolo ap 0.21
scarpa di monte		8.7 [m]	Categoria del suolo S 1.5
Coefficiente di riduzione	βm	1	coefficiente sismico orizzontale kn 0.315
			coefficiente sismico verticale kv 0.158

Le condizioni di carico sulla spalla, riportate alla sezione di attacco del fusto sono le seguenti:

Condizioni di carico		Pressione max	N	My(long)	Mx(trasv)	Tx(long)	Ty(trasv)									
		[kN/m ²]	[kN]	[kN m]	[kN m]	[kN]	[kN]									
Peso proprio	g1		315													
Spinta statica terreno	g3	60.6		631		240										
Spinta da traffico	q1	9.3		290		73										
Sovraspinta dinamica	q6_1			899		228										
Sisma su spalla	q6_2			392	392	99	99									
Sisma su terreno	q6_3			1'539		390										
Impalcato																
Peso proprio impalcato	g1		3933	1770												
Permanenti portati	g2		675	304												
traffico	q1		7811	3515												
frenamento	q3			4311		795										
centrifuga	q4					-	-									
Vento	q5				1'246		165									
sisma su massa impalcato	q6_5_x			61'692		10'197										
sisma su massa impalcato	q6_5_y				8'726		1'442									
attrito	q7			1'788		373										
urto	q8				830		100									
Combinazioni di carico - sezione di attacco																
		peso proprio	permanenti portati	spinte terre	traffico	frenatura	forza centrifuga	vento	sisma	forze parassite	svio	N	My(long)	Mx(trasv)	Tx(long)	Ty(trasv)
		g1	g2	g3	q1	q3	q4	q5	q6	q7	q8	[kN]	[kN m]	[kN m]	[kN]	[kN]
SLU	gr1	1.35	1.5	1.35	1.35			0.9		1.5	1.5	2024	2216	2366	475	299
SLU	gr2b	1.35	1.5	1.35	1.0126	1.35		0.9		1.5	1.5	1774	2622	2366	552	299
SLU	vento	1.35	1.5	1.35	0.75			1.5		1.5	1.5	1579	1842	3114	431	398
SLU sisma	sisma	1	1	1					1			751	9505	1219	1923	236
rara	Rara gr1	1	1	1	1			0.6		1	1	1'492	1619	1578	348	199
rara	Rara gr2a	1	1	1	0.75	1		0.6		1	1	1'307	1920	1578	405	199
rara vento	Rara vento	1	1	1	0.75			1		1	1	1'307	1'464	2076	330	265
Frequente	FR gr1	1	1	1	0.75					1	1	1'307	1'464	830	330	100
Frequente	FR vento	1	1	1				0.2		1	1	751	997	1079	275	133
O.Permanente	OP gr1	1	1	1								751	827	-	240	-

Verifica sezione rettangolare

DA TI

b =	100 [cm]	Rck =	350 [daN/cm ²]	f _{yk}	4500 [daN/cm ²]
h =	230 [cm]	f _{ck}	280 [daN/cm ²]	f _{yd}	3913 [daN/cm ²]
copriferro minimo	4.5 [cm]	f _{cd}	187 [daN/cm ²]	σ _s	3600 [daN/cm ²]
copriferro =	5.8 [cm]	σ _{rd}	3.16 [daN/cm ²]	n =	15
d =	224.2 [cm]	σ _{rara}	168 [daN/cm ²]		
		σ _{qp}	126 [daN/cm ²]		
Armatura tesa 1° strato		Armatura tesa 2° strato		Armatura compressa 1° strato	
φ	n° ferri	φ	n° ferri	φ	n° ferri
26	10	26	10	26	10
As 1° [cm ²]	53.09	As 2° [cm ²]	53.09	As' 1° [cm ²]	53.09
% Atesa	0.462%			As' 2° [cm ²]	0.00
Aree		Bracci			
As' 1 ≙	53.09 [cm ²]	d' 1°	5.8 [cm]	interferro armature compresse	0 [cm]
As' 2 ≙	0.00 [cm ²]	d' 2°	5.8 [cm]		
As 2 ≙	53.09 [cm ²]	d 2°	214.2 [cm]	interferro armature tese	10 [cm]
As 1 ≙	53.09 [cm ²]	d 1°	224.2 [cm]		
Atot tesa	106.19 [cm ²]				

Titolo : Verifica fusto

N° figure elementari Zoom

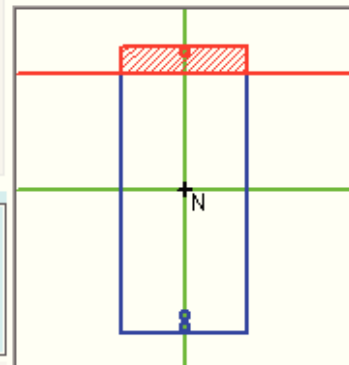
N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	230

N°	As [cm ²]	d [cm]
1	53.09	4.5
2	53.09	215.5
3	53.09	225.5

Tipo Sezione

- Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="751"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="9505"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="1219"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

- Centro Baricentro cls
 Coord.[cm]

xN

yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

- Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

Dominio M-N

L₀ cm

Col. modello

Materiali

B450C

C28/35

ε _{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200'000"/> N/mm ²	f _{cd}	<input type="text" value="15.87"/>
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="11"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ _{co}	<input type="text" value="0.6667"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="1.971"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

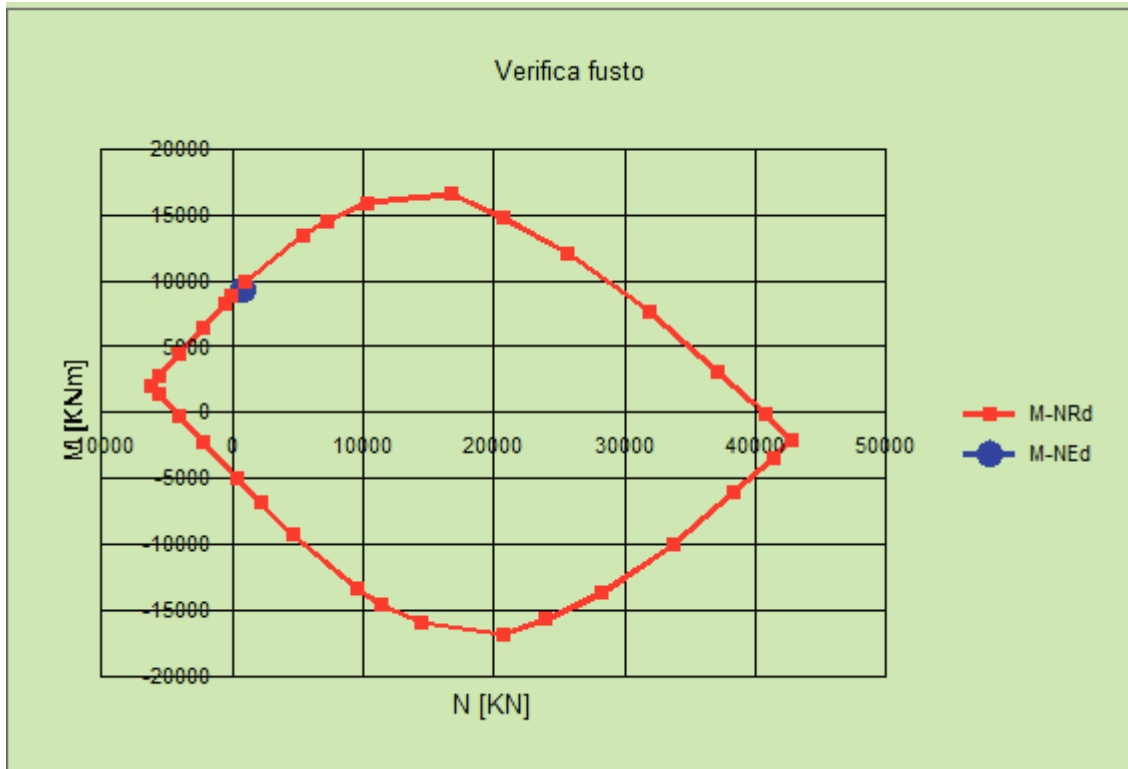
ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

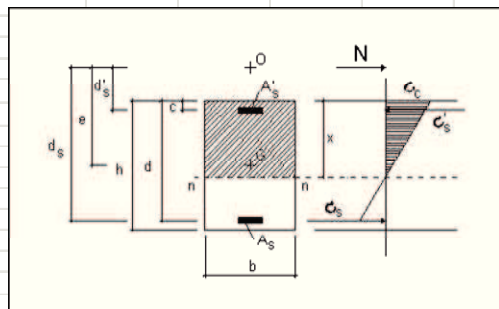
Precompresso



Seguono le verifiche a fessurazione, ampiamente superate per la spalla fissa.

VERIFICHE A FESSURAZIONE										
	Mmax	N	σ_s	$\sigma_{s adm}$	σ_c	$\sigma_{c adm}$	ϵ_{sm}	wk	wlim	
	[daN cm]	[daN]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]		[mm]	[mm]	
rara	16'194'832	149'191	264	3'600	24.2	168				
rara	19'198'438	130'681	436	3'600	28.0	168				
rara vento	14'638'057	130'681	249	3'600	21.8	168				
Frequente	14'638'057	130'681	249	3'600	21.8	168	0.00007	0.03	0.2	
Frequente	9'967'732	75'149	206	3'600	14.7	168	0.00006	0.02	0.2	
Q.Permanente	8'272'618	75'149	137	3'600	12.4	126	0.00004	0.01	0.2	

Parametri per calcolo - fessurazione										
e cm	-728.6802914									
kt	0.4									
hc eff	27 [cm]									
b eff	100 [cm]									
A eff	2700 [cm ²]									
As	53.09 [cm ²]									
ρ_f	0.019664									
Verifica applicabilità	10 [cm]	<	29 [cm]							
delta Smax	37.78 [cm]			k1	0.8					
ϕ	2.6 [cm]			k2	0.5					
copriferro min	4.5 [cm]			k3	3.4					
Es	2'100'000 [daN/cm ²]			k4	0.425					
fctm	27.66 [daN/cm ²]									



Per la verifica a taglio sarà necessario disporre n.9 spille a mq da 20mm.

VERIFICA A TAGLIO	
Vsd Max	1'922'598 [N]
V Rd	2'231'336 [N]
VRsd	2'231'336 [N]
VRcd	3'314'516 [N]
Asw	28.26 [cm ²]
s	100 [cm]
bw	100 [cm]
d	224 [cm]
Area	39'459 [cm ²]

11.2.3 Analisi sollecitazioni all'estradosso della fondazione

Le azioni agenti sulla zattera di fondazione risultano riassunte nella tabella seguente. Il punto di applicazione delle sollecitazioni seguenti è il baricentro della platea di fondazione, alla quota di estradosso della stessa platea.

Combinazioni di carico													N	My(long)	Mx(trasv)	Tx(long)	Ty(trasv)	
		peso proprio	permanenti portati	spinte terre	traffico	frenatura	forza centrifuga	vento	sisma x	sisma y	forze parassite	svio	[kN]	[kN m]	[kN m]	[kN]	[kN]	
		g1	g2	g3	q1	q3	q4	q5	q6	q7	q7	q8						
SLU	gr1	1.35	1.5	1.35	1.35			0.9					46'532	40'360	2'366	3'301	299	
SLU	gr2	1.35	1.5	1.35	1.0125	1.35		0.9					43'885	36'334	2'366	4'214	299	
SLU	vento	1.35	1.5	1.35	0.75			1.5					41'845	21'656	3'114	3'015	398	
SLU sisma +x	sisma x	1	1	1					1				24'630	79'709	-	19'876	-	
SLU sisma -x	sisma x	1	1	1					-1				24'630	-50'937	-	9'417	-	
SLU sisma y	sisma y	1	1	1						1			24'630	-	10'586	1'555	2'217	
SLU GEO	gr1	1	1.3	1	1.15			0.78				1.3	39'084	31'219	2'051	3'137	259	
SLU GEO	gr2	1	1.3	1	0.8625			0.78				1.3	36'839	22'116	2'051	2'964	259	
SLU GEO	vento	1	1.3	1	0.75			1.3				1.3	35'960	18'553	2'699	2'897	345	
SLU GEO sisma+x	sisma x	1	1	1					1				24'630	82'848	-	20'808	-	
SLU GEO sisma-x	sisma x	1	1	1					-1				24'630	-49'866	-	9'010	-	
SLU GEO sisma y	sisma y	1	1	1						1			24'630	941	10'586	1'962	2'217	
rara	Rara gr1	1	1	1	1			0.6				1	32'442	32'831	1'578	2'404	199	
rara	Rara gr2a	1	1	1	0.75	1		0.6				1	30'489	29'849	1'578	3'080	199	
rara vento	Rara vento	1	1	1	0.75			1				1	30'489	25'038	2'076	2'285	265	
Frequente	FR gr1	1	1	1	0.75							1	30'489	25'038	830	2'285	100	
Frequente	FR vento	1	1	1				0.2				1	24'630	1'658	1'079	1'928	133	
Q.Permanente	QP gr1	1	1	1									24'630	-	131	-	1'555	-

11.3 SPALLA MOBILE

11.3.1 Azioni agenti sulla spalla

L'impalcato trasmette, attraverso gli appoggi, le seguenti azioni:

Condizioni di carico su spalla mobile							
		Pressione max [daN/cm ²]	N [kN]	My [kN m]	Mx [kN m]	Tx(long) [kN]	Ty(trasv) [kN]
Peso proprio impalcato	g1		3933				
Permanenti portati	g2		675				
traffico	q1		7811				
centrifuga	q4				-		-
Vento	q5				454		165
sisma su massa impalcato	q6_y				1'803		1'442
attrito	q7					373	
urto	q8				350		100

Tali condizioni di carico, integrate dalle azioni dirette sulla spalla, costituiscono la base dei calcoli successivi.

11.3.2 Verifica del fusto della spalla

Le caratteristiche geometriche della spalla sono riassunte nella tabella successiva.

Verifica muro frontale spalla							
Dati geometrici				Dati terreno			
					[gradi °]	[rad]	
altezza totale	g1	7.9 [m]		Angolo d'attrito terreno	φ	35	0.617
spessore	s	2.3 [m]		δ attrito muro-terreno [°]	δ	17.5	0.31
base	b	1 [m]		inclinazione parete muro a monte	ψ	90	1.571
altezza muro	h	4.8 [m]			β	0	0.000
spessore paraghiaia	sp	0.5 [m]		Peso terreno	γ	18	[kN/m ³]
altezza paraghiaia	hp	3.1 [m]		coefficiente di spinta attiva (statico)	ka	0.246	
Sovraccarico da traffico		22 [kN/m ²]		coefficiente di spinta dinamico	k	0.563	
eccentricità appoggi	e	0.45 [m]		Accelerazione di picco al suolo	a _g	0.21	
larghezza spalla		10.55 [m]		Categoria del suolo	S	1.5	
				coefficiente sismico orizzontale	k _h	0.315	
Coefficiente di riduzione	bm	1		coefficiente sismico verticale	k _v	0.158	

Le condizioni di carico sulla spalla, riportate alla sezione di attacco del fusto sono le seguenti:

Condizioni di carico							
		Pressione max [kN/m ²]	N [kN]	My(long) [kN m]	Mx(trasv) [kN m]	Tx(long) [kN]	Ty(trasv) [kN]
Peso proprio	g1		315				
Spinta statica terreno	g3	35.0		364		138	
Spinta da traffico	q1	5.4		167		42	
Spinta dinamica	q6_1	92.6		1'445		366	
Sisma su spalla	q6_2			392	392	99	99
Sisma su terreno	q6_3			1'079		273	
Impalcato							
Peso proprio impalcato	g1		3'933	1'770			
Permanenti portati	g2		675	304			
traffico	q1		7'811	3'515			
centrifuga	q4				-		-
Vento	q5				1'246		165
sisma su massa impalcato	q6_5_y				8'726		1'442
attrito	q7			1'788		373	
urto	q8				830		100

Tali condizioni di carico definiscono infine le seguenti combinazioni di carico a SLU e SLE:

Combinazioni di carico		- sezione di attacco														
		peso proprio	permanenti portati	spinte terre	traffico	frenatura	forza centrifuga	vento	sisma	forze parassite	svo	N	My(long)	Mx(trasv)	Tx(long)	Ty(trasv)
		g1	g2	g3	q1	q3	q4	q5	q6	q7	q8					
SLU	gr1	1.35	1.5	1.5	1.35			0.9		1.5	1.5	2024	1745	2366	317	299
SLU	gr2b	1.35	1.5	1.5	1.0125			0.9		1.5	1.5	1774	1577	2366	303	299
SLU	vento	1.35	1.5	1.5	0.75			1.5		1.5	1.5	1579	1445	3114	292	398
SLU sisma	sisma	1	1						1			751	3113	1219	738	236
rara	Rara gr1	1	1	1	1			0.6		1	1	1492	1230	1578	216	199
rara	Rara gr2a	1	1	1	0.75		1	0.6		1	1	1307	1105	1578	205	199
rara vento	Rara vento	1	1	1	0.75			1		1	1	1307	1105	2076	205	265
Frequente	FR gr1	1	1	1	0.75					1	1	1307	1105	830	205	100
Frequente	FR vento	1	1	1				0.2		1	1	751	730	1079	174	133
Q.Permanente	QP gr1	1	1	1								751	561	-	138	-

Verifica sezione rettangolare											
DATI											
b =	100	[cm]				Rck =	350	[daN/cm ²]	fyk	4500	[daN/cm ²]
h =	230	[cm]				fck	280	[daN/cm ²]	fyd	3913	[daN/cm ²]
copriferro minimo	4.5	[cm]				fcd	187	[daN/cm ²]	σs	3600	[daN/cm ²]
copriferro =	5.7	[cm]				σrd	3.16	[daN/cm ²]			
d =	224.3	[cm]				σc rara	168	[daN/cm ²]	n =	15	
						σc qp	126	[daN/cm ²]			
Armatura tesa 1° strato			Armatura tesa 2° strato			Armatura compressa 1° strato			Armatura compressa 2° strato		
φ		n° ferri	φ		n° ferri	φ		n° ferri	φ		n° ferri
24		10				20		10			
As 1° [cm ²]		45.24	As 2° [cm ²]		0.00	As 1° [cm ²]		31.42	As 2° [cm ²]		0.00
% Atesa		0.197%									
Aree			Bracci								
As' 1 ≈	31.42	[cm ²]	d' 1°	5.7	[cm]	interfero armature compresse			0	[cm]	
As' 2 ≈	0.00	[cm ²]	d' 2°	5.7	[cm]						
As 2 ≈	0.00	[cm ²]	d 2°	224.3	[cm]	interfero armature tese			0	[cm]	
As 1 ≈	45.24	[cm ²]	d 1°	224.3	[cm]						
Atot tesa	45.24	[cm ²]									

Titolo : Verifica fusto

N° figure elementari Zoom

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm ²]	d [cm]
1	100	230	1	45.24	4.5
			2	31.42	225.5

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 751 0 kN

M_{xEd} 3113 0 kNm

M_{yEd} 1219 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C C28/35

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰

E_s 200000 N/mm² f_{cd} 15.87

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667

τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 3559 kNm

σ_c -15.87 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 2.526 ‰

ε_s 67.5 ‰

d 225.5 cm

x 8.135 x/d 0.03608

δ 0.7

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

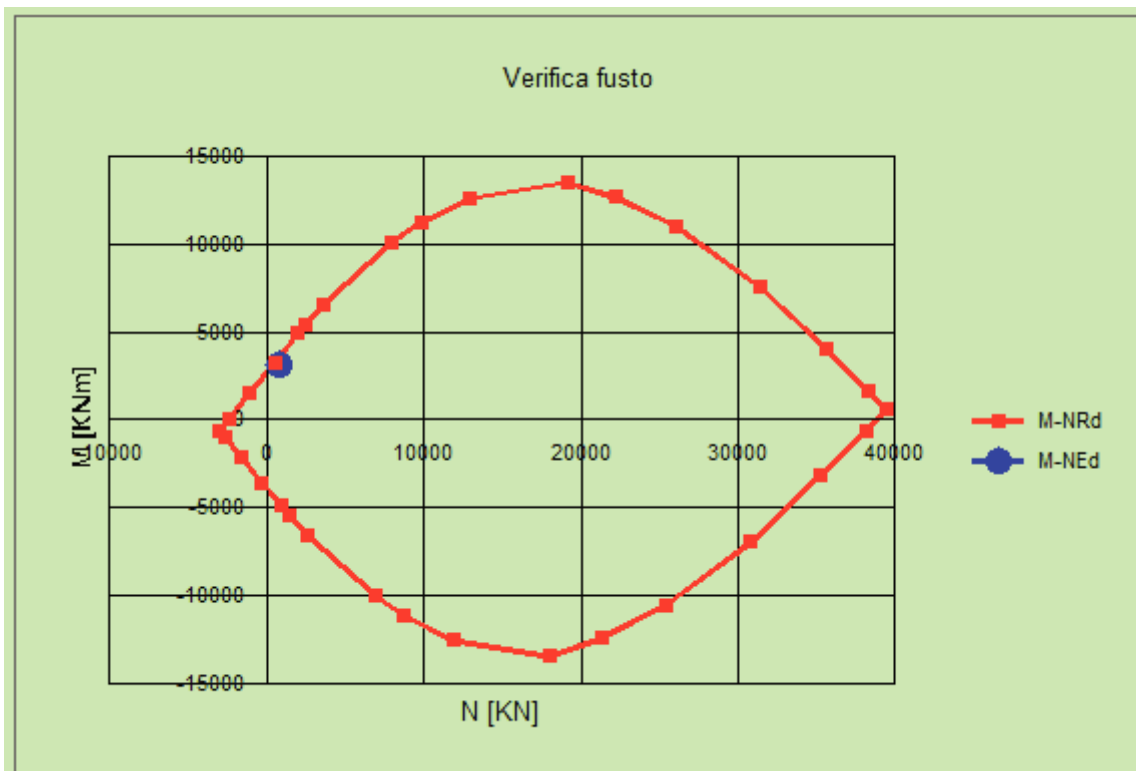
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

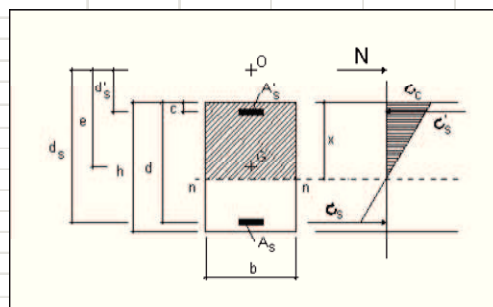
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



VERIFICHE A FESSURAZIONE										
	Mmax	N	σ_s	$\sigma_s adm$	σ_c	$\sigma_c adm$		g_{sm}	wk	wlim
	[daNcm]	[daN]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]			[mm]	[mm]
fara	12'303'833	149'191	201	3'600	21.5	168				
fara	11'053'093	130'681	192	3'600	19.4	168				
fara vento	11'053'093	130'681	192	3'600	19.4	168				
Frequente	11'053'093	130'681	192	3'600	19.4	168	0.00005	0.02	0.2	
Frequente	7'300'875	75'149	172	3'600	13.0	168	0.00005	0.01	0.2	
Q.Permanente	5'605'761	75'149	71	3'600	9.8	126	0.00002	0.01	0.2	

Parametri per calcolo - fessurazione				
e cm	-514.5182262			
kt	0.4			
hc eff	14.25 [cm]			
b eff	100 [cm]			
A eff	1425 [cm ²]			
As	45.24 [cm ²]			
ρ_f	0.031747			
Verifica applicabilità	10 [cm]	<	28.5 [cm]	
delta Smax	28.15 [cm]		k1	0.8
ϕ	2.4 [cm]		k2	0.5
copriferro min	4.5 [cm]		k3	3.4
Es	2'100'000 [daN/cm ²]		k4	0.425
fctm	27.66 [daN/cm ²]			



Per la verifica a taglio sarà necessario disporre n.9 spille a mq da 12mm.

VERIFICA A TAGLIO	
Vsd Max	738'317 [N]
V Rd	803'355 [N]
VRsd	803'355 [N]
VRcd	3'317'474 [N]
Asw	10.17 [cm ²]
s	100 [cm]
bw	100 [cm]
d	224 [cm]
Area	39'494 [cm ²]

11.3.3 Analisi sollecitazioni all'estradosso della fondazione

Le azioni agenti sulla zattera di fondazione risultano riassunte nella tabella seguente. Il punto di applicazione delle sollecitazioni seguenti è il baricentro della platea di fondazione, alla quota di estradosso della stessa platea.

Combinazioni di carico													N	My(long)	Mx(trasv)	Tx(long)	Ty(trasv)
		peso proprio	permanenti portati	spinte terre	traffico	frenatura	forza centrifuga	vento	sisma x	sisma y	forze parassite	svio	[kN]	[kN m]	[kN m]	[kN]	[kN]
		g1	g2	g3	q1	q3	q4	q5	q6	q7	q7	q8					
SLU	gr1	1.35	1.5	1.5	1.35			0.9			1.5	1.5	37104	23151	2366	3534	299
SLU	gr2	1.35	1.5	1.5	1.0125			0.9			1.5	1.5	34468	17112	2366	3374	299
SLU	vento	1.35	1.5	1.5	0.75			1.5			1.5	1.5	32417	12415	3114	3249	398
SLU sisma +x	sisma x	1	1	1					1				18345	22972	-	7966	-
SLU sisma -x	sisma x	1	1	1					-1				18345	3008	-	780	-
SLU sisma y	sisma y	1	1	1						1			18345	1148	10586	1555	2217
SLU GEO	gr1	1	1.3	1	1.15			0.78			1.3	1.3	30914	17886	2051	3137	259
SLU GEO	gr2	1	1.3	1	0.8625			0.78			1.3	1.3	28668	12600	2051	2964	259
SLU GEO	vento	1	1.3	1	0.75			1.3			1.3	1.3	27789	10532	2699	2897	345
SLU GEO sisma +x	sisma x	1	1	1					1				18345	26117	-	8988	-
SLU GEO sisma -x	sisma x	1	1	1					-1				18345	1937	-	1187	-
SLU GEO sisma y	sisma y	1	1	1						1			18345	77	10586	1962	2217
rara	Rara gr1	1	1	1	1			0.6			1	1	26156	18534	1578	2404	199
rara	Rara gr2a	1	1	1	0.75			0.6			1	1	24204	14061	1578	2285	199
rara vento	Rara vento	1	1	1	0.75			1			1	1	24204	14061	2076	2285	265
Frequente	FR gr1	1	1	1	0.75						1	1	24204	14061	830	2285	100
Frequente	FR vento	1	1	1				0.2			1	1	18345	640	1079	1928	133
Q.Permanente	QP gr1	1	1	1									18345	1148	-	1555	-

12 PILA

12.1 AZIONI AGENTI SULLA PILA

L'impalcato trasmette, attraverso gli appoggi, le seguenti azioni:

Condizioni di carico su pila							
		Pressione max [daN/cm ²]	N [kN]	My [kN m]	Mx [kN m]	Tx(long) [kN]	Ty(trasv) [kN]
Peso proprio impalcato	g1		9969				
Permanenti portati	g2		1711				
traffico	q1		19803				
centrifuga	q4				-		-
Vento	q5				634		259
sisma su massa impalcato	q6_y				4'570		3'656
attrito	q7					373	
urto	q8				350		100

Tali condizioni di carico, integrate dalle azioni dirette sulla spalla, costituiscono la base dei calcolo successivi.

12.2 VERIFICA DEL FUSTO

Le pile hanno diametro 3metri e altezza del fusto pari a 6.5m.

Le condizioni di carico, riportate alla sezione di attacco del fusto sono le seguenti:

Condizioni di carico							
			N [kN]	My(long) [kN m]	Mx(trasv) [kN m]	Tx(long) [kN]	Ty(trasv) [kN]
Peso proprio	g1		1'463				
Sisma su pila	q6_2			1'497	1'497	461	461
Impalcato							
Peso proprio impalcato	g1		9'969	-			
Permanenti portati	g2		1'711	-			
traffico	q1		19'803	-			
centrifuga	q4				-		0
Vento	q5				2'315		259
sisma su massa impalcato	q6_5_y				28'336		3656
attrito	q7			2'422		373	
urto	q8				1000		100

Tali condizioni di carico definiscono infine le seguenti combinazioni di carico a SLU e SLE:

Combinazioni di carico		- sezione di attacco								vento	sisma	forze parassite	svio	N [kN]	My(long) [kN m]	Mx(trasv) [kN m]	Tx(long) [kN]	Ty(trasv) [kN]	
		peso proprio	permanenti portati	spinte terre	traffico	frenatura	forza centrifuga	q1	q2										q3
SLU	gr1	1.35	1.5	1.5	1.35					0.9			1.5	1.5	16227	1211	3583	186	383
SLU	gr2	1.35	1.5	1.5	1.0125	1.35				0.9			1.5	1.5	14000	1211	3583	186	383
SLU	vento	1.35	1.5	1.5	0.75					1.5			1.5	1.5	12267	1211	4972	186	538
SLU	gr2b	1.35	1.5	1.5	1.0125				1.35	0.9			1.5	1.5	14000	1211	3583	186	383
SLU sisma	sisma	1	1	1						1					5356	1497	10943	461	1679
rara	Rara gr1	1	1	1	1					0.6			1	1	11957	807	2389	124	255
rara	Rara gr2a	1	1	1	0.75	1				0.6			1	1	10307	807	2389	124	255
rara vento	Rara vento	1	1	1	0.75					1			1	1	10307	807	3315	124	359
Frequente	FR gr1	1	1	1	0.75					1			1	1	10307	807	1000	124	100
Frequente	FR vento	1	1	1						0.2			1	1	5356	807	1463	124	152
Q. Permanente	QP gr1	1	1	1											5356	-	-	-	-

Si riporta la verifica:

Verifica sezione Circolare									
DATI									
diametro	300 [cm]	Rck =	350 [daN/cm ²]	fyk	4500 [daN/cm ²]				
diametro	300 [cm]	fck	280 [daN/cm ²]	fyd	3913 [daN/cm ²]				
coprifero minimo	4.5 [cm]	fcd	187 [daN/cm ²]	αs	3600 [daN/cm ²]				
coprifero =	5.8 [cm]	σrd	3.16 [daN/cm ²]	n =	15				
d =	294.2 [cm]	σ rara	168 [daN/cm ²]	σ qp	126 [daN/cm ²]				
ARMATURE									
Armatura tesa 1° strato		Armatura tesa 2° strato		Armatura compressa 1° strato		Armatura compressa 2° strato			
φ	n° ferri	φ	n° ferri	φ	n° ferri	φ	n° ferri		
26	26			26	19				
As 1° [cm ²]	138.04	As 2° [cm ²]	0.00	As 1° [cm ²]	100.88	As 2° [cm ²]	0.00		
% Atesa	0.153%								
Aree	Bracci								
As 1° ≅	100.88 [cm ²]	d° 1°	5.8 [cm]	interfero armature compresse	0 [cm]				
As 2° ≅	0.00 [cm ²]	d° 2°	5.8 [cm]						
As 2° ≅	0.00 [cm ²]	d 2°	294.2 [cm]	interfero armature tese	0 [cm]				
As 1° ≅	138.04 [cm ²]	d 1°	294.2 [cm]						
Atot tesa	138.04 [cm ²]								

La successiva verifica risulta ampiamente superata, anche per quanto riguarda la gerarchia delle resistenze.

Titolo: Pila

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 150 [cm]

Raggio interno: 0 [cm]

N° barre uguali: 45

Diametro barre: 2.6 [cm]

Coprifero (baric.): 4.5 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 5356 [kN]

M_{xEd}: 10943 [kNm]

M_{yEd}: 1497 [kNm]

Materiali

B450C: ε_{su} 67.5‰, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200'000 N/mm², ε_s/E_c 15, ε_{syd} 1.957‰, σ_{s,adm} 255 N/mm²

C28/35: ε_{c2} 2‰, ε_{cu} 3.5‰, f_{cd} 15.87, f_{cc}/f_{cd} 0.8, σ_{c,adm} 11, τ_{co} 0.6667, τ_{c1} 1.971

N° barre: 0 Zoom

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Lato calcestruzzo - Acciaio svernato

M_{xRd}: 18'393 [kNm]

σ_c: -15.87 [N/mm²]

σ_s: 391.3 [N/mm²]

ε_c: 3.5‰

ε_s: 16.14‰

d: 295.1 [cm]

x: 52.6 x/d: 0.1782

δ: 0.7

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione

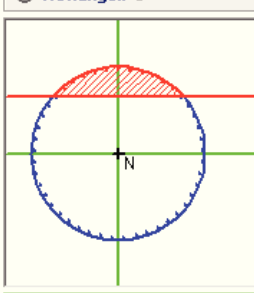
Retta Deviata

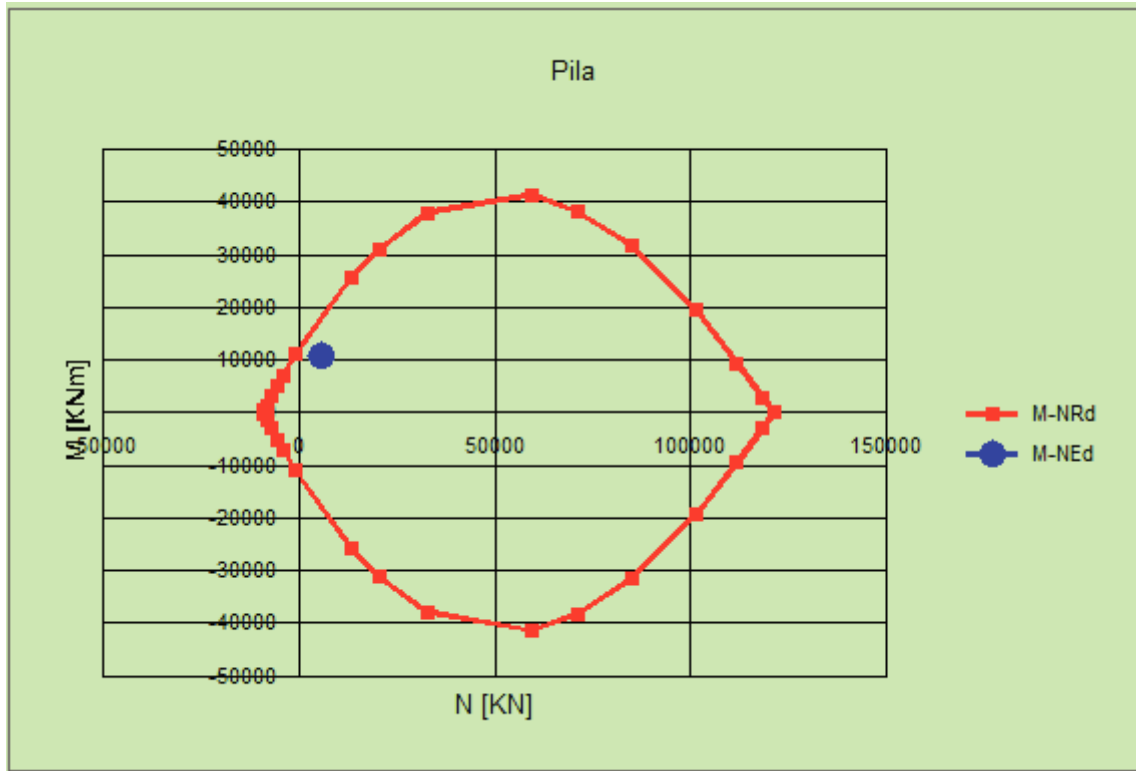
Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 [cm] Col. modello

Precompresso





La verifica a taglio risulta superata senza la necessità di considerare armatura specifica.

VERIFICA A TAGLIO A SLU senza armature trasversali resistenti a taglio				
Vsd Max	1'679'000 [N]			
V Rd	1'852'223 [N]	minimo	1852223 [N]	
k	1.261		A	70650
v min	0.262 [N/mm ²]			
ρf	0.001			

12.2.1 Analisi sollecitazioni all'estradosso della fondazione

Le azioni agenti sulla zattera di fondazione risultano riassunte nella tabella seguente. Il punto di applicazione delle sollecitazioni seguenti è il baricentro della platea di fondazione, alla quota di estradosso della stessa platea.

Combinazioni di carico														N	My(long)	Mx(trasv)	Tx(long)	Ty(trasv)	
		peso proprio		permanenti portati		spinte terre	traffico	frenatura	forza centrifuga	vento	sisma x	sisma y	forze parassite	svio	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
		g1	g2	g3	g4	q1	q3	q4	q5	q6	q7	q7	q8						
SLU	gr1	1.35	1.5	1.5	1.35				0.9				1.5	1.5	44'886	3'912	3'775	559	383
SLU	gr2	1.35	1.5	1.5	1.0125				0.9				1.5	1.5	38'202	3'912	3'775	559	383
SLU	vento	1.35	1.5	1.5	0.75				1.5				1.5	1.5	33'004	3'912	5'241	559	538
SLU	gr2b	1.35	1.5	1.5	1.0125			1.35	0.9				1.5	1.5	38'202	3'912	3'775	559	383
SLU sisma	sisma x	1	1							1					13'256	1'736	-	496	-
SLU sisma	sisma y	1	1								1				13'256	-	31'901	-	4'152
SLU GEO	gr1	1	1.3	1	1.15				0.78				1.3	1.3	36'542	3'390	3'272	484	332
SLU GEO	gr2	1	1.3	1	0.8625				0.78				1.3	1.3	30'849	3'390	3'272	484	332
SLU GEO	vento	1	1.3	1	0.75				1.3				1.3	1.3	28'621	3'390	4'543	484	466
SLU GEO sisma	sisma x	1	1	1						1					13'256	1'736	-	496	-
SLU GEO sisma	sisma y	1	1	1							1				13'256	-	31'901	-	4'152
rara	Rara gr1	1	1	1	1				0.6				1	1	33'058	2'608	2'517	373	255
rara	Rara gr2a	1	1	1	0.75				0.6				1	1	28'108	2'608	2'517	373	255
rara vento	Rara vento	1	1	1	0.75				1				1	1	28'108	2'608	3'494	373	359
Frequente	FR gr1	1	1	1	0.75								1	1	28'108	2'608	1'050	373	100
Frequente	FR vento	1	1	1					0.2				1	1	13'256	2'608	1'539	373	152
Q.Permanente	QP gr1	1	1	1											13'256	-	-	-	-