

PROGETTO EUROPEO "INIWAS"
ADEGUAMENTO DELL'IDROVIA FERRARESE AL
TRAFFICO DI V CLASSE EUROPEA
I LOTTO/ 1 STRALCIO/PARTE

DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DEL PONTE BARDELLA
SUL CANALE BOICELLI

PROGETTO ESECUTIVO

RUP:

Dott. Claudio Miccoli

PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Stefano Cassarini

GRUPPO DI LAVORO:

Stigea s.r.l.

Dott. Ing. M. Bolognesi

Dott. Ing. M. Baratta

Geom. R. Marini

Studio tecnico Vitali

Geom. G.F. Vitali

SOCOTEC Italia s.r.l.

Dott. Geol. G. Ferioli



TITOLO:

Relazione di calcolo Ponte Definitivo

ELABORATO:

B.2.2

REV. :	DATA:	OGGETTO:	REDATTO:	VERIFICATO:	APPROVATO:	SCALA:
0	GIUGNO 2019	EMISSIONE	M. BARATTA	M. BOLOGNESI	S. CASSARINI	-
1	AGOSTO 2019	REVISIONE	M. BARATTA	M. BOLOGNESI	-	NOME FILE: B_2_2_433_520_v4_Rel_calc_ponte_definitivo.pdf
-	-	-	-	-	-	DATA: 24/06/2019
-	-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	-	

Ogni riproduzione, utilizzazione o cessione del presente disegno a terzi senza autorizzazione è punibile penalmente secondo i termini di legge

INDICE

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
7. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	16
8. CODICE DI CALCOLO	17
8.1. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO.....	17
8.2. AFFIDABILITA' DEL CODICE UTILIZZATO.....	17
9. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	18
10. SEZIONI	21
11. CARICHI AGENTI SULLA STRUTTURA	24
11.1. ANALISI DEI CARICHI.....	24
11.2. COMBINAZIONI DI CARICO.....	33
12. FASI DI COSTRUZIONE	35
13. APPARECCHI DI APPOGGIO	37
14. ANALISI SISMICA DELLA STRUTTURA	38
15. STATO DI SOLLECITAZIONE	44
15.1. MICROPALI DI FONDAZIONE.....	44
15.2. TRAVI D'IMPALCATO A SEZIONE MISTA.....	49
15.3. TRAVERSI.....	50
15.4. TRAVERSI DI SOLLEVAMENTO.....	52
15.5. PLATEA E SOLETTA SUPERIORE SPALLE.....	53
15.6. MURI IN ELEVAZIONE SPALLE SPALLE.....	55
16. STATO DI DEFORMAZIONE IN ESERCIZIO	57
17. VERIFICHE STRUTTURALI	59
17.1. MICROPALI DI FONDAZIONE.....	59
17.2. ELEVAZIONI SPALLE.....	61

17.3. SOLETTA SUPERIORE SPALLA	69
17.4. PARAGHIAIA	76
17.5. TRAVI D'IMPALCATO A SEZIONE MISTA	83
17.6. TRAVERSI	97
17.7. TRAVERSI DI SOLLEVAMENTO	98
18. VERIFICA DELLE UNIONI BULLONATE	100
19. VERIFICA DELLE UNIONI SALDATE.....	102
20. VERIFICA DI PORTANZA DEI MICROPALI	104
ALLEGATO 1 - TABULATI DI CALCOLO	107

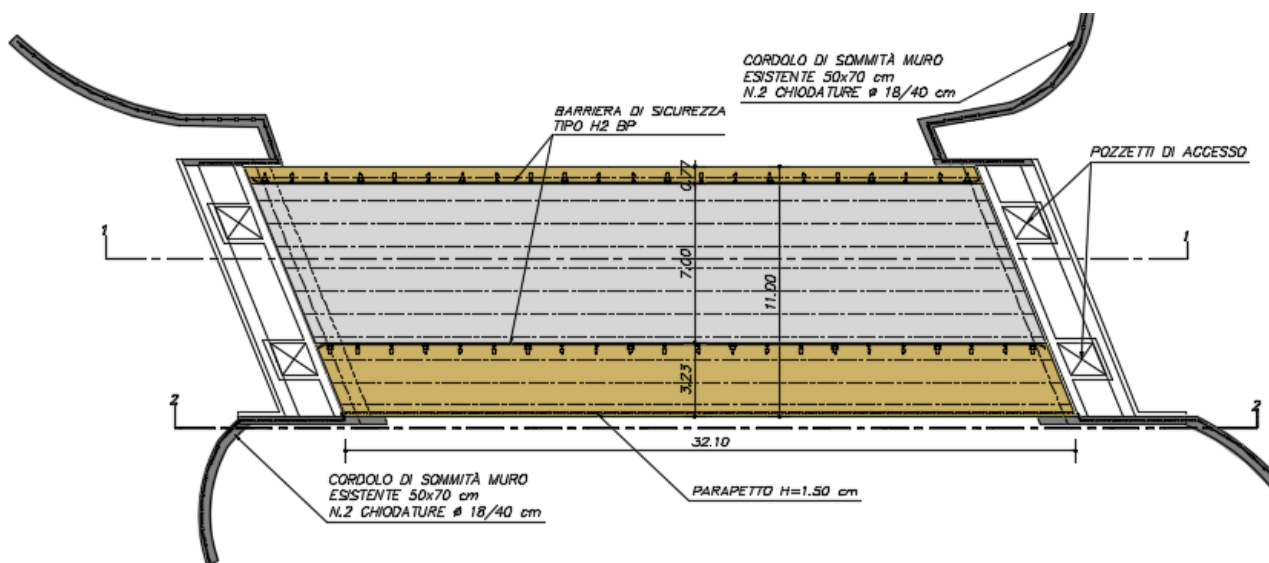
1. PREMESSA

La presente relazione si inquadra nell'ambito della progettazione esecutiva dei lavori di adeguamento dell'idrovia ferrarese al traffico V classe europea (Lotto I – stralcio I).

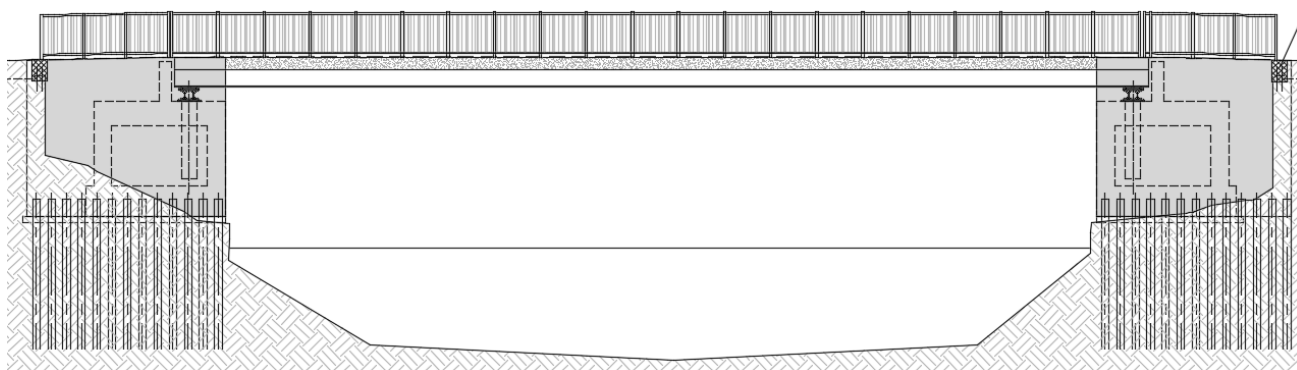
Oggetto specifico di questa trattazione sono il calcolo e le verifiche strutturali e geotecniche del nuovo ponte Bardella definitivo (sollevabile) sul canale Boicelli, previsto in sostituzione di quello attualmente esistente.

Si tratta di un ponte a campata unica, con luce di calcolo pari a 31.10m, il cui impalcato a sezione mista è costituito da n.11 travetti in acciaio (profili HEM600) e da una soletta in c.a.

Le spalle, realizzate in sostituzione di quelle del ponte precedentemente esistente, sono previste fondate su micropali di lunghezza $L=20.00m$. Per la descrizione dettagliata degli aspetti geometrici di tale opera si rimanda ai successivi capitoli e agli specifici elaborati grafici.

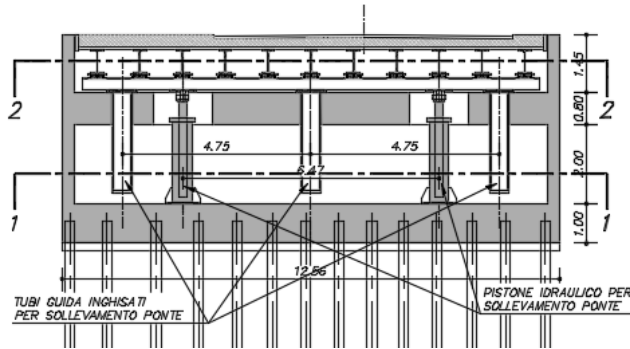


Planimetria

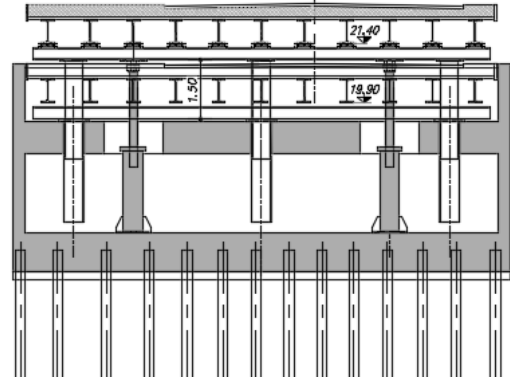


Sezione longitudinale

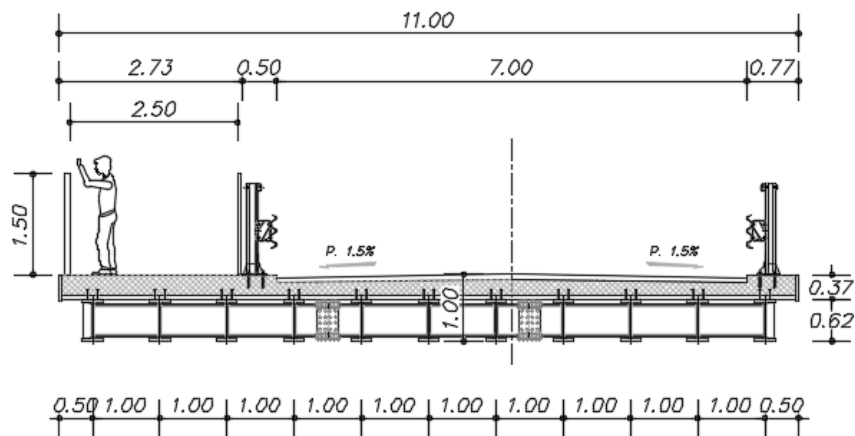
SEZIONE A-A
SCALA 1:100



SEZIONE A-A
(Posizione sollevata)
SCALA 1:100

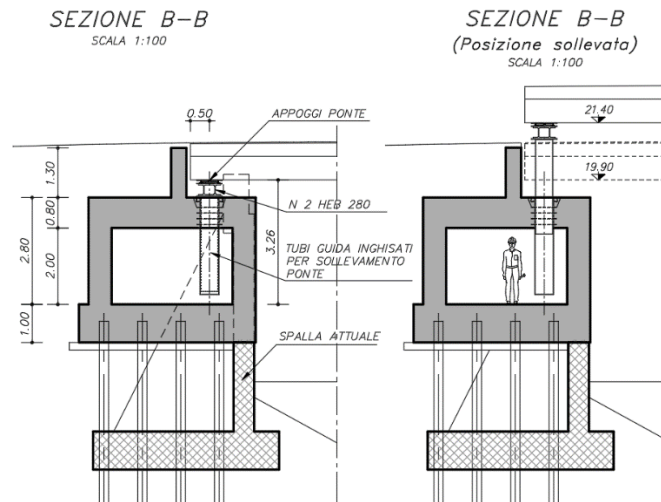


Sezione trasversale sulla spalla (esercizio e sollevamento)



Sezione trasversale dell'impalcato

Il sistema di sollevamento previsto sarà costituito da n.4 cilindri idraulici a doppia azione, che saranno alloggiati nell'apposito spazio ricavato nei muri di spalla come da progetto, in grado di sollevare l'impalcato del ponte portando l'intradosso dalla quota di riposo pari a +5,30 m fino a superare la quota di transito pari a +6,80 m con una corsa minima pari a m 1.50.

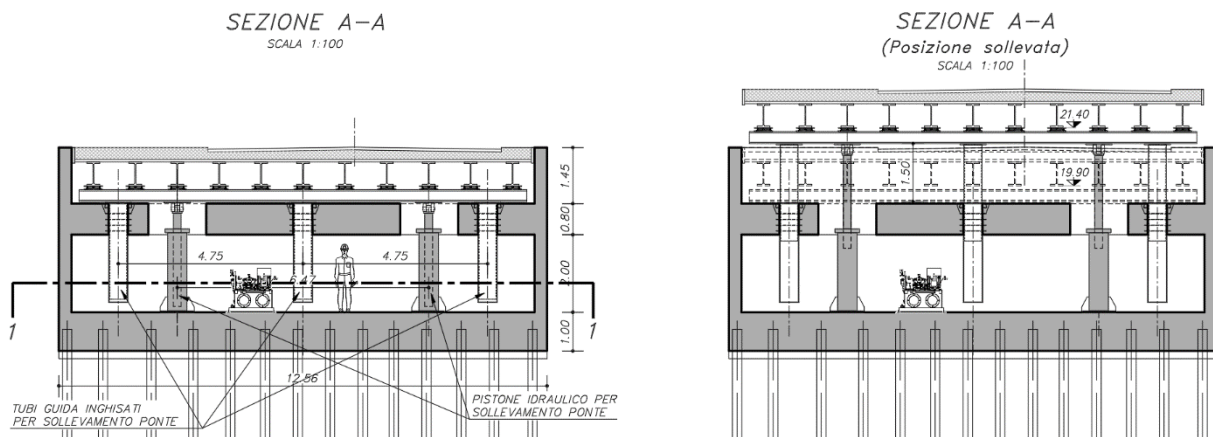


I cilindri funzioneranno sia in sollevamento che in abbassamento del ponte.

L'impianto oleodinamico sarà dimensionato per garantire un tempo di sollevamento del ponte pari a 10 minuti,

Ogni lato sarà azionato da una centrale oleodinamica indipendente, dotata di serbatoio per il fluido e n° 2 cilindri oleodinamici per la movimentazione.

Il sistema di sollevamento sarà in grado di controllare la posizione dei cilindri per mezzo di trasduttori di posizione 4-20mA integrati all'interno dei cilindri, il sistema sarà inoltre dotato di elettro-valvole per il recupero della posizione dei cilindri con costante controllo del sollevamento mediante trasduttori di misura con lettura a distanza presso il quadro di comando per impedire differenze di quota fra i quattro cilindri di comando durante la movimentazione del ponte.



Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione e agli elaborati grafici specifici.

	PROGETTO EUROPEO "INIWAS" : ADEGUAMENTO DELL'IDROVIA FERRARESE AL TRAFFICO DI V CLASSE EUROPEA - I LOTTO/ 1 STRALCIO DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DEL PONTE BARDELLA SUL CANALE BOICELLI Progetto esecutivo					
	PONTE DEFINITIVO - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA 433	LOTTO I-1	ELABORATO B_2_2	DOCUMENTO 520_v4	REV. 1

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione degli elementi strutturali è stata condotta in conformità al quadro legislativo attualmente vigente in merito al dimensionamento delle strutture.

Si riportano nel seguito le leggi ed i regolamenti cui si è fatto riferimento nella progettazione delle opere trattate in questa relazione:

- D. M. 17/01/2018 – Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019, n.7 - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17/01/2018.
- D.M. 14/01/2008 - Norme tecniche per le Costruzioni 2008;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale;
- UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici;
- UNI EN 1991-1-2:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco;
- UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve;
- UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento;
- UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche;
- UNI EN 1991-1-6:2005 26/09/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione;
- UNI EN 1991-1-7:2006 05/12/2006 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali;
- UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti;
- UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;

- UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio;
- UNI EN 1992-2:2006 26/01/2006 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi;
- UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-1-2:2005 01/07/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio;
- UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti;
- UNI EN 1993-1-9:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-9: Fatica;
- UNI EN 1993-2:2007 25/01/2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio;
- UNI ENV 1993-5:2002 01/01/2002 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole;
- UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1994-1-2:2005 27/10/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio;
- UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti;
- UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006 09/02/2006 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- Annessi nazionali degli eurocodici approvati nel 2011.

Il calcolo e le verifiche degli elementi strutturali sono effettuati secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, in accordo con le NTC2018 e relative specificazioni.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si illustrano le caratteristiche dei materiali previsti per le opere in progetto.

➤ Conglomerato cementizio per le sottofondazioni

Classe	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	-
Classe di consistenza	S3

➤ Conglomerato cementizio per l'iniezione dei micropali di fondazione

Classe	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 30.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 25.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 15.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 11.25 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S5
Diametro massimo inerte	16 mm

➤ Conglomerato cementizio per le platee di fondazione delle spalle

Classe	C28/35
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 35.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 28.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 15.86 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2.76 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1.94 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1.29 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 12.60 \text{ N/mm}^2$

Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4
Diametro massimo inerte	32 mm

➤ **Conglomerato cementizio per le strutture in elevazione delle spalle**

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18.13 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2.12 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4
Diametro massimo inerte	25 mm

➤ **Conglomerato cementizio per la soletta d'impalcato gettate in opera**

Classe	C35/45
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 45.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 35.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 19.83 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3.21 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2.25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1.50 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 21.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 15.75 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4 – XD1
Classe di consistenza	S5
Diametro massimo inerte	25 mm

➤ **Acciaio per cemento armato**

Classe	B450C
--------	-------

Tensione di snervamento caratteristica

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

Tensione caratteristica a rottura

$$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$$

➤ **Acciaio da carpenteria per membrature dell'impalcato**

Classe

S355W (autopatinabile)

Tensione di snervamento caratteristica

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

➤ **Acciaio da carpenteria per le camicie dei micropali**

Classe

S355

Tensione di snervamento caratteristica

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di rottura

$$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di rottura

$$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$$

➤ **Acciaio per bulloni e dadi**

Classe

10.9

Tensione di snervamento caratteristica

$$f_{yk} = 900 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di rottura

$$f_{tk} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

➤ **Acciaio per pioli tipo "Nelson"**

Classe

S235 J2 G3 + C450

$$R_e \geq 350 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m \geq 450 \text{ N/mm}^2$$

$$A \geq 1$$

I valori nominali di copriferro negli elementi strutturali in calcestruzzo armato sono stabiliti come segue:

Le Norme tecniche del 2008^(N3) nel paragrafo 4.1.6.1.3 prescrivono, a proposito dei dettagli costruttivi degli elementi monodimensionali, che *"al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature"*.

Coerentemente a quanto prevede la normativa europea e consigliato dalle Norme tecniche come valido riferimento, è possibile utilizzare la norma UNI EN 1992-1-1^(N4) per dimensionare correttamente i copriferri. Si ricorda che la normativa europea prevede 6 classi strutturali, da S1 a S6: in Italia occorre considerare la S4 e la S6 corrispondenti rispettivamente ad una vita utile di progetto di 50 e 100 anni.

La norma prescrive nel capitolo 4.4.1 il valore nominale del copriferro:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

dove:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b} ; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} ; 10mm \}$$

in cui

$$\Delta c_{dev} = 10mm \text{ e } \Delta c_{dur,y} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0 \text{ (N10)}$$

$c_{min,b}$ è il copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature.

Per armature ordinarie $c_{min,b}$ è pari al diametro della barra, nel caso di barre singole e al diametro equivalente, nel caso di barre raggruppate.

Per armature da precompressione post-tese $c_{min,b}$ è pari al diametro delle guaine a sezione circolare o alla dimensione più piccola o la metà della dimensione più grande, se quest'ultima è superiore, nel caso di guaine a sezione rettangolare.

Per armature da precompressione pre-tese $c_{min,b}$ è pari a 2 volte il diametro del trefolo o del filo liscio, a 1,5 volte il diametro del trefolo o del filo liscio nei solai, a 3 volte il diametro del filo indentato^(N10).

Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32mm, la norma raccomanda di maggiorare $c_{min,b}$ di 5 mm.

$c_{min,dur}$ è il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali e si ricava dai prospetti 4.3N (Fig. 3.1), 4.4N (Fig. 3.2) e 4.5N (Fig. 3.3) in funzione della classe di esposizione, ricordando che la classe strutturale per un periodo di vita presunta della struttura pari a 50 anni è la classe strutturale S4. Il prospetto 4.3N consente di variare la classe strutturale nella maniera seguente:

- n1** per vite utili di progetto di 100 anni si incrementa la classe strutturale di 2;
- n2** se vengono utilizzati calcestruzzi con classe di resistenza superiore ai minimi previsti dal prospetto 4.3N, si riduce la classe strutturale di 1;
- n3** per elementi strutturali assimilabili a solette si riduce la classe strutturale di 1;
- n4** se la produzione del calcestruzzo è sottoposta a un rigoroso controllo di qualità, si riduce la classe strutturale di 1.

FIGURA 3.1 Classe Strutturale

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

Prospetto 4.3N estratto dalla UNI EN 1992-1-1^(N4) che permette di variare la classe strutturale in funzione di alcuni criteri costruttivi.

FIGURA 3.2 Requisito Ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)

Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Prospetto 4.4N estratto dalla UNI EN 1992-1-1^(N4) che prescrive i valori del copriferro minimo $c_{min,dur}$ con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080.

FIGURA 3.3 Requisito Ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)

Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Prospetto 4.5N estratto dalla UNI EN 1992-1-1^(N4) che prescrive i valori del copriferro minimo $c_{min,dur}$ con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione.

Δc_{dev} è la tolleranza di esecuzione relativa al copriferro. Può essere ridotta a:

- $5 \text{ mm} \leq \Delta c_{dev} \leq 10 \text{ mm}$ se l'esecuzione è sottoposta ad un sistema sicuro di controllo della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferri;
- $0 \leq \Delta c_{dev} \leq 10 \text{ mm}$ se è possibile assicurare che sia utilizzato un sistema di misura molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (ad es. negli elementi prefabbricati).

Nel caso in cui la superficie esterna del calcestruzzo sia irregolare, il valore di c_{min} deve essere incrementato di almeno 5 mm.

Nel caso di un calcestruzzo soggetto a fenomeni abrasivi, è possibile aumentare il valore del copriferro di uno strato sacrificale in funzione della classe di abrasione:

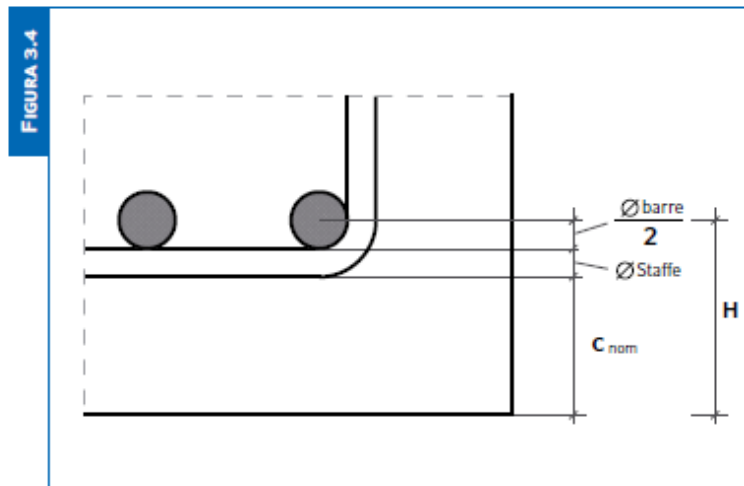
- $k_1 = 5 \text{ mm}$ per la classe di abrasione XM1 (abrasione lieve);
- $k_2 = 10 \text{ mm}$ per la classe di abrasione XM2 (abrasione notevole);
- $k_3 = 15 \text{ mm}$ per la classe di abrasione XM3 (abrasione estrema)_(N10)

Nel caso di getti di calcestruzzo contro terra occorre utilizzare $c_{nom} > 40 \text{ mm}$ con terreno preparato, altrimenti $c_{nom} > 75 \text{ mm}$.

Si ricorda che l'Eurocodice 2 prevede un'armatura di superficie nel caso che i copriferri siano superiori a 70 mm (appendice J).

Una volta stabilito lo spessore del copriferro c_{nom} , lo spessore del distanziatore, generalmente posizionato sulle barre longitudinali, è dato dalla relazione di seguito riportata (vedi Fig. 3.4):

$$H = c_{nom} + \varnothing \text{ staffe} + \frac{\varnothing \text{ barre}}{2}$$



Calcolo della misura del distanziatore da posizionare sulle barre longitudinali in funzione della dimensione delle armature e del copriferro c_{nom}

Si adottano pertanto, relativamente ad ogni elemento strutturale, i seguenti valori di copriferro:

- Platee di fondazione: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 40 + 10 = 50 \text{ mm}$
- Elevazioni spalle: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$
- Soletta impalcato: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 + 10 = 45 \text{ mm}$

Per quanto riguarda l'aderenza delle barre di armatura del calcestruzzo, si valuta la condizione cautelativa di una struttura realizzata con calcestruzzo di classe minima C25/30 e acciaio di armatura B450C sfruttato al 70%, con un diametro inferiore a $\varnothing 32$ mm; seguono i seguenti valori minimi di lunghezza di ancoraggio per barre in zona tesa e compressa:

$$l_{\min} = \frac{1}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \times \phi$$

$$l_{\min} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{\min_zona_tesa}}{\phi} \rightarrow \frac{1}{4} \times \frac{450 \times 0.70}{2.5 \times 1 \times 0.7 \times 0.3 \times 25^{2/3}} \\ \frac{l_{\min_zona_compr}}{\phi} \rightarrow \frac{1}{4} \times \frac{450 \times 0.70}{2.5 \times 1 \times 0.7 \times 0.3 \times 25^{2/3}} \end{array} \right\}$$

$$l_{\min \text{ zona tesa}} = [56 \varnothing]100\% = [40 \varnothing]70\%$$

$$l_{\min \text{ zona compr}} = [38 \varnothing]100\% = [30 \varnothing]70\%$$

Come prescrizione minima, a meno di valutazioni specifiche, si adottano :

$$l_{\min \text{ zona tesa}} = 40 \varnothing$$

$$l_{\min \text{ zona compr}} = 30 \varnothing$$

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti del degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

7. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Il modello geotecnico utilizzato nella presente relazione è stato definito sulla base delle indicazioni riportate sulla relazione geologico-geotecnica allegata. Si riportano i parametri essenziali:

La profondità della falda è stata rilevata nel foro di prova penetrometrica come indicato nella tabella sottostante.

Punto di rilievo	Profondità da p.c. (m)	Data rilievo
SCPTU 1	-4.50 m	30/05/2019
SCPTU 2	-5.30 m	30/05/2019

Penetrometria	UNITA' 1 ARGILLE LIMOSE CORPO ARGINALE	UNITA' 2 ARGILLE LIMOSE CON LENTI SABBIOSE	UNITA' 4 SABBIE CON RARE INTERCALAZIONI ARGILLOSE	UNITA' 5 SABBIE LIMOSE
Limite sup. (m)	3.5	4.8	13.4	24.1
Limite inf. (m)	4.8	13.4	24.1	30.0
γ (Mg/m ³)	1.87	1.88	1.97	1.99
media dati	1.88	1.88	1.97	1.99
dev. Stand	0.02	0.01	0.02	0.01
n° dati	91	774	920	998
Cu (kPa)	125	67	-	-
media dati	134	70	-	-
dev. Stand	52	41	-	-
n° dati	91	774	-	-
Φ (°)	-	-	35.9	36.8
media dati	-	-	36.0	36.9
dev. Stand	-	-	1.7	1.1
n° dati	-	-	920	998
G ₀ (MPa)	62.1	47.9	121.7	216.4
media dati	64.0	48.6	123.0	217.9
dev. Stand	10.6	12.7	22.7	28.9
n° dati	91	774	920	998
M (MPa)	25.8	9.0	113.9	202.5
media dati	27.8	9.6	115.2	204.0
dev. Stand	11.5	10.1	23.5	28.3
n° dati	91	774	920	998
Eu (MPa)	61.7	39.6	92.4	163.1
media dati	68.0	42.1	93.3	164.3
dev. Stand	33.2	42.6	16.5	21.6
n° dati	78	774	920	998
Dr (%)	-	-	59.7	74.0
media dati	-	-	60.3	74.4
dev. Stand	-	-	12.5	7.4
n° dati	-	-	920	998
OCR	4.8	1.6	-	-
media dati	5.2	1.6	-	-
dev. Stand	2.4	0.8	-	-
n° dati	91	774	-	-

	PROGETTO EUROPEO "INIWAS" : ADEGUAMENTO DELL'IDROVIA FERRARESE AL TRAFFICO DI V CLASSE EUROPEA - I LOTTO/ 1 STRALCIO DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DEL PONTE BARDELLA SUL CANALE BOICELLI Progetto esecutivo					
	PONTE DEFINITIVO - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA 433	LOTTO I-1	ELABORATO B_2_2	DOCUMENTO 520_v4	REV. 1

8. CODICE DI CALCOLO

Il calcolo agli elementi finiti della struttura è stato condotto mediante l'utilizzo del software MIDAS CIVIL 2019 ver.1.1.

8.1. Origine e caratteristiche del codice di calcolo

MIDAS Information Technology, Co., Ltd.

SKn Technopark Tech-center 15th fl. 190-1 Sangdaewon1-dong

Jungwon-gu, Seongnam, Gyeonggi-do, 462-721, Korea

Tel: 82-31-789-2000 Fax: 82-31-789-2001

- n° di serie della licenza: *U001-09640*
- Intestato alla Ditta : *STIGEA S.r.l., Bologna*

Si allega la licenza d'uso:



8.2. Affidabilità del codice utilizzato

La documentazione di validazione a corredo del software, fornita dal distributore del prodotto e preliminarmente esaminata dal progettista, è disponibile presso STIGEA S.r.l., via Innerio n.10, Bologna.

	PROGETTO EUROPEO "INIWAS" : ADEGUAMENTO DELL'IDROVIA FERRARESE AL TRAFFICO DI V CLASSE EUROPEA - I LOTTO/ 1 STRALCIO DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DEL PONTE BARDELLA SUL CANALE BOICELLI Progetto esecutivo					
	PONTE DEFINITIVO - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA 433	LOTTO I-1	ELABORATO B_2_2	DOCUMENTO 520_v4	REV. 1

9. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per la modellazione dell'impalcato si è considerato uno schema strutturale a graticcio, realizzato mediante n.11 travi in acciaio (profili HEM600), n.8 traversi costituiti da profili in acciaio HEB500, soletta in c.a. modellata mediante elementi tipo "beam" trasversali di larghezza unitaria (B=1.00m).

Si è inoltre modellato il traverso di sollevamento, costituito da n.2 profili HEB280 affiancati, secondo uno schema statico di semplice appoggio (sui due pistoni). Tale schematizzazione, che non tiene conto dell'appoggio in continuo di tali traversi sulla spalla in fase di esercizio, è risultata cautelativa ai fini del dimensionamento del traverso stesso.

Gli elementi strutturali in c.a. delle spalle (platee, elevazioni, paraghiaia e muri andatori) sono stati modellati mediante elementi tipo "plate", mentre i micropali di fondazione ($\phi_{\text{perf}}=0.24\text{m}$, $L=20.00\text{m}$) mediante elementi "beam".

Gli appoggi delle travi sui baggioli sono stati modellati mediante elementi link rigidi, aventi gradi di libertà coerenti con lo schema appoggi previsto.

I vincoli del modello sono costituiti da molle alla Winkler che simulano la resistenza laterale esercitata dal terreno sui pali di fondazione; in accordo con la caratterizzazione geotecnica dei terreni si è assunta una rigidezza $k_{w-v} = k_{w-h} = 3.00 \text{ daN/cm}^3$.

Per la descrizione dettagliata dei profili utilizzati per ogni elemento strutturale e per la geometria della struttura si rimanda ai seguenti capitoli e agli elaborati grafici.

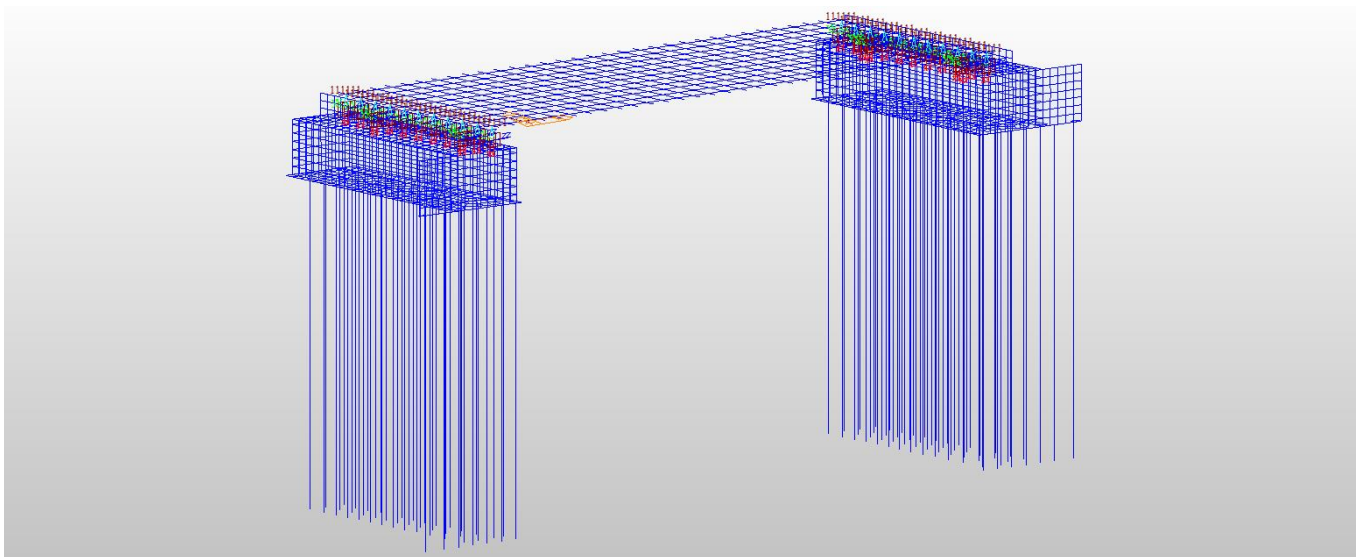


Figura 1 Modello di calcolo

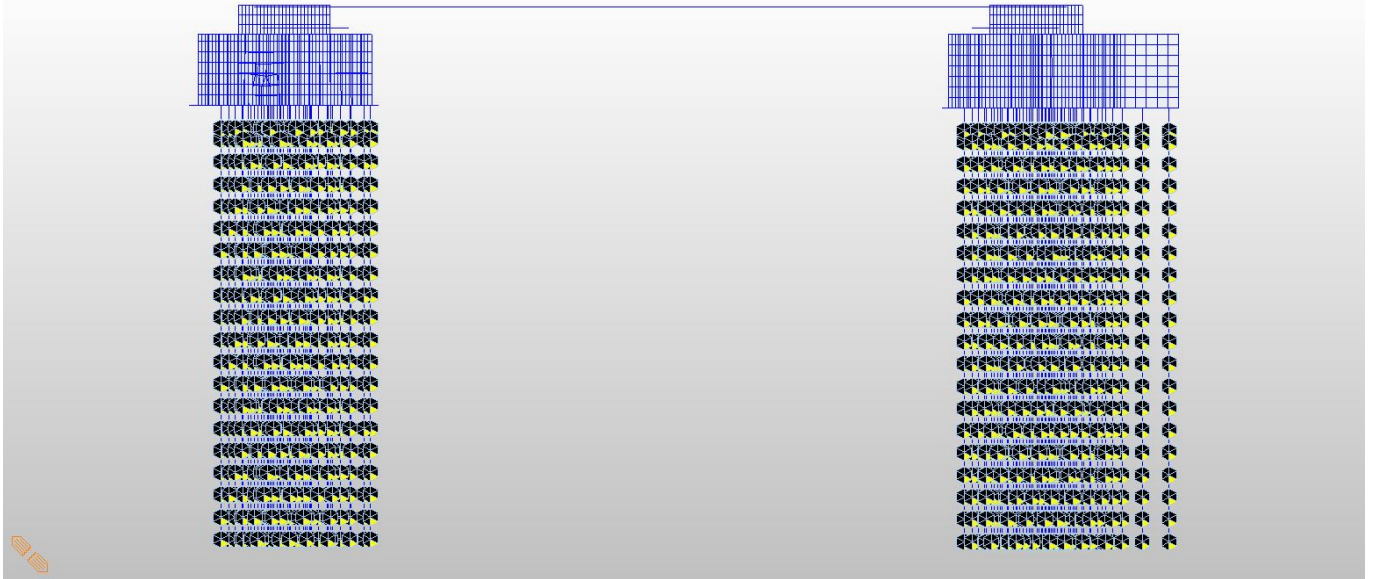


Figura 2 Modello di calcolo molle

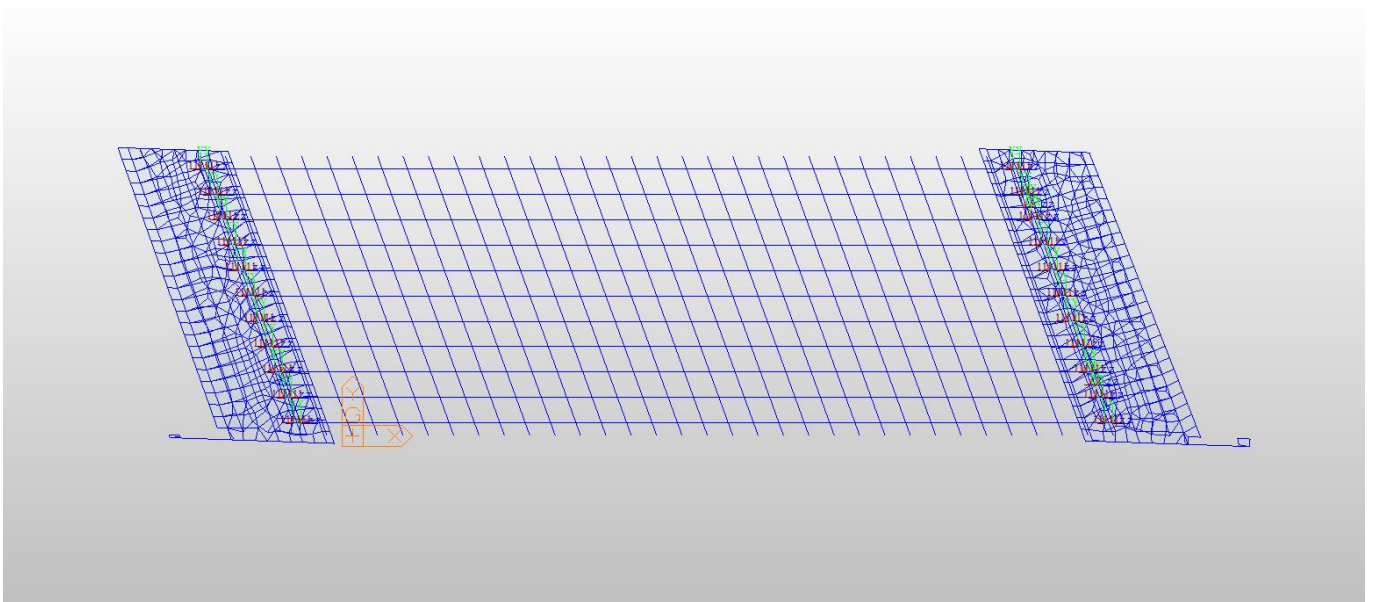


Figura 3 Modello di calcolo pianta

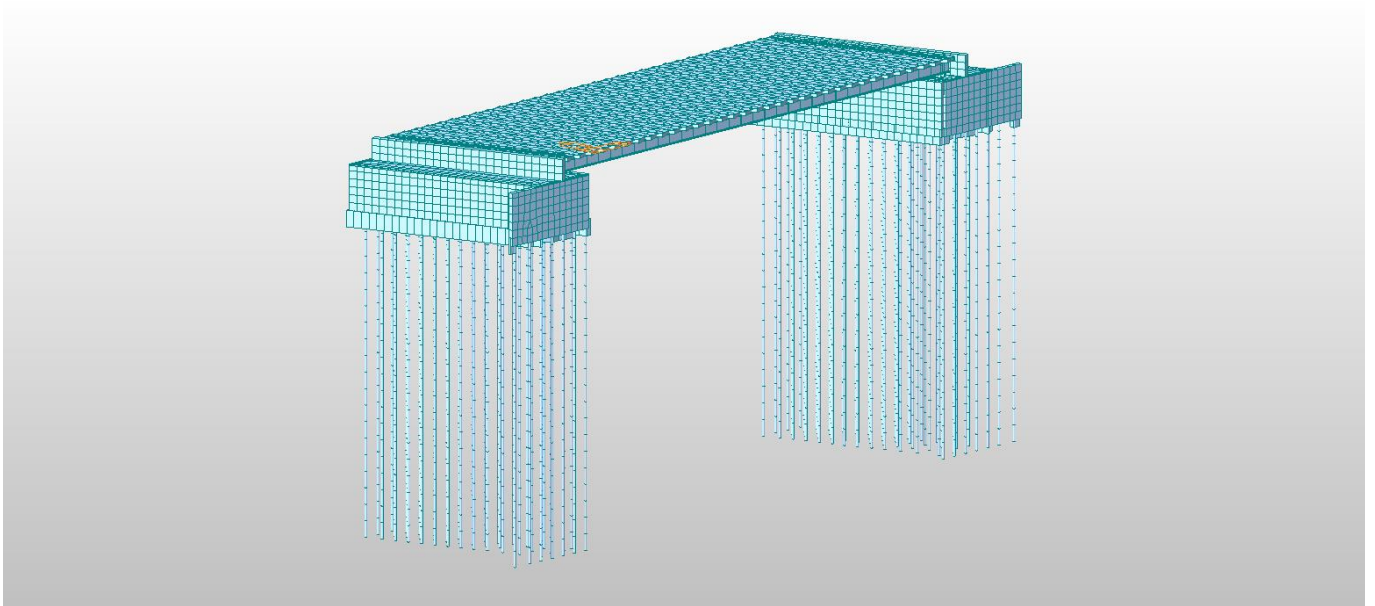


Figura 4 Rendering strutturale 1

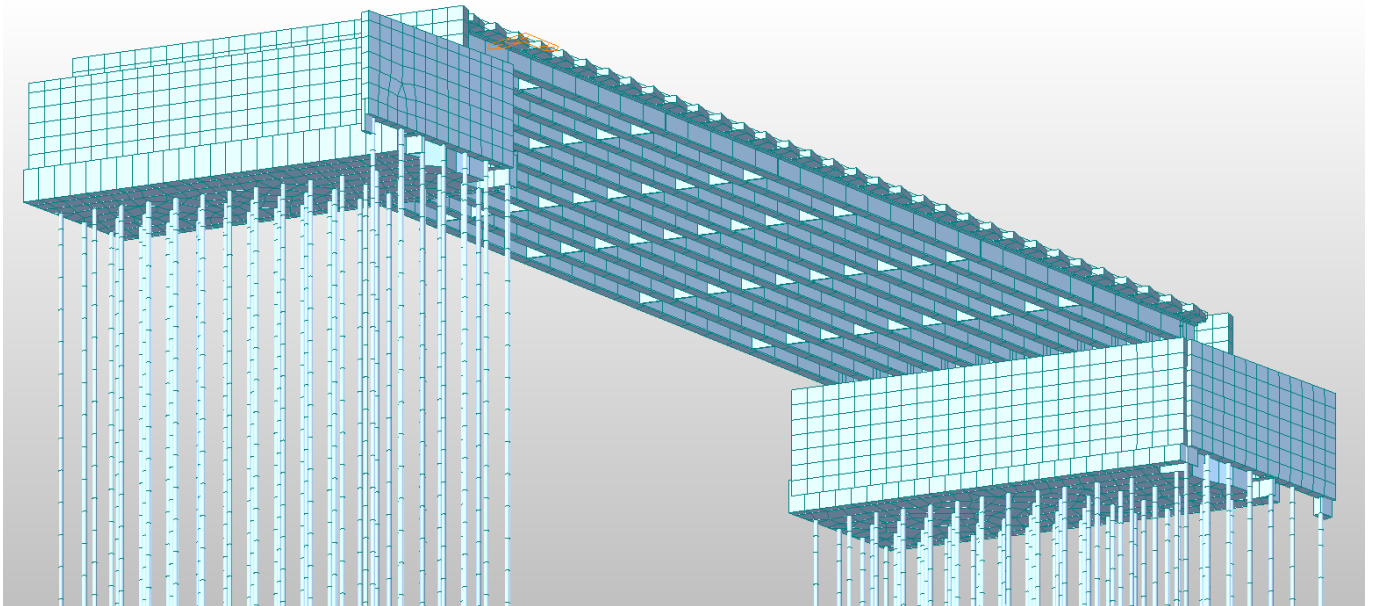
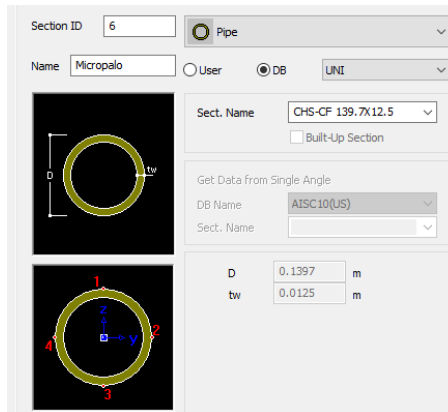


Figura 5 Rendering strutturale 2

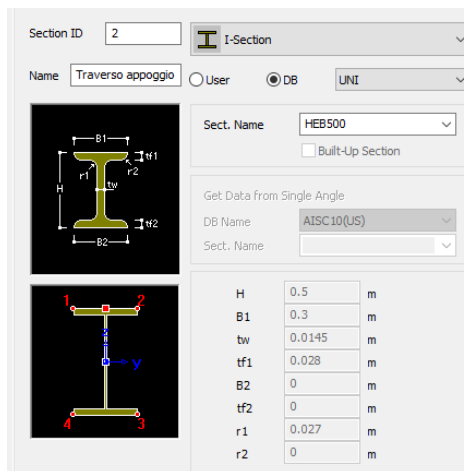
10. SEZIONI

Nel modello di calcolo si sono considerate le seguenti sezioni, relativamente ai diversi elementi strutturali:

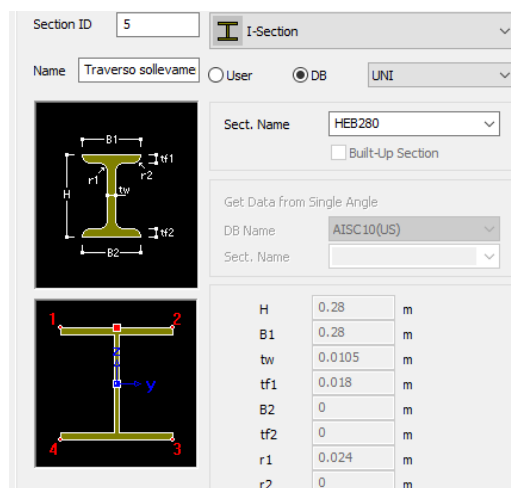
➤ Camicia del micropalo di fondazione



➤ Traverso



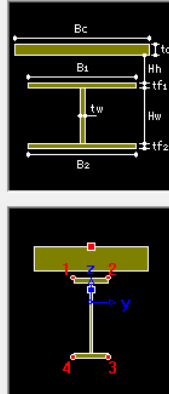
➤ Traverso di sollevamento



➤ Sezione mista impalcato acciaio-clt

Section ID: Name:

Section Type:



Display Centroid

FEM Equation

Offset: Center-Top

Slab	
Bc	<input type="text" value="1"/> m
tc	<input type="text" value="0.215"/> m
Hh	<input type="text" value="0.06"/> m

Girder			
Hw	<input type="text" value="0.62"/> m	tw	<input type="text" value="0.021"/> m
B1	<input type="text" value="0.305"/> m	B2	<input type="text" value="0.305"/> m
Bf1	<input type="text" value="0"/> m	Bf2	<input type="text" value="0"/> m
tf1	<input type="text" value="0.04"/> m	tf2	<input type="text" value="0.04"/> m
Bf3	<input type="text" value="0"/> m	tfp	<input type="text" value="0"/> m

Material

Es / Ec	<input type="text" value="6.16251"/>	Ds / Dc	<input type="text" value="3.0792"/>
Ps	<input type="text" value="0.3"/>	Pc	<input type="text" value="0.2"/>
Ts / Tc	<input type="text" value="1"/>		

Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep)

Es/Ec (Shrinkage)

Consider Shear Deformation.

Consider Warping Effect(7th DOF)

Per il calcolo della larghezza collaborante efficace di soletta (B_{eff}), si è fatto riferimento a quanto prescritto al paragrafo 4.3.2.3 delle NTC.

4.3.2.3 Larghezze efficaci

La distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti, deve essere determinata o mediante una analisi rigorosa o utilizzando nel calcolo la larghezza efficace della soletta.

La larghezza efficace, b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo può essere determinata mediante l'espressione

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} \quad (4.3.2)$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (vedi fig. 4.3.1).

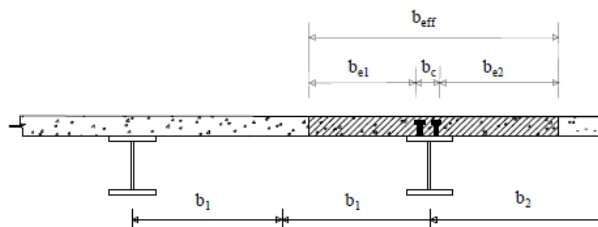


Figura 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} .

L_e nelle travi semplicemente appoggiate è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata in fig. 4.3.2.

Per gli appoggi di estremità la formula diviene

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} \quad (4.3.3)$$

dove $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_w} \right) \leq 1,0$.

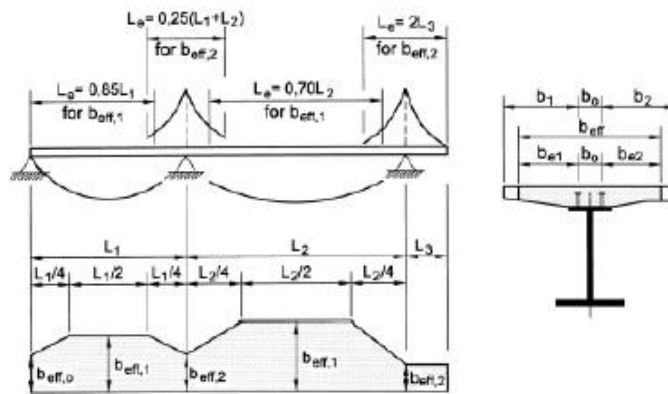


Figura 4.3.2 - Larghezza efficace, b_{eff} e luci equivalenti, L_e per le travi continue

Si è ottenuto pertanto, per la generica trave (schema statico di semplice appoggio):

$$B_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 0.20 + 0.40 + 0.40 = 1.00 \text{ m}$$

ove:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_i) = \min (31.10/8 ; 0.40) = 0.40 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_i) = \min (31.10/8 ; 0.40) = 0.40 \text{ m}$$

Si assume per tutte le travi dell'impalcato tale valore di larghezza efficace.

	PROGETTO EUROPEO "INIWAS" : ADEGUAMENTO DELL'IDROVIA FERRARESE AL TRAFFICO DI V CLASSE EUROPEA - I LOTTO/ 1 STRALCIO DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DEL PONTE BARDELLA SUL CANALE BOICELLI Progetto esecutivo					
	PONTE DEFINITIVO - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA 433	LOTTO I-1	ELABORATO B_2_2	DOCUMENTO 520_v4	REV. 1

11. CARICHI AGENTI SULLA STRUTTURA

11.1. Analisi dei carichi

Nel modello di calcolo si sono applicati alla struttura i seguenti carichi:

- Peso proprio elementi strutturali in c.a. $\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- Peso proprio elementi strutturali in acciaio (+15%) $\gamma_{acc} = 78.50 \text{ kN/m}^3$
- Carico permanente portato – pavimentaz. ($\gamma=20 \text{ kN/m}^2$; $s=0.07\text{m}$) $q_{perm} = 3.00 \text{ kN/m}^2$
- Carico permanente portato in sx – cordolo, veletta barriera, parapetto $q_{perm} = 3.7 \text{ kN/m}$
- Carico permanente portato in dx – cordolo, veletta barriera, parapetto $q_{perm} = 7.9 \text{ kN/m}$
- Ricoprimento terreno sulle platee $\gamma_t = 18.50 \text{ kN/m}^3$
- Spinta del terreno $k_0 = 0.500$; $\gamma_t = 18.50 \text{ kN/m}^3$
- Effetti reologici: ritiro e viscosità NTC 2018 par. 5.1.3.2
- Variazioni termiche lineari ° [NTC 3.5.1-2] $\Delta T_u = \pm 29^\circ \text{ C}$
- Pressione del vento su struttura e colonna di carico $p_{vento} = 2.50 \text{ kN/m}^2$
- Carichi da traffico NTC 2018 par. 5.1.3.3
- Frenamento NTC 2008 par. 5.1.3.5
- Sovraspinta del terreno da sovraccarico $k_0 = 0.500$; $\gamma_t = 18.50 \text{ kN/m}^3$
- Azione sismica Analisi dinamica lineare
- Sovraspinta sismica del terreno – Wood $S=1.451$; $a_g/g=0.162$; $\gamma_t = 18.50 \text{ kN/m}^3$

Per quanto riguarda il peso dell'acciaio, valutato automaticamente dal programma di calcolo sulla base degli elementi strutturali considerati nel modello, si è considerato un incremento del 15% per tener conto della presenza di piastre, bulloni, saldature, controventi orizzontali, irrigidimenti.

Per quanto riguarda i carichi da traffico si è fatto riferimento ai carichi dati dal D.M. 17.01.2018 per i ponti di Ia Categoria, secondo quanto previsto dalle NTC 2018 par. 5.1.3.3, di cui seguono gli estratti.

Le larghezze w_l delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nella figure sottostanti tratte dalle Norme Tecniche. Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

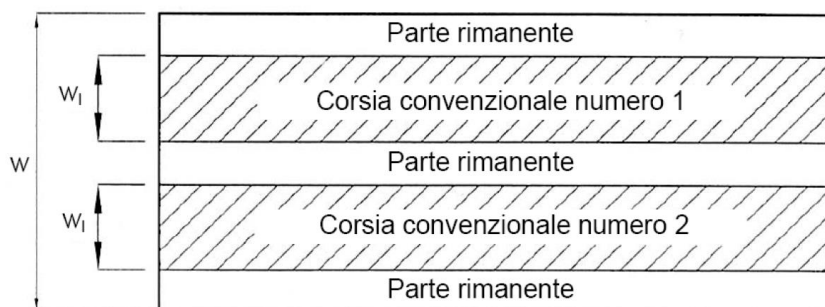


Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc. Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

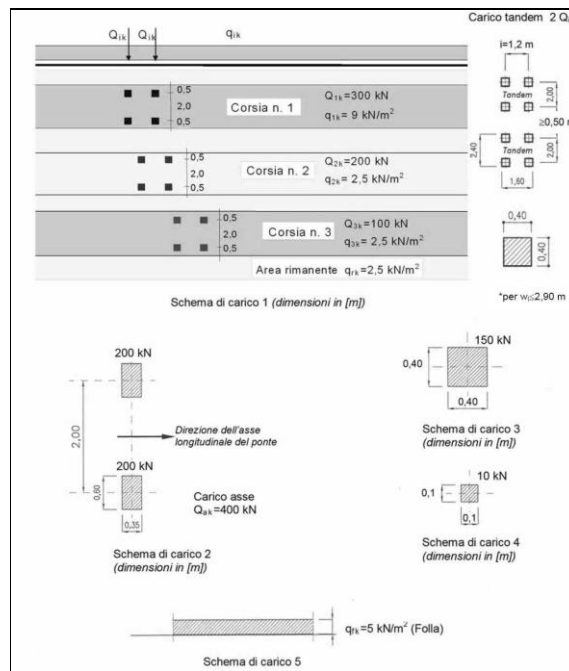
Si riportano di seguito gli schemi di carico considerati. Essi definiscono le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici:

SC1 - Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

SC2 - Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

SC4 - Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

SC5 - Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.



Schemi di carico

	<i>Carichi sulla carreggiata</i>					<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_1	Forza centrifuga q_2	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

Valori caratteristici delle azioni da traffico

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{i2}, \gamma_{i3}, \gamma_{i4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_1	0,6	0,6	0,5

Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Per quanto riguarda l'azione da frenamento si è considerato, come prescritto dalla Norma:

5.1.3.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.4)$$

per i ponti di 1ª categoria ed a

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.5)$$

per i ponti di 2ª categoria, essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

da cui:

$$q_3 = H_{\text{fren}} = 0,6 \times 2 \times 300 + 0,1 \times 9 \times 3 \times 30 = 262 \text{ kN}$$

applicata come forza distribuita lungo lo sviluppo dell'impalcato.

Si è ritenuta l'azione della neve trascurabile rispetto all'azione dei carichi accidentali mobili; non si è inoltre considerata la presenza di forze centrifughe essendo l'impalcato in retto.

Per quanto riguarda l'applicazione dell'azione sismica sulla struttura, si rimanda a quanto dettagliato nel capitolo 11.

Nelle seguenti figure sono illustrati i casi di carico applicati nel modello (ad esclusione del peso proprio degli elementi strutturali, computato automaticamente dal software):

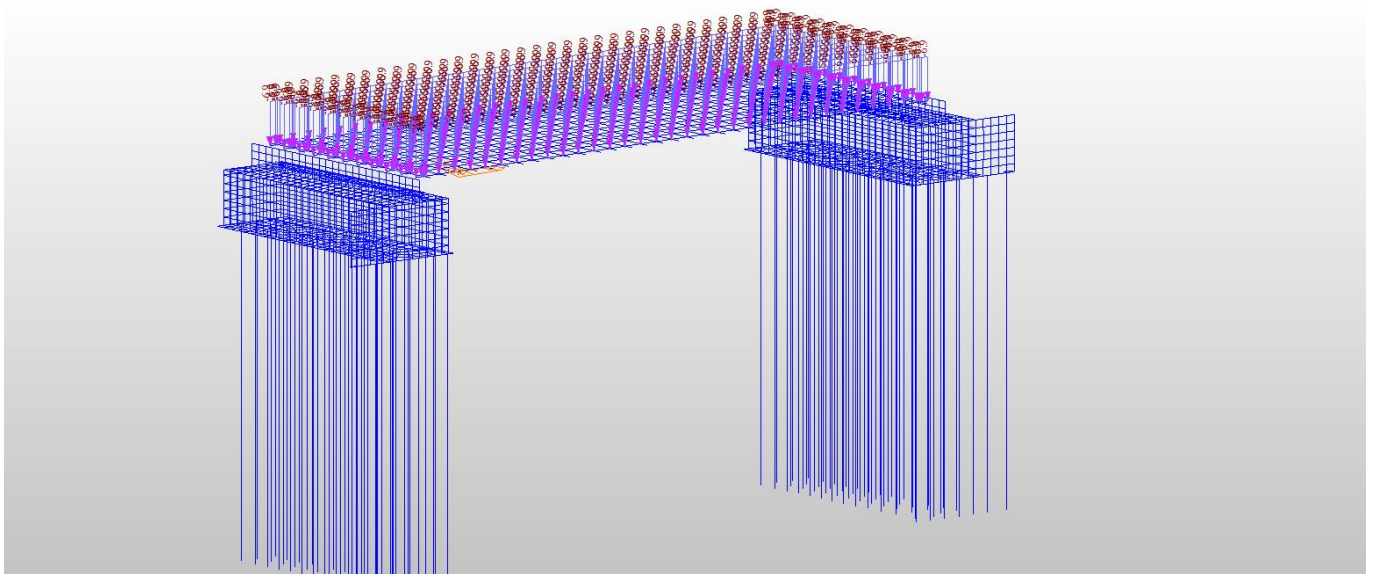


Figura 6 Peso proprio soletta

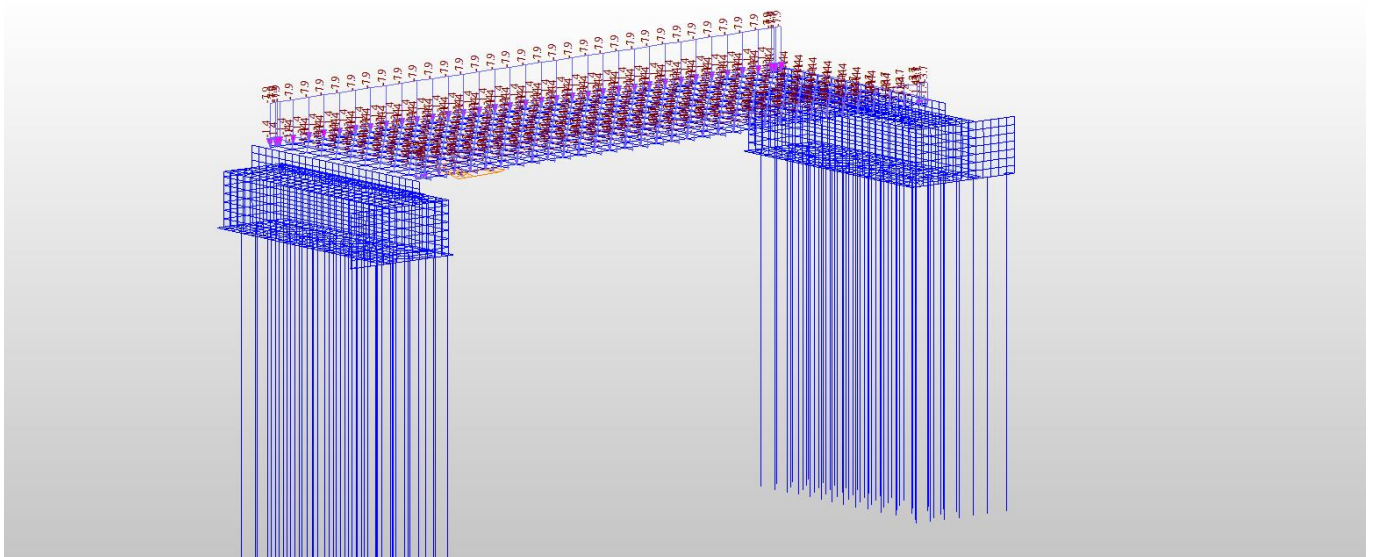


Figura 7 Carichi permanenti portati

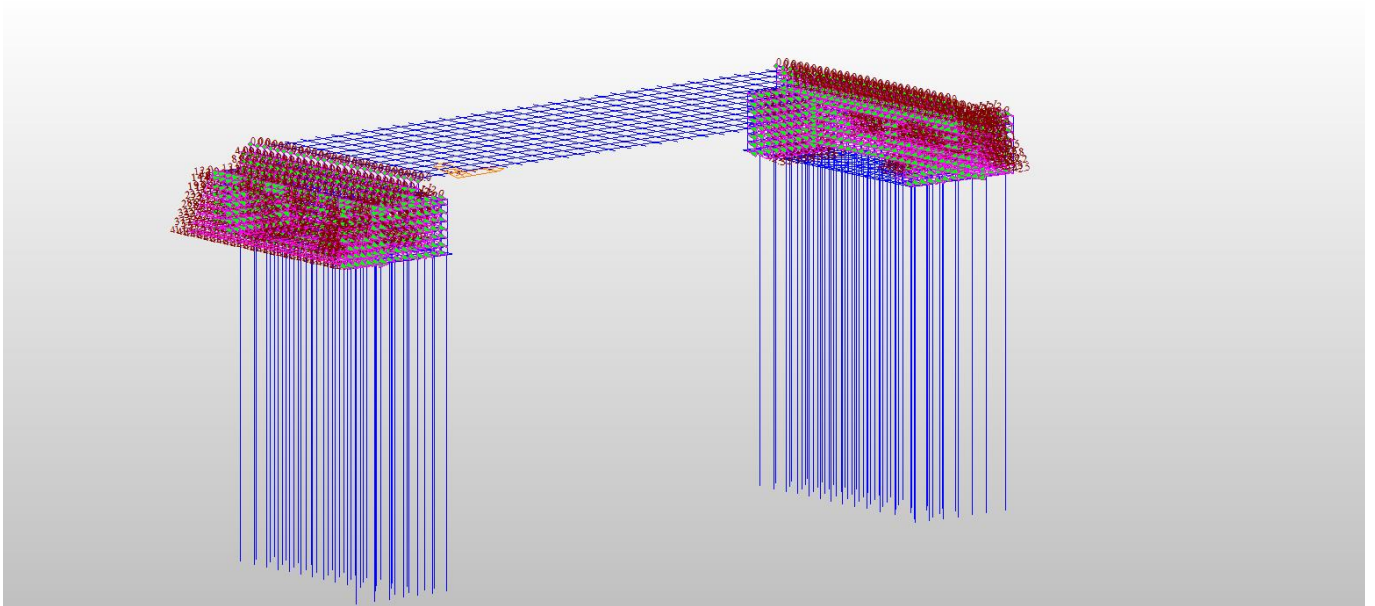


Figura 8 Spinta terra

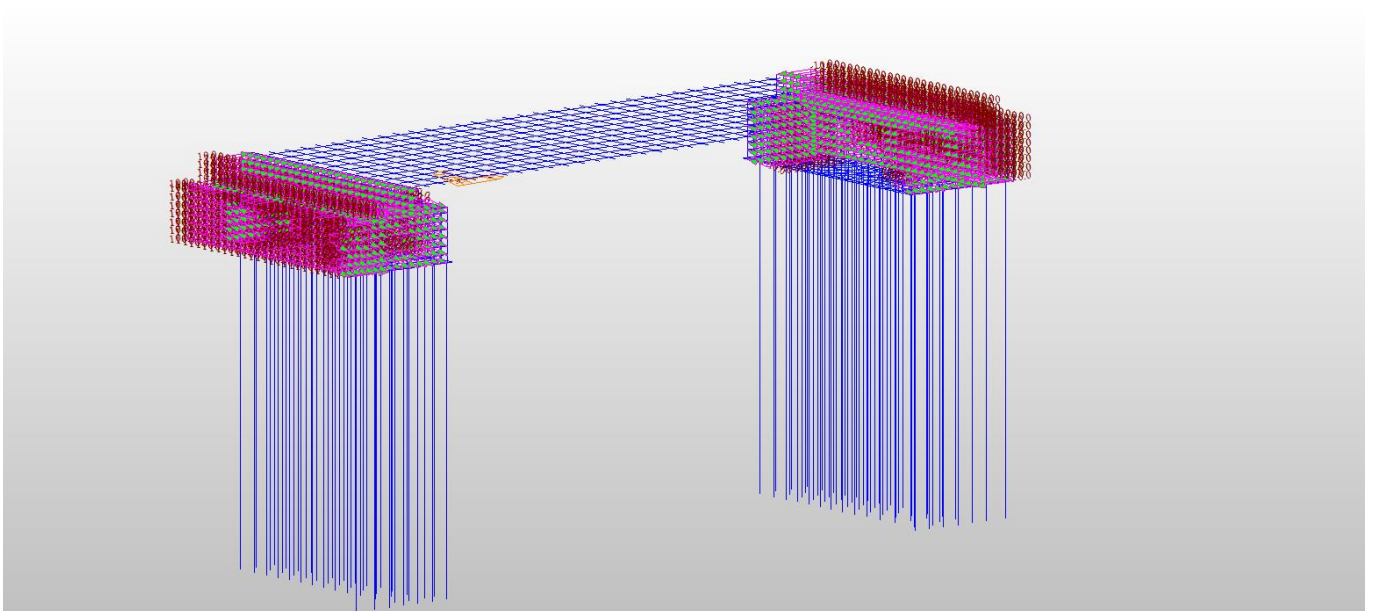


Figura 9 Spinta sovraccarico

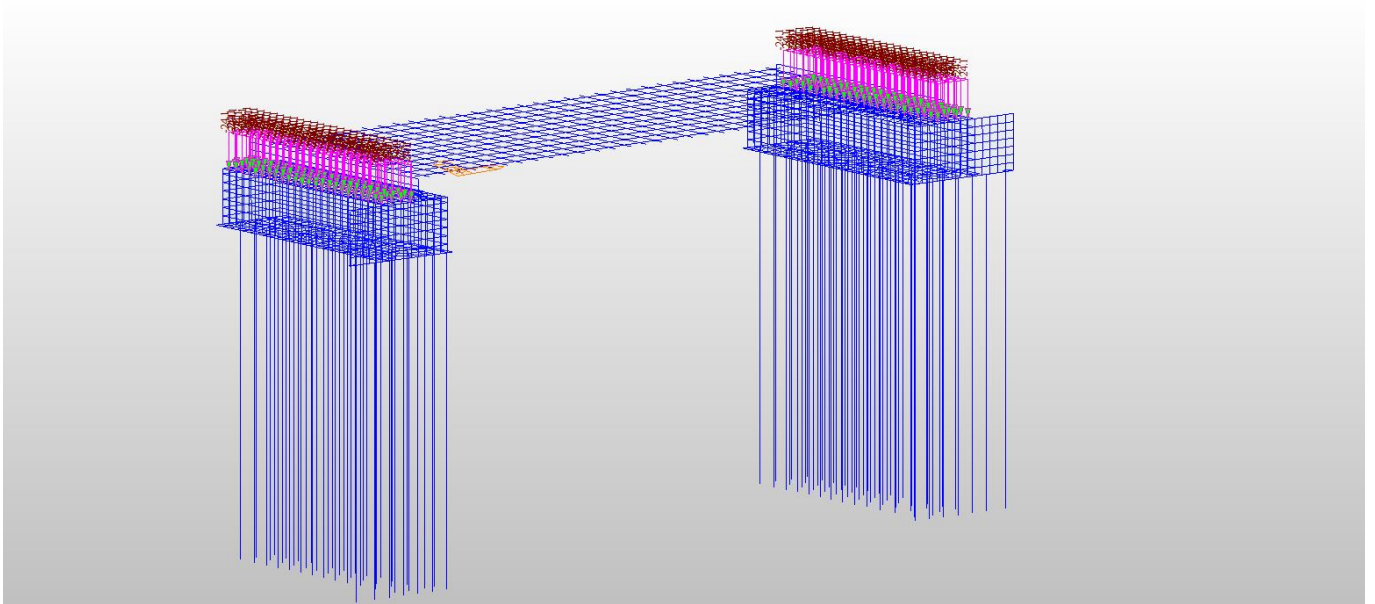


Figura 10 Ricoprimento terra

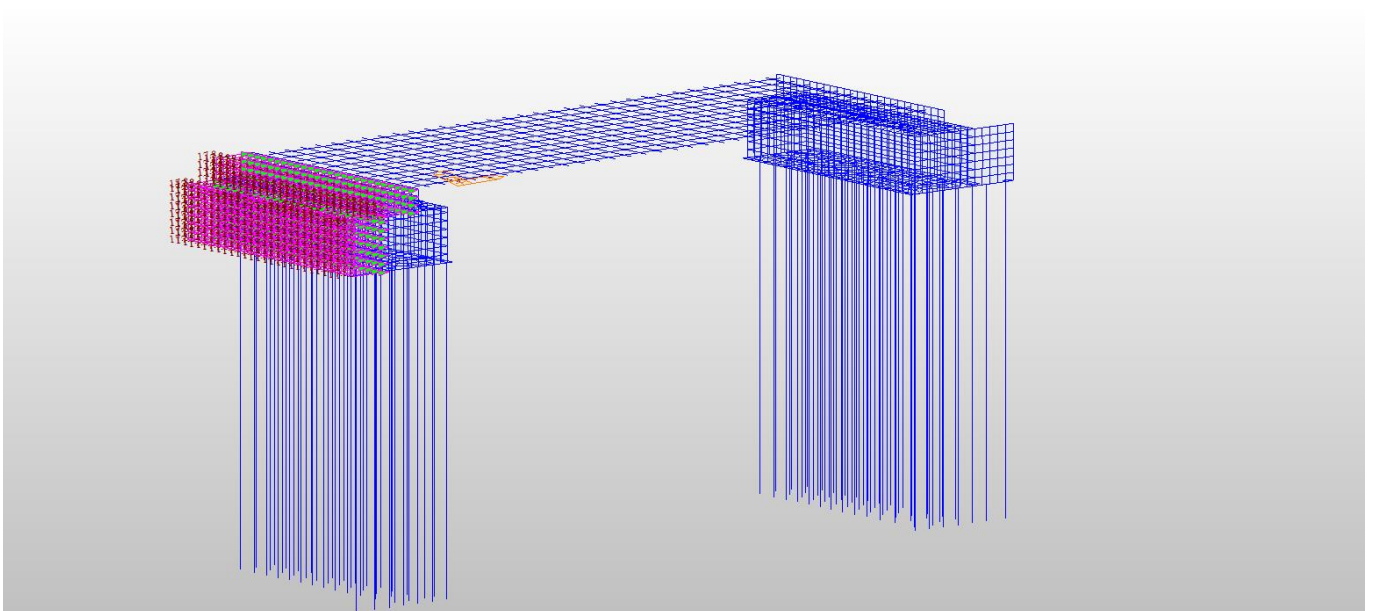


Figura 11 Sovraspinta sismica

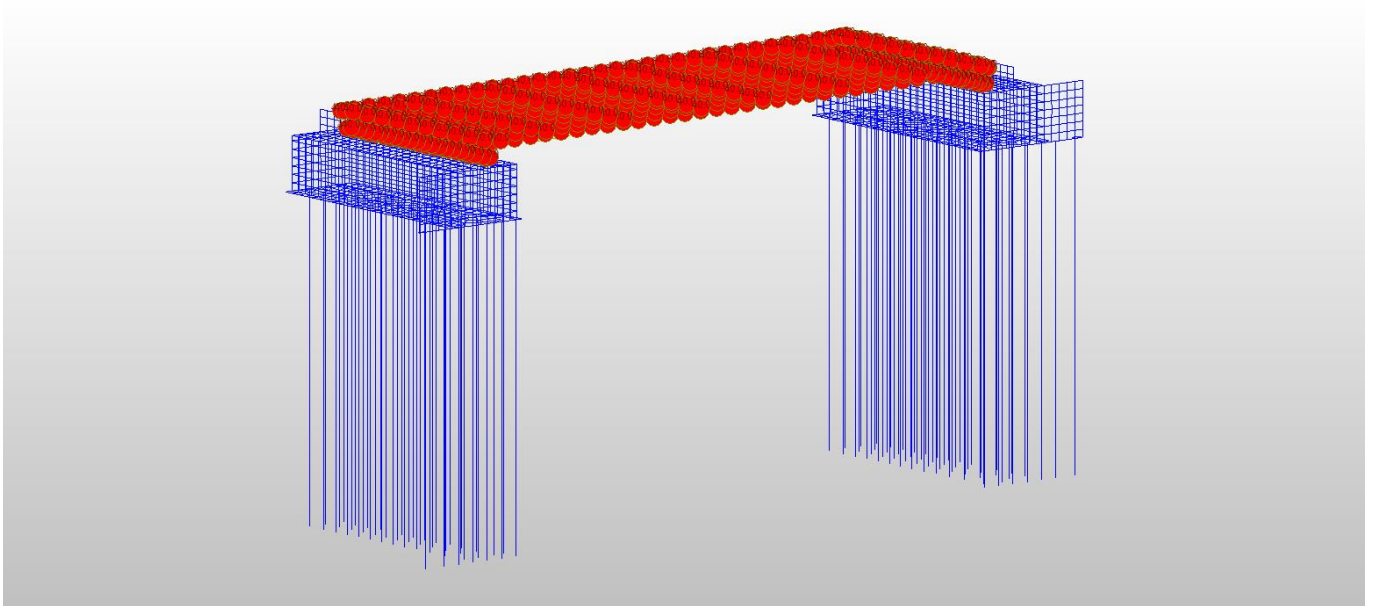


Figura 12 DT

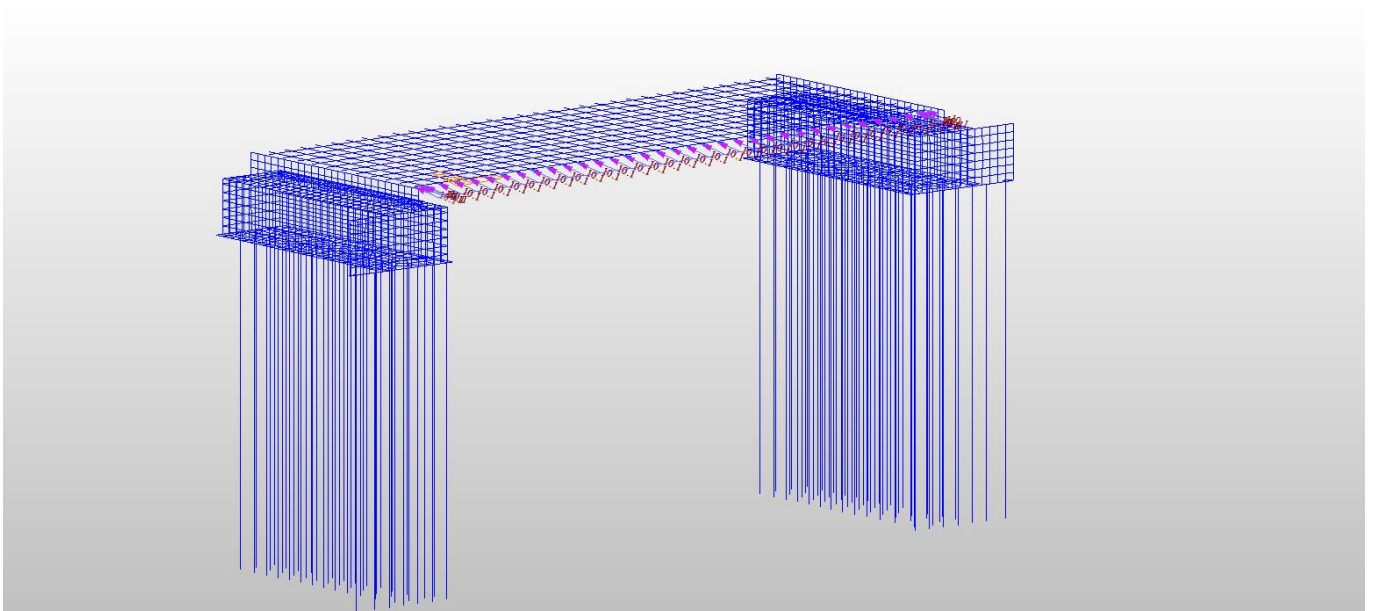


Figura 13 Vento

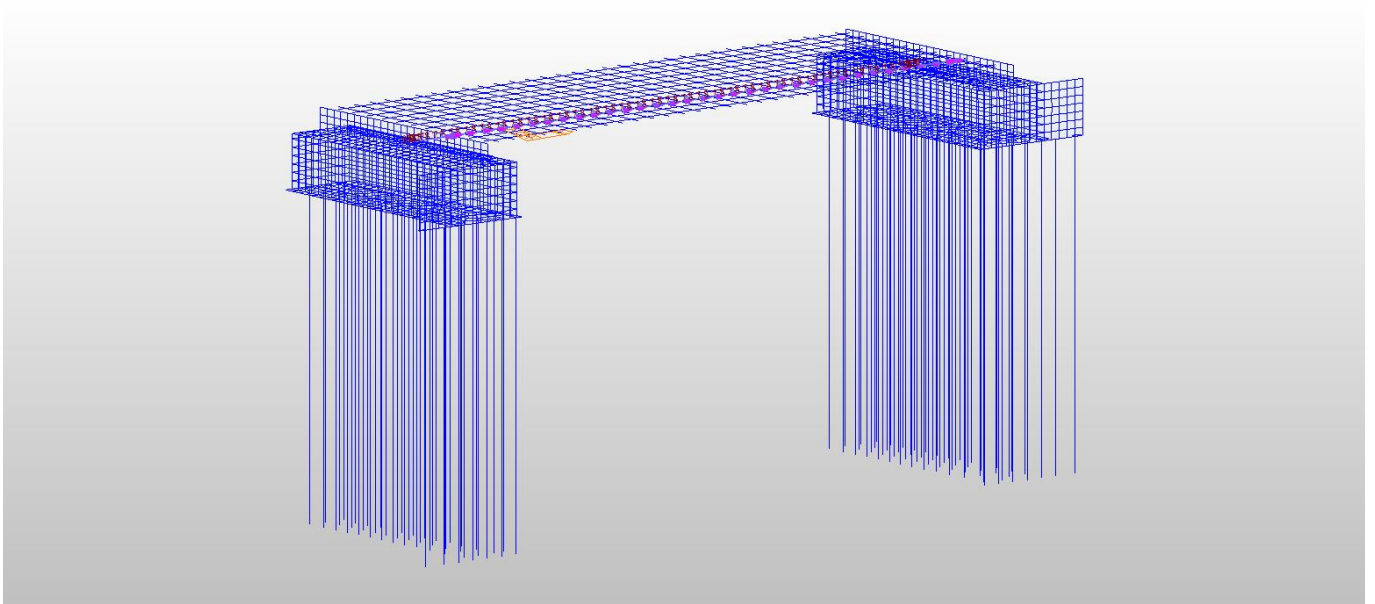
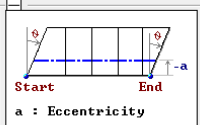


Figura 14 Frenamento

Lane Name : L01

Traffic Lane Properties



a : Eccentricity

Lane Width : 3 m

Eccentricity : 0 m

Wheel Spacing : 2 m

Eccentricity of Vertical Loads to Consider Cant : 0.0 m

Transverse Lane Optimization
Allowable Width : 3 m

Vehicular Load Distribution
 Lane Element Cross Beam

Cross Beam Group
Fase 2

Skew
Start -20 [deg] End -20 [deg]

Moving Direction
 Forward Backward Both

Selection by
 2 Points Picking Number

0, 0, 0 m
0, 0, 0 m

Operations
Add Insert Delete

No	Elem	Eccen. (m)	Eccen.Vert. Loads (m)
1	827	-1.8	0
2	947	-1.8	0
3	828	-1.8	0

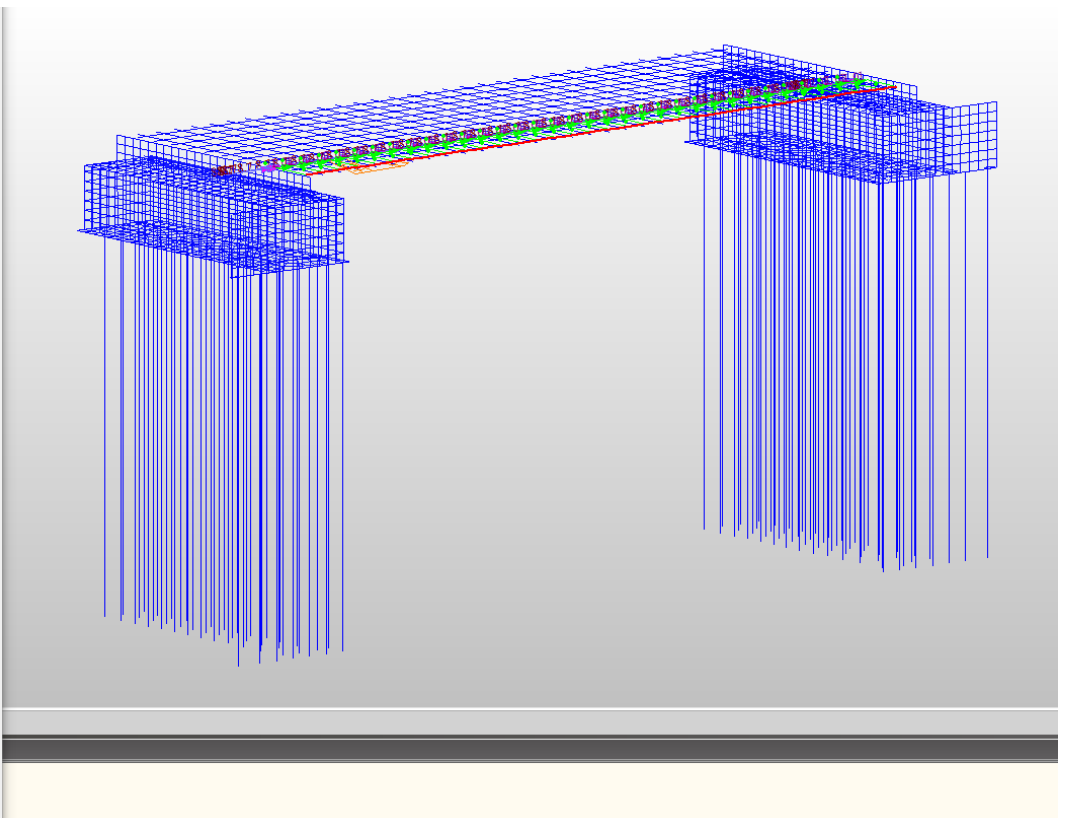


Figura 15 Corsia di carico 1 (a titolo di esempio)

	PROGETTO EUROPEO "INIWAS" : ADEGUAMENTO DELL'IDROVIA FERRARESE AL TRAFFICO DI V CLASSE EUROPEA - I LOTTO/ 1 STRALCIO DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DEL PONTE BARDELLA SUL CANALE BOICELLI Progetto esecutivo					
	PONTE DEFINITIVO - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA 433	LOTTO I-1	ELABORATO B_2_2	DOCUMENTO 520_v4	REV. 1

11.2. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 delle NTC2018.

I carichi sono denominati:

- G_k valore caratteristico del carico permanente, costituito dai pesi propri e dalla pressione del terreno;
- Q_k valore caratteristico di carichi accidentali di tipo stradale.
- E azione sismica

Gli stati limite introducono dei coefficienti moltiplicativi γ sulle azioni di calcolo, generalmente maggiori dell'unità.

Parimenti per le resistenze dei materiali si introducono dei coefficienti riduttivi applicati alle resistenze dei materiali.

➤ Combinazione fondamentale agli SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

➤ Stati Limite di Esercizio

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

Frequente	⇒	$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
Quasi permanente	⇒	$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
Rara	⇒	$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Nelle NTC2008 sono contenute diverse tabelle con i coefficienti moltiplicativi da utilizzare per le varie combinazioni SLU ed SLE, si riporta quella per le azioni di calcolo SLU;

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
<i>Permanenti</i>	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.35	1.0
<i>Permanenti non strutturali</i>	favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.35	1.0
<i>Variabili</i>	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
<i>Variabili da traffico</i> (da Tab. 5.1.V NTC)	favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Segue la tabella con le combinazioni di carico considerate nel calcolo:

COMBINAZIONI DI CARICO SLU-SLE												
	Permanenti	Spinta terra	Spinta sovracc.	Ricopr. terra	DT	Traffico	Frenamento	Vento	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Sovrasp. sism.
SLU1	1.35	1.35	1.35	1.35	0.72	1.35	1.35	0.9				
SLU2	1.35	1	1.35	1	0.72	1.35	1.35	0.9				
SLU2	1.35	1.35	1.01	1.35	1.2	1.01	1.01	0.9				
SLU3	1.35	1	1.01	1	1.2	1.01	1.01	0.9				
SLU4	1.35	1.35	1.01	1.35	-1.2	1.01	1.01	0.9				
SLU5	1.35	1.35	1.01	1.35	-1.2	1.01	1.01	0.9				
SLU6	1	1	1.01	1	0.72	1.01	1.01	1.5				
SLU7	1	1	1.01	1	-0.72	1.01	1.01	1.5				
SLU8	1.35	1.35	1.35	1.35	0.72							
SLU9	1.35	1.35	1.35	1.35	-0.72							
SLER1	1.35	1	1	1.35								
SLER2	1	1	1	1								
SLER3	1	1	1	1		1	1	0.6				
SLER4	1	1	1	1	0.6	1	1	0.6				
SLER5	1	1	1	1	-0.6	1	1	0.6				
SLER6	1	1		1								
SLER7	1	1	0.75	1	1	0.75	0.75	0.75				
SLER8	1	1	0.75	1	-1	0.75	0.75	0.75				
SLER9	1	1		1	0.6			1				
SLER10	1	1		1	-0.6			1				
SLER11	1	1		1	0.6			1				
SLER12	1	1		1	-0.6			1				
SLEF1	1	1		1	0.5			0.2				
SLEF2	1	1		1	-0.5			0.2				
SLE QP1	1	1		1	0.6							
SLE QP2	1	1		1	-0.6							
SISMA RS X+	1	1	0.2	1					1	0.3	0.3	1
SISMA RS X-	1	1	0.2	1					-1	0.3	0.3	1
SISMA RS Y+	1	1	0.2	1					0.3	1	0.3	0.3
SISMA RS Z+	1	1	0.2	1					0.3	0.3	1	0.3

12. FASI DI COSTRUZIONE

Nel modello di calcolo si sono considerate le seguenti fasi di costruzione:

- Fase 0: realizzazione delle sottostrutture (spalle) e varo della struttura in acciaio;
- Fase 1: getto della soletta – cls in fase liquida non collaborante;
- Fase 2: maturazione della soletta – cls collaborante in termini di resistenza e rigidezza;
- Fase 3: applicazione dei carichi permanenti portati (pavimentazione, guard rail, velette).

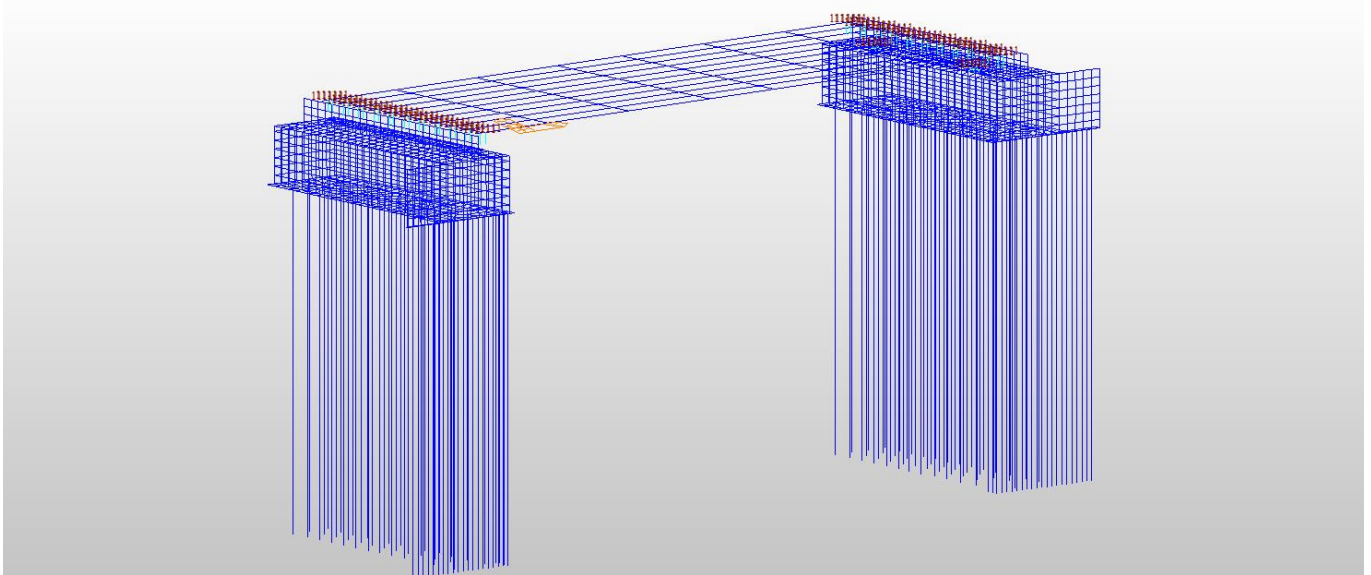


Figura 16 Fase 0

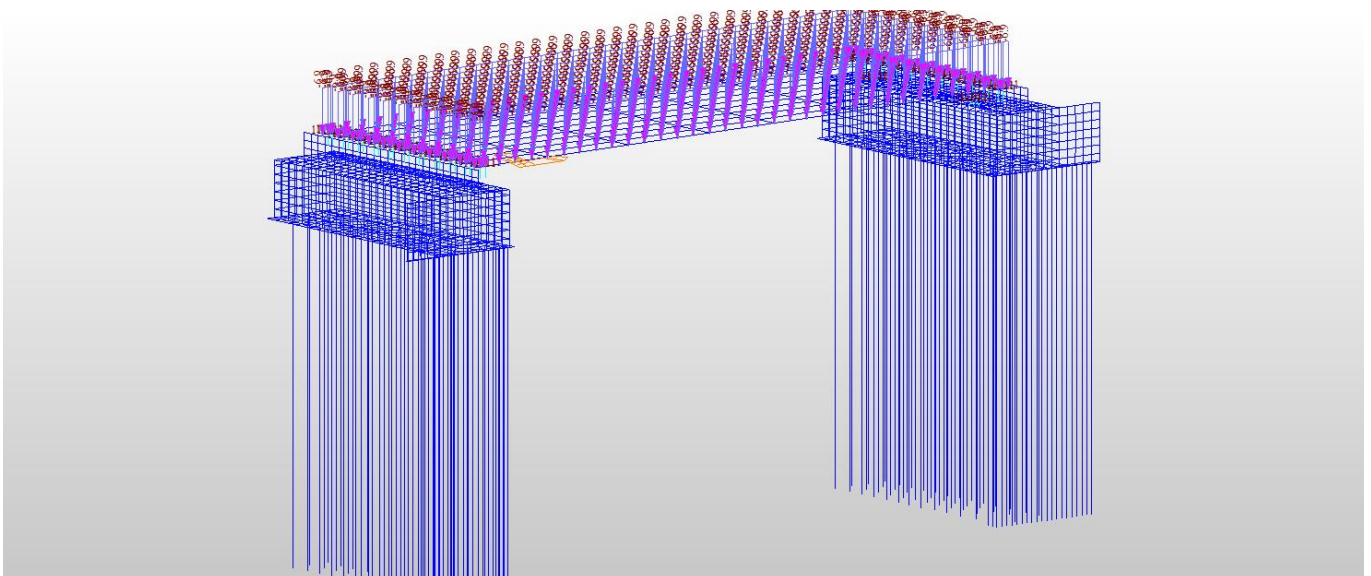


Figura 17 Fase 1

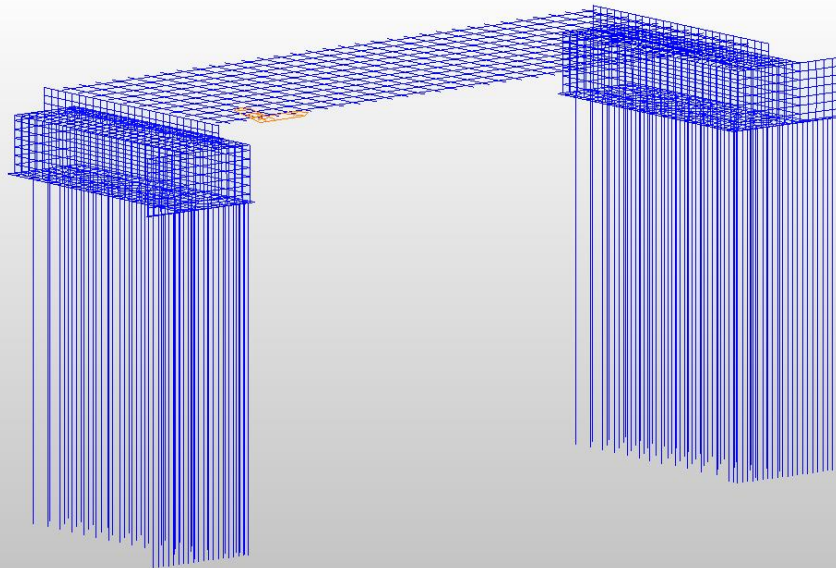


Figura 18 Fase 2

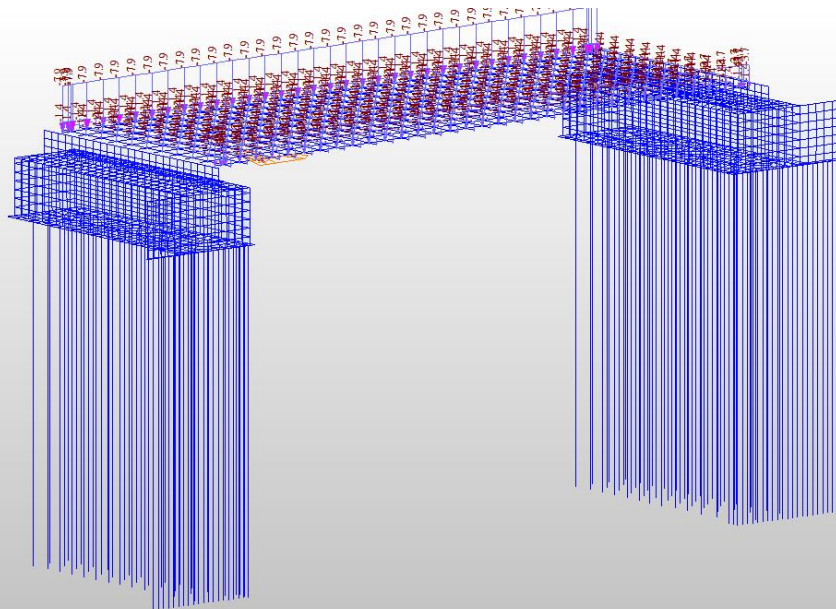


Figura 19 Fase 3

	PROGETTO EUROPEO "INIWAS" : ADEGUAMENTO DELL'IDROVIA FERRARESE AL TRAFFICO DI V CLASSE EUROPEA - I LOTTO/ 1 STRALCIO DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DEL PONTE BARDELLA SUL CANALE BOICELLI Progetto esecutivo					
	PONTE DEFINITIVO - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA 433	LOTTO I-1	ELABORATO B_2_2	DOCUMENTO 520_v4	REV. 1

13. APPARECCHI DI APPOGGIO

Per la presente opera, data la modesta luce e il numero delle travi previste, si adottano apparecchi di appoggio a disco elastomerico confinato (tipo ELASTOFIP EF400-20), secondo lo schema appoggi riportato nello specifico elaborato grafico.

A valle del calcolo, per ogni elemento di appoggio, si è proceduto a verificare la compatibilità dei risultati ottenuti con le caratteristiche del dispositivo previsto e indicato nell'elaborato grafico specifico, in termini di:

- capacità resistente della struttura dell'appoggio e dei collegamenti con la sottostruttura;
- spostamento dovuto allo scorrimento termico e in fase sismica.

Riguardo al dimensionamento dei giunti, si è considerata la sola dilatazione termica lineare, per cui si è ottenuto:

$$\delta_T = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 29.80 \times 25 = \pm 10 \text{ mm}$$

Si adottano pertanto giunti con spostamenti consentiti pari a +-10mm.

14. ANALISI SISMICA DELLA STRUTTURA

Come anticipato al paragrafo 8.1, per la valutazione degli effetti dell'azione sismica sulla struttura è stata condotta un'analisi modale dinamica lineare con utilizzo di spettri di risposta, in accordo con quanto prescritto dalle NTC18, partendo da due spettri di risposta elastici di riferimento, uno per le due componenti orizzontali e uno per quella verticale, per la cui definizione si sono considerati i seguenti parametri:

- Sito di riferimento: Comune di Ferrara
- $V_N = 50$ anni
- $C_u = 1.5$ (classe d'uso III)
- Stato limite: SLV
- Categoria topografica: T1
- Categoria del sottosuolo: C
- $q = 1.0$

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE LATTITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE Emilia-Romagna PROVINCIA Ferrara COMUNE Ferrara

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che l'interno del territorio comunale le stazioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle già individuate e si consiglia, quindi, "Ricerca per coordinate".

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_u info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	45
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	75
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	712
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1462

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

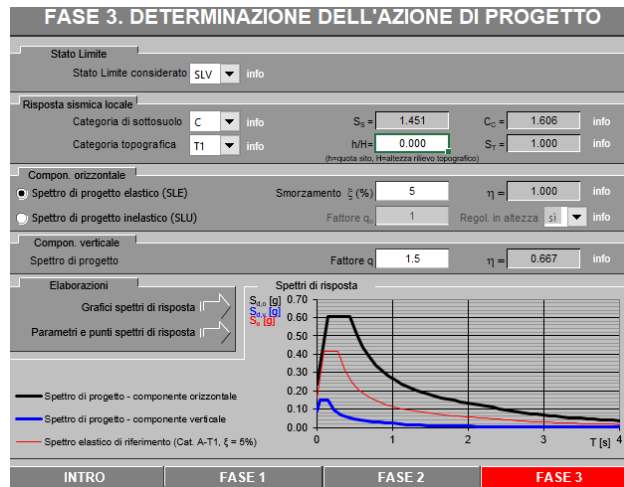


LEGENDA GRAFICO

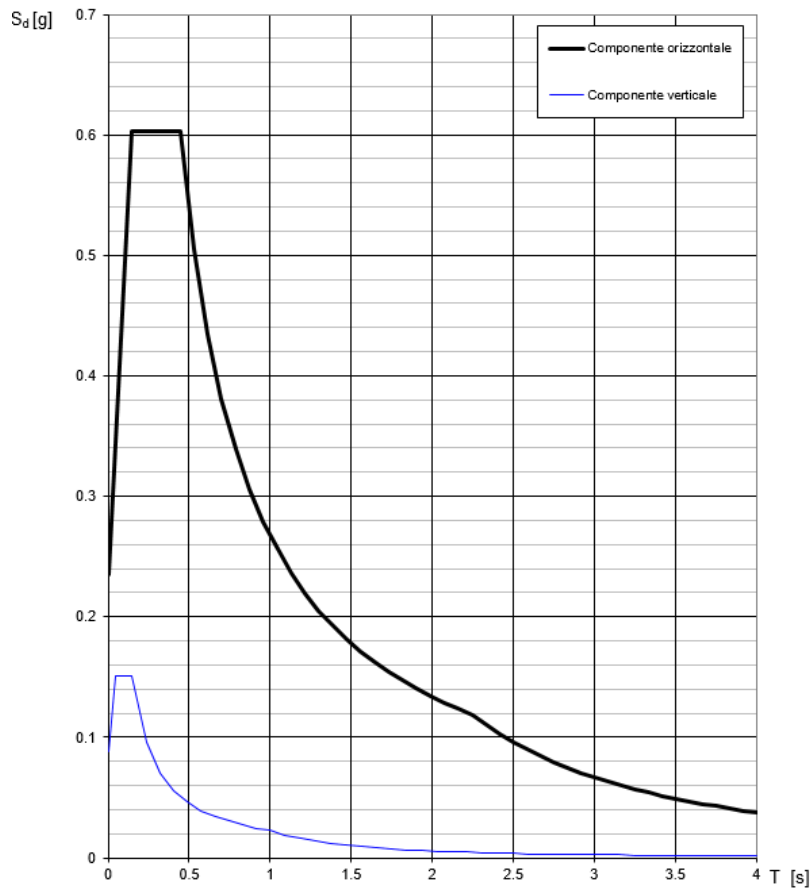
---○--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite:SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{av}	0.162 g
F_{av}	2.567
T_C	0.276 s
S_z	1.451
C_C	1.606
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.451
η	1.000
T_B	0.148 s
T_C	0.443 s
T_D	2.248 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_z \cdot S_T \quad (\text{MTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (5+z)} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{MTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{MTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C \quad (\text{MTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_{av} / g + 1,6 \quad (\text{MTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (MTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_r(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F_r \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_r} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_r(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F_r$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_r(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F_r \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_r(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F_r \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_r(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (MTC-08 § 3.2.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0.000	0.235
T_{B+}	0.148	0.603
T_{C-}	0.443	0.603
	0.523	0.505
	0.615	0.434
	0.701	0.381
	0.787	0.340
	0.873	0.306
	0.959	0.279
	1.045	0.256
	1.131	0.236
	1.217	0.220
	1.302	0.205
	1.388	0.192
	1.474	0.181
	1.560	0.171
	1.646	0.162
	1.732	0.154
	1.818	0.147
	1.904	0.140
	1.990	0.134
	2.076	0.129
	2.162	0.124
T_{D-}	2.248	0.119
	2.331	0.111
	2.414	0.103
	2.498	0.096
	2.581	0.090
	2.665	0.085
	2.748	0.080
	2.832	0.075
	2.915	0.071
	2.999	0.067
	3.082	0.063
	3.165	0.060
	3.249	0.057
	3.332	0.054
	3.416	0.051
	3.499	0.049
	3.583	0.047
	3.666	0.045
	3.750	0.043
	3.833	0.041
	3.917	0.039
	4.000	0.038

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{av}	0.088 g
S_z	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.394
S	1.000
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_z \cdot S_T \quad (\text{MTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{MTC-08 § 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_r \cdot \left(\frac{a_{av}}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{MTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (MTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_r(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F_r \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_r} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_r(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F_r$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_r(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F_r \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_r(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F_r \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0.000	0.088
T_{B+}	0.050	0.150
T_{C-}	0.150	0.150
	0.235	0.096
	0.320	0.071
	0.405	0.056
	0.490	0.046
	0.575	0.039
	0.660	0.034
	0.745	0.030
	0.830	0.027
	0.915	0.025
T_{D-}	1.000	0.023
	1.094	0.019
	1.188	0.016
	1.281	0.014
	1.375	0.012
	1.463	0.010
	1.563	0.009
	1.656	0.008
	1.750	0.007
	1.844	0.007
	1.938	0.006
	2.031	0.005
	2.125	0.005
	2.219	0.005
	2.313	0.004
	2.406	0.004
	2.500	0.004
	2.594	0.003
	2.688	0.003
	2.781	0.003
	2.875	0.003
	2.969	0.003
	3.063	0.002
	3.156	0.002
	3.250	0.002
	3.344	0.002
	3.438	0.002
	3.531	0.002
	3.625	0.002
	3.719	0.002
	3.813	0.002
	3.906	0.001
	4.000	0.001

Si illustrano le deformate associate ai n.3 modi di vibrare principali, determinati mediante l'analisi modale (agli autovalori):

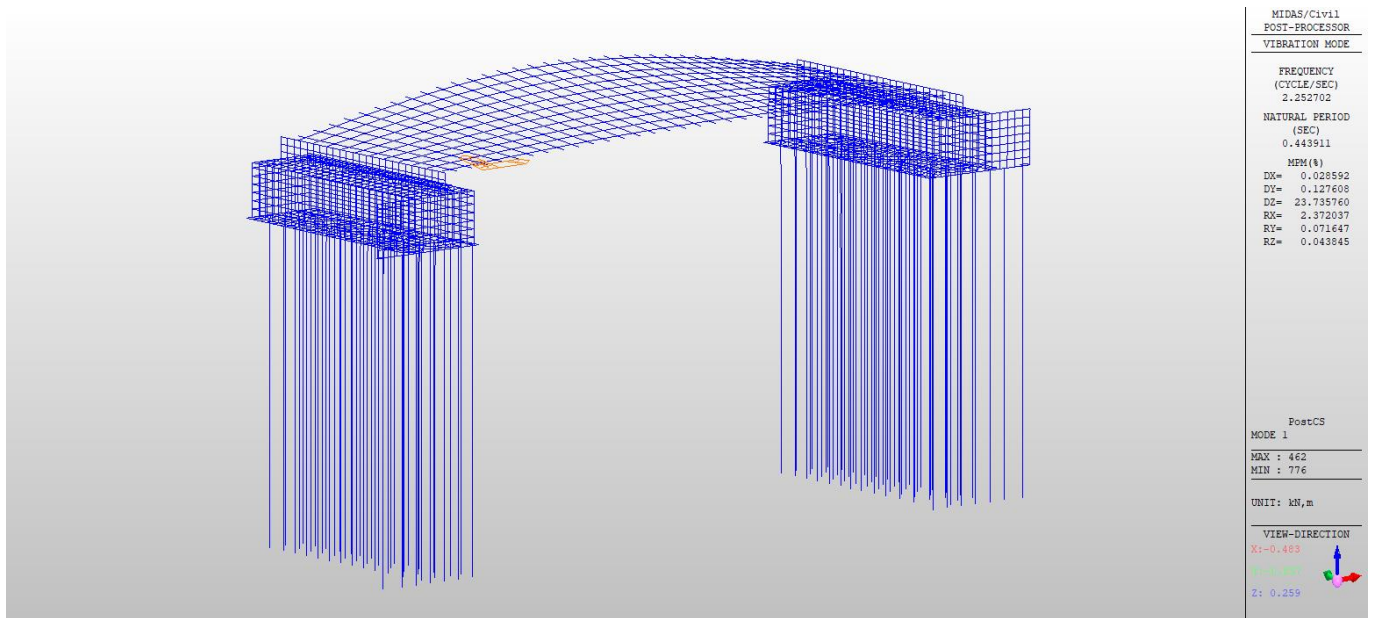


Figura 20 Modo di vibrare n.1

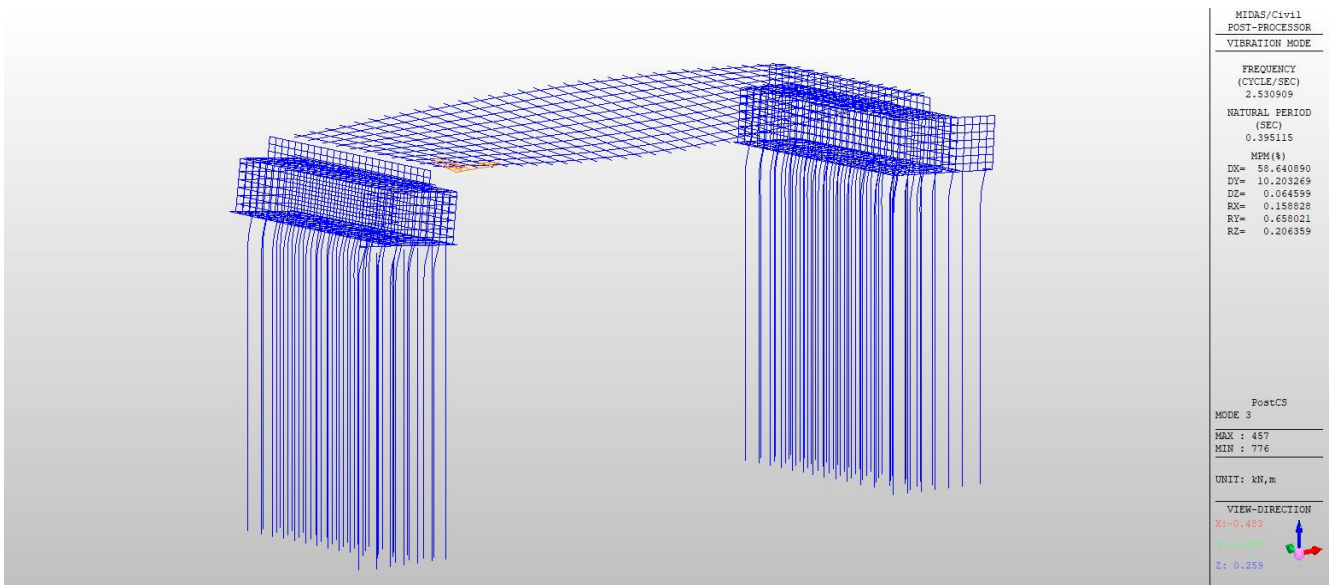


Figura 21 Modo di vibrare n.3

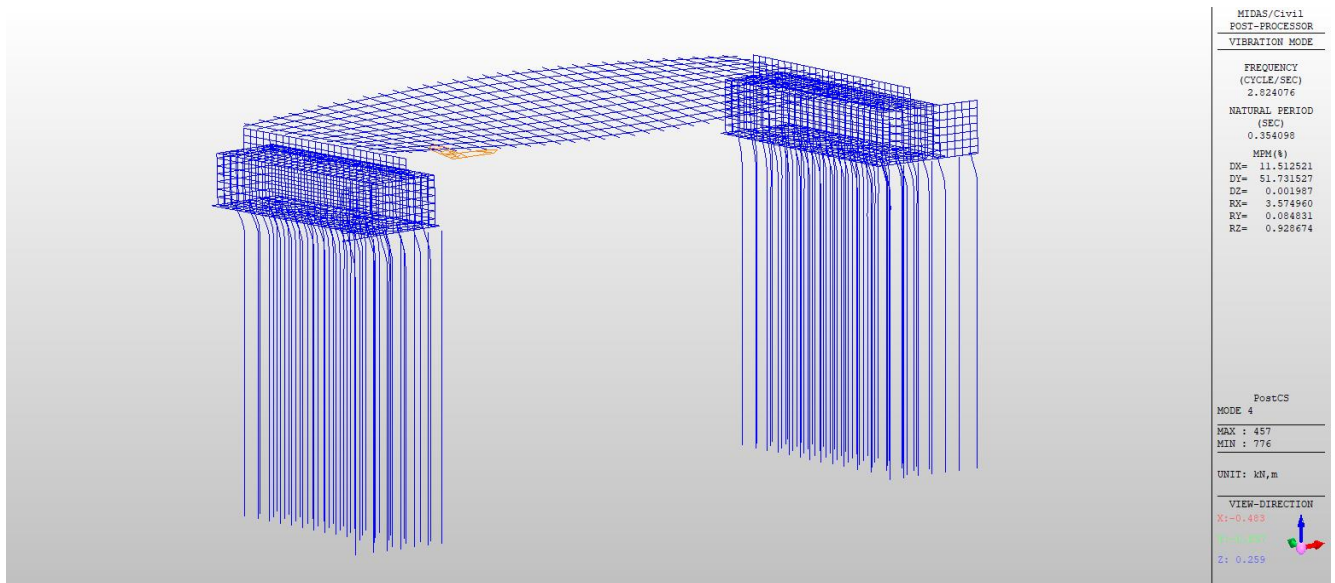


Figura 22 Modo di vibrare n.4

Nella successiva tabella sono riepilogate le caratteristiche, in termini di periodo e masse eccitate, dei 50 modi di vibrare determinati:

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.03	0.03	0.13	0.13	23.74	23.74	2.37	2.37	0.07	0.07	0.04	0.04
2	0.97	1	3.07	3.2	3.65	27.39	14	16.37	0.06	0.13	0	0.05
3	58.64	59.64	10.2	13.4	0.06	27.45	0.16	16.53	0.66	0.79	0.21	0.25
4	11.51	71.15	51.73	65.14	0	27.45	3.57	20.1	0.08	0.88	0.93	1.18
5	0.02	71.17	0.01	65.15	0.02	27.47	0.12	20.22	0.01	0.89	73.49	74.67
6	0.13	71.29	2.79	67.94	0	27.47	0	20.22	0	0.89	0.59	75.26
7	1.82	73.11	0.31	68.25	0	27.47	0.01	20.23	0	0.89	0.27	75.53
8	5.82	78.93	4.5	72.74	0.02	27.49	0.07	20.3	0.11	1	2.01	77.54
9	6.34	85.27	0.64	73.38	0.02	27.51	0.19	20.49	0.1	1.09	2.29	79.83
10	5.36	90.63	18.29	91.67	0	27.51	0.8	21.29	0.04	1.13	0.07	79.89
11	0.08	90.71	2.07	93.74	0.01	27.52	0.04	21.33	0.01	1.14	12.18	92.07
12	0.09	90.81	0.01	93.75	0	27.52	0.01	21.33	4.16	5.3	0	92.07
13	0.39	91.2	0.05	93.8	0	27.52	0	21.34	7.71	13.01	0.02	92.09
14	1.64	92.83	0.14	93.94	0.43	27.96	0	21.34	4.59	17.6	0.28	92.37
15	0	92.83	0	93.94	0	27.96	0	21.34	0	17.6	0	92.37
16	1.53	94.36	0.3	94.24	5.91	33.87	0.78	22.12	0.01	17.61	0.27	92.64
17	0	94.36	0	94.24	0.16	34.02	0.28	22.4	0.36	17.97	0	92.64
18	0.01	94.37	0.14	94.38	0.18	34.2	22.75	45.15	0.01	17.97	0.05	92.69
19	0.07	94.44	0.02	94.4	33.25	67.46	0.22	45.37	13.44	31.42	0.03	92.72
20	0.03	94.47	0.01	94.41	3.88	71.34	1.77	47.14	0.18	31.6	0.18	92.9
21	0.02	94.48	0	94.41	1.93	73.26	1.17	48.31	52.04	83.64	0.01	92.91
22	0	94.48	0.07	94.48	1.79	75.05	10.28	58.59	2.77	86.41	0.02	92.93
23	0	94.48	0	94.48	18.3	93.35	0.02	58.61	4.3	90.7	0	92.93
24	0	94.48	0	94.48	0.04	93.39	0	58.61	0.02	90.73	0	92.93
25	0	94.49	0	94.48	3.4	96.78	0.14	58.75	0.35	91.08	0	92.93
26	0	94.49	0	94.48	0	96.78	0	58.75	0	91.08	0	92.93
27	0	94.49	0	94.48	0.01	96.79	0.01	58.76	0.36	91.44	0	92.93
28	0	94.49	0	94.48	0	96.79	0	58.76	0	91.44	0	92.93
29	0	94.49	0	94.48	0	96.79	0	58.76	0.1	91.54	0	92.93
30	0	94.49	0	94.48	0	96.79	0	58.76	0.17	91.71	0	92.93

31	0	94.49	0	94.48	0	96.79	0	58.76	0	91.71	0	92.93
32	0	94.49	0	94.48	0	96.79	0	58.76	0.47	92.18	0	92.93
33	0	94.49	0	94.48	0	96.79	0	58.76	0	92.18	0	92.93
34	0	94.49	0	94.48	0.05	96.84	0.06	58.82	0	92.18	0	92.93
35	0	94.49	0	94.48	0	96.84	0	58.83	0	92.18	0	92.93
36	0	94.49	0	94.48	0.02	96.86	0.02	58.85	0	92.18	0	92.93
37	0	94.49	0	94.48	0.12	96.98	0	58.85	0	92.18	0	92.93
38	0	94.49	0	94.48	0.01	96.99	0	58.85	0	92.18	0	92.93
39	0	94.49	0	94.48	0.01	96.99	0	58.85	0.02	92.2	0	92.93
40	0	94.49	0	94.49	0	96.99	0	58.85	0	92.2	0	92.94
41	0	94.49	0	94.49	0	96.99	0	58.85	0.01	92.21	0	92.94
42	0	94.49	0	94.49	0	96.99	0	58.85	0	92.21	0	92.94
43	0	94.49	0	94.49	0	96.99	0	58.85	0	92.21	0	92.94
44	0	94.49	0	94.49	0	96.99	0	58.85	0.04	92.24	0	92.94
45	0	94.49	0	94.49	0	97	0	58.85	0.01	92.25	0	92.94
46	0	94.49	0	94.49	0.01	97	0.01	58.86	0.02	92.27	0	92.94
47	0	94.49	0	94.49	0	97	0	58.86	0	92.27	0	92.94
48	0	94.49	0	94.49	0	97	0	58.86	0	92.27	0	92.94
49	0	94.49	0	94.49	0	97.01	0	58.86	0	92.27	0	92.94
50	0	94.49	0	94.49	0	97.01	0	58.86	0	92.28	0	92.94

15. STATO DI SOLLECITAZIONE

Nel presente paragrafo si riportano gli involuipi delle componenti di azione interna più significative emerse dal calcolo, rispettivamente per ogni elemento strutturale.

La notazione “MAX” e “MIN” riportata nelle legende dei diagrammi si riferisce alla numerazione dei n.2 elementi finiti che presentano i valori estremanti della sollecitazione in oggetto.

15.1. Micropali di fondazione

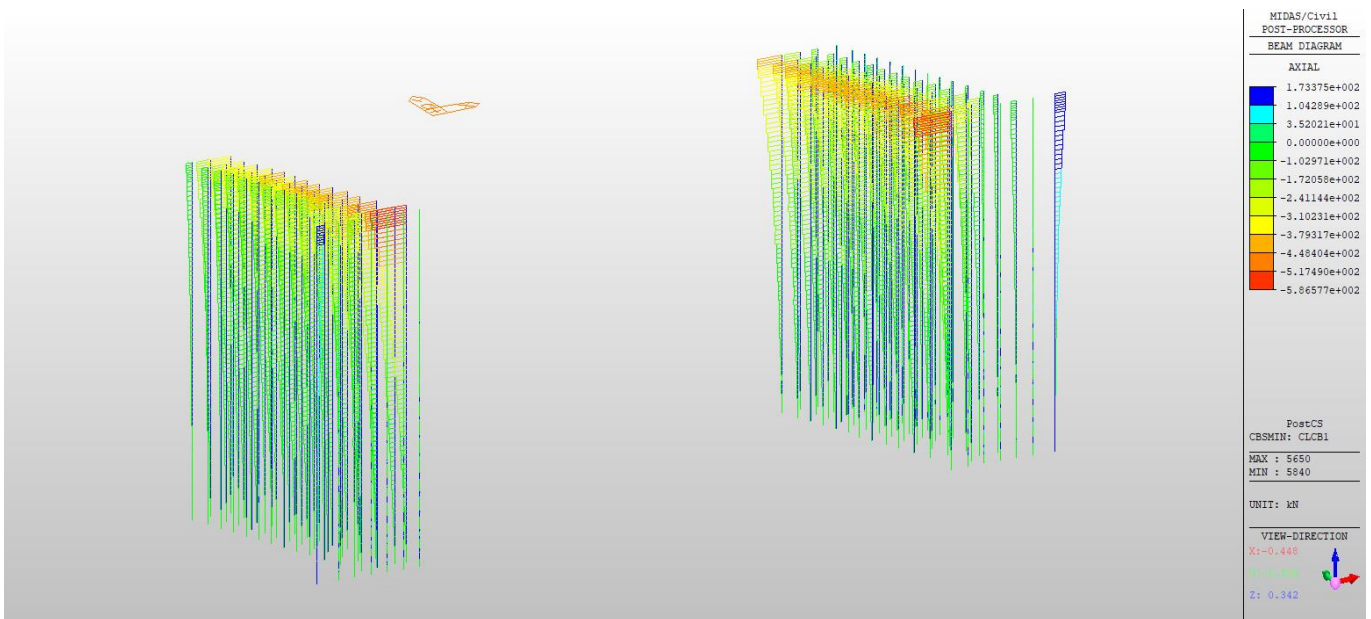


Figura 23 Micropali Nmax SLU1

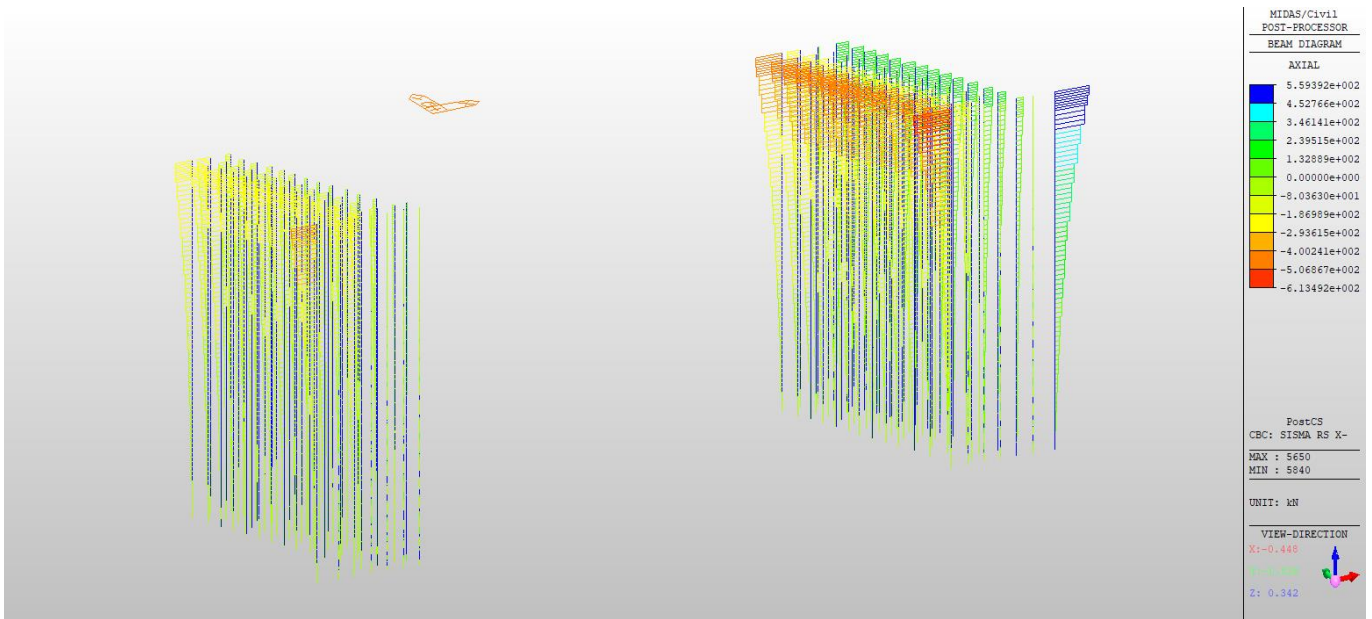


Figura 24 MICROPALI Nmax SISMA X

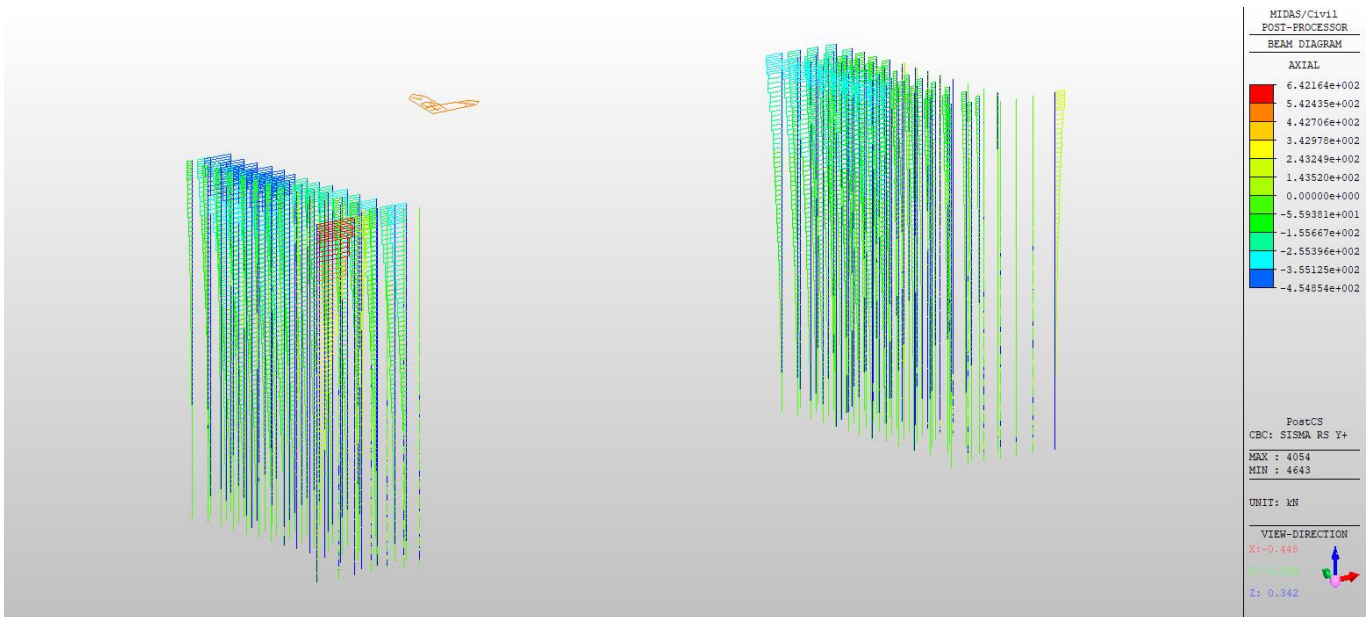


Figura 25 MICROPALI Nmax SISMA Y

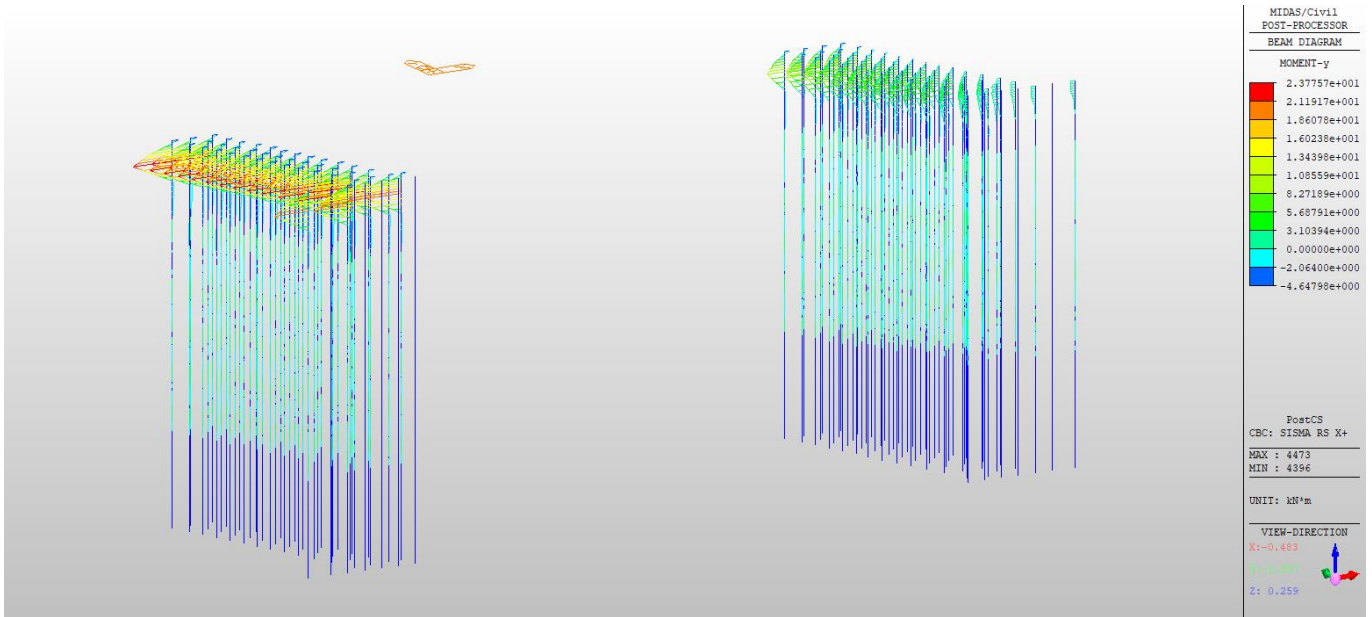


Figura 26 MICROPALI Mlong max SLU1

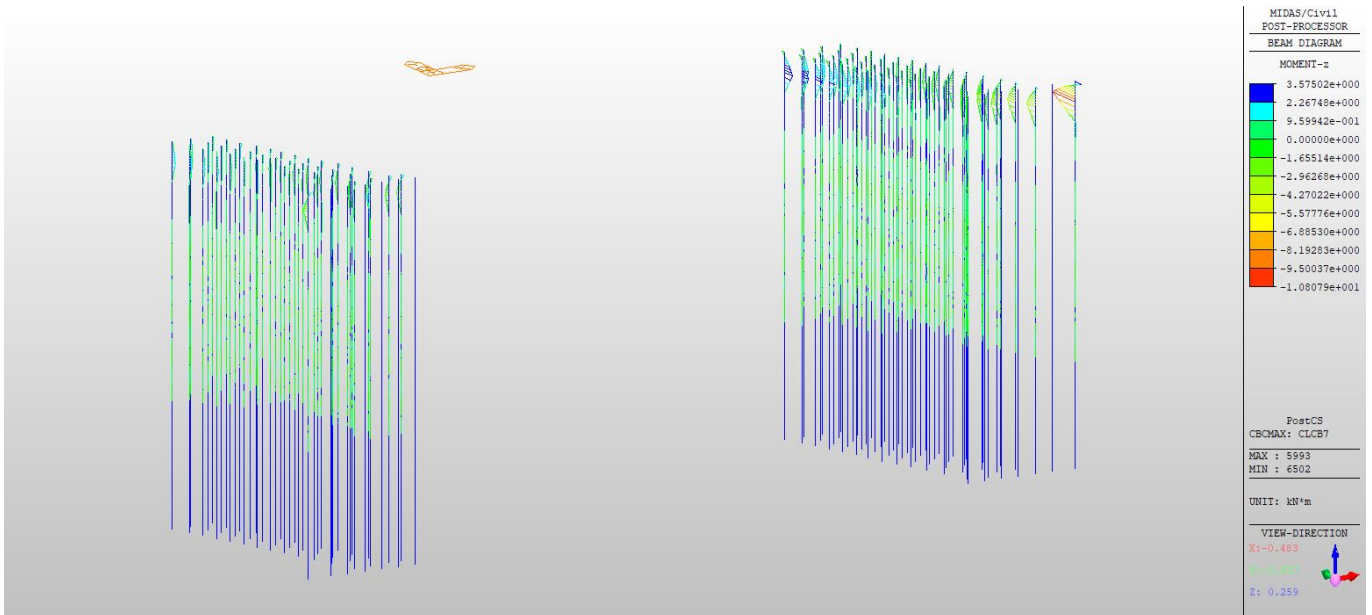


Figura 27 MICROPALI Mlong max SISMA X

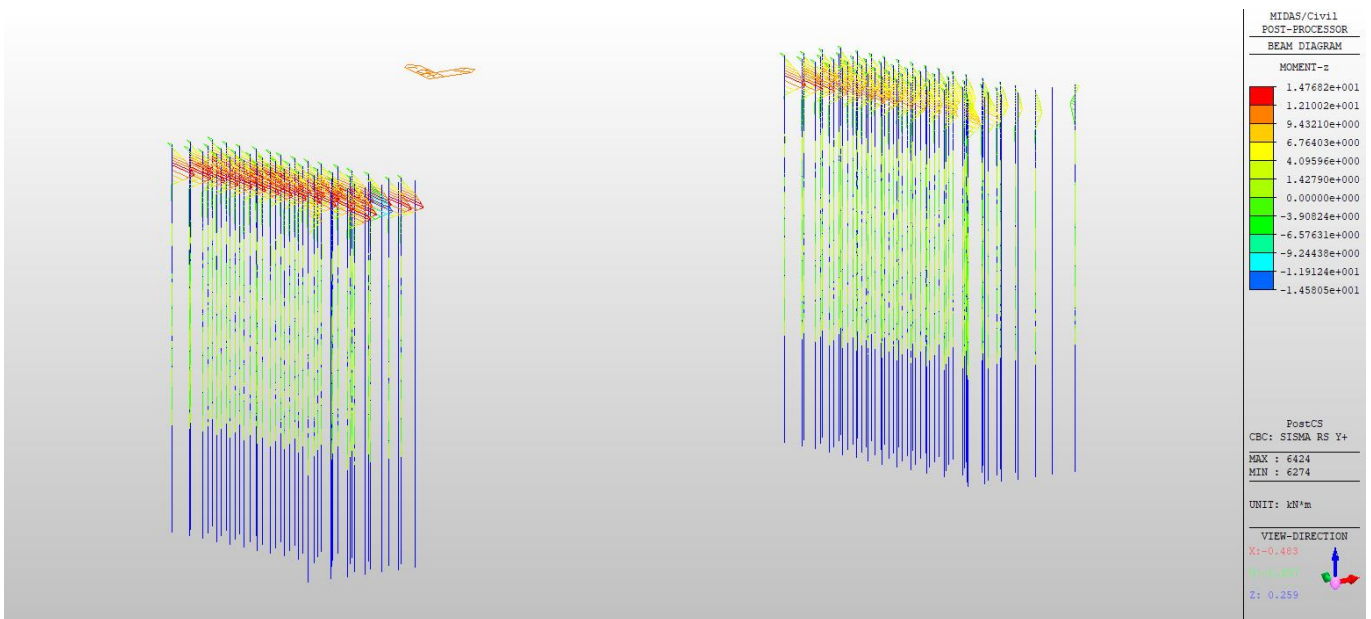


Figura 28 MICROPALI Mtrasy max SLU7

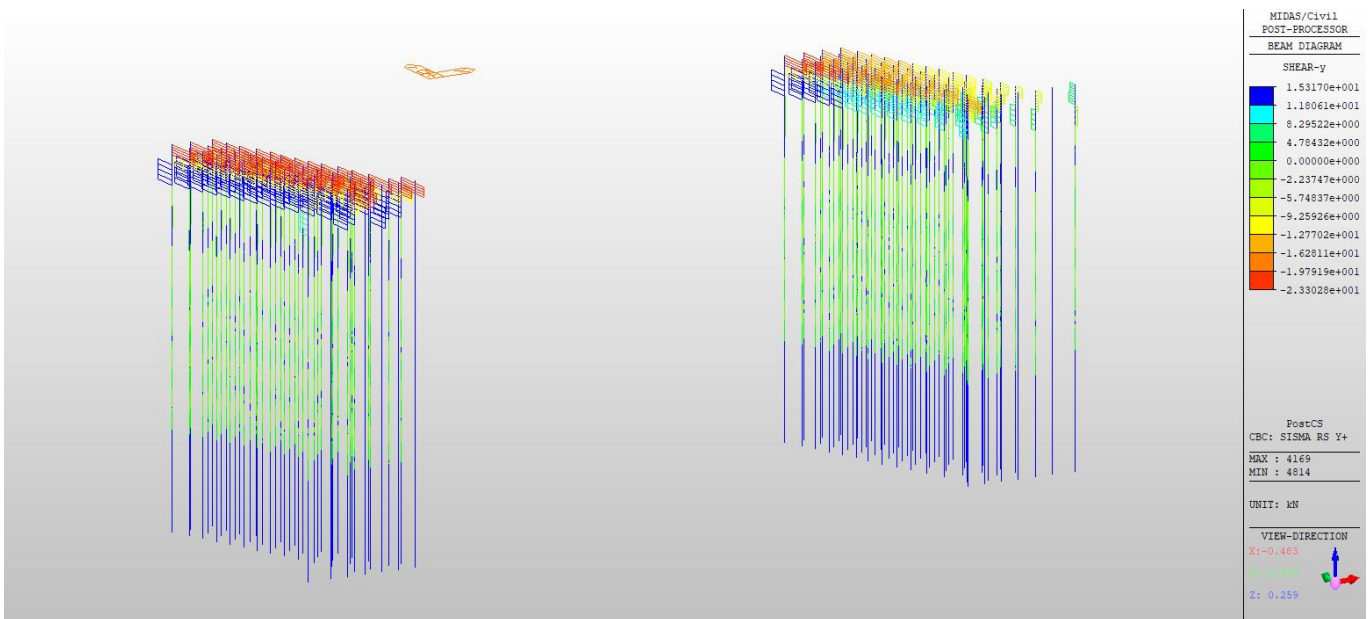


Figura 29 MICROPALI Mtrasy max SISMA Y

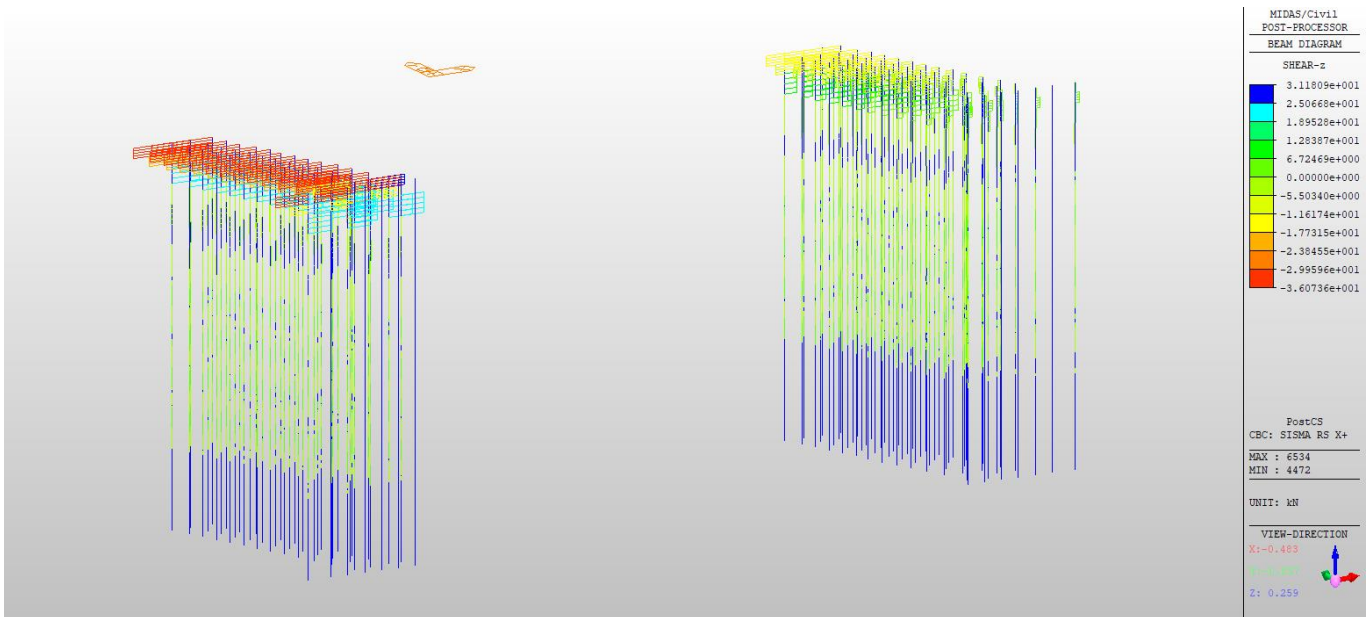


Figura 30 MICROPALI Vlong max SISMA X

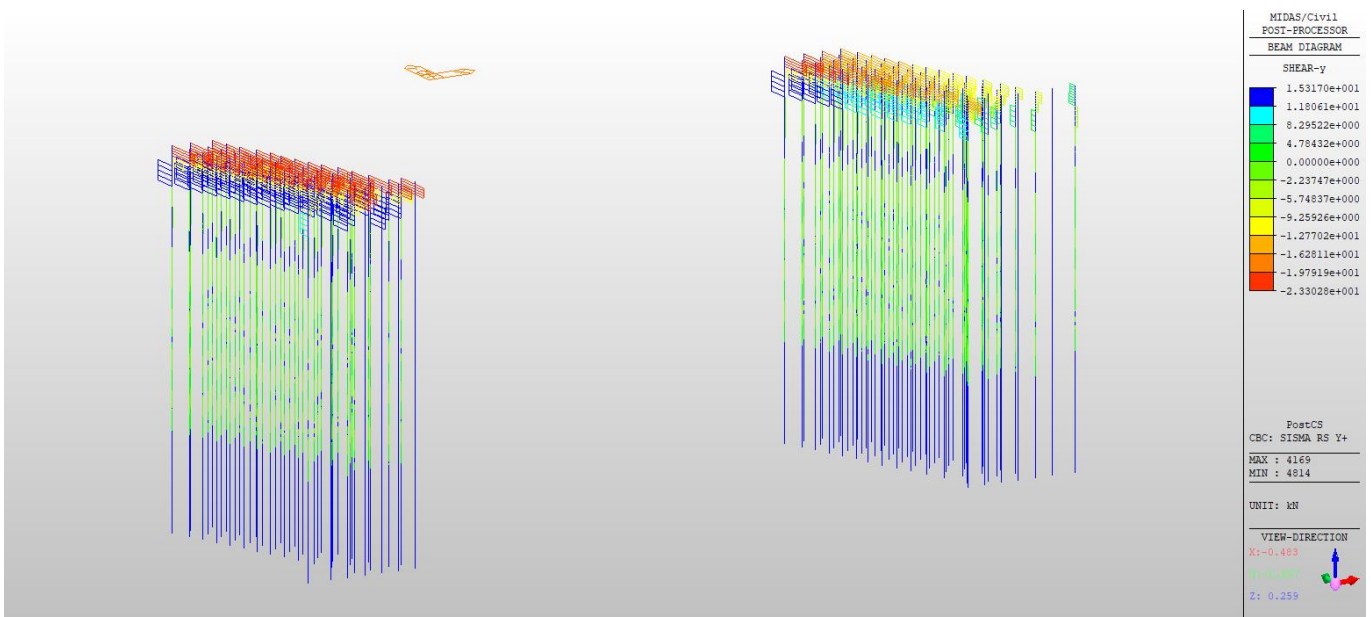


Figura 31 MICROPALI Vtrasv max SISMA Y

15.2. Travi d'impalcato a sezione mista

Si riportano gli involuipi delle sollecitazioni nelle travi principali ad opera finita. Tali diagrammi tengono conto della effettiva successione delle fasi di costruzione (così come descritte al capitolo 9) e comprendono gli effetti reologici (ritiro e viscosità a lungo termine) e il contributo dei carichi in esercizio (vento, ΔT , traffico, frenamento). Gli effetti dell'azione sismica non risultano dimensionanti per questi elementi strutturali.

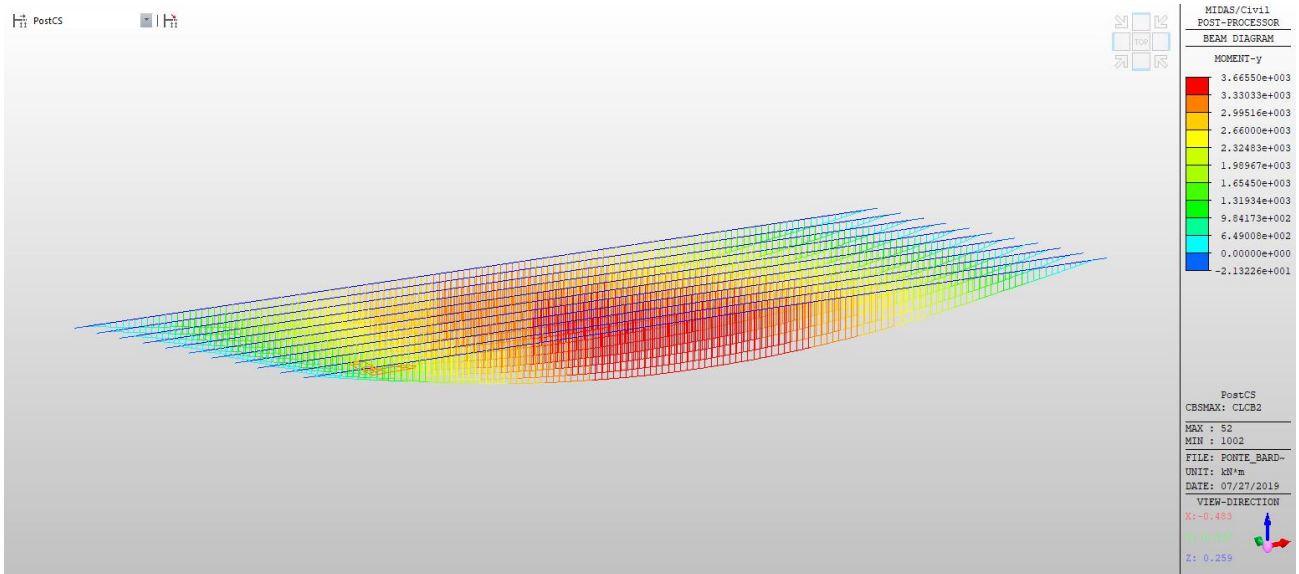


Figura 32 TRAVI Mmax SLU2

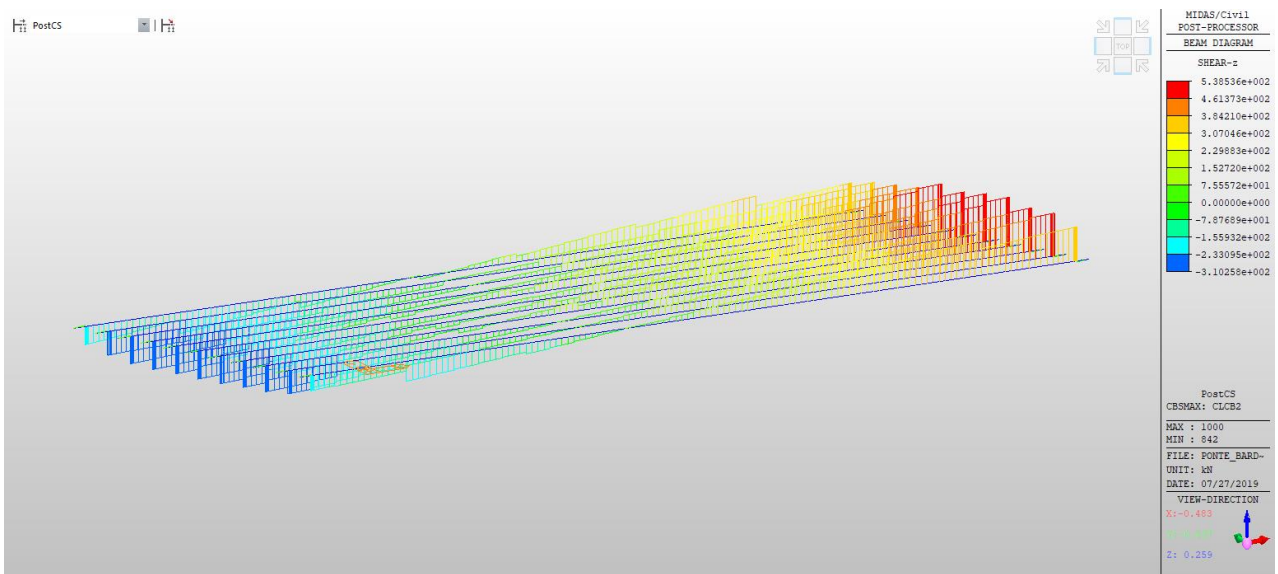


Figura 33 TRAVI Fz max SLU2

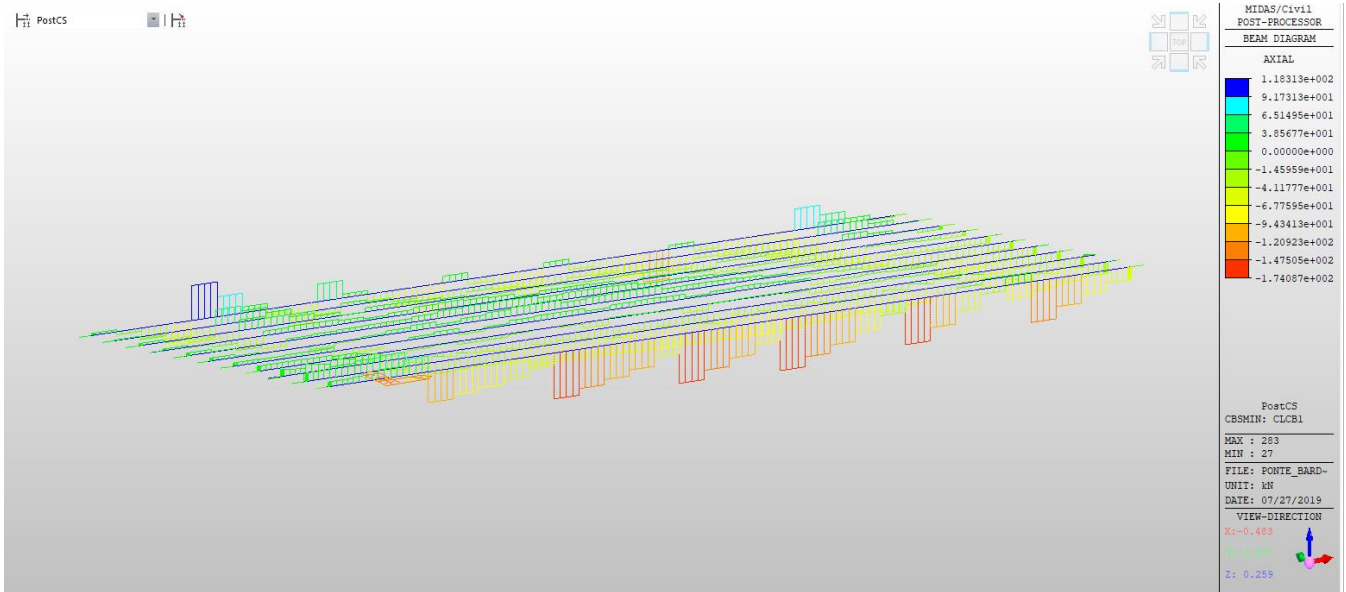


Figura 34 TRAVI Nmax SLU1

15.3. Traversi

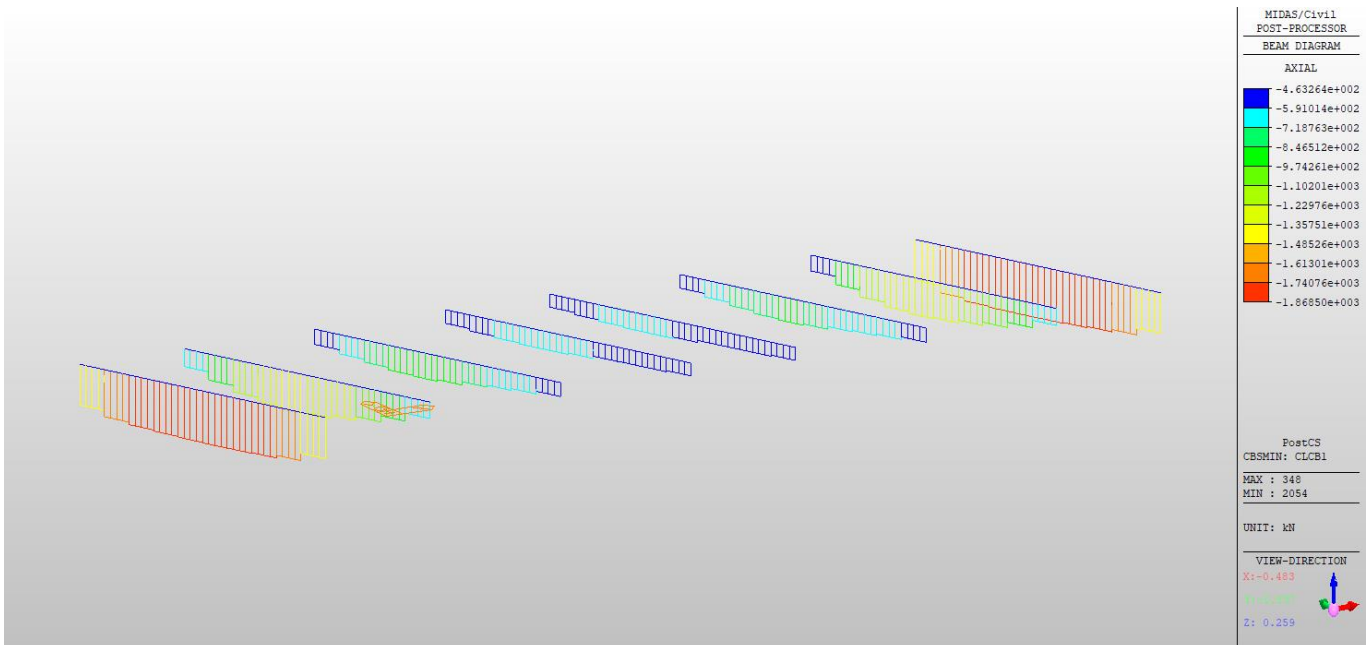


Figura 35 TRAVERSI Nmin SLU1

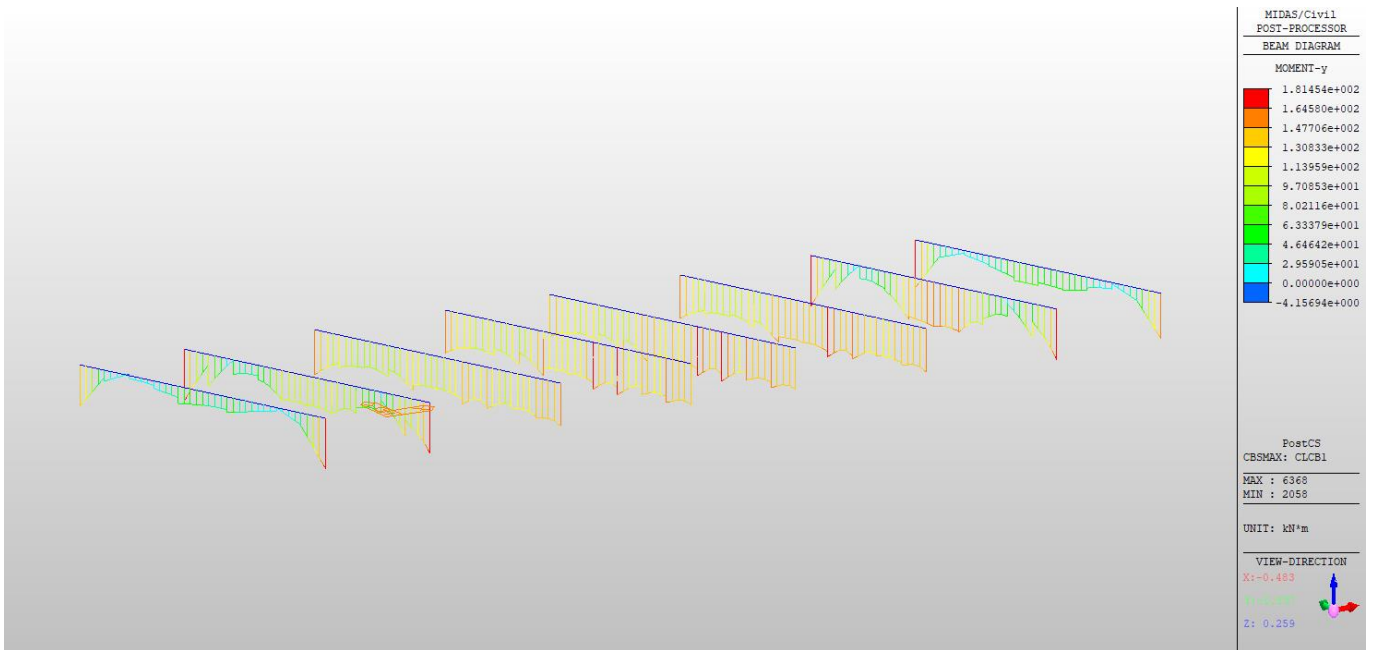


Figura 36 TRAVERSI Mmax SLU1

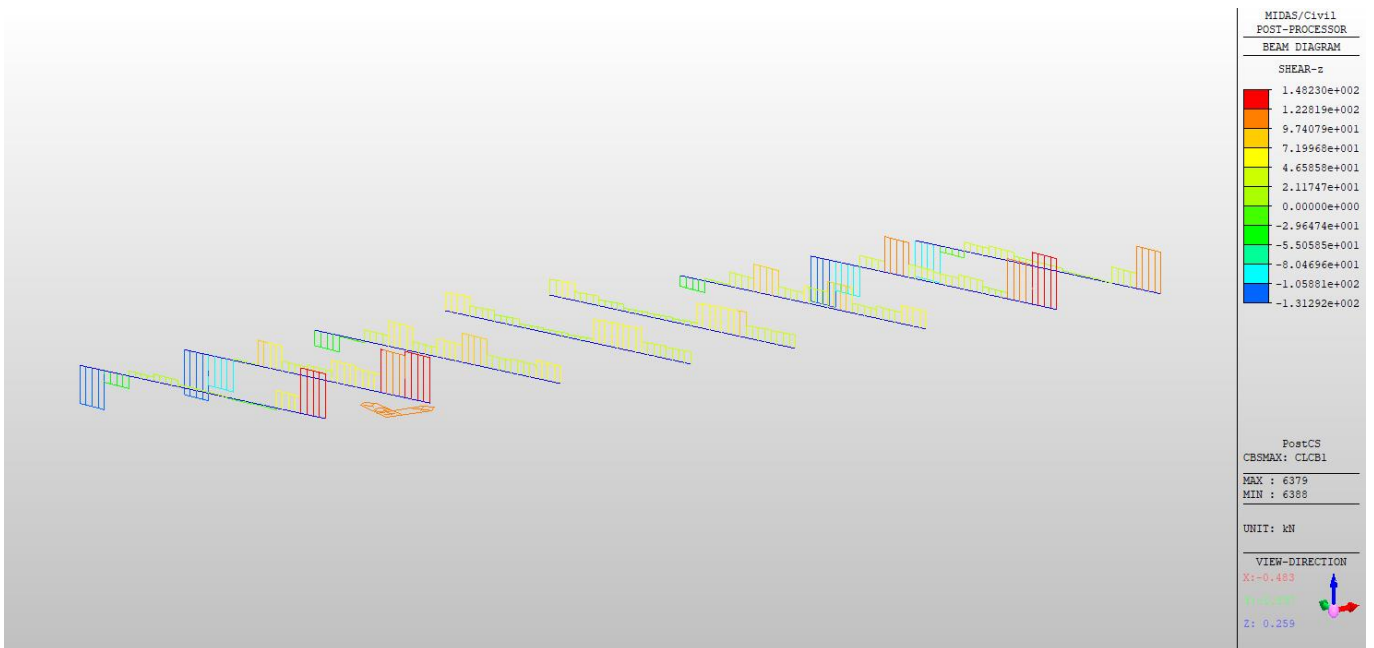


Figura 37 TRAVERSI Fz max SLU1

15.4. Traversi di sollevamento

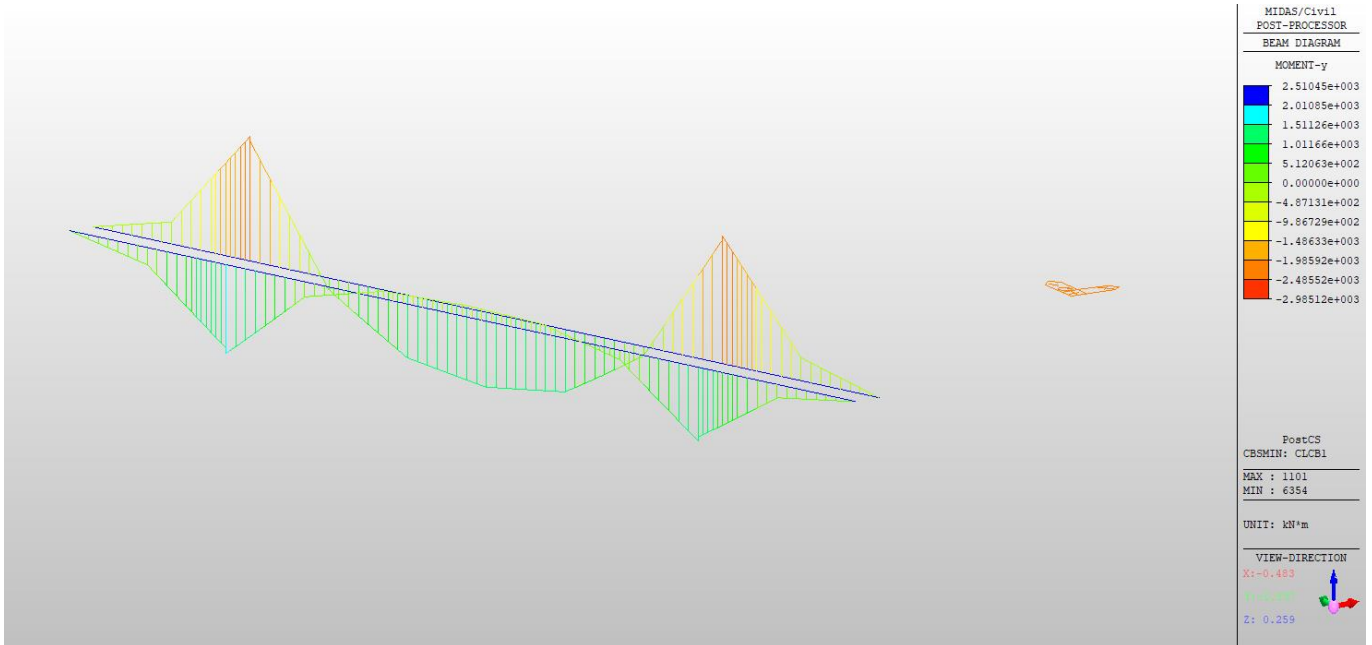


Figura 38 TRAVERSO SOLL My max SLU1

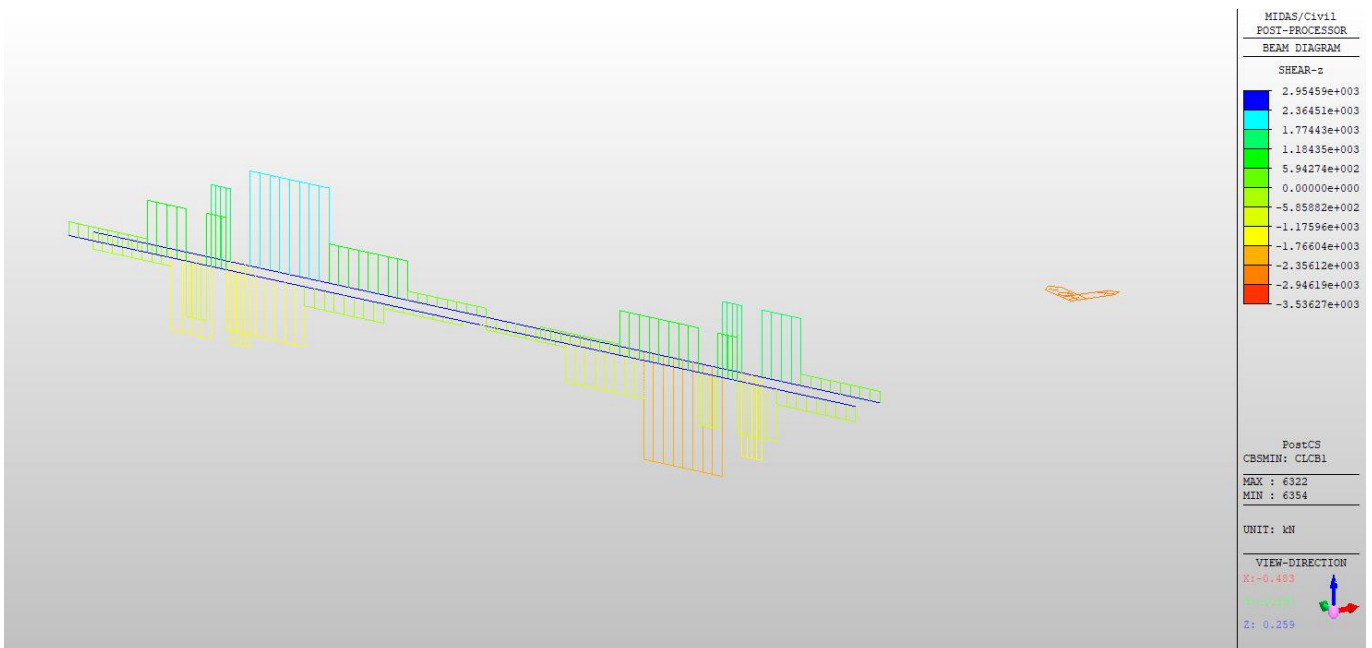
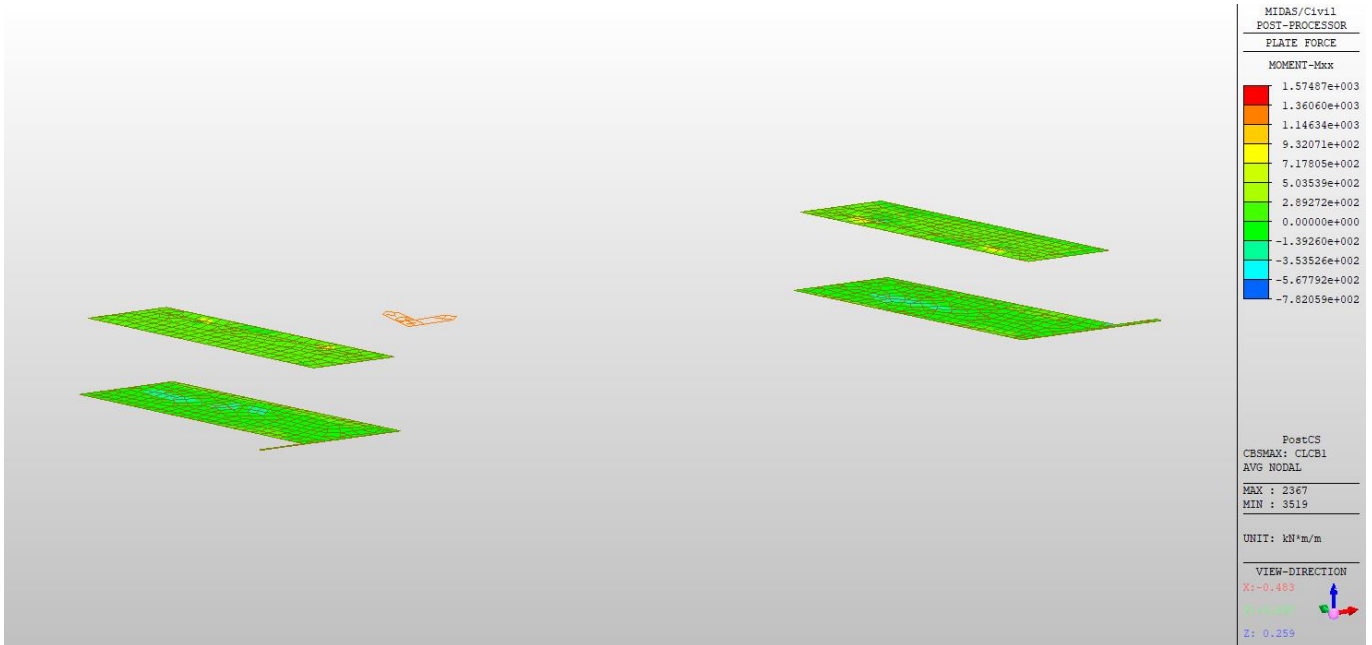
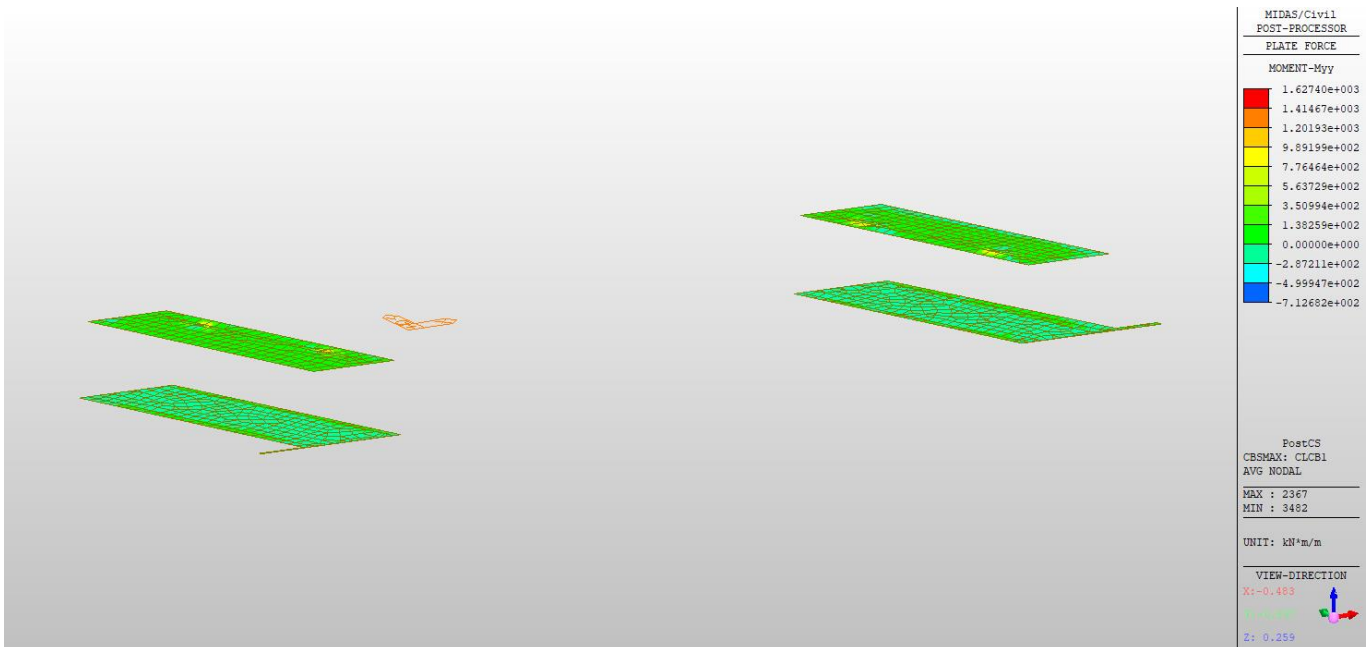


Figura 39 TRAV SOLL Fz max SLU1

15.5. Platea e soletta superiore spalle

Figura 40 PLATEA SOLETTA Mxx SLU1

Figura 41 PLATEA SOLETTA Myy SLU1

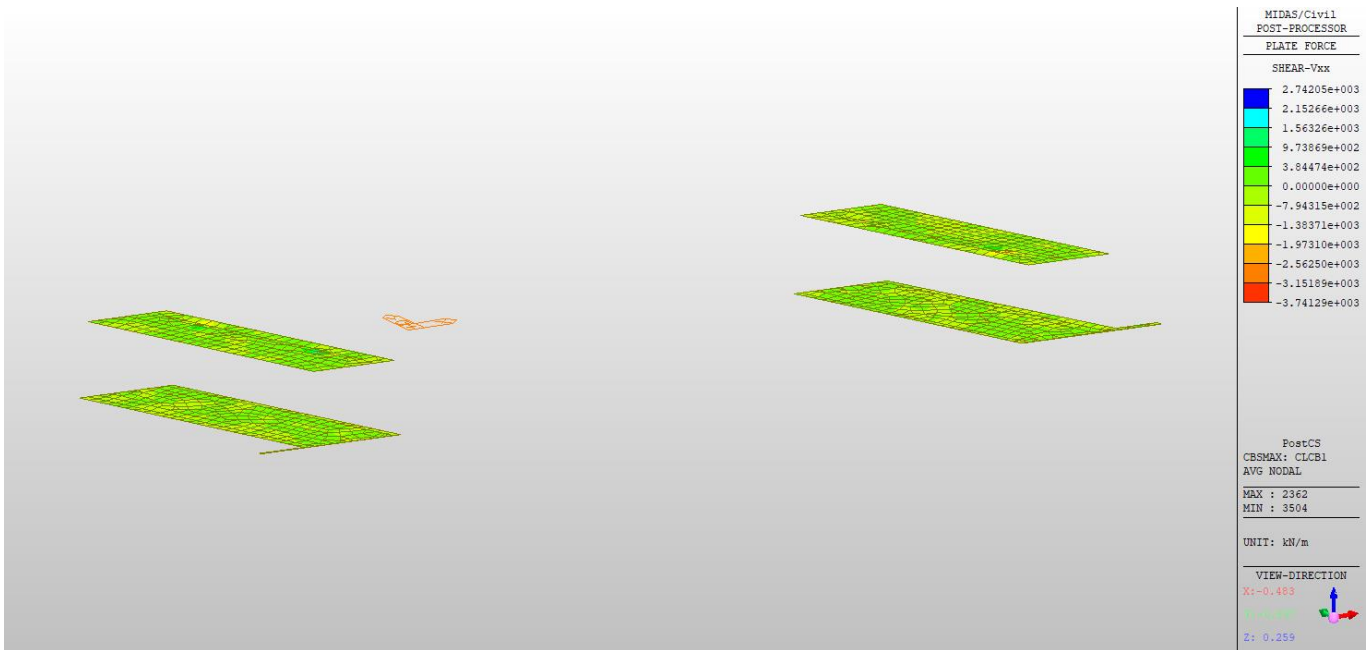


Figura 42 PLATEA SOLETTA Vxx SLU1

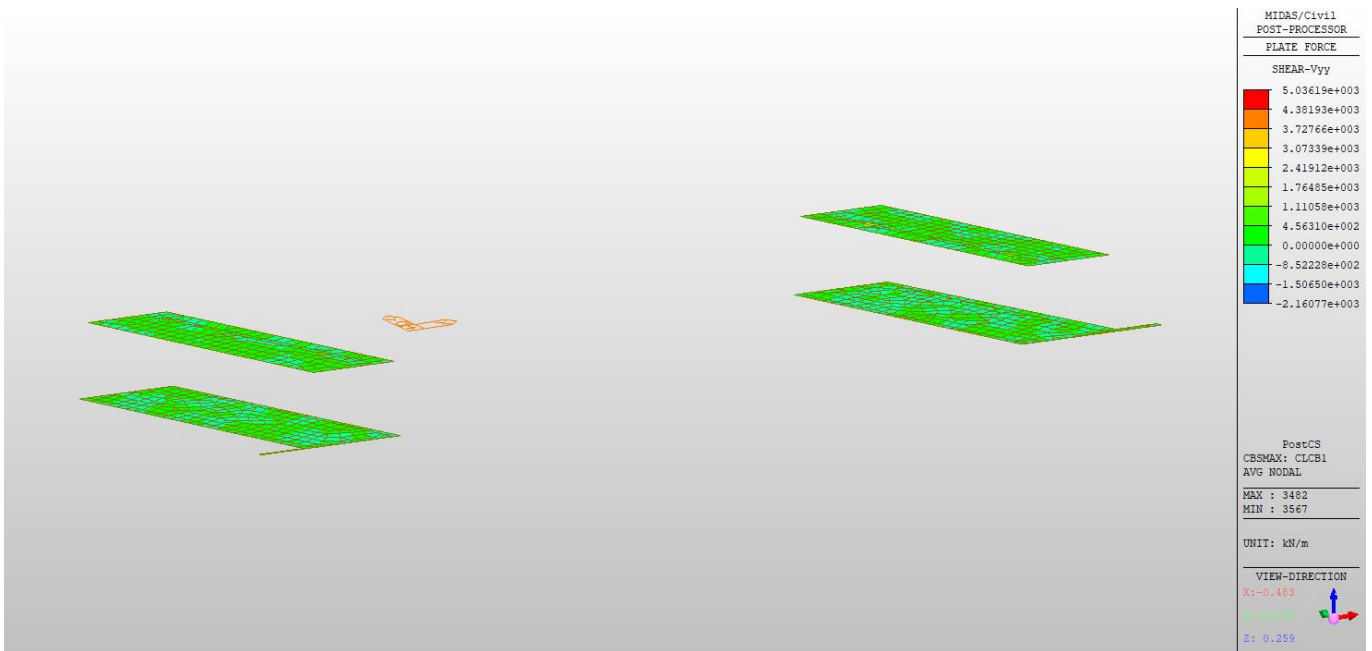


Figura 43 PLATEA SOLETTA Vyy SLU1

15.6. Muri in elevazione spalle spalle

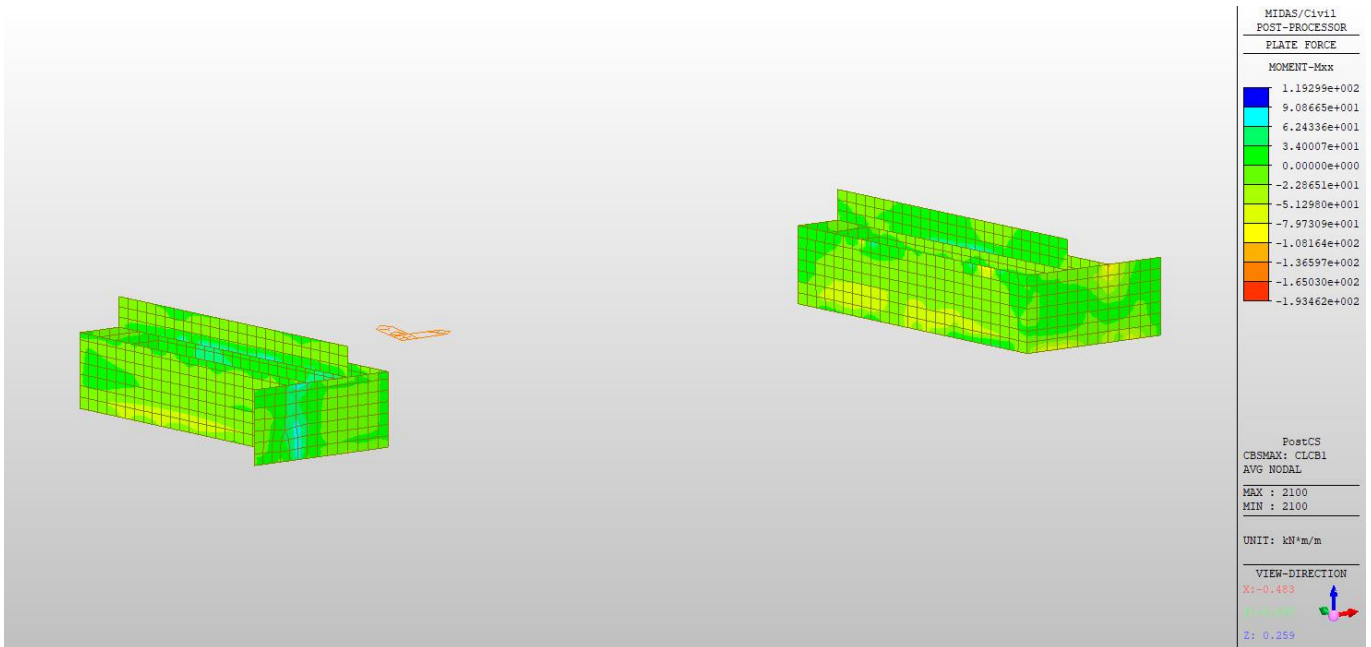


Figura 44 ELEVAZIONI Mxx SLU1

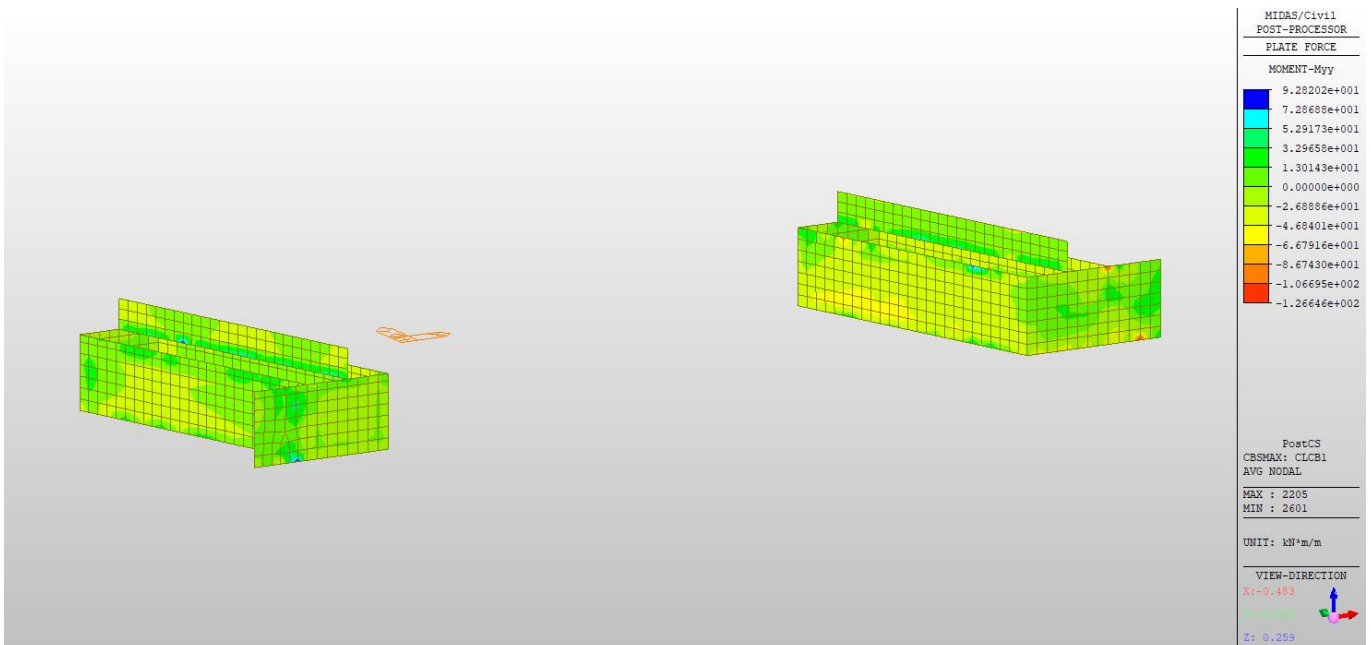


Figura 45 ELEVAZIONI Myy SLU1

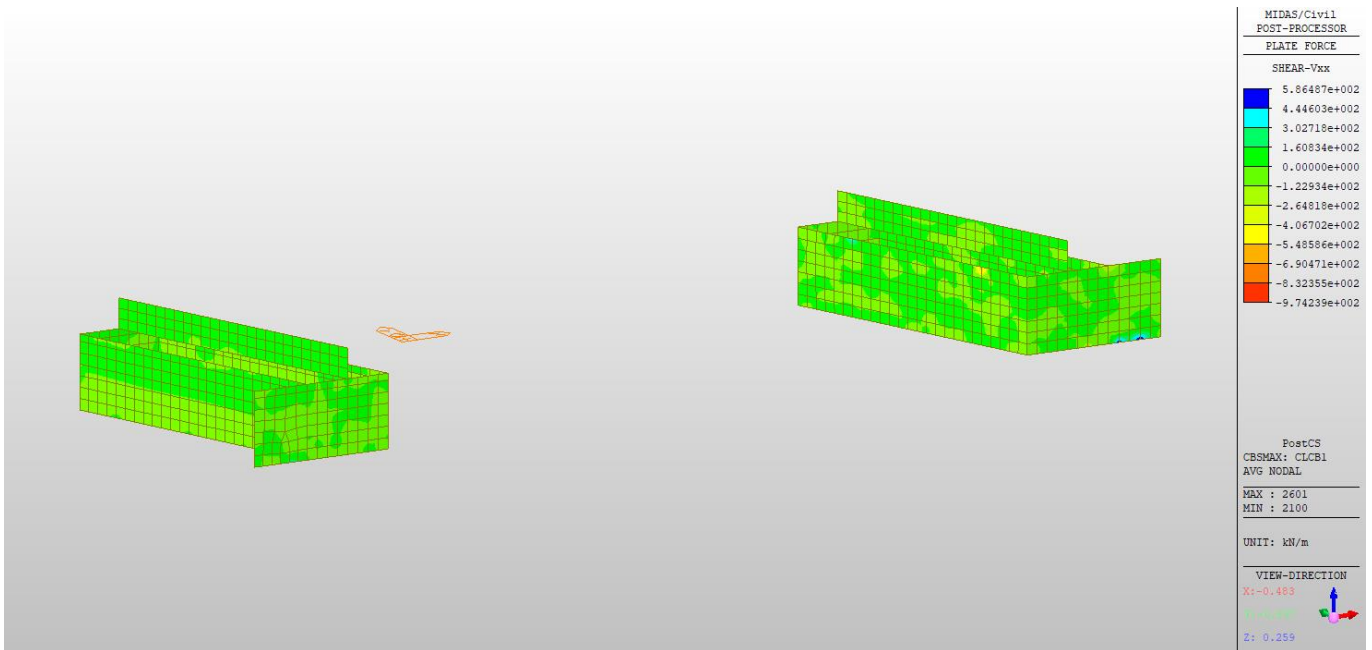


Figura 46 ELEVAZIONI Vxx SLU1

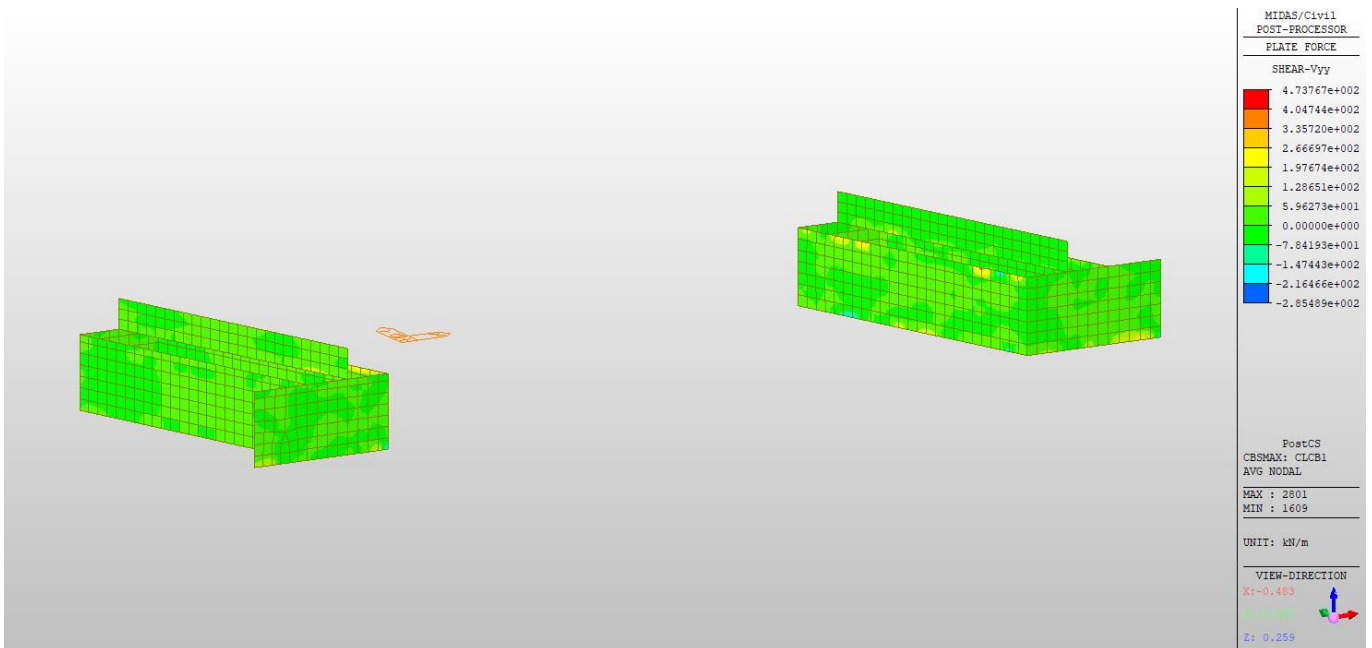


Figura 47 ELEVAZIONI Vyy SLU1

16. STATO DI DEFORMAZIONE IN ESERCIZIO

Si valutano gli spostamenti orizzontali dei nodi dell'impalcato, nella direzione perpendicolare all'asse del ponte, per le combinazioni agli Stati Limite di Esercizio rare (la notazione "MAX" e "MIN" riportata nelle legende dei diagrammi si riferisce alla numerazione dei n.2 elementi finiti che presentano i valori estremanti della componente di spostamento in oggetto):

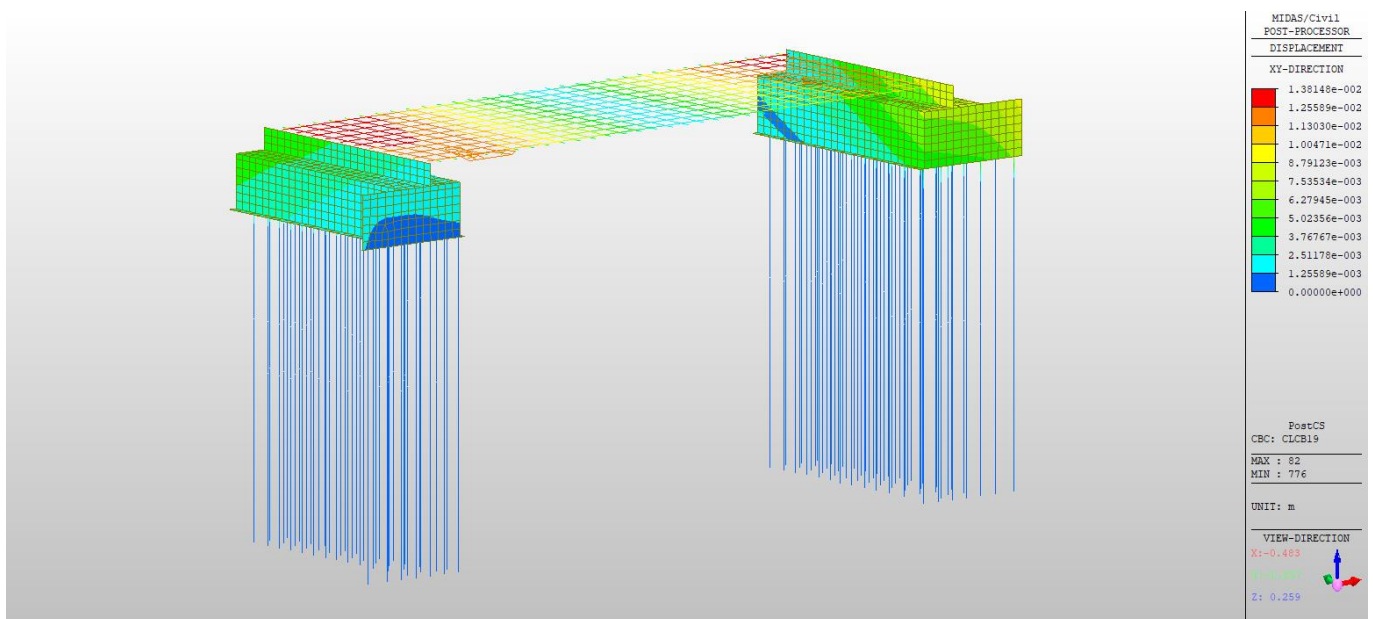


Figura 48 Dtrasv max SLER19

Il massimo spostamento orizzontale trasversale dell'impalcato risulta:

$$\delta_{y\text{-max}} = 14 \text{ mm}$$

valore compatibile con la tipologia di struttura in esame.

I valori degli spostamenti in fase di esercizio in direzione longitudinale risultano non significativi.

Analizzando quindi i valori degli spostamenti verticali delle travi principali dell'impalcato, si ottiene:

$$\delta_{z1} = 66 \text{ mm} = L/470 \quad (\text{soli carichi permanenti})$$

$$\delta_{z2} = 43 \text{ mm} = L/725 \quad (\text{soli carichi da traffico})$$

spostamenti compatibili con la tipologia di struttura in esame.

Si assegna pertanto all'impalcato una contromonta con valore massimo in mezzeria pari a 70 mm.

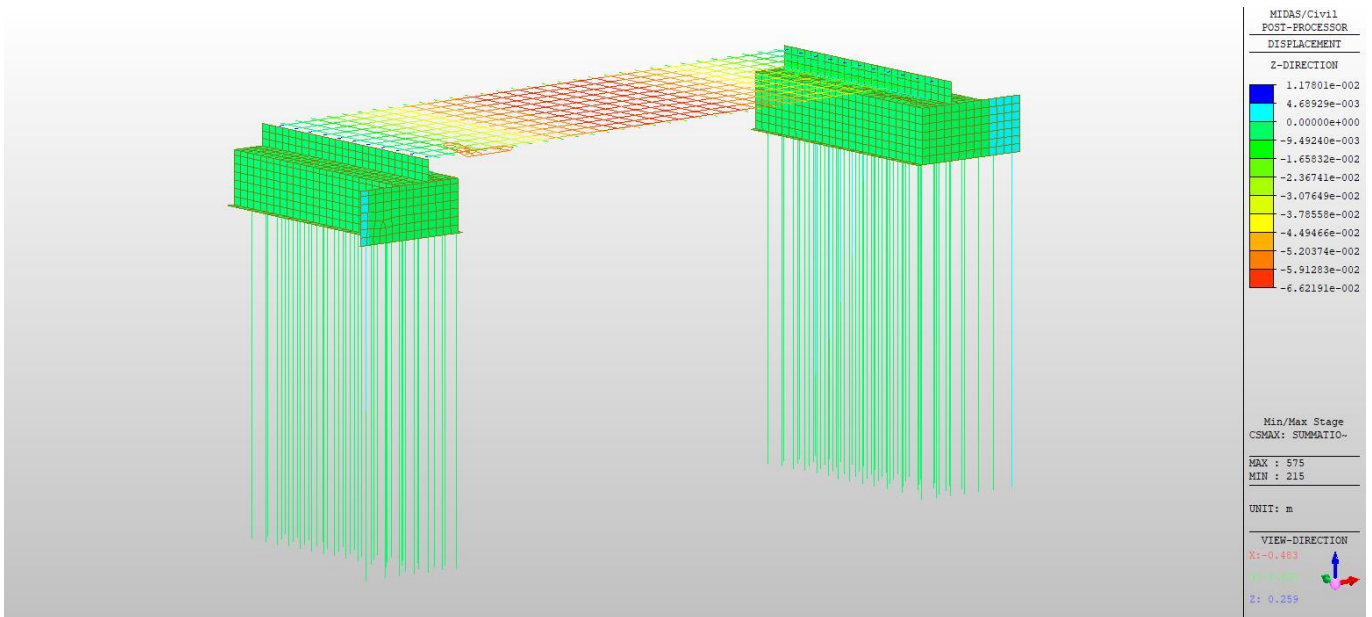


Figura 49 DZ1 carichi permanenti

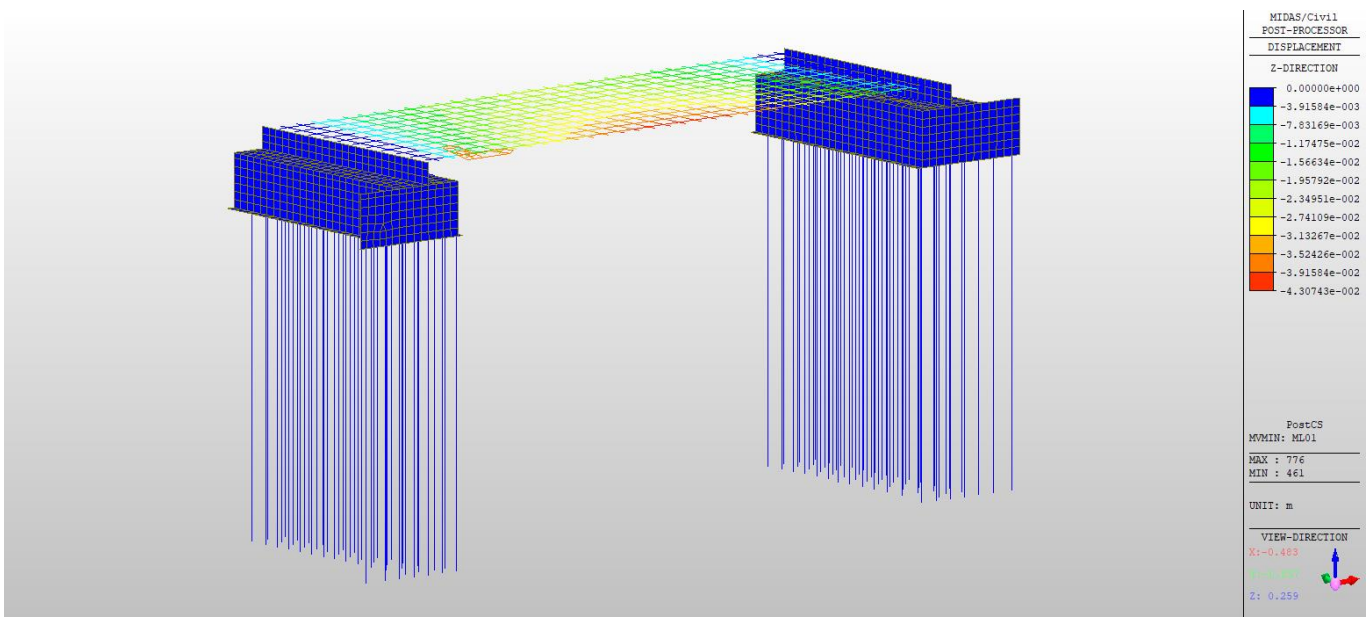


Figura 50 DZ2 carichi da traffico

17. VERIFICHE STRUTTURALI

Nei seguenti paragrafi si riportano i risultati delle verifiche agli SLU e agli SLE effettuate per ogni elemento strutturale, per la combinazione di carico risultata vessere la più gravosa per l'elemento in esame. Nelle combinazioni di carico esaminate sono comprese quelle relative alle singole fasi di costruzione.

17.1. Micropali di fondazione

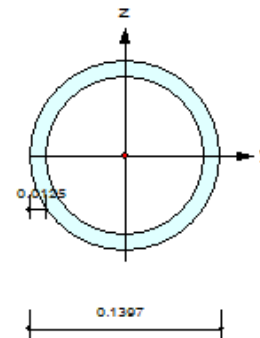
Si effettua la verifica a pressoflessione e taglio dei micropali, aventi le seguenti caratteristiche:

- $\phi_{\text{perf}}=240\text{mm}$
- $\phi_{\text{est-camicia}}=139.7\text{mm}$
- $\text{Scamicia}=12.5\text{mm}$

Si considera, a favore di sicurezza, resistente la sola camicia in acciaio, trascurando pertanto il contributo del castruzzo iniettato. Si ottiene pertanto:

1. Design Information

Design Code : Eurocode3-2:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 6502
 Material : S355 (No:2)
 ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
 Section Name : Micropalo (No:6)
 (Rolled : CHS-CF 139.7X12.5).
 Member Length : 0.50000



2. Member Forces

Axial Force : $F_{xx} = 540.523$ (LCB: 28, POS:J)
 Bending Moments : $M_y = -22.707$, $M_z = -11.686$
 End Moments : $M_{yi} = -13.178$, $M_{yj} = -22.707$ (for L_b)
 $M_{zi} = -6.0586$, $M_{zj} = -11.686$ (for L_z)
 Shear Forces : $F_{yy} = 15.6081$ (LCB: 10, POS:1/2)
 $F_{zz} = 19.1225$ (LCB: 28, POS:1/2)

Outer Dia. 0.13970		Wall Thick: 0.01250	
Area	0.00500	Azz	0.00250
Oyb	0.00408	Ozb	0.00408
Iyy	0.00001	Izz	0.00001
Ybar	0.00085	Zbar	0.00085
Wely	0.00015	Welz	0.00015
ry	0.04519	rz	0.04519

3. Design Parameters

Unbraced Lengths : $L_y = 0.50000$, $L_z = 0.50000$, $L_b = 0.50000$
 Effective Length Factors : $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
 Equivalent Uniform Moment Factors : $C_{my} = 0.85$, $C_{mz} = 0.85$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Results

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{tRd} = 540.52/1773.23 = 0.305 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 22.7073/51.8300 = 0.438 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 11.6860/51.8300 = 0.225 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$RNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{\text{Beta}}$$

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

$$R_{max} = \text{MAX}[RNRd, R_{max1}, (R_{com} + R_{bend})] = 0.968 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.024 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.029 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Tutte le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

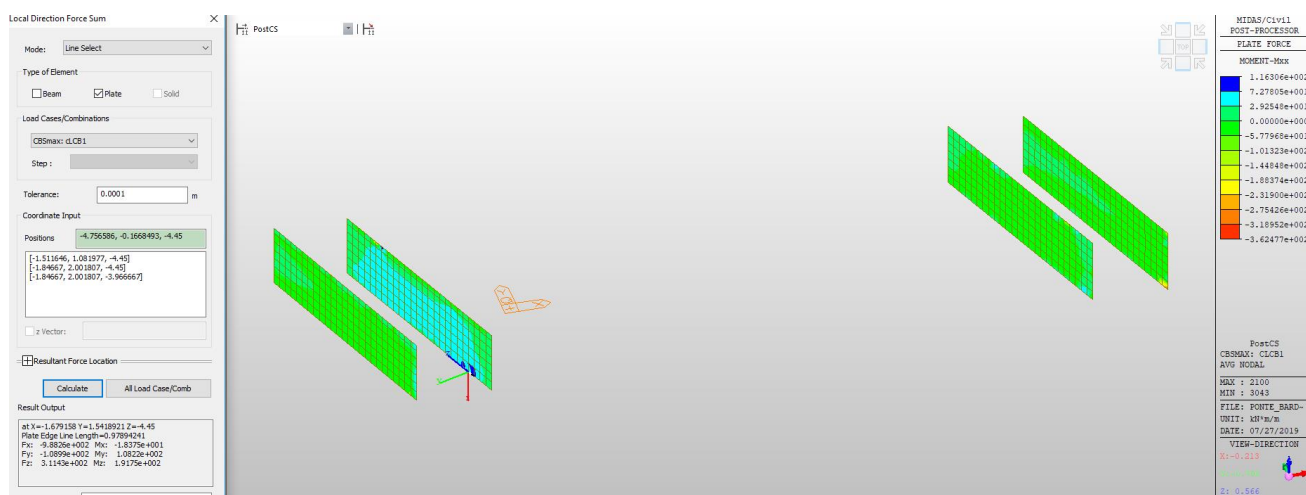
17.2. Elevazioni spalle

Si effettua la verifica della sezione di spicco della parete in elevazione della spalla ($s=0.60m$), considerando una striscia unitaria ($B=1.00m$) soggetta alle sollecitazioni emerse dal calcolo.

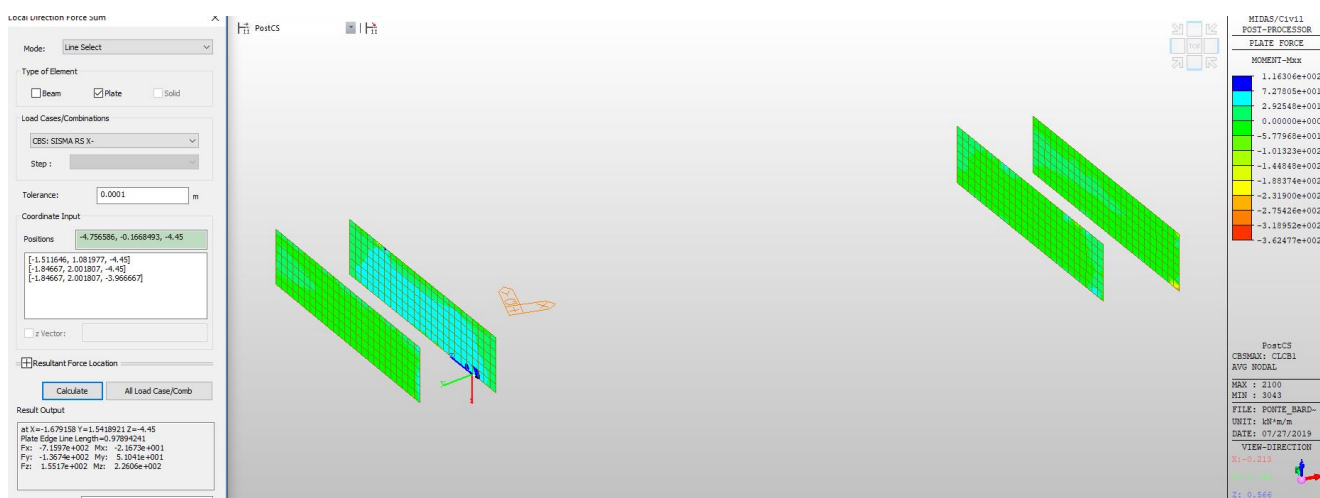
Per l'elemento in oggetto si prevede la seguente armatura principale:

- Avert-est: n.5 $\phi 20/m$
- Avert-int: n.5 $\phi 20/m$

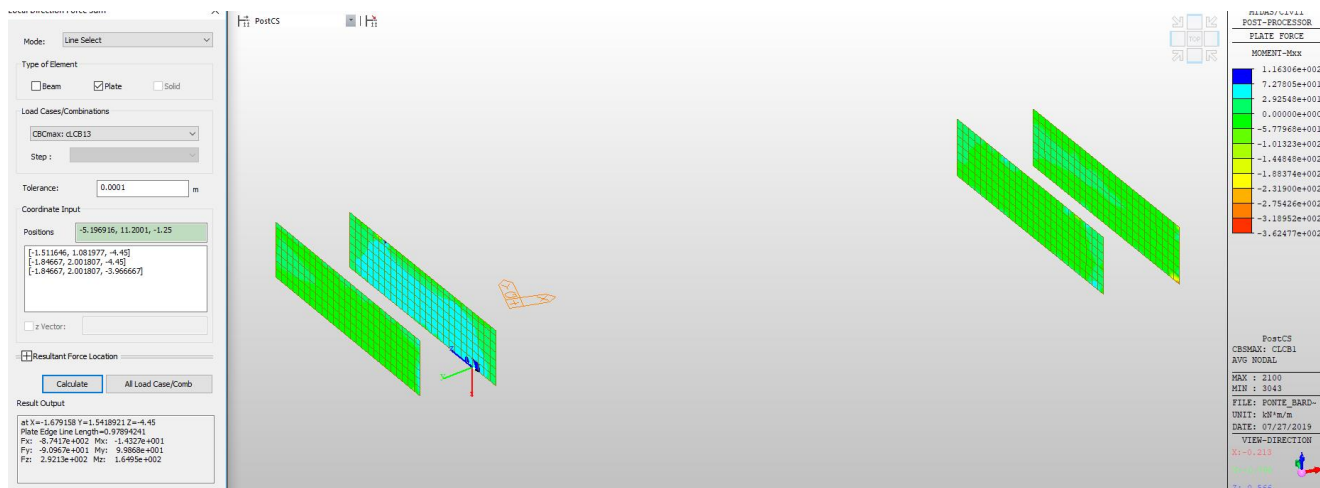
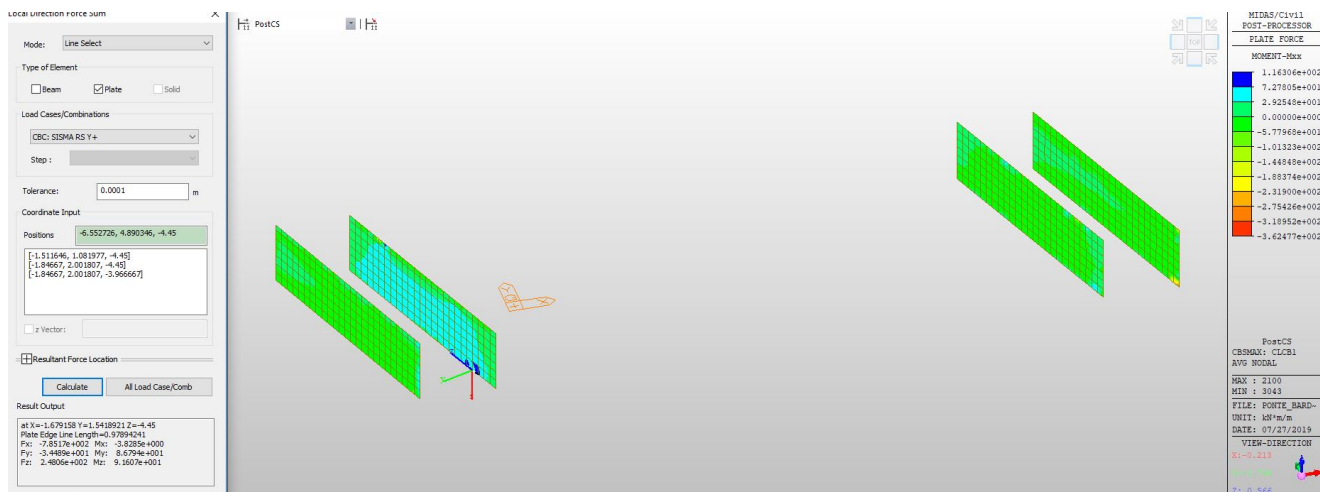
Le massime sollecitazioni emerse dal calcolo sulla striscia unitaria oggetto di verifica risultano:



Sollecitazioni risultanti allo spicco dell'elevazione – SLU1



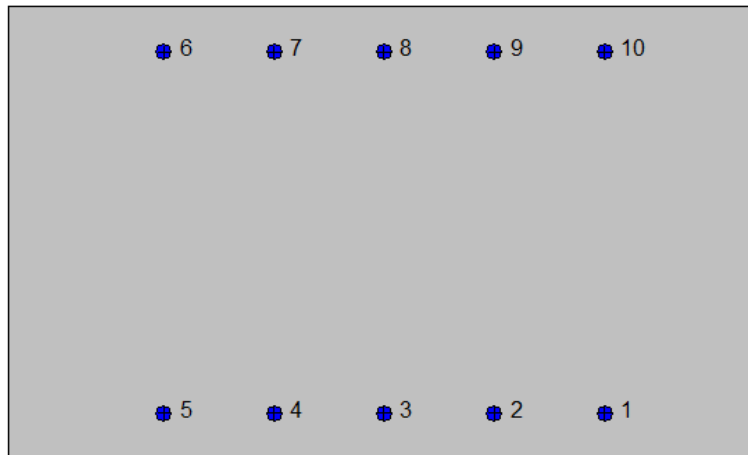
Sollecitazioni risultanti allo spicco dell'elevazione – SISMA X



Effettuando le verifiche a pressoflessione si ottiene pertanto:

Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	60,0
3	100,0	60,0
4	100,0	0,0


Armature:

Pos.	X	Y	Area Pretens.	(s/n)
n.	cm	cm	cmq	
1	79,3	6,0	3,14	no
2	64,7	6,0	3,14	no
3	50,0	6,0	3,14	no
4	35,3	6,0	3,14	no
5	20,7	6,0	3,14	no
6	20,7	54,0	3,14	no
7	35,3	54,0	3,14	no
8	50,0	54,0	3,14	no
9	64,7	54,0	3,14	no
10	79,3	54,0	3,14	no

Normativa di riferimento:

D.M. 17/01/2018 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:
Calcestruzzo classe: C32/40
 R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²
 f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²
 f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C
 f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075

 G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	988,3	191,8	18,4	P	5569,0	1080,5	103,6	0,180	OK
				M	11651,8	191,6	18,4	0,080	
				N	988,3	563,0	54,0	0,340	
2	716,0	226,1	21,7	P	2980,9	941,2	90,2	0,240	OK
				M	11494,9	225,8	21,6	0,060	
				N	716,0	499,0	47,8	0,450	
3	785,2	91,6	3,8	P	7793,6	909,3	38,0	0,100	OK
				M	12109,3	91,5	3,8	0,060	
				N	785,2	516,1	21,6	0,180	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
2	716,0	226,1	21,7	P	2980,9	941,2	90,2	0,240	OK
1	988,3	191,8	18,4	M	11651,8	191,6	18,4	0,080	OK
2	716,0	226,1	21,7	N	716,0	499,0	47,8	0,450	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
4 OK	165,0	14,3	874,1	-4315,4	0,22	-54245,1	0,15

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
5 OK	165,0	14,3	874,2	0,00	0,00

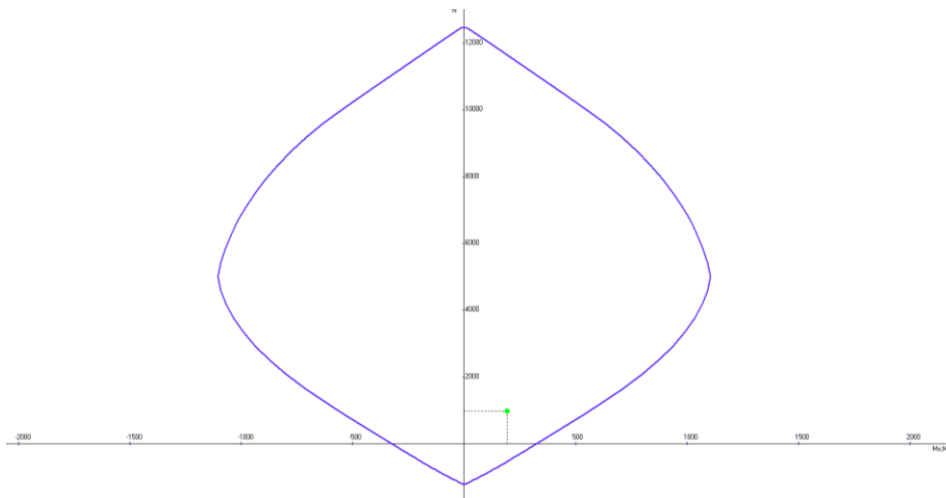
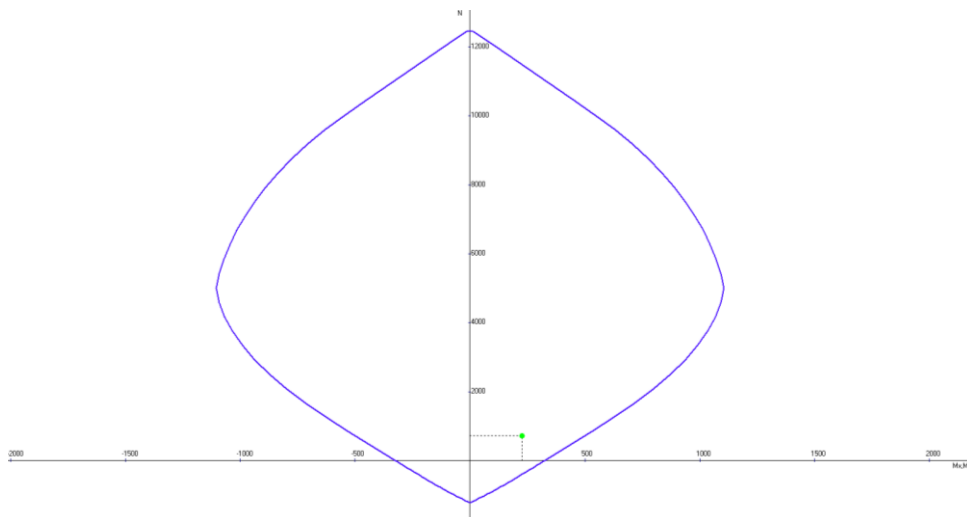
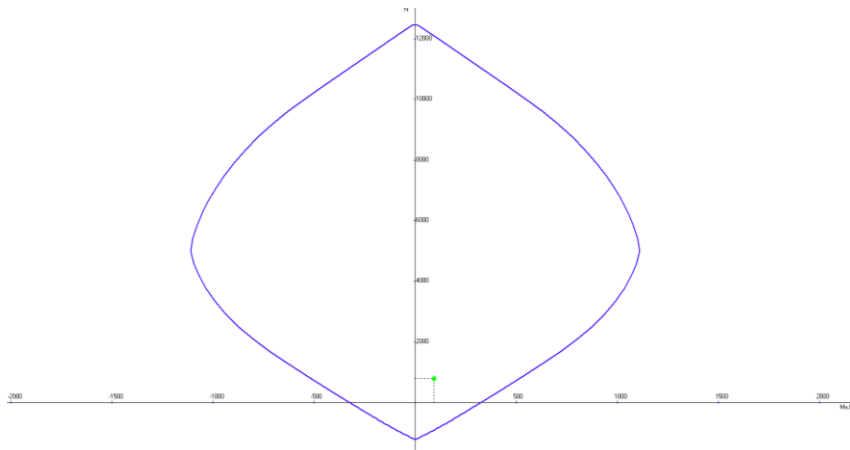
Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

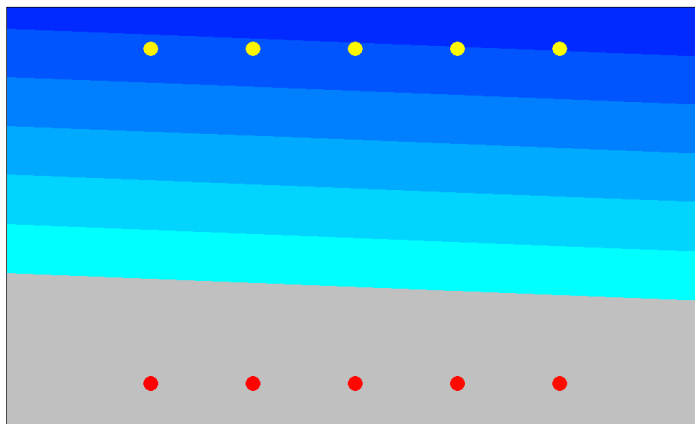
Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 14940,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,20$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
6 OK	165,0	14,3	874,2	-4315,4	0,29	0,00	0,00

*Diagramma di interazione M-N - SLU1**Diagramma di interazione M-N - SISMA X**Diagramma di interazione M-N - SISMA Y*

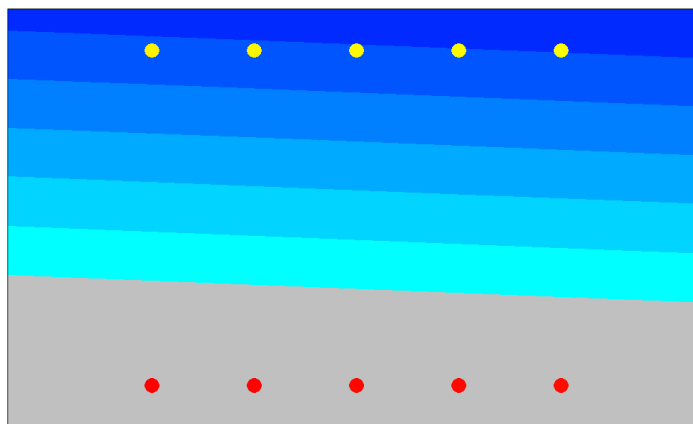


Cmb n. 4 SLE c.c.rare
 N = 674,1 kN
 Mx = 165,0 kN m
 My = 14,3 kN m
 Valori limite:
 Tens. Lim. CLS = 19520,0 kN/mq
 Tens. Lim. Acciaio = 360000,0 kN/mq

Tensioni calcestruzzo [kN/mq]
 0,0
 -719,2
 -1438,5
 -2157,7
 -2876,9
 -3596,1
 -4315,4

Tensioni acciaio [kN/mq]
 23168,4
 10267,0
 -2627,5
 -15537,9
 -28440,3
 -41342,7
 -54245,1

Verifica tensioni acciaio e calcestruzzo – SLE RARE



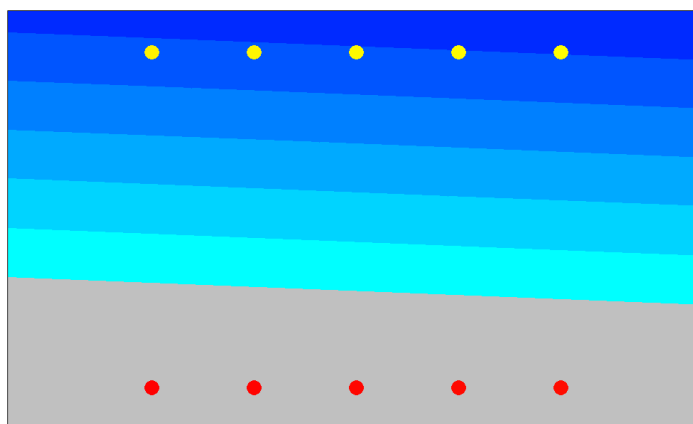
Cmb n. 5 SLE c.c.freq
 N = 674,2 kN
 Mx = 165,0 kN m
 My = 14,3 kN m
 Valori limite:
 Limite fessure = 0,30 mm

Tensioni calcestruzzo [kN/mq]
 0,0
 -719,2
 -1438,5
 -2157,7
 -2876,9
 -3596,1
 -4315,4

Tensioni acciaio [kN/mq]
 23168,8
 10264,9
 -2627,3
 -15538,3
 -28441,3
 -41343,4
 -54245,4

Wk = 0,00 mm (OK)

Verifica a fessurazione – SLE FREQUENTI



Cmb n. 6 SLE c.c. quasi perm.
 N = 674,2 kN
 Mx = 165,0 kN m
 My = 14,3 kN m

Valori limite:
 Tens. Lim. CLS = 14940,0 kN/mq
 Limite fessure = 0,20 mm

Tensioni calcestruzzo [kN/mq]
 0,0
 -719,2
 -1438,5
 -2157,7
 -2876,9
 -3596,1
 -4315,4

Tensioni acciaio [kN/mq]
 23168,8
 10264,8
 -2627,3
 -15538,3
 -28441,3
 -41343,4
 -54245,4

Wk = 0,00 mm (OK)

Verifica a fessurazione – SLE QUASI PERMANENTI

Le verifiche agli SLU e SLE sono soddisfatte.

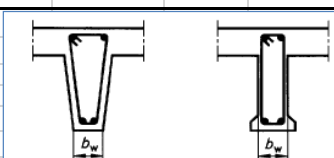
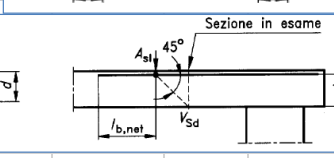
Si effettua quindi la verifica a taglio della medesima sezione.

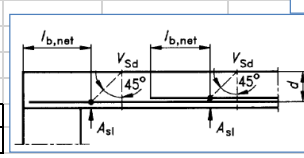
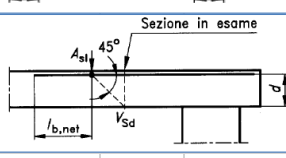
Il valore massimo di sollecitazione tagliante emerso dal calcolo risulta:

$$V_{Sd} = \sqrt{V_{long}^2 + V_{trasm}^2} = 329.95 \text{ kN COMB.SLU1}$$

Si ottiene pertanto:

NTC 2018 - CALCESTRUZZO			
VERIFICA A TAGLIO PILASTRI RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kN/m, kN/m ²	LEGENDA
	peso specifico:	kN/m ³	123
	tensioni e resistenze	N/mm ²	123
	momenti (flettente, ecc.)	kNm	123
PESI SPECIFICI	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ (cls non armato)		123
	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ (cls armato)		123
se $V_{Sd} \leq V_{Rd\text{-senza arm.}}$ armat. minima a taglio			
se $V_{Sd} \geq V_{Rd\text{-senza arm.}}$ armat. a taglio tale che: $V_{Sd} \leq V_{Rd\text{ con arm.}}$			
Elementi che non richiedono armatura a taglio. ($V_{Sd} \leq V_{Rd\text{ senza arm.}}$)			
V_{Rd} [kN] =	221.16	<	V_{Ed} [kN] = 329.95 NON VERIFICATO si deve armare a taglio
Acciaio =	B450C		
Cls =	C32/40		
R_{ck} =	40.00 [N/mm ²]		
f_{ck} =	32.00 [N/mm ²]		
$f_{ctk,0.05}$ =	2.12 [N/mm ²]		
γ_c in uso =	1.50		
V_{Rd} [kN] =	221.16 [kN]		221.01 [kN]
ν_{min} =	0.40		
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1.60	≤ 2	1.60
ρ_1 =	0.0029 [puro]	≤ 0.02	0.0029
A_{sl} =	1,570 [mm ²]		0.02
$\phi_{min,arm.long}$ =	20 [mm]		
$\phi_{max,arm.long}$ =	20 [mm]		
b_w =	1,000.00 [mm]		
σ_{cp} =	0.00 [N/mm ²]		
N_{Ed} =	0.00 [kN]		
A_c =	600,000 [mm ²]		
d =	550 [mm]		
h =	600 [mm]		
b =	1,000 [mm]		
c =	50 [mm]		

Occorre predisporre specifica armatura a taglio.

Prevedendo staffe $\phi 12/20\text{cm}$ n.4 br/m, si ottiene:

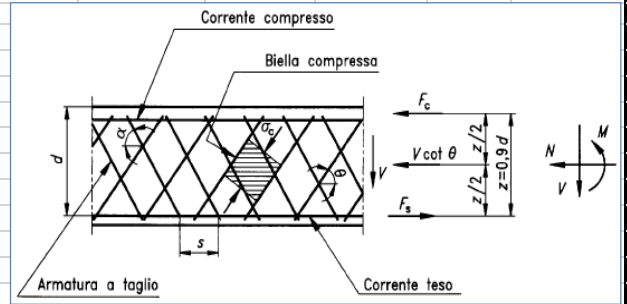
Elementi che richiedono armatura a taglio

($V_{Sd} \geq V_{Rd}$ senza arm.)

$V_{Rcd} =$	2739.00 [kN]		
$f_{cd} =$	22.13 [N/mm ²]	resistenza a compressione del cls per il taglio	
$b_w =$	1,000.00 [mm]	spessore minima anima continua in altezza	
$\alpha =$	90 °	rad	1.57
			angolo inclin. delle staffe
$\cot\alpha =$	0 [puro]		
$\theta =$	45 °	rad	0.79
			angolo inclin. bielle compresse
$\cot\theta =$	1.00	1	< $\cot\theta < 2.5$ VERIFICATO

$\alpha_c =$	1	per membrature non compresse
	1.00	per $0 < \alpha_{cp} < 0.25f_{cd}$
	1.25	per $0.25f_{cd} < \alpha_{cp} < 0.5f_{cd}$
	2.50	per $0.5f_{cd} < \alpha_{cp} < f_{cd}$
$\alpha_c =$	1.00	

Staffe		0:no	1:si
$V_{wd\ f-p} =$	438.13 [kN]	Taglio resistente staffe	
$A_{swst} =$	452 [mm ²]	Area complessiva staffe	
$S_{st} =$	200 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave	
$S_{st-min} =$	240 [mm]		
$f_{yd} =$	391.30 [N/mm ²]	f_{yd} acciaio tipo B450C	
$\Phi_{staffe} =$	12 [mm]	Diametro staffe	
$\Phi_{st-min} =$	6 [mm]	Diametro staffe minimo	
$n_{bracci} =$	4 [puro]	n. bracci verticali	
$\omega_{st} =$	113.10 [mm ²]	Area singolo braccio di staffa	
$f_{yk} =$	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B450C	
γ_s in uso =	1.15	NTC 2008	
$\Delta =$	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare	
$n_{st} =$	5.00 [puro]	n. staffe nel tratto	



Ferri piegati		0:no	1:si
$V_{wd\ f-p} =$	0.00 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)	
$A_{swfp} =$	803.84 [mm ²]	Area complessiva ferri piegati	
$S_{fp} =$	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.	
$f_{ywd} =$	391.30 [N/mm ²]	f_{yd} dell'acciaio dei ferri piegati	
$\Phi_{ferri\ piegati} =$	16 [mm]	Diametro ferri piegati	
$n_{fp} =$	4 [puro]	n. ferri piegati	
$\omega_{st} =$	201 [mm ²]	Area diam. singolo ferro piegato	
$f_{yk} =$	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B450C	
γ_s in uso =	1.15		
$\Delta =$	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare	
$\alpha_{F-p} =$	45	0.7854 [°] - [rad]	inclinaz. ferri piegati

$V_{Rsd} =$	438.13 [kN]		
-------------	-------------	--	--

$V_{Rd} [kN] =$	438.13	>	$V_{Ed} [kN] =$	329.95	VERIFICATO
-----------------	--------	---	-----------------	--------	------------

Verifica passo staffe			
$S_{st} =$	200 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave	
$S_{st-max} =$	240 [mm]	passo massimo staffe in senso longitudinale alla trave	
$n_{staffe} =$	5.00 [puro]	n. staffe nel tratto	

La verifica è pertanto soddisfatta.

17.3. Soletta superiore spalla

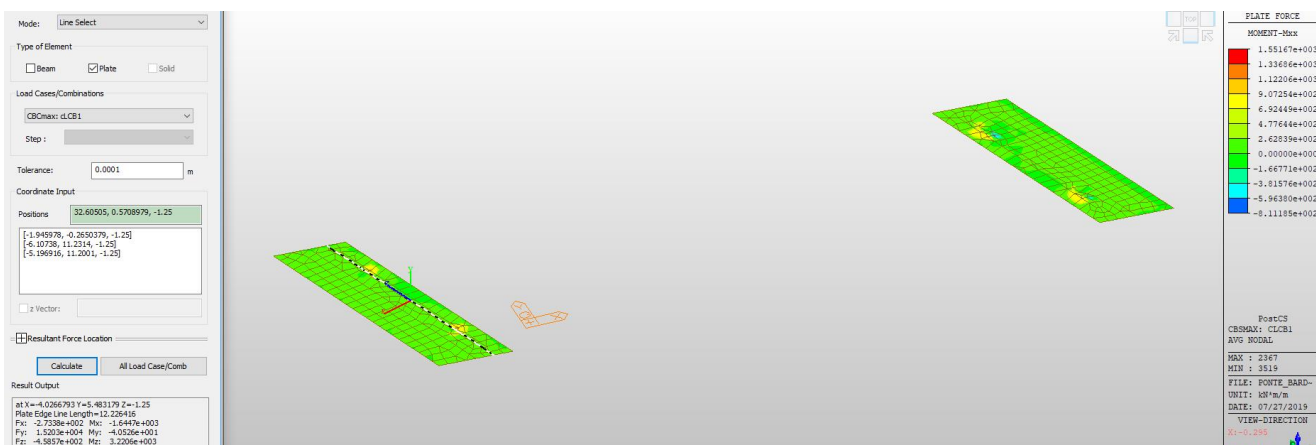
Si effettua la verifica della soletta superiore della spalla ($s=0.80\text{m}$) considerando l'intera larghezza dell'elemento ($B=11.00\text{m}$) in corrispondenza dell'appoggio del traverso di sollevamento, soggetta alle sollecitazioni emerse dal calcolo. S

In considerazione del fatto che tale elemento strutturale presenta uno stato di sollecitazione maggiormente gravoso rispetto alla soletta inferiore ($s=1.00\text{m}$), la verifica qui riportata si intende valida per entrambi gli elementi strutturali.

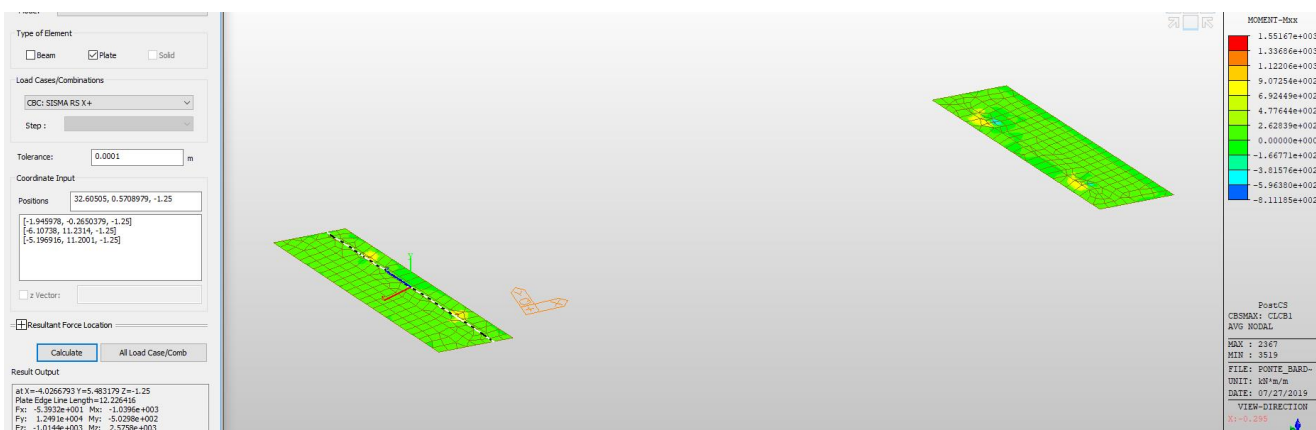
Per l'elemento in oggetto si prevede la seguente armatura principale:

- $A_{\text{long-sup}}$: n. 5 $\phi 20/\text{m}$
- $A_{\text{long-inf}}$: n. 5 $\phi 20/\text{m}$

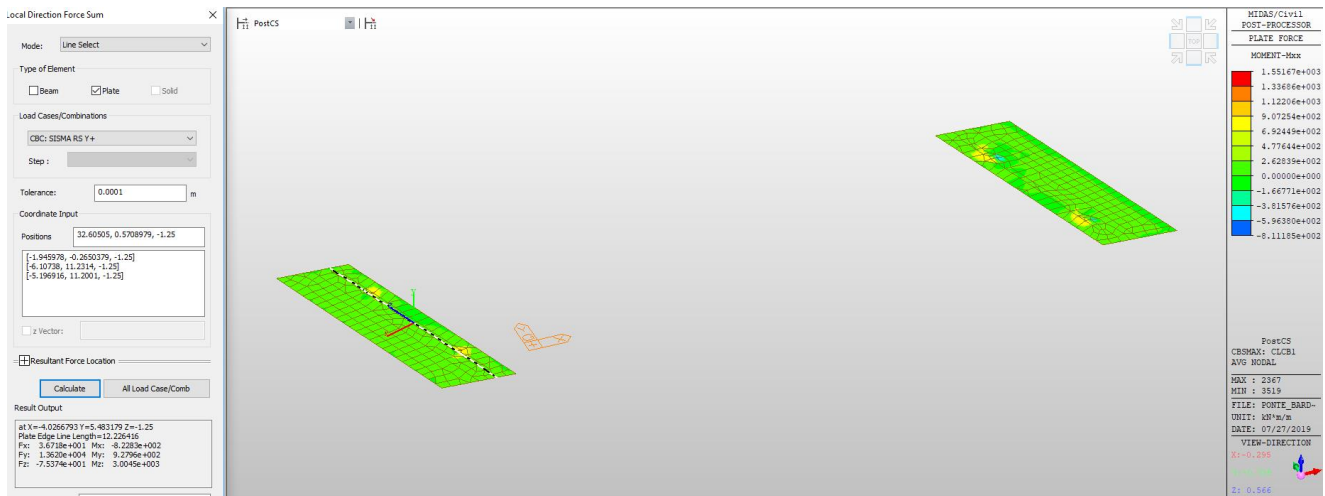
Le massime sollecitazioni emerse dal calcolo sull'intera larghezza della soletta risultano:



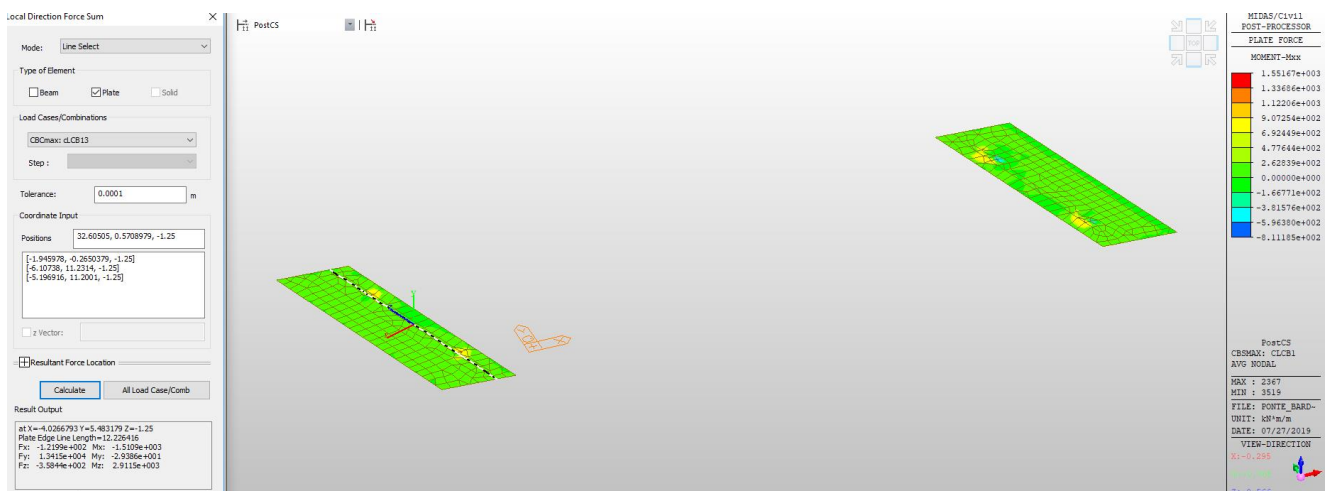
Sollecitazioni risultanti nella sezione della soletta – SLU1



Sollecitazioni risultanti nella sezione della soletta – SISMA X



Sollecitazioni risultanti nella sezione della soletta – SISMA Y

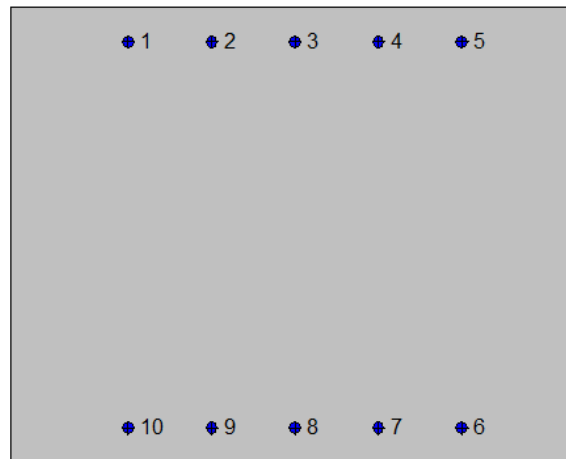


Sollecitazioni risultanti nella sezione della soletta – SLE RARE

Effettuando le verifiche a flessione sulla sezione di larghezza unitaria ($B=1.00\text{m}$), trascurando il contributo dello sforzo normale, si ottiene pertanto:

Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	80,0
3	100,0	80,0
4	100,0	0,0



Armature:

Pos.	X	Y	Area Pretens.	(s/n)
n.	cm	cm	cmq	
1	20,7	74,0	3,14	no
2	35,3	74,0	3,14	no
3	50,0	74,0	3,14	no
4	64,7	74,0	3,14	no
5	79,3	74,0	3,14	no
6	79,3	6,0	3,14	no
7	64,7	6,0	3,14	no
8	50,0	6,0	3,14	no
9	35,3	6,0	3,14	no
10	20,7	6,0	3,14	no

Normativa di riferimento:

D.M. 17/01/2018 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C32/40

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²
 fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²
 fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 εuk (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	292,8	15,0	P	0,0	447,8	22,9	0,650	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	447,8	22,9	0,650	
2	0,0	234,2	94,6	P	0,0	439,5	177,5	0,530	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	439,5	177,5	0,530	
3	0,0	276,8	74,8	P	0,0	443,7	119,9	0,620	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	443,7	119,9	0,620	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	292,8	15,0	P	0,0	447,8	22,9	0,650	OK
1	0,0	292,8	15,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	292,8	15,0	N	0,0	447,8	22,9	0,650	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
4 OK	264,7	13,7	0,0	-4707,0	0,24	249278,7	0,69

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
5 OK	264,7	13,7	0,0	0,00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 14940,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,20$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
6 OK	264,7	13,7	0,0	-4707,0	0,32	0,00	0,00

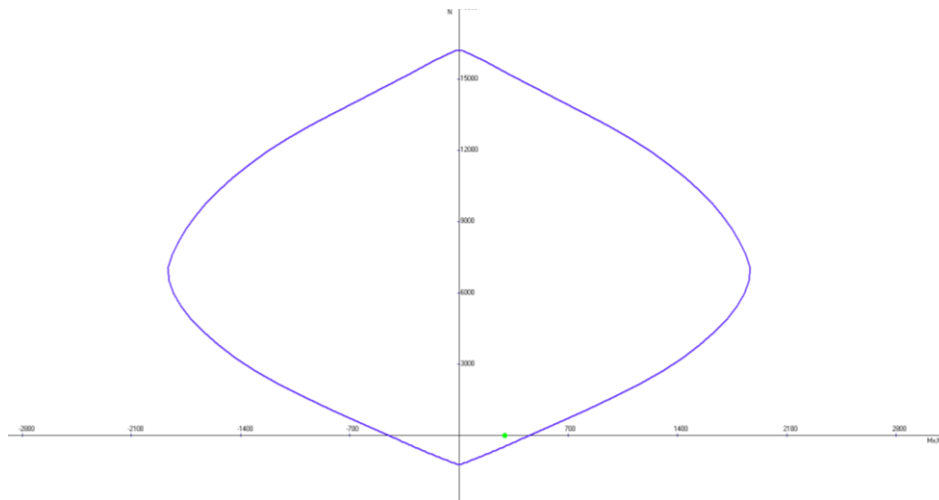


Diagramma di interazione M-N – SLU1

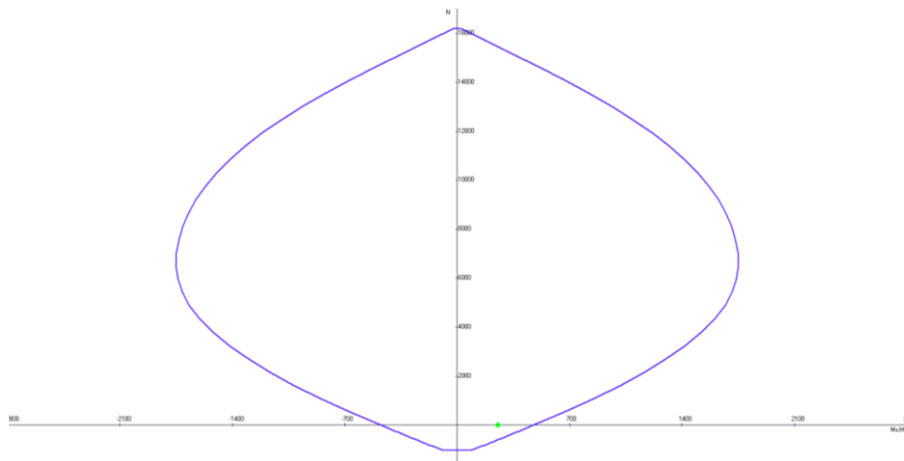


Diagramma di interazione M-N – SISMA X

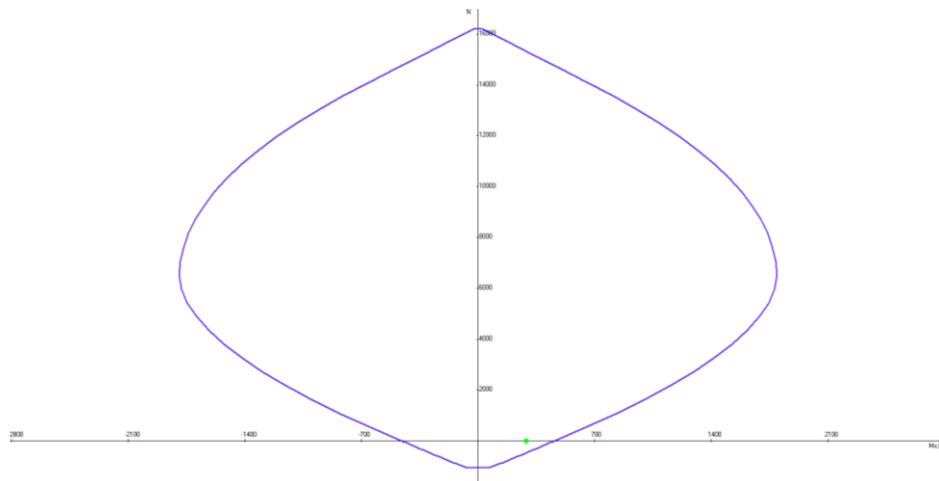
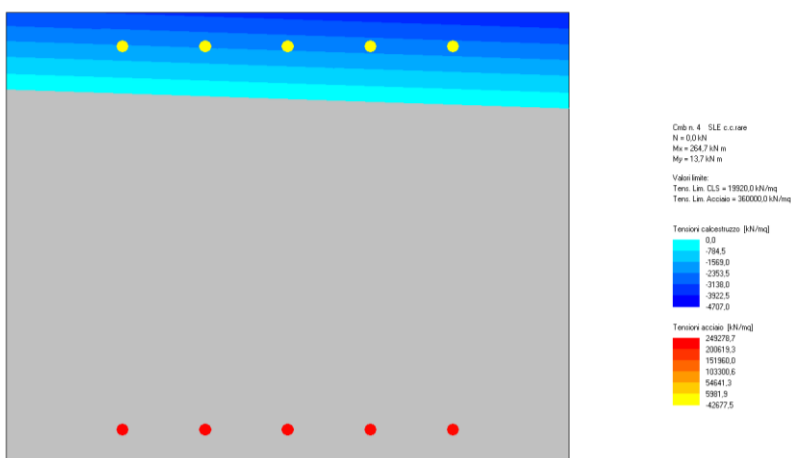
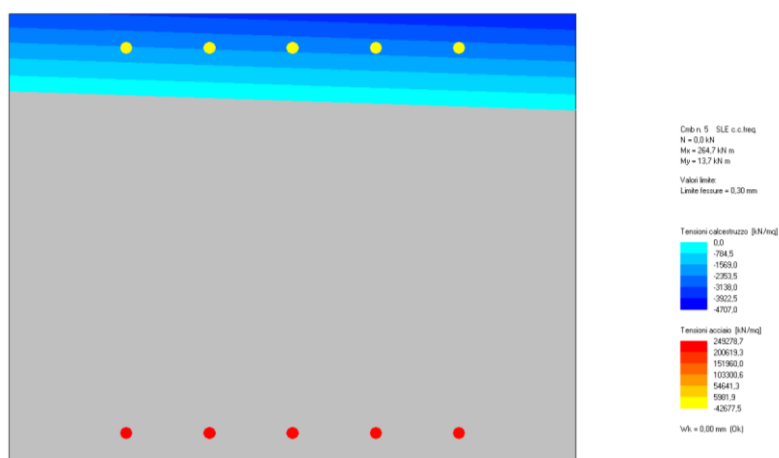


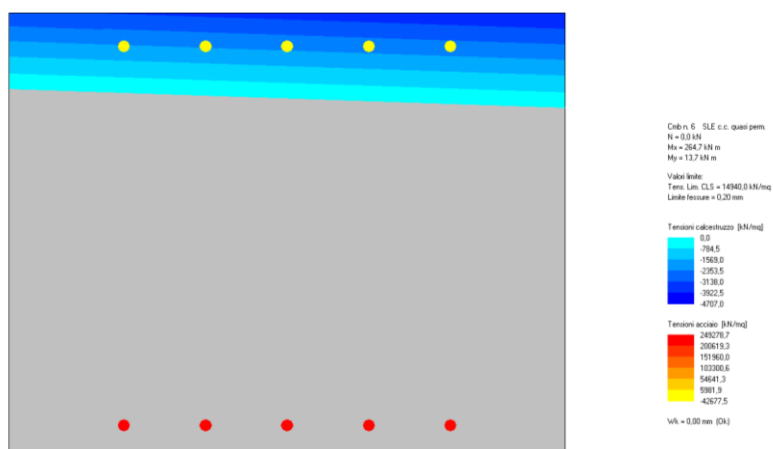
Diagramma di interazione M-N – SISMA Y



Verifica tensioni acciaio e calcestruzzo – SLE RARE



Verifica a fessurazione – SLE FREQUENTI



Verifica a fessurazione – Q.P.

Le verifiche agli SLU e SLE sono soddisfatte.

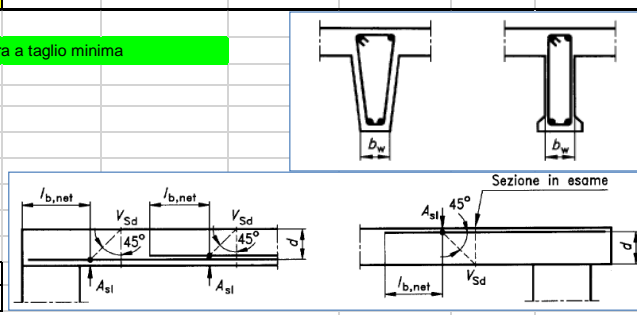
Si effettua quindi la verifica a taglio della medesima sezione.

Il valore massimo di sollecitazione tagliante emerso dal calcolo risulta:

$$V_{Sd} = \sqrt{V_{long}^2 + V_{trasm}^2} = 128.31 \text{ kN COMB. SLU1}$$

Si ottiene pertanto:

EC2 - CALCESTRUZZO			
VERIFICA A TAGLIO TRAVI RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kN/m, kN/m ²	LEGENDA
	peso specifico:	kN/m ³	123
	tensioni e resistenze	N/mm ²	123
	momenti (flettente, ecc.)	kNm	123
PESI SPECIFICI	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ (cls non armato)		123
	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ (cls armato)		123
se $V_{Sd} \leq V_{Rd\text{-senza arm.}}$		armat. minima a taglio	
se $V_{Sd} \geq V_{Rd\text{-senza arm.}}$		armat. a taglio tale che: $V_{Sd} \leq V_{Rd\text{ con arm.}}$	
Elementi che non richiedono armatura a taglio. ($V_{Sd} \leq V_{Rd\text{ senza arm.}}$)			
V_{Rd} [kN] =	259.37	>	V_{Ed} [kN] = 128.31 VERIFICATO armatura a taglio minima
Acciaio =	B450C		
Cls =	C28/35		
R_{ck} =	35.00 [N/mm ²]		
f_{ck} =	28.00 [N/mm ²]		
$f_{ctk,0.05}$ =	1.94 [N/mm ²]		
γ_c in uso =	1.50		
V_{Rd} [kN] =	246.07 [kN]		259.37 [kN]
v_{min} =	0.35		
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1.52	≤ 2	1.52
ρ_l =	0.0021 [puro]	≤ 0.02	0.0021
A_{sl} =	1,570	[mm ²]	Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d + l_{b,net}$ oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sez. consid.) (EC2)
b_w =	1,000.00 [mm]		larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace
σ_{cp} =	0.00 [N/mm ²]		N_{sd}/A_c 0.00 3.873333333
N_{Ed} =	0.00	[kN]	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)
A_c =	800,000 [mm ²]		area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)
d =	750 [mm]		altezza utile sezione
h =	800	[mm]	altezza sezione
b =	1,000	[mm]	base sezione
c =	50	[mm]	copriferro



Non è necessario predisporre specifica armatura a taglio.

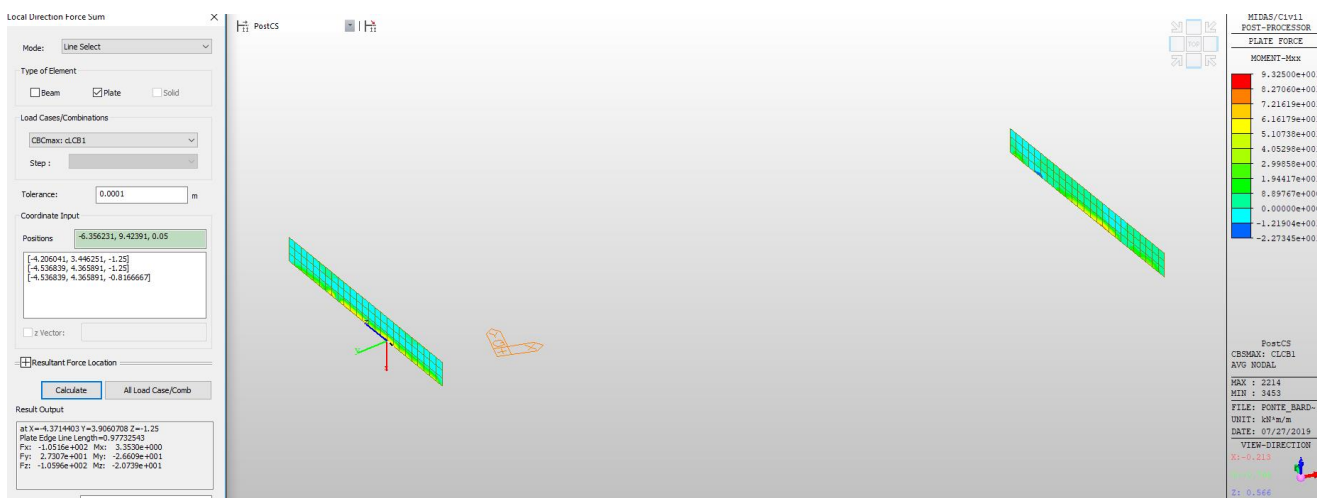
17.4. Paraghiaia

Si effettua la verifica della sezione di spiccato del paraghiaia della spalla ($s=0.40m$), considerando una striscia unitaria ($B=1.00m$) soggetta alle sollecitazioni emerse dal calcolo.

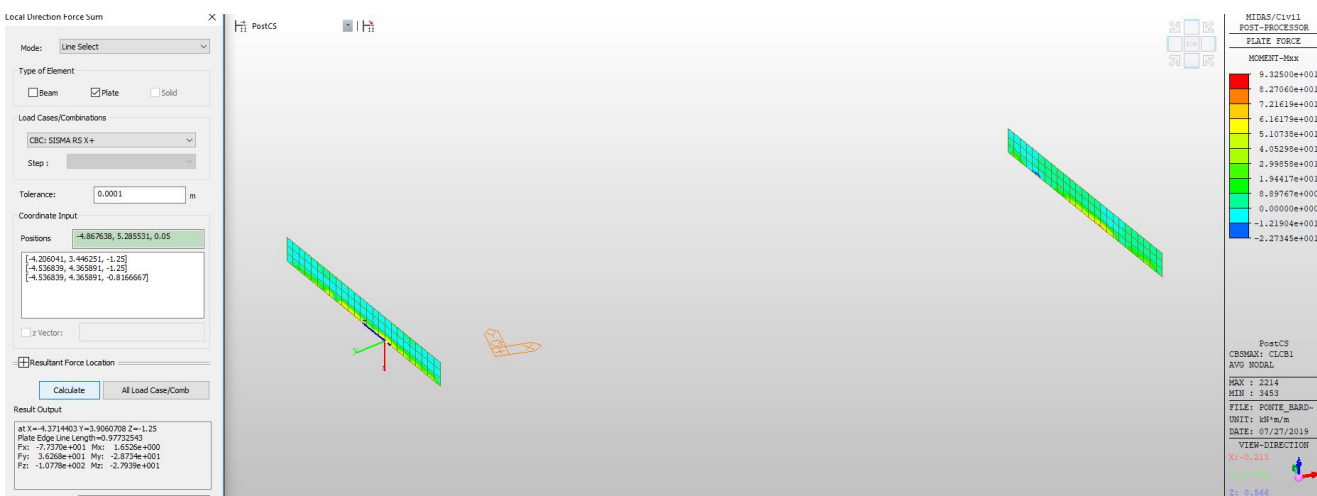
Per l'elemento in oggetto si prevede la seguente armatura principale:

- $A_{vert-est}$: n.5 $\phi 20/m$
- $A_{vert-int}$: n.5 $\phi 20/m$

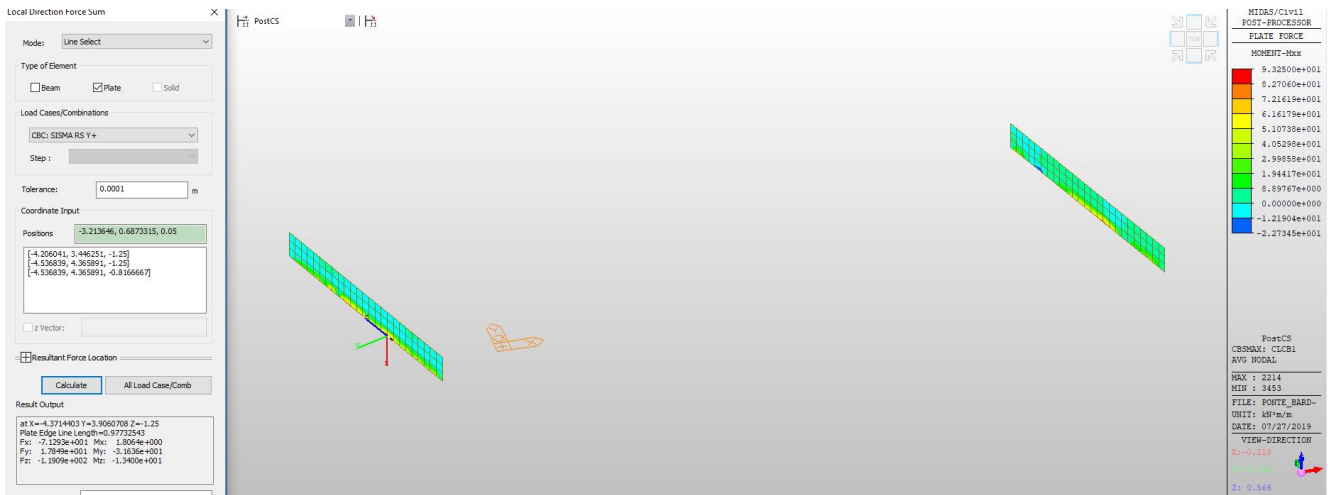
Le massime sollecitazioni emerse dal calcolo sull'intera larghezza del paraghiaia ($B=13.20m$), da ricondurre dunque alla larghezza della striscia oggetto di verifica ($B=1.00m$), risultano:



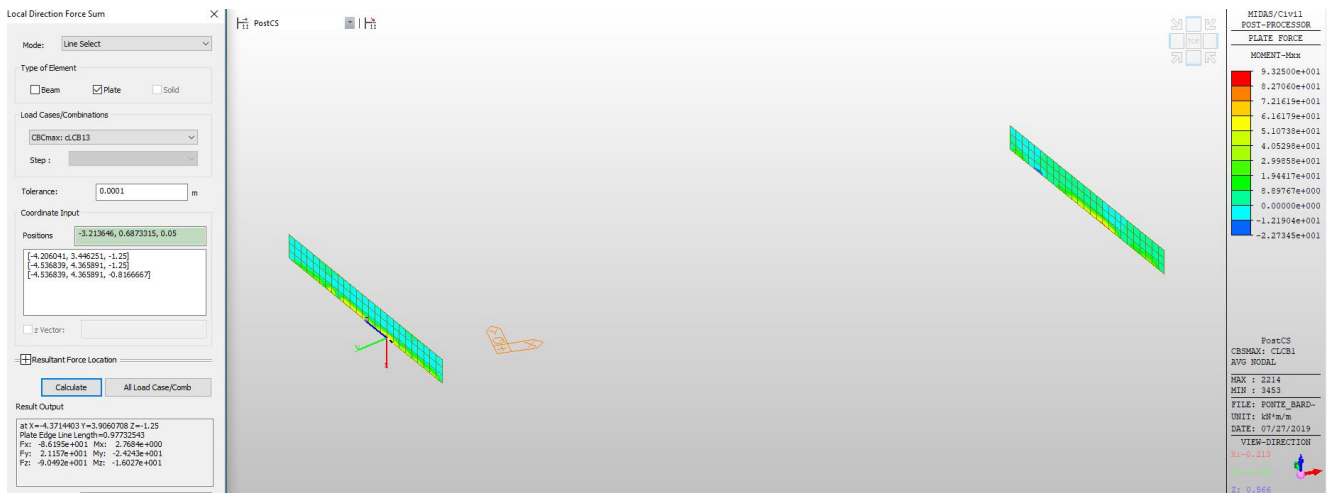
Sollecitazioni risultanti allo spiccato del paraghiaia – SLU1



Sollecitazioni risultanti allo spiccato del paraghiaia – SISMA X



Sollecitazioni risultanti allo spiccato del paraghiaia – SISMA Y

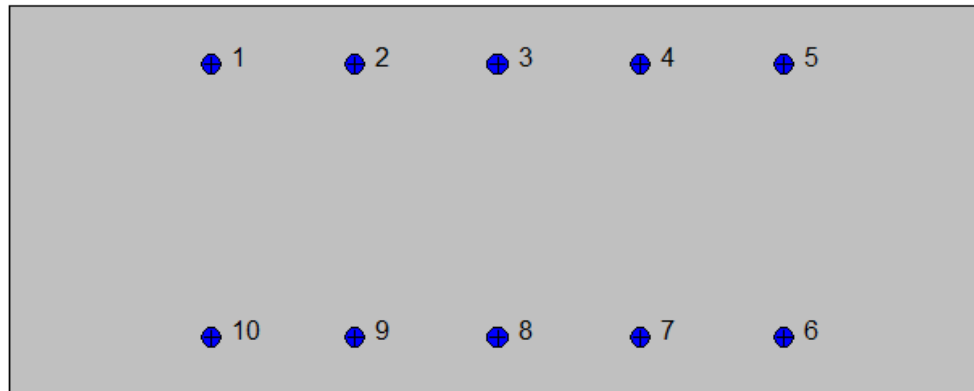


Sollecitazioni risultanti allo spiccato del paraghiaia – SLE RARE

Effettuando le verifiche a pressoflessione si ottiene pertanto:

Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	40,0
3	100,0	40,0
4	100,0	0,0



Armature:

Pos.	X	Y	Area Pretens.	
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	20,7	34,0	3,14	no
2	35,3	34,0	3,14	no
3	50,0	34,0	3,14	no
4	64,7	34,0	3,14	no
5	79,3	34,0	3,14	no
6	79,3	6,0	3,14	no
7	64,7	6,0	3,14	no
8	50,0	6,0	3,14	no
9	35,3	6,0	3,14	no
10	20,7	6,0	3,14	no

Normativa di riferimento:

D.M. 17/01/2018 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C32/40

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²
 fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²
 fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 εuk (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	105,2	20,7	3,4	P	2524,1	497,8	80,4	0,040	OK
				M	8608,0	20,7	3,3	0,010	
				N	105,2	217,1	35,1	0,090	
2	77,4	27,9	1,7	P	923,5	333,5	19,7	0,080	OK
				M	8557,3	27,9	1,6	0,010	
				N	77,4	213,6	12,6	0,130	
3	71,3	13,4	1,8	P	2714,2	510,2	68,9	0,030	OK
				M	8660,1	13,3	1,8	0,010	
				N	71,3	212,3	28,7	0,060	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
2	77,4	27,9	1,7	P	923,5	333,5	19,7	0,080	OK
1	105,2	20,7	3,4	M	8608,0	20,7	3,3	0,010	OK
2	77,4	27,9	1,7	N	77,4	213,6	12,6	0,130	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
4 OK	16,0	2,8	86,2	-971,6	0,05	10705,3	0,03

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
5 OK	16,0	2,8	86,2	0,00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 14940,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,20$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
6 OK	16,0	2,8	86,2	-971,6	0,07	0,00	0,00

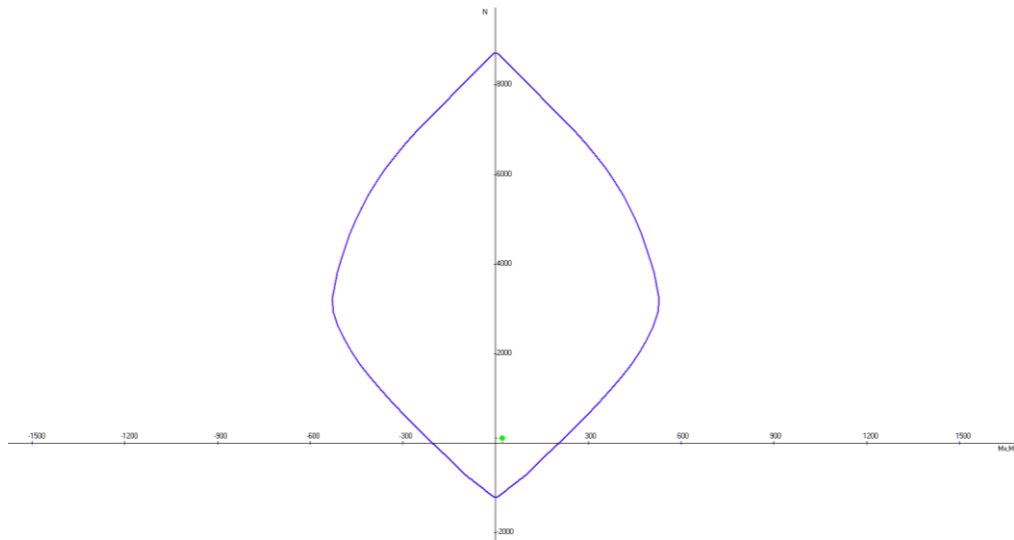


Diagramma di interazione M-N – SLU1

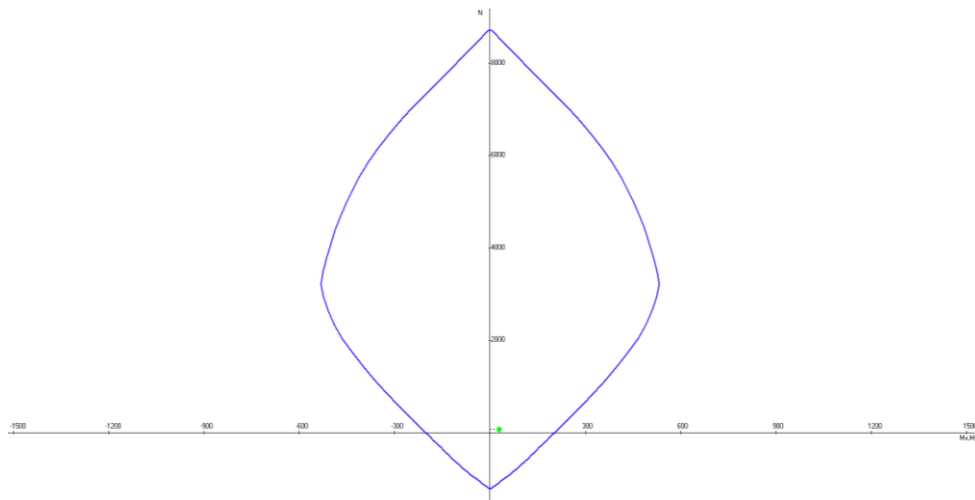


Diagramma di interazione M-N – SISMA X

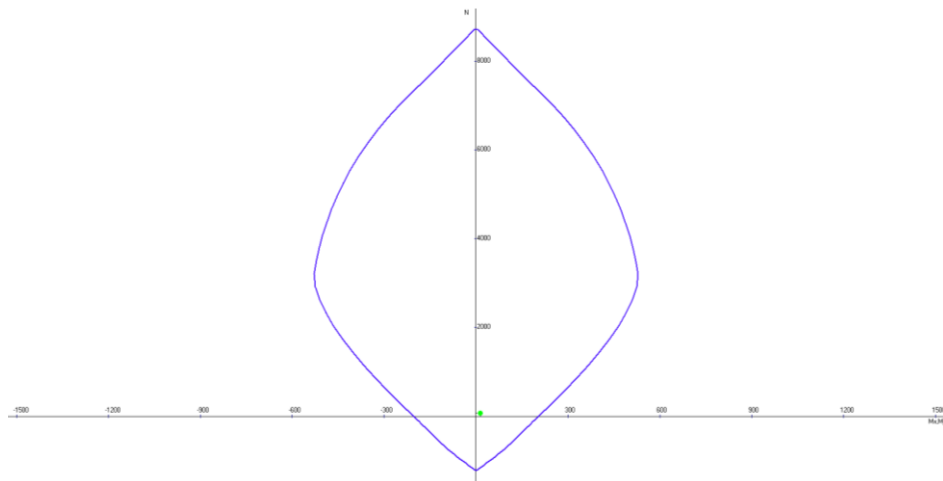
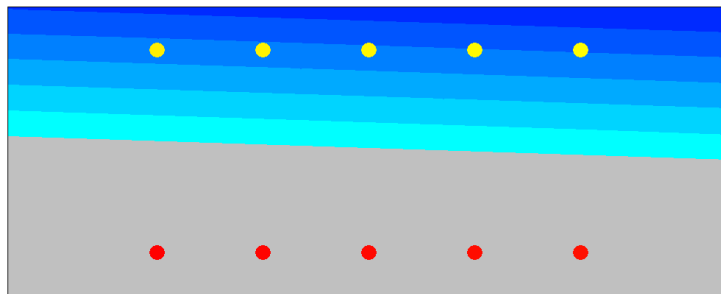


Diagramma di interazione M-N – SISMA Y

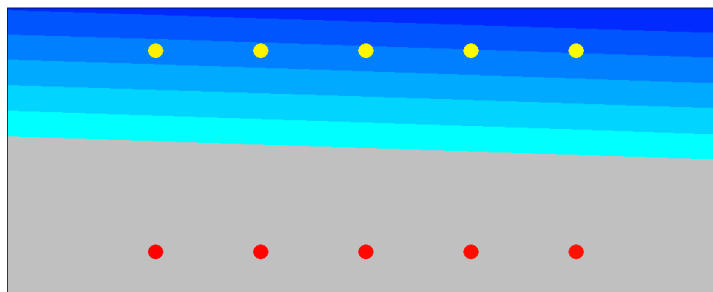


Cmb n. 4 SLE c.c. rare
N = 86,2 kN
Mx = 16,0 kN/m
My = 2,8 kN/m
Valori limite:
Tens. Lim. CLS = 19200,0 kN/mq
Tens. Lim. Acciaio = 360000,0 kN/mq

Tensioni calcestruzzo [kN/mq]
0,0
-161,9
-323,9
-485,9
-647,8
-809,7
-971,6

Tensioni acciaio [kN/mq]
10705,3
7260,9
3816,4
371,9
-3072,6
-6517,1
-9961,5

Verifica tensioni acciaio e calcestruzzo – SLE RARE

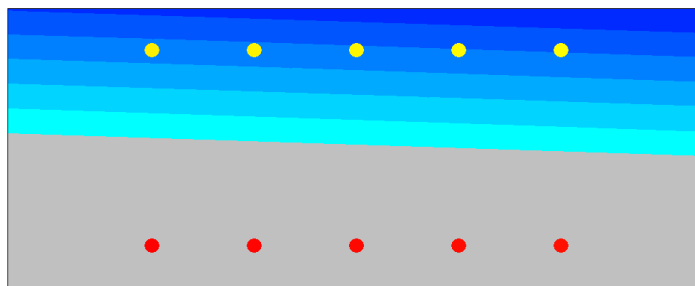


Cmb n. 5 SLE c.c. freq.
N = 86,2 kN
Mx = 16,0 kN/m
My = 2,8 kN/m
Valori limite:
Limite fessure = 0,30 mm

Tensioni calcestruzzo [kN/mq]
0,0
-161,9
-323,9
-485,9
-647,8
-809,7
-971,6

Tensioni acciaio [kN/mq]
10705,3
7260,9
3816,4
371,9
-3072,6
-6517,1
-9961,5
Wk = 0,00 mm (OK)

Verifica a fessurazione – SLE FREQUENTI



Cmb n. 6 SLE c.c. quasi perm.
N = 86,2 kN
Mx = 16,0 kN/m
My = 2,8 kN/m
Valori limite:
Tens. Lim. CLS = 14940,0 kN/mq
Limite fessure = 0,20 mm

Tensioni calcestruzzo [kN/mq]
0,0
-161,9
-323,9
-485,9
-647,8
-809,7
-971,6

Tensioni acciaio [kN/mq]
10705,3
7260,9
3816,4
371,9
-3072,6
-6517,1
-9961,5
Wk = 0,00 mm (OK)

Verifica a fessurazione – SLE QUASI PERMANENTI

Le verifiche agli SLU e SLE sono soddisfatte.

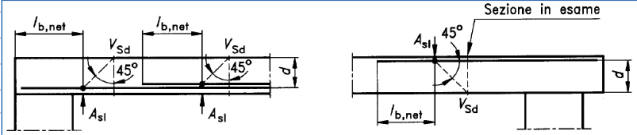
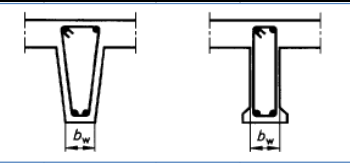
Si effettua quindi la verifica a taglio della medesima sezione.

Il valore massimo di sollecitazione tagliante emerso dal calcolo risulta:

$$V_{Sd} = \sqrt{V_{long}^2 + V_{trasv}^2} = 120.42 \text{ kN COMB.SISMA Y}$$

Si ottiene pertanto:

NTC 2018 - CALCESTRUZZO			
VERIFICA A TAGLIO PILASTRI RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kN/m, kN/m ²	LEGENDA
	peso specifico:	kN/m ³	123 dati da inserire
	tensioni e resistenze	N/mm ²	123 valori calcolati
	momenti (flettente, ecc.)	kNm	valori notevoli
PESI SPECIFICI	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ (cls non armato)		risultati verifiche
	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ (cls armato)		
se $V_{Sd} \leq V_{Rd\text{-senza arm.}}$		armat. minima a taglio	
se $V_{Sd} \geq V_{Rd\text{-senza arm.}}$		armat. a taglio tale che: $V_{Sd} \leq V_{Rd \text{ con arm.}}$	
Elementi che non richiedono armatura a taglio. ($V_{Sd} \leq V_{Rd \text{ senza arm.}}$)			
V_{Rd} [kN] =	181.53	>	V_{Ed} [kN] = 120.42 VERIFICATO armatura a taglio minima
Acciaio =	B450C		
Cls =	C32/40		
R_{ck} =	40.00 [N/mm ²]		
f_{ck} =	32.00 [N/mm ²]		
$f_{ctk,0.05}$ =	2.12 [N/mm ²]		
γ_c in uso =	1.50		
V_{Rd} [kN] =	181.53 [kN]		164.35 [kN]
v_{min} =	0.46		
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1.75	≤ 2	1.75 2
ρ_l =	0.0044 [puro]	≤ 0.02	0.0044 0.02
A_{sl} =	1,570 [mm ²]	Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d + l_{b,net}$ oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sez. consid.) (EC2)	
$\phi_{min,arm,long}$ =	20 [mm]	diametro minimo armatura longitudinale (min. 12mm) VERIFICATO	
$\phi_{max,arm,long}$ =	20 [mm]	diametro massimo armatura longitudinale	
b_w =	1,000.00 [mm]	larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace	
σ_{cp} =	0.00 [N/mm ²]	N_{sd}/A_c	0.00 4.426666667
N_{Ed} =	0.00 [kN]	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)	
A_c =	400,000 [mm ²]	area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)	
d =	360 [mm]	altezza utile sezione	
h =	400 [mm]	altezza sezione	
b =	1,000 [mm]	base sezione	
c =	40 [mm]	copriferro	



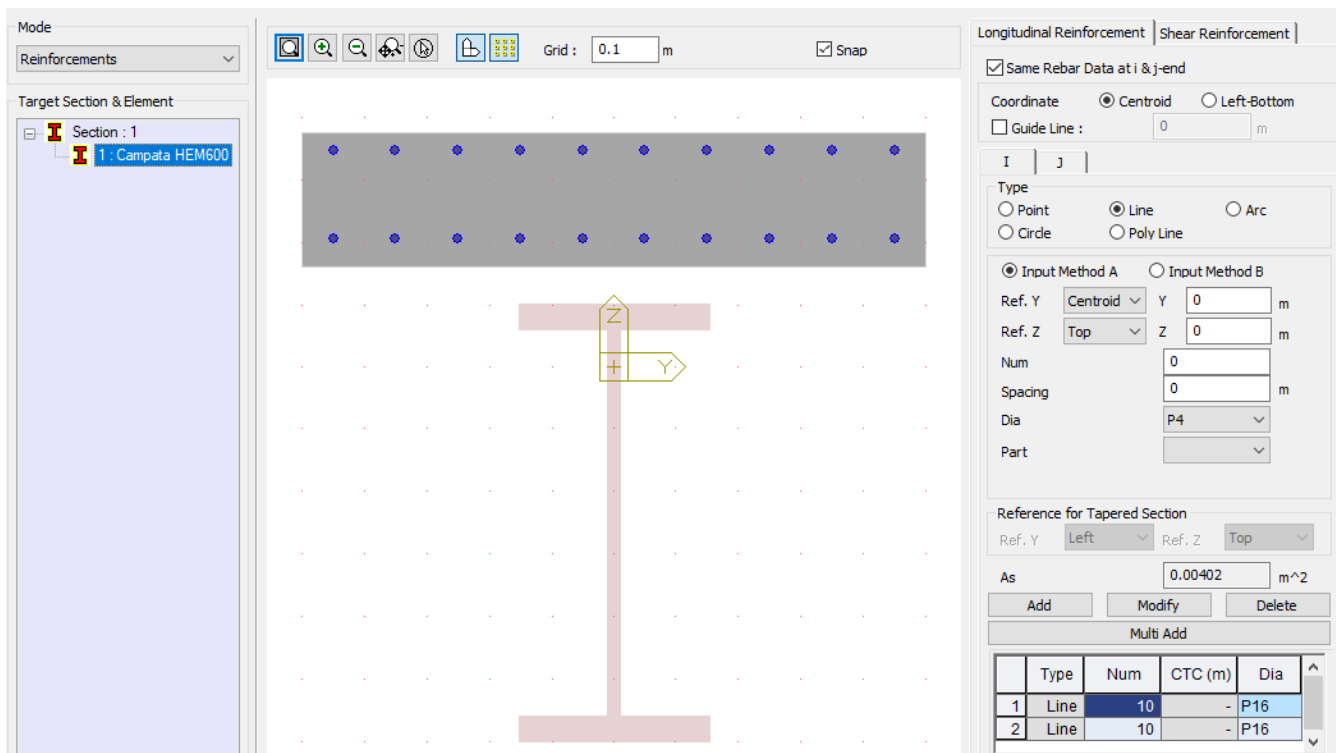
Non è necessario predisporre specifica armatura a taglio.

17.5. Travi d'impalcato a sezione mista

Nel presente paragrafo si illustrano i risultati delle verifiche della sezione mista acciaio-calcestruzzo (verifica a pressoflessione, taglio, instabilità flessio-torsionale, verifica a taglio dei connettori), eseguite nelle sezioni di mezzeria e di appoggio maggiormente sollecitate (trave di bordo).

Per la soletta, in corrispondenza di tutte le sezioni, si prevede la seguente armatura longitudinale:

- $A_{s-long-sup}$: n° 10 ϕ 16/m
- $A_{s-long-inf}$: n° 10 ϕ 16/m



	Type	Num	CTC (m)	Dia
1	Line	10	-	P16
2	Line	10	-	P16

➤ Trave di bordo - sezione di mezzeria

Element Number	25
Position Information	I

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

γ_C for concrete	1.50	γ_V for headed stud	1.25
γ_S for reinforcing steel	1.15	γ_{FR} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.00	γ_{MR} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{M,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$f_{yk} = 355.000 \text{ MPa}$ $E_s = 210000.000 \text{ MPa}$

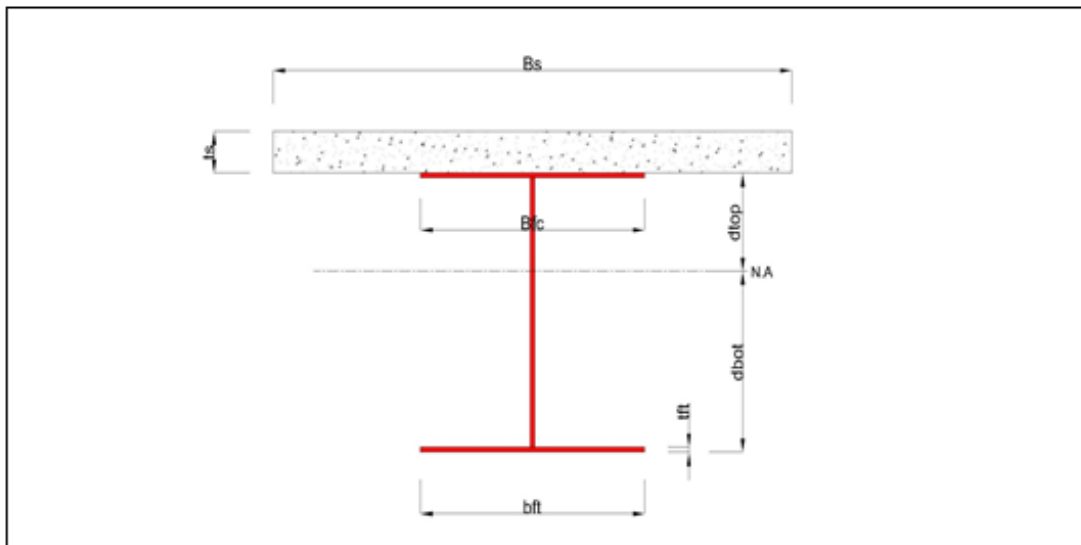
■ Concrete

$f_{ck} = 35.000 \text{ MPa}$ $E_{cm} = 34000.000 \text{ MPa}$

■ Reinforcement

$f_{yk} = 450.000 \text{ MPa}$ $E_r = 210000.000 \text{ MPa}$

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	1000.000 mm	t_c	215.000 mm	H_h	60.000 mm
-------	-------------	-------	------------	-------	-----------

Girder

H_w	620.000 mm	B_1	305.000 mm	B_2	305.000 mm
t_w	21.000 mm	t_1	40.000 mm	t_2	40.000 mm

■ Section Stiffness

Before

A_a	37420.000 mm ²
$I_{y,a}$	3077487333.333 mm ⁴

After

A_c	72308.382 mm ²
$I_{y,c}$	8047105123.309 mm ⁴

$I_{z,a}$	189629318.333	mm ⁴
$C_{y,a}$	152.500	mm
$C_{z,a}$	350.000	mm

$I_{z,c}$	3096994444.989	mm ⁴
$C_{y,c}$	152.500	mm
$C_{z,c}$	599.691	mm

Crack

$A_{z,c}$	41440.000	mm ²
$I_{y,c}$	4022997808.045	mm ⁴
$I_{z,c}$	521343668.151	mm ⁴
$C_{y,c}$	152.500	mm
$C_{z,c}$	398.989	mm

2 Bending Resistance

2.1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name: cLCB2

$N_{k,Ed}$	-0.019	kN
$N_{c,Ed}$	-26.707	kN
$M_{k,Ed}$	1802.853	kN · m
$M_{c,Ed}$	1850.563	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-152.500	mm	z_1	100.309	mm	σ_1	-229.245	MPa
	y_2	-10.500	mm	z_2	100.309	mm	σ_2	-228.528	MPa
Right	y_1	152.500	mm	z_1	100.309	mm	σ_1	-227.704	MPa
	y_2	10.500	mm	z_2	100.309	mm	σ_2	-228.421	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-152.500	mm	z_1	-599.691	mm	σ_1	341.805	MPa
	y_2	-10.500	mm	z_2	-599.691	mm	σ_2	342.523	MPa
Right	y_1	152.500	mm	z_1	-599.691	mm	σ_1	343.346	MPa
	y_2	10.500	mm	z_2	-599.691	mm	σ_2	342.629	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	60.309	mm	σ_1	-195.843	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-599.691	mm	σ_2	309.944	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

- Plastic resistance moment, $M_{p,Rd}$

Plastic NA = 635.994 mm

$N_{s,lab}$ = 4284.167 kN

$N_{q,top}$ = 4509.967 kN (Upper side of PNA)

$N_{q,bot}$ = 8774.133 kN (Lower side of PNA)

$$M_{pl,Rd} = 5171.829 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_p = 339.008 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} = \beta M_{pl,Rd} = 5171.829 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

here, $\beta = 1.000$

$$M_{Ed} = 5171.829 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 3653.416 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : cLCB1

$$N_{Ed} = -106.805 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = 1802.853 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = 147.698 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = 0.233 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = -76.829 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -76.596 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 16596.377 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 16596.377 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 2899.039 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	y ₁	-152.500 mm	z ₁	100.309 mm	σ ₁	-214.875 MPa
	y ₂	-10.500 mm	z ₂	100.309 mm	σ ₂	-208.805 MPa
Right	y ₁	152.500 mm	z ₁	100.309 mm	σ ₁	-201.836 MPa
	y ₂	10.500 mm	z ₂	100.309 mm	σ ₂	-207.907 MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-152.500 mm	z ₁	-599.691 mm	σ ₁	208.047 MPa
	y ₂	-10.500 mm	z ₂	-599.691 mm	σ ₂	214.117 MPa
Right	y ₁	152.500 mm	z ₁	-599.691 mm	σ ₁	221.086 MPa
	y ₂	10.500 mm	z ₂	-599.691 mm	σ ₂	215.015 MPa

Web

Right	y ₁	0.000 mm	z ₁	60.309 mm	σ ₁	-184.189 MPa
	y ₂	0.000 mm	z ₂	-599.691 mm	σ ₂	190.399 MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

■ Plastic resistance moment $M_{pl,Rd}$

$$\text{Plastic NA} = 635.994 \text{ mm}$$

$$N_{s,lab} = 4264.167 \text{ kN}$$

$$N_{s,top} = 4509.967 \text{ kN}$$

$$N_{a,bot} = 8774.133 \text{ kN}$$

$$M_{p,Rd} = 5171.829 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ Calculation. V_{dWRd}

Web

■ Contribution from the web

$$\alpha = a/h_w = 0$$

$$k_t = 4.1 + (6.3 + 0.18 \cdot I_d / (t^3 \cdot h_w)) / \alpha^2 + 2.2 \cdot (I_d / (t^3 \cdot h_w))^{1.5} = 0$$

$$I_d = 348455.660 \text{ mm}^4$$

$$t = 21.000 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \varepsilon) = 0.420$$

$$X_w = \eta = 1.200 \quad \lambda_w < 0.83/\eta$$

$$V_{dWRd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2911.168 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 2911.168 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -78.596 \text{ kN}$$

$$\eta^3 = V_{Ed} / V_{dWRd} = 0.028 \leq 1.0$$

■ Contribution from the flange

$$M_{t,Rd0} = 3701.291 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{t,Rd0}$ is calculated as $M_{p,Rd}$ but neglecting the web contribution.

$$\text{Reduction factor for } N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{t1} + A_{t2}) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}} = 0.988$$

$$M_{t,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{t,Rd0} = 3655.653 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{d,t,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{t,Rd}} \right)^2 \right) = 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{where, } M_{t,Rd} = 3655.653 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 16596.377 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Taken as the greatest value of } (\sum \sigma_i) W)$$

$$c = a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 0.000$$

■ Check Shear Resistance

$$V_{Ed} / (V_{dWRd} + V_{d,t,Rd}) = 0.026 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name: cLCB2

$$N_{Ed} = -26.726 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1850.563 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_1 = 75.106 \text{ kN}$$

$$V_2 = 93.660 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 3653.416 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_2 &= 3646.895 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{d,Rd} &= 5171.829 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{d,Rd} &= 3815.171 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

$$\begin{aligned}
 L &= 1.000 \text{ m} \\
 c &= C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2 \\
 \gamma &= c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.000 \\
 \mu &= V_2 / V_1 = 0.802 \\
 \Phi &= 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.002 \\
 m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.000 \\
 m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.000 \\
 m &= \text{Min}(m_1, m_2) = 1.000 \\
 \alpha_{LT} &= 0.760 \\
 \lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{f_y / E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{we}) / (3 \cdot A)} = 0.151 \\
 \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.493 \\
 X_{LT1} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{Rd} &= 5171.829 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 5171.829 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$\begin{aligned}
 X_{LT,N} &= 1.000 \\
 N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 25669.475 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.358857156$$

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name: cLCB1

$$\begin{aligned}
 N_{c,d1} &= 2331.205 \text{ kN} \\
 N_{c,d2} &= 4264.167 \text{ kN} \\
 M_{Ed} &= 1950.552 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 V_{Ed} &= -76.829 \text{ kN} \\
 M_{d,Rd} &= 5171.829 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{d,Rd} &= 3815.171 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned}
 P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 97.988 \text{ kN} \\
 P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 91.363 \text{ kN} \\
 P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 91.363 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

where, $f_u = 540.000 \text{ MPa}$

$\alpha = 1$

for $h_{sc}/d > 4$

Num. = 2

$d = 19.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$

Space = 400.000 mm

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 92.691 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = F_{Rd} \cdot \text{Num./Space} = 456.813 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

7 Resistance to Fatigue

- Design load

Load combination name: cLCB1

$$F_z = 74.709 \text{ kN}$$

- Shear stress range for the connector

$$\Delta\tau = F_{sc} / A_{sc} = 63.381 \text{ MPa}$$

where, $F_{sc} = V_{L,Ed} \cdot \text{space of stud} / \text{number of stud} = 17.970 \text{ kN}$

$$A_{sc} = 283.529 \text{ mm}^2$$

- Damage equivalent factor

$$\lambda_v = \lambda_{v,1} \cdot \lambda_{v,2} \cdot \lambda_{v,3} \cdot \lambda_{v,4} = 0.000$$

where, $\lambda_{v,1} = 1.550$

$$\lambda_{v,2} = 0.000$$

$$\lambda_{v,3} = 1.000$$

$$\lambda_{v,4} = 0.000$$

- Equivalent constant amplitude range of shear stress related to 2 million cycles

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta\tau = 0.000 \text{ MPa}$$

- Verification

$$\gamma_{F1} \cdot \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{M2,5}) = 0.000 < 1$$

8 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name: cLCB14

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 97.988 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{dk} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 91.363 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 91.363 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 68.522 \text{ kN}$$

where, $f_u = 540.000 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 2$$

$$d = 19.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 400.000 \text{ mm}$$

$$k_s = 0.750$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 68.731 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num./Space} = 342.610 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

Tutte le verifiche agli SLU e agli SLE risultano pertanto soddisfatte.

➤ Trave di bordo - sezione di appoggio

Element Number	1
Position Information	I

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

γ_C for concrete	1.50	γ_V for headed stud	1.25
γ_S for reinforcing steel	1.15	γ_{FR} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.00	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$f_{yk} = 355.000 \text{ MPa}$ $E_s = 210000.000 \text{ MPa}$

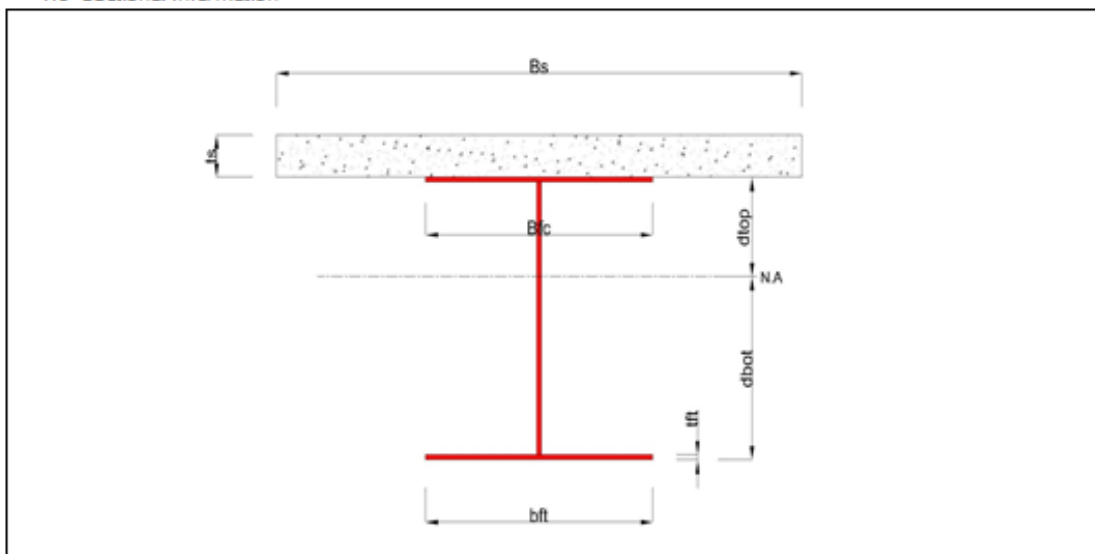
■ Concrete

$f_{ck} = 35.000 \text{ MPa}$ $E_{cm} = 34000.000 \text{ MPa}$

■ Reinforcement

$f_{yk} = 450.000 \text{ MPa}$ $E_r = 210000.000 \text{ MPa}$

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	1000.000 mm	t_c	215.000 mm	H_s	60.000 mm
-------	-------------	-------	------------	-------	-----------

Girder

H_w	620.000 mm	B_1	305.000 mm	B_2	305.000 mm
t_w	21.000 mm	t_{t1}	40.000 mm	t_2	40.000 mm

■ Section Stiffness

Before

A_s	37420.000 mm ²	
$I_{y,s}$	3077487333.333 mm ⁴	

After

A_c	72308.382 mm ²	
$I_{y,c}$	8047105123.309 mm ⁴	

$I_{z,a}$	189629318.333	mm ⁴
$C_{y,a}$	152.500	mm
$C_{z,a}$	350.000	mm

$I_{z,c}$	3096994444.989	mm ⁴
$C_{y,c}$	152.500	mm
$C_{z,c}$	599.691	mm

Crack

A_c	41440.000	mm ²
$I_{y,c}$	4022997808.045	mm ⁴
$I_{z,c}$	521343658.151	mm ⁴
$C_{y,c}$	152.500	mm
$C_{z,c}$	398.989	mm

2 Bending Resistance

2.1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name: dLCB5

$N_{a,Ed}$	-0.020	kN
$N_{c,Ed}$	-3.410	kN
$M_{a,Ed}$	216.322	kN · m
$M_{c,Ed}$	197.591	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-152.500	mm	z_1	100.309	mm	σ_1	-25.925	MPa
	y_2	-10.500	mm	z_2	100.309	mm	σ_2	-27.031	MPa
Right	y_1	152.500	mm	z_1	100.309	mm	σ_1	-28.301	MPa
	y_2	10.500	mm	z_2	100.309	mm	σ_2	-27.195	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-152.500	mm	z_1	-599.691	mm	σ_1	40.468	MPa
	y_2	-10.500	mm	z_2	-599.691	mm	σ_2	39.361	MPa
Right	y_1	152.500	mm	z_1	-599.691	mm	σ_1	38.091	MPa
	y_2	10.500	mm	z_2	-599.691	mm	σ_2	39.198	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	60.309	mm	σ_1	-23.319	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-599.691	mm	σ_2	35.486	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

- Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 635.994 mm

N_{slab} = 4284.167 kN

$N_{q,top}$ = 4509.967 kN (Upper side of PNA)

$N_{q,bot}$ = 8774.133 kN (Lower side of PNA)

$$M_{pl,Rd} = 5171.829 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_{pl} = 339.006 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = \beta M_{pl,Rd} = 5171.829 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

here, $\beta = 1.000$

$$M_{Rd} = 5171.829 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 413.913 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

2 Bending Resistance

2.2 Negative Moment

■ Design load

Load combination name: cLCB2

N _{s,Ed}	-0.020	kN
N _{c,Ed}	16.873	kN
M _{s,Ed}	216.322	kN · m
M _{c,Ed}	-5.491	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y ₁	-152.500	mm	z ₁	301.011	mm	σ ₁	-26.887	MPa
	y ₂	-10.500	mm	z ₂	301.011	mm	σ ₂	-23.998	MPa
Right	y ₁	152.500	mm	z ₁	301.011	mm	σ ₁	-20.682	MPa
	y ₂	10.500	mm	z ₂	301.011	mm	σ ₂	-23.571	MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-152.500	mm	z ₁	-398.989	mm	σ ₁	21.362	MPa
	y ₂	-10.500	mm	z ₂	-398.989	mm	σ ₂	24.251	MPa
Right	y ₁	152.500	mm	z ₁	-398.989	mm	σ ₁	27.566	MPa
	y ₂	10.500	mm	z ₂	-398.989	mm	σ ₂	24.678	MPa

Web

Right	y ₁	0.000	mm	z ₁	261.011	mm	σ ₁	-21.028	MPa
	y ₂	0.000	mm	z ₂	-358.989	mm	σ ₂	21.707	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

- Plastic resistance moment, M_{pl,Rd}

$$\text{Plastic NA} = 455.503 \text{ mm}$$

$$N_{slab} = 0.000 \text{ kN}$$

$$N_{rbar} = 1573.043 \text{ kN}$$

$$N_{Q,top} = 5855.528 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA})$$

$$N_{Q,bot} = 7428.572 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$M_{pl,Rd} = 4286.292 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{pl,Rd} = 4286.292 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 4286.292 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 210.831 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name: cLCB5

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= -27.808 \text{ kN} \\ M_{a,Ed} &= 218.322 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{c,Ed} &= 49.584 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_{Ed,a} &= -211.273 \text{ kN} \\ V_{Ed,c} &= -218.070 \text{ kN} \\ V_{Ed} &= -427.343 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 2023.243 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{Ed,t} &= 2023.243 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{Ed,b} &= 379.715 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Stress

Top Flange

Part	Coordinate	Unit	Coordinate	Unit	Stress	Unit	
Left	y ₁	-152.500	mm	z ₁	100.309	mm	σ ₁ = -26.191 MPa
	y ₂	-10.500	mm	z ₂	100.309	mm	σ ₂ = -25.643 MPa
Right	y ₁	152.500	mm	z ₁	100.309	mm	σ ₁ = -25.014 MPa
	y ₂	10.500	mm	z ₂	100.309	mm	σ ₂ = -25.562 MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-152.500	mm	z ₁	-599.691	mm	σ ₁ = 27.326 MPa
	y ₂	-10.500	mm	z ₂	-599.691	mm	σ ₂ = 27.874 MPa
Right	y ₁	152.500	mm	z ₁	-599.691	mm	σ ₁ = 28.504 MPa
	y ₂	10.500	mm	z ₂	-599.691	mm	σ ₂ = 27.956 MPa

Web

Right	y ₁	0.000	mm	z ₁	60.309	mm	σ ₁ = -22.544 MPa
	y ₂	0.000	mm	z ₂	-599.691	mm	σ ₂ = 24.857 MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

■ Plastic resistance moment, M_{pl,Rd}

$$\text{Plastic NA} = 635.994 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} N_{slab} &= 4284.167 \text{ kN} \\ N_{q,top} &= 4509.967 \text{ kN} \\ N_{q,bot} &= 8774.133 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_{pl,Rd} = 5171.829 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ Calculation, V_{dw,Rd}

Web

■ Contribution from the web

$$\alpha = a/h_w = 0$$

$$k_t = 4.1 + (6.3 + 0.18 \cdot I_{st}/(t^3 \cdot h_w)) / \alpha^2 + 2.2 \cdot (I_{st}/(t^3 \cdot h_w))^{1.5} = 0$$

$$I_{st} = 348455.660 \text{ mm}^4$$

$$t = 21.000 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \sigma) = 0.420$$

$$X_w = \eta = 1.200 \quad \lambda_w < 0.83/\eta$$

$$V_{DWRd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot Y_{M1}} = 2911.168 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 2911.168 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -427.343 \text{ kN}$$

$$\eta'_{3} = V_{Ed} / V_{DWRd} = 0.147 \leq 1.0$$

■ Contribution from the flange

$$M_{tRd} = 3701.291 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

M_{tRd} is calculated as M_{pLRd} but neglecting the web contribution.

$$\text{Reduction factor for } N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{t1} + A_{t2}) \cdot f_{yf} / Y_{M0}} = 0.997$$

$$M_{tRd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{tRd} = 3689.494 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{bLRd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot Y_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{tRd}} \right)^2 \right) = 0.000 \text{ kN}$$

where, $M_{tRd} = 3689.494 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{Ed} = 2023.243 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (Taken as the greatest value of $(\sum \sigma)W$)

$$c = a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 0.000$$

■ Check Shear Resistance

$$V_{Ed} / (V_{DWRd} + V_{bLRd}) = 0.147 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : dLCB2

N_{Ed}	=	49.197	kN
M_{Ed}	=	192.339	kN · m
V_1	=	-158.480	kN
V_2	=	-139.928	kN
M_1	=	780.637	kN · m
M_2	=	408.662	kN · m
$M_{d,Rd}$	=	5171.829	kN · m
$M_{d,Rd}$	=	3090.065	kN · m

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

$$\begin{aligned}
 L &= 1.000 \text{ m} \\
 c &= C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2 \\
 \gamma &= c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.000 \\
 \mu &= V_2 / V_1 = 0.883 \\
 \Phi &= 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.506 \\
 m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.298 \\
 m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.298 \\
 m &= \text{Min}(m_1, m_2) = 1.298 \\
 \alpha_{LT} &= 0.760 \\
 \lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{f_y / E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{we}) / (3 \cdot A)} = 0.133 \\
 \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.483 \\
 X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{Rd} &= 5171.829 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 5171.829 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$\begin{aligned}
 X_{LT,N} &= 1.000 \\
 N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 25669.475 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.039106372$$

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name: dLCB5

$$\begin{aligned}
 N_{c,Ed} &= 3579.740 \text{ kN} \\
 N_{c,t} &= 4264.167 \text{ kN} \\
 M_{Ed} &= 265.907 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 V_{Ed} &= -216.070 \text{ kN} \\
 M_{p,Rd} &= 5171.829 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{d,Rd} &= 3090.065 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned}
 P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 97.988 \text{ kN} \\
 P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 91.363 \text{ kN} \\
 P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 91.363 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

where, $f_u = 540.000 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 1 && \text{for } h_{sc}/d > 4 \\
 \text{Num.} &= 2 \\
 d &= 19.000 \text{ mm} \\
 h_{sc} &= 150.000 \text{ mm} \\
 \text{Space} &= 400.000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned}
 v_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 260.677 \text{ kN/m} \\
 v_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 458.813 \text{ kN/m} \\
 v_{L,Ed} &< v_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}
 \end{aligned}$$

7 Resistance to Fatigue

- Design load

Load combination name: cLCB1

$$F_z = -144.261 \text{ kN}$$

- Shear stress range for the connector

$$\Delta\tau = F_{sc} / A_{sc} = 57.029 \text{ MPa}$$

where, $F_{sc} = V_{L,Ed} \cdot \text{space of stud} / \text{number of stud} = 16.169 \text{ kN}$

$$A_{sc} = 283.529 \text{ mm}^2$$

- Damage equivalent factor

$$\lambda_v = \lambda_{v,1} \cdot \lambda_{v,2} \cdot \lambda_{v,3} \cdot \lambda_{v,4} = 0.000$$

where, $\lambda_{v,1} = 1.550$

$$\lambda_{v,2} = 0.000$$

$$\lambda_{v,3} = 1.000$$

$$\lambda_{v,4} = 0.000$$

- Equivalent constant amplitude range of shear stress related to 2 million cycles

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta\tau = 0.000 \text{ MPa}$$

- Verification

$$\gamma_{Pf} \cdot \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mfs}) = 0.000 < 1$$

0 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name: cLCB15

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 97.988 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 91.363 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 91.363 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 68.522 \text{ kN}$$

where, $f_u = 540.000 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 2$$

$$d = 19.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 150.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 400.000 \text{ mm}$$

$$k_s = 0.750$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / l) = 220.574 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 342.610 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

Tutte le verifiche agli SLU e agli SLE risultano pertanto soddisfatte.

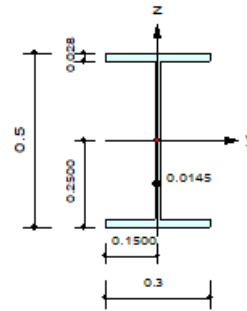
Le verifiche a fatica sopra riportate sono state effettuate in accordo con schemi di carico previsti nelle EC4.

17.6. Traversi

Si effettuano le verifiche a pressoflessione e taglio della sezione maggiormente del traverso all'appoggio, costituito da un profilo in acciaio HEB500.

1. Design Information

Design Code : Eurocode3-2:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 2063
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : Traverso appoggio (No:2)
 (Rolled : HEB500).
 Member Length : 1.06419



2. Member Forces

Axial Force : Fxx = -1640.5 (LCB: 3+, POS:J)
 Bending Moments : My = 843.241, Mz = 16.3176
 End Moments : Myi = 744.745, Myj = 843.241 (for Lb)
 Myi = 744.745, Myj = 843.241 (for Ly)
 Mzi = 0.51438, Mzj = 16.3176 (for Lz)
 Shear Forces : Fyy = -23.406 (LCB: 3-, POS:1/2)
 Fzz = -114.92 (LCB: 2-, POS:I)

Depth	0.50000	Web Thick	0.01450
Top F Width	0.30000	Top F Thick	0.02800
Bot.F Width	0.30000	Bot.F Thick	0.02800
Area	0.02390	Asz	0.00725
Oyb	0.16136	Ozb	0.01125
Iyy	0.00107	Izz	0.00013
Ybar	0.15000	Zbar	0.25000
Wely	0.00429	Welz	0.00084
ry	0.21200	rz	0.07270

3. Design Parameters

Unbraced Lengths : Ly = 1.06419, Lz = 1.06419, Lb = 1.06419
 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

Axial Resistance

$$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 1640.55/8484.50 = 0.193 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 843.24/1708.97 = 0.493 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 16.318/455.585 = 0.036 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

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

$$R_{\text{max}1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\text{Beta}}$$

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

$$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{\text{max}} = \text{MAX}[R_{NRd}, R_{\text{max}1}, (R_{\text{oom}} + R_{\text{bend}}), \text{MAX}(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.756 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.007 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.062 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

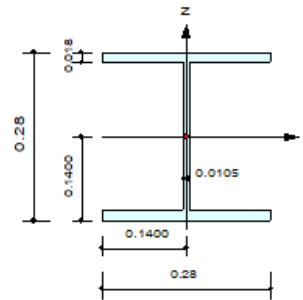
Tutte le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

17.7. Traversi di sollevamento

Si effettuano le verifiche a pressoflessione e taglio della sezione maggiormente del traverso di sollevamento, costituito da n.2 profili HEB280 affiancati. Si ottiene:

1. Design Information

Design Code : Eurocode3-2:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 6313
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : Traverso sollevamento (No:5)
 (Rolled : HEB280).
 Member Length : 0.26605



2. Member Forces

Axial Force : Fxx = 107.072 (LCB: 28, POS:I)
 Bending Moments : My = -169.04, Mz = 112.920
 End Moments : Myi = -169.04, Myj = -118.19 (for Lb)
 Myi = -169.04, Myj = -118.19 (for Ly)
 Mzi = 112.920, Mzj = 89.1990 (for Lz)
 Shear Forces : Fyy = 89.1601 (LCB: 28, POS:1/2)
 Fzz = -310.25 (LCB: 1-, POS:I)

Depth	0.28000	Web Thick	0.01050
Top F Width	0.28000	Top F Thick	0.01800
Bot.F Width	0.28000	Bot.F Thick	0.01800
Area	0.01310	Asz	0.00294
Cyb	0.07032	Czb	0.00980
Iyy	0.00019	Izz	0.00007
Ybar	0.14000	Zbar	0.14000
Wely	0.00138	Welz	0.00047
ry	0.12100	rz	0.07090

3. Design Parameters

Unbraced Lengths : Ly = 0.26605, Lz = 0.26605, Lb = 0.26605
 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

Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 107.07/4650.50 = 0.023 < 1.000$ O.K

Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 169.039/544.570 = 0.310 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 112.920/252.875 = 0.447 < 1.000$ O.K

Combined Resistance
 $RNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$
 $R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$
 $R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{max} = \text{MAX}[RNRd, R_{max1}, (R_{oom} + R_{bend})] = 0.780 < 1.000$ O.K

Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.041 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.372 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0011 > 0.0000$ (Memb:6313, LCB: 21, POS: 0.1m, Dir-Z)..... O.K

Tutte le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

Si effettua, inoltre, la verifica a taglio dei profili tubolari verticali ($\phi 508\text{mm}$, $s=16\text{mm}$) che fungono da guida e ritegno per le traslazioni orizzontali per il traverso di sollevamento.

La massima azione orizzontale agente risulta:

$$V_{Ed} = 35.00 \text{ kN}$$

Si determina la resistenza a taglio del singolo ritegno:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{247 \times 204.96}{1.05 \times 1000} = 48.21 \text{ kN}$$

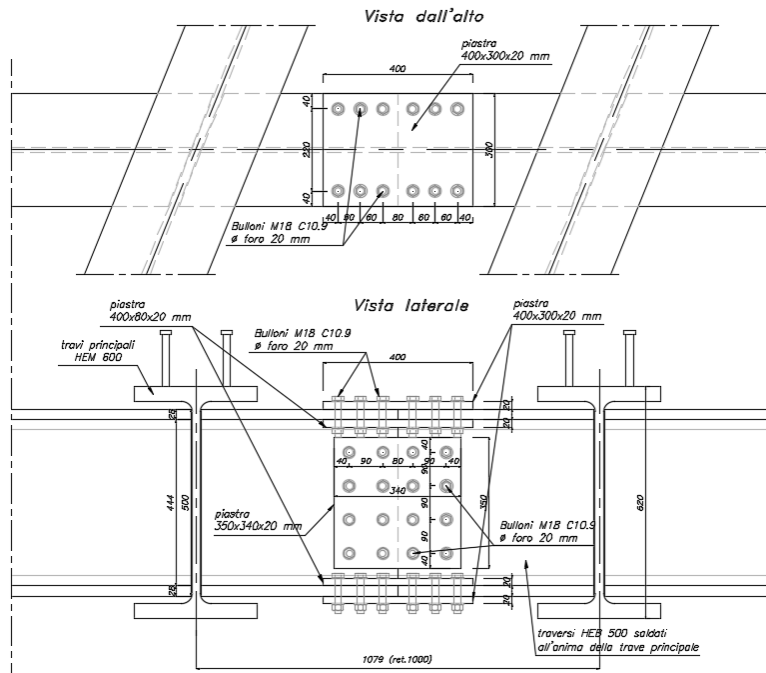
Risulta pertanto:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

La verifica è soddisfatta.

18. VERIFICA DELLE UNIONI BULLONATE

Si effettua la verifica dell'unione bullonata prevista sul traverso dell'impalcato.



Unione bullonata sul traverso

Il traverso maggiormente sollecitato nella sezione di mezzeria presenta i seguenti valori massimi di componenti di azione interna:

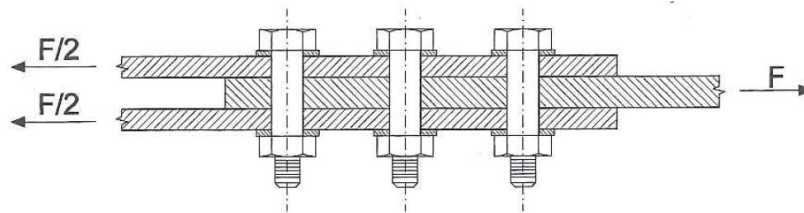
$$N_{sd} = 1868.50 \text{ kN} \quad (\text{comb. SLU1})$$

$$M_{sd} = -181.45 \text{ kNm} \quad (\text{comb. SLU1})$$

Si considera lo sforzo normale nel traverso ripartito sui n.40 bulloni M18 del giunto (n.16 di anima e n.12+12 di ala per ciascun lembo collegato), si assegna invece esclusivamente ai coprigiunti di ala (n.12 bulloni per ciascun lembo collegato dal coprigiunto superiore o inferiore) la sollecitazione flettente considerando agente sulle ali superiore e inferiore nullo sforzo $N=M_{sd}/e$.

Determinando quindi il valore della sollecitazione $F_{v,sd}$ sul gambo del bullone maggiormente sollecitato a taglio in corrispondenza del coprigiunto d'ala, si ottiene:

$$V_{T,max} = \frac{N_{sd}}{n_b} + \frac{M_{sd}}{e \times n_b} = \frac{1868.50}{2 \times 40} + \frac{181.45}{0.47 \times 2 \times 12} = 39.44 \text{ kN}$$



Si determina quindi la resistenza a taglio del bullone M18 classe 10.9 con piano di taglio che attraversa la parete filettata del gambo:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \times f_{tb} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.5 \times 900 \times 192}{1.25 \times 1000} = 69.12 \text{ kN}$$

Si ottiene quindi:

$$V_{T,max} < F_{v,Rd}$$

La verifica del bullone sollecitato a taglio è pertanto soddisfatta.

19. VERIFICA DELLE UNIONI SALDATE

Si effettua la verifica della saldatura (a completo ripristino della resistenza della sezione) prevista per il collegamento del traverso alle trave principale, in accordo con quanto previsto nelle UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3, facendo riferimento al nodo maggiormente sollecitato.

Per tale unione si prevedono saldature a cordone d'angolo disposti lungo l'anima del traverso e all'intradosso delle ali dello stesso, da realizzare in officina.

A favore di sicurezza si considerano nella verifica i soli n.2 cordoni d'angolo previsti lungo l'anima del traverso, aventi le seguenti caratteristiche:

$L = 440\text{mm}$ (lunghezza del singolo cordone)

$b = 14\text{mm}$

$a = 10\text{mm}$ (altezza della gola)

Le sollecitazioni emerse nella sezione di estremità del traverso maggiormente sollecitato risultano:

$N_{Sd} = -1868.50\text{ kN}$ (COMB. SLU1)

$M_{Sd} = -181.45\text{ kNm}$ (COMB. SLU1)

$V_{Sd} = 148.23\text{ kN}$ (COMB. SLU1)

Si ottiene pertanto:

Sollecitazioni	
N (N)	1868500
T_{\parallel} (N)	148230
T_{\perp} (N)	0
M (Nmm)	181450

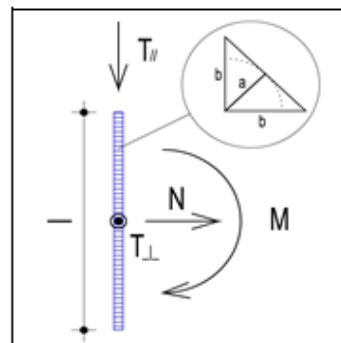
Dati saldatura	
Acciaio	S355
b (mm)	14
l (mm)	440
n° cordoni	2
γ_{M2}	1.25
a (mm)	9.90

Verifica con formula 4.2.76

$F_{wEd}/F_{wRd} \leq 1$ con $F_{wRd} = a \cdot f_w / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$

β_w	0.9
$f_{wEd} (\text{N/mm}^2)$	281.732
$F_{T\parallel} (\text{N/mm})$	168.443
$F_{T\perp} (\text{N/mm})$	0.000

$F_{wEd} (\text{N/mm})$	2132.769
$F_{wRd} (\text{N/mm})$	2591.016



$f_{yk} (\text{N/mm}^2)$	355
$f_{tk} (\text{N/mm}^2)$	510

$F_{T\text{TOT}} (\text{N/mm})$	168.443
$F_{\perp N} (\text{N/mm})$	2123.295
$F_{\perp M} (\text{N/mm})$	2.812
$F_{\perp\text{TOT}} (\text{N/mm})$	2126.107

S/R	OK
0.823	

Verifica con formula 4.2.78 e 4.2.79

$$\sqrt{(n_{1\perp}^2 + t_{1\perp}^2 + t_{1\parallel}^2)} \leq \beta_1 f_{yk}$$

$$|n_{1\perp}| + |t_{1\perp}| \leq \beta_2 f_{yk}$$

β_1	0.7
β_2	0.85
$t_{1\parallel}$ (N/mm ²)	17.0153
$t_{1\perp}$ (N/mm ²)	0.0000

n_{1N} (N/mm ²)	214.4852
n_{1M} (N/mm ²)	0.2840
$n_{1\parallel}$ (N/mm ²)	214.7693

$\sqrt{(n_{1\perp}^2 + t_{1\perp}^2 + t_{1\parallel}^2)}$	215.4422
$\beta_1 f_{yk}$	248.5000

S/R	OK
0.87	

$ n_{1\perp} + t_{1\perp} $	214.7693
$\beta_2 f_{yk}$	301.7500

S/R	OK
0.71	

La verifica dei cordoni d'angolo è pertanto soddisfatta.

20. VERIFICA DI PORTANZA DEI MICROPALI

Si effettua la verifica di portanza del micropalo di fondazione $\phi 240\text{mm}$ maggiormente sollecitato a compressione, per il quale si prevede una lunghezza $L=20\text{m}$.

Dal calcolo risultano i seguenti valori di N_{\max} (compressione massima) in testa ai pali:

- $N_{\max\text{-SLU}} = -586.58 \text{ kN}$
- $N_{\max\text{-SISMAX}} = -613.49 \text{ kN}$
- $N_{\max\text{-SISMAY}} = -454.86 \text{ kN}$

Facendo riferimento ai parametri dei terreni e le stratigrafie riportati nella relazione geologico-geotecnica, si ottiene:

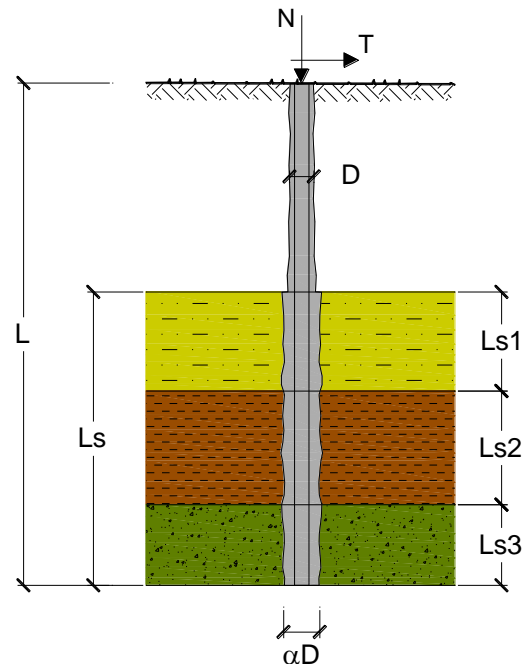
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Ponte definitivo Bardella

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	192.88	420.61	613.49
T (kN)	0.00	0.00	0.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.10	1.20	1.30	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ζ_r	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ζ_f	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.24 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 19.00 (m)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 30.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
argille limose	8.00	1.20	0.29	0.070	0.070	0.036	259.17
sabbie argillose	11.00	1.20	0.29	0.100	0.100	0.051	509.08
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

$Ls = 19.00 (m)$ $Ql = 768.25 (kN)$

Capacità portante di punta

$Qp = \%Punta * Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 15\%$ $Qp = 115.24 (kN)$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 883.49 (kN)$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.44$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k * D_{am}$): 5.81 (N/mm²)

$Pk = 2 * (\beta * Earm * Jarm)^{0.5}$

$\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 10916.95 (MN)$

$\eta = 17.79$

La verifica di portanza è pertanto soddisfatta.

ALLEGATI

ALLEGATO 1 - TABULATI DI CALCOLO

I tabulati relativi all'output del programma di calcolo Midas Civil 2019 sono allegati al presente progetto in formato digitale.