



REGIONE DEL VENETO

AREA TUTELA E SVILUPPO DEL TERRITORIO - DIREZIONE INFRASTRUTTURE TRASPORTI E LOGISTICA

UO INFRASTRUTTURE STRADE E CONCESSIONI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Ing. Marco d'Elia

SISTEMA FERROVIARIO METROPOLITANO REGIONALE

S. F. M. R.

(Atto del 06/12/2016)

LINEE VENEZIA-QUARTO D'ALTINO e MESTRE-TREVISO

ELIMINAZIONE DEI P.L. AL km 1+337 e km 1+445

VENEZIA - Via Gazzera Alta

PROGETTO ESECUTIVO

INTERVENTO 1.09bis				N° ELABORATO	
OPERE D'ARTE Coperture su scolo Roviego e Allacciante di Ponente Impalcato 1 con fondazioni su diaframmi Relazione di calcolo				08.01.00.00	
				SCALA	
				-	
				NOME FILE	
				0409E02-08010000-RR001_E00	
E00	Emissione		08/2019	C. Giomo	R. Zanon
Revisione	Descrizione		Data	Redatto	Verificato
COMMESSA		DOCUMENTO	REV.	TAVOLA	
0409E02		R RC 001	E00	1 di 1	
Il Direttore Tecnico Ing. Stefano Susani		Il Responsabile dell'integrazione fra le prestazioni specialistiche Ing. Michele Fioratti		Il Progettista Ing. Roberto Zanon	
 Via Squero, 12 - 35043 Monselice (PD)					

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA.....	5
3	MATERIALI	6
3.1	VALORI CARATTERISTICI E DI PROGETTO	6
3.2	DURABILITA'	8
4	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	9
4.3	CONCEZIONE STRUTTURALE	11
4.4	ANALISI DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE.....	11
5	ASPETTI GEOTECNICI.....	14
5.1	STRATIGRAFIA DEL TERRENO DI FONDAZIONE	14
5.2	CARATTERISTICHE DEL RILEVATO	14
6	PARAMETRI DI CALCOLO.....	15
6.1	CODICI DI CALCOLO	15
6.2	COMBINAZIONI GEOTECNICHE PER S.L.U. STATICO	16
6.3	ANALISI PER S.L.E. IN CONDIZIONI STATICHE.....	18
6.4	ANALISI IN CONDIZIONI SISMICHE	19
7	ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI.....	20
7.1	AZIONI ELEMENTARI DI CARICO	20
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	31
8	DEFINIZIONE DEL TELAIO BIDIMENSIONALE	37
8.1	SCHEMA STATICO STRUTTURALE	37
8.2	PERIODO FONDAMENTALE DELLA STRUTTURA.....	38
9	CALCOLO DELLE NERVATURE PRECOMPRESSE	40
9.1	FASI COSTRUTTIVE	41
9.2	STUDIO DELLE FASI DI CALCOLO.....	41
9.3	FASE INIZIALE AL TAGLIO DEI TREFOLI.....	42
9.4	CALCOLO DELLE PERDITE DIFFERITE.....	47
9.5	FASE INIZIALE DI POSA IN OPERA.....	50
9.6	FASE DI ESERCIZIO CON SEZIONE COMPOSTA.....	51
9.6.1	Verifica in esercizio per combinazione quasi permanente	52
9.6.2	Verifica in esercizio per combinazione frequente	53

9.6.3	Soletta: verifica per combinazione SLE fr (campata)	54
9.7	VERIFICA A SLU CON SEZIONE COMPOSTA	55
9.8	VERIFICA STAFFE DI CONNESSIONE TRAVE-SOLETTA	58
10	VERIFICA DEGLI ALTRI ELEMENTI STRUTTURALI	60
10.1	SEZIONI D'IMPALCATO ALLE ESTREMITÀ	60
10.1.1	Verifica a SLU statica e sismica	60
10.1.2	Verifica alle estremità della soletta a fessurazione (SLE fr)	65
10.2	CALCOLO DELLA DEFORMAZIONE D'IMPALCATO ALL'AZIONE DEI SOVRACCARICHI IN ESERCIZIO	68
10.3	CORDOLO DI COLLEGAMENTO	69
10.3.1	Verifica dell'armatura verticale (SLU - SLV)	69
10.3.2	Verifica del cordolo a SLE fr per fessurazione	72
10.3.3	Verifica a taglio al collegamento coi diaframmi (SLU STR)	73
10.3.4	Verifica dell'armatura orizzontale (SLU)	74
10.4	DIAFRAMMI DI FONDAZIONE	78
10.4.1	Verifica a taglio alla base del cordolo (SLU STR)	82
10.4.2	Verifica dei diaframmi in fase provvisoria (SLU STR)	86
10.4.3	Verifica a fessurazione	88
10.5	VERIFICA DELL'INTELAIATURA DI SOSTEGNO AL PASSAGGIO PER MANUTENZIONE	90
10.5.1	Analisi dei carichi	92
10.5.2	Risultati tensionali per SLU	94
10.5.3	Collegamento tra profili HEA 400	98
10.5.4	Abbassamenti in SLE rara	100
10.5.5	Reazioni Vincolari	101
11	VERIFICA DI PORTANZA DEI DIAFRAMMI	103
11.1	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO	103
11.2	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE	106
11.2.1	Verifiche SLU – Approccio adottato	108
11.2.2	Verifica della capacità portante limite verticale	109
12	VASCA DI RIVESTIMENTO DEL CANALE	111
12.1	VERIFICA A GALLEGGIAMENTO	111
12.2	VERIFICA RESISTENZA	113
12.2.1	Soletta	113
12.2.2	Ritti	114
12.2.3	Verifica a taglio	115



12.3	VERIFICA A FESSURAZIONE.....	116
12.3.1	Soletta	116
12.3.2	Ritti	119

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo si riferisce all'opera d'arte, denominata **“Impalcato 1”** da realizzare nell'ambito **dell'intervento 1.09bis** della 1^a fase SFMR. L'intervento, nel suo complesso, prevede il completamento delle opere viarie denominate “Raccordo Via Brendole – Castellana, necessarie per l'eliminazione dei PL posti alle progressive km 1+337 della linea Venezia – Quarto d'Altino e km 1+445 della linea Mestre - Treviso ricadenti nel territorio del comune di Venezia.

In particolare, oggetto della presente relazione è il calcolo delle strutture relative alla copertura della zona di biforcazione dello scolo Roviego da cui si diparte il collettore Allacciante di Ponente posta ad ovest della Tangenziale di Mestre.

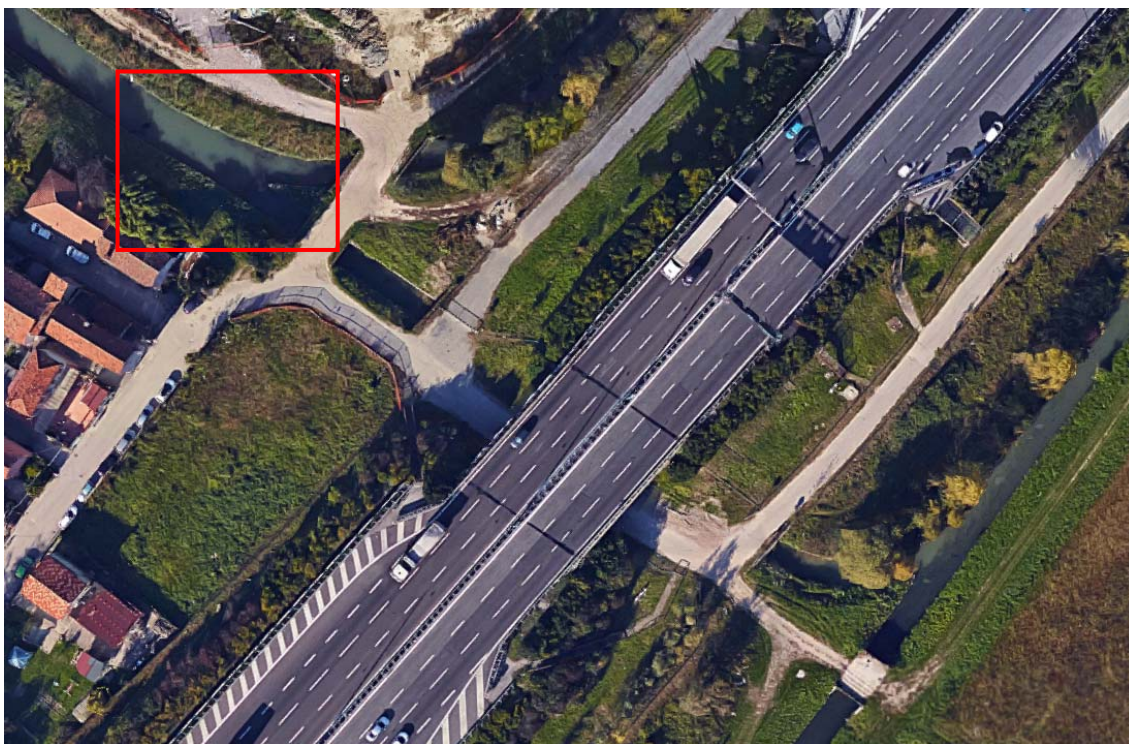


Figura 1.1 – Vista planimetrica della zona oggetto di intervento

Le strutture relative alla “copertura 1” sono costituite da un impalcato realizzato con travi precomprese collaboranti con una soletta superiore e con i cordoli di appoggio, posti sulla sommità dei diaframmi di sp. 60 cm.

2 **NORMATIVA**

- Legge 05.11.1971, N. 1086, “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 14-01-2008 “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 – 2 febbraio 2009
- UNI 11104:2016, Specificazione, prestazione, produzione e conformità. Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1.

Costituiscono complemento e integrazione gli Eurocodici recepiti dall’UNI

La progettazione delle opere è stata redatta secondo il Decreto Ministeriale delle Infrastrutture del 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e non secondo il nuovo D.M. delle Infrastrutture del 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni" essendo l’affidamento alla progettazione antecedente a tale data come espressamente indicato all’Art.2 del D.M. 17/01/2018.

3 MATERIALI

3.1 VALORI CARATTERISTICI E DI PROGETTO

Per la realizzazione delle opere, sono previsti i seguenti materiali:

Calcestruzzi per c.a.:

- $R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$ per diaframmi
- $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$ per fondazioni ed elevazioni
- $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$ per solette
- $R_{ck} \geq 55 \text{ MPa}$ per travi precomprese

Acciai da c.a. e c.a.p.:

- Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata B450C
- Acciaio armonico stabilizzato per trefoli diametro nominale 0,6"

Di seguito si riportano le caratteristiche dei singoli materiali utilizzati. Per semplicità il coefficiente di dilatazione termica è stato assunto pari a $1E-5 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, sia per l'acciaio che per il calcestruzzo.

- Calcestruzzo $R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$
 - $E_c = 31447 \text{ MPa}$
 - $f_{ck} = 24,9 \text{ MPa}$
 - $f_{cd} = 14,11 \text{ MPa}$
 - $f_{ctd} = 1,19 \text{ MPa}$
- Calcestruzzo $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
 - $E_c = 33643 \text{ MPa}$
 - $f_{ck} = 33,2 \text{ MPa}$

- $f_{cd} = 18,8 \text{ MPa}$
- $f_{ctd} = 1,45 \text{ MPa}$
- Calcestruzzo $R_{ck} \geq 55 \text{ MPa}$
 - $E_c = 36416 \text{ MPa}$
 - $f_{ck} = 45,65 \text{ MPa}$
 - $f_{cd} = 25,87 \text{ MPa}$
 - $f_{ctd} = 1,79 \text{ MPa}$
- Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata B450C
 - $E_s = 210000 \text{ MPa}$
 - $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
 - $f_{yd} = 450 / 1.15 = 390 \text{ MPa}$
 - $L_{ancoraggio} \geq 40 \Phi$ (se non diversamente indicato nelle tavole)
- Acciaio armonico stabilizzato per trefoli diametro nominale 6/10"
 - Tensione caratteristica a rottura $f_{ptk} \geq 1860 \text{ Mpa}$
 - Tensione caratteristica all'1% di def. sotto carico $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ Mpa}$
 - Tensione iniziale al martinetto $\sigma_{spi} = 1250 \text{ Mpa}$
 - Modulo elastico istantaneo $E_p = 200000 \text{ Mpa}$
- Acciaio strutturale UNI EN 10025-2 S 355
 - Tensione caratteristica a snervamento $f_{yk} \geq 355 \text{ Mpa}$
 - Coeff. sicurezza materiali: (cl. 1 ÷ 4): $\gamma_{s,M0} = 1,05$
 - Snervamento di progetto: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 338 \text{ MPa}$

3.2 DURABILITA'

In base all'analisi delle caratteristiche dell'ambiente, si identificano le seguenti classi di esposizione del calcestruzzo secondo la UNI 11104:

prospetto 4 Valori limiti per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
		XC0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
Massimo rapporto <i>a/c</i>	-		0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45		
Minima classe di resistenza ¹⁾	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30	28/35	28,35	32/40	35/45			
Minimo contenuto in cemento (kg/m³)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360			
Contenuto minimo in aria (%)													3,0 ²⁾					
Altri requisiti												Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ³⁾		

¹⁾ Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.

b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

¹⁾ Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.
^{a)} Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.
^{b)} Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

- relativamente alle solette degli impalcati e l'intradosso delle nervature:

XC4: Ciclicamente asciutto e bagnato.

XF4: Elevata saturazione d'acqua, con agente antigelo

Queste classi corrispondono ad un ambiente moderatamente aggressivo

- relativamente alle opere di elevazione:

XC4: Ciclicamente asciutto e bagnato.

XF2: Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.

- relativamente ai diaframmi:

XC2: Bagnato, raramente asciutto.

4 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'impalcato risulta costituito da travi in c.a.p. a trefoli pre-tesi, con sezione trapezia di altezza pari a 40 cm, luce di calcolo pari a $L = 7,0$ m; le travi sono collegate superiormente da una soletta in c.a. di spessore minimo 25 cm. Le travi hanno interasse di 62 cm, nei tratti in curva l'interasse è variabile di $64 \div 67.5$ cm.

La luce complessiva di ciascuna campata è di 7,2 m.

I dormienti di spalla in c.a. dell'impalcato hanno base minima pari a 70 cm e altezza pari a 50 cm; essi poggiano su diaframmi aventi spessore 60 cm e lunghezza complessiva pari a 12 m.

Nella figura seguente si riporta la conformazione in pianta dell'impalcato.

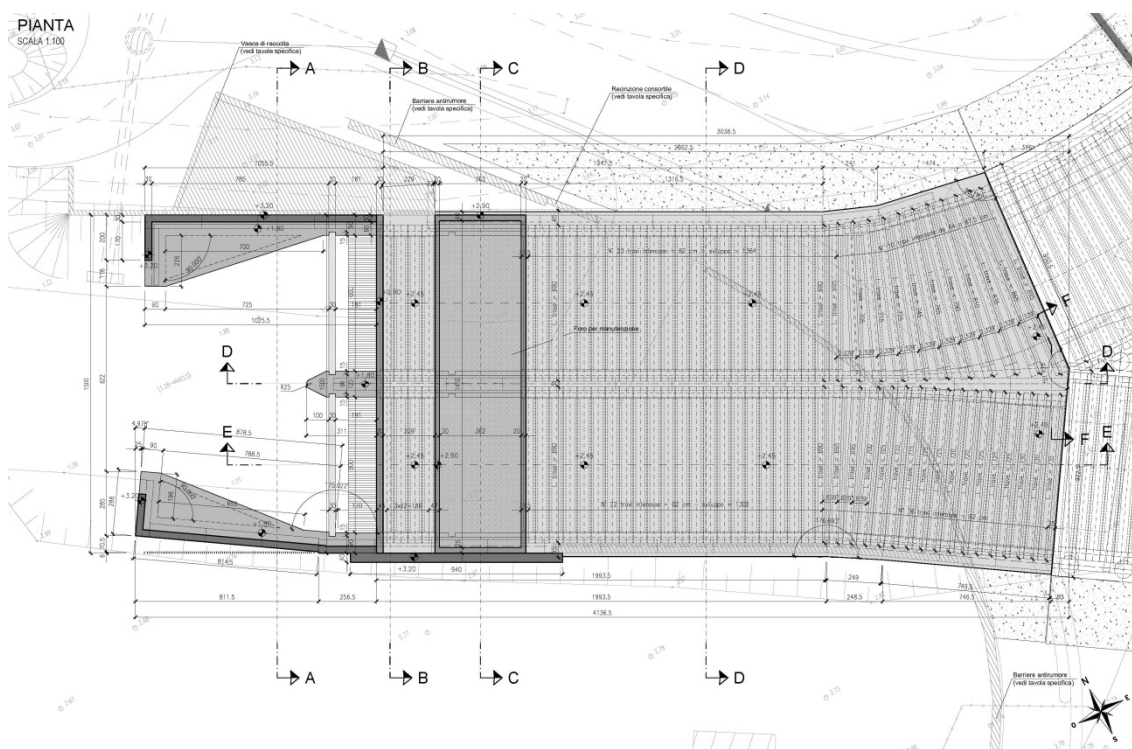


Figura 4.1 – Impalcato 1– Pianta

SEZIONE B-B
SCALA 1:50

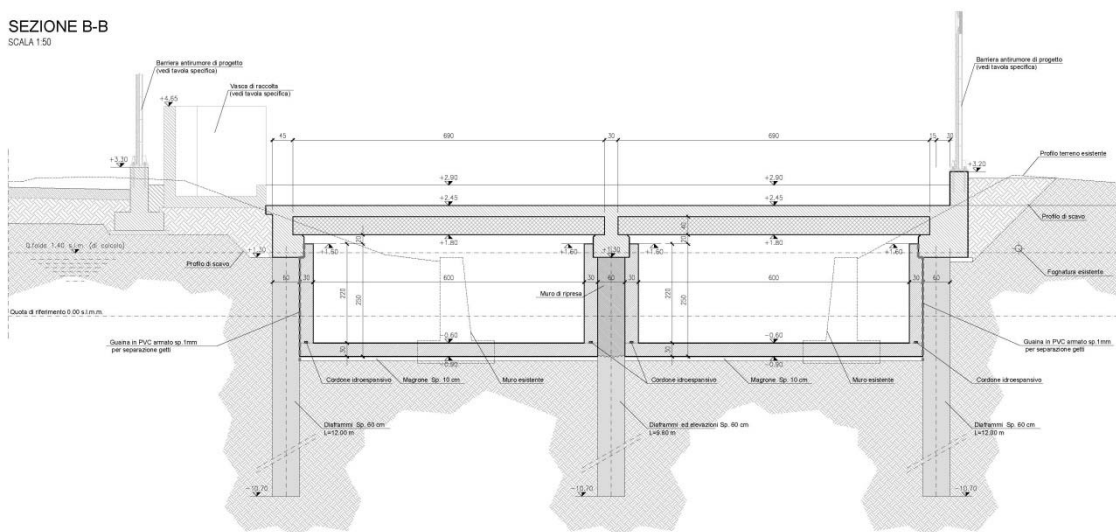


Figura 4.2 – Impalcato 1 – Sezione trasversale

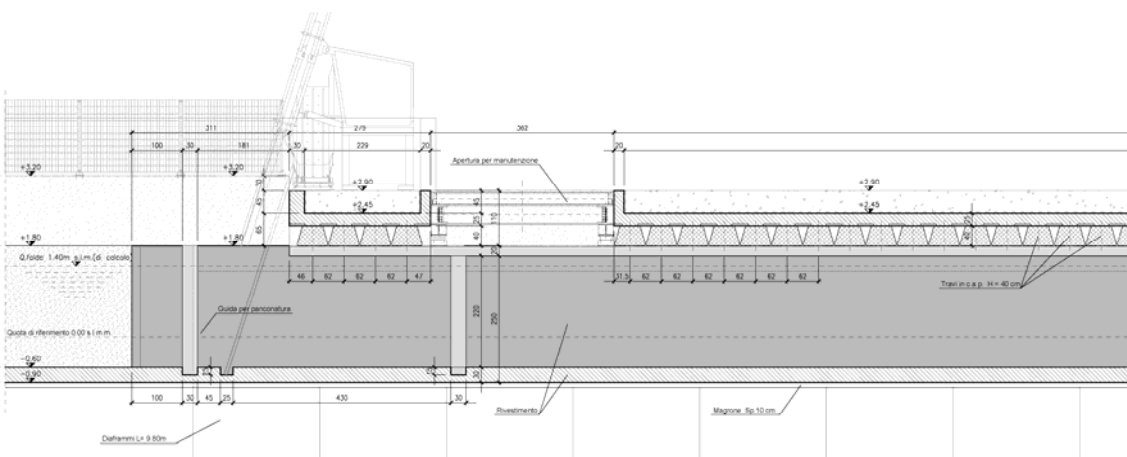


Figura 4.3 – Impalcato 1 – Sezione longitudinale

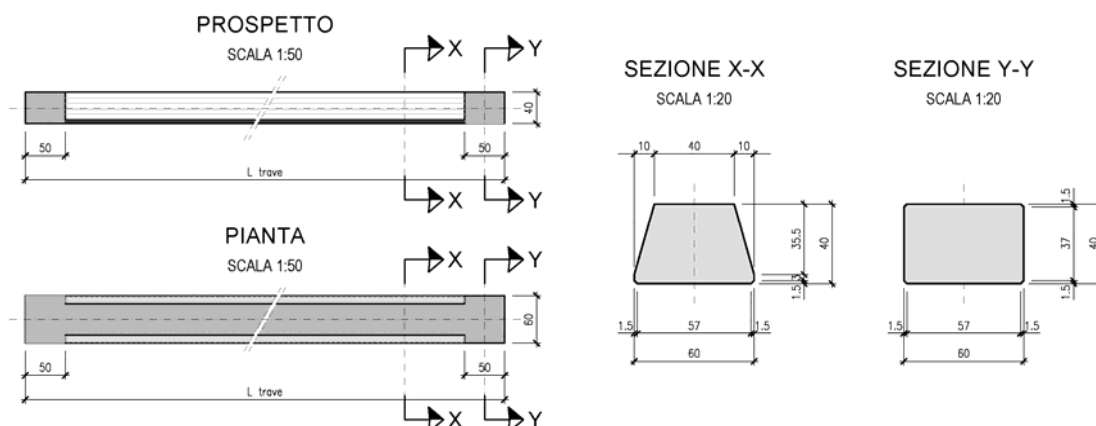


Figura 4.4 – Impalcato 1 – Carpenteria travi

4.3 CONCEZIONE STRUTTURALE

Per la composizione di strutture miste prefabbricate e gettate in opera che compongono la struttura d'impalcato in oggetto si è ritenuto opportuno introdurre una tipologia a piastra "integrale" con il sistema sostegni-fondazioni.

Tale schema costruttivo, oltre alla semplicità esecutiva, consente di eliminare di fatto elementi deperibili soggetti a periodica manutenzione e sostituzione, ovvero giunti ed appoggi. La problematica tipica delle tecnologie "integrali" rappresentata dalla zona di passaggio tra l'impalcato e il retrostante terrapieno è stata risolta con un miglioramento, a spessore variabile, del sottofondo in corrispondenza del rilevato a ridosso delle spalle.

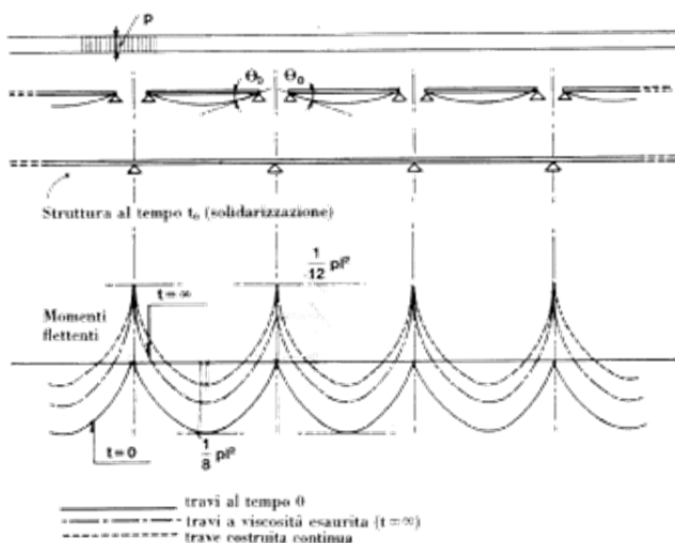
Le fasi realizzative dell'attraversamento saranno le seguenti:

- realizzazione dei diaframmi di fondazione ed elevazione;
- realizzazione del cordolo posto al di sopra dei diaframmi;
- posizionamento delle travi prefabbricate;
- realizzazione della soletta superiore di chiusura.

4.4 ANALISI DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE

L'opera in oggetto presenta un insieme di elementi strutturali a carattere eterogeneo, chiamati ad interagire mutuamente per far fronte ai carichi esterni.

In particolare si hanno elementi in cui la viscosità a lungo termine determina una variazione di schema statico di entità anche molto rilevante: si ha infatti che, nelle strutture in calcestruzzo isostatiche, la viscosità porta ad un aumento di deformazione, senza variazioni di sollecitazione. Se però viene variato lo schema statico, (come in questo caso, in cui le nervature precomprese vengono inglobate nel getto in opera generando incastro agli estremi), lo stato di sollecitazione migra nel tempo verso la condizione coerente con il nuovo schema.



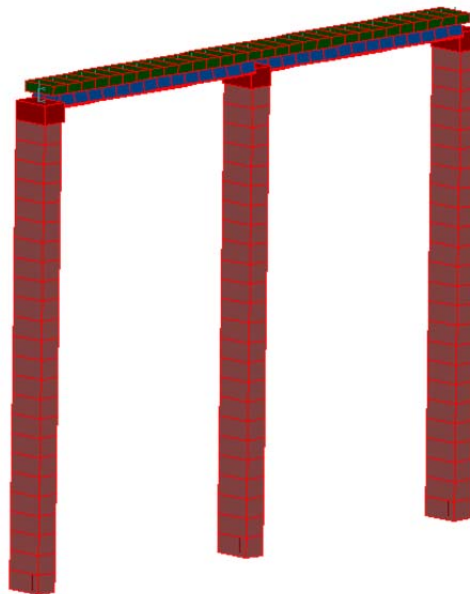
da “M. P. Petrangeli: - Costruzione di Ponti

Nei telai che contengono travi precomprese è quindi opportuno seguire un percorso di verifica per l'elemento singolo e un altro parallelo per la struttura nel suo insieme, a seconda delle varie condizioni di carico. Le sollecitazioni per le condizioni di carico a breve termine faranno riferimento allo studio della struttura nel suo complesso, cioè nervature, soletta, cordoli e pali: in questo schema statico la flessione agli estremi dovuta al peso proprio dell'impalcato si assumerà pari al 70% di quella che si avrebbe in condizioni iniziali di continuità.

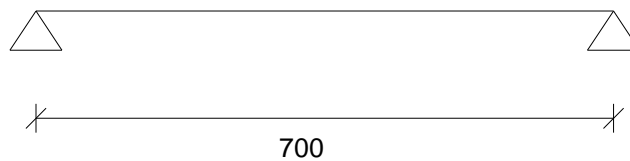
Data la regolarità della struttura, si è scelto di approssimare il calcolo in riferimento ad un telaio tipo bidimensionale di larghezza unitaria, con le dovute analisi relative alla posizione e ripartizione dei carichi (vedasi apposito capitolo).

Si eseguirà un primo calcolo senza introdurre il peso proprio dell'impalcato per il dimensionamento delle zone in campata; segue un secondo calcolo con il 70% del peso proprio dell'impalcato per il dimensionamento delle sezioni di estremità (per le quali si considera non efficace l'effetto di precompressione).

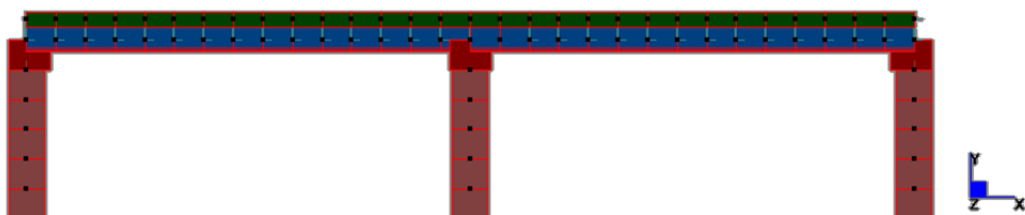
L'analisi sismica della struttura nel suo complesso viene condotta con il metodo statico delle azioni equivalenti.



Schema statico degli elementi strutturali nello schema a telaio



Schema statico per precompressione e peso proprio in fase iniziale



Schema statico dell'impalcato a nervature precomprese in fase di esercizio

5 ASPETTI GEOTECNICI

5.1 STRATIGRAFIA DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Con riferimento alla relazione geotecnica allegata al presente progetto, si considera la seguente stratigrafia per il terreno di fondazione:

Numero	DESCRIZIONE BANCO	Z iniz. (m)	Z fin. (m)	Spess. banco (m)	Z med. (m)	γ' (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Tipo di terreno	ϕ (°)	Cu (kPa)	Evc (kPa)	Eur (kPa)	Permeabilità (m/s)	OCR
1	RIPORTO COSTITUITO DA LIMO DEBOMENTE SABBIOSO E ARGILLOSO	0.00	1.00	1.00	0.50	9.00	18.00	19.00	GG	28	-	7500	12000	1.00E-07	4
2	ARGILLA LIMOSA E LIMO ARGILLOSO E ALTERNANZE	1.00	5.50	4.50	3.25	9.00	18.00	19.00	GF	22	30	3600	10800	1.00E-08	1.5
3	SABBIA DA FINE A MEDIA LIMOSA	5.50	18.50	13.00	12.00	9.00	18.00	19.00	GG	36	-	30000	48000	5.00E-05	1
4	ARGILLA LIMOSA E LIMO ARGILLOSO	18.50	25.00	6.50	21.75	9.00	18.00	19.00	GF	22	35	4000	12000	1.00E-08	1

Livello di falda di progetto: +1.40 m s.l.m.

Nel modello l'interazione struttura-terreno viene schematizzata con una stratigrafia di molle elastiche orizzontali alla Winkler; in base ai parametri geotecnici ed alle caratteristiche di fondazione è stata redatta la seguente parametrizzazione:

							var. con z
							$k_h = n_h \cdot Z / \Phi_{eq}$
n.strato	TIPO	Z _{iniziale} [m]	Z _{finale} [m]	Φ [°]	C _u [N/cm ²]	n _h [N/cm ³]	K _h [N/cm ³]
1	G.F	0	1	-	-	-	-
2	G.F	1	-	22	3	1,13	1,13
		-	5,5				6,19
3	G.G.	5,5	-	36	-	5	27,50
		-	18,5				76,00

5.2 CARATTERISTICHE DEL RILEVATO

Si considerano le seguenti caratteristiche del terreno:

$$\gamma_{sat} = 1900 \text{ daN/m}^3 ; \gamma' = 900 \text{ daN/m}^3 ; \phi' = 33^\circ$$

$$\text{coefficiente di spinta: } K_o = 1 - \sin(33^\circ) = 0,455$$

6 PARAMETRI DI CALCOLO

6.1 CODICI DI CALCOLO

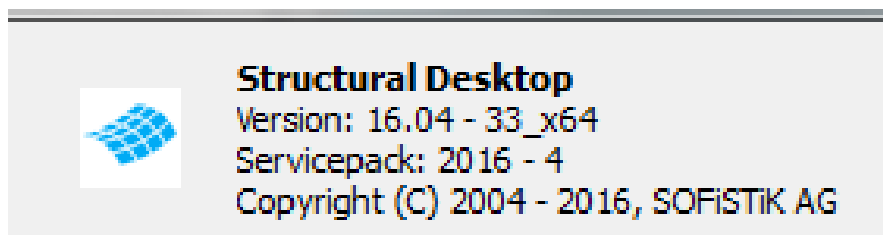
Dove espressamente non dichiarato, s'intenderanno assunte le seguenti convenzioni di segno:

- tensioni positive se di trazione (quindi negative se di compressione)
- tensioni positive se di trazione nelle armature
- tensioni positive se di compressione nel calcestruzzo
- sollecitazioni normali negative se di compressione
- deformazione positiva se di allungamento

Unità di misura: conformi al sistema S.I.:

- forze: Newton, multipli e sottomultipli
- lunghezze: metro, multipli e sottomultipli

La struttura nel suo complesso viene studiata utilizzando i programmi ad elementi finiti, STRAUS7 e SOFISTIK FEA:



Per verifiche specifiche si utilizzano fogli di calcolo elettronici (Microsoft Office Excel), algoritmi di compilazione diretta e il seguente software:



6.2 COMBINAZIONI GEOTECNICHE PER S.L.U. STATICO

Per le verifiche allo stato limite ultimo statico, sismico e stato limite di servizio si fa riferimento alle indicazioni riportate nelle “Norme tecniche per le costruzioni” (D.M. 14/01/2008).

La progettazione è eseguita simulando le varie fasi costruttive dell’opera.

Nel dimensionamento delle opere di ingegneria geotecnica in condizioni statiche le norme tecniche prevedono che la struttura debba essere verificata per ognuna delle combinazioni: A1+M1+R1 e A2+M2+R1.

Combinazione A1+M1:

Tutti i carichi permanenti sfavorevoli dovranno essere moltiplicati per 1.3. Tutti i carichi variabili sfavorevoli dovranno essere moltiplicati per 1.5 come indicato nella seguente tabella:

Combinazione A1		
Carichi permanenti	Favorevoli	1
	Sfavorevoli	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	0
	Sfavorevoli	1,5

I coefficienti parziali per il terreno (M1) sono tutti unitari come indicato nella seguente tabella:

Parametro	Parametro al quale applicare il coeff. parziale (M1)
$\tan(\phi)$	1
Coesione efficace	1
Resistenza non drenata	1
Peso dell'unità di volume	1

Combinazione A2+M2:

Tutti i carichi variabili sfavorevoli dovranno essere moltiplicati per 1.3 come indicato nella seguente tabella:

Combinazione A2		
Carichi permanenti	Favorevoli	1
	Sfavorevoli	1
Carichi variabili	Favorevoli	0
	Sfavorevoli	1,3

I coefficienti parziali per il terreno (M2) sono indicati nella seguente tabella:

Parametro	Parametro al quale applicare il coeff. parziale (M2)
$\tan(\phi)$	1.25
Coesione efficace	1.25
Resistenza non drenata	1.4
Peso dell'unità di volume	1

6.3 ANALISI PER S.L.E. IN CONDIZIONI STATICHE

Oltre agli stati limite ultimi devono essere analizzati anche gli stati limite di servizio. Per le opere si devono rispettare i seguenti limiti:

- gli spostamenti stimati non siano superiori al valore limite pari a 1/200 dell'altezza di scavo; tale limite è da considerarsi orientativo a meno di situazioni al contorno che non suggeriscano valori più restrittivi come la presenza di edifici o strutture strategiche per i quali deve essere fatta un'analisi approfondita dei cedimenti;
- la massima tensione nel calcestruzzo deve essere inferiore a:
 $0.6 \times f_{ck} = 0.6 \times 0.83 \times R_{ck}$ per la combinazione rara;
 $0.45 \times f_{ck} = 0.45 \times 0.83 \times R_{ck}$ per la combinazione quasi permanente;
- la massima tensione nell'acciaio deve essere inferiore a:
 $0.80 \times f_{yk}$ per la combinazione rara;
- il valore caratteristico di apertura delle fessure in combinazione frequente ovvero quasi permanente è funzione della classe di esposizione della struttura; di seguito vengono indicati i limiti di apertura delle fessure in funzione della classe di esposizione (D.M. 14-01-2008):

Impalcato: $\rightarrow w_{fr} = 0,2 \text{ mm}$; $w_{qp} =$ decompressione all'intradosso

Diaframmi: $\rightarrow w_{fr} = 0,3 \text{ mm}$; $w_{qp} = 0,2 \text{ mm}$

4.1.2.2.4.5 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimenti alle esigenze sopra riportate.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

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

6.4 ANALISI IN CONDIZIONI SISMICHE

L'analisi delle opere di sostegno dei terreni in condizioni sismiche viene condotta mediante un'analisi pseudo-statica sulla base delle indicazioni di cui al §7.11 del DM 14/01/2008, inoltre:

- in condizioni sismiche il coefficiente di spinta passiva presenta un angolo di attrito terreno-diaframma pari a zero.
- l'incremento di spinta attiva del paramento a monte è calcolato attraverso la teoria di Wood; sotto tali ipotesi, l'incremento sismico di spinta è definito come un carico uniformemente distribuito (rettangolare) avente la seguente espressione: $\Delta p = k_h \times \gamma \times H = 0,119 \times 19,0 \times 5,0 = 11,305 \text{ kN/m al m}$ dove:

$k_h = \alpha \times \beta \times a_{\max} / g = 0,119$ coefficiente sismico in direzione orizzontale;

a_{\max} / g : accelerazione di picco / $g = 1,5 \times 0,099 = 0,149$

α : coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreno interagente con l'opera (cfr. fig. 7.11.6.3.2 del D.M.14/01/2008) = 1 ;

β : coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza (cfr. fig. 7.11.3 del D.M.14/01/2008) = 0,8 ;

$\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$, peso saturo del terreno;

H = altezza fuori terra del palo

7 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI

7.1 AZIONI ELEMENTARI DI CARICO

g_1	è il peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali;
g_2	rappresenta i carichi permanenti portati;
g_3	rappresenta la spinta delle terre e le spinte idrauliche;
ε_1	rappresenta le presollecitazioni e le distorsioni di progetto;
ε_2	rappresenta gli effetti da ritiro;
ε_3	rappresenta le variazioni termiche;
ε_4	rappresenta gli effetti dovuti alla viscosità;
q_1	carico variabile da traffico;
q_2	incremento dinamico dei carichi mobili;
q_3	azione di frenamento/accelerazione;
q_4	azione centrifuga;
q_5	azioni da neve/vento;
q_6	azioni sismiche;
q_7	resistenze passive dei vincoli;
q_8	azioni sulle barriere;
q_9	altri azioni variabili.

Di queste azioni generali, previste dalla normativa, vengono di seguito esplicitate quelle ritenute significative per il contributo tensionale sulla struttura in esame e poi combinate con i coefficienti tabellari per ottenere le massime sollecitazioni e tensioni nelle varie fasi di esercizio previste per la struttura stessa.

Peso proprio g_1 e azioni permanenti g_2 :

Peso proprio della nervature in c.a.p. e getti c.a.: 25,0 kN/mc

I carichi permanenti del terrapieno e della pavimentazione stradale si considerano uniformemente distribuiti, con un p.s. medio pari a 20,0 kN/mc.

Nel caso in esame si prevede un pacchetto di ricoprimento avente spessore complessivo pari a 50 cm.

Spinta delle terre e idrauliche g_3 :

Vengono calcolate le risultanti distribuite delle spinte attive fra la quota di testa e quella di fondo scavo, in riferimento ai diaframmi. Il contributo della spinta in asse impalcato incrementa lo sforzo normale di compressione nello stesso e a favore di dimensionamento viene trascurato.

Spinta delle terre in asse del cordolo:

$$9,0 * (0,8 + 0,65 + 0,5) * 0,455 = 8,0 \text{ kN/m al m}$$

Spinta delle terre alla quota di fondo:

$$8,0 + 9,0 * 3,0 * 0,455 = 20,3 \text{ kN/m al m}$$

Spinta idraulica in asse del cordolo:

$$10,0 * (0,8 + 0,65 + 0,5) = 19,5 \text{ kN/m al m}$$

Spinta idraulica alla quota di fondo:

$$19,5 + 10,0 * 3,0 = 49,5 \text{ kN/m al m}$$

Ritiro del calcestruzzo di soletta ε_2 :

Si ammette che gli effetti del ritiro siano correlati al contemporaneo sviluppo della viscosità, pertanto si considera un'interazione dei due fenomeni.

per gli effetti di ritiro: $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$

a tempo infinito: $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$

$$R_H = 80 \%$$

$$\varepsilon_{c0} = - 0,27 \text{ ‰}$$

$$h_0 = 2 \times A_c / U = 600 \text{ mm}$$

$$k_h = 0,70$$

$$\varepsilon_{cd} = k_h \times \varepsilon_{c0} = - 0,70 \times 2,7 \times 10^{-4} = - 1,89 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ca} = - 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = - 0,55 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = - 2,44 \times 10^{-4}$$

Per la viscosità: $\varphi(t, t_0)$

$$t_0 \geq 60 \text{ gg}$$

$$\varphi(t, t_0) = 1,6 \quad ; \quad t = \infty$$

per valutare gli effetti del ritiro a tempo infinito si considera pertanto un modulo elastico fittizio del calcestruzzo, modificato dalla viscosità, pari a:

$$E_c^* = \frac{E_c}{1 + \varphi_{inf}} = 22000 \times [(f_{ck} + 8) / 10]^{0,3} / (1 + \varphi_{\infty}) \approx 12825 \text{ MPa}$$

Si assume pertanto una variazione di temperatura uniforme equivalente, applicata nel modello di calcolo su tutta la soletta:

$$\Delta T_{eq} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_c^*}{\alpha \cdot E_c} \approx - 8 \text{ °C (di raffreddamento)}$$

dove: $\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ °C}^{-1}$ è il coefficiente di dilatazione termica.

Variazione termica ε_3 :

La variazione di temperatura riguarda principalmente l'impalcato in struttura mista c.a.-c.a.p., maggiormente esposto all'irraggiamento ed alla convezione.

Si considerano, secondo la norma, un effetto di variazione uniforme (espansione -

contrazione dovute alle variazioni termiche stagionali) ed un gradiente di temperatura fra intradosso ed estradosso (estradosso caldo/estradosso freddo, o viceversa, dovuti all'escursione termica nell'arco del giorno).

Ipotesi di costruzione: $T_0 = 15^\circ \text{C}$ (secondo la norma nazionale)

$\Delta T_s = \pm 25^\circ \text{C}$ variazione uniforme stagionale

Per quanto riguarda la variazione lungo l'altezza della sezione, si adotta l'approccio non lineare con una differenza di temperatura uniforme nella sola soletta pari a:

$\Delta T_g = \pm 10^\circ \text{C}$ variazione giornaliera applicata alla soletta

espansione (riscaldamento):

nervature $+ 25^\circ$; soletta $+ 35^\circ$

contrazione (raffreddamento):

nervature $- 25^\circ$; soletta $- 35^\circ$

Viscosità ε_4 :

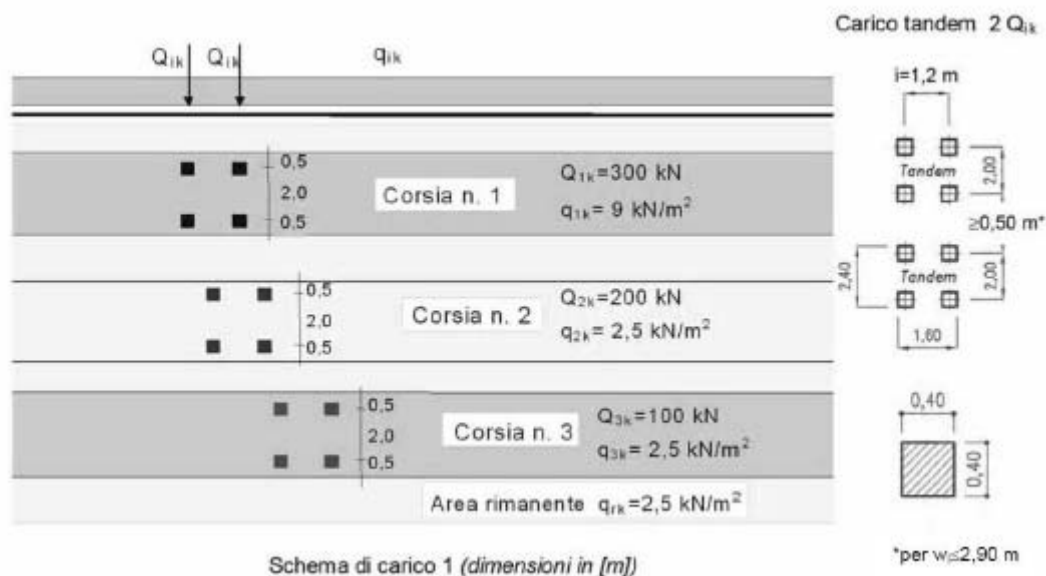
secondo gli Eurocodici il fenomeno viene rappresentato adottando per il conglomerato un modulo di elasticità:

$E_c = 22000 \times [(f_{ck} + 8) / 10]^{0.3}$ in riferimento ai carichi variabili di breve termine;

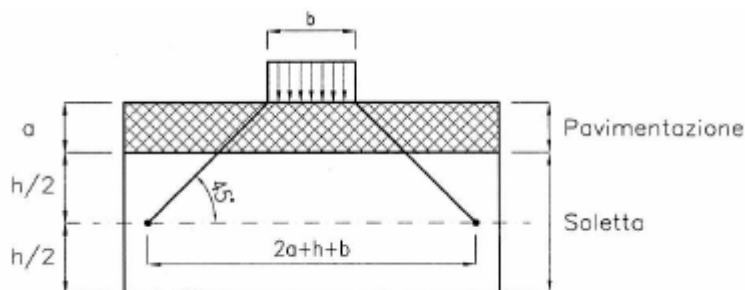
$E'_c = E_c / 3$, in riferimento ai carichi variabili di lungo termine.

Carico di esercizio $Q_k + q_k$:

con riferimento alle prescrizioni normative (D.M. 14-01-2008) si adotta il seguente schema previsto per le opere stradali:

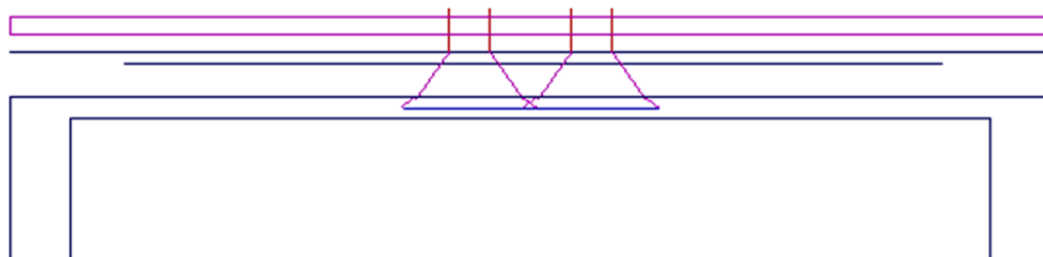


Il carico mobile individuato viene diffuso in riferimento all'asse della soletta (vedasi schema grafico) e disposto sull'impalcato secondo le linee di influenza che massimizzano il parametro di sollecitazione di volta in volta considerato: si valuta pertanto l'involuppo dei valori massimi/minimi generati da tutte le disposizioni del carico sulla struttura.



Si ipotizza cautelativamente che il passaggio del mezzo avvenga su uno spessore minimo della pavimentazione stradale e in direzione trasversale all'asse impalcato.

La disposizione trasversale dei carichi viene scelta per massimizzare le sollecitazioni sulle sezioni di impalcato:



Disposizione trasversale dei carichi mobili

[Qk] - mezzo convenzionale a due assi per complessivi 600 kN;

interasse longitudinale al mezzo: 120 cm;

interasse trasversale al mezzo: 200 cm;

larghezza di ingombro convenzionale: 3 m;

impronta elemento di carico: 40 cm sulla pavimentazione;

sp. Terreno $h_t = 45$ cm;

sp. Pavimentazione $h_p = 10$ cm.

impronta elemento di carico sull'asse soletta ($S_s = 25$ cm)

(diffusione a 45° negli elementi strutturali e 30° nel terreno):

$$L_c = 40 + 2 \cdot \tan(30^\circ) \cdot h_t + 2 \cdot \tan(30^\circ) \cdot h_p + S_s = 128.5 \text{ cm}$$

ingombro totale carico: $L_t \approx 260$ cm

entità carico distribuito per ogni assale:

$$300/L_c = 233 \text{ kN/m per larghezza convenzionale } 3 \text{ m}$$

entità carico distribuito per larghezza unitaria:

$$Q = (300/L_c) / 3 \approx \underline{78} \text{ kN/m per ml}$$

[qk] - sovraccarico distribuito:

$$q_k = 900 \text{ daN/m per ml}$$

Incremento dinamico dei carichi mobili q_2 :

tale componente, come indicato nella normativa, risulta inclusa nel computo dei carichi mobili stessi.

Azione di frenamento q_3 :

E' funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1:

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

Tale azione, applicata a livello della pavimentazione, viene assunta come uniformemente distribuita lungo l'asse della corsia (lunghezza 7,2 m) e riferita ad una larghezza efficace di ripartizione pari a 10 m:

risultante azione applicata alla soletta:

$$q_3 = 0,6 \cdot 600 + 0,1 \cdot 9 \cdot 3,0 \cdot 7,2 \approx 380 \text{ kN}$$

azione distribuita applicata per larghezza unitaria sulla campata con $Q_k + q_k$:

$$q_{f1} = q_3 / (10 \cdot 7,2) \approx 5,3 \text{ kN/m per ml}$$

azione distribuita applicata per larghezza unitaria sulla campata con q_k :

$$q_{f2} = (0,1 \cdot 9 \cdot 3,0 \cdot 7,2) / (10 \cdot 7,2) \approx 0,3 \text{ kN/m per ml}$$

Azione del vento q_5 :

Il carico del vento, pari a 250 daN/m^2 , agisce sulla proiezione verticale trasversale all'asse della struttura e sulla superficie dei carichi in transito di altezza 3,0 m dal piano stradale e di lunghezza pari al ponte:

$$F_{q5} = 250 \times 3,0 = 750 \text{ daN/m}$$

Il carico del vento provoca una spinta orizzontale che si ripartisce nel piano dell'intero impalcato considerato molto rigido.

Si considera pertanto il contributo del vento sull'impalcato trascurabile.

Azioni sismiche q_6 :

Con riferimento alla relazione geotecnica e sismica, in cui vengono definiti i parametri di classificazione, in questa sede si calcolano i valori di calcolo e i diagrammi spettrali per la definizione delle azioni da applicare nel modello, secondo i procedimenti indicati dalla normativa.



Zonizzazione sismica

Vita nominale: 75 anni

Classe d'uso: 2

Periodo di riferimento: 75 anni

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: 1

Descrizione delle grandezze:

Tr: periodo di ritorno [anni]

ag: accelerazione orizzontale massima al sito [unità g]

Fo: massimo fattore di amplificazione dello spettro [adimensionale]

Tc*: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro
per suolo A [secondi]

Fattore globale di struttura: $q = 1,0$

Definizione degli spettri di risposta:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \frac{T_c}{T}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \frac{T_c T_D}{T^2}$$

Distanze del punto dai nodi del reticolo:

$d(12303) = 3740 \text{ m}$

$d(12304) = 5490 \text{ m}$

$d(12525) = 2380 \text{ m}$

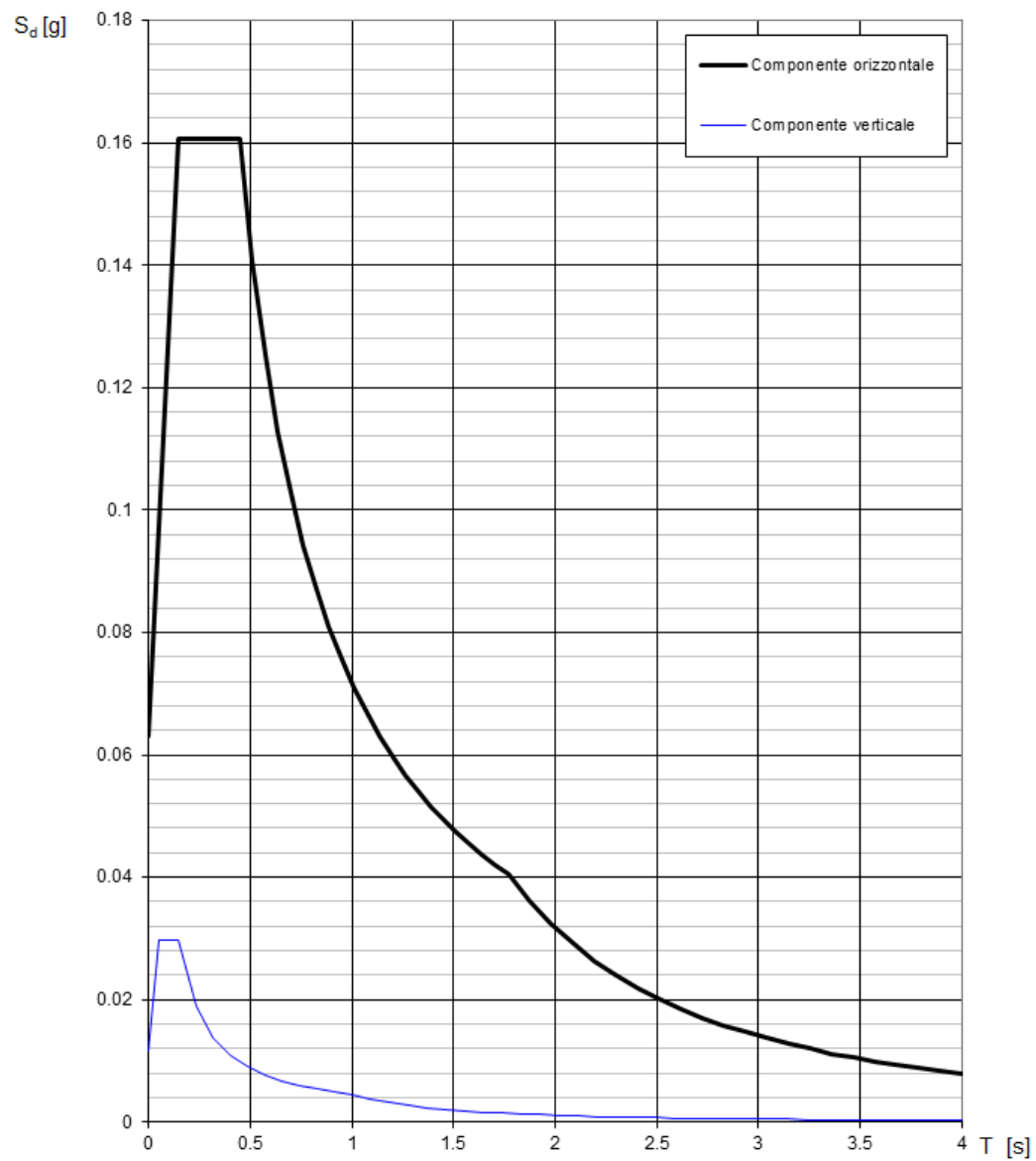
$d(12526) = 4640 \text{ m}$

Definizione dei parametri in funzione dei tempi di ritorno:

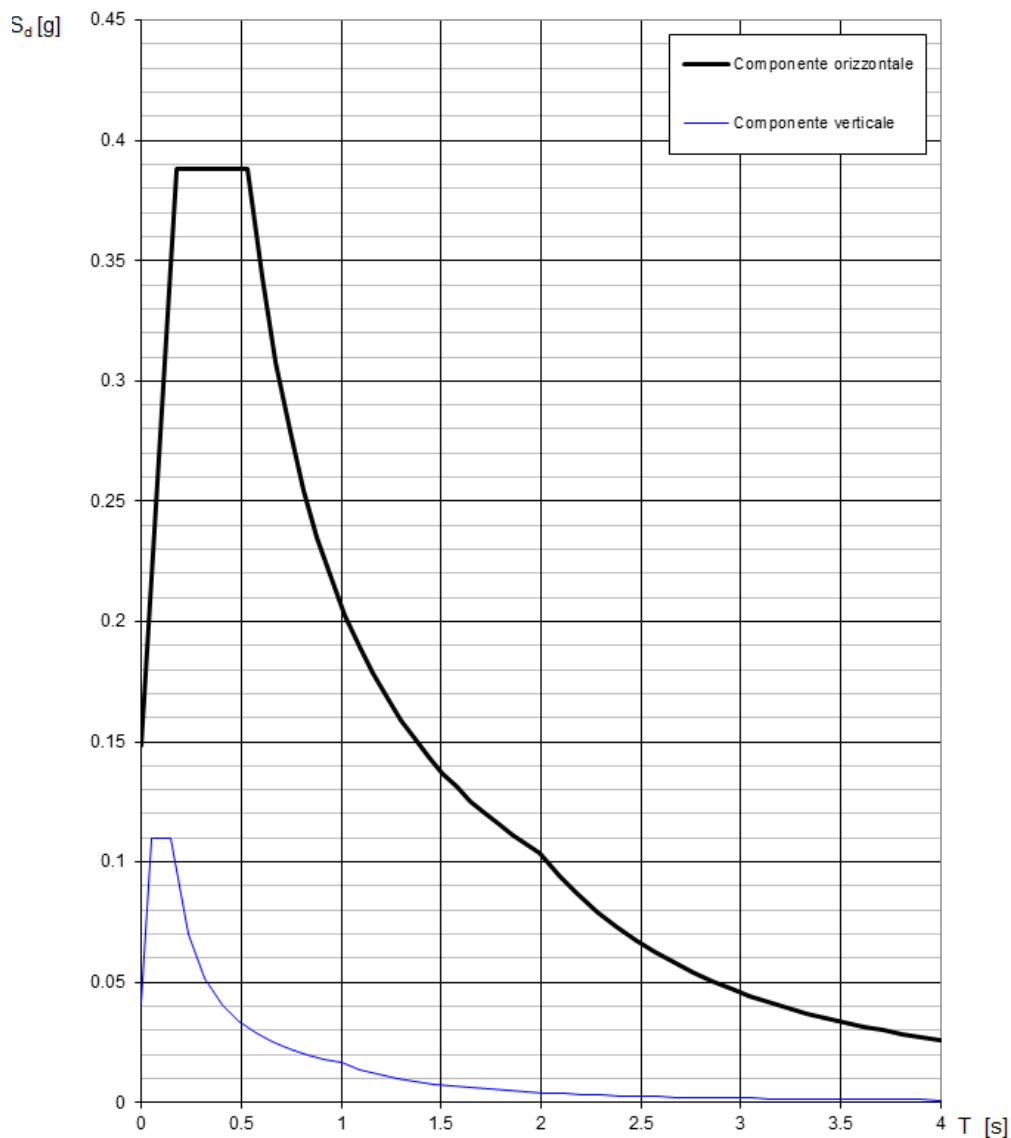
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.035	2.550	0.237
SLD	75	0.042	2.547	0.279
SLV	712	0.099	2.610	0.363
SLC	1462	0.128	2.603	0.384

Di seguito si riporta il profilo degli spettri relativi agli SLD ; SLV.

SLD



SLV



Attrito dei vincoli q_7 :

l'azione di attrito in corrispondenza degli appoggi viene trascurata in quanto il nodo deve essere congruente per l'ipotesi di incastro.

Azioni sulle barriere q_8 :

gli effetti di queste azioni risultano localizzate e quindi diffondono nella soletta in modo da non costituire apprezzabile contributo al dimensionamento generale.

7.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni elementari calcolate precedentemente vengono combinate secondo i coefficienti di normativa a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio.

Le strutture vengono così dimensionate a stato limite ultimo e quindi vengono poi verificate agli stati limite di esercizio (es. fessurazione, deformazione); verifiche su elementi locali vengono eseguite di preferenza a stato limite ultimo (es. resistenza dei connettori).

Combinazioni S.L.U.:

Per il dimensionamento a SLU si seguono le indicazioni riportate nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, ed in particolare per la definizione delle combinazioni di carico si fa riferimento al capitolo 5.1.3.12 “Ponti Stradali, combinazioni di carico”.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, in genere, le combinazioni riportate in tabella 5.1.IV:

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	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_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti di 3ª categoria						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

In questa fase di progettazione si considera di applicare combinazioni relative al gruppo di azioni 1.

La tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli SLU.

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

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

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

I valori dei coefficienti Ψ_{0j} , Ψ_{1j} e Ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati in tab. 5.1.VI:

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	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_k	0,6	0,6	0,5

Le combinazioni di carico che si adottano per il dimensionamento sono del tipo:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{j=2;n} (\gamma_{Qj} \Psi_{0j} Q_{kj})$$

dove:

G_1 : peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo).

G_2 : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali.

Q_{ki} : rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e $Q_{kj>1}$ le azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti Ψ_{0j} , Ψ_{1j} e Ψ_{2j} , i cui valori sono forniti da tabella.

P: valore nominale della pretensione e precompressione.

γ_{G1} , γ_{G1} , γ_Q : coefficienti parziali per le azioni

γ_P : coefficiente parziale sulla precompressione.

Combinazioni sismiche:

Le combinazioni sismiche, impiegate per gli SLU in condizioni sismiche nel caso in esame, sono del tipo (r è una direzione):

$$E_r + G_1 + G_2$$

Il sovraccarico da traffico non viene computato in combinazione sismica in accordo con quanto previsto al punto 5.1.3.8 della normativa, secondo il quale il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico va considerato solo quando rilevante (ponti in zone urbane di intenso traffico) e pertanto non riguarda il caso in esame.

L'analisi della risposta strutturale all'azione sismica viene eseguita in campo lineare: gli effetti vengono ottenuti per due direzioni principali, X ; Y del modello, applicando le azioni calcolate precedentemente secondo le seguenti espressioni (sia Y l'asse verticale):

$$E_1 = \pm E_x \pm 0,3 \times E_y$$

$$E_2 = \pm 0,3 \times E_x \pm E_y$$

Combinazioni S.L.E.:

Per gli Stati Limite di Esercizio, da applicarsi per la verifica degli effetti locali, si prendono in considerazione le combinazioni di carico frequente e quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots \quad (\text{comb. freq.})$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots \quad (\text{comb. q. p.})$$

dove:

G_k valore caratteristico delle azioni permanenti;

G_1 : peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo).

G_2 : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali.

Q_{ik} : rappresentano le azioni variabili della combinazione.

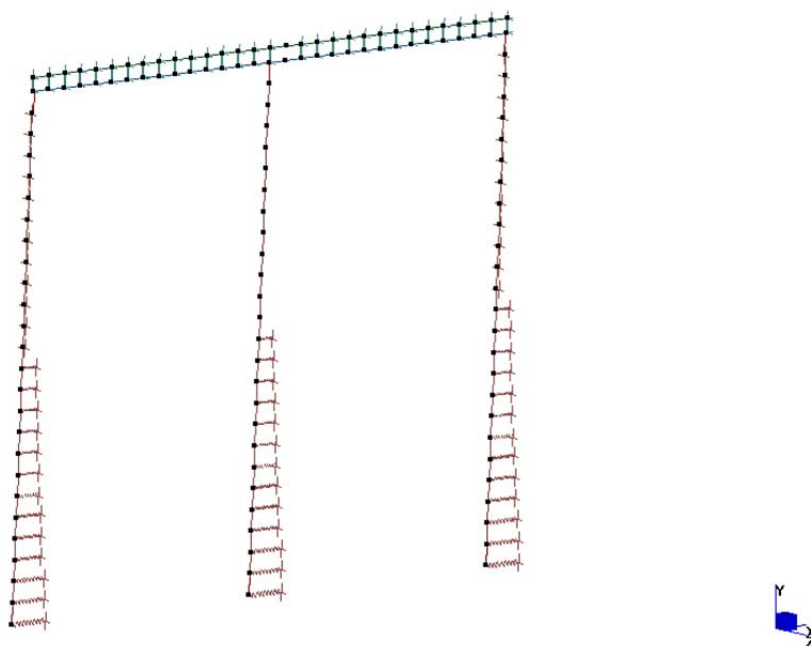
P : valore nominale della pretensione e precompressione.

8 DEFINIZIONE DEL TELAIO BIDIMENSIONALE

8.1 SCHEMA STATICO STRUTTURALE

La tipologia della struttura complessiva viene utilizzata per la verifica degli elementi strutturali diversi dalle nervature per le combinazioni dei carichi nel loro complesso e per la verifica dell'impalcato relativamente alla seconda fase di carico (vedasi paragrafo precedente). Si utilizza uno schema bidimensionale riferito a larghezza unitaria, a cui vengono tradotti tutti gli elementi.

L'impalcato viene schematizzato con due elementi a trave solidarizzati, rappresentanti le nervature e la soletta gettata in c.a.; tali elementi sono collegati rigidamente agli estremi ai cordoli, definito a sezione rettangolare in c.a. di spessore 50 cm.



Discretizzazione della struttura e dei vincoli

I diaframmi, aventi spessore 60 cm, vengono tradotti ad entità unitaria con sezione rettangolare larga 1 m.

La resistenza orizzontale viene schematizzata con molle elastiche orizzontali (vedasi capitolo relativo alla schematizzazione geotecnica):

Si ammette che il terreno fra i pali sia solidarizzato per effetto arco, in modo da assumere il riferimento di larghezza unitaria sia per le spinte che per i vincoli.

8.2 PERIODO FONDAMENTALE DELLA STRUTTURA

Viene calcolato attraverso un'analisi modale in cui partecipano i pesi propri, i sovraccarichi verticali e le caratteristiche vincolari:

THE FIRST 5 EIGENVALUES HAVE CONVERGED			
FINAL FREQUENCY RESULTS			
Mode	Eigenvalue	Frequency (rad/s)	Frequency (Hertz)
1	5.76192837E+02	2.40040171E+01	3.82035798E+00
2	8.64949810E+03	9.30026779E+01	1.48018359E+01
3	1.17403580E+04	1.08352933E+02	1.72449048E+01
4	1.51973146E+04	1.23277389E+02	1.96202058E+01
5	2.12036170E+04	1.45614618E+02	2.31752863E+01

Il periodo fondamentale risulta:

$$T_1 = 1 / 3,82 = 0,26 \text{ sec}$$

Considerando che la massa mobilitata sia quella dell'impalcato, dei cordoli e del terrapieno soprastante si ha:

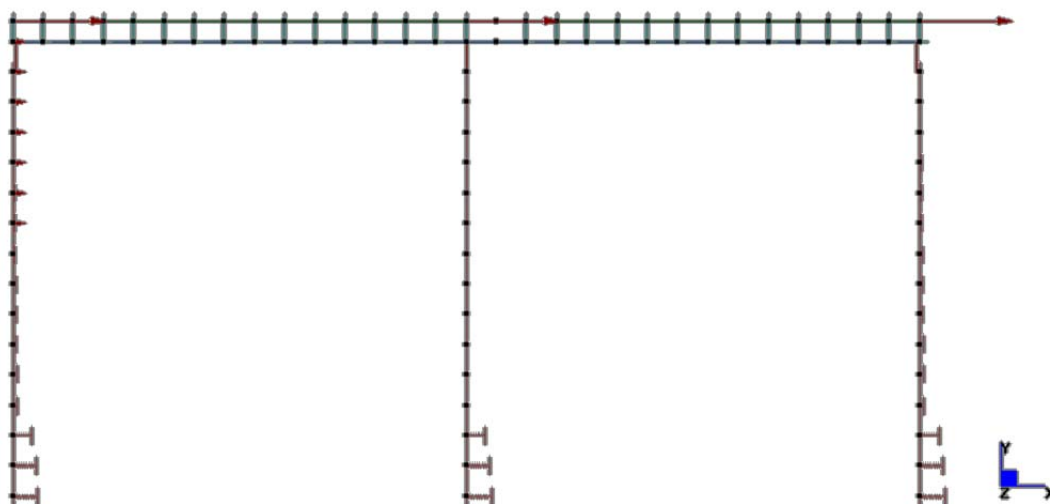
$$M_o = 25,0 * (0,46 * 14,4 + 0,7 * 0,5 * 2) + 20,0 * 0,5 * 14,4 = 327 \text{ kN al m}$$

$$F_x = \pm M_o \times S_o = \pm 327 * 0,597 = 195,21 \text{ kN al m}$$

$$F_y = \pm M_o \times S_v = \pm 327 * 0,029 = 9,48 \text{ kN al m}$$

valori riferiti a larghezza unitaria.

A queste forze, applicate a livello dell'impalcato, si aggiungono gli incrementi sismici del terrapieno e le azioni statiche permanenti valutate precedentemente.



Applicazione delle azioni sismiche orizzontali

9 CALCOLO DELLE NERVATURE PRECOMPRESSE

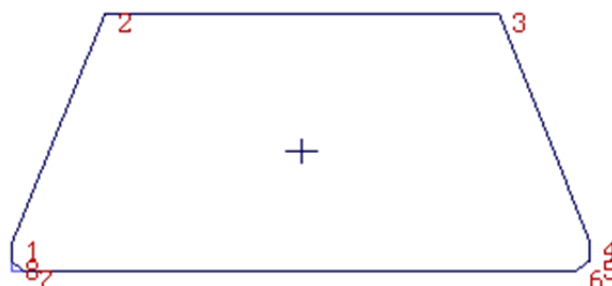
Viene eseguito un dimensionamento in cui si determinano il numero e la posizione dei cavi di precompressione in riferimento alle fasi di verifica; le geometrie delle sezioni resistenti sono definite per ipotesi:

Geometrie della sezione di verifica:

- sezione della nervatura alla posa in opera:

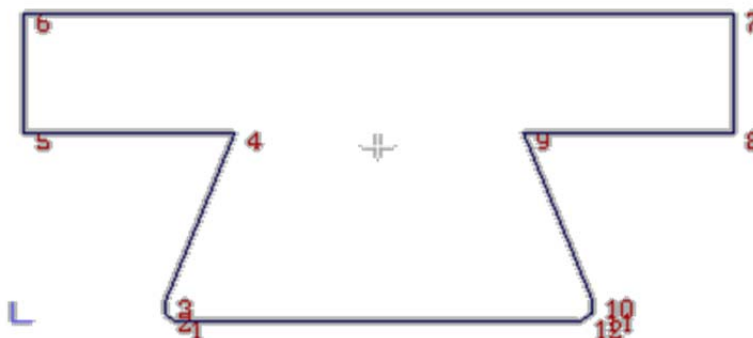
Nervatura L = 7 m sezione in cls:

area sezione:	$A_r = 2857 \text{ cm}^2$
ascissa baricentro:	$X_g = 30 \text{ cm}$
ordinata baricentro:	$Y_g = 18.7 \text{ cm}$
inerzia X-X:	$I_x = 268905 \text{ cm}^4$
inerzia Y-Y:	$I_y = 471520 \text{ cm}^4$



- sezione composta in fase di esercizio (rif. struttura a telaio):

area sezione:	$A = 4556.9 \text{ cm}^2$
ascissa baricentro:	$X_g = 51.5 \text{ cm}$
ordinata baricentro:	$Y_g = 37.2 \text{ cm}$
inerzia principale:	$I_1 = 1690744 \text{ cm}^4$
inerzia principale:	$I_2 = 2554856 \text{ cm}^4$
angolo asse 1:	$\epsilon = 0^\circ$



9.1 FASI COSTRUTTIVE

Si distinguono tre fasi costruttive corrispondenti alle verifiche agli stati limite di esercizio e due fasi costruttive corrispondenti alle verifiche agli stati limite ultimi.

FASE INIZIALE: dalla posa in tensione dei trefoli al loro taglio si sviluppa tutta la perdita elastica; ritiro e viscosità non si sviluppano perché rispettivamente il calcestruzzo matura in stabilimento e la trave non è ancora caricata.

FASE A BREVE TERMINE (dal taglio dei trefoli al getto della soletta non ancora maturata): alle tensioni della fase precedente si sommano il peso della soletta e 1/3 delle cadute di tensione da ritiro e viscosità della trave.

FASE A LUNGO TERMINE: a maturazione della soletta si considera la sezione omogeneizzata e si aggiungono le azioni permanenti e di esercizio, nonché i rimanenti 2/3 delle cadute di tensione.

STATO LIMITE ULTIMO PER COMBINAZIONI STATICHE: con riferimento al lungo termine, si verifica la sezione a rottura per combinazione statica, dimensionando l'armatura lenta e considerando la precompressione come una deformazione imposta.

STATO LIMITE ULTIMO PER COMBINAZIONI SISMICHE: con riferimento al lungo termine, si verifica la sezione a rottura per combinazione sismica SLV.

9.2 STUDIO DELLE FASI DI CALCOLO

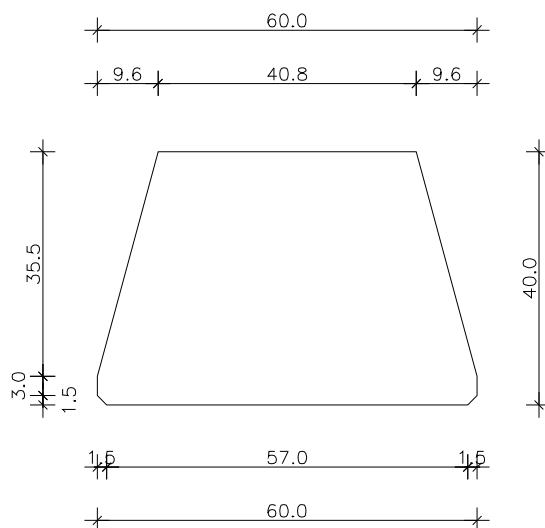
Per lo studio delle sollecitazioni agenti sulle travi nelle varie fasi, si verificano le sezioni tipo della trave nelle seguenti configurazioni:

- in fase iniziale all'atto del taglio dei cavi;
- in fase iniziale di posa in opera con la sola trave reagente mentre la soletta non ancora matura risulta essere un carico permanente aggiuntivo al peso proprio della trave stessa;

- in fase di esercizio come sezione omogeneizzata trave-soletta collaborante (tale viene studiata in un modello tridimensionale agli elementi finiti);
- in fase di stato limite ultimo come sezione omogeneizzata relativamente alle combinazioni corrispondenti.

Si riportano di seguito le caratteristiche delle sezioni correnti delle travi.

9.3 FASE INIZIALE AL TAGLIO DEI TREFOLI



L'azione di precompressione + peso proprio + perdite istantanee devono dare le massime tensioni:

compressione: $\sigma_{cj} < 0,7 \cdot f_{ckj}$ (resistenza caratteristica del cls all'atto del tiro)

trazione: $\sigma_{tj} < 0$ (assenza di trazione)

essendo j il corrispondente numero di giorni necessario per ottenere la resistenza richiesta.

A seguito dell'azione dei cavi la trave si incurva verso l'alto opponendo il peso proprio, che genera un diagramma che in mezzeria può essere detratto da quello di precompressione e quindi computato per il controllo dei limiti di tensione; verso

gli appoggi però tale effetto non si ha e quindi, in caso di mancata verifica, è necessario o ingrossare la sezione oppure inguainare i cavi.

Prescrivendo che il taglio avvenga a non meno di 14 gg di maturazione ($j = 14$), i parametri minimi di resistenza possono essere stimati nei seguenti valori:

PARAMETRI DEL CALCESTRUZZO IN FUNZIONE DEL TEMPO (EC2 UNI-EN 1992-1-1:2005):

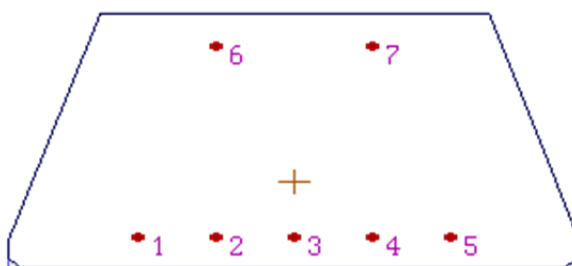
R_{ck} (28 gg) =	55	MPa	$t =$	14	giorni
f_{ck} (28 gg) =	45,7				
$f_{cm}(t) =$	48,4	CEM 325 R			
$f_{ck}(t) =$	40,4		$f_{cd}(t) =$	22,9	
$f_{ctk}(t) =$	2,4		$f_{ctd}(t) =$	1,6	
$E_c(t) =$	37067	MPa			

quindi:

$$\sigma_{cj} = 282,8 \text{ daN/cm}^2 \text{ in campata}$$

Nervatura L = 7 m disposizione dei cavi:

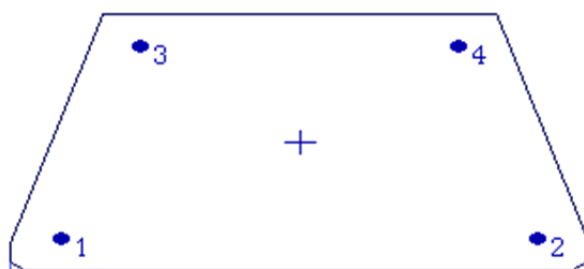
sezione elemento:	$A_i = 1.39 \text{ cm}^2$
area complessiva:	$A_c = 9.73 \text{ cm}^2$
ascissa baricentro:	$X_c = 30 \text{ cm}$
ordinata baricentro:	$Y_c = 13.6 \text{ cm}$



Disposizione dei trefoli

Nervatura L = 7 m: disposizione delle armature lente:

area complessiva:	Ao = 2245 cm ²
ascissa baricentro:	Xo = 30 cm
ordinata baricentro:	Yo = 18.8 cm
area armature:	Ar = 12.6 cm ²
baricentro x armature:	Xr = 30 cm
baricentro y armature:	Yr = 20 cm



Disposizione delle armature lente

Effetto del peso proprio della nervatura:

$$A = 0,2057 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{CAP} = 25,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{p.p. trave}_{CAP} = 5,14 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = q_{pp} L^2 / 8 = 5,14 * 7,0^2 / 8 = 31,5 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = q_{pp} L / 2 = 5,14 * 7,0 / 2 = 18 \text{ kN}$$

Tensione iniziale al martinetto: $\sigma_{spi} = 1250 \text{ MPa}$

Diametro nominale del singolo trefolo: $D_n = 13,3 \text{ mm}$ (6/10'')

Area nominale del singolo trefolo: $A_p = 139 \text{ mm}^2$

Tensioni per il calcolo della caduta elastica istantanea:

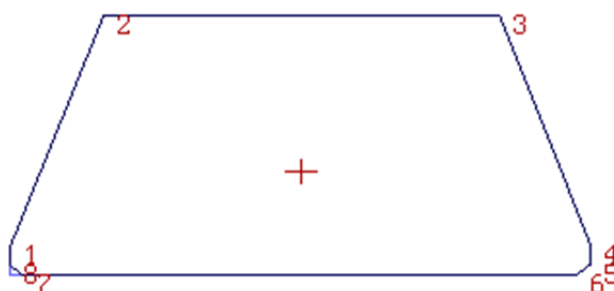
Nervatura L = 7 m tensioni al tempo t = 0:

Sollecitazioni risultanti: Mx = -3046 daNm N = 121562 daN

tensioni positive se di trazione

σ min in vertice 7: -80.2 daN/cm² σ max in vertice 3: -34.9 daN/cm²

tensione al baricentro dei cavi: $\sigma_c = -64.9$ daN/cm²



Tensione al baricentro dei cavi all'istante iniziale

Caduta istantanea elastica:

al taglio i cavi subiscono una diminuzione di tensione, che nell'ipotesi di perfetta aderenza si trasferisce al calcestruzzo, causando un accorciamento della trave; ipotizzando la perfetta aderenza cavo-cls si ha:

$$\Delta\sigma_{pe} = \sigma_{cavo} \cdot E_p / E_c = 64,9 \cdot 5,4 = 35 \text{ MPa}$$

σ_{cavo} : tensione nella fibra corrispondente al cavo risultante

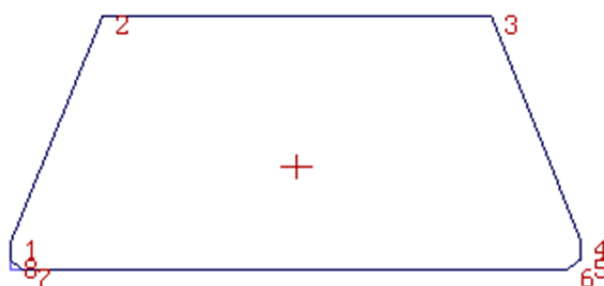
E_p : modulo di elasticità dei cavi

E_c : modulo di elasticità del calcestruzzo (all'atto del taglio cavi)

$$\sigma'_{spi} = 1250 - 35 = 1215 \text{ MPa}$$

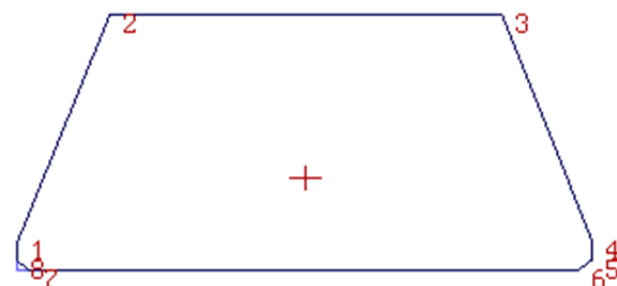
Tensione complessiva in fase iniziale:

Nervatura L = 7 m tensioni al taglio dei trefoli - mezzeria:
Sollecitazioni risultanti: $M_x = -2872 \text{ daNm}$ $N = 118156 \text{ daN}$
tensioni positive se di trazione
 σ_{\min} in vertice 7: -77.4 daN/cm^2 σ_{\max} in vertice 3: -34.7 daN/cm^2
perdite di tensione istantanee: $\sigma_{si} = 350.3 \text{ daN/cm}^2$
VERIFICA DELLA FASE INIZIALE SODDISFATTA



Tensioni nelle zone verso gli appoggi (assenza dell'effetto peso proprio):

Nervatura L = 7 m tensioni al taglio dei trefoli - appoggi:
Sollecitazioni risultanti: $M_x = -4888 \text{ daNm}$ $N = 118156 \text{ daN}$
tensioni positive se di trazione
 σ_{\min} in vertice 7: -91.4 daN/cm^2 σ_{\max} in vertice 3: -18.7 daN/cm^2
NON NECESSITA INGUAINARE I CAVI ALLE ESTREMITA'



Le tensioni di trazione risultano $< 0,05 \times R_{ckj}$; le tensioni della fase iniziale risultano pertanto tutte verificate senza necessità di inguainare i cavi.

9.4 CALCOLO DELLE PERDITE DIFFERITE

Dopo il taglio dei trefoli si instaurano perdite di precompressione differite che si verificano principalmente a causa di tre fenomeni:

- per ritiro del cls
- per fluage (scorrimento viscoso) del cls
- per rilassamento dell'acciaio

Perdite differite per ritiro:

la normativa fornisce i valori di accorciamento del cls:

$\epsilon_c = 0.0003$ per precompressione impressa prima di 14 gg di maturazione;

$\epsilon_c = 0.00025$ per precompressione impressa dopo 14 gg di maturazione.

Ciò equivale ad un'accorciamento uniforme in cui per congruenza l'acciaio dei cavi si accorcia della stessa quantità del cls: $\epsilon_a = \epsilon_c$

La differenza di trazione è allora data da: $\Delta\sigma = \epsilon_a \cdot E_a = 500 \text{ daN/cm}^2$ nel caso in esame.

Perdite differite per fluage (deformazione lenta sotto carico):

In questo caso il fenomeno si ha per carichi di lunga durata, quindi è riferibile alla quota parte di carico considerato permanente, ad esclusione dei carichi di esercizio; questo carico diminuisce la tensione di compressione nel conglomerato che si traduce in una perdita di efficacia della precompressione nei cavi d'acciaio; la normativa consente di valutare la deformazione lenta sotto carico come multiplo della deformazione elastica secondo un coefficiente c .

In questo caso, poichè il fluage risulta variabile all'interno della sezione (a differenza del ritiro), si calcola la corrispondente deformazione ϵ_{cv} a livello della fibra in cui si posiziona la risultante delle azioni dei cavi.

Per congruenza si ha: $\delta \epsilon_a = \epsilon_{cv}$

componendo le relazioni: $\Delta \sigma = \delta \epsilon_a \cdot E_a$; $\epsilon_{cv} = \sigma_{cv} / E_c$ si ha:

$$\Delta \sigma = c \cdot \sigma_{cr} \cdot E_a / E_c = \underline{631} \text{ daN/cm}^2$$

essendo:

$c = 2,1$ se la struttura è sollecitata dopo 14 gg di maturazione (caso in esame)

σ_{cr} : la tensione riferita alla fibra di calcestruzzo che si ha in corrispondenza dell'azione risultante dei cavi generata dalle azioni di precompressione e dal solo carico permanente, come di seguito calcolata:

Sollecitazione da peso proprio complessiva (nervatura e soletta):

$$M = 31,5 + 38,3 = 70 \text{ kNm (vedasi capitolo successivo)}$$

Tensione nei trefoli

$$\sigma'_{spi} = 1215 \text{ MPa}$$

Calcolo delle perdite di tensione differite:

tensione al baricentro dei cavi $\sigma_{cr} = 55.6 \text{ daN/cm}^2$

- perdite per ritiro:	$\sigma_r = 500 \text{ daN/cm}^2$
- perdite per fluage:	$\sigma_f = 631 \text{ daN/cm}^2$
- perdite per rilassamento:	$\sigma_n = 379 \text{ daN/cm}^2$
- perdite totali:	$\sigma_t = 1424 \text{ daN/cm}^2$

Perdite differite per rilassamento dell'acciaio:

E' un fenomeno di viscosità del materiale che si evidenzia per sollecitazione superiore a $0,5 \times f_{ptk}$; le cadute per rilassamento si hanno in tempi relativamente brevi e si esauriscono nel tempo di $10 \div 15$ giorni.

Con riferimento ad un campionamento tipologico, la caduta di tensione a tempo infinito si ottiene dalla seguente relazione:

$$\Delta \sigma_{pr} / \sigma_{spi} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{(9,1 \cdot \mu)} \cdot (t / 1000)^{[0,75 \cdot (1 - \mu)]} \cdot 10^{-5} = 3,0 \%$$

$$\rho_{1000} = 2,2 \text{ (vedi diagramma sperimentale)}$$

$$\sigma_{spi} = 12500 \text{ daN/cm}^2$$

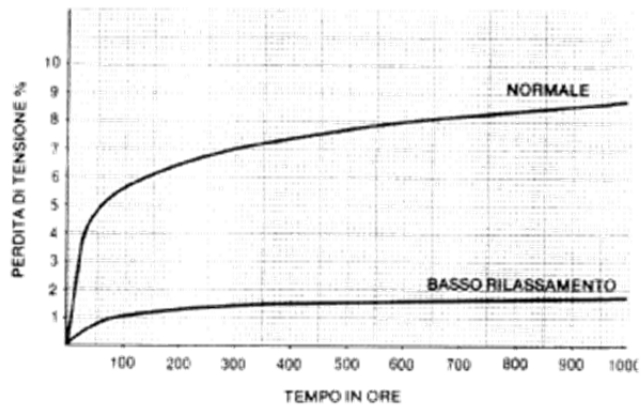
$$\mu = \sigma_{spi} / f_{pk} = 12500 / 18600 = 0,672$$

$$t = 500 \cdot 1000 \text{ ore}$$

* RILASSAMENTO GARANTITO:

t	r
1000 h	2,2%
2000 h	2,5%
5000 h	2,8%

CURVE DI RILASSAMENTO
DI UN TREFOLO
1321 T 125
tensione iniziale 0,75 f_{pk}



Caduta di tensione complessiva:

si è riscontrato che la perdita di tensione complessiva a tempo infinito non è data dalla somma algebrica delle tre componenti differite ma è minore.

Per considerare l'interdipendenza fra i vari effetti si agisce sulla caduta per rilassamento, riducendola:

$$\Delta\sigma_{pr \text{ rid}} = \Delta\sigma_{pr} \cdot (1 - 2,5 \cdot \Delta\sigma_{ssf} / \sigma_{spi}) = \Delta\sigma_{pr} \cdot 0,77$$

essendo:

$$\Delta\sigma_{ssf}: \text{somma delle cadute di tensione per ritiro e fluage} = 1131 \text{ daN/cm}^2$$

La perdita complessiva differita è allora data da:

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{pr \text{ rid}} + \Delta\sigma_{ssf} = 1424 \text{ daN/cm}^2$$

9.5 FASE INIZIALE DI POSA IN OPERA

Dal taglio dei trefoli al getto della soletta non ancora maturato si valuta che si sviluppino 1/3 delle cadute differite sotto i carichi di p.p. trave + soletta:

$$A_{\text{soletta}} = 1,0 \times 0,25 = 0,25 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{\text{CA}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{p.p. soletta} = (A_1) \cdot \gamma_{\text{CA}} = 6,25 \text{ kN/ml}$$

$$M_{\text{soletta}} = q_{\text{pp}} L^2 / 8 = 38,3 \text{ kNm}$$

$$T_{\text{soletta}} = q_{\text{pp}} L / 2 = 22 \text{ kN}$$

Sollecitazione da peso proprio complessiva:

$$M = 31,5 + 38,3 = 70 \text{ kNm}$$

$$\sigma'_{\text{spi}} = 1215 - 143/3 = 1167 \text{ MPa}$$

Nervatura L = 7 m fase al getto della soletta:

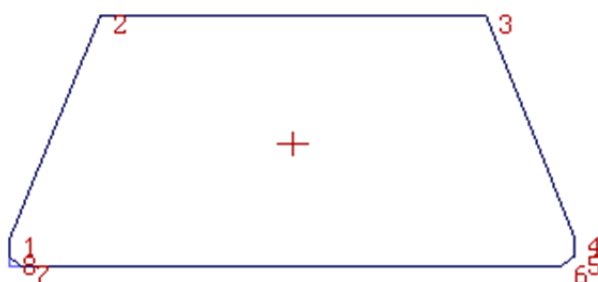
Sollecitazioni risultanti: $M_x = 1190 \text{ daNm}$ $N = 113539 \text{ daN}$

tensioni positive se di trazione

σ min in vertice 3: -64.6 daN/cm^2

σ max in vertice 7: -46.9 daN/cm^2

VERIFICA DELLA FASE DI GETTO SODDISFATTA



VERIFICA SODDISFATTA

9.6 FASE DI ESERCIZIO CON SEZIONE COMPOSTA

A seguito dell'avvenuto consolidamento della soletta la sezione resistente risulta composta dai due elementi collaboranti nervatura in c.a.p. e soletta in c.a.

Si considera che in esercizio alle tensioni precedenti nelle nervature si aggiungano quelle dovute ai sovraccarichi (combinati secondo i coefficienti di normativa) e risultino completamente sviluppate le perdite di tensione.

	Cdc SLE qp per cap	Cdc SLE fr per cap	Cdc SLU per cap	Cdc SLU	Cdc SLE fr	Cdc Sismica
1: Peso proprio	0,000	0,000	0,000	0,945	0,700	0,700
2: Sovraccarico terrapieno e pavimentazione	1,000	1,000	1,350	1,350	1,000	1,000
3: Spinta statica del terrapieno	1,000	1,000	1,350	1,350	1,000	1,000
4: Spinta idraulica	1,000	1,000	1,350	1,350	1,000	1,000
5: Ritiro e viscosità d'impalcato	0,720	1,000	1,200	1,200	1,000	1,000
6: Variazione termica sfavorevole	0,720	1,000	0,720	0,720	1,000	0,000
7: Sovraccarico di esercizio Qk + qk	0,000	0,750	1,350	1,350	0,750	0,000
8: Frenamento	0,000	0,750	1,350	1,350	0,750	0,000
9: Sisma X	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000
10: Sisma Y	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,300

La fase di esercizio si considera da analizzarsi rispetto alle seguenti modalità:

verifica per combinazione quasi permanente:

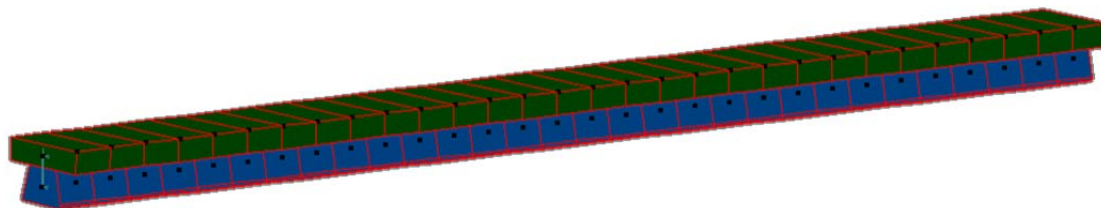
la precompressione + la combinazione delle azioni q_p + le perdite totali devono dare le massime tensioni:

compressione: $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 45,7 = 20,5 \text{ MPa}$

trazione: assenza di tensioni di trazione

verifica per combinazione frequente:

la precompressione + la combinazione delle azioni q_{fr} + le perdite totali devono dare una fessurazione: $w < w_d = 0,2 \text{ mm}$



Modellazione della sezione composta

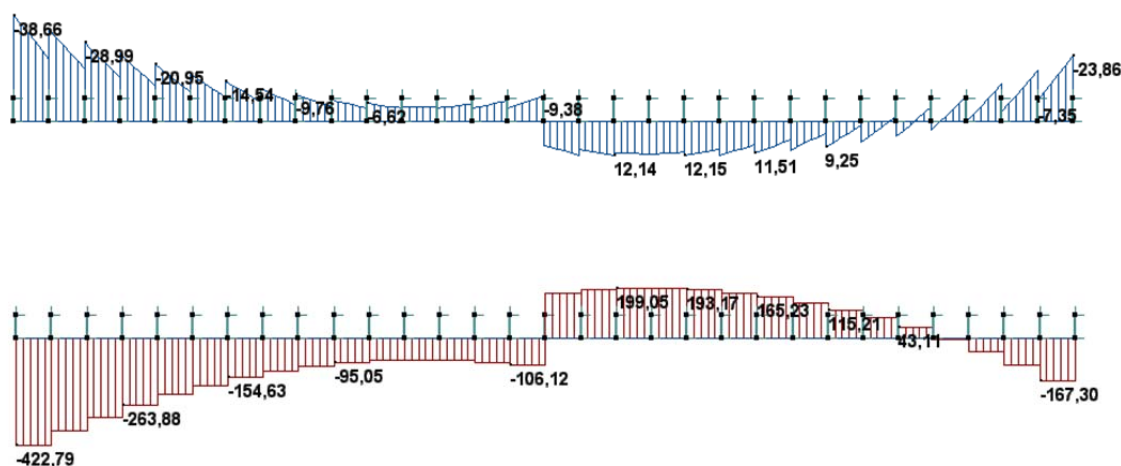
9.6.1 Verifica in esercizio per combinazione quasi permanente

Nel modello a telaio si riportano le sollecitazioni in mezzeria della nervatura per la combinazione:

$$F_{df} = \sum (1,0 \cdot g_i) + \sum (\psi_1 \cdot \varepsilon_i)$$

$$\psi_1 = 1 ; 0,72$$

Nervatura in c.a.p. (momento e sforzo normale):



Azioni di calcolo per la verifica in campata:

$$M = 70,0 + 12,15 = 82,15 \text{ kNm}$$

$N = 199,05 \text{ kN}$ (trazione baricentrica alla nervatura)

Tensione nei cavi a seguito delle cadute totali: $\sigma''_{\text{spi}} = 1215 - 143 = 1072 \text{ MPa}$

Nervatura $L = 7 \text{ m}$ tensioni SLE qp:

Sollecitazioni risultanti: $M_x = 2876 \text{ daNm}$ $N = 84400 \text{ daN}$

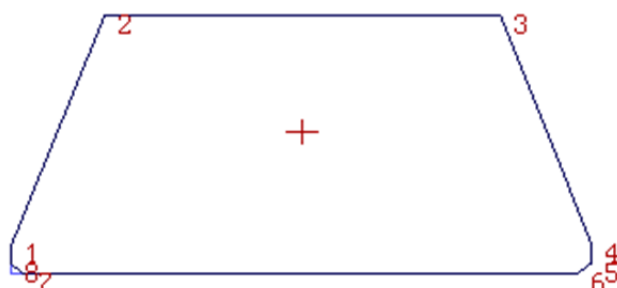
tensioni positive se di trazione

σ min in vertice 3: -63.9 daN/cm^2

σ max in vertice 7: -21.1 daN/cm^2

tensione dei cavi in esercizio: $\sigma_{\text{pi}} = 10726 \text{ daN/cm}^2$

VERIFICA DELLA FASE IN ESERCIZIO QP SODDISFATTA



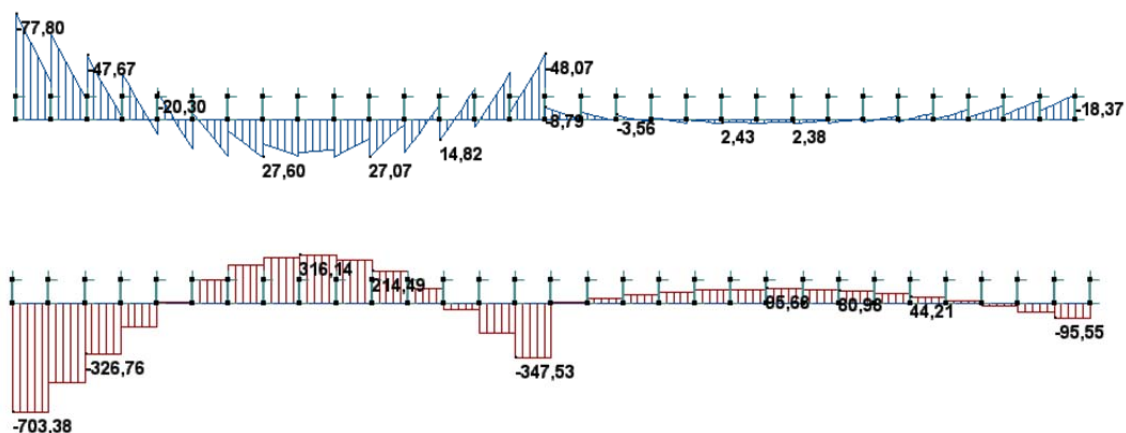
VERIFICA SODDISFATTA

9.6.2 Verifica in esercizio per combinazione frequente

Nel modello a telaio si riportano le sollecitazioni in mezzeria della nervatura per la combinazione:

$$F_{df} = \sum (1,0 \cdot g_i) + \sum (1,0 \cdot \varepsilon_i) + \psi_1 \cdot (Q_{1k} + q_k) ; \psi_1 = 0,75$$

Nervatura in c.a.p. (momento e sforzo normale):



Azioni di calcolo per la verifica in campata:

$$M = 70,0 + 27,60 = 97,6 \text{ kNm}$$

$$N = 316,14 \text{ kN (trazione baricentrica alla nervatura)}$$

Nervatura L = 7 m tensioni SLE fr:

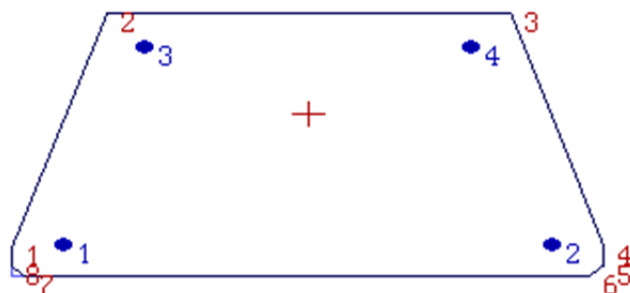
Sollecitazioni risultanti: $M_x = 4421 \text{ daNm}$ $N = 72691 \text{ daN}$

tensioni positive se di trazione

σ_{\min} in vertice 3: -70.4 daN/cm^2

σ_{\max} in vertice 7: -4.6 daN/cm^2

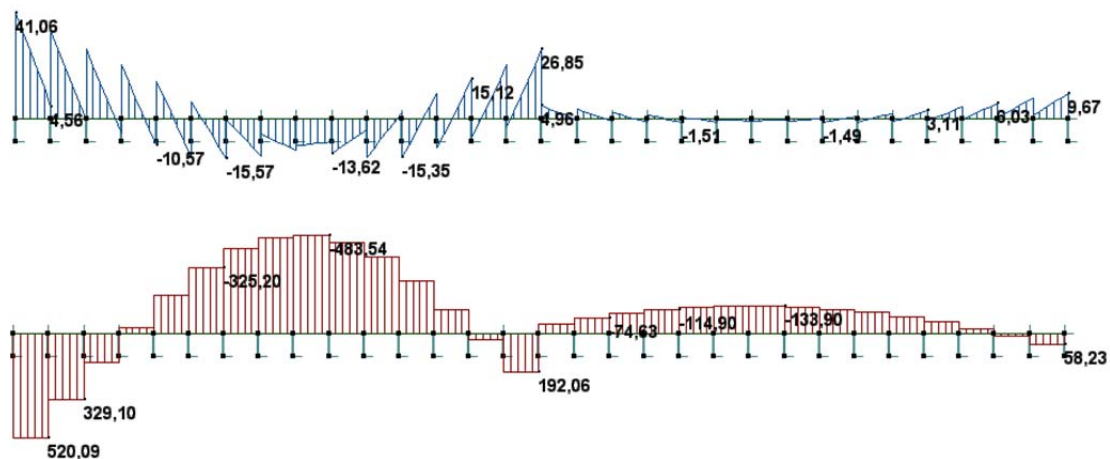
SEZIONE TUTTA COMPRESSA: VERIFICA SODDISFATTA



le tensioni nelle armature risultano tutte di compressione, quindi la verifica risulta soddisfatta.

9.6.3 Soletta: verifica per combinazione SLE fr (campata)

Soletta (momento e sforzo normale):



$$M_d = 15,57 \text{ kNm}$$

$$N_d = -325,20 \text{ kN (compressione)}$$

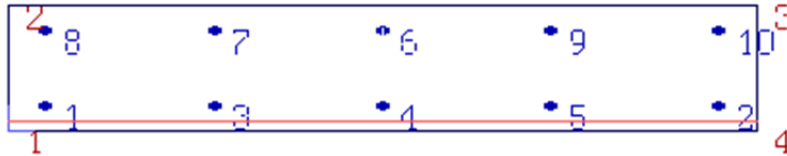
Si dispone armatura: 1 + 1 $\phi 14 / 20$:

Soletta SLE fr

$M_x = 1557 \text{ daNm}$ $N = 32520 \text{ daN}$

$\sigma_c \text{ max in vertice } 2: -26.2 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_s \text{ min in armatura } 6: -309 \text{ daN/cm}^2$

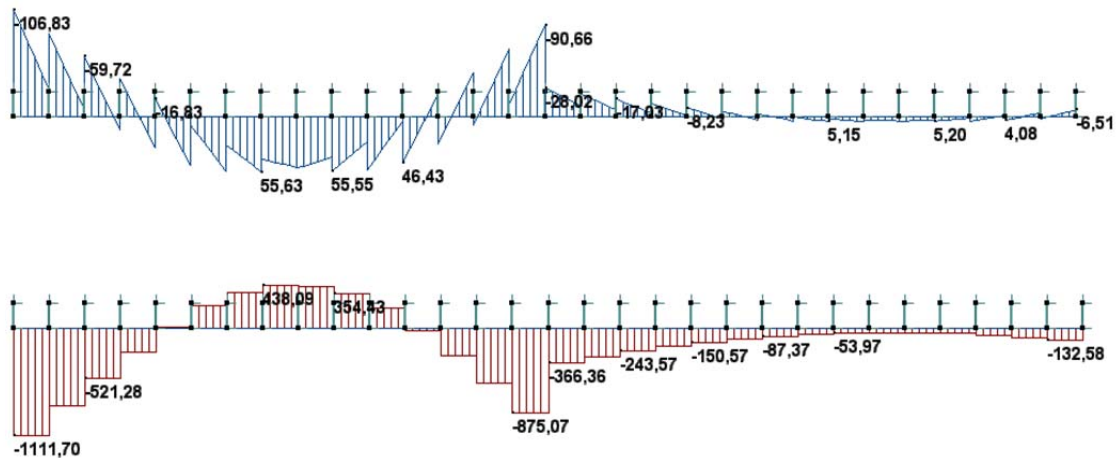


non si hanno armature in trazione, quindi la verifica è soddisfatta.

9.7 VERIFICA A SLU CON SEZIONE COMPOSTA

$$F_d = \sum (\gamma_g \cdot g_i) + \sum (\gamma_e \cdot \varepsilon_i) + \gamma_P \cdot P + \gamma_Q \cdot (Q_k + q_k)$$

Nervatura in c.a.p. (momento e sforzo normale):



$$M_d = 1,35 \cdot 70,0 + 55,63 = 150,13 \text{ kNm}$$

$$N_d = 438,09 \text{ kN (trazione)}$$

TITOLO : Nervature H = 40 ; L = 7 m

N° Vertici 8 **Zoom** **N° barre** 4 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	1,5
2	0	4,5
3	9,6	40
4	50,4	40
5	60	4,5
6	60	1,5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3,14	5,3	5
2	3,14	54,7	5
3	3,14	13,4	35
4	3,14	46,6	35

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} -438,09 **kN**
M_{xEd} 150,13 **kNm**
M_{yEd} 0 **kNm**

P.to applicazione N
☒ Centro ☒ Baricentro cls
☒ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Materiali
B450C C45/55
s_{su} 67,5 % s_{c2} 2 %
f_{yd} 391,3 N/mm² s_{cu} 3,5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 25,5 %
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
s_{syd} 1,957 % σ_{c,adm} 16
σ_{s,adm} 255 N/mm² γ_{co} 0,9333
γ_{c1} 2,543

M_{xRd} 321,9 kNm
σ_c -25,5 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 8,833 ‰
d 35 cm
x 9,933 x/d 0,2838
δ 0,7948

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

Armatura Precompressione
N° cavi 2 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sp} [MPa]
1	2,78	30	35	1250
2	6,95	30	5	1250

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

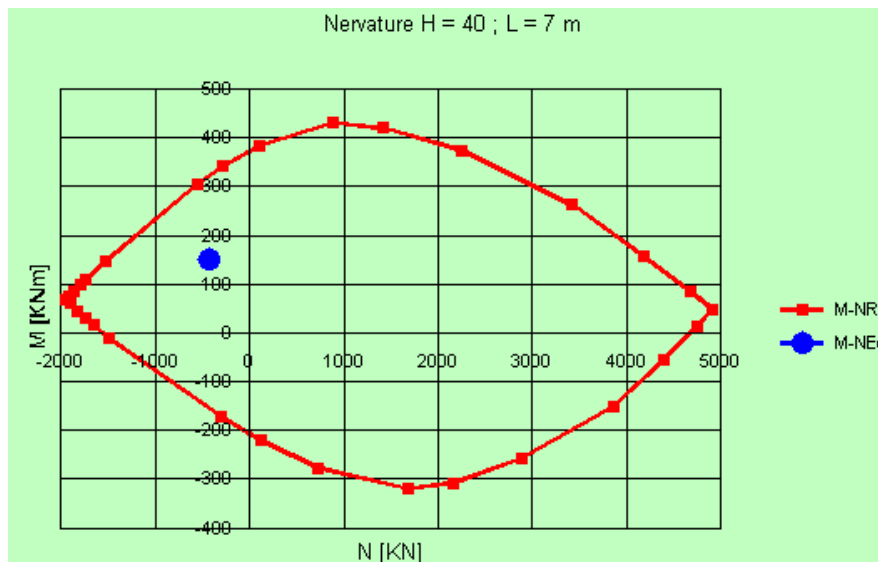
Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm Col. modello

Tipo cavo
Trefolo
s_{su} 67,5 %
f_{yd} 1.500 N/mm²
E_s/E_c 4,73
s_{syd} 7,5 %
σ_{s,adm} 1060 N/mm²

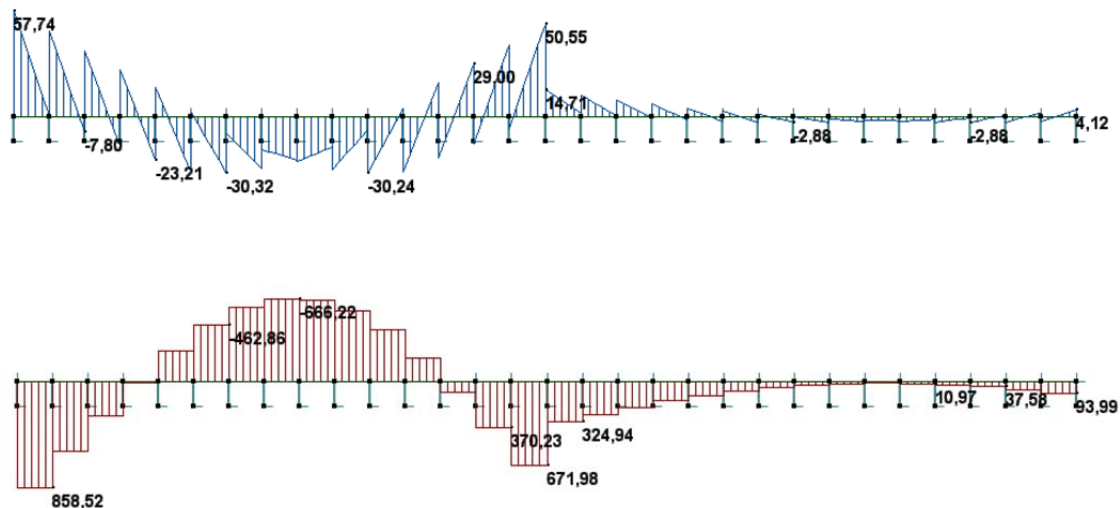
σ_{sp} 1.500 N/mm²
ε_{sp} 15,08 ‰ compresa predef.

☒ Precompresso



VERIFICA SODDISFATTA

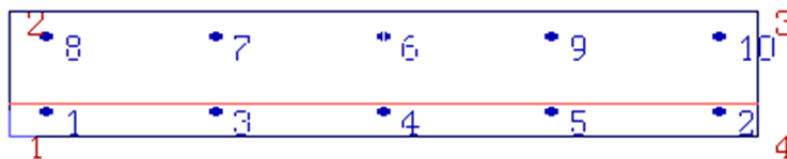
Soletta in c.a (momento e sforzo normale in campata):



Soletta SLU in campata

$M_x = 3032 \text{ daNm}$ $N = 46286 \text{ daN}$

$\sigma_c \text{ max in vertice } 3: -47.6 \text{ daN/cm}^2$ $\sigma_s \text{ max in armatura } 1: 63 \text{ daN/cm}^2$
 $\sigma_s \text{ min in armatura } 9: -519 \text{ daN/cm}^2$

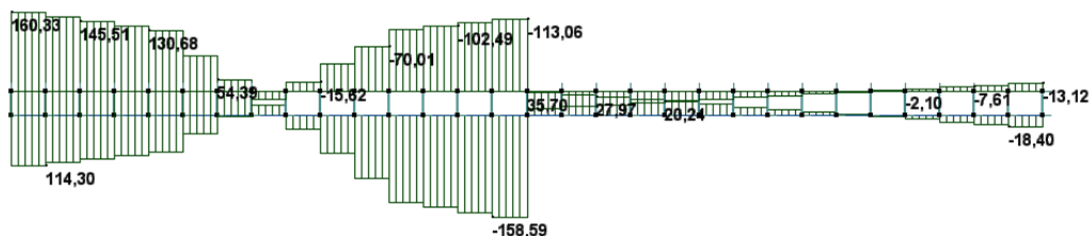


La soletta quindi rimane in campo elastico.

9.8 VERIFICA STAFFE DI CONNESSIONE TRAVE-SOLETTA

Si verificano connettori $\phi 14$ lungo l'asse della nervatura nella zona degli appoggi per combinazione SLU statica:

	MIN	MAX
SF2(kN)	-158,59	160,33
[Bm:19]	[Bm:5]	



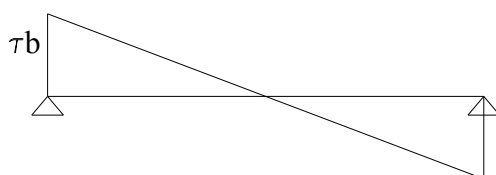
$$T_{100} = 114,30 + 160,33 \approx 275 \text{ kN al m}$$

da cui va dedotto il contributo del peso proprio, agente sulla sola trave :

$$dT_{pp} = 54 \text{ kN} \rightarrow T'_{100} = 221 \text{ kN/m}$$

$$\tau \cdot b = T'_{100} \cdot S_x / J_x = 22100 \cdot 38250 / 1690744 = 500 \text{ daN/cm} = 500 \text{ kN/m}$$

$$S_x = A_{sol} \cdot (y_c - y_G) = (100 \cdot 25) \cdot (52,5 - 37,2) = 38250 \text{ cm}^3 \text{ momento statico soletta}$$



Si verifica il collegamento a Dowel action (effetto bietta), con la qualità del calcestruzzo inferiore (soletta).

Disponendo staffe $\Phi 14$ a 4 bracci con interasse 13 cm, per ogni elemento si ha:

$$F_{ed,1} = 500 \cdot 0,13 / 4 = 16,3 \text{ kN} < F_{ud} = 16,8 \text{ kN}$$

Nel terzo centrale della luce, si considerano uno sforzo ridotto alla metà, e si dispongono $\Phi 14$ a 4 bracci con interasse 25 cm.

$$F'_{ed,1} = 250 \cdot 0,25 / 4 = 15,6 \text{ kN} < F_{ud} = 16,8 \text{ kN}$$

Azioni	N° PROG.	estremità	L/3 cen.
n° LC	descr.		
Fed,tot	kN	500	250
Ned,tot	kN	0	0
Geometria			
db	mm	14	14
n° barre		30.8	16.0
eo	mm	0.0	0.0
L	mm	300	300
vfy geo		ok	ok
e c	mm	120	120
vfy geo		ok	ok
e t	mm	120	120
vfy geo		ok	ok
e _ l _	mm	50	50
vfy geo		ok	ok
Materiali			
Rck	MPa	40	40
fyk	MPa	450	450
gam s		1.15	1.15
Resistenza cond.ideali			
Fed,1	kN	16.3	15.6
Ned,1	kN	0.0	0.0
gam dow.	(CEB-FIP)	1.30	1.30
fcd	MPa	18.81	18.81
fyd	MPa	391	391
Fud o	kN	16.8	16.8
Effetto del braccio			
eps		0.000	0.000
k1		1.000	1.000
Effetto della trazione simult.			
As	mmq	154	154
sig s	MPa	0	0
zeta		0.000	0.000
k2		1.000	1.000
Resistenza finale			
u	mm	1.4	1.4
Fud,s	kN	34.8	34.8
Fud,c	kN	16.8	16.8
Fud,c/Fud,s		48%	48%
Fud	kN	16.8	16.8
vfy res.		ok	ok

10 VERIFICA DEGLI ALTRI ELEMENTI STRUTTURALI

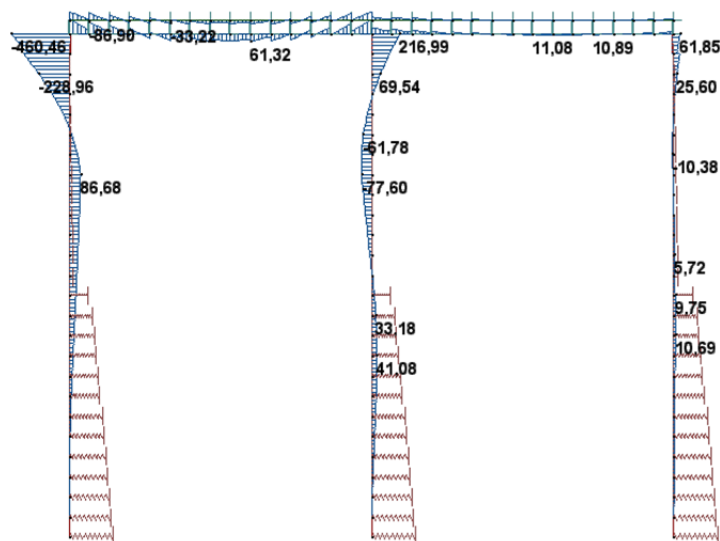
10.1 SEZIONI D'IMPALCATO ALLE ESTREMITÀ

Nel tratto iniziale e in quello finale, per una lunghezza circa pari a 70 diametri dei trefoli, si considera non efficace l'effetto di precompressione; in tal senso si verifica la sezione all'appoggio secondo la teoria del c.a. ad armatura lenta, in cui l'armatura a trazione di dimensionamento è quella da predisporre in soletta.

Le sollecitazioni di verifica comprendono anche l'effetto del peso proprio d'impalcato per un'aliquota pari al 70% (vedasi quanto detto al precedente paragrafo 1.3).

10.1.1 Verifica a SLU statica e sismica

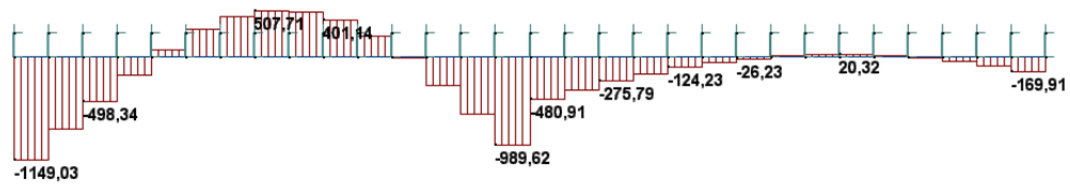
	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-460,46	216,99
	[Bm:3]	[Bm:4]



Momento SLU statica

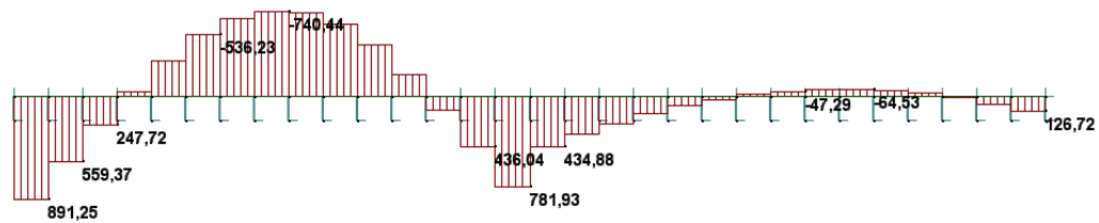


	MIN	MAX
Force(kN)	-1149,03	507,71
	[Bm:5]	[Bm:12]



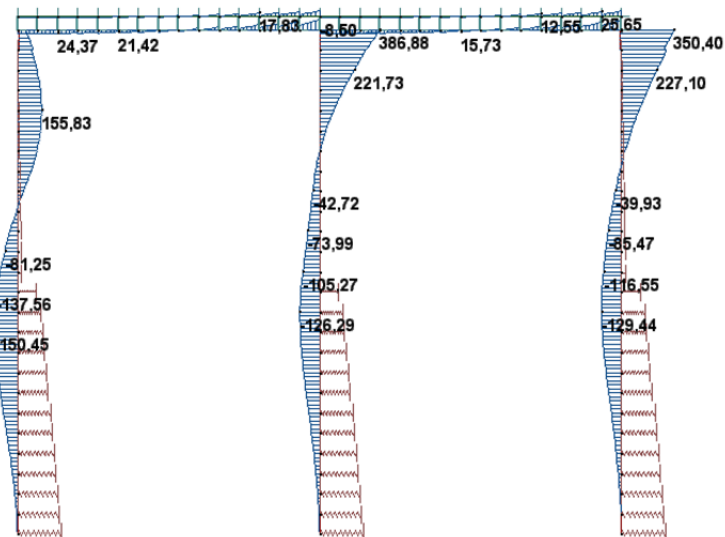
Sforzo normale SLU statica (nervature)

	MIN	MAX
Force(kN)	-740,44	891,25
	[Bm:27]	[Bm:34]



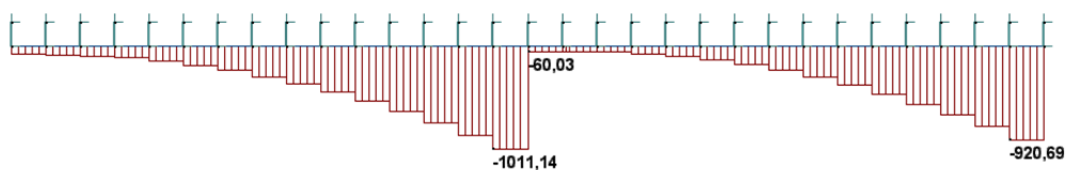
Sforzo normale SLU statica (soletta)

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-150,45	386,88
	[Bm:44]	[Bm:4]



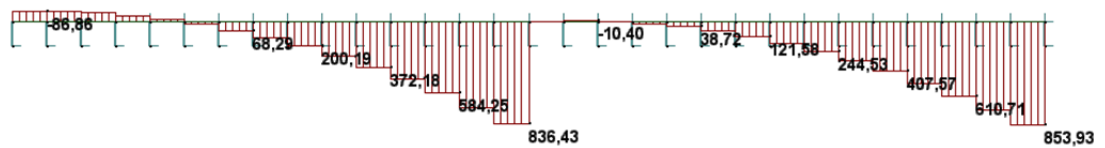
Momento SLV sismica

	MIN	MAX
Force(kN)	-1011,14	-56,36
	[Bm:19]	[Bm:84]



Sforzo normale SLV sismica (nervature)

	MIN	MAX
Force(kN)	-86,86	853,93
	[Bm:34]	[Bm:98]



Sforzo normale SLV sismica (soletta)

Verifica in combinazione più sfavorevole (M max , N ; N min , M):

M = -461 kNm (SLU, nodo laterale telaio); N = -1149+891 = - 258 kN (somma sforzi su trave e soletta al nodo laterale telaio):

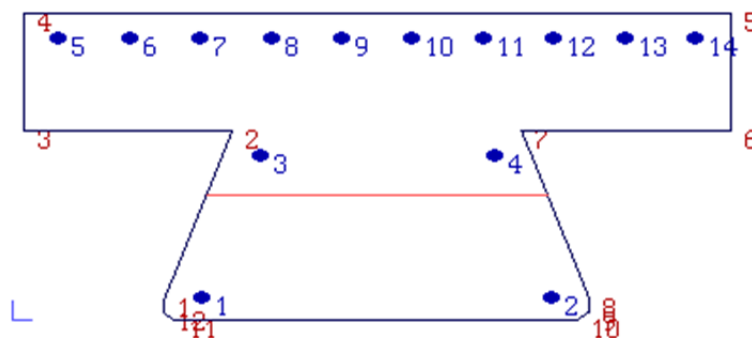
Estremità d'impalcato: SLU

Mx = -46100 daNm N = 25800 daN

σc max in vertice 11: -121.5 daN/cm²

σs max in armatura 13: 2292 daN/cm²

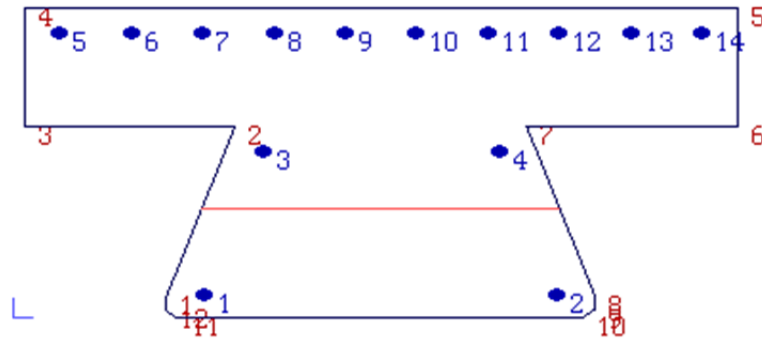
σs min in armatura 1: -1479 daN/cm²



Estremità d'impalcato: SLV sismica

$M_x = -35100 \text{ daNm}$ $N = -6700 \text{ daN}$

$\sigma_c \text{ max in vertice 10: } -89.6 \text{ daN/cm}^2$ $\sigma_s \text{ max in armatura 5: } 2169 \text{ daN/cm}^2$
 $\sigma_s \text{ min in armatura 2: } -1051 \text{ daN/cm}^2$



La sezione risulta verificata con armatura all'estradosso: $\phi 20 / 10 \text{ cm}$

Verifica della massima compressione in nervatura:

ipotizzando attiva la precompressione anche nelle sezioni di estremità (a favore di verifica), in nervatura viene ad aggiungersi la compressione:

$$10720 * 9,73 / 2245 = 46,5 \text{ daN/cm}^2$$

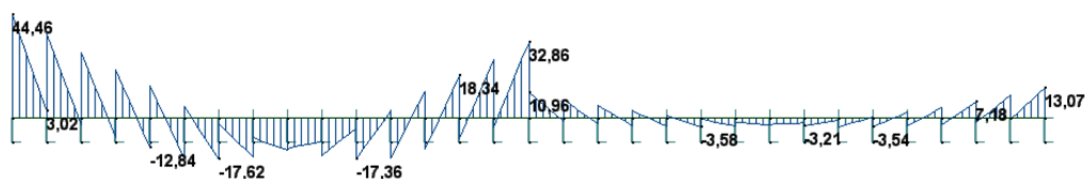
quindi si ha un valore massimo di compressione:

$$\sigma_c \text{ max} = 121,5 + 46,5 = 168 \text{ daN/cm}^2 < f_{cd} = 259 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICA SODDISFATTA

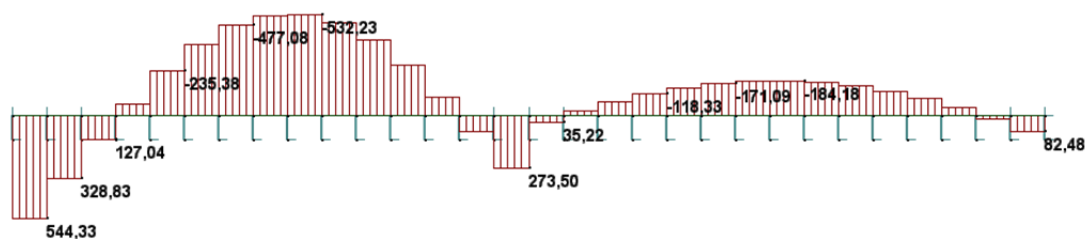
10.1.2 Verifica alle estremità della soletta a fessurazione (SLE fr)

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-17,62	44,46
	[Bm:29]	[Bm:34]



Momento SLE frequente (soletta)

	MIN	MAX
Force(kN)	-532,23	544,33
	[Bm:26]	[Bm:34]



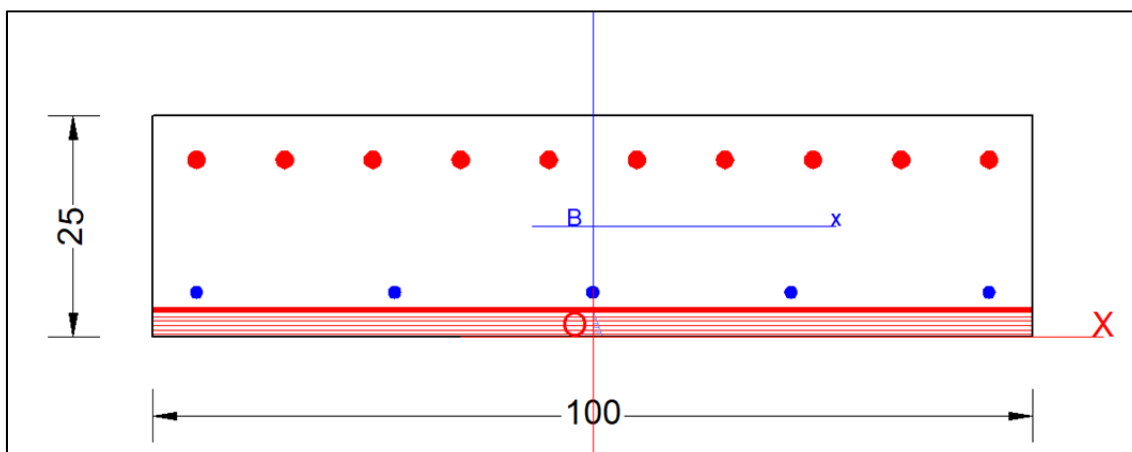
Sforzo normale SLE frequente (soletta)

VERIFICA A FESSURAZIONE

Armatura: 1 ϕ 20 / 10 sup. + 1 ϕ 14 / 20 inf.

M = - 44.5 kNm/m (tende le fibre superiori)

N = 544 kN/m (trazione)



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di calcolo fcd:	18.81 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	16.600 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di calcolo fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$:	0.50

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	25.0	cm
Barre inferiori:	5 ϕ 14	(7.7 cm ²)
Barre superiori:	10 ϕ 20	(31.4 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.0	cm

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N° Comb.	N	Mx
1	-544.00	-44.50 (-29.73)

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

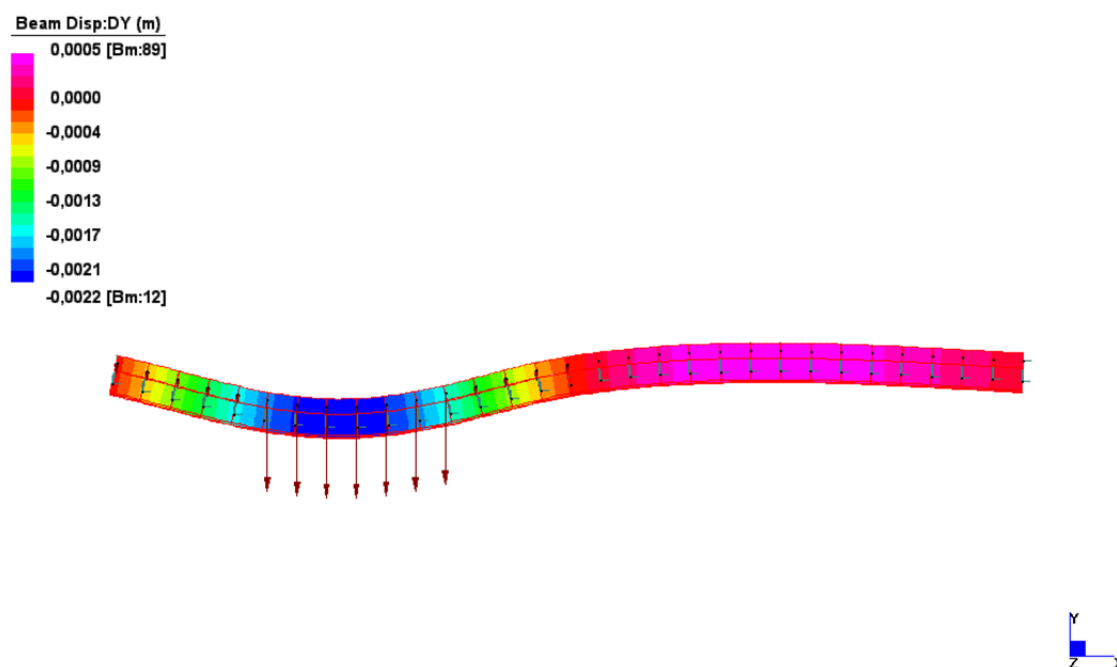
Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]										
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]										
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [Mpa]										
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Sclmin + ScEff)/(2 Sclmin)										
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2										
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss) ² = 1-Beta12*(fctm/Sclmin) ² = 1-Beta12*(Mfess/M) ² [B.6.6 DM96]										
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es										
srm	Distanza media in mm tra le fessure										
wk	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.										
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]										
N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	1.54	-4.64	-19.2	0.177	1.00	0.554	0.000494 (0.000357)	149	0.125 (0.20)	-29.73

$W_k = 0.125 \text{ mm} < 0.30 \text{ mm}$ (ambiente moderatamente aggressivo) → VERIFICA
SODDISFATTA.

In senso longitudinale viene posta un'armatura di ripartizione: 1 + 1 ϕ 14 / 20

10.2 CALCOLO DELLA DEFORMAZIONE D'IMPALCATO ALL'AZIONE DEI SOVRACCARICHI IN ESERCIZIO

Si vuole valutare l'entità delle deformazioni d'impalcato soggetto ai soli sovraccarichi di esercizio Q_k e q_k , in modo da ottenere gli abbassamenti differenziali in esercizio:



$$F_{\max (Q_k + q_k)} = 2 \text{ mm su luce di } 7200 \text{ mm}$$

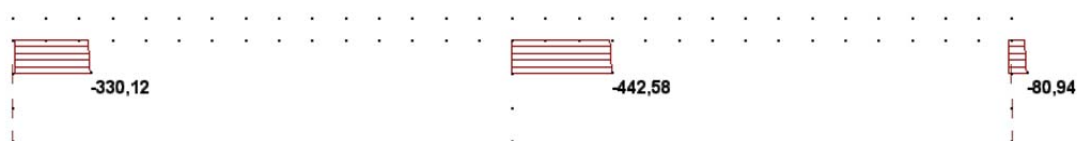
10.3 CORDOLO DI COLLEGAMENTO

Questo elemento strutturale lega l'impalcato e trasferisce ai diaframmi le sollecitazioni. Si verificano le armature verticali in relazione al modello di telaio unitario e quelle longitudinali secondo il modello di asta su suolo elastico soggetta ad azioni principalmente verticali, date dalla massima azione normale SLU.

10.3.1 Verifica dell'armatura verticale (SLU - SLV)



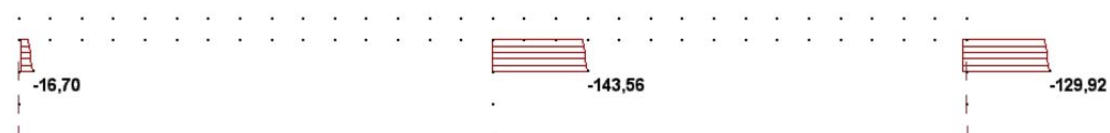
Momento SLU



Sforzo normale SLU



Momento SLV



Sforzo normale SLV

Titolo : Sommità cordolo: comb. SLU

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	55

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 330 0 kN

M_{xEd} 460,46 0 kNm

M_{yEd} 0 0

Materiali

B450C C32/40

σ_{su} 67,5 ‰ σ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391,3 N/mm² σ_{cu} 3,5

E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?

σ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11,5

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6933

τ_{cl} 2,029

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 701,7 kN m

σ_c -17 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ϵ_c 3,5 ‰

ϵ_s 13,5 ‰

d 55 cm

x 11,33 x/d 0,2059

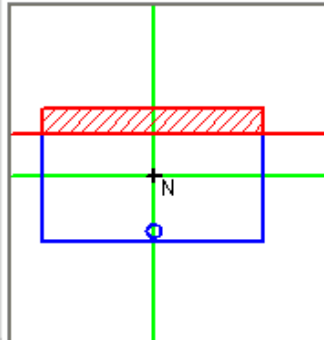
δ 0,7

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.



Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

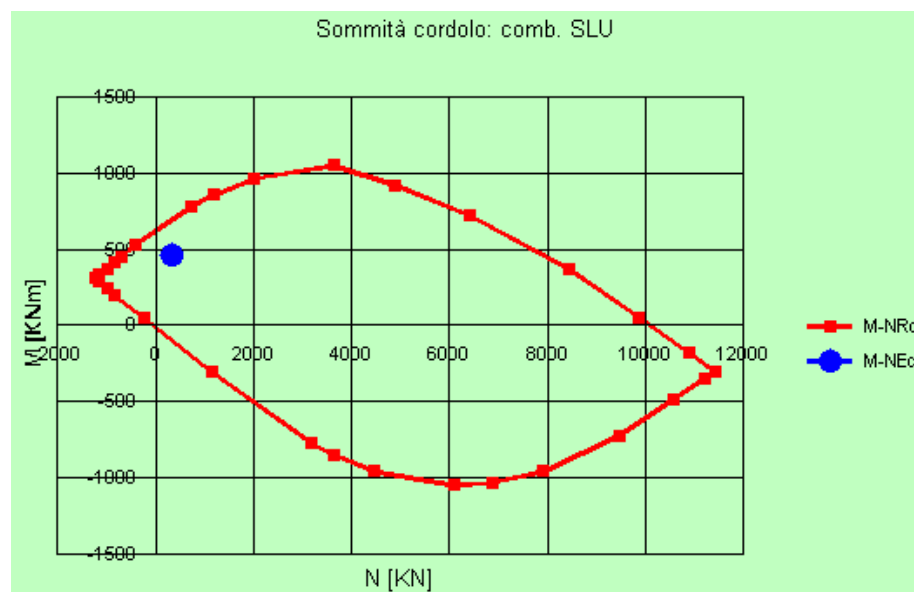
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

0 cm Col. modello

☐ Precompresso



Titolo : Sommità cordolo: comb. SLV

N° strati barre **1** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	55

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 129 0 kN

M_{xEd} 350,4 0 kNm

M_{yEd} 0 0

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰

E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?

ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11,5

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6933

τ_{c1} 2,029

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 659,1 kN m

σ_c -17 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ϵ_c 3,5 ‰

ϵ_s 16,01 ‰

d 55 cm

x 9,865 x/d 0,1794

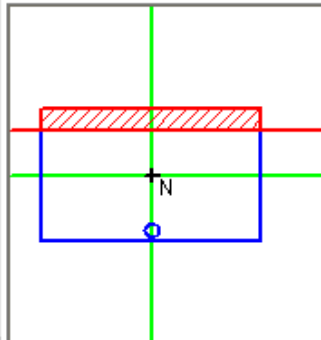
δ 0,7

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.



Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

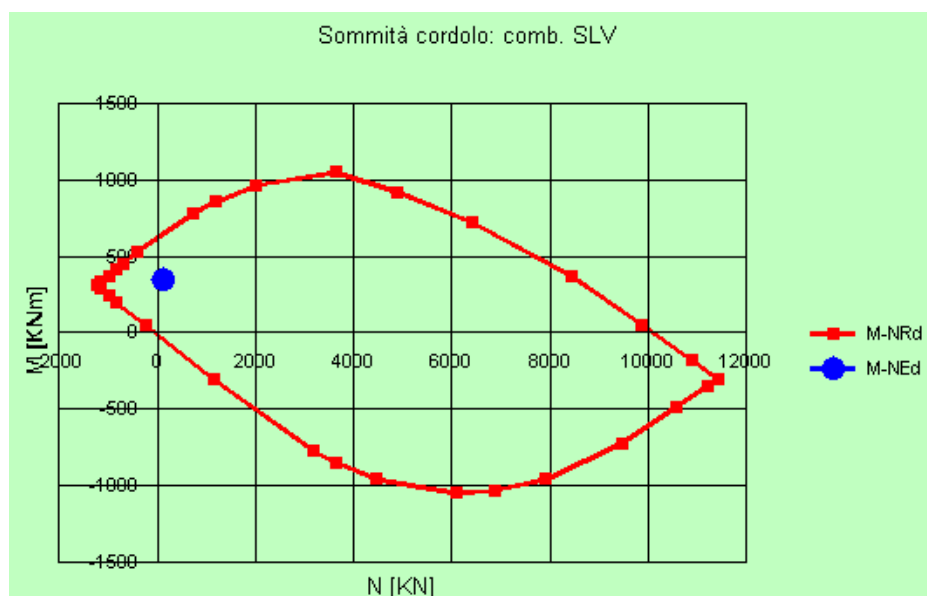
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

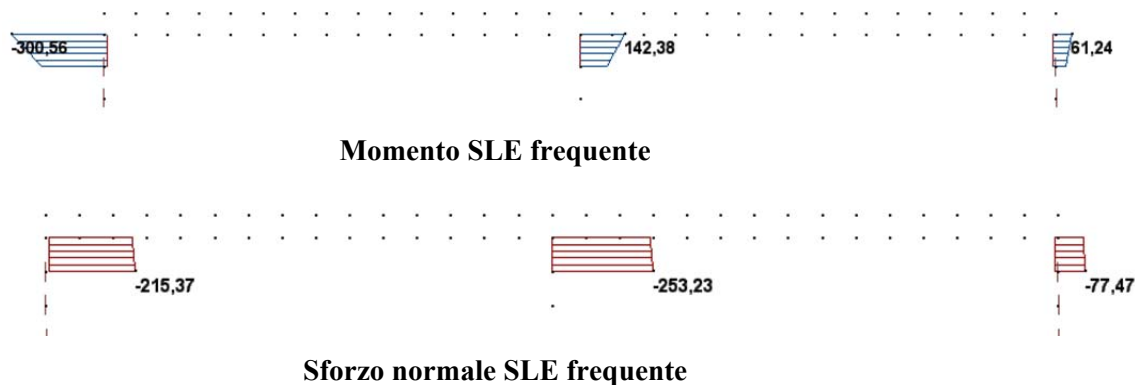
o 0 cm Col. modello

☐ Precompresso



SEZIONE VERIFICATA con armatura: ϕ 20 / 10 cm

10.3.2 Verifica del cordolo a SLE fr per fessurazione



VERIFICA A FESSURAZIONE

Classe cls: $R_{ck} = 400 \text{ daN/cm}^2$

Azioni esterne: $M_e = 30056 \text{ daNm}$; $N_e = 21000 \text{ daN}$ (- se trazione)

base sezione: $B = 100 \text{ cm}$; altezza totale: $H = 60 \text{ cm}$

area sezione: $A_r = 6000 \text{ cm}^2$; modulo di resistenza: $W_r = 60000 \text{ cm}^3$

Distanza media fra le fessure:

$$s_m = 50 + .25 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \phi_m / r_o = 89.79 \text{ mm}$$

$k_2 = 0.40$ (coefficiente di aderenza)

$k_3 = 0.50$ (coefficiente di forma delle tensioni) - asse neutro interno

$\phi_m = 20 \text{ mm}$ (diametro medio delle barre in trazione)

$\phi'_m = 14 \text{ mm}$ (diametro medio delle barre in compressione)

$c_t = 40 \text{ mm}$ (copriferro netto in trazione)

$c_c = 40 \text{ mm}$ (copriferro netto in compressione)

$N_a = 10$ (numero delle barre nell'area A_{eff})

$N_c = 0$ (numero delle barre nella zona superiore)

$r_o = A_a / A_{eff} = 0.0251$ (rapporto di armatura)

$A_a = 31.42 \text{ cm}^2$ (area d'acciaio nella zona di trazione)

$A_{eff} = 1250 \text{ cm}^2$ (area efficace)

Deformazione unitaria media nel tratto sm:

$$\varepsilon_{sm} = (\sigma_s / E_s) \cdot [1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] = 0.00043$$

$$\sigma_s = 1675 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ daN/cm}^2$$

$$\beta_1 = 1.0 \text{ (coefficiente di aderenza)}$$

$$\beta_2 = 1.0 \text{ (coefficiente di carico)}$$

$$\sigma_{sr} = 1132 \text{ daN/cm}^2 \text{ tensione calcolata con:}$$

$$N_f = \text{sgn}(N_e) \cdot f_{ctm} / [| M_e / N_e | / W_r - \text{sgn}(N_e) / A_r] ; M_f = N_f \cdot (M_e / N_e)$$

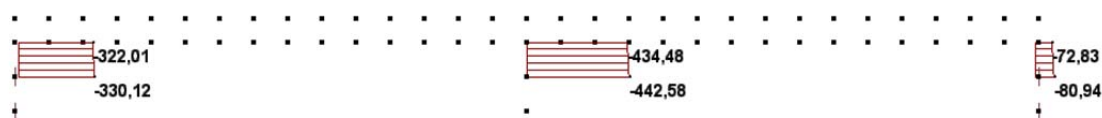
$$f_{ctm} = 31.49 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Ampiezza della fessura: } w_k = 1.7 \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm} = 0.07 \text{ mm}$$

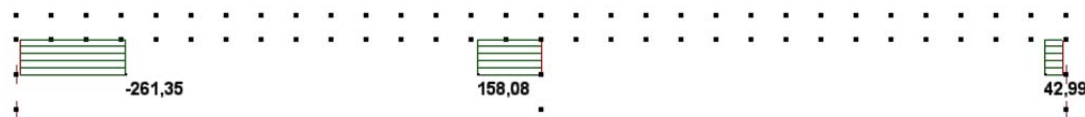
$$\text{Ampiezza ammissibile: } w_a = 0.30 \text{ mm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

10.3.3 Verifica a taglio al collegamento coi diaframmi (SLU STR)



Sforzo normale SLU



Taglio SLU

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO T.U. 14/01/2008 § 4.1.2.1.3

• **Caratteristiche della sezione**

$b_w = 1000$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 600$	mm	altezza	$\gamma_s = 1,15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391,3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 33,2$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1,50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	Ø	$20 = 31,42 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0,85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø	$0 = 0,00 \text{ cm}^2$
$d = 550$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø	$0 = 0,00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18,81$	MPa	resist. di calcolo			$31,42 \text{ cm}^2$

• **Sollecitazioni** (compressione > 0, trazione < 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 322,0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 261,4 \text{ kN}$$

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1,603 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0,409$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w \times d) < 0,02 \quad \rho_l = 0,006 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = -0,54 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 326,4 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 269,4 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 326,4 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

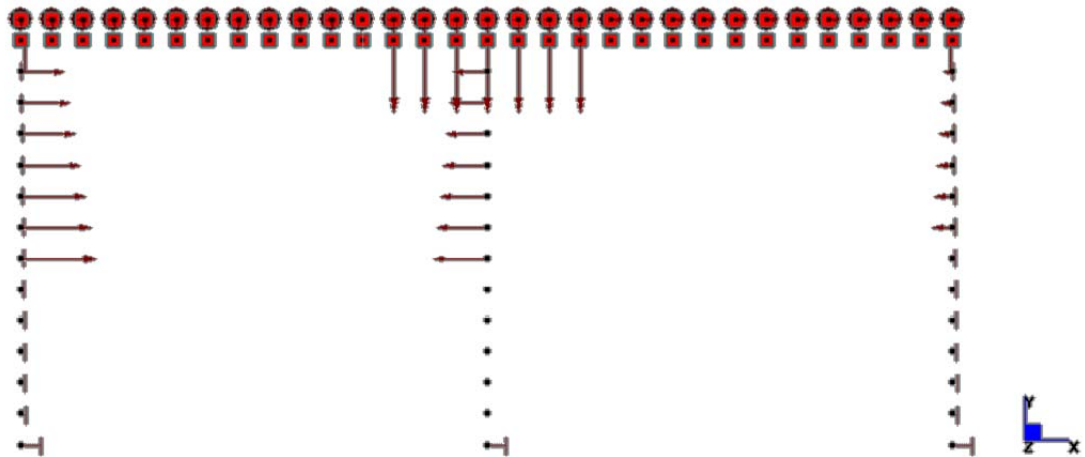
10.3.4 Verifica dell'armatura orizzontale (SLU)

Considerando che la portanza dei diaframmi sia sostanzialmente ad attrito, si valuta la costante elastica stimando che fino alla condizione limite essa venga mobilitata a seguito di una deformazione pari al 5‰ dello spessore:

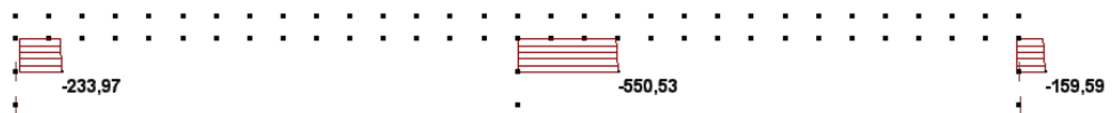
$$\delta = 0,005 \times 1000 = 5 \text{ mm}$$

da cui:

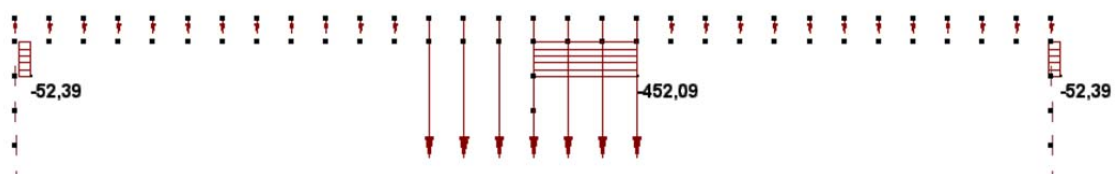
$$k_v = P_{SLU} / (s_p \times \delta) = 55053 / (60 \times 0,5) = 18,35 \text{ daN/cmc}$$



Combinazione dei carichi per Nmax su diaframma centrale



Sforzo normale complessivo SLU su cordolo centrale per il calcolo di kv

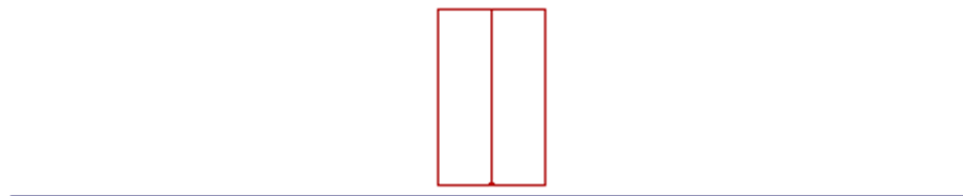


Sforzo normale SLU su cordolo centrale per solo carico Qk

Si verifica la sezione avente dimensioni: $B \times H = 60 \times 50$ cmq

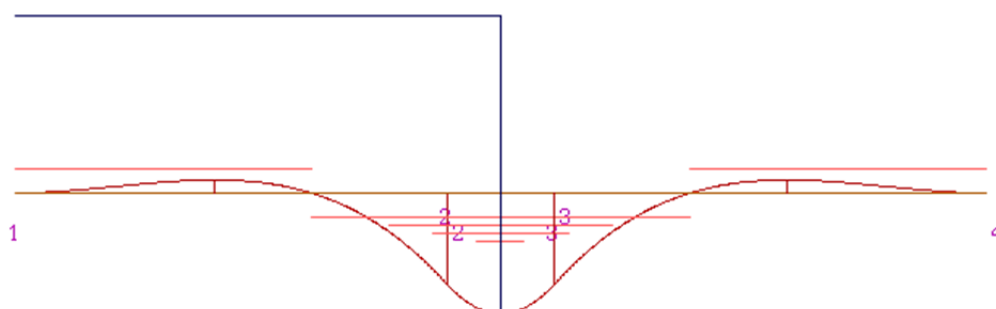
Si assume il carico su lunghezza unitaria in riferimento ad un'asta indefinita:

Cordolo in longitudinale - carichi -



Dimensionamento dell'armatura minima:

asta 2: $x = 50 \text{ cm}$ $M = 16844 \text{ daNm}$; $N = 0 \text{ daN}$ | ; $B = 60 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$



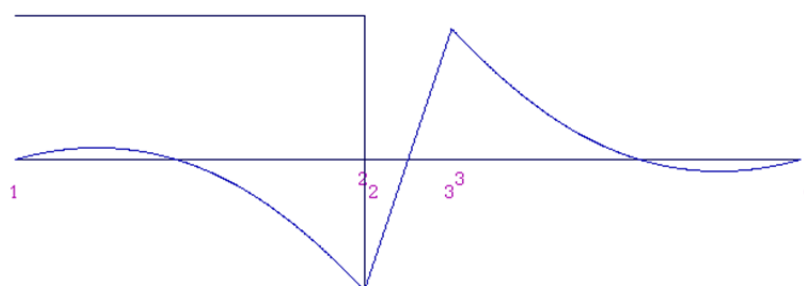
Prog.: $A_s = 9.88 \text{ cm}^2$ $A'_s = \text{==} \text{ cm}^2$; C2 ; 4 $\varnothing 20$
 $N_u = 0 \text{ daN}$; $M_u = 21319 \text{ daNm}$ campo 2 ; $x/d = 0.10$

Si considera di disporre: 5 $\varnothing 20 \text{ cm}$ all'intradosso

4 $\varnothing 14 \text{ cm}$ all'estradosso

Verifica a taglio:

asta 1: $x = 400 \text{ cm}$ | $T = 16590 \text{ daN}$; $N = 0 \text{ daN}$ |



VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO T.U. 14/01/2008 § 4.1.2.1.3

• **Caratteristiche della sezione**

$b_w = 600$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 500$	mm	altezza	$\gamma_s = 1,15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391,3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 33,2$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1,50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} =$	5 Ø 20	$= 15,71 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0,85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} =$	0 Ø 0	$= 0,00 \text{ cm}^2$
$d = 450$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} =$	0 Ø 0	$= 0,00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18,81$	MPa	resist. di calcolo			$15,71 \text{ cm}^2$

• **Sollecitazioni** (compressione > 0, trazione < 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0,0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 165,9 \text{ kN}$$

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1,667 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0,434$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0,02 \quad \rho_1 = 0,006 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0,00 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 144,9 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 117,2 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 144,9 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• **Elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

$$\theta = 45,0^\circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90,0^\circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 14 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 3 \quad \text{passo } 20 \text{ cm} = 0,231 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0,90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \sin \alpha \quad V_{Rsd} = 366,0 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 9,41 \text{ MPa} \quad \text{resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1,000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0,90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 1143,0 \text{ kN}$$

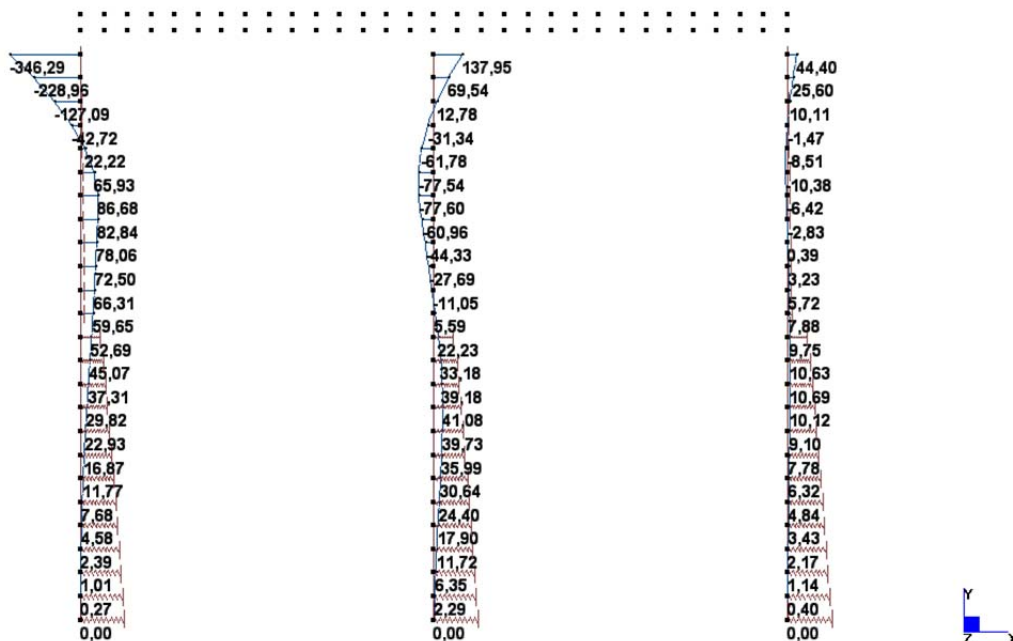
$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 366,0 > 165,9 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 2,2$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

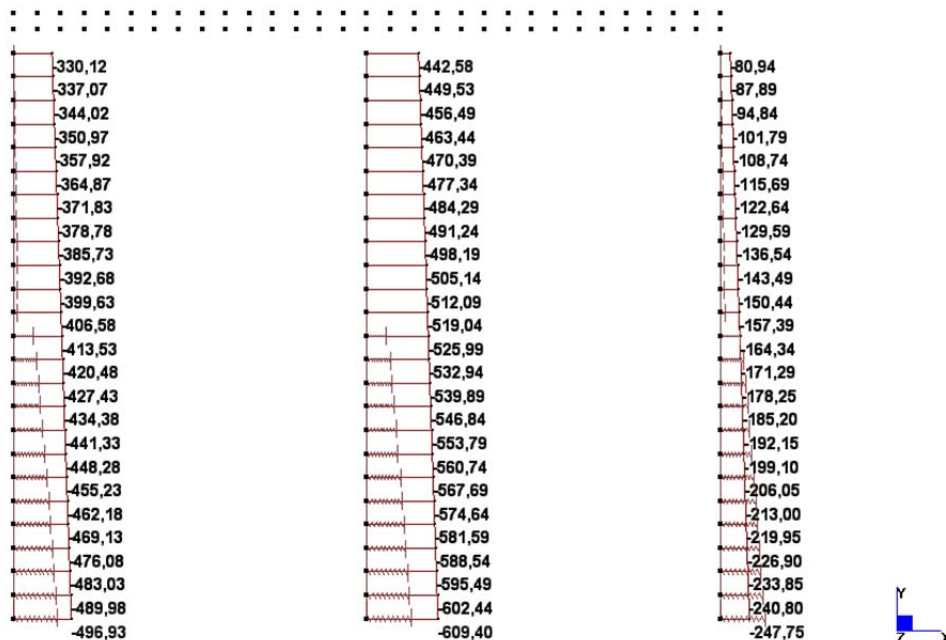
Si dispongono staffe $\phi 14 / 20 \text{ cm}$ a 3 bracci

10.4 DIAFRAMMI DI FONDAZIONE

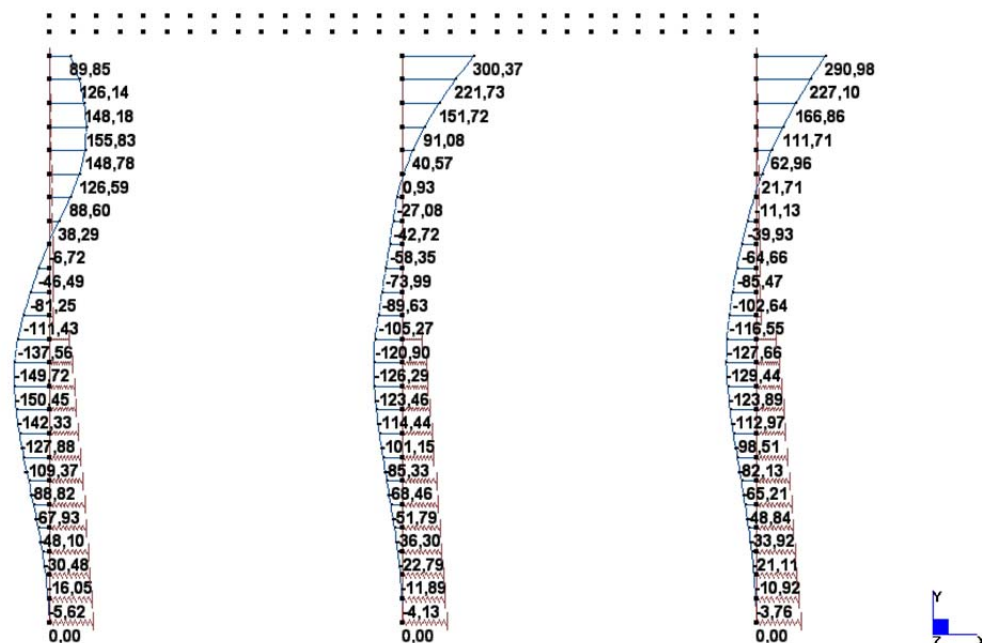
Diagrammi di sollecitazione:



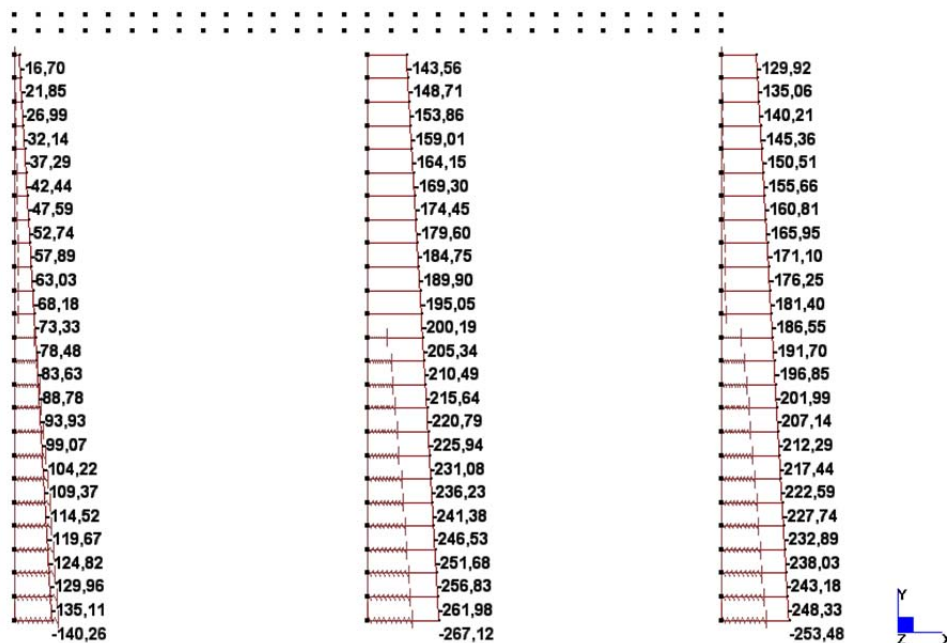
Momento SLU statico



Sforzo normale SLU statico



Momento SLV sismico



Sforzo normale SLV sismico

Si dimensiona l'armatura mediante le combinazioni SLU STR e sismica SLV in modo che, essendo struttura di fondazione, non si superi il limite elastico dei materiali.

Verifica in sommità:

azioni di verifica:

$N_d = 330,12 \text{ kN al m (compressione)}$

$M_d = 346,29 \text{ kNm al m}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Diaframmi

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Sommità diaframmi**

N° strati barre **2** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	7.4
2	31.42	52.6

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} **330** kN
M_{xEd} **346** kNm
M_{yEd} **0** kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN **0** yN **0**

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. **100**

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ **0** cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} **67.5** ‰ ϵ_{c2} **2** ‰
 f_{yd} **391.3** N/mm² ϵ_{cu} **3.5** ‰
 E_s **200,000** N/mm² f_{cd} **14.17** N/mm²
 E_s/E_c **15** f_{cc}/f_{cd} **0.8** ?
 ϵ_{syd} **1.957** ‰ $\sigma_{c,adm}$ **9.75** N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ **255** N/mm² τ_{co} **0.6** N/mm²
 τ_{c1} **1.829** N/mm²

M_{xRd} **667.9** kNm

σ_c **-14.17** N/mm²
 σ_s **391.3** N/mm²
 ϵ_c **3.5** ‰
 ϵ_s **16** ‰
d **52.6** cm
x **9.442** x/d **0.1795**
 δ **0.7**

Verifica lungo il fusto (si assume come riferimento la combinazione sismica):

azioni di verifica:

$N_d = 32,14 \text{ kN al m (compressione)}$

$M_d = 155,83 \text{ kNm al m}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Diaframmi_fusto

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Fusto diaframmi

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.7	7.4
2	15.7	52.6

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 32 0 kN
M_{xEd} 156 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 320.3 kN m
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 24.1 ‰
d 52.6 cm
x 6.671 x/d 0.1268
δ 0.7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

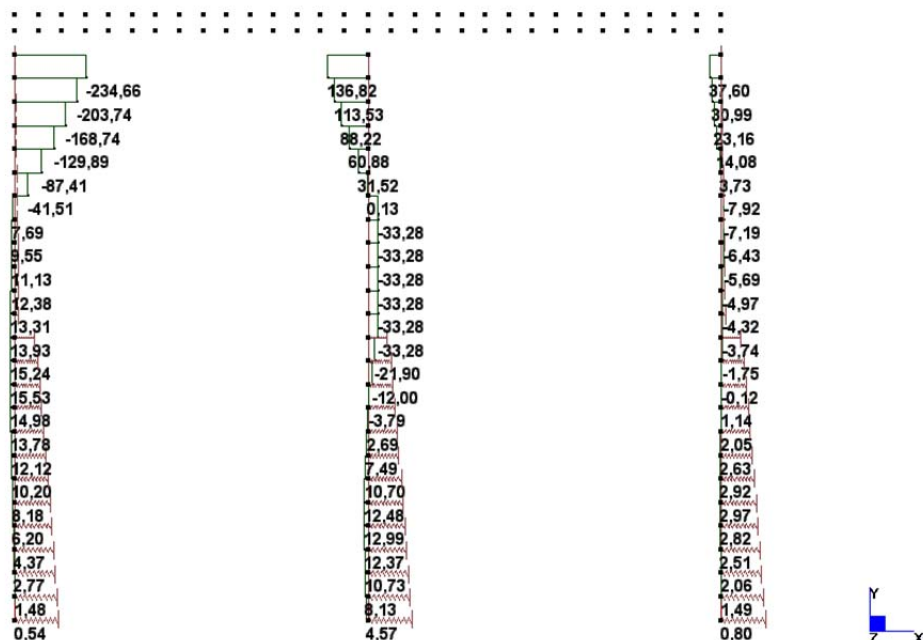
☐ Precompresso

Si adottano quindi armature:

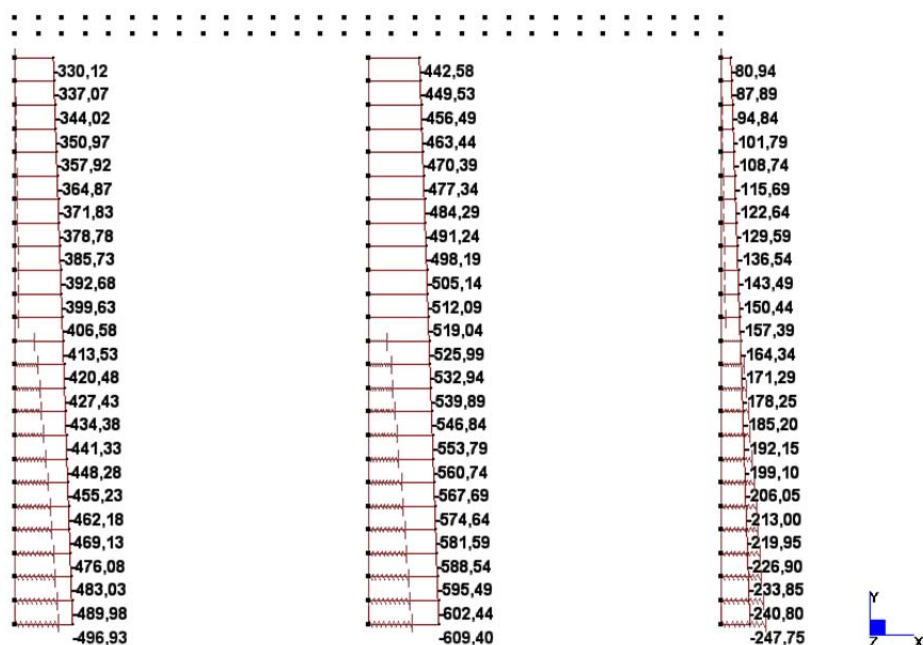
1 + 1 φ 20 / 10 in testa;

1 + 1 φ 20 / 20 lungo il fusto

10.4.1 Verifica a taglio alla base del cordolo (SLU STR)



Taglio SLU



Sforzo normale SLU

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO T.U. 14/01/2008 § 4.1.2.1.3

• **Caratteristiche della sezione**

$b_w = 1000$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 600$	mm	altezza	$\gamma_s = 1,15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391,3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 24,9$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1,50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5$	Ø 20	$= 15,71 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0,85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø 0	$= 0,00 \text{ cm}^2$
$d = 550$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø 0	$= 0,00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 14,11$	MPa	resist. di calcolo			$15,71 \text{ cm}^2$

• **Sollecitazioni** (compressione > 0, trazione < 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 330,1 \text{ kN} \quad V_{ed} = 234,4 \text{ kN}$$

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1,603 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0,354$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0,02 \quad \rho_1 = 0,003 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = -0,55 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 248,8 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 240,3 \text{ kN})$$

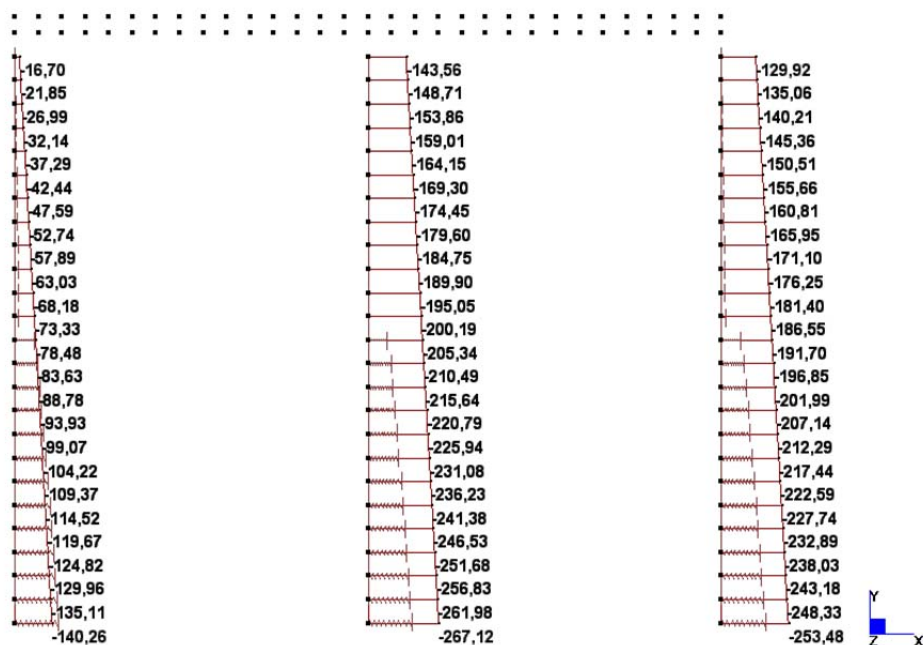
$$V_{Rd} = 248,8 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Si dispongono staffe di confezionamento $\phi 14 / 25 \text{ cm}$



Taglio SLV sismico



Sforzo normale SLV sismico

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO T.U. 14/01/2008 § 4.1.2.1.3

• **Caratteristiche della sezione**

$b_w = 1000$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 600$	mm	altezza	$\gamma_s = 1,15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391,3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 24,9$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1,50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5$	Ø 20	$= 15,71 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0,85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø 0	$= 0,00 \text{ cm}^2$
$d = 550$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø 0	$= 0,00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 14,11$	MPa	resist. di calcolo			$15,71 \text{ cm}^2$

• **Sollecitazioni** (compressione > 0, trazione < 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0,0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 157 \text{ kN}$$

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1,603 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0,354$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0,02 \quad \rho_1 = 0,003 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0,00 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd}$$

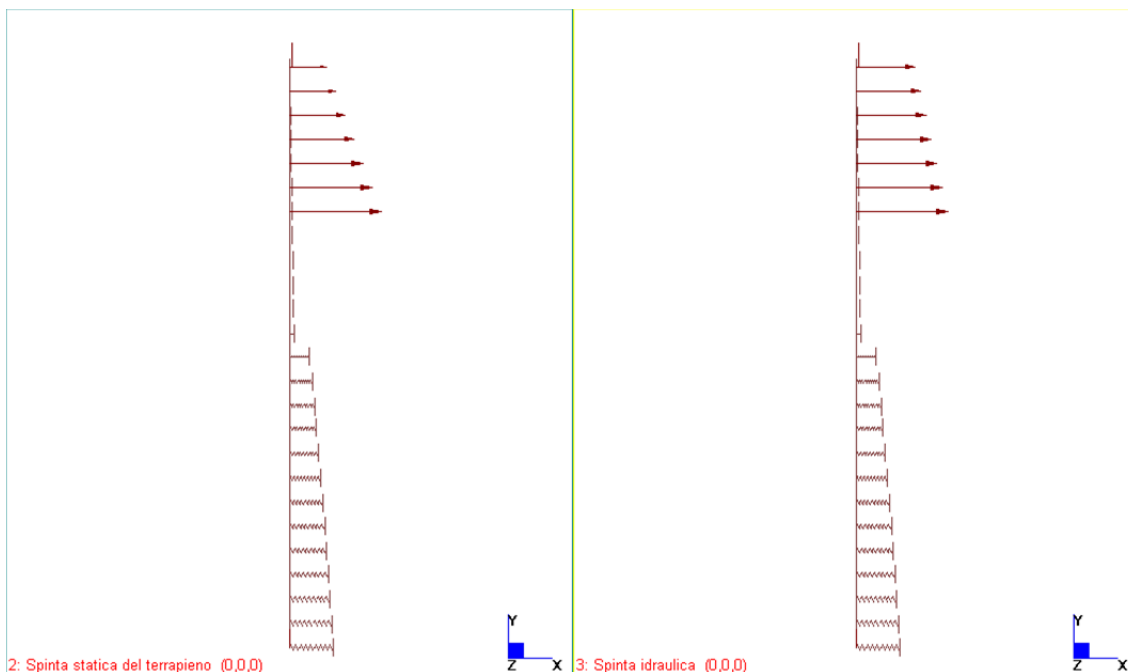
$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 203,5 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 195,0 \text{ kN})$$

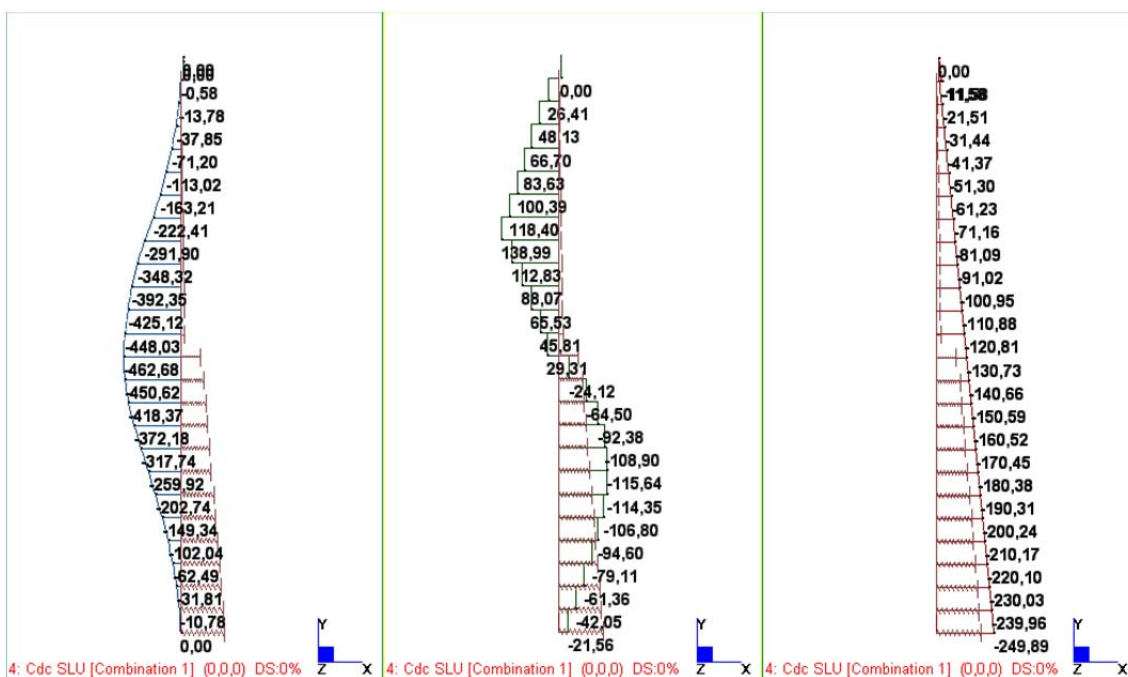
$$V_{Rd} = 203,5 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

10.4.2 Verifica dei diaframmi in fase provvisoriale (SLU STR)



Condizioni di carico



Momento, taglio e sforzo normale SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: Diaframmi_fase1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : Fusto diaframmi - fase provvisoriale

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.7	7.4
2	31.42	52.6

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 131 kN
M_{xEd} 463 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 622.8 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 15.61 ‰
d 52.6 cm
x 9.633 x/d 0.1831
δ 0.7

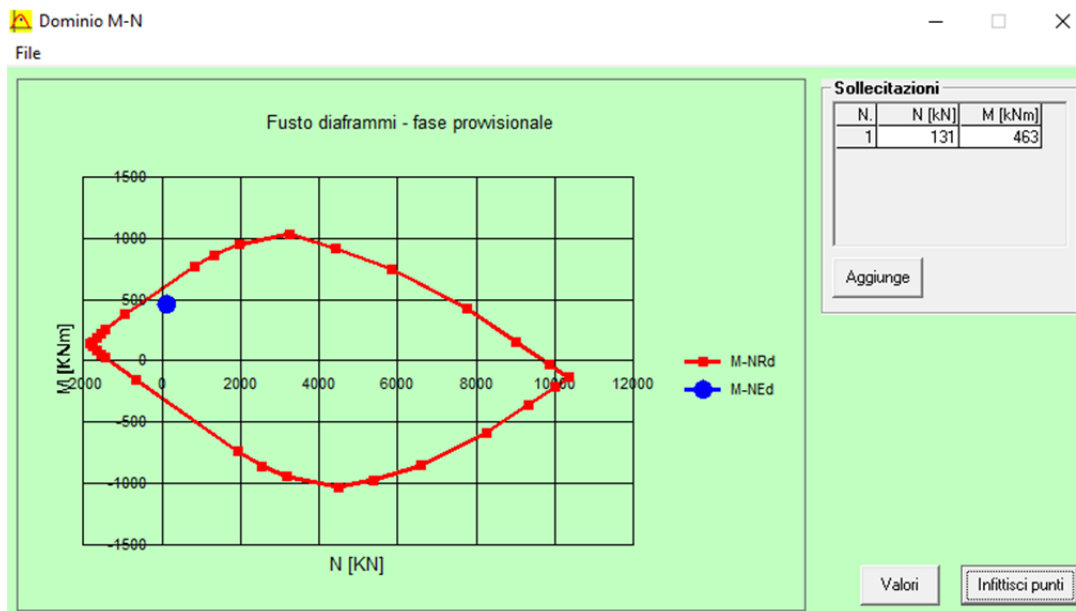
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoi Coord.

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



Si applica un'armatura $\phi 20 / 10$ alla parte di contatto con il terreno e $\phi 20 / 20$ cm nella parte interna.

Il taglio max $V_{ed} = 139 \text{ kN} < V_{rd} = 203 \text{ kN}$ in assenza di armature a taglio.

10.4.3 Verifica a fessurazione

Ambiente ordinario: limitazione fessure a $w_k = 0,3$ mm in comb. quasi permanente.

Si considera la sommità del diaframma, più sollecitata.

$$M(\text{rara}=\text{freq}=\text{q.perm}) = M_d/1.3 = 346/1.3 = 266 \text{ kNm/m}$$

$$N = N_d/1.3 = 330/1.3 = 253 \text{ kN/m}$$

Calcolo tensioni ed asse neutro:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Diaframmi

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : Sommità diaframmi

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	7.4
2	31.42	52.6

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 330 253 kN
M_{xEd} 346 266 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

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

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -5.582 N/mm²
 σ_s 143.5 N/mm²
 ϵ_s 0.7173 ‰
d 52.6 cm
x 19.39 x/d 0.3686
 δ 0.9007

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

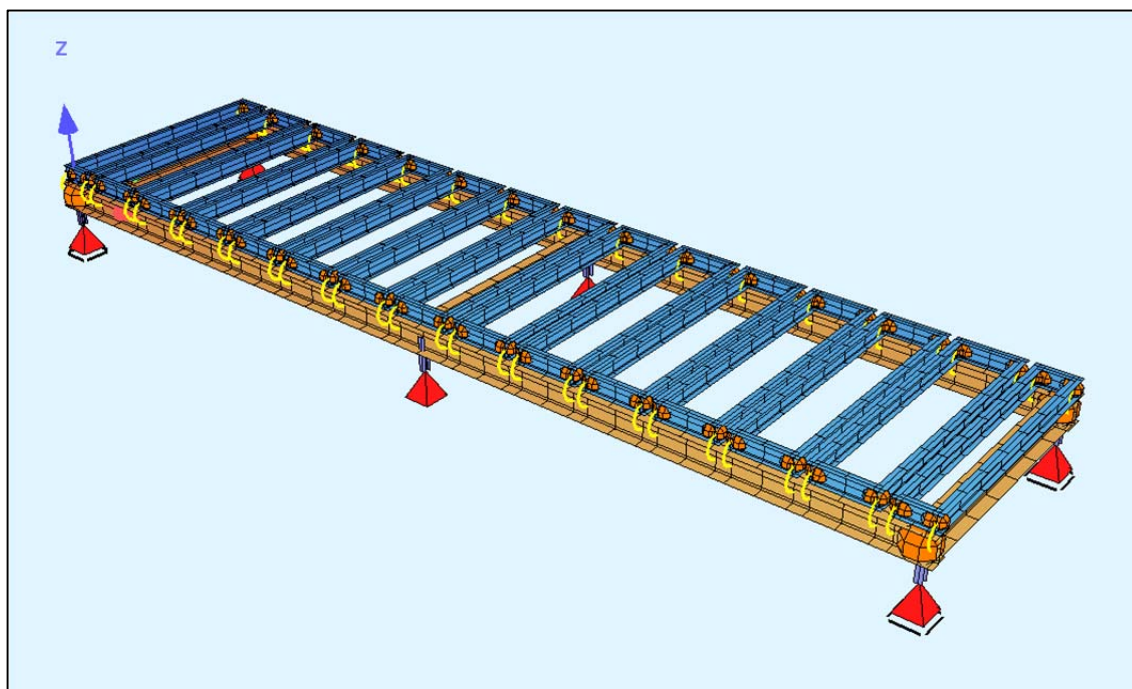
Verifica a fessurazione - NTC2008/Circolare2009			
Rck	30	MPa	
fck	24.9	MPa	
fctm	2.558	MPa	(per classi <= C50/60)
σfess	2.132	MPa	
Wid	0.060	m ³	modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	-0.427	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale > 0 trazione
Mfess	154	kNm	
Med	266	kNm	
check	→fessurato		
Circolare 02.02.2009 - § C4.1.2.2.4 [C4.1.15, ecc]			
Es	210000	MPa	
Ecm	31447	MPa	
αe	6.68		Es/Ecm
kt	0.4		durata carichi: breve 0.6, lunga 0.4
k1	0.8		barre a.m. 0.8; liscie: 1.6
k2	0.5		flessione 0.5; trazione semplice: 1.0; trazione eccentrica: k2 = (ε1+ε2)/(2ε1) con 1 lembo maggiormente teso, in fase II.
k3	3.4		
k4	0.425		
h	600	mm	altezza sezione
c'	74		copriferro di calcolo baric. Armatura tesa
d	526	mm	dist. baric. Armatura tesa da lembo compresso
x	193.9	mm	dist. Asse neutro da lembo compresso
c	50	mm	ricoprimento armatura tesa
h1	185	mm	2.5(h-d)
h2	135	mm	(h-x)/3
h3	300	mm	h/2
hc,ef	135	mm	min(h1,h2,h3)
bc,eff	1000	mm	
Ac,eff	135367	mm ²	
As	3142	mm ²	armatura tesa efficace
peff	2.32%		
σs	143.5	MPa	tensione max armatura stato II, calcolata con n = 15
φ1	20	mm	
n1	10		
φ2	0	mm	
n2	0		
φeq	20.00	mm	diametro equivalente delle barre tese

i*	300 mm	spaziatura limite						
ieff	100 mm	spaziatura effettiva						
check	ok							
Entro la spaziatura limite:								
Δsmax	316 mm	dist.max tra fessure nell'intorno i* delle barre						
esm1	0.441 ‰							
esm2	0.410 ‰							
esm	0.441 ‰							
wd	0.14 mm							
wlim	0.30 mm							
check	ok							
Fuori dalla spaziatura limite:								
Δsmax	528 mm							
wd	0.23 mm							
check	ok							

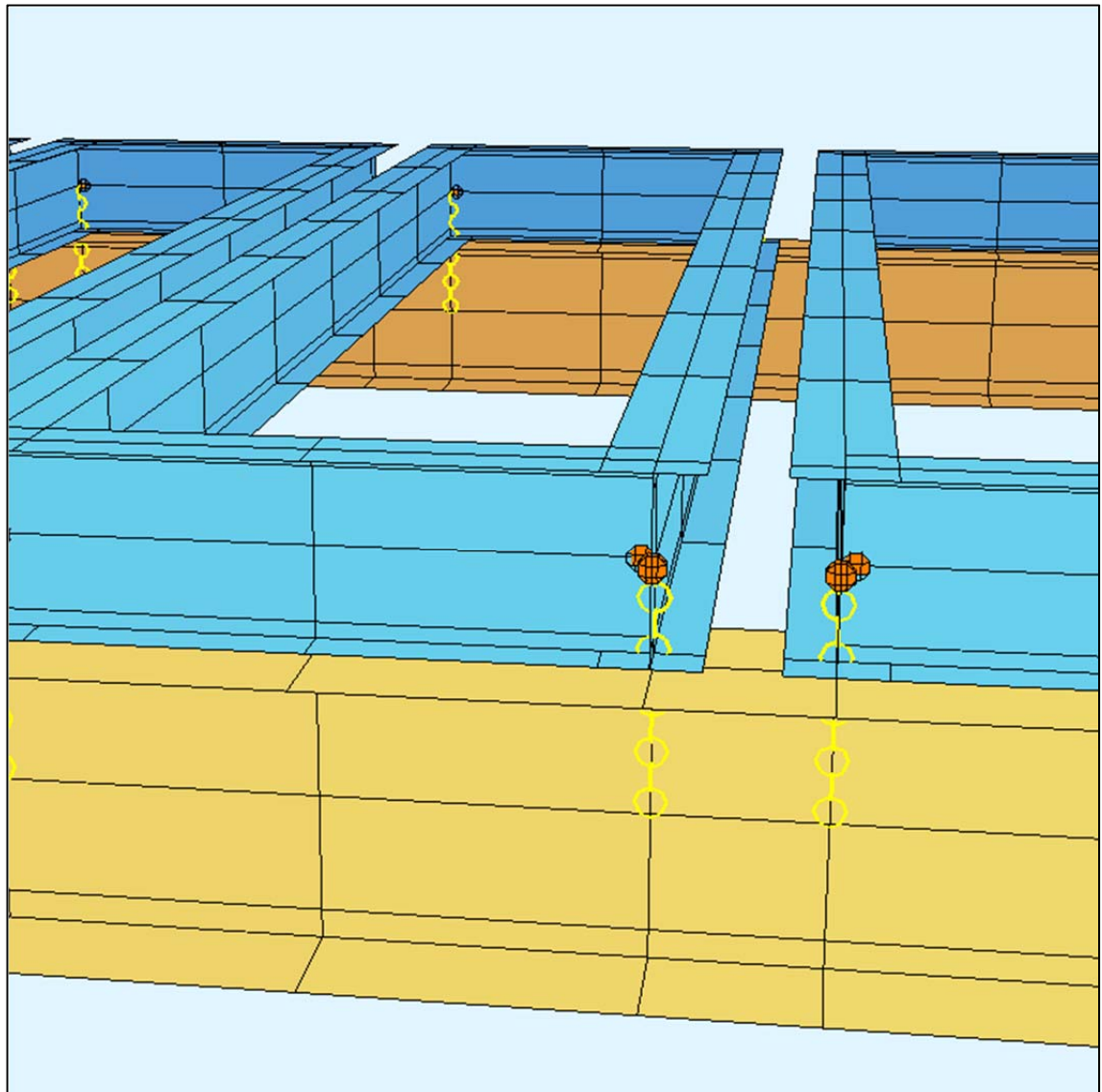
10.5 VERIFICA DELL'INTELAIATURA DI SOSTEGNO AL PASSAGGIO PER MANUTENZIONE

La struttura è destinata alla sola manutenzione, pertanto è progettata per i carichi verticali dei ponti di II categoria, mentre come carico orizzontale si fa riferimento alla sola azione sismica.

Si prevedono elementi modulari accostati, costituiti da elementi in grigliato adatto al passaggio carrabile, poggianti su telaio rettangolare orizzontale saldato formato da profili IPE 240 – S355 (CL.1 per flessione, CL.2 per compressione), i profili del telaio sono distanziati 80 cm, i telai sono posti ad interasse 101 cm. Questi moduli poggiano su profili correnti HEA 400 – S355 (CL.1 per flessione, CL.2 per compressione) di sostegno, ad interasse di 3,30 m (3,40 m nel modello), con schema statico di trave su 3 appoggi e 2 luci di 7,03 m. i profili correnti sono distanziati da 3 profili, sempre HEA400, posti in corrispondenza dei appoggi e non soggetti ai carichi verticali.



Modellazione degli elementi modulari



Particolare elementi

10.5.1 Analisi dei carichi

Si dimensionano gli elementi con :

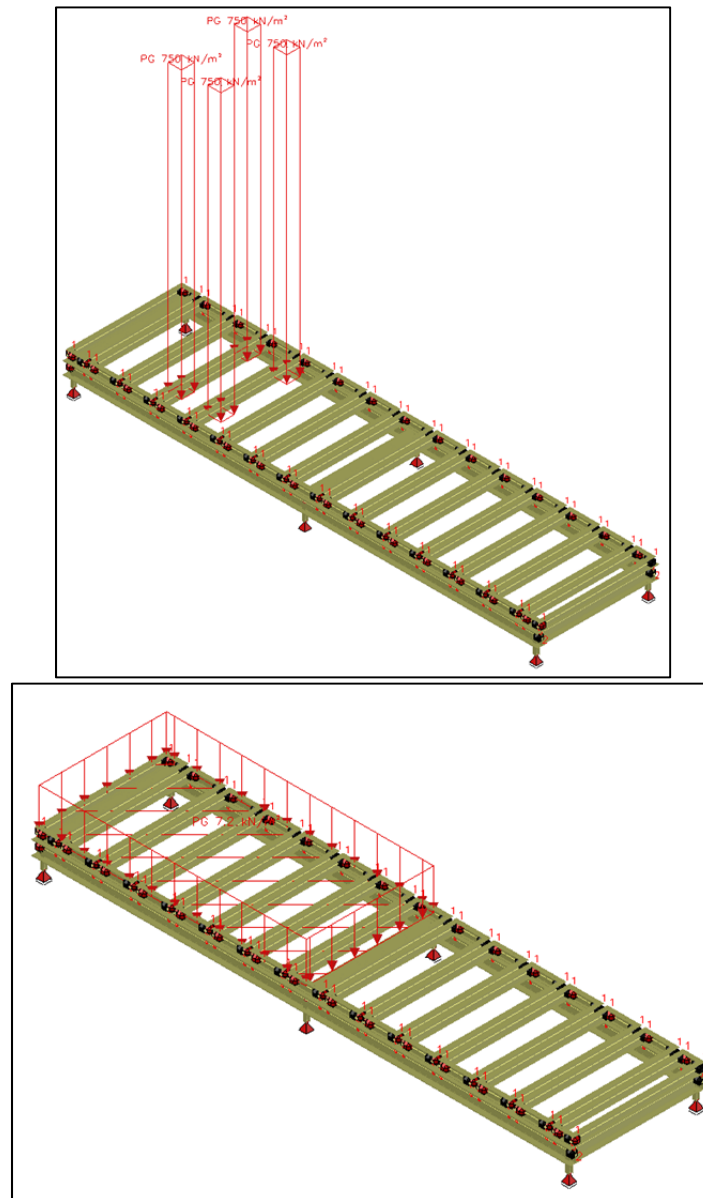
il peso proprio +10%

sovraccarico permanente dato dal peso del grigliato (0.60 kN/mq).

Carico stradale di II° categoria, in accordo con la norma del D.M. 14-01-2008.

- Carico $q_k = 7,20 \text{ kN/mq}$
- Carico $Q_k = 2$ assi da 240 kN cad.

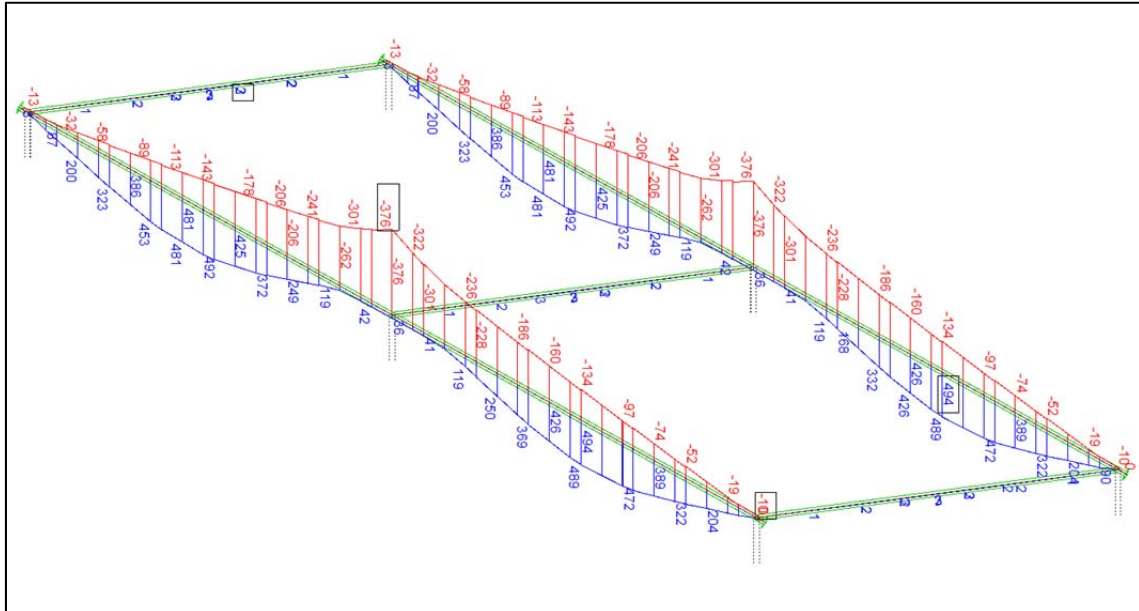
Variazione termica di $\pm 25^\circ\text{C}$



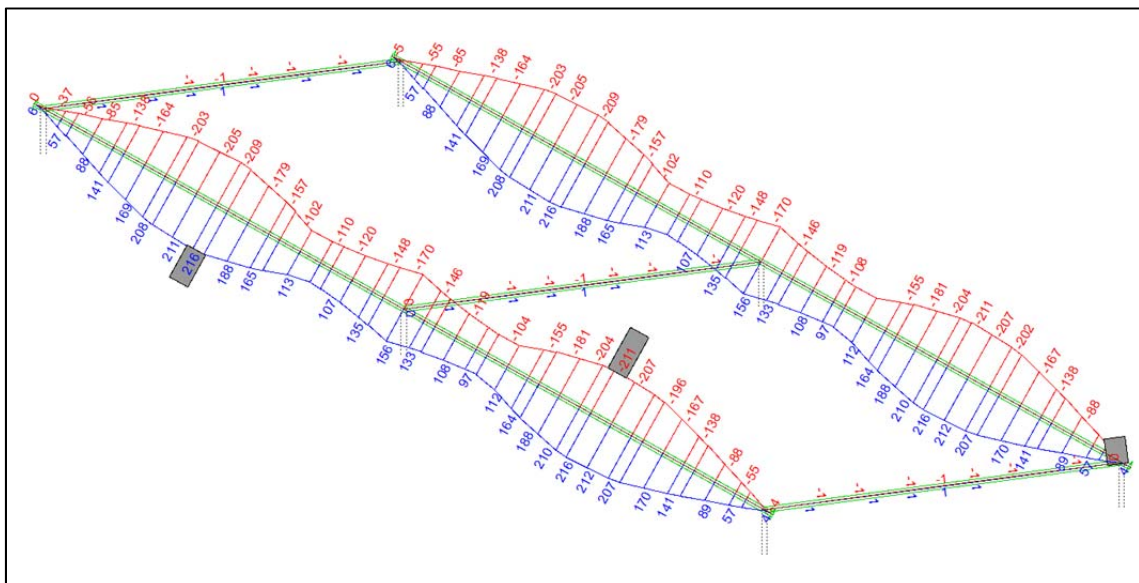
Distribuzione dei carichi Q_k e q_k

I coefficienti di combinazione sono quelli visti nell'analisi generale.

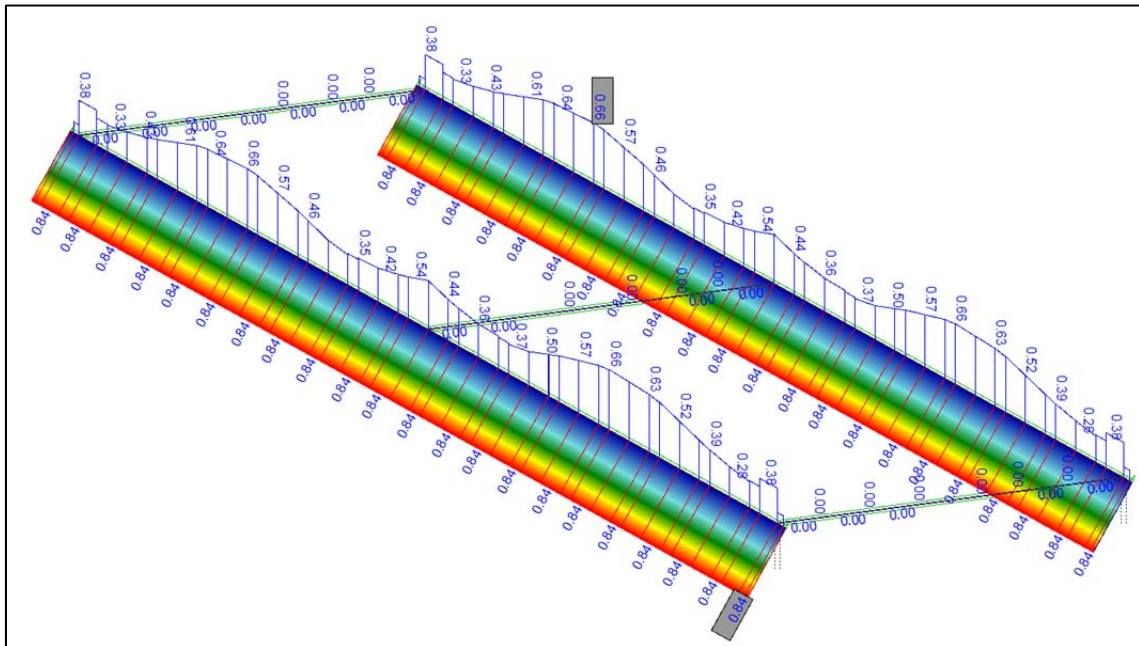
10.5.2 Risultati tensionali per SLU



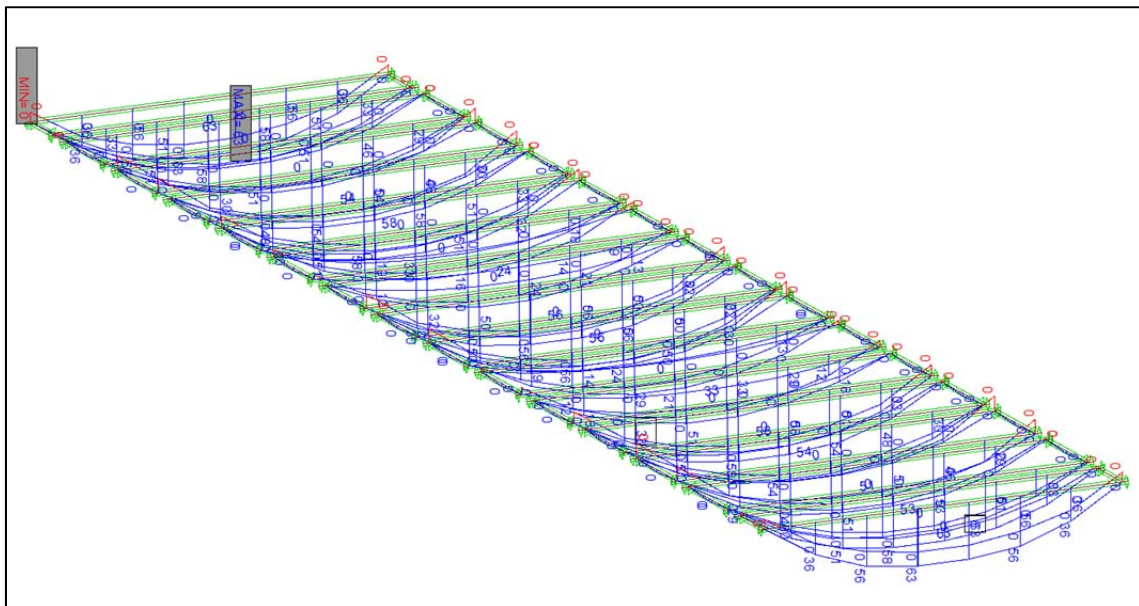
Travi – Momento SLU: 494÷-376 kNm.



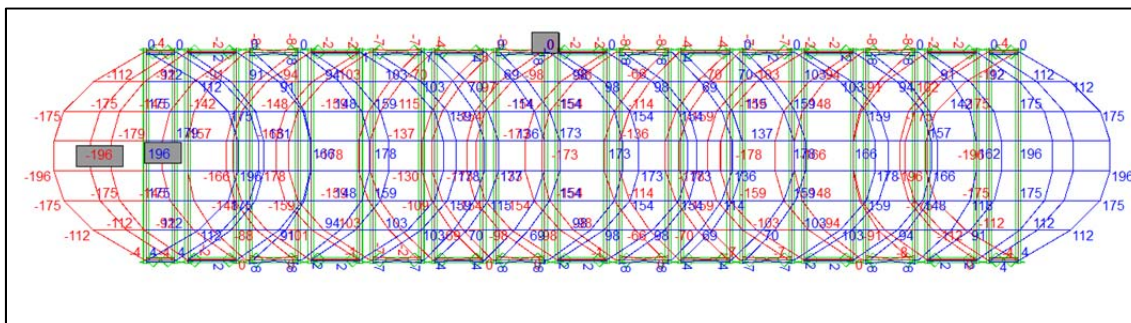
Travi – Tensioni: 216÷-211 \leq 338 MPa.



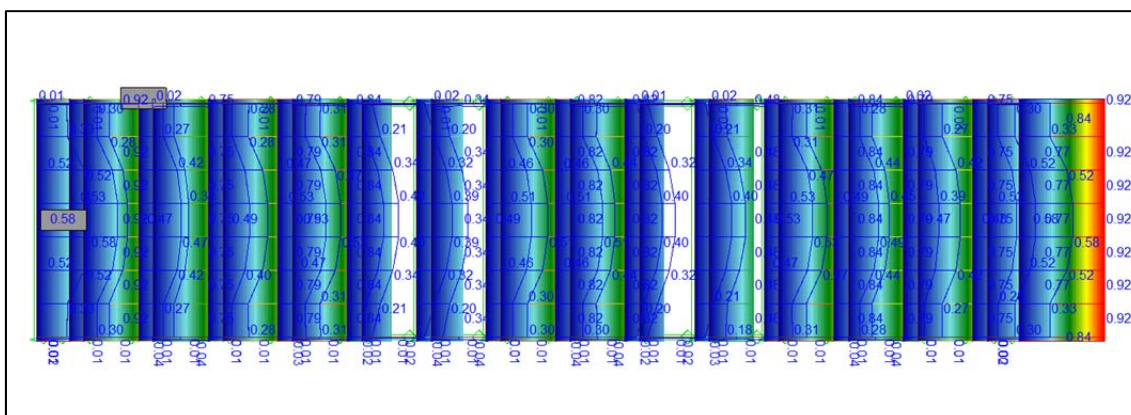
Travi – verifica resistenza (0.66) e Stabilità flessa-torsionale ($0.84 \leq 1.00$).



Traversi – Momento SLU: 63 kNm.



Traversi – Tensioni: $196 \div -196 \leq 338$ MPa.



Traversi – verifica resistenza (0.58) e Stabilità flessotorsionale ($0.93 \leq 1.00$).

Verifica flessotorsionale della trave, con $L_{cr} = 7.20$ m e i seguenti vincoli torsionali:

End 1: forcilla (ingobbamento libero), lato appoggio esterno

End 2: rigido (ingobbamento impedito), lato appoggio centrale

Steel - Buckling Resistance of Members

Buckling Resistance of Steel Members - Design Code EN 1993

Buckling Eigenvalues

TYPE	
FLEX	Centric compression

No.	Buckling factor
1	1.7483E+03
2	5.1801E+03
3	5.6563E+03
4	9.1569E+03

TYPE

LAT	Major axis bending
-----	--------------------

No.	Buckling factor
1	1.9759E+00
2	4.4462E+00
3	1.0515E+01
4	1.4014E+01

Design Values

Selection	Length [m]	SNo	SCL	y-M1	Loadcase	N-Ed [kN]	M-y, Ed [kNm]	M-z, Ed [kNm]
SLN 1	14.400	2	1	1.100	2129	0.0	494.14	0.00

Flexural Buckling/Torsional Buckling (EN 1993-1-1, 6.3.1)

N-cr [kN]	L-cr [m]	y-y	z-z	α	λ	ϕ	χ	N-b,Rd [kN]
18023.1 ¹	7.200	a		0.210	0.552	0.689	0.907	4524.5
3418.4 ¹	7.200		b	0.340	1.267	1.484	0.443	2210.2

¹ analytically determined

Lateral Buckling (EN 1993-1-1, 6.3.2)

M-cr [kNm]	C-1	LTB	α -LT	λ -LT	λ -LT0	β	ϕ -LT	χ -LT	k-c	f	χ -LT,mod	M-b,Rd [kNm]
976.38 ¹	1.000	b	0.340	0.952	0.400	0.750	0.933	0.729	1.000	1.000	0.729	586.07

¹ determined by eigenvalue analysis

Interaction Factors (EN 1993-1-1, Annex A, Method 1, Table A.1)

k-yy	k-yz	k-zy	k-zz
1.000	1.500	0.503	1.000

Auxiliary Terms (EN 1993-1-1, Annex A, Method 1, Tables A.1 - A.2)

w-y	w-z	μ -y	μ -z	n-pl	a-LT	λ -0	N-cr,T [kN]	ϵ -y
C-my,0	C-my	C-mz,0	C-mz	C-mLT	C-yy	C-yz	C-zy	C-zz
1.055	1.500	1.000	1.000	0.000	0.996	1.207	7359.9	-
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.477	1.000	1.000

Check of Lateral Torsional Buckling (EN 1993-1-1, 6.3.3)

n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z
0.000	0.000	0.843	0.000	0.843 < 1.0	0.424 < 1.0
				Passed✓	Passed✓

Verifica flesso torsionale del traverso, con $L_{cr} = 3.52$ m e i seguenti vincoli torsionali:

End 1 = End2: forcetta (ingobbamento libero).

Steel - Buckling Resistance of Members

Buckling Resistance of Steel Members - Design Code EN 1993

Buckling Eigenvalues

TYPE	
FLEX	Centric compression

No.	Buckling factor
1	4.7212E+02
2	1.3570E+03
3	1.8886E+03
4	3.1150E+03

TYPE	
LAT	Major axis bending

No.	Buckling factor
1	1.4234E+00
2	4.9940E+00
3	1.4489E+01
4	3.2720E+01

Design Values

Selection	Length [m]	SNo	SCL	y-M1	Loadcase	N-Ed [kN]	M-y,Ed [kNm]	M-z,Ed [kNm]
SLN 101	3.520	1	1	1.100	2129	0.0	63.25	0.00

Flexural Buckling/Torsional Buckling (EN 1993-1-1, 6.3.1)

N-cr [kN]	L-cr [m]	y-y	z-z	α	λ	ϕ	χ	N-b,Rd [kN]
6512.1 ¹	3.520	a		0.210	0.462	0.634	0.936	1181.3
472.1 ¹	3.520		b	0.340	1.715	2.228	0.274	345.8

¹ analytically determined

Lateral Buckling (EN 1993-1-1, 6.3.2)

M-cr [kNm]	C-1	LTB	α -LT	λ -LT	λ -LT0	β	ϕ -LT	χ -LT	k-c	f	χ -LT,mod	M-b,Rd [kNm]
90.03 ¹	1.000	b	0.340	1.203	0.400	0.750	1.179	0.578	1.000	1.000	0.578	68.38

¹ determined by eigenvalue analysis

Interaction Factors (EN 1993-1-1, Annex A, Method 1, Table A.1)

k-yy	k-yz	k-zy	k-zz
1.000	1.367	0.510	1.000

Auxiliary Terms (EN 1993-1-1, Annex A, Method 1, Tables A.1 - A.2)

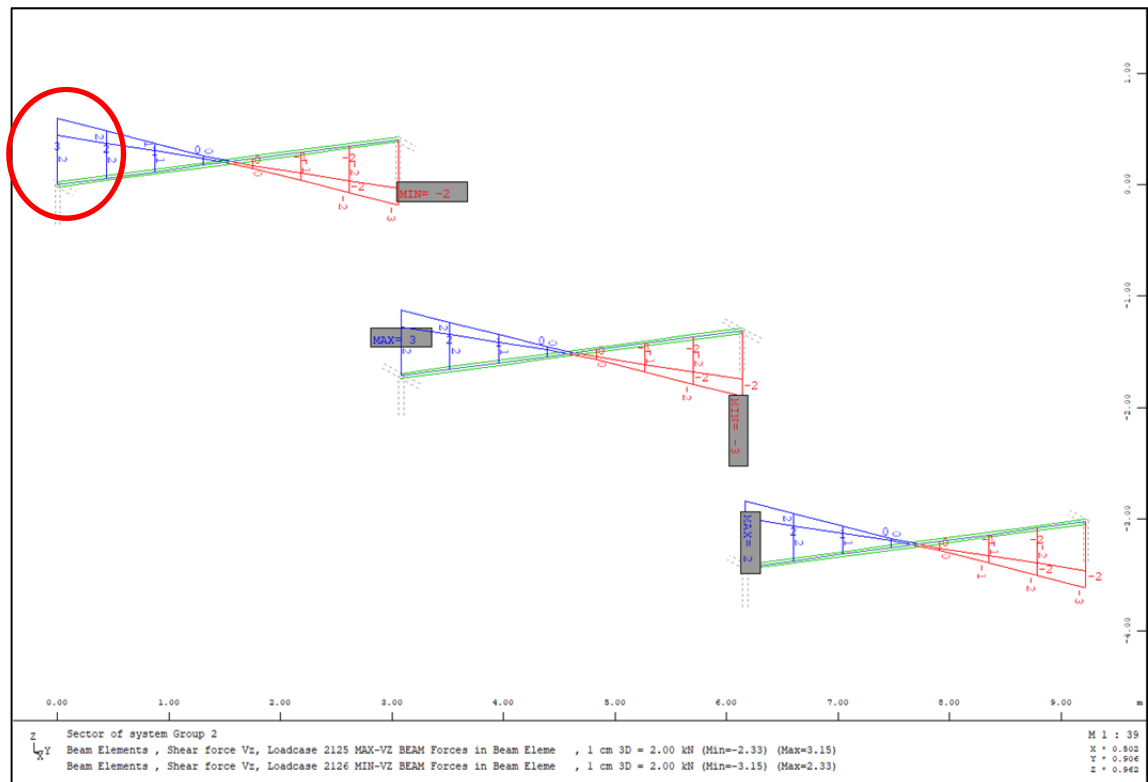
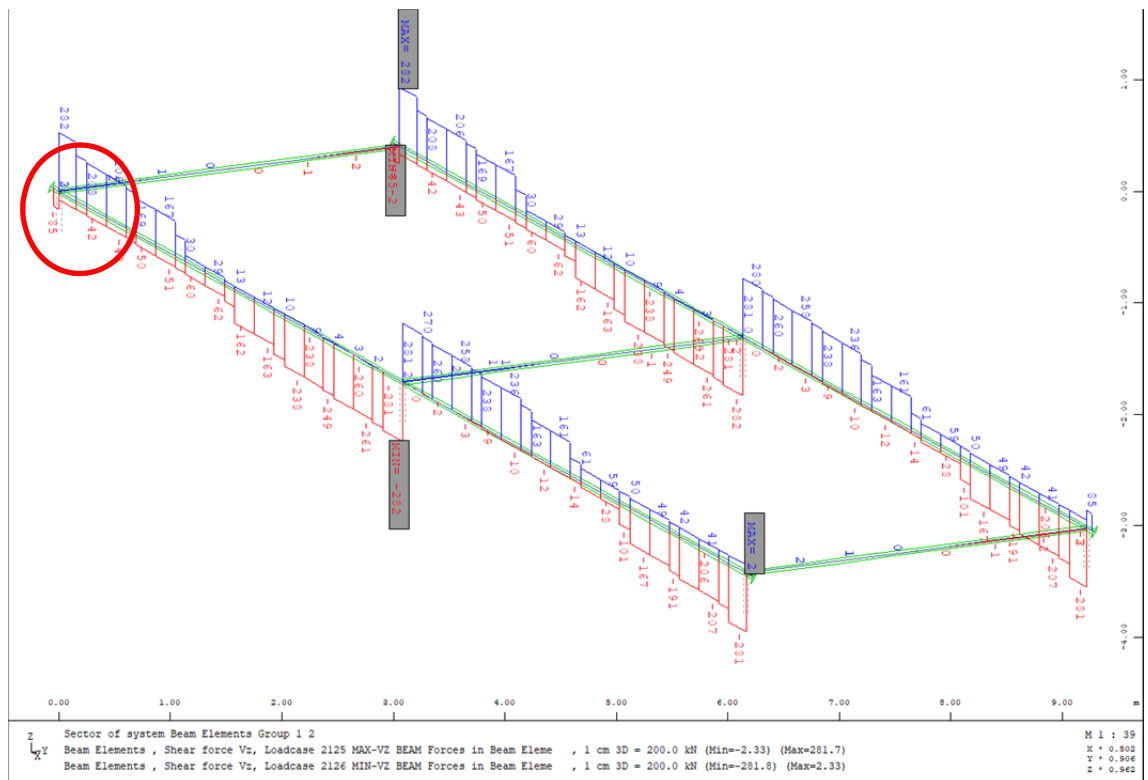
w-y	w-z	μ -y	μ -z	n-pl	a-LT	λ -0	N-cr,T [kN]	ϵ -y
C-my,0	C-my	C-mz,0	C-mz	C-mLT	C-yy	C-yz	C-zy	C-zz
1.084	1.500	1.000	1.000	0.000	0.997	1.225	1357.0	-
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.516	1.000	1.000

Check of Lateral Torsional Buckling (EN 1993-1-1, 6.3.3)

n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z
0.000	0.000	0.925	0.000	0.925 < 1.0	0.472 < 1.0
				Passed✓	Passed✓

10.5.3 Collegamento tra profili HEA 400

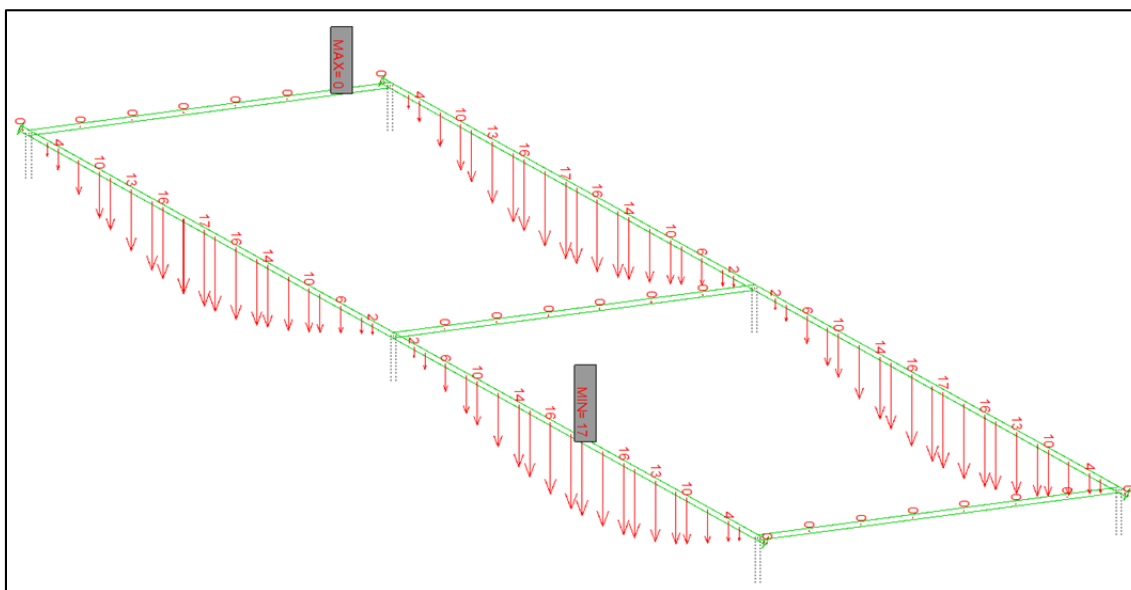
Come detto in premessa, il nodo tra non risulta sollecitato dal traverso d'appoggio, che non deve sostenere carichi (questi ultimi vengono trasferiti per contatto dai moduli grigliati, direttamente gravanti sui profili correnti).



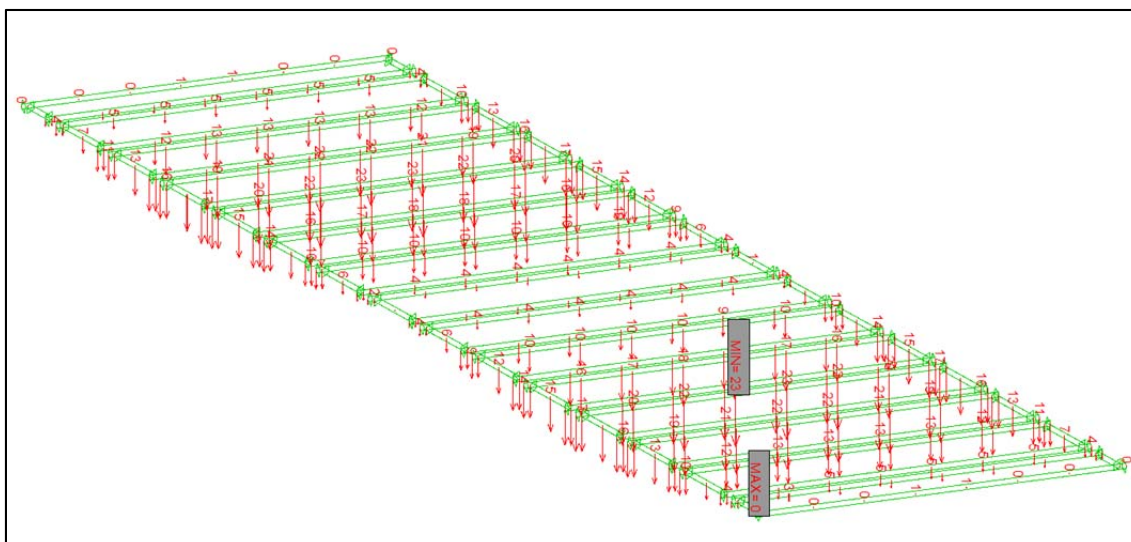
$V_d = 3 \text{ kN}$ (trascurabile)

Si prevede un nodo bullonato, con coppia di squadrette L80x80x8, n. 5 M16-cl. 8.8, su ciascuna ala, fori diam. 17 mm.

10.5.4 Abbassamenti in SLE rara



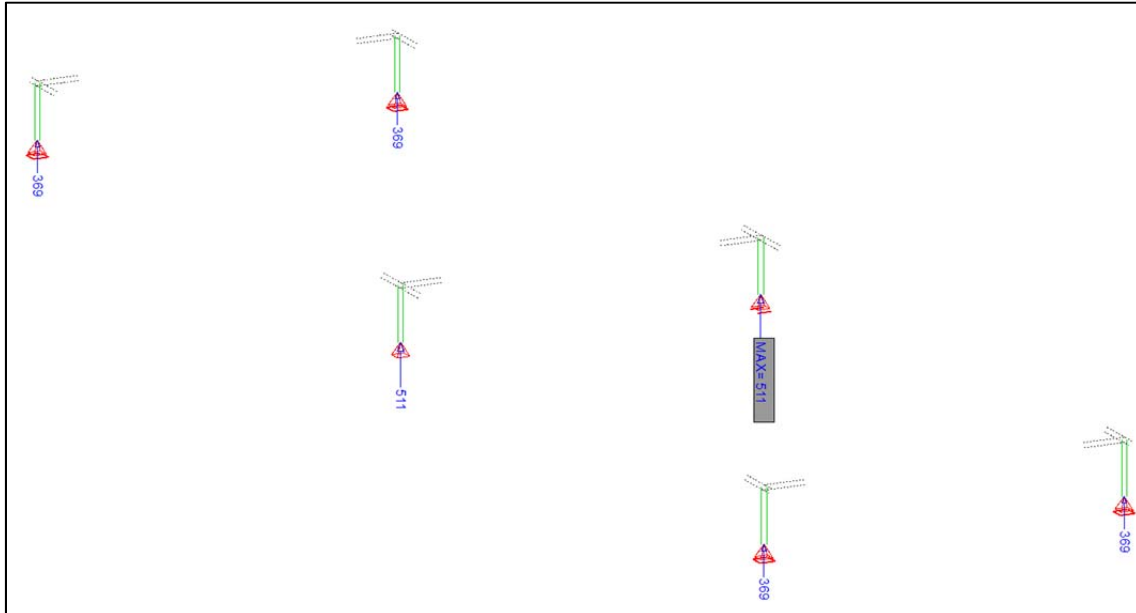
Travi: Massimi abbassamenti per traffico: $u_z = 17 \text{ mm} \approx L/410 < L/300$



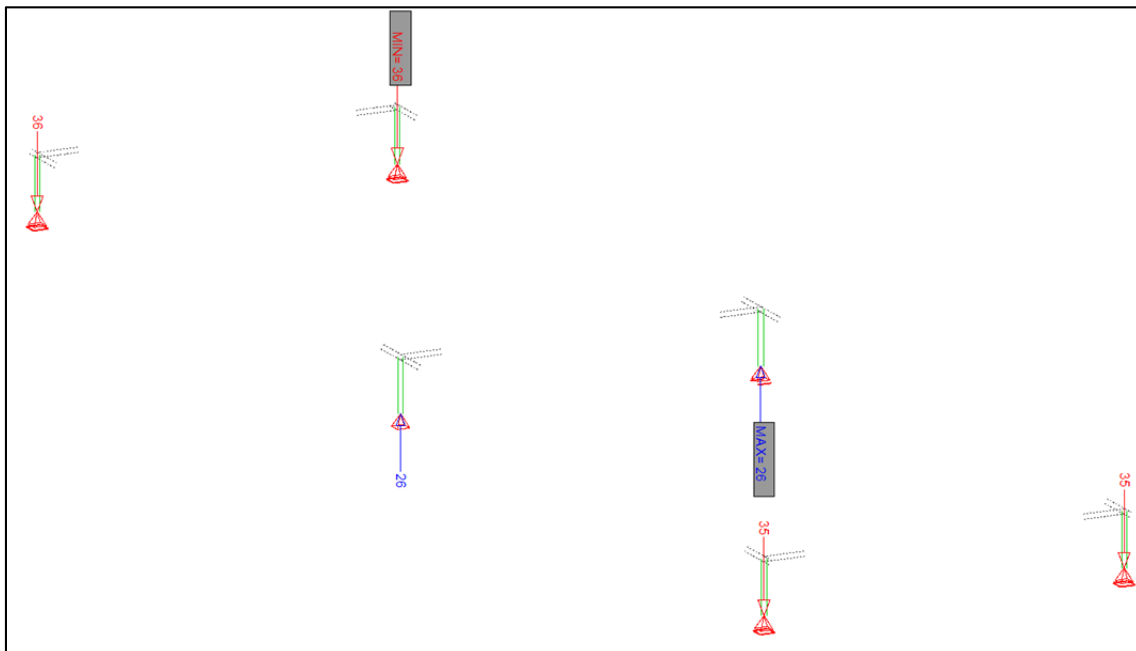
**Traversi: Massimi abbassamenti per traffico: $u_z = 23 \text{ mm}$,
 $d_{uz} = 23 - 17 = 6 \text{ mm} \approx L/560 < L/300$**

10.5.5 Reazioni Vincolari

Reazioni Verticali:



Reazioni d'appoggio max verticali: 511 kN (centrali), 369 kN (estremità)



Reazioni d'appoggio min verticali: 26 kN (centrali), -36 kN (estremità) → richiesto ritegno con tirafondi 2M16 - cl.5.6 per ciascun appoggio.

Reazioni Orizzontali:

In condizioni sismiche, per accelerazione massima di plateau ($S = 0.39g$) la forza massima orizzontale vale:

$$F_h = G \times S = (97+29) \times 0.39 = 50 \text{ kN.}$$

Ciascun appoggio (fisso e unidirezionale) previsti al centro vengono dimensionati per tale forza.

11 VERIFICA DI PORTANZA DEI DIAFRAMMI

Nella tabella riportata nel capitolo 5 vengono riassunte le caratteristiche geotecniche (meccaniche e di deformabilità) relative al modello geotecnico di sottosuolo utilizzato in sede di progetto e verifica delle opere di fondazione, diaframmi di spessore 60 cm, previste per l'impalcato n. 1 dello scolo Roviego.

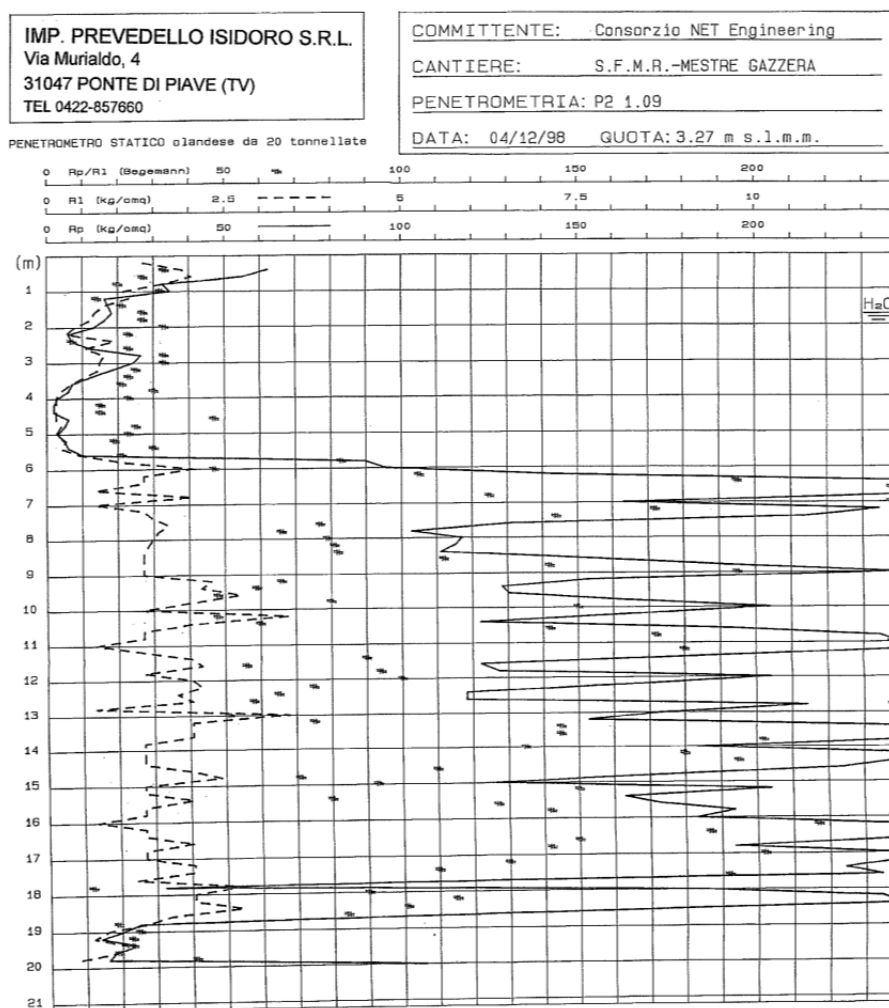
In accordo ai contenuti di cui alla “Relazione geotecnica” ed al rilievo topografico locale, si assume una quota di riferimento del piano di campagna pari a +2.50m s.l.m ed quota di falda di progetto pari a +1.40m s.l.m.

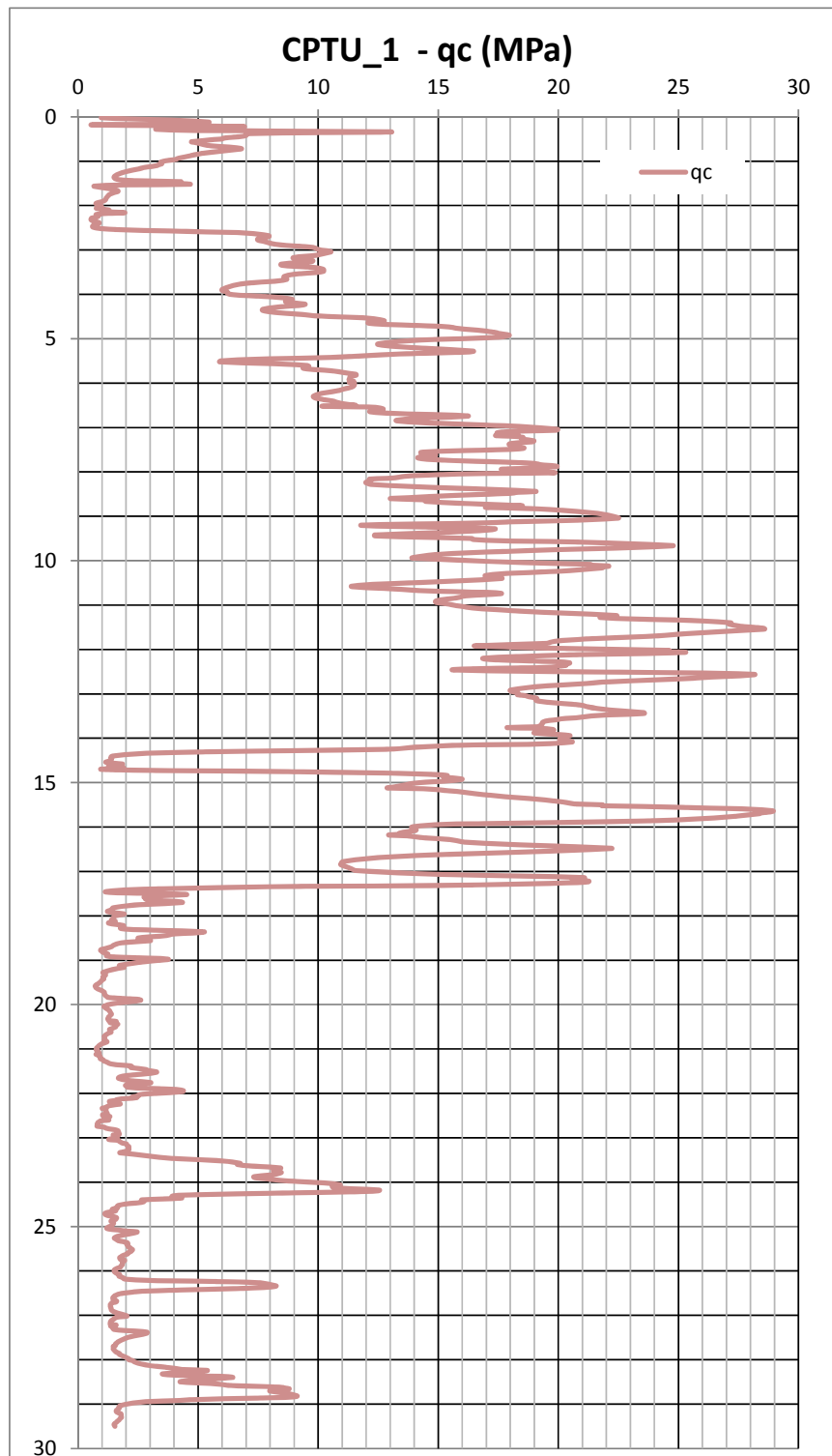
Alla luce delle indagini eseguite, in sede di dimensionamento e verifica delle fondazioni profonde dell'opera, si considera in via prudenziale un numero di verticali d'indagine pari a 2.

11.1 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO

La struttura costituente l'attraversamento n. 1 del collettore Roviego risulta sostanzialmente composta da un impalcato disposto su diaframmi di spessore 60 cm e lunghezza pari a 12 m.

Come ben evidenziato dalla restituzione grafica della prova penetrometrica P2_1.09 e CPTU_1 riportata nella figura sottostante, la stratigrafia del terreno prevede la presenza di un substrato di apprezzabile resistenza costituito da sabbia da fine a media limosa, ($R_{p,media} \approx 15\text{MPa}$) al di sotto dei 5.5m dal piano campagna, sino a ca. 18m da p.c.





Alla luce di questo dato, le caratteristiche della fondazione saranno volte al trasferimento dei carichi sia per attrito laterale che per portanza di punta entro il suddetto strato.

Data la prevalenza di materiali a granulometria medio-fine in presenza di falda posta a ca. 1m dal p.c., si prevede che la realizzazione dei diaframmi avvenga mediante benna mordente con impiego di fanghi bentonitici a sostegno delle pareti di scavo; tuttavia, in sede di progetto e verifica, ai fini dell'applicazione dei coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche, i diaframmi in esame saranno assimilati a pali trivellati. (rif. Tab. 6.4.II del DM/14/01/2008).

11.2 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE

La determinazione della resistenza caratteristica del singolo diaframma sarà condotta tramite l'impiego di espressioni analitiche che utilizzano i dati geotecnici provenienti dalle prove in sito, ovvero nel caso di un singolo diaframma sottoposto ad un carico di compressione:

$$Q = Q_l + Q_b - W$$

dove:

Q_l = resistenza limite laterale del diaframma

Q_b = resistenza limite della base del diaframma

W = differenza di peso tra diaframma e terreno

Con riferimento all'impiego diretto dei parametri di resistenza del terreno, Meyerhof (1953) fornisce la seguente formula per la resistenza laterale limite:

$$\tau = C_a + k \times \mu \times \sigma'_v$$

dove:

C_a = aderenza diaframma-terreno (nulla per terreni non coesivi);

k = coefficiente di spinta del terreno sulla superficie del diaframma nella zona di rottura; variabile in funzione della tecnologia esecutiva e della costituzione dell'unità attraversata;

$$\mu = \operatorname{tg} \phi'$$

ϕ' = angolo d'attrito

σ'_v = tensione verticale effettiva

Lo stesso Autore indica, per terreni coesivi, la portata per attrito laterale in termini di tensioni totali, usualmente espressa nella seguente formula:

$$\tau = \alpha \times c_u$$

dove:

c_u = coesione non drenata media del terreno lungo la superficie del diaframma;

α = coefficiente dipendente dal tipo di argilla, dal metodo d'installazione del palo/diaframma e dal materiale costituente il palo/diaframma.

Valori di riferimento del coefficiente α per pali trivellati, cui come detto viene assimilato il diaframma in esame, sono di seguito riportati:

- per pali trivellati e per valori di $c_u \geq 70$ kPa, α assume valore 0,35
- per pali trivellati e per valori di $c_u \leq 25$ kPa, α assume valore 0,70
- per pali trivellati e valori intermedi si opera un'interpolazione lineare.

Per il calcolo di capacità portante di punta è stata utilizzata la formula trinomia di Brinch-Hansen a cui si sono applicati i coefficienti correttivi per tener conto della forma, profondità del piano di posa della possibilità di rottura per punzonamento ecc.

In analogia con quanto avviene per i pali trivellati (detensionamento del terreno dovuto alla tecnologia esecutiva) è necessario ridurre il coefficiente N_q ed applicare invece $N_q^* = mN_q$ con $m = 0.20$ (Jamiołkowski e Lancellotta, 1988), riferito ad un cedimento relativo alla larghezza della fondazione $s/D = 0.05$ e

funzione del diametro.

11.2.1 Verifiche SLU – Approccio adottato

Il dimensionamento dei diaframmi è stato condotto in riferimento ai valori di sollecitazione competenti, per la sovrastruttura, alle Condizioni Sismiche ed allo Stato Limite Ultimo, ovvero alle disposizioni di cui al §6 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008, relative alle opere interagenti con i terreni.

Con riferimento alla verifica della capacità portante verticale dei pali agli Stati Limite Ultimi, il N.T.U. prevede l'impiego dei coefficienti parziali riportati nella tabella sottostante, da applicare alle azioni (Approccio 2 – Combinazione A1+M1+R3):

AZIONI	γ_i
Permanenti	$\gamma_{G1} = 1.3 - 1.0$
Permanenti non strutturali	$\gamma_{G2} = 1.5 - 0$
Variabili	$\gamma_{Qi} = 1.5 - 0$

Coefficienti parziali per le azioni (A1-STR)

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M1) risultano pari all'unità.

In accordo al §6.4.3.1.1 del NTU, saranno introdotti i coefficienti parziali indicati nella tabella sottostante da applicare alle resistenze caratteristiche, al fine di ottenere quelle di progetto.

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati (R3)
Base	γ_b	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.15
Laterale in trazione	γ_{st}	1.25

Coeff. parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Sempre per quanto riguarda i termini di progetto di resistenza, con riferimento alle procedure che prevedono l'utilizzo diretto dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza si otterrà con riferimento ai coefficienti di riduzione riportati nel DM 14/01/2008 funzionali al numero di verticali indagate, pari a 2 nel caso in esame, adottando quindi il coefficiente di riduzione $\xi_3 = 1.65$.

11.2.2 Verifica della capacità portante limite verticale

Capacità portante laterale:

Superficie diaframma 2 m
Lunghezza di calcolo palo= 9.7 m
Falda = 1.1 m da quota terreno

Resistenza laterale

Terreno= A Coerenti ; S incoerenti

N.-Strati	Terreno	H(m)	γ (kN/m ³)	Cu (kPa)	ϕ (°)	α (palo trivellato)	OCR	c (kN/m ²) a metà strato	K	tg ϕ	Condizioni			
											non drenate	drenate	non drenate	drenate
1	S	3.8	19		0		1	28.10	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	A	1.7	19	30	22	0.66	1.5	52.85	0.77	0.40	19.80	16.36	33.66	27.80
3	S	4	19		36		1	78.50	0.41	0.73	23.51	23.51	94.04	94.04
4	S	4	19		36		1	114.50	0.41	0.73	34.29	34.29	137.17	137.17
											264.87		259.01	

Resistenza laterale limite condizioni non drenate	530	kN
Resistenza laterale limite condizioni drenate	518	kN

Capacità portante di base:

Soluzione di Brinch-Hansen (1970) per la verifica della capacità portante delle fondazioni superficiali.

(*) (i dati da inserire sono quelli delle celle refine)

DATI (*) : **A1+M1+R3**

(***) γ (kN/m³)	ϕ (gradi)	ϕ (rad)	c' (kPa)	h (m) da p.c.
9.0	36	0.628	0	13.50
B (m)	L (m)	e_B (m)	e_L (m)	B' (m)
0.60	1	0	0	0.6
H_B (m)	H_L (m)	N (m)	$N_{\gamma} \cdot (1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi) \cdot \tan \phi$	$N_{\gamma} \cdot (1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi) \cdot \tan \phi$
0.00	0.00	443		
N_{γ} (-)	HANSEN N_{γ} (-)	N_c (-)	N_c (-)	N_{γ}
40.05	37.75	50.59		
α_B (gradi)	α_L (gradi)	α_B (gradi)	α_L (gradi)	Salda da p.c. z w
0	0.0	0	0.0	1.4
α_B (rad)	α_L (rad)	α_B (rad)	α_L (rad)	γ_{sat} (kN/m³)
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	19.0
				γ' (kN/m³)
				9.0
				γ_{sat} (kN/m³)
				20.0
				Dovela H
				0.58/973
				γ'' (kN/m³)
				9

ELABORAZIONE :

Inclinazione del carico	$(i_{\gamma})_B = 1.000$	$(i_{\gamma})_L = 1.000$
	$(i_q)_B = 1.000$	$(i_q)_L = 1.000$
	$(i_c)_B = 1.000$	$(i_c)_L = 1.000$
Forma	$(s_{\gamma})_B = 0.760$	$(s_{\gamma})_L = 0.600$
	$(s_q)_B = 1.353$	$(s_q)_L = 1.980$
	$(s_c)_B = 1.362$	$(s_c)_L = 2.006$
Profondità	$d_{\gamma} = 1$	$d_{\gamma} = 1$
	$(d_q)_B = 1.377$	$(d_q)_L = 1.370$
	$(d_c)_B = 1.387$	$(d_c)_L = 1.380$
Inclinazione della base	$(b_{\gamma})_B = 1.000$	$(b_{\gamma})_L = 1.000$
	$(b_q)_B = 1.000$	$(b_q)_L = 1.000$
	$(b_c)_B = 1.000$	$(b_c)_L = 1.000$
Inclinazione del terreno	$(g_{\gamma})_B = 1.000$	$(g_{\gamma})_L = 1.000$
	$(g_q)_B = 1.000$	$(g_q)_L = 1.000$
	$(g_c)_B = 1.000$	$(g_c)_L = 1.000$
Compressibilità	$(r_{\gamma})_B = 1.000$	$(r_{\gamma})_L = 1.000$
	$(r_q)_B = 1.000$	$(r_q)_L = 1.000$

$q_{limPTA} = 2007.35 \text{ kPa}$

$R_{PTA} = 1204 \text{ kN}$

Dall'esame dei risultati acquisiti risulta:

Carico massimo verticale (combinazione A1+M1+R3): 442.58 kN/m;

Ipotizzando una fondazione profonda costituita da un setto di diaframmi di spessore pari a 60cm e di profondità pari a 12m:

Peso diaframma: $0.6 \times 1 \times (25-10) \times 2.3 + 0.6 \times 1 \times (25-19) \times (10.7-1) = 56 \text{ kN/m}$

Capacità portante limite del setto di diaframmi = $518 / (1.15 \times 1.65) + 1204 / (1.35 \times 1.65) - \text{Peso diaframma} = 814 - 56 = 758 \text{ kN/m} > 442.58 \text{ kN}$

La verifica della capacità portante verticale limite risulta pertanto soddisfatta.

12 VASCA DI RIVESTIMENTO DEL CANALE

Soletta e ritti hanno cls di classe C25/30, sp. 30 cm, rispettivamente di luce 6,60 m e altezza 2.20÷2.40 m.

12.1 VERIFICA A GALLEGGIAMENTO

Con riferimento alla quota di falda, si considera la sottospinta idraulica in condizione di assenza di acqua nel canale (peso specifico acqua di falda pari a 1000 kg/mc):

$$S_{idr} = 1000 * 2,4 = 2400 \text{ daN/mq}$$

Il carico proprio che il rivestimento oppone alla sottospinta vale:

$$P = 2400 * 0,1 + 2500 * 0,3 = 990 \text{ daN/mq}$$

Non si computa il contributo dei muri in quanto essi sono agganciati alle pareti di diaframma; inoltre si considera di non affidare nessuna azione di calcolo a questi agganci.

La verifica a galleggiamento quindi non risulta verificata, per cui è necessario agganciare la soletta di fondazione ai diaframmi. La quota di carico unitario che si assume per la verifica vale: $2400 - 990 = 1410 \text{ daN/mq}$

L'azione di calcolo a SLU in corrispondenza dell'aggancio alla parete vale:

$$q = - 1,5 * 24 + 25 * 0,3 + 24 * 0,1 = - 26.10 \text{ kN/mq}$$

$$L = 6.60 \text{ m} \rightarrow V = 86.1 \text{ kN/m}$$

Disponendo tasselli $\phi 20 / 30 \text{ cm}$ si ha per ognuno un'azione:

$$86.1 * 0.30 = 25.83 \text{ kN}$$

Segue il dimensionamento dei tasselli di aggancio, con il quale si prescrive un'infissione nei diaframmi per 20 cm, a dist. 14 cm dal bordo superiore e 16 cm da quello inferiore (compresso):

Azioni	N° PROG.	Rivestim. Inf.
n° LC	descr.	
Fed,tot	kN	86.1
Ned,tot	kN	0
Geometria		
db	mm	20
n° barre		3.3
eo	mm	0.0
L	mm	200
vfy geo		ok
e c	mm	160
vfy geo		ok
e t	mm	140
vfy geo		ok
e _ l _	mm	100
vfy geo		ok
Materiali		
Rck	MPa	40
fyk	MPa	450
gam s		1.15
Resistenza cond.ideali		
Fed,1	kN	25.8
Ned,1	kN	0.0
gam dow.	(CEB-FIP)	1.30
fcd	MPa	18.81
fyd	MPa	391
Fud o	kN	34.3
Effetto del braccio		
eps		0.000
k1		1.000
Effetto della trazione simult.		
As	mmq	314
sig s	MPa	0
zeta		0.000
k2		1.000
Resistenza finale		
u	mm	2.0
Fud,s	kN	71.0
Fud,c	kN	34.3
Fud,c/Fud,s		48%
Fud	kN	34.3
vfy res.		ok

La massima azione che può assorbire un tassello vale $34.3 \text{ kN} > 25.83 \text{ kN}$

VERIFICA SODDISFATTA

12.2 VERIFICA RESISTENZA

12.2.1 Soletta

Considerando la soletta di fondazione su appoggi di estremità e soggetta alla sottospinta idraulica decurtata dell'effetto del solo peso della soletta si ha:

Soletta di rivestimento - carichi -



in cui il carico vale:

$$q = - 1,5 * 24 + 25 * 0,3 + 24 * 0,1 = - 26.10 \text{ kN/mq}$$

per metro lineare di larghezza

$$L = 6.60 \text{ m} \rightarrow M = 142.1 \text{ kNm/m}; V = 86.1 \text{ kN/m}$$

Si verificano correnti $\phi 22 / 20 \text{ cm}$: con copriferro netto di 50 mm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: imp1_rivestimento inf

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	19	6.1
2	7.7	24.3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 142.1 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso ☐

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6 ‰
 τ_{c1} 1.829 ‰

M_{xRd} -157.5 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 10.12 ‰
 d 23.9 cm
 x 6.141 x/d 0.257
 δ 0.7612

12.2.2 Ritti

Si considera la sola spinta dell'acqua nelle condizioni transitorie in cui la falda sia a livello massimo e il corso d'acqua sia in magra.

L'altezza della falda sul piede del ritto è $2,40 - 0,30 = 2,10$ m.

$p = 21$ kPa

$M(\text{SLE}) = 21 \times 2,1^2 / 6 = 15,44$ kNm/m

$\text{MSLU} = 1,3M(\text{SLE}) = 20$ kNm/m

si dispongono $\Phi 12/20$ cm

Verifica C.A. S.L.U. - File: imp1_rivestimento lat

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	5.7
2	5.65	24.3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 20 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 58.89 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 19.27 ‰
 d 24.3 cm
 x 3.736 x/d 0.1537
 δ 0.7

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

12.2.3 Verifica a taglio

Soletta: $V = 86.1$ kN/m

Ritti: $V = 22.1$ kN/m

In entrambi i casi non è necessaria armatura a taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO T.U. 14/01/2008 § 4.1.2.1.3

• **Caratteristiche della sezione**

$b_w = 1000$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 300$	mm	altezza	$\gamma_s = 1,15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391,3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 24,9$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1,50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5$	Ø 14	= 7,70 cm ²
$\alpha_{cc} = 0,85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø 0	= 0,00 cm ²
$d = 250$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø 0	= 0,00 cm ²
$f_{cd} = 14,11$	MPa	resist. di calcolo			7,70 cm ²

• **Sollecitazioni** (compressione > 0, trazione < 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0,0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 86,1 \text{ kN}$$

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1,894 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0,455$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0,02 \quad \rho_1 = 0,003 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0,00 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 112,1 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 113,8 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 113,8 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

12.3 VERIFICA A FESSURAZIONE

Ambiente ordinario: limitazione fessure a $w_k = 0,3$ mm in comb. quasi permanente.

12.3.1 Soletta

$$q(\text{rara} = \text{freq} = q.\text{perm.}) = 24 - 25 \times 0,30 - 24 \times 0,10 = 14,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow M = 76,77 \text{ kNm/m}$$

Calcolo tensione sull'acciaio e posizione asse neutro:

Verifica C.A. S.L.U. - File: imp1_rivestimento lat

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	5.7
2	5.65	24.3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n

N Ed 0 kN
 M xEd 20 kNm
 M yEd 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

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

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -2.451 N/mm²
 σ_s 121.8 N/mm²
 ϵ_s 0.609 ‰
 d 24.3 cm
 x 5.635 x/d 0.2319
 δ 0.7298

Verifica
 N° iterazioni: 5
☐ Precompresso

Verifica a fessurazione - NTC2008/Circolare2009			
Rck	30	MPa	
fck	24.9	MPa	
fctm	2.558	MPa	(per classi <= C50/60)
σfess	2.132	MPa	
Wid	0.015	m ³	modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.000	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale > 0 tr
Mfess	32	kNm	
Med	76.77	kNm	
check	→fessurato		
Circolare 02.02.2009 - § C4.1.2.2.4 [C4.1.15, ecc]			
Es	210000	MPa	
Ecm	31447	MPa	
αe	6.68		Es/Ecm
kt	0.4		durata carichi: breve 0.6, lunga 0.4
k1	0.8		barre a.m. 0.8; liscie: 1.6
k2	0.5		flessione 0.5; trazione semplice: 1.0; trazione eccentrica:
			$k2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / (2\epsilon_1)$ con 1 lembo maggiormente teso, in fase II.
k3	3.4		
k4	0.425		
h	300	mm	altezza sezione
c'	61		copriferro di calcolo baric. Armatura tesa
d	239	mm	dist. baric. Armatura tesa da lembo compresso
x	88.5	mm	dist. Asse neutro da lembo compresso
c	50	mm	ricoprimento armatura tesa
h1	153	mm	2.5(h-d)
h2	71	mm	(h-x)/3
h3	150	mm	h/2
hc,ef	71	mm	min(h1,h2,h3)
bc,eff	1000	mm	
Ac,eff	70500	mm ²	
As	1900	mm ²	armatura tesa efficace
ρeff	2.70%		
σs	195.1	MPa	tensione max armatura stato II, calcolata con n = 15
φ1	22	mm	
n1	5		
φ2	0	mm	
n2	0		
φeq	22.00	mm	diametro equivalente delle barre tese

i*	305 mm	spaziatura limite				
ieff	200 mm	spaziatura effettiva				
check	ok					
Entro la spaziatura limite:						
Δsmax	309 mm	dist.max tra fessure nell'intorno i* delle barre				
εsm1	0.716 ‰					
εsm2	0.557 ‰					
εsm	0.716 ‰					
wd	0.22 mm					
wlim	0.30 mm					
check	ok					
Fuori dalla spaziatura limite:						
Δsmax	275 mm					
wd	0.20 mm					
check	ok					

12.3.2 Ritti

Calcolo tensioni e asse neutro in SLE:

Verifica C.A. S.L.U. - File: imp1_rivestimento lat

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2.5	5.7
2	2.5	24.3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 20 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

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

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

Verifica
 N° iterazioni: 5
☐ Precompresso

σ_c -3.536 N/mm²
 σ_s 265 N/mm²
 ε_s 1.325 ‰
 d 24.3 cm
 x 4.052 x/d 0.1668
 δ 0.7

Verifica a fessurazione - NTC2008/Circolare2009			
Rck	30	MPa	
fck	24.9	MPa	
fctm	2.558	MPa	(per classi <= C50/60)
ofess	2.132	MPa	
Wid	0.015	m ³	modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.000	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale > 0 tr
Mfess	32	kNm	
Med	76.77	kNm	
check	→fessurato		
Circolare 02.02.2009 - § C4.1.2.2.4 [C4.1.15, ecc]			
Es	210000	MPa	
Ecm	31447	MPa	
αe	6.68		Es/Ecm
kt	0.4		durata carichi: breve 0.6, lunga 0.4
k1	0.8		barre a.m. 0.8; liscie: 1.6
k2	0.5		flessione 0.5; trazione semplice: 1.0; trazione eccentrica: k2 = (ε1+ε2)/(2ε1) con 1 lembo maggiormente teso, in fase II.
k3	3.4		
k4	0.425		
h	300	mm	altezza sezione
c'	57		copriferro di calcolo baric. Armatura tesa
d	243	mm	dist. baric. Armatura tesa da lembo compresso
x	56.3	mm	dist. Asse neutro da lembo compresso
c	50	mm	ricoprimento armatura tesa
h1	143	mm	2.5(h-d)
h2	81	mm	(h-x)/3
h3	150	mm	h/2
hc,ef	81	mm	min(h1,h2,h3)
bc,eff	1000	mm	
Ac,eff	81233	mm ²	
As	250	mm ²	armatura tesa efficace
ρeff	0.31%		
σs	121.8	MPa	tensione max armatura stato II, calcolata con n = 15
φ1	12	mm	
n1	5		
φ2	0	mm	
n2	0		
φeq	12.00	mm	diametro equivalente delle barre tese



i*	280	mm	spaziatura limite				
ieff	200	mm	spaziatura effettiva				
check	ok						
Entro la spaziatura limite:							
Δsmax	833	mm	dist.max tra fessure nell'intorno i* delle barre				
εsm1	-1.036	°/oo					
εsm2	0.348	°/oo					
εsm	0.348	°/oo					
wd	0.29	mm					
wlim	0.30	mm					
check	ok						