

SOSTITUZIONE DEL PONTE DI RACCORDO AL CASELLO AUTOSTRADALE TRA VIA PISA, VIA DEI FIESCHI E VIA ROMA

Committente:

COMUNE DI RECCO



Progettista:



Ing. P. Maestrelli

Responsabile della sicurezza in fase di progettazione:



Ing. M. Goso



PROGETTO ESECUTIVO

NOME FILE		CODICE COMMESSA						TIPO		NUMERO TAVOLA				REV.
PR2220_PE_R052_A		P	R	2	2	2	0	P	E	R	0	5	2	A
SCALA	TITOLO TAVOLA													
-	RELAZIONE DI CALCOLO SOLETTA													
DATA														
Luglio 2025														

D					
C					
B					
A	Revisione	Luglio 2025	GOBBI	VACCAREZZA	MAESTRELLI
0	Emissione	Febbraio 2023	SPIGA	VACCAREZZA	MAESTRELLI
REVISIONE	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



INDICE

1	PREMESSA	7
2	CONSIDERAZIONI DI PROGETTO	8
2.1	IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA	8
2.2	IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO	9
2.3	IMPALCATI DI INTERVIA	9
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	11
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	12
4.1	RESISTENZE DI PROGETTO	12
5	CONVENZIONI DI SEGNO E UNITÀ DI MISURA	13
5.1	SEGNI	13
5.2	UNITÀ DI MISURA.....	13
6	CALCOLO DEL COPRIFERRO.....	14
6.1	SOLETTA (NON ESPOSTA).....	15
6.2	CORDOLI-MARCIAPIEDI	17
6.3	PREDALLES PREFABBRICATE SENZA FUNZIONI STRUTTURALI	19
6.4	VELETTE PREFABBRICATE SENZA FUNZIONI STRUTTURALI	21
7	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE 1 – VERIFICHE DI SICUREZZA DEI TRALICCI.....	23
7.1	FASI DI GETTO	23
7.2	IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA	26
7.2.1	VERIFICA DEL TRALICCIO SULLO SBALZO	26
7.2.2	VERIFICA DEL TRALICCIO IN CAMPATA	30
7.2.3	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ DEL TRALICCIO	32
7.3	IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO	33
7.3.1	VERIFICA DEL TRALICCIO SULLO SBALZO	33
7.4	IMPALCATI DI INTERVIA: CAMPI CENTRALI.....	37
7.4.1	VERIFICA DEL TRALICCIO IN CAMPATA	37
7.4.2	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ DEL TRALICCIO	41

7.5	IMPALCATI DI INTERVIA: CAMPI LATERALI	42
7.5.1	VERIFICA DEL TRALICCIO IN CAMPATA	42
7.5.2	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ DEL TRALICCIO	46
8	SOLLECITAZIONI DI FASE 2	47
8.1	IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA	47
8.1.1	ANALISI DEI CARICHI.....	47
8.1.2	SOLLECITAZIONI.....	48
8.2	IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO	49
8.2.1	ANALISI DEI CARICHI.....	49
8.2.2	SOLLECITAZIONI.....	51
8.3	IMPALCATI DI INTERVIA	52
8.3.1	ANALISI DEI CARICHI – EFFETTI LOCALI	52
8.3.2	SOLLECITAZIONI – EFFETTI LOCALI	53
8.3.3	SOLLECITAZIONI – EFFETTI GLOBALI	54
9	SOLLECITAZIONI DI FASE 3 - TRAFFICO	55
9.1	COEFFICIENTI DINAMICI.....	57
9.2	LARGHEZZE COLLABORANTI.....	58
9.2.1	IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA.....	58
9.2.2	IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO	61
9.2.3	IMPALCATI DI INTERVIA – EFFETTI LOCALI	62
9.3	SOLLECITAZIONI.....	64
9.3.1	IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA.....	64
9.3.2	IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO	72
9.3.3	IMPALCATI DI INTERVIA – EFFETTI LOCALI	73
9.3.4	IMPALCATI DI INTERVIA – EFFETTI GLOBALI.....	74
10	SOLLECITAZIONI DI FASE 3 – VENTO	75
11	SOLLECITAZIONI DI FASE 3 – URTO PER SVIO	76
12	AZIONI DI VERIFICA	77
12.1.1	IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA.....	78
12.1.2	IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO	81
12.1.3	IMPALCATI DI INTERVIA.....	82
13	VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE	84



13.1	IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA	85
13.1.1	SBALZO INTERNO	85
13.1.2	CAMPATA.....	89
13.1.3	APPOGGIO FILO 30.....	91
13.1.4	APPOGGIO FILO 32.....	93
13.2	IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO	95
13.2.1	SBALZO INTERNO	95
13.1	IMPALCATI DI INTERVIA	97
13.1.1	CAMPATA CAMPI CENTRALI.....	97
13.1.2	APPOGGIO CAMPI CENTRALI	99
13.1.3	CAMPATA CAMPI LATERALI	101
13.1.4	APPOGGIO CAMPI LATERALI	103
14	VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO.....	105
14.1	IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA	107
14.1.1	SBALZO INTERNO	107
14.1.2	APPOGGIO FILO 30.....	108
14.1	IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO	109
14.1.1	SBALZO INTERNO	109
14.2	IMPALCATI DI INTERVIA	110
14.2.1	CAMPATA CAMPI CENTRALI.....	110
14.2.2	CAMPATA CAMPI LATERALI	111
15	VERIFICHE A FESSURAZIONE E VERIFICHE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO.....	112
15.1	IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA	113
15.1.1	SBALZO INTERNO	113
15.1.2	CAMPATA.....	117
15.1.3	APPOGGIO 30	121
15.1.4	APPOGGIO 32	125
15.2	IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO	129
15.2.1	SBALZO INTERNO	129
15.1	IMPALCATI DI INTERVIA	133
15.1.1	CAMPATE CENTRALI.....	133
15.1.2	APPOGGI CENTRALI.....	137
15.1.3	CAMPATE LATERALI.....	141
15.1.4	APPOGGI LATERALI.....	145



16	VERIFICA A TRANCIAMENTO DELLA SOLETTA	149
17	VERIFICA DI RESISTENZA DELLA SEZIONE DI SOLETTA PRESSO LA BARRIERA PER L'URTO.....	151
17.1	IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA E SEZIONE IN ALLARGAMENTO	152
17.2	IMPALCATI DI INTERVIA	155
18	VALIDAZIONE DEI PROGRAMMI DI CALCOLO	157
18.1	ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO.....	157
18.2	TIPO DI ANALISI SVOLTA	157
18.3	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO.....	157
18.4	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO.....	158
18.5	MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI	158
18.6	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	158
18.7	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	159

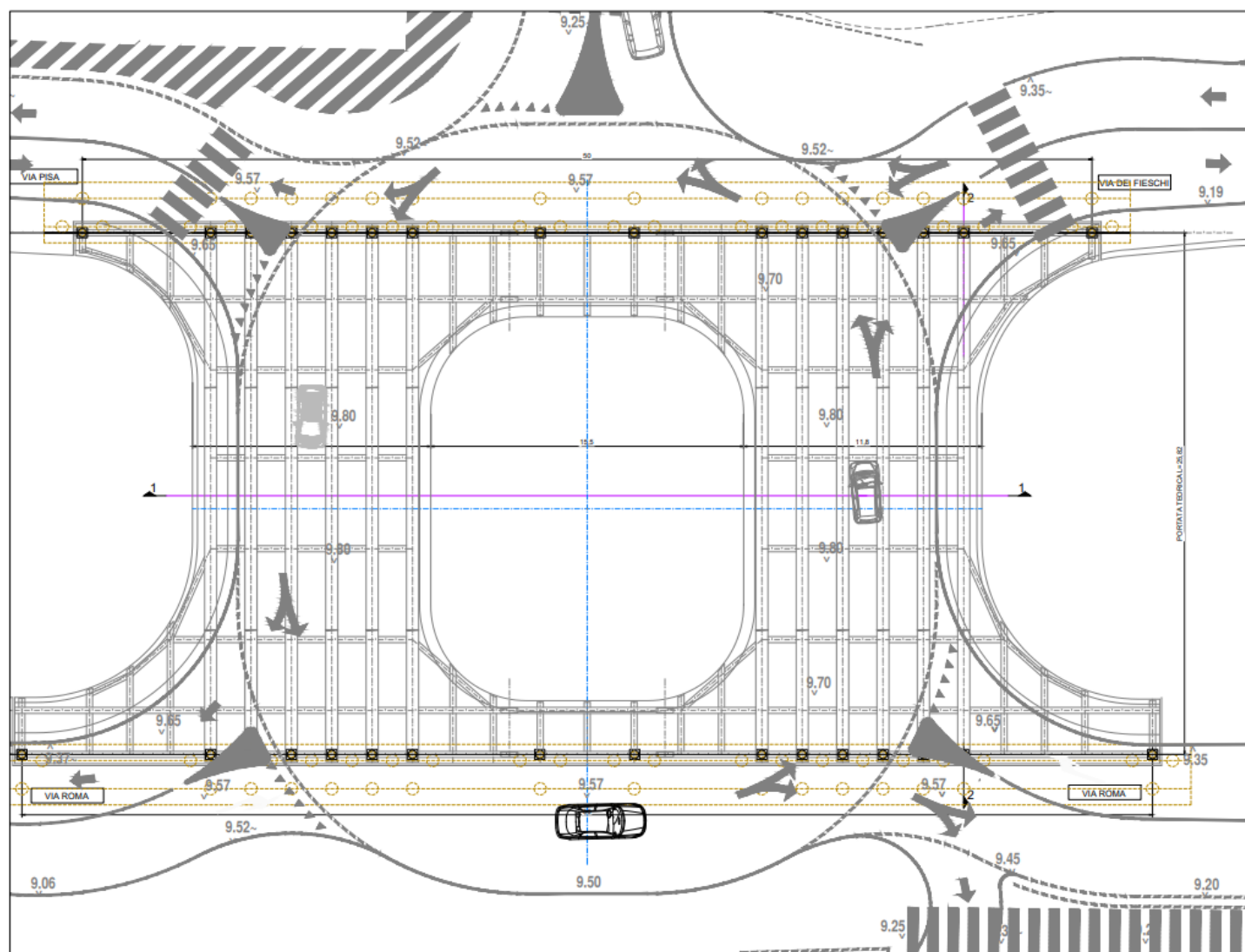
⌘ - ⌘ - ⌘ - ⌘ - ⌘

1 PREMESSA

La presente relazione afferisce ai calcoli e alle verifiche strutturali della soletta del nuovo impalcato stradale che modificherà l'interconnessione fra la viabilità ordinaria del Comune di Recco (Genova) e lo svincolo autostradale.

L'opera sostituirà l'attuale ponte posto sul torrente Recco, nel centro abitato del Comune di Recco, che con doppio senso di circolazione funge da raccordo viario fra la rampa di accesso al casello dell'Autostrada A12 Genova-Sestri Levante, Via Roma in sponda sinistra e Via Pisa e Via Dei Fieschi in sponda destra. L'area di intervento è ubicata a margine del centro abitato del Comune di Recco, ad un livello di circa 9 metri sul livello del mare, ed interessa entrambe le sponde dell'alveo torrentizio omonimo in un contesto ancora fortemente urbanizzato con presenza di reti infrastrutturali in sottosuolo, da mantenere in esercizio. Per ulteriori generalità si rimanda alla relazione generale ed alla relazione relativa all'impalcato metallico.

Di seguito si riporta l'inquadramento planimetrico dell'opera.



2 CONSIDERAZIONI DI PROGETTO

Si considerano le seguenti tre fasi di carico:

Fase 1. Getto della soletta.

Le predalles sono posate con schema di trave continua sulle travi principali esterne, mentre per le predalles centrali lo schema statico è in semplice appoggio tra le travi principali.

In questa fase la struttura resistente è costituita dai tralicci e dalla predalla in calcestruzzo.

Fase 2. Completamento della soletta (applicazione delle sovrastrutture).

Lo schema statico è di trave continua, costituita dall'intero spessore di soletta; i carichi sono lo spessore di getto a completamento degli sbalzi e tutti i permanenti portati.

Fase 3. Transito carichi mobili.

Lo schema statico è di trave continua appoggiata sulle travi; i carichi sono i sovraccarichi accidentali.

Per quanto riguarda le fasi di realizzazione delle varie porzioni dell'opera, si prevede la costruzione dei due impalcati a monte e a valle dell'impalcato esistente. Solo una volta che i due nuovi impalcati saranno aperti al traffico si procederà alla demolizione dell'impalcato esistente e infine alla realizzazione degli impalcati di intervvia in corrispondenza delle spalle.

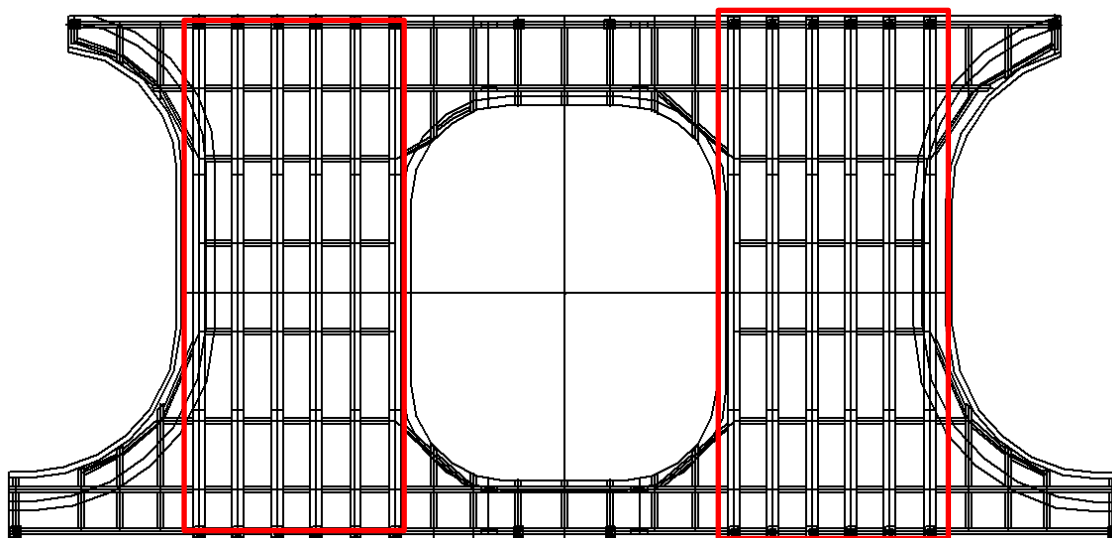
Nel seguito si considereranno quindi tre sezioni di verifica della soletta:

- Sezione tipica degli impalcati principali sul torrente;
- Sbalzi degli impalcati principali con luce maggiore rispetto ai tipici in prossimità dei raccordi con gli impalcati di intervvia;
- Sezione degli impalcati di intervvia.

La soletta d'impalcato, di altezza pari a 25 cm, viene realizzata mediante getto in opera su predalle prefabbricate in calcestruzzo di spessore 7 cm che fungono da cassero per il getto, opportunamente irrigidite con tralicci di altezza totale pari a 15.8 cm. Si sottolinea che le predalle saranno disposte tutte con lo stesso senso di orditura, ovvero con orditura trasversale negli impalcati principali e con orditura longitudinale negli impalcati di intervvia.

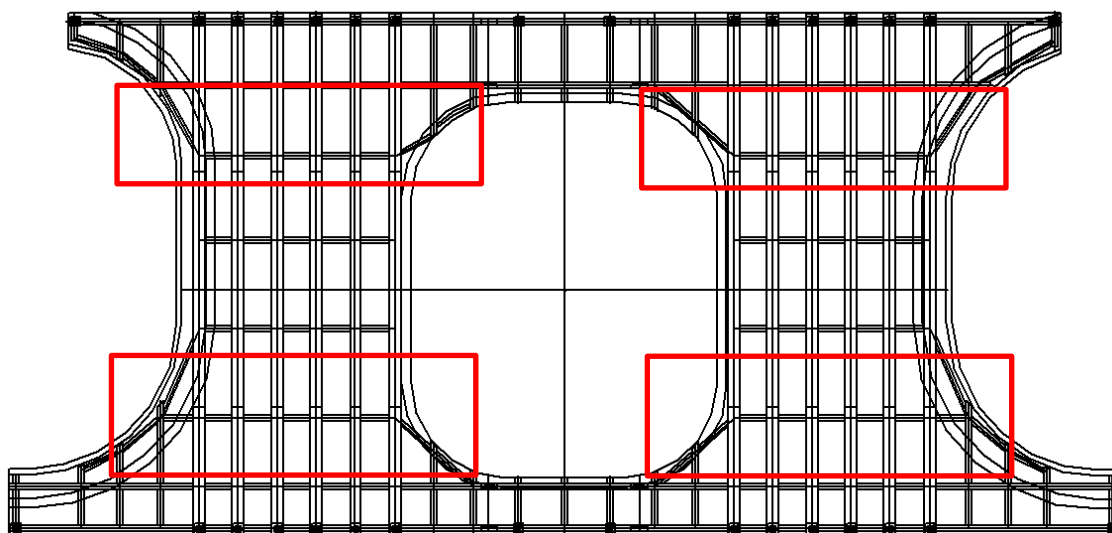
2.1 IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA

Si studia come sezione tipica la sezione di mezzzeria del ponte a monte, avente i fili numerati da 29 a 34. L'impalcato è largo 12 m. Lo sbalzo esterno è largo 1.15m ed è occupato dal marciapiede, mentre lo sbalzo interno è largo 0.85m di cui 0.5m occupati dalla barriera.



2.2 IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO

Nei pressi dei raccordi con gli impalcati di intervalva la sezione degli impalcati principali aumenta. Agli appoggi sulle travi degli impalcati principali si aggiungono gli appoggi sulle travi principali degli impalcati di intervalva, che presso i raccordi sono poste a 2 m di interasse. Localmente si ottengono sezioni degli impalcati principali con sbalzi di luce maggiore.

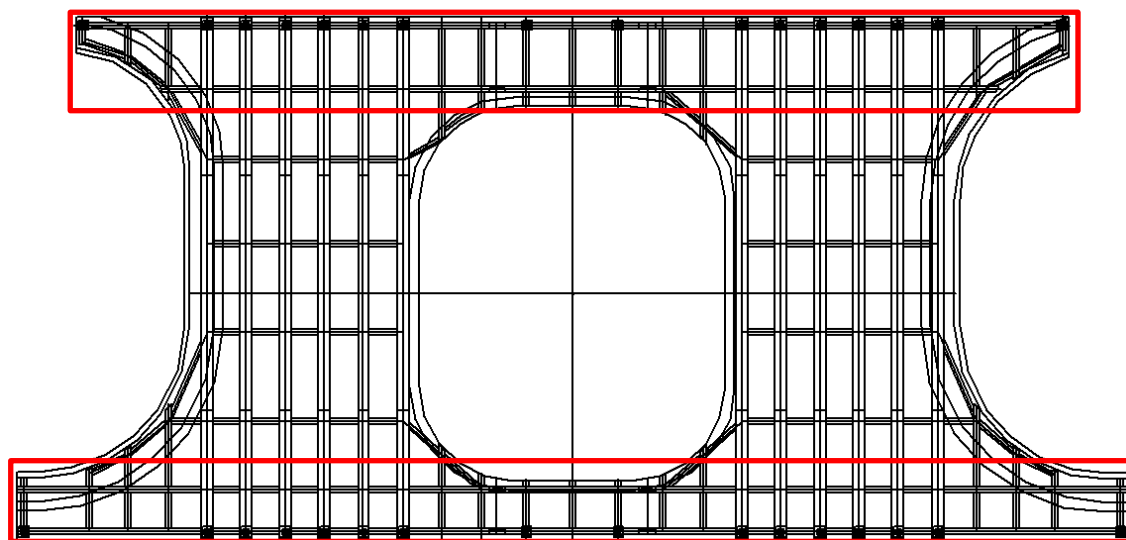


2.3 IMPALCATI DI INTERVALVA

Dato che la soletta degli impalcati di intervalva è ordita longitudinalmente, le sollecitazioni complessive sono dovute alla sovrapposizione di effetti locali e globali.

Gli effetti locali vengono studiati mediante un modello a trave continua in cui gli appoggi sono rappresentati dalle travi parallele alle travi degli impalcati principali.

Per gli effetti globali si adotta il modello usato per l'analisi dell'impalcato metallico, risalendo ad una forza normale N da aggiungere agli effetti locali. Con un procedimento cautelativo le azioni assiali di trazione o di compressione sulla soletta vengono sommate in verifica alle sollecitazioni desunte da modello locale senza tener conto della effettiva disposizione dei carichi variabili che ha generato i due stati di sollecitazione globale e locale.





3 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Per l'elenco della normativa si faccia riferimento alla relazione di calcolo dell'impalcato metallico.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Soletta in c.a.

Calcestruzzo – C32/40 (Rck 40 N/mm²), secondo NTC 2018, per la soletta e le predalles.

Calcestruzzo – C35/45 (Rck 40 N/mm²), secondo NTC 2018, per marciapiedi e cordoli.

Acciaio per armatura lenta - B450C.

Per ulteriori indicazioni sui materiali si faccia riferimento alla relazione di calcolo dell'impalcato metallico.

4.1 RESISTENZE DI PROGETTO

CALCESTRUZZO C32/40

In accordo con i punti 4.3.3 e 11.2.10.1 del DM18 risulta:

$$\gamma_M = 1.50$$

$$f_{ck} = 0.83 \times 400 = 332 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / \gamma_M = 188.13 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 30.99 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 21.69 \text{ daN/cm}^2$$

ARMATURA IN ACCIAIO B450C

$$\gamma_M = 1.15 \quad \text{B450C} \quad f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2 \quad f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2$$

5 CONVENZIONI DI SEGNO E UNITÀ DI MISURA

5.1 SEGNI

Trazione + (positiva)
Compressione - (negativa)

5.2 UNITÀ DI MISURA

Nel seguito della relazione si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per i carichi	kN, kN/m ² , kN/m ³
- per le azioni di calcolo	kN, kNm
- per le tensioni	kN/cm ² , daN/cm ² , N/cm ²



6 CALCOLO DEL COPRIFERRO

Si riportano nel seguito, in forma tabulare, i calcoli eseguiti per la determinazione del copriferro minimo secondo UNI EN 1992 par. 4.4, differenziando le parti d'opera sulla base della relativa classe di esposizione.

6.1 SOLETTA (NON ESPOSTA)

Descrizione parte dell'opera:	Solette (non esposte)
Classe di esposizione:	XC4

Valori raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo (prospetto 4 -UNI 11104:2004)

Classe di esposizione (prospetto 1 - UNI 11104:2044)	XC4	-	-	-	
Massimo rapporto A/C	0.5	-	-	-	
Minima classe di resistenza	C32/40	-	-	-	
Minimo contenuto cemento kg/m ³	340	-	-	-	
Contenuto minimo in aria [%]	-	-	-	-	
Altri requisiti	nessuno	-	-	-	

Valori di progetto (inviluppo) per la composizione e le proprietà del calcestruzzo (prospetto 4 -UNI 11104:2004)

Rapporto A/C	0.5
Classe di resistenza minima	C32/40
Contenuto cemento kg/m ³	340
Contenuto in aria [%]	0
Altri requisiti	Aggregati secondo UNI-EN12620, di adeguata resistenza gelo/disgelo

Determinazione del copriferro nominale (UNI EN 1992-1- :2005)

Diametro della barra di armatura [mm]:	20
Barre raggruppate:	no
Barre verticali compresse o giuntate per sovrapposizione:	no
Valore n_b per barre raggruppate: (Prospetto 4.2, UNI EN 1992-1-1:2005)	-
Diametro della barra equivalente [mm]:	20
Dimensione nominale massima aggregato [mm]:	20
$c_{min,b}$ [mm]:	20

Vita utile [anni]:					50
Elemento forma simile a soletta:					sì
Controllo qualità speciale					sì
Valore strutturale di riferimento (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	S4	-	-		
Vita utile di progetto di 100 anni (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	0	-	-		
Classe di resistenza (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	0	-	-		
Elemento di forma simile a soletta (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	-1	-	-		
Controllo qualità speciale (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	-1	-	-		
Classe strutturale di progetto (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	S2	-	-		
$C_{min,dur}$ (Prospetto 4.4N-UNI EN 1992-1-1:2005)	20	-	-		
$\Delta C_{dur,y}$ UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.2.(6)	0	0	0		
$C_{dur,st}$ UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.2.(7)	0	0	0		
$C_{dur,add}$ UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.2.(8)	0	0	0		
C_{dur}	20	-	-		
C_{min} [mm] (Punto 4.2-UNI EN 1992-1-1:2005)					20
Prevista assicurazione qualità su misura copriferrì: UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.3.(3)					no
Prevista misurazione accurata per monitoraggio: UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.3.(3)					no
ΔC_{dev} [mm] (Punto 4.4.1.3-UNI EN 1992-1-1:2005)					10
Correzioni per aggregati esposti (Punto 4.4.1.2 (11) -UNI EN 1992-1-1:2005)					0
C_{nom} [mm] = $C_{min} + \Delta C_{dev}$					30

6.2 CORDOLI-MARCIAPIEDI

Descrizione parte dell'opera:	Cordoli-marciapiedi
Classe di esposizione:	XC4+XD3+XF4

Valori raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo (prospetto 4 -UNI 11104:2004)

Classe di esposizione (prospetto 1 - UNI 11104:2044)	XC4	XD3	-	XF4	
Massimo rapporto A/C	0.5	0.45	-	0.45	
Minima classe di resistenza	C32/40	C35/45	-	C28/35	
Minimo contenuto cemento kg/m ³	340	360	-	360	
Contenuto minimo in aria [%]	-	-	-	3	
Altri requisiti	nessuno	nessuno	-	Aggregati secondo UNI-EN12620, di adeguata resistenza gelo/disgelo	

Valori di progetto (inviluppo) per la composizione e le proprietà del calcestruzzo (prospetto 4 -UNI 11104:2004)

Rapporto A/C	0.45
Classe di resistenza minima	C35/45
Contenuto cemento kg/m ³	360
Contenuto in aria [%]	3
Altri requisiti	Aggregati secondo UNI-EN12620, di adeguata resistenza gelo/disgelo

Determinazione del copriferro nominale (UNI EN 1992-1- :2005)

Diametro della barra di armatura [mm]:	20
Barre raggruppate:	no
Barre verticali compresse o giuntate per sovrapposizione:	no
Valore n_b per barre raggruppate: (Prospetto 4.2, UNI EN 1992-1-1:2005)	-
Diametro della barra equivalente [mm]:	20
Dimensione nominale massima aggregato [mm]:	20
$c_{min,b}$ [mm]:	20

Vita utile [anni]:	50				
Elemento forma simile a soletta:	sì				
Controllo qualità speciale	sì				
Valore strutturale di riferimento (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	S4	S4	-		
Vita utile di progetto di 100 anni (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	0	0	-		
Classe di resistenza (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	0	0	-		
Elemento di forma simile a soletta (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	-1	-1	-		
Controllo qualità speciale (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	-1	-1	-		
Classe strutturale di progetto (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	S2	S2	-		
$C_{min,dur}$ (Prospetto 4.4N-UNI EN 1992-1-1:2005)	20	35	-		
$\Delta C_{dur,y}$ UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.2.(6)	0	0	0		
$C_{dur,st}$ UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.2.(7)	0	0	0		
$C_{dur,add}$ UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.2.(8)	0	0	0		
C_{dur}	20	35	-		
C_{min} [mm] (Punto 4.2-UNI EN 1992-1-1:2005)	35				
Prevista assicurazione qualità su misura copriferrì: UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.3.(3)					sì
Prevista misurazione accurata per monitoraggio: UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.3.(3)					no
ΔC_{dev} [mm] (Punto 4.4.1.3-UNI EN 1992-1-1:2005)	5				
Correzioni per aggregati esposti (Punto 4.4.1.2 (11) -UNI EN 1992-1-1:2005)	0				
C_{nom} [mm] = $C_{min} + \Delta C_{dev}$	40				

6.3 PREDALLES PREFABBRICATE SENZA FUNZIONI STRUTTURALI

Si specifica che il copriferro di seguito calcolato, pari a 25 mm, è relativo al copriferro nominale della rete elettrosaldata di diametro 5 mm. Pertanto il copriferro nominale ai ferri inferiori del traliccio e ai ferri annegati risulta pari a 30 mm.

Descrizione parte dell'opera:		Predalles			
Classe di esposizione:		XC3			
Valori raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo (prospetto 4 -UNI 11104:2004)					
Classe di esposizione (prospetto 1 - UNI 11104:2044)		XC3	-	-	-
Massimo rapporto A/C		0.55	-	-	-
Minima classe di resistenza		C28/35	-	-	-
Minimo contenuto cemento kg/m ³		320	-	-	-
Contenuto minimo in aria [%]		-	-	-	-
Altri requisiti		nessuno	-	-	-
Valori di progetto (involuppo) per la composizione e le proprietà del calcestruzzo (prospetto 4 -UNI 11104:2004)					
Rapporto A/C		0.5			
Classe di resistenza minima		C32/40			
Contenuto cemento kg/m ³		320			
Contenuto in aria [%]		0			
Altri requisiti		Aggregati secondo UNI-EN12620, di adeguata resistenza gelo/disgelo			
Determinazione del copriferro nominale (UNI EN 1992-1- :2005)					
Diametro della barra di armatura [mm]:		20			
Barre raggruppate:		no			
Barre verticali compresse o giuntate per sovrapposizione:		no			
Valore n _b per barre raggruppate: (Prospetto 4.2, UNI EN 1992-1-1:2005)		-			
Diametro della barra equivalente [mm]:		20			
Dimensione nominale massima aggregato [mm]:		20			
c _{min,b} [mm]:		20			

Vita utile [anni]:	50			
Elemento forma simile a soletta:	sì			
Controllo qualità speciale	sì			
Valore strutturale di riferimento (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	S4	-	-	
Vita utile di progetto di 100 anni (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	0	-	-	
Classe di resistenza (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	0	-	-	
Elemento di forma simile a soletta (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	-1	-	-	
Controllo qualità speciale (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	-1	-	-	
Classe strutturale di progetto (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	S2	-	-	
$C_{min,dur}$ (Prospetto 4.4N-UNI EN 1992-1-1:2005)	15	-	-	
$\Delta C_{dur,y}$ UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.2.(6)	0	0	0	
$C_{dur,st}$ UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.2.(7)	0	0	0	
$C_{dur,add}$ UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.2.(8)	0	0	0	
C_{dur}	15	-	-	
C_{min} [mm] (Punto 4.2-UNI EN 1992-1-1:2005)	20			
Prevista assicurazione qualità su misura copriferrì: UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.3.(3)	sì			
Prevista misurazione accurata per monitoraggio: UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.3.(3)	no			
ΔC_{dev} [mm] (Punto 4.4.1.3-UNI EN 1992-1-1:2005)	5			
Correzioni per aggregati esposti (Punto 4.4.1.2 (11) -UNI EN 1992-1-1:2005)	0			
C_{nom} [mm] = $C_{min} + \Delta C_{dev}$	25			

6.4 VELETTE PREFABBRICATE SENZA FUNZIONI STRUTTURALI

Descrizione parte dell'opera:	Velette
Classe di esposizione:	XC4

Valori raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo (prospetto 4 -UNI 11104:2004)

Classe di esposizione (prospetto 1 - UNI 11104:2044)	XC4	-	-	-	
Massimo rapporto A/C	0.5	-	-	-	
Minima classe di resistenza	C32/40	-	-	-	
Minimo contenuto cemento kg/m ³	340	-	-	-	
Contenuto minimo in aria [%]	-	-	-	-	
Altri requisiti	nessuno	-	-	-	

Valori di progetto (inviluppo) per la composizione e le proprietà del calcestruzzo (prospetto 4 -UNI 11104:2004)

Rapporto A/C	0.5
Classe di resistenza minima	C32/40
Contenuto cemento kg/m ³	340
Contenuto in aria [%]	0
Altri requisiti	Aggregati secondo UNI-EN12620, di adeguata resistenza gelo/disgelo

Determinazione del copriferro nominale (UNI EN 1992-1- :2005)

Diametro della barra di armatura [mm]:	20
Barre raggruppate:	no
Barre verticali compresse o giuntate per sovrapposizione:	no
Valore n_b per barre raggruppate: (Prospetto 4.2, UNI EN 1992-1-1:2005)	-
Diametro della barra equivalente [mm]:	20
Dimensione nominale massima aggregato [mm]:	20
$c_{min,b}$ [mm]:	20

Vita utile [anni]:	50				
Elemento forma simile a soletta:	sì				
Controllo qualità speciale	sì				
Valore strutturale di riferimento (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	S4	-	-		
Vita utile di progetto di 100 anni (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	0	-	-		
Classe di resistenza (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	0	-	-		
Elemento di forma simile a soletta (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	-1	-	-		
Controllo qualità speciale (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	-1	-	-		
Classe strutturale di progetto (Prospetto 4.3N-UNI EN 1992-1-1:2005)	S2	-	-		
$C_{min,dur}$ (Prospetto 4.4N-UNI EN 1992-1-1:2005)	20	-	-		
$\Delta C_{dur,y}$ UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.2.(6)	0	0	0		
$C_{dur,st}$ UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.2.(7)	0	0	0		
$C_{dur,add}$ UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.2.(8)	0	0	0		
C_{dur}	20	-	-		
C_{min} [mm] (Punto 4.2-UNI EN 1992-1-1:2005)	20				
Prevista assicurazione qualità su misura copriferrì: UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.3.(3)					sì
Prevista misurazione accurata per monitoraggio: UNI EN 1992-1-1:2005, §4.4.1.3.(3)					no
ΔC_{dev} [mm] (Punto 4.4.1.3-UNI EN 1992-1-1:2005)	5				
Correzioni per aggregati esposti (Punto 4.4.1.2 (11) -UNI EN 1992-1-1:2005)	0				
C_{nom} [mm] = $C_{min} + \Delta C_{dev}$	25				

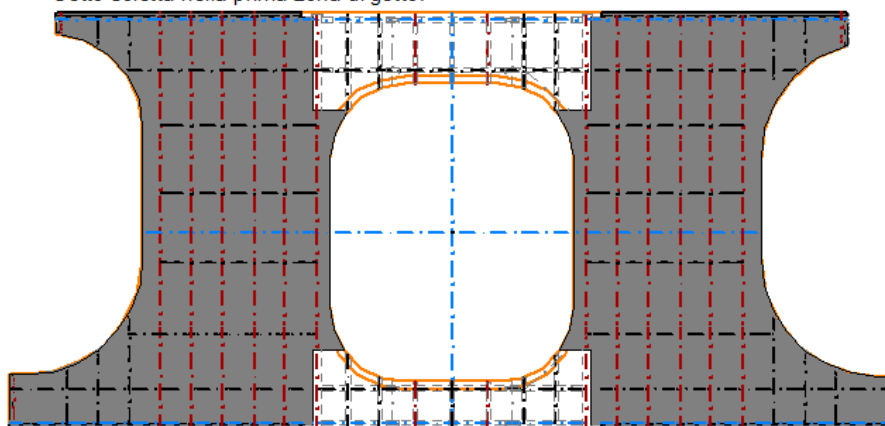
7 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE 1 – VERIFICHE DI SICUREZZA DEI TRALICCI

7.1 FASI DI GETTO

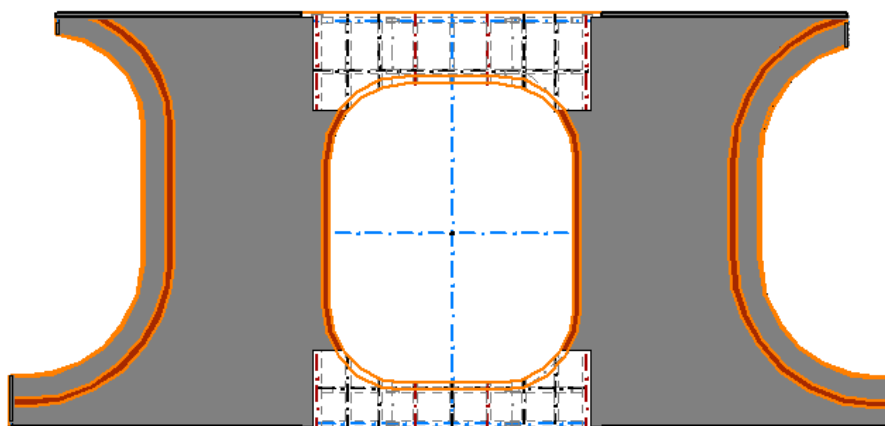
Saranno dapprima gettati gli impalcati principali, poi gli impalcati di intervallia. Si riportano graficamente le fasi di getto previste per la realizzazione della soletta.

FASI DI GETTO - PIANTA SCALA 1:400

1° FASI DI GETTO - PIANTA
Getto soletta nella prima zona di getto.

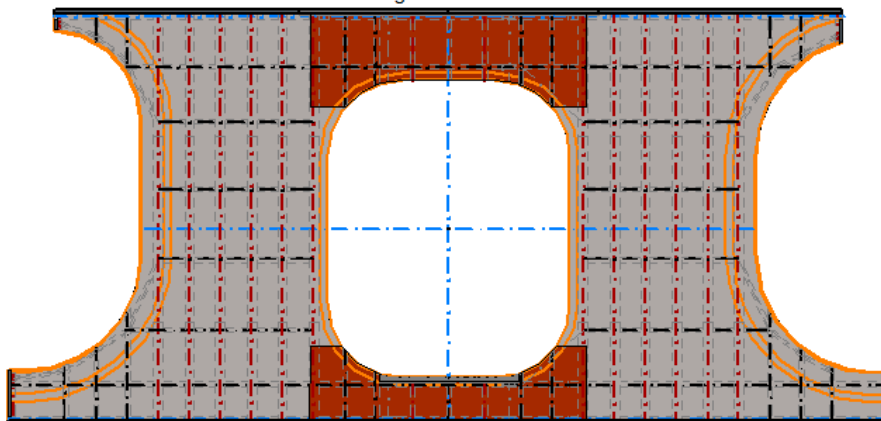


2° FASI DI GETTO - PIANTA
2a- Getto cordoli nella prima zona di getto.
2b- Realizzazione muri profilo redirettivo



3° FASI DI GETTO - PIANTA

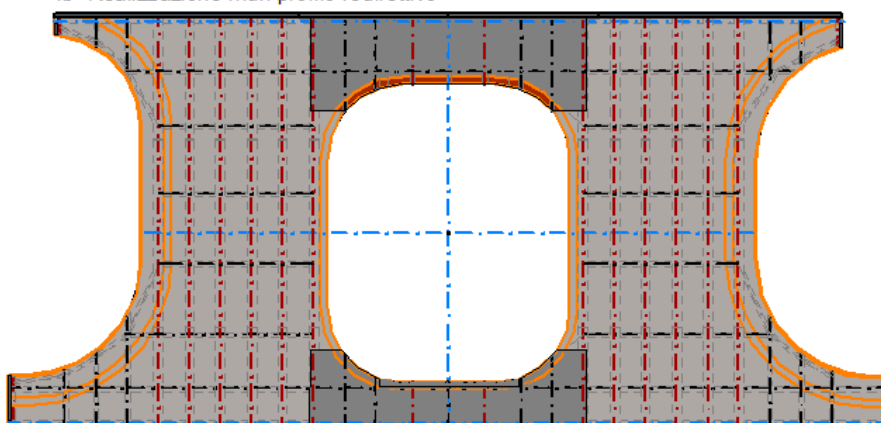
Getto soletta nella seconda zona di getto.



4° FASI DI GETTO - PIANTA

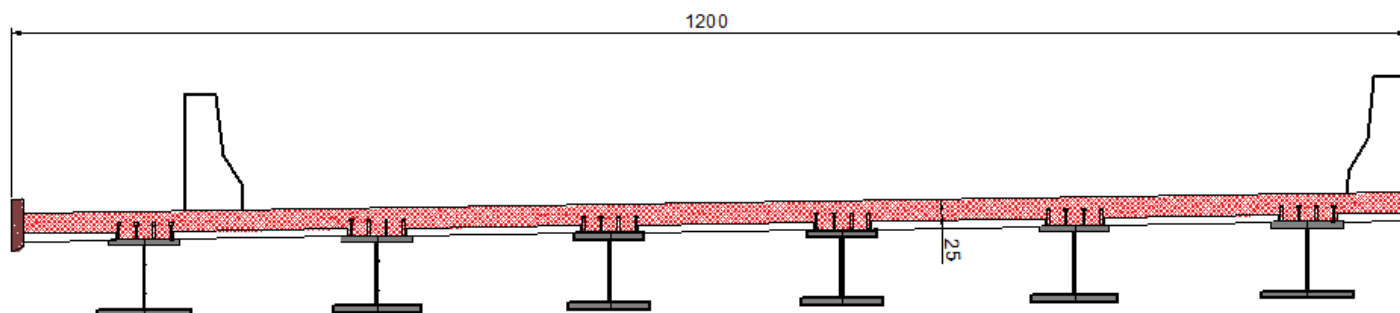
4a- Getto cordoli nella seconda zona di getto.

4b- Realizzazione muri profilo redirettivo

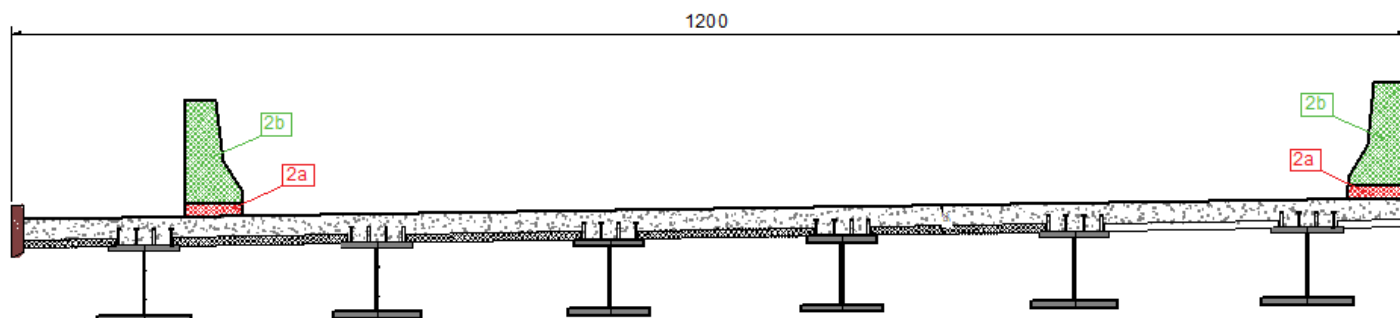


FASI DI GETTO - SEZIONE SCALA 1:50

1° FASI DI GETTO - SEZIONE



2° FASI DI GETTO - SEZIONE



7.2 IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA

7.2.1 VERIFICA DEL TRALICCIO SULLO SBALZO

Tipo di verifica

SLU

Caratteristiche dei materiali impiegati

Calcestruzzo: C32/40

$f_{ck} =$	320 daN/cm ²
$\alpha_{cc} =$	0.85
$\gamma_c =$	1.5
$f_{cd} =$	181.3 daN/cm ²
$f_{ctm} =$	30.2 daN/cm ²
$f_{ctk} =$	21.2 daN/cm ²
$f_{cfm} =$	25.4 daN/cm ²
$f_{ctd} =$	14.1 daN/cm ²
$E_{cm} =$	33346 daN/cm ²

Acciaio: B450C

$f_{yk,arm} =$	4500 daN/cm ²
$\gamma_s =$	1.15
$f_{yd} =$	3913 daN/cm ²
$E_{acc} =$	21000 kN/cm ²

Predalla S355 (eventuale):

$f_{yk,acc} =$	3550 daN/cm ²
$\gamma_s =$	1.05
$f_{yd} =$	3381 daN/cm ²
$E_{acc} =$	21000 kN/cm ²

Tipologia di predalla (Acciaio / Calcestruzzo):

Calcestruzzo

Caratteristiche geometriche della sezione trasversale del ponte

Interasse travi principali o secondarie:	$i =$	2.00 m
Luce totale sbalzo:	$l_{sbalzo} =$	1.15 m
Eventuale parte di sbalzo non gettata:	a	0.00 m
Luce sbalzo con getto cls:	$l_{cls,sbalzo} =$	1.15 m
Spessore predalle:	$S_{predalla} =$	7.00 cm
Larghezza minima piattabanda superiore:		0.60 m
Appoggio predalle su piattabanda superiore:		0.05 m
Copriferro ferri superiori:		3.00 cm
Copriferro ferri inferiori:		3.00 cm
Diametro ferri longitudinali superiori:		1.20 cm
Diametro ferri trasversali superiori:		1.60 cm

N.B.: i tagli massimi negativi sono calcolati ad una distanza dall'appoggio pari ad 1/4 della dimensione della piattabanda.

Analisi dei carichi di fase 1

Spessore totale soletta su sbalzi	$s_{cls,sbalzo} =$	0.25 m
Spessore totale soletta in campata	$s_{cls,camp} =$	0.25 m
Peso proprio predalle senza traliccio	$q_{dalla,NOtra} =$	1.75 kN/m
Peso proprio traliccio	$q_{tra} =$	0.16 kN/m
Peso proprio predalle con traliccio	$q_{dalla} =$	1.91 kN/m
Peso proprio della soletta su sbalzi	$q_{cls,sbalzo} =$	6.41 kN/m
Peso proprio della soletta in campata	$q_{cls,camp} =$	6.41 kN/m
Carichi accidentali di getto	$q_{accid} =$	1.00 kN/m
Peso proprio vettura sbalzo	$q_{veletta} =$	1.00 kN

Caratteristiche di sollecitazione parziali allo SLU

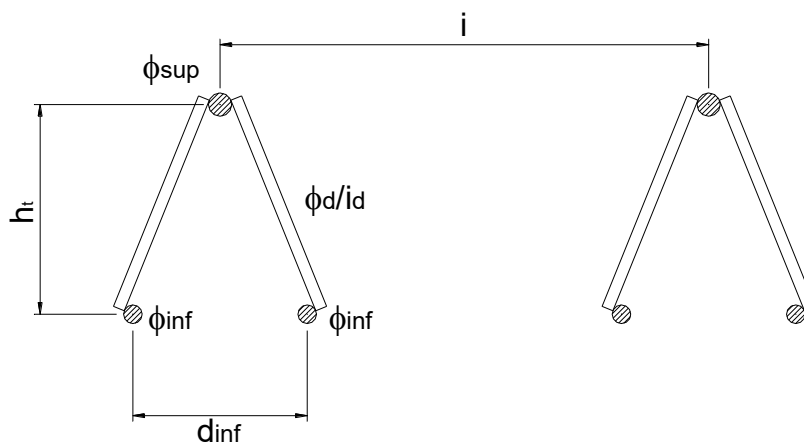
Momento negativo da getto e relativa predalla sottostante	-5.72 kNm
Momento negativo da vettura	-1.55 kNm
Momento negativo da accidentali	-0.99 kNm
Momento negativo da predalla rimanente	0.00 kNm
Taglio da getto e relativa predalla sottostante	-9.95 kN
Taglio da vettura	-1.35 kN
Taglio da accidentali	-1.73 kN
Taglio da predalla rimanente	0.00 kN

Caratteristiche di sollecitazione allo S.L.U.

Momento negativo massimo sullo sbalzo:	$M_{\text{sbalzo}} =$	-8.27 kNm
Momento positivo massimo in campata:	$M_{\text{campata}} =$	2.86 kNm
Taglio a sinistra dello sbalzo:	$V_{\text{sbalzo,sx}} =$	-13.03 kN
Taglio a destra dello sbalzo:	$V_{\text{sbalzo,dx}} =$	7.62 kN

Caratteristiche tralicci

Altezza totale traliccio: h		15.8 cm
Altezza utile traliccio: h_t		14.3 cm
Distanza ferri inf: d_{inf}		10.0 cm
Diametro ferro sup: ϕ_{sup}	1	Φ 16 mm
Diametro ferro rinf. sup: ϕ_{sup}	0	Φ 0 mm
Diametro ferri rinf. inf: ϕ_{inf}	0	Φ 0 mm
Diametro ferri inf: ϕ_{inf}	2	Φ 14 mm
Diametro diagonali: ϕ_d		Φ 1.0 cm
Interasse tralicci: i		40.0 cm
Interasse diagonali: i_d		20.0 cm



Verifica a momento negativo dei correnti dei tralicci

$$M = -8.27 \text{ kNm}$$

$$\text{Numero di tralicci per ogni metro di soletta: } 2.50$$

$$\text{Momento flettente per ciascun traliccio: } M = -3.31 \text{ kNm}$$

Corrente superiore - Teso

$$\text{Modulo di resistenza: } W_{\text{sup}} = 28.83 \text{ cm}^3$$

$$\text{Verifica di resistenza: } \sigma_{\text{sup}} = 1147 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$$

Corrente inferiore - Compresso

$$\text{Modulo di resistenza: } W_{\text{inf}} = 44.15 \text{ cm}^3$$

$$\text{Verifica di resistenza: } \sigma_{\text{inf}} = 749 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Verifica di stabilità: } L_0 = 20.00 \text{ cm}$$

$$\lambda = 0.84$$

$$\Phi = 1.01$$

$$\chi = 0.64$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 1178 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica a taglio delle diagonali dei tralicci

$$N_{\text{diag}} = 331 \text{ daN}$$

$$\text{Verifica di resistenza: } \sigma_{\text{diag}} = 421 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Verifica di stabilità: } L_{\text{diag}} = 18.15 \text{ cm}$$

$$\beta = 0.7$$

$$L_0 = 12.71 \text{ cm}$$

$$\lambda = 0.75$$

$$\Phi = 0.91$$

$$\chi = 0.69$$

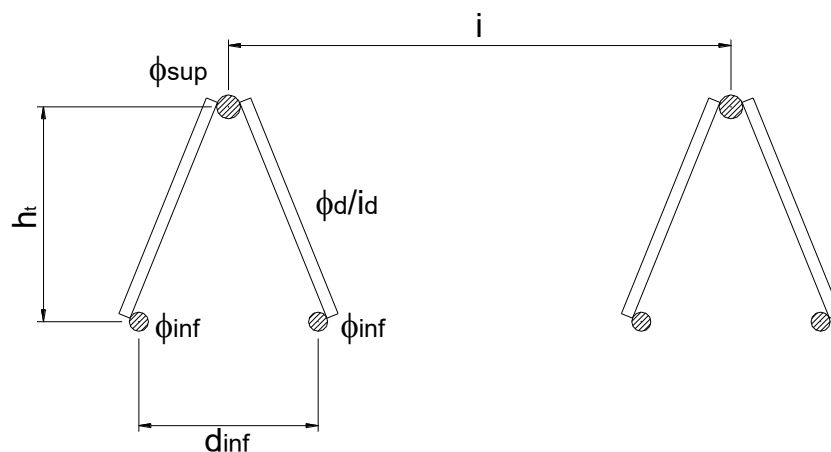
$$\sigma_{\text{diag}} = 607 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Portata residua diagonali: } \sigma_{\text{diag.res}} = 3492 \text{ daN/cm}^2$$

7.2.2 VERIFICA DEL TRALICCIO IN CAMPATA

Caratteristiche trallicci

Altezza totale traliccio: h			15.8 cm
Altezza utile traliccio: h_t			14.3 cm
Distanza ferri inf: d_{inf}			10.0 cm
Diametro ferro sup: ϕ_{sup}	1	Φ	16 mm
Diametro ferro rinf. sup: ϕ_{sup}	0	Φ	0 mm
Diametro ferri rinf. inf: ϕ_{inf}	0	Φ	0 mm
Diametro ferri inf: ϕ_{inf}	2	Φ	14 mm
Diametro diagonali: ϕ_d		Φ	1.0 cm
Interasse trallicci: i			40.0 cm
Interasse diagonali: i_d			20.0 cm
Larghezza collaborante predalla			40.0 cm
Spessore eventuale predalla in acciaio			0 cm



Verifica a momento positivo dei correnti dei tralicci

$$M = 2.86 \text{ kNm}$$

$$\text{Numero di tralicci per ogni metro di soletta: } 2.50$$

$$\text{Momento flettente per ciascun traliccio: } M = 1.14 \text{ kNm}$$

Corrente superiore - Compresso

$$\text{Modulo di resistenza } W_{\text{sup}} = 28.83 \text{ cm}^3$$

$$\text{Verifica di resistenza: } \sigma_{\text{sup}} = 396 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Verifica di stabilità: } L_0 = 20.00 \text{ cm}$$

$$\lambda = 0.74$$

$$\Phi = 0.90$$

$$\chi = 0.70$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 564 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$$

Corrente inferiore - Teso

$$\text{Modulo di resistenza } W_{\text{inf}} = 44.15 \text{ cm}^3$$

$$\text{Verifica di resistenza: } \sigma_{\text{inf}} = 259 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica a taglio delle diagonali dei tralicci

$$N_{\text{diag}} = 193 \text{ daN}$$

$$\text{Verifica di resistenza: } \sigma_{\text{diag}} = 246 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Verifica di stabilità: } L_{\text{diag}} = 18.15 \text{ cm}$$

$$\beta = 0.7$$

$$L_0 = 12.71 \text{ cm}$$

$$\lambda = 0.75$$

$$\Phi = 0.91$$

$$\chi = 0.69$$

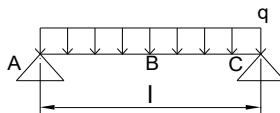
$$\sigma_{\text{inf}} = 355 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Portata residua dei diagonalis: } \sigma_{\text{inf,res}} = 3667 \text{ daN/cm}^2$$

7.2.3 VERIFICA DI DEFORMABILITÀ DEL TRALICCIO

Verifica deformabilità tralicci predalles momento positivo

$l = 1.5 \text{ m}$
 $q_{fase1} = 7.41 \text{ kN/m}$
 $J_{TOT} = 1210.2 \text{ cm}^4$



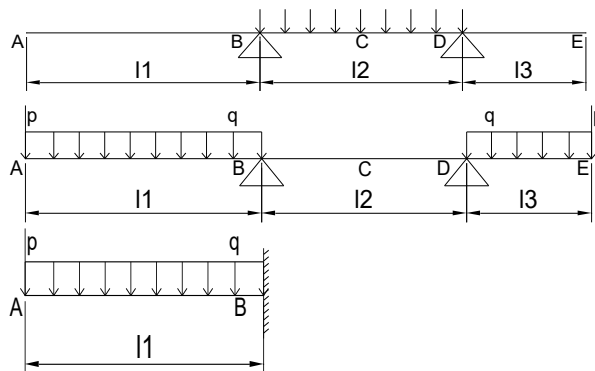
$f_{mezzeria} = -0.02 \text{ cm} < l/150 = 1.00 \text{ cm}$ VERIFICATO

Verifica deformabilità tralicci predalles momento negativo su sbalzi

$\phi_B = 0.00084 \text{ rad}$ rotazione dovuta al peso proprio della soletta in campata
 $f_A = 0.10 \text{ cm}$
 $\phi_B = -0.00183 \text{ rad}$ rotazione dovuta al getto + predalla + veletta sugli sbalzi
 $f_A = -0.21 \text{ cm}$

$f_A = -0.08 \text{ cm}$ freccia dovuta al getto + predalla + veletta sugli sbalzi
 nello schema a mensola da sommare a quella dovuta alla rotazione sull'appoggio calcolata prima

$f_{tot,A} = -0.19 \text{ cm} < 2l_1/150 = 1.53 \text{ cm}$ VERIFICATO



7.3 IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO

Considerando che le predalle sono elementi modulari, cautelativamente si effettua la verifica del traliccio assumendo sbalzo pari a 2 m: tale assunzione è certamente cautelativa perché a 2 m di distanza dall'asse della trave considerata è presente l'appoggio sulla trave successiva.

7.3.1 VERIFICA DEL TRALICCIO SULLO SBALZO

Tipo di verifica

SLU

Caratteristiche dei materiali impiegati

Calcestruzzo: C32/40

$f_{ck} =$	320 daN/cm ²
$\alpha_{cc} =$	0.85
$\gamma_c =$	1.5
$f_{cd} =$	181.3 daN/cm ²
$f_{ctm} =$	30.2 daN/cm ²
$f_{ctk} =$	21.2 daN/cm ²
$f_{cfm} =$	25.4 daN/cm ²
$f_{ctd} =$	14.1 daN/cm ²
$E_{cm} =$	33346 daN/cm ²

Acciaio: B450C

$f_{yk,arm} =$	4500 daN/cm ²
$\gamma_s =$	1.15
$f_{yd} =$	3913 daN/cm ²
$E_{acc} =$	21000 kN/cm ²

Predalla S355 (eventuale):

$f_{yk,acc} =$	3550 daN/cm ²
$\gamma_s =$	1.05
$f_{yd} =$	3381 daN/cm ²
$E_{acc} =$	21000 kN/cm ²

Tipologia di predalla (Acciaio / Calcestruzzo):

Calcestruzzo

Caratteristiche geometriche della sezione trasversale del ponte

<u>Interasse travi principali o secondarie:</u>	$i =$	2.00 m
<u>Luce totale sbalzo:</u>	$l_{sbalzo} =$	2.00 m
Eventuale parte di sbalzo non gettata:	a	0.00 m
Luce sbalzo con getto cls:	$l_{cls, sbalzo} =$	2.00 m
<u>Spessore predalle:</u>	$s_{predalla} =$	7.00 cm
Larghezza minima piattabanda superiore:		0.60 m
Appoggio predalle su piattabanda superiore:		0.05 m
Copriferro ferri superiori:		3.00 cm
Copriferro ferri inferiori:		3.00 cm
Diametro ferri longitudinali superiori:		1.20 cm
Diametro ferri trasversali superiori:		1.60 cm

N.B.: i tagli massimi negativi sono calcolati ad una distanza dall'appoggio pari ad 1/4 della dimensione della piattabanda.

Analisi dei carichi di fase 1

Spessore totale soletta su sbalzi	$s_{cls, sbalzo} =$	0.25 m
Spessore totale soletta in campata	$s_{cls, camp} =$	0.25 m
Peso proprio predalle senza traliccio	$q_{dalla, NOtra} =$	1.75 kN/m
Peso proprio traliccio	$q_{tra} =$	0.16 kN/m
Peso proprio predalle con traliccio	$q_{dalla} =$	1.91 kN/m
Peso proprio della soletta su sbalzi	$q_{cls, sbalzo} =$	6.41 kN/m
Peso proprio della soletta in campata	$q_{cls, camp} =$	6.41 kN/m
Carichi accidentali di getto	$q_{accid} =$	1.00 kN/m
Peso proprio veletta sbalzo	$q_{veletta} =$	1.00 kN

Caratteristiche di sollecitazione parziali allo SLU

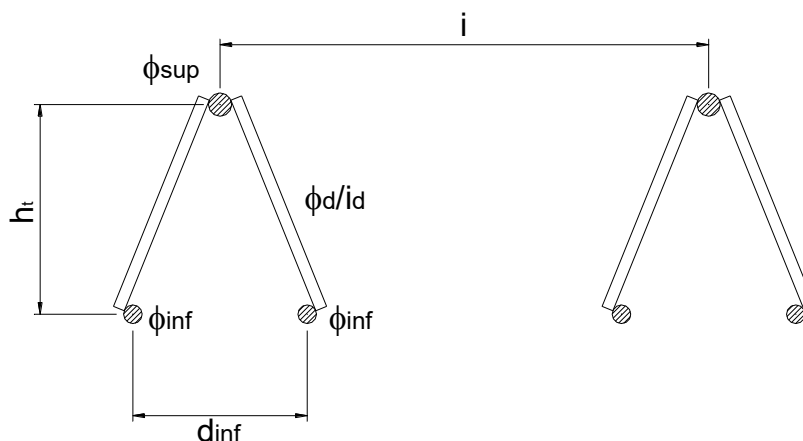
Momento negativo da getto e relativa predalla sottostante	-17.31 kNm
Momento negativo da veletta	-2.70 kNm
Momento negativo da accidentali	-3.00 kNm
Momento negativo da predalla rimanente	0.00 kNm
Taglio da getto e relativa predalla sottostante	-17.31 kN
Taglio da veletta	-1.35 kN
Taglio da accidentali	-3.00 kN
Taglio da predalla rimanente	0.00 kN

Caratteristiche di sollecitazione allo S.L.U.

Momento negativo massimo sullo sbalzo:	$M_{\text{sbalzo}} =$	-23.01 kNm
Momento positivo massimo in campata:	$M_{\text{campata}} =$	2.86 kNm
Taglio a sinistra dello sbalzo:	$V_{\text{sbalzo,sx}} =$	-21.66 kN
Taglio a destra dello sbalzo:	$V_{\text{sbalzo,dx}} =$	7.62 kN

Caratteristiche tralicci

Altezza totale traliccio: h		15.8 cm
Altezza utile traliccio: h_t		14.3 cm
Distanza ferri inf: d_{inf}		10.0 cm
Diametro ferro sup: ϕ_{sup}	1	Φ 16 mm
Diametro ferro rinf. sup: ϕ_{sup}	0	Φ 0 mm
Diametro ferri rinf. inf: ϕ_{inf}	0	Φ 0 mm
Diametro ferri inf: ϕ_{inf}	2	Φ 14 mm
Diametro diagonali: ϕ_d		Φ 1.0 cm
Interasse tralicci: i		40.0 cm
Interasse diagonali: i_d		20.0 cm



Verifica a momento negativo dei correnti dei tralicci

$$M = -23.01 \text{ kNm}$$

Numero di tralicci per ogni metro di soletta: 2.50

Momento flettente per ciascun traliccio: $M = -9.20 \text{ kNm}$

Corrente superiore - Teso

Modulo di resistenza: $W_{\text{sup}} = 28.83 \text{ cm}^3$

Verifica di resistenza: $\sigma_{\text{sup}} = 3192 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Corrente inferiore - Compresso

Modulo di resistenza: $W_{\text{inf}} = 44.15 \text{ cm}^3$

Verifica di resistenza: $\sigma_{\text{inf}} = 2084 \text{ daN/cm}^2$

Verifica di stabilità: $L_0 = 20.00 \text{ cm}$

$$\lambda = 0.84$$

$$\Phi = 1.01$$

$$\chi = 0.64$$

$\sigma_{\text{inf}} = 3278 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Verifica a taglio delle diagonali dei tralicci

$$N_{\text{diag}} = 550 \text{ daN}$$

Verifica di resistenza: $\sigma_{\text{diag}} = 700 \text{ daN/cm}^2$

Verifica di stabilità: $L_{\text{diag}} = 18.15 \text{ cm}$

$$\beta = 0.7$$

$$L_0 = 12.71 \text{ cm}$$

$$\lambda = 0.75$$

$$\Phi = 0.91$$

$$\chi = 0.69$$

$\sigma_{\text{diag}} = 1008 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Portata residua diagonali: $\sigma_{\text{diag, res}} = 3213 \text{ daN/cm}^2$

7.4 IMPALCATI DI INTERVIA: CAMPI CENTRALI

L'interasse maggiore fra gli appoggi delle predalles negli impalcati di intervvia è compreso fra 2m e 2.35m. Cautelativamente si verifica il traliccio su un campo di 2.35m.

7.4.1 VERIFICA DEL TRALICCIO IN CAMPATA

Tipo di verifica

SLU

Caratteristiche dei materiali impiegati

Calcestruzzo C32/40

$f_{ck} =$	320 daN/cm ²
$\alpha_{cc} =$	0.85
$\gamma_c =$	1.5
$f_{cd} =$	181.3 daN/cm ²
$f_{ctm} =$	30.2 daN/cm ²
$f_{ctk} =$	21.2 daN/cm ²
$f_{cfm} =$	25.4 daN/cm ²
$f_{ctd} =$	14.1 daN/cm ²
$E_{cm} =$	33346 daN/cm ²

Acciaio B450C

$f_{yk,arm} =$	4500 daN/cm ²
$\gamma_s =$	1.15
$f_{yd} =$	3913 daN/cm ²
$E_{acc} =$	21000 kN/cm ²

Predalla S355 (eventuale):

$f_{yk,acc} =$	3550 daN/cm ²
$\gamma_s =$	1.05
$f_{yd} =$	3381 daN/cm ²
$E_{acc} =$	21000 kN/cm ²

Tipologia di predalla (Acciaio / Calcestruzzo):

Calcestruzzo

Caratteristiche geometriche della sezione trasversale del ponte

Interasse travi principali o secondarie: $i = 2.35 \text{ m}$

Spessore predalle: $s_{predalla} = 7.00 \text{ cm}$

Larghezza minima piattabanda superiore: 0.30 m

Appoggio predalle su piattabanda superiore: 0.05 m

N.B.: i tagli massimi negativi sono calcolati ad una distanza dall'appoggio pari ad 1/4 della dimensione della piattabanda.

Analisi dei carichi di fase 1

Spessore totale soletta su sbalzi	$s_{cls,sbalzo} =$	0.25	m
Spessore totale soletta in campata	$s_{cls,camp} =$	0.25	m
Peso proprio predalle senza traliccio	$q_{dalla,NOtra} =$	1.75	kN/m
Peso proprio traliccio	$q_{tra} =$	0.16	kN/m
Peso proprio predalle con traliccio	$q_{dalla} =$	1.91	kN/m
Peso proprio della soletta su sbalzi	$q_{cls,sbalzo} =$	6.41	kN/m
Peso proprio della soletta in campata	$q_{cls,camp} =$	6.41	kN/m
Carichi accidentali di getto	$q_{accid} =$	1.00	kN/m
Peso proprio vettura sbalzo	$q_{veletta} =$	0.00	kN

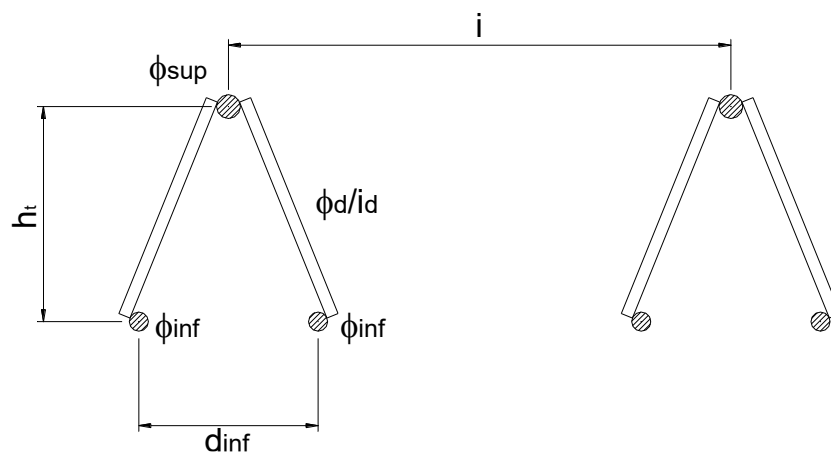
Caratteristiche di sollecitazione allo S.L.U.

Momento positivo massimo in campata: $M_{campata} = 5.87 \text{ kNm}$

Taglio a destra dello sbalzo: $V_{sbalzo,dx} = 10.92 \text{ kN}$

Caratteristiche tralicci

Altezza totale traliccio: h			15.8 cm
Altezza utile traliccio: h_t			14.3 cm
Distanza ferri inf: d_{inf}			10.0 cm
Diametro ferro sup: ϕ_{sup}	1	Φ	16 mm
Diametro ferro rinf. sup: ϕ_{sup}	0	Φ	0 mm
Diametro ferri rinf. inf: ϕ_{inf}	0	Φ	0 mm
Diametro ferri inf: ϕ_{inf}	2	Φ	14 mm
Diametro diagonali: ϕ_d		Φ	1.0 cm
Interasse tralicci: i			40.0 cm
Interasse diagonali: i_d			20.0 cm
Larghezza collaborante predalla			40.0 cm
Spessore eventuale predalla in acciaio			0 cm



Verifica a momento positivo dei correnti dei tralicci

$$M = 5.87 \text{ kNm}$$

$$\text{Numero di tralicci per ogni metro di soletta: } 2.50$$

$$\text{Momento flettente per ciascun traliccio: } M = 2.35 \text{ kNm}$$

Corrente superiore - Compresso

$$\text{Modulo di resistenza } W_{\text{sup}} = 28.83 \text{ cm}^3$$

$$\text{Verifica di resistenza: } \sigma_{\text{sup}} = 814 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Verifica di stabilità: } L_0 = 20.00 \text{ cm}$$

$$\lambda = 0.74$$

$$\Phi = 0.90$$

$$\chi = 0.70$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 1160 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$$

Corrente inferiore - Teso

$$\text{Modulo di resistenza } W_{\text{inf}} = 44.15 \text{ cm}^3$$

$$\text{Verifica di resistenza: } \sigma_{\text{inf}} = 532 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica a taglio delle diagonali dei tralicci

$$N_{\text{diag}} = 277 \text{ daN}$$

$$\text{Verifica di resistenza: } \sigma_{\text{diag}} = 353 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Verifica di stabilità: } L_{\text{diag}} = 18.15 \text{ cm}$$

$$\beta = 0.7$$

$$L_0 = 12.71 \text{ cm}$$

$$\lambda = 0.75$$

$$\Phi = 0.91$$

$$\chi = 0.69$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 508 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Portata residua dei diagonali s: } \sigma_{\text{inf,res}} = 3560 \text{ daN/cm}^2$$

7.4.2 VERIFICA DI DEFORMABILITÀ DEL TRALICCIO

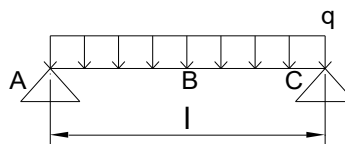
Verifica deformabilità tralicci predalles momento positivo

l 2.15 m

$q_{fase1} =$ 7.41 kN/m

$J_{TOT} =$ 1210.2 cm⁴

$f_{mezzzeria} =$ -0.08 cm < $l/150 =$ 1.43 cm VERIFICATO



7.5 IMPALCATI DI INTERVIA: CAMPI LATERALI

L'interasse maggiore fra gli appoggi delle predalles negli impalcati in allargamento sulle spalle è compreso fra 2m e 3.35m. Cautelativamente si verifica il traliccio su un campo di 3.35m.

7.5.1 VERIFICA DEL TRALICCIO IN CAMPATA

Tipo di verifica

SLU

Caratteristiche dei materiali impiegati

Calcestruzzo C32/40

$$f_{ck} = 320 \text{ daN/cm}^2$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$f_{cd} = 181.3 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctm} = 30.2 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctk} = 21.2 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cfm} = 25.4 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = 14.1 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_{cm} = 33346 \text{ daN/cm}^2$$

Acciaio B450C

$$f_{yk,arm} = 4500 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_{acc} = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

Predalla S355 (eventuale):

$$f_{yk,acc} = 3550 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.05$$

$$f_{yd} = 3381 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_{acc} = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

Tipologia di predalla (Acciaio / Calcestruzzo):

Calcestruzzo

Caratteristiche geometriche della sezione trasversale del ponte

Interasse travi principali o secondarie: $i = 3.35 \text{ m}$

Spessore predalle: $s_{predalla} = 7.00 \text{ cm}$

Larghezza minima piattabanda superiore: 0.30 m

Appoggio predalle su piattabanda superiore: 0.05 m

N.B.: i tagli massimi negativi sono calcolati ad una distanza dall'appoggio pari ad 1/4 della dimensione della piattabanda.

Analisi dei carichi di fase 1

Spessore totale soletta su sbalzi	$s_{cls,sbalzo} =$	0.25	m
Spessore totale soletta in campata	$s_{cls,camp} =$	0.25	m
Peso proprio predalle senza traliccio	$q_{dalla,NOtra} =$	1.75	kN/m
Peso proprio traliccio	$q_{tra} =$	0.16	kN/m
Peso proprio predalle con traliccio	$q_{dalla} =$	1.91	kN/m
Peso proprio della soletta su sbalzi	$q_{cls,sbalzo} =$	6.41	kN/m
Peso proprio della soletta in campata	$q_{cls,camp} =$	6.41	kN/m
Carichi accidentali di getto	$q_{accid} =$	1.00	kN/m
Peso proprio vettura sbalzo	$q_{veletta} =$	0.00	kN

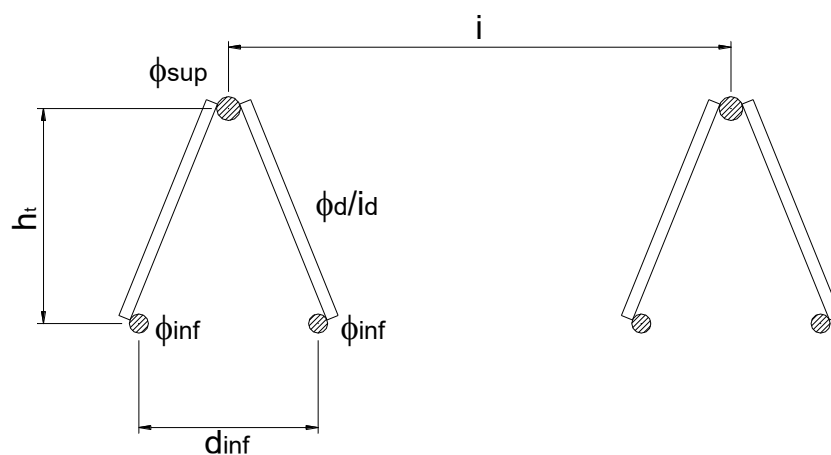
Caratteristiche di sollecitazione allo S.L.U.

Momento positivo massimo in campata: $M_{campata} = 12.59 \text{ kNm}$

Taglio a destra dello sbalzo: $V_{sbalzo,dx} = 15.99 \text{ kN}$

Caratteristiche tralicci

Altezza totale traliccio: h			15.8 cm
Altezza utile traliccio: h_t			14.3 cm
Distanza ferri inf: d_{inf}			10.0 cm
Diametro ferro sup: ϕ_{sup}	1	Φ	16 mm
Diametro ferro rinf. sup: ϕ_{sup}	0	Φ	0 mm
Diametro ferri rinf. inf: ϕ_{inf}	0	Φ	0 mm
Diametro ferri inf: ϕ_{inf}	2	Φ	14 mm
Diametro diagonali: ϕ_d		Φ	1.0 cm
Interasse tralicci: i			40.0 cm
Interasse diagonali: i_d			20.0 cm
Larghezza collaborante predalla			40.0 cm
Spessore eventuale predalla in acciaio			0 cm



Verifica a momento positivo dei correnti dei tralicci

$$M = 12.59 \text{ kNm}$$

$$\text{Numero di tralicci per ogni metro di soletta: } 2.50$$

$$\text{Momento flettente per ciascun traliccio: } M = 5.04 \text{ kNm}$$

Corrente superiore - Compresso

$$\text{Modulo di resistenza } W_{\text{sup}} = 28.83 \text{ cm}^3$$

$$\text{Verifica di resistenza: } \sigma_{\text{sup}} = 1747 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Verifica di stabilità: } L_0 = 20.00 \text{ cm}$$

$$\lambda = 0.74$$

$$\Phi = 0.90$$

$$\chi = 0.70$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 2489 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$$

Corrente inferiore - Teso

$$\text{Modulo di resistenza } W_{\text{inf}} = 44.15 \text{ cm}^3$$

$$\text{Verifica di resistenza: } \sigma_{\text{inf}} = 1141 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica a taglio delle diagonali dei tralicci

$$N_{\text{diag}} = 406 \text{ daN}$$

$$\text{Verifica di resistenza: } \sigma_{\text{diag}} = 517 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Verifica di stabilità: } L_{\text{diag}} = 18.15 \text{ cm}$$

$$\beta = 0.7$$

$$L_0 = 12.71 \text{ cm}$$

$$\lambda = 0.75$$

$$\Phi = 0.91$$

$$\chi = 0.69$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 745 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Portata residua dei diagonali s: } \sigma_{\text{inf,res}} = 3396 \text{ daN/cm}^2$$

7.5.2 VERIFICA DI DEFORMABILITÀ DEL TRALICCIO

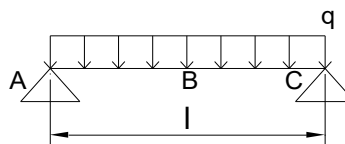
Verifica deformabilità tralicci predalles momento positivo

l 3.15 m

$q_{fase1} =$ 7.41 kN/m

$J_{TOT} =$ 623.6 cm⁴

$f_{mezzzeria} =$ -0.73 cm < $l/150 =$ 2.10 cm VERIFICATO

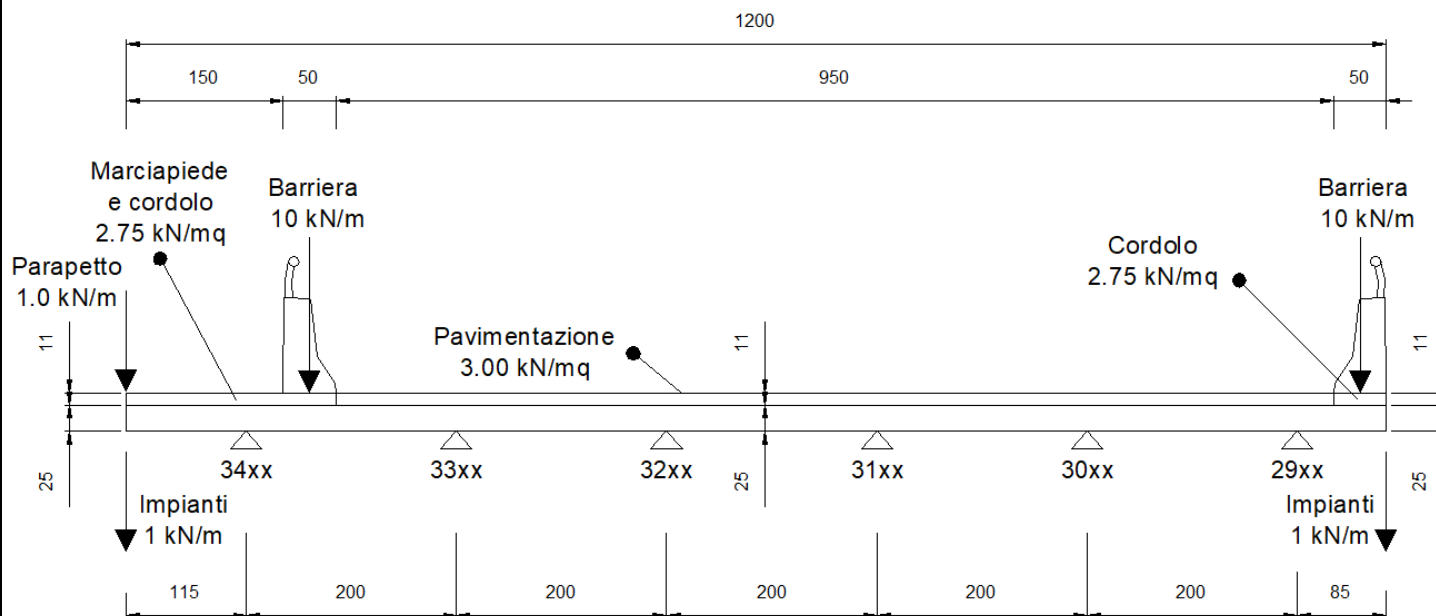


8 SOLLECITAZIONI DI FASE 2

8.1 IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA

8.1.1 ANALISI DEI CARICHI

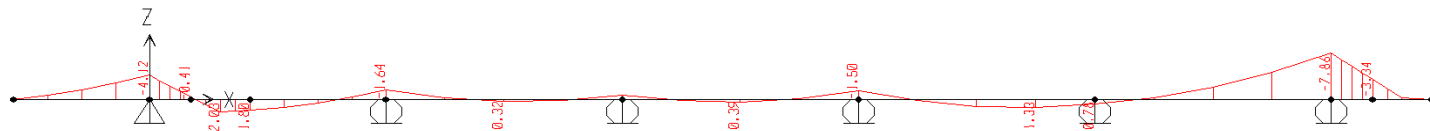
In questa fase la soletta è interamente reagente ed i carichi agenti sono i permanenti portati.



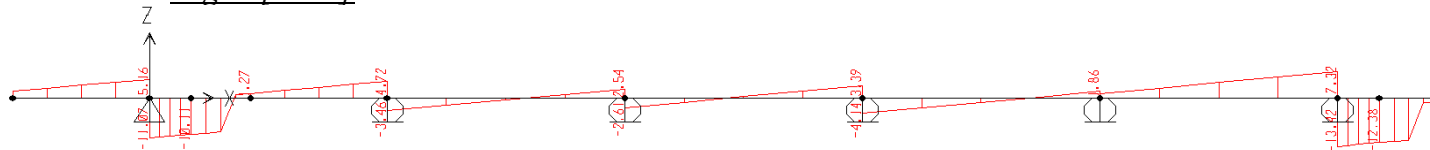
Parapetto	1.0 kN/m	=	1.00
Impianti	1.0 kN/m x 2	=	2.00 kN/m
Barriere	10.0 kN/m x 2	=	20.00 kN/m
Pavimentazione	3.0 kN/m ² x 9.5 m	=	28.50 kN/m
Cordoli e marciapiedi	25.0 kN/m ³ x 0.11 m x (1.5 m + 0.5 m x 2)	=	6.875 kN/m
			<hr/>
			58.375 kN/m

8.1.2 SOLLECITAZIONI

Momento flettente [kNm/m]



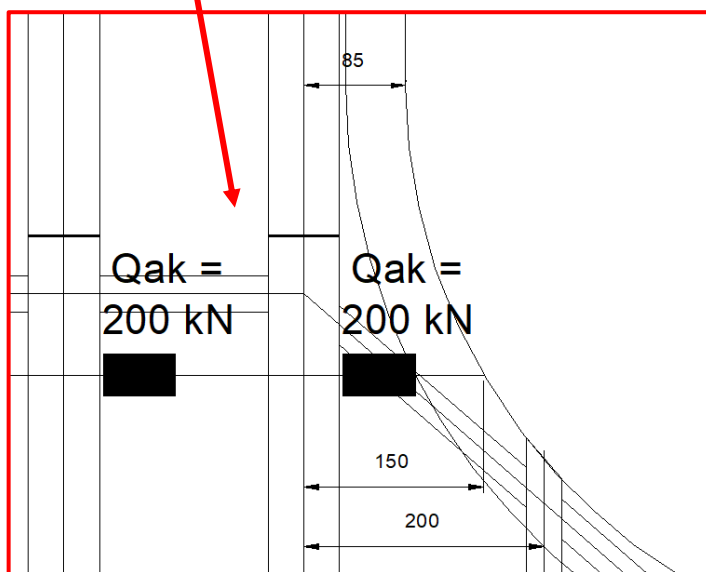
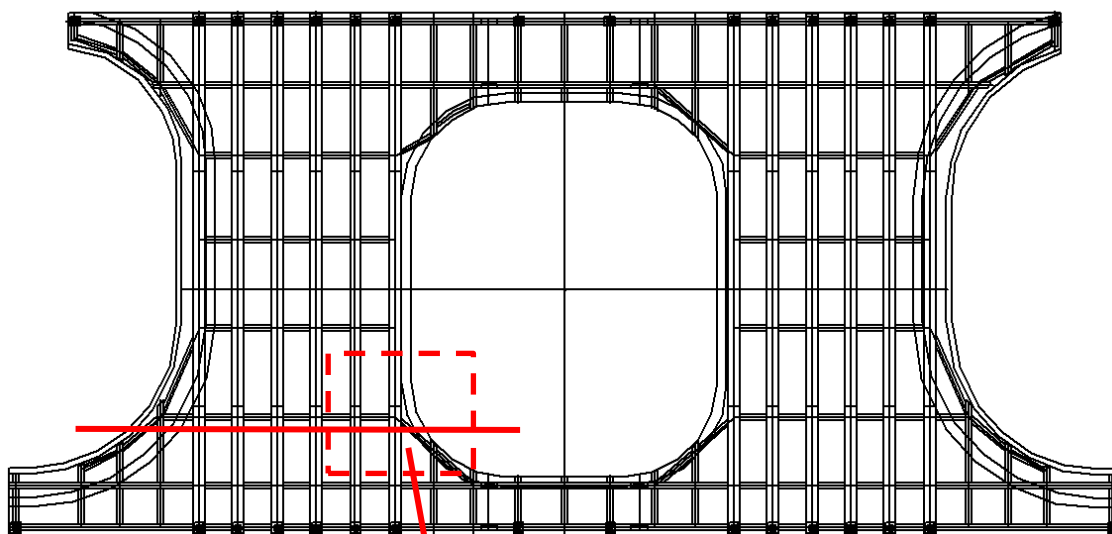
Taglio [kN/m]



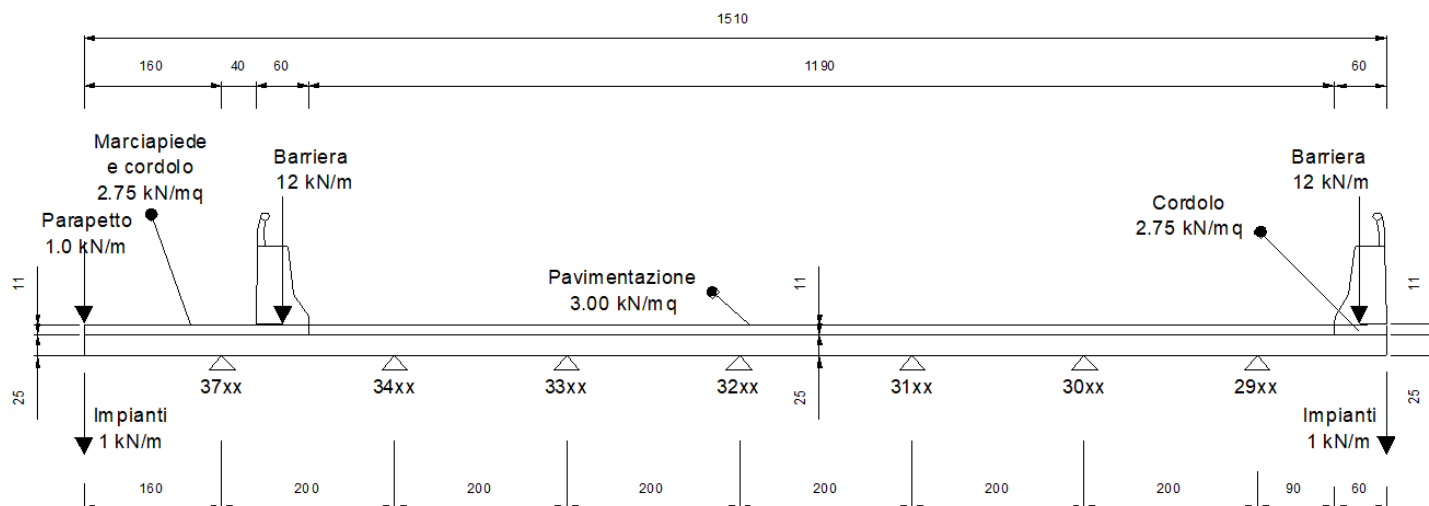
8.2 IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO

8.2.1 ANALISI DEI CARICHI

Gli sbalzi in allargamento più sollecitati sono quelli intorno all'anello centrale, in quanto la presenza della barriera in punta allo sbalzo consente la presenza di un'impronta di carico da traffico concentrato (schema di carico 2) sullo sbalzo. Considerando che lo sbalzo passa da 0.85 m a 2.0m dove è presente un altro appoggio, si decide di studiare una sezione di sbalzo con luce intermedia pari a 1.5m. Si evidenzia la sezione analizzata.



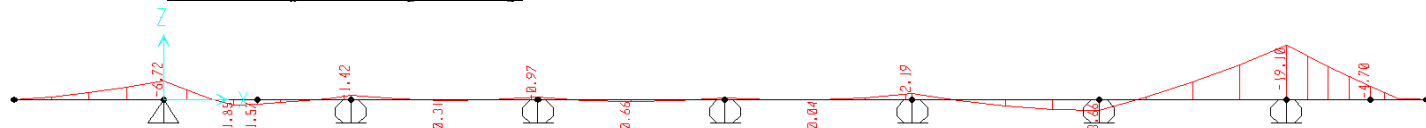
In questa fase la soletta è interamente reagente ed i carichi agenti sono i permanenti portati. Il peso della barriera risulta superiore alla sezione tipica in quanto la sezione in allargamento è in curva e l'area su cui incide la barriera è superiore.



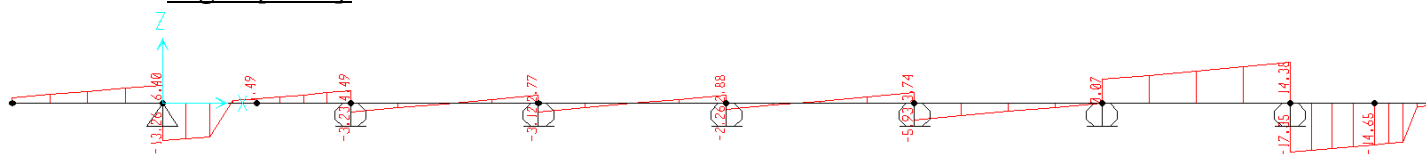
Parapetto	1.0 kN/m	=	1.00 kN/m
Impianti	1.0 kN/m x 2	=	2.00 kN/m
Barriere	12.0 kN/m x 2	=	24.00 kN/m
Pavimentazione	3.0 kN/m² x 11.9 m	=	35.70 kN/m
Cordoli e marciapiedi	25.0 kN/m³ x 0.11 m x (2 m + 0.6 m x 2)	=	8.80 kN/m
			<hr/>
			71.50 kN/m

8.2.2 SOLLECITAZIONI

Momento flettente [kNm/m]



Taglio [kN/m]





8.3 IMPALCATI DI INTERVIA

8.3.1 ANALISI DEI CARICHI – EFFETTI LOCALI

I valori delle caratteristiche di sollecitazione di fase 2 vengono ottenuti utilizzando uno schema di trave continua in cui gli appoggi sono le travi di intervia parallele alle travi degli impalcati principali. Gli elementi di verifica sono gli elementi longitudinali di soletta che ripartiscono il carico su tali travi. Tali elementi hanno le caratteristiche statiche di una fascia di soletta di larghezza pari a 1.00 m.

Si considera che in fase 2 agisca soltanto il carico relativo alla pavimentazione trascurando il peso dei cordoli e del guard-rail. Questo è giustificato dal fatto che i cordoli sono armati, quindi in corrispondenza di questi ultimi lo spessore e le caratteristiche statiche della soletta sono maggiori e compensano l'incremento di carichi permanenti.

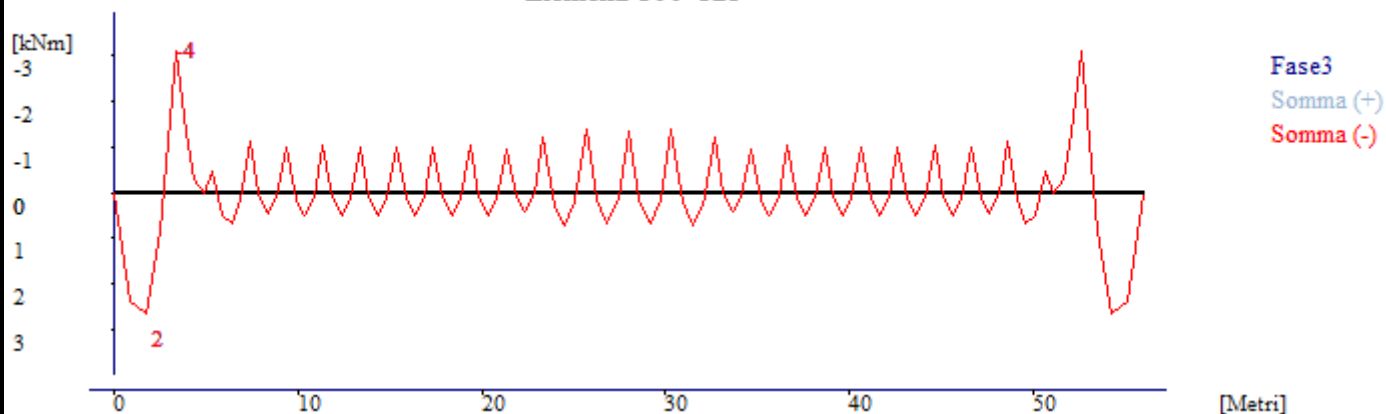
$$\text{Pavimentazione} \quad 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1\text{m} \quad = \quad 3.0 \text{ kN/m}$$

8.3.2 SOLLECITAZIONI – EFFETTI LOCALI

Si riportano le sollecitazioni del modello su spalla est che per la geometria del problema risultano dimensionanti.

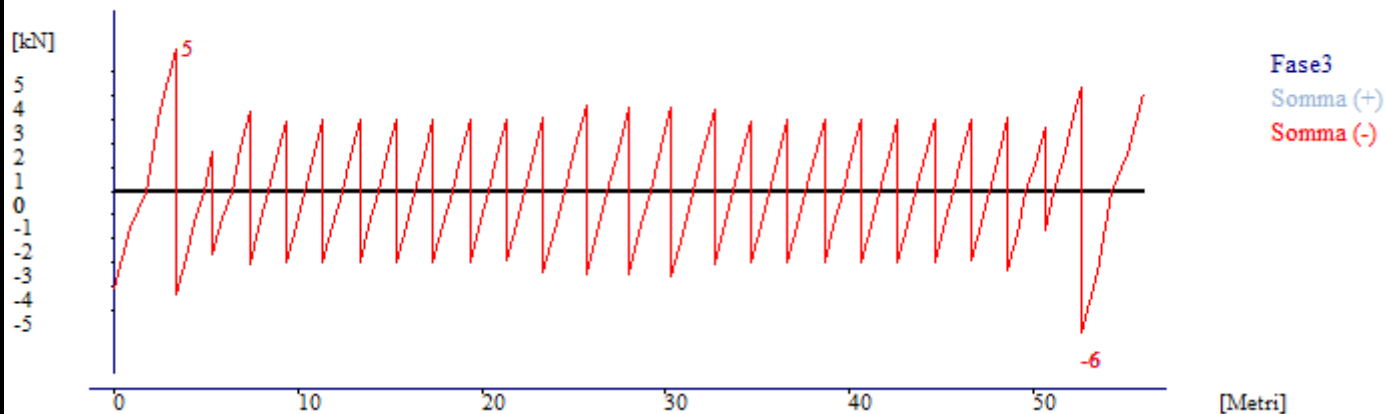
Momento flettente [kNm/m]

Elementi 100-125



Taglio [kN/m]

Elementi 100-125



Sollecitazioni massime sui campi centrali

$$M_{\max} = 1 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = -2 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 4 \text{ kN}$$

Sollecitazioni massime sui campi laterali

$$M_{\max} = 3 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = -4 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 6 \text{ kN}$$



8.3.3 *SOLLECITAZIONI – EFFETTI GLOBALI*

Gli effetti globali sono stati ottenuti dal modello globale come forze normali nella soletta. Si riportano tali sollecitazioni direttamente nella tabella riepilogativa delle azioni di verifica.

9 SOLLECITAZIONI DI FASE 3 - TRAFFICO

Coerentemente con quanto indicato al par. 5.1.3.3.3 del DM 2018 le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di carico.

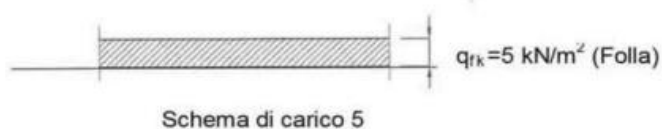
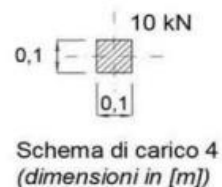
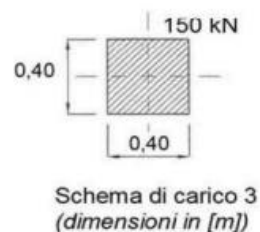
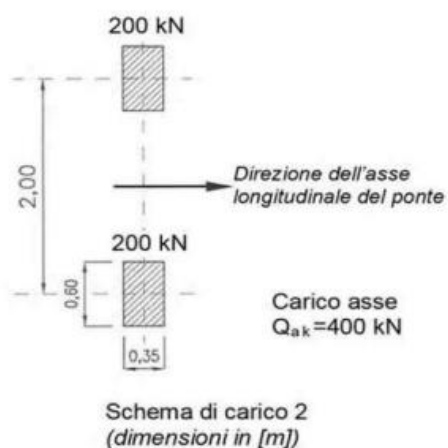
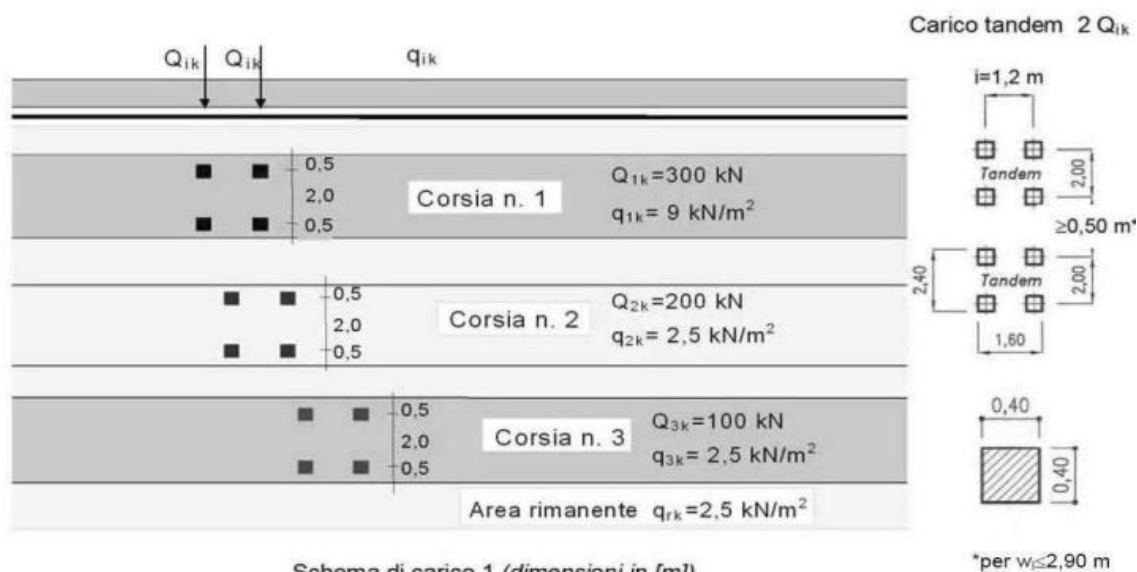
- Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.
- Schema di Carico 2:** è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.
- Schema di Carico 3:** è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurtia.
- Schema di Carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurtia e sulle passerelle pedonali.
- Schema di Carico 5:** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.
- Schemi di Carico 6.a, b, c:** In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$

$$q_{L,a} = 128,95 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,25} \quad [\text{KN/m}] \quad [5.1.1]$$

$$q_{L,b} = 88,71 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,38} \quad [\text{KN/m}] \quad [5.1.2]$$

$$q_{L,c} = 77,12 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,38} \quad [\text{KN/m}] \quad [5.1.3]$$

essendo L la lunghezza della zona caricata in m.



9.1 COEFFICIENTI DINAMICI

Sezioni correnti

Gli schemi di carico specificati al par. 5.1.3.3.3 delle NTC includono già gli effetti dinamici relativi a pavimentazioni di media rugosità.

Sezioni d'estremità

In prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta nelle zone di estremità è necessario considerare un coefficiente dinamico aggiuntivo.

In accordo con i paragrafi 4.2.1 punto (3) e 4.6.1 punto (6) dell'Eurocodice 1 parte 2, per le sezioni di estremità si assume $\varphi = 1.3$.

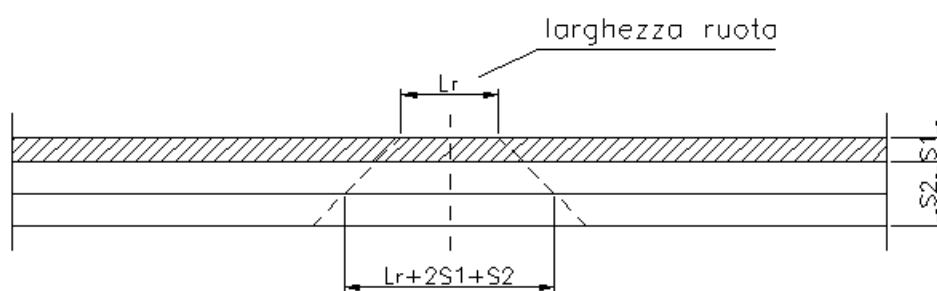
NOTA BENE. I diaframmi di spalla dell'opera in oggetto risultano piolati, al fine di sgravare la soletta dai suddetti effetti dinamici, e sono stati opportunamente calcolati per sostenere le azioni dinamiche localizzate in tale zona. Per quanto riguarda la soletta quindi, non è necessario analizzare separatamente le sezioni correnti e quelle di estremità. Nel seguito tutte le analisi saranno riferite a sezioni correnti.

9.2 LARGHEZZE COLLABORANTI

9.2.1 IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA

Si evidenzia che nella sezione tipica lo sbalzo esterno, di larghezza pari a 115 cm rispetto all'asse della trave, è completamente occupato da marciapiede protetto da barriera, pertanto su di esso non sono applicati gli schemi di carico veicolari. Lo sbalzo interno, di larghezza 85 cm, è invece carrabile, ma dato l'ingombro della barriera su di esso non possono essere applicati i carichi concentrati dello schema di carico 1.

Si considera una diffusione dell'impronta a 45° attraverso la pavimentazione e fino alla mezzera della soletta.



Schema di carico 1

larghezza ruota	$L_r =$	40 cm
spessore del manto di usura	$s_1 =$	11 cm
spessore minimo getto di cls	$s_2 =$	25 cm

Sezione corrente: $D_{SOL} = L_r + 2s_1 + 2s_2/2 =$ 87 cm

Sezione di estremità: $D_{SOL} = L_r + s_1 + s_2/2 =$ 63.5 cm

Schema di carico 2

larghezza ruota	$L_r =$	35 cm
spessore del manto di usura	$s_1 =$	11 cm
spessore minimo getto di cls	$s_2 =$	25 cm

Sezione corrente: $D_{SOL} = L_r + 2s_1 + 2s_2/2 =$ 82 cm

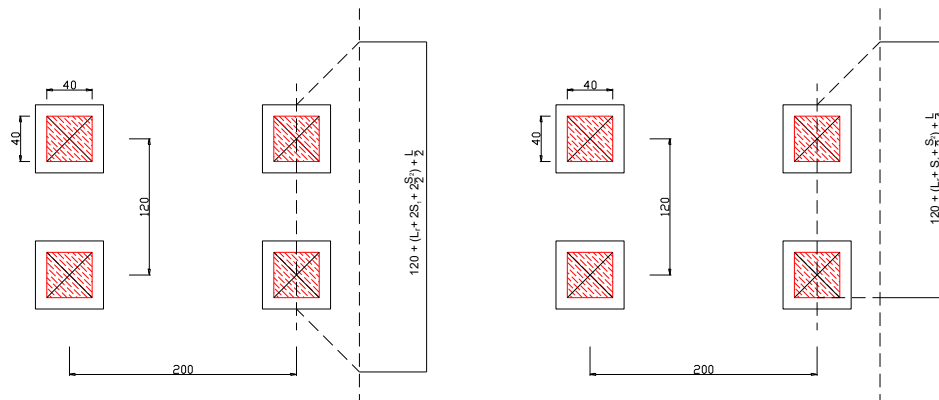
Sezione di estremità: $D_{SOL} = L_r + s_1 + s_2/2 =$ 58.5 cm

CAMPATA

L = 200 cm

Schema di carico 1

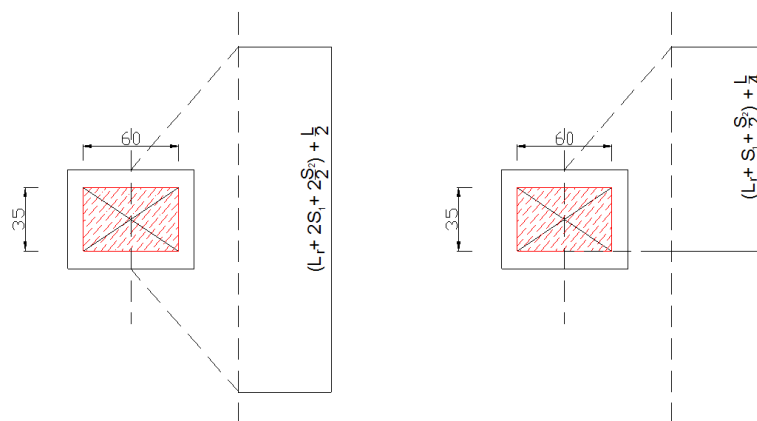
Momento flettente e taglio



sez. corrente: $120 + 87 + L/2 = 307 \text{ cm}$
sez di estremità: $120 + 63.5 + L/4 = 233.5 \text{ cm}$

Schema di carico 2

Momento flettente e taglio



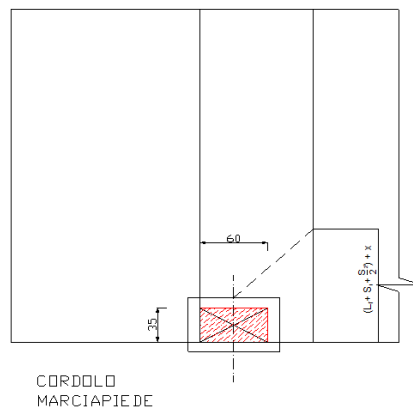
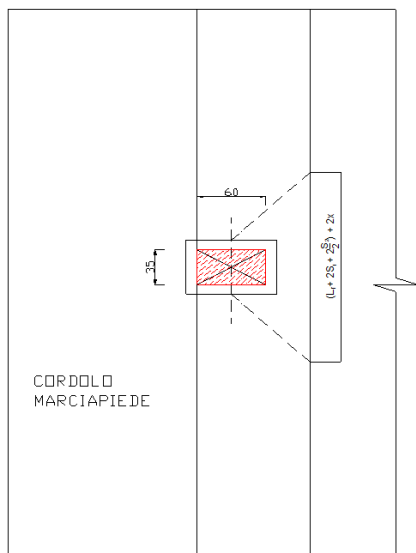
sez. corrente: $82 + L/2 = 182 \text{ cm}$
sez di estremità: $58.5 + L/4 = 108.5 \text{ cm}$

SBALZO

L = 85 cm
b cordolo = 50 cm

Schema di carico 2

Momento flettente



Distanza asse ruota - asse trave

X = 5 cm

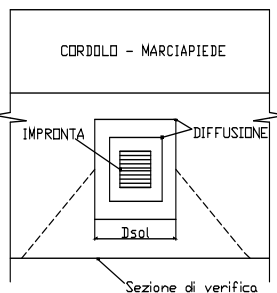
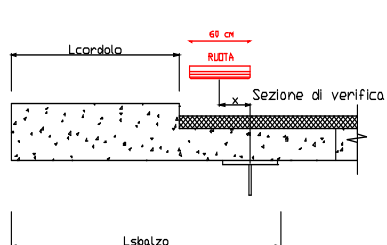
sez. corrente: $82 + 2 \times 5 =$

92 cm

sez di estremità: $58.5 + 5 =$

63.5 cm

Taglio



sez. corrente: $82 + 2 \times 60/2 =$

142 cm

sez di estremità: $58.5 + 60/2 =$

88.5 cm

RIEPILOGO

CAMPATA

Schema di carico 1

Momento flettente e taglio

sez. corrente: 307 cm

sez di estremità: 234 cm

Schema di carico 2

Momento flettente e taglio

sez. corrente: 182 cm

sez di estremità: 109 cm

SBALZO

Schema di carico 2

Momento flettente

sez. corrente: 92 cm

sez di estremità: 63.5 cm

Taglio

sez. corrente: 142 cm

sez di estremità: 88.5 cm

9.2.2 IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO

Come si vedrà nel seguito, lo sbalzo interno nella sezione in allargamento sarà verificato con lo schema di carico 2.

La larghezza collaborante a momento flettente risulta pari a:

$$L_M = L_r + 2s_1 + \frac{2s_2}{2} + 2X_{ruota-trave} = (0.35 + 2 * 0.11 + 0.25 + 2 * 0.6) = 2.02 \text{ m}$$

La larghezza collaborante a taglio rimane quella calcolata precedentemente:

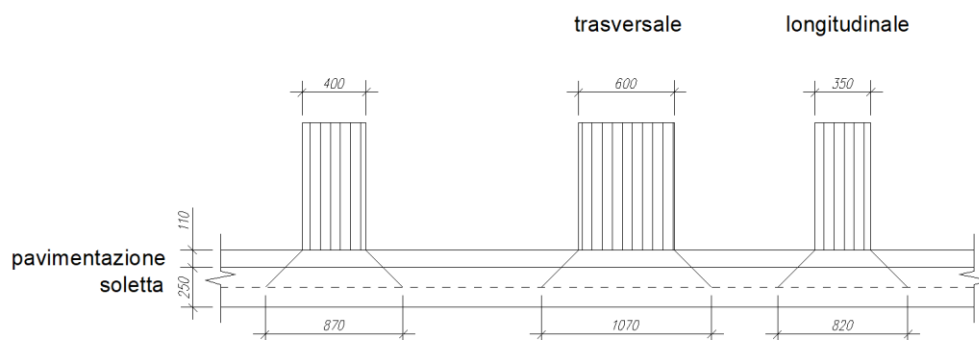
$$L_V = 1.42 \text{ m}$$

9.2.3 IMPALCATI DI INTERVIA – EFFETTI LOCALI

Analogamente a quanto fatto per la fase 2, i valori delle caratteristiche di sollecitazione di fase 3 vengono ottenuti utilizzando uno schema di trave continua in cui gli appoggi sono i traversi di impalcato. Gli elementi di verifica sono gli elementi longitudinali di soletta che ripartiscono il carico sui traversi. Tali elementi hanno le caratteristiche statiche di una fascia di soletta di larghezza pari a 1.00 m. Cautelativamente, invece di considerare ciascuna ruota applicata su un'impronta di 87 cm x 87 cm (107 cm x 82 cm nel caso dello schema 2), ricavata come da figura seguente, si trascura la diffusione in trasversale applicando il carico come una forza concentrata.

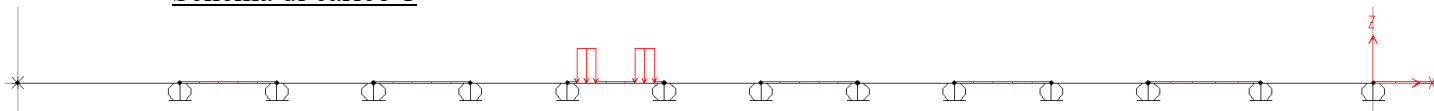
SCHEMA 1

SCHEMA 2

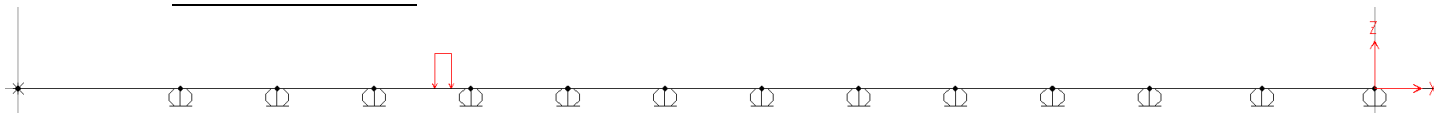


Nelle figure seguenti si riportano le condizioni di carico longitudinali adottate per ricavare i massimi momenti locali nei diversi punti notevoli della soletta.

Schema di carico 1



Schema di carico 2

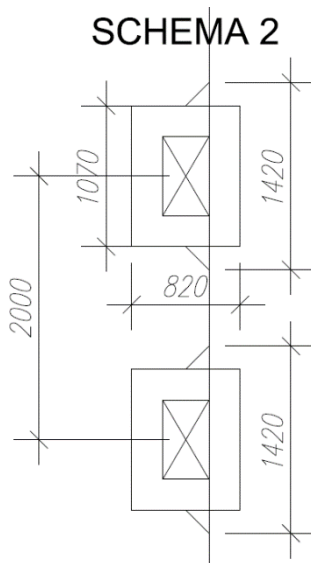


Si considerano dunque le seguenti larghezze collaboranti:

- Schema di carico 1: $L_{coll} = 200 \text{ cm}$
- Schema di carico 2 - Momento: $L_{coll,M} = 200 \text{ cm}$
- Schema di carico 2 - Taglio: $L_{coll,V} = 142 \text{ cm}$

Le larghezze collaboranti sono state ottenute considerando, in maniera cautelativa, la larghezza minima necessaria affinché le due impronte di carico non si sovrappongano, ad eccezione del taglio, per il quale la condizione dimensionante è quando la ruota è adiacente alla trave e la sua larghezza di diffusione è quella mostrata in figura.

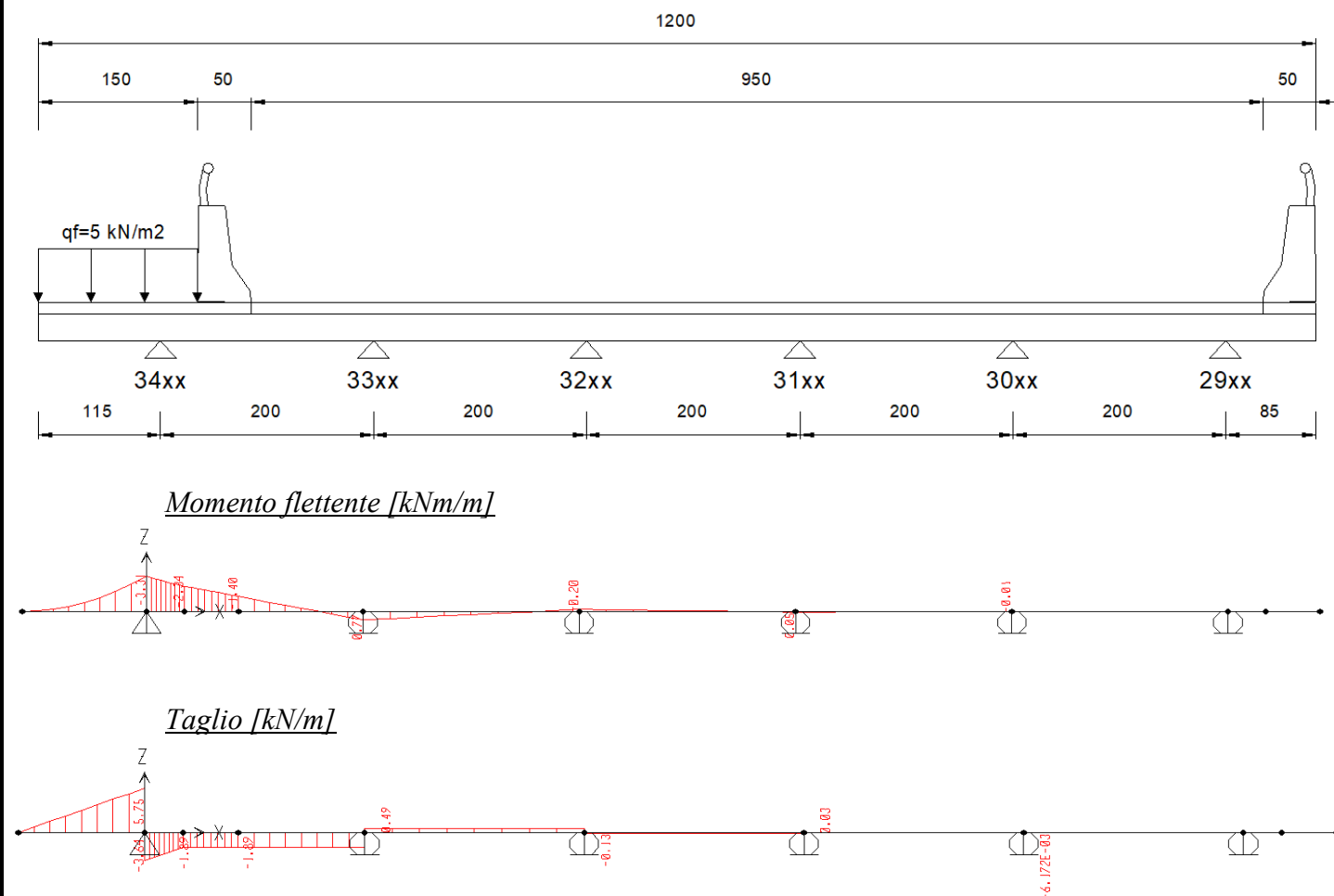
SCHEMA 2



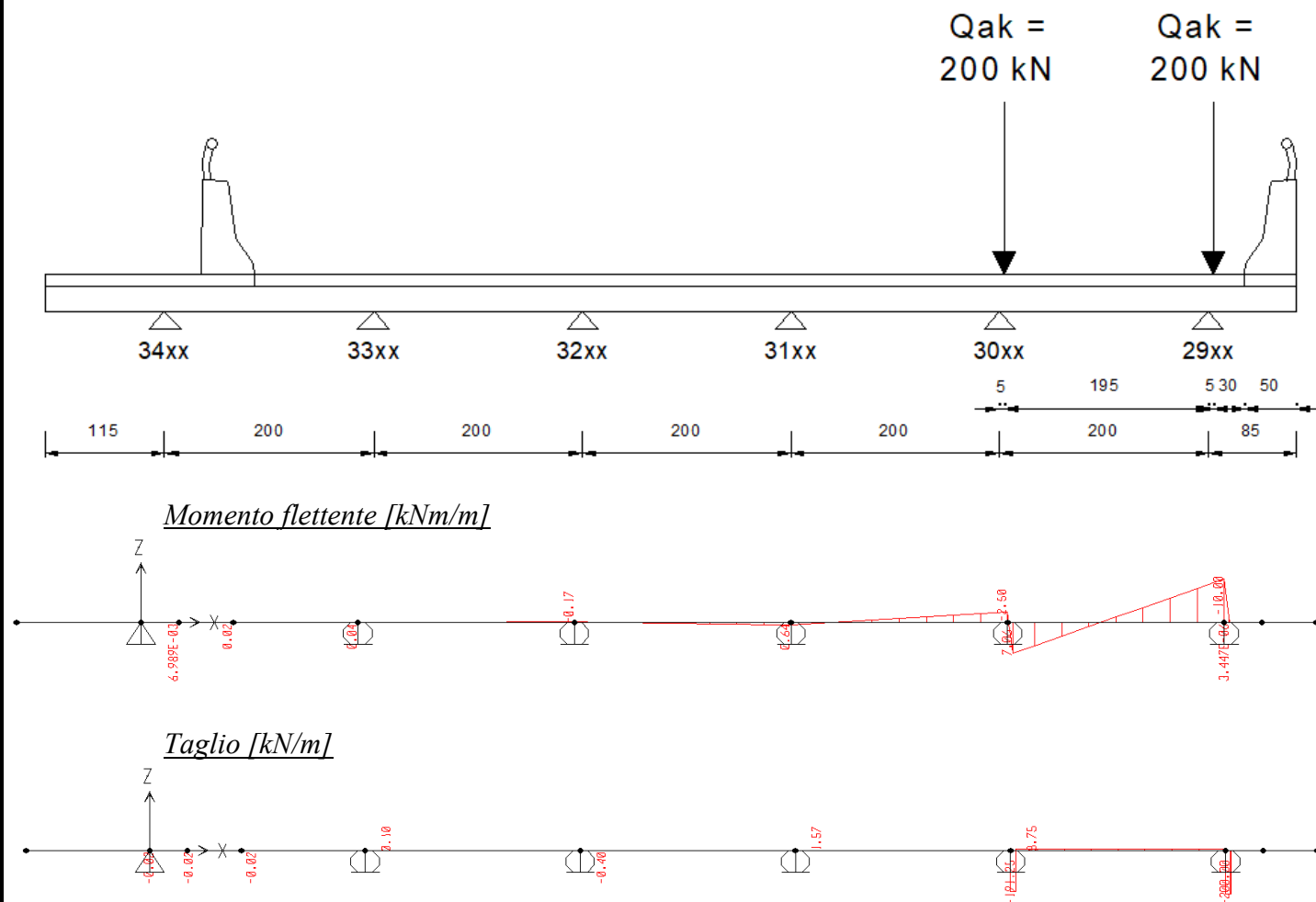
9.3 SOLLECITAZIONI

9.3.1 IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA

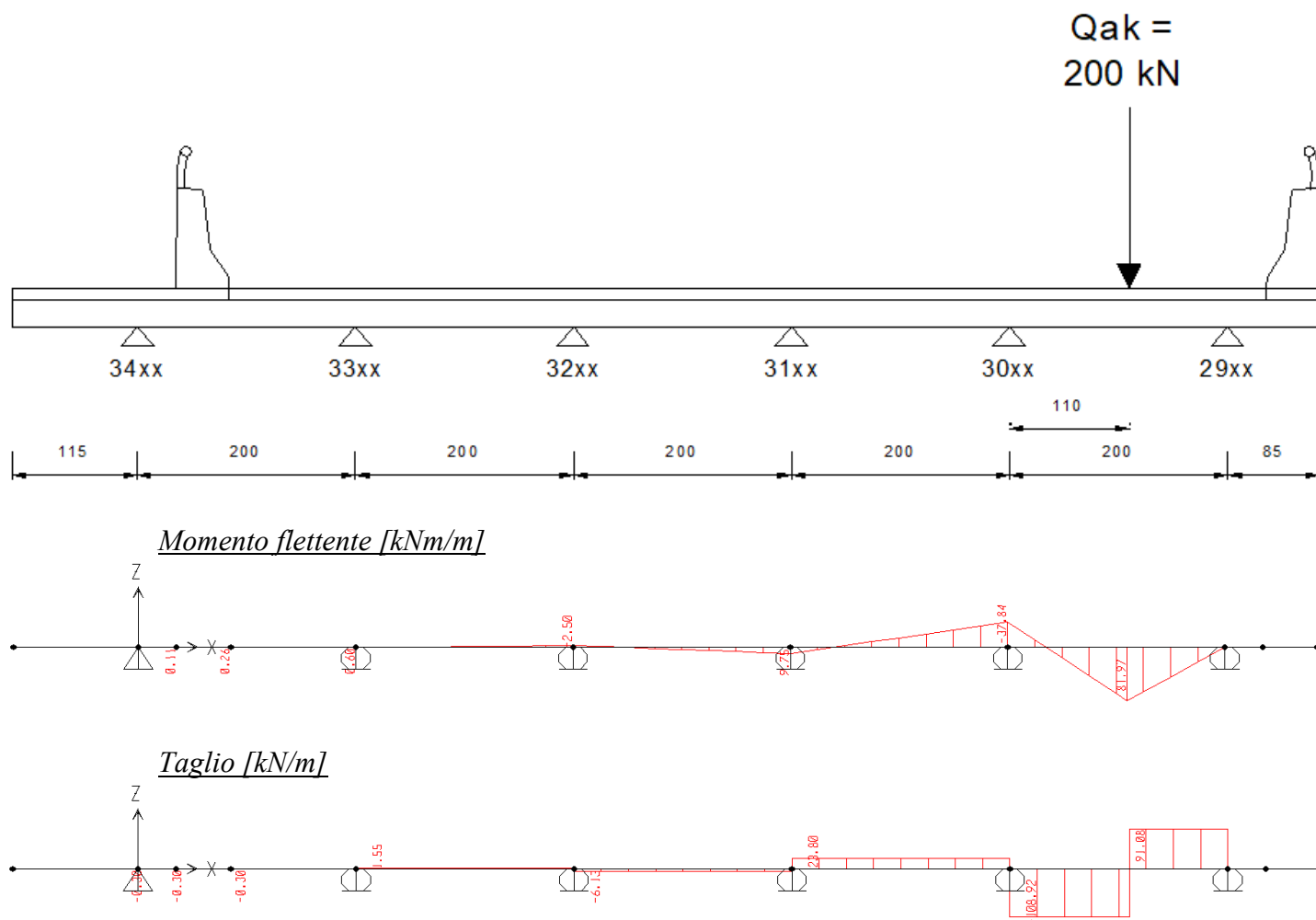
9.3.1.1 Minimo momento flettente e massimo taglio su sbalzo esterno per carico da folla – CC1



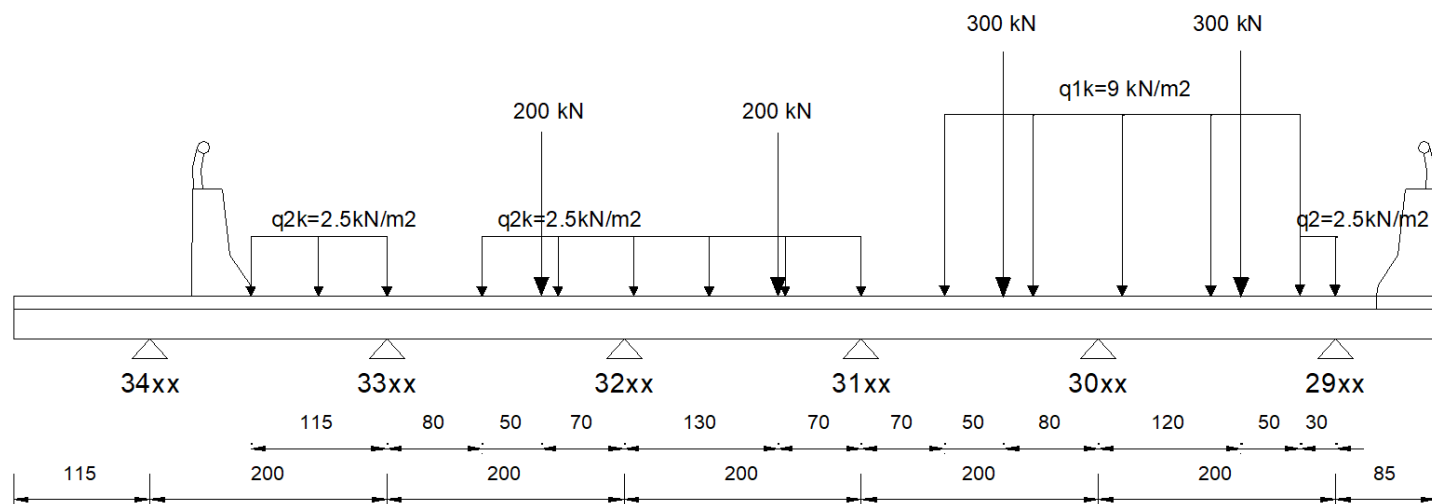
9.3.1.2 *Minimo momento flettente e massimo taglio su sbalzo interno (schema 2) – CC2*



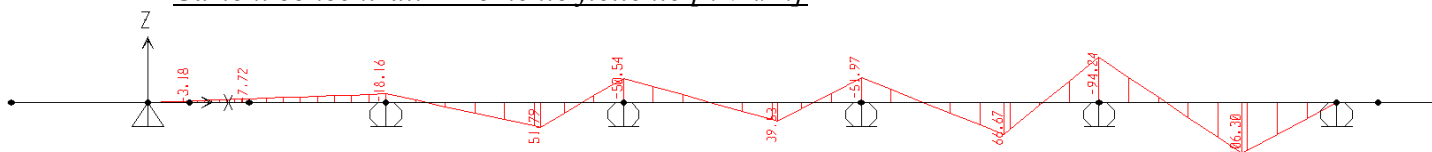
9.3.1.3 *Massimo momento flettente in campata – CC3*



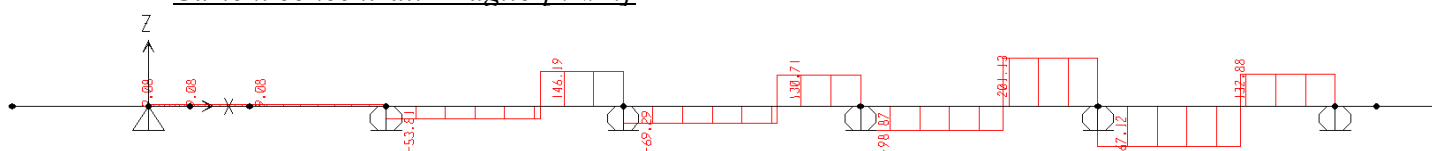
9.3.1.4 *Massimo momento flettente in campata (campata fra fili 30 e 29) – CC4*



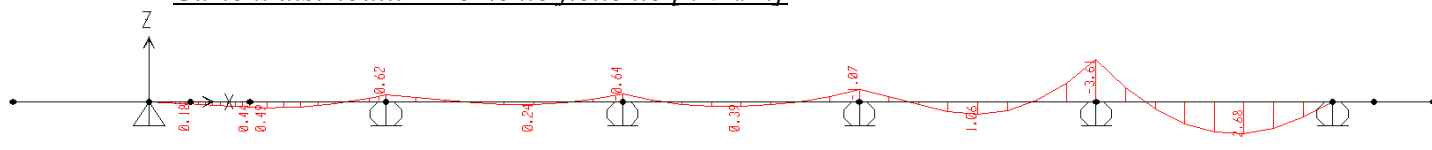
Carichi concentrati - Momento flettente [kNm/m]



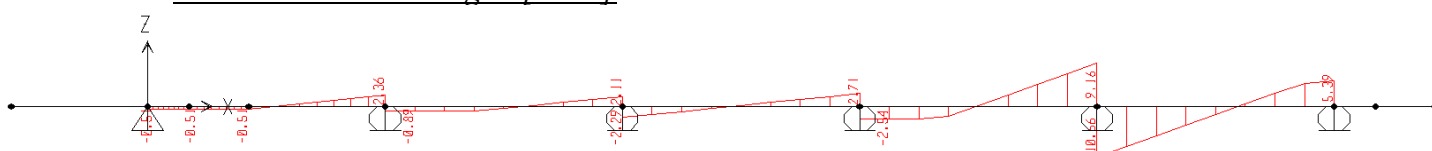
Carichi concentrati - Taglio [kN/m]



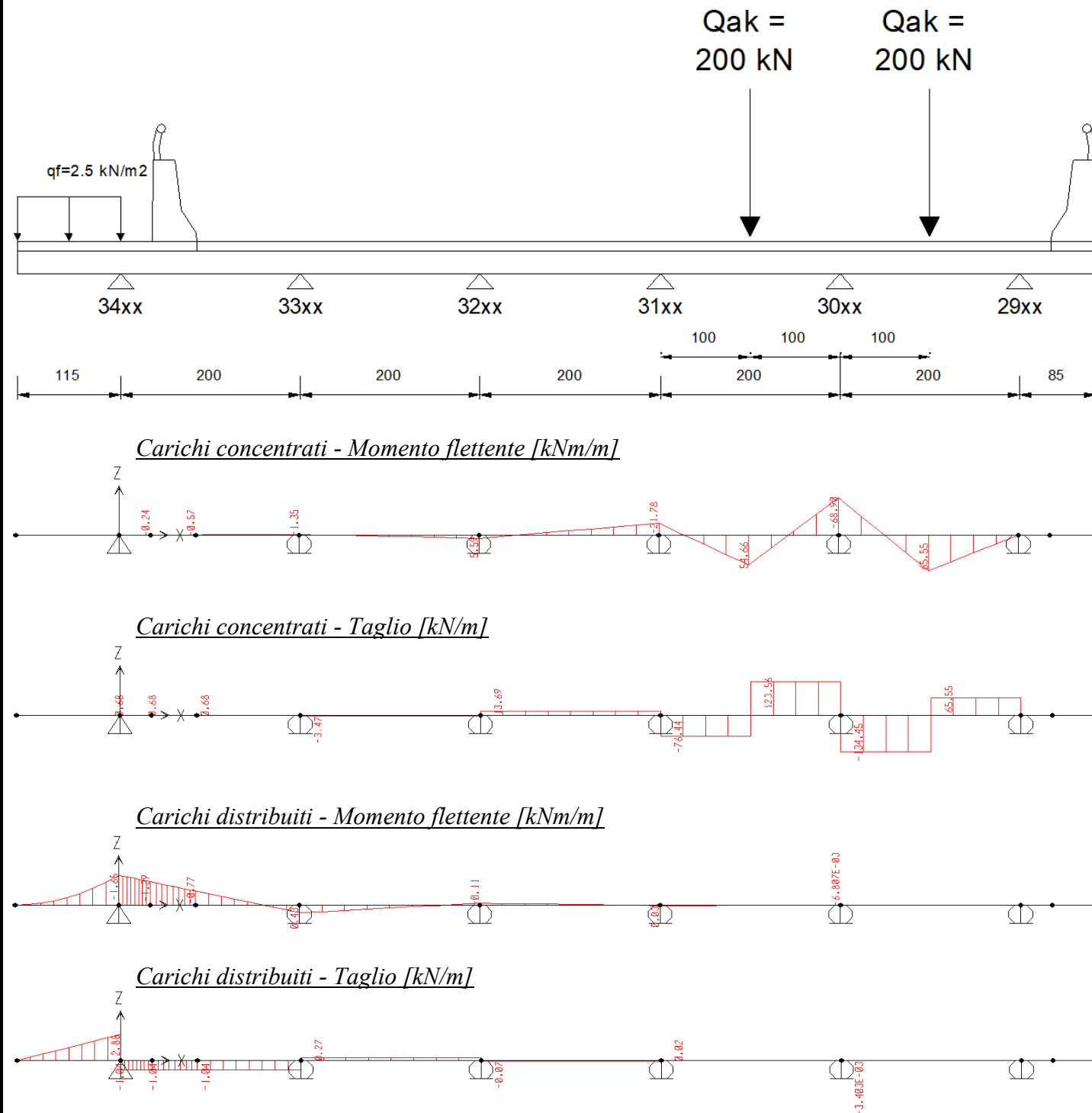
Carichi distribuiti - Momento flettente [kNm/m]



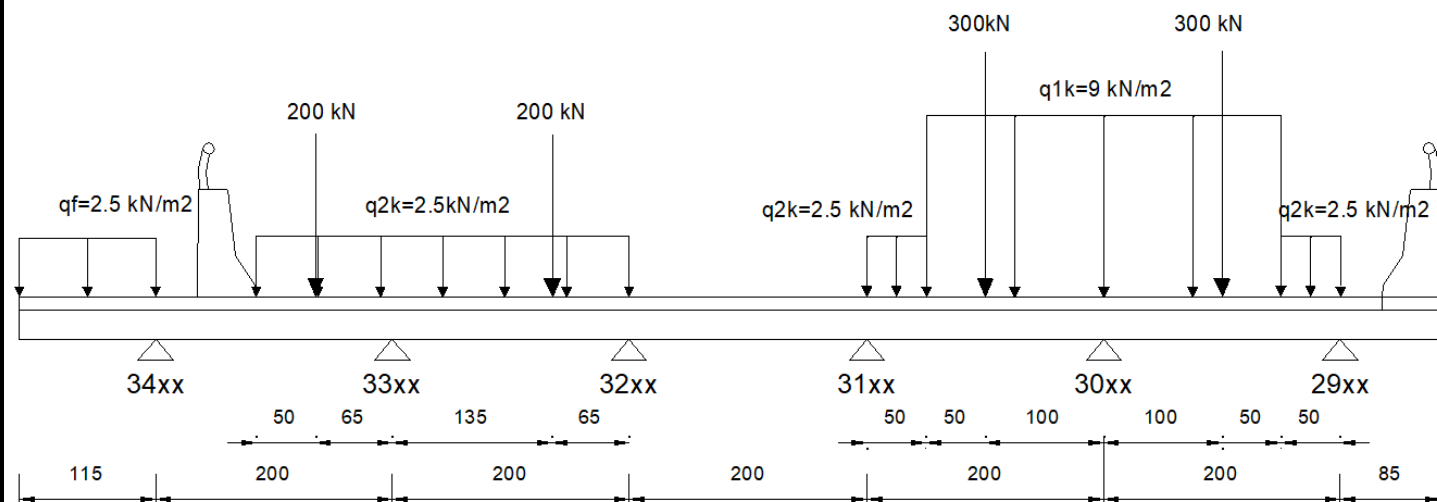
Carichi distribuiti - Taglio [kN/m]



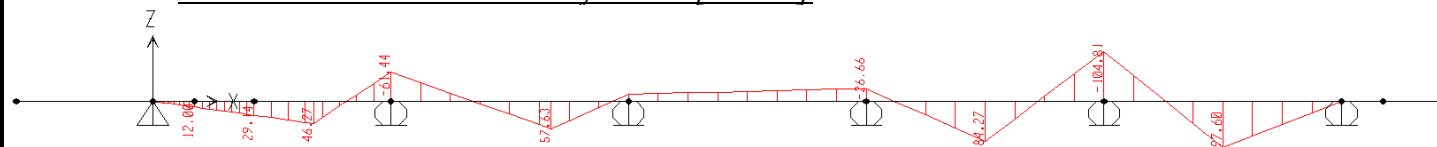
9.3.1.5 *Minimo momento flettente e massimo taglio su appoggio filo 30 – CC5*



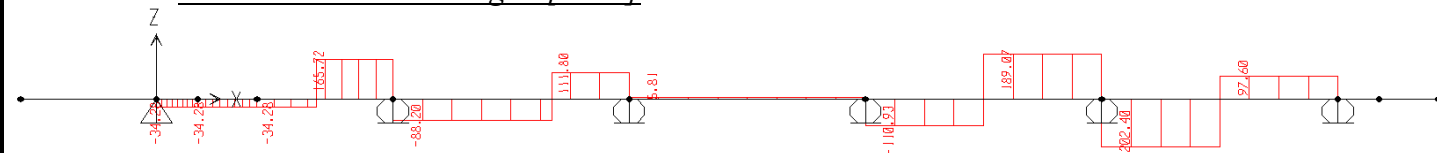
9.3.1.6 *Minimo momento flettente e massimo taglio su appoggio filo 30 – CC6*



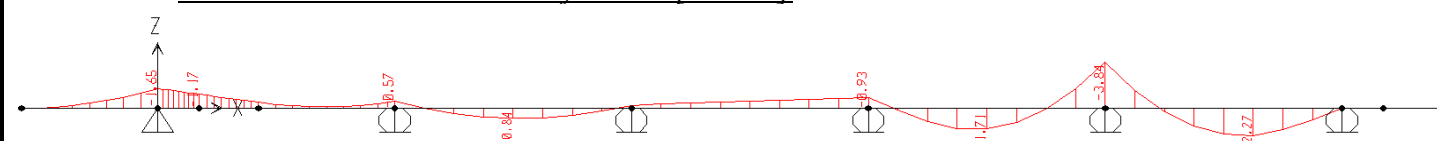
Carichi concentrati - Momento flettente [kNm/m]



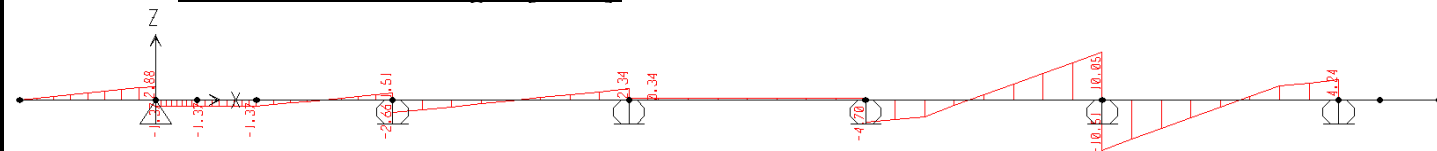
Carichi concentrati - Taglio [kN/m]



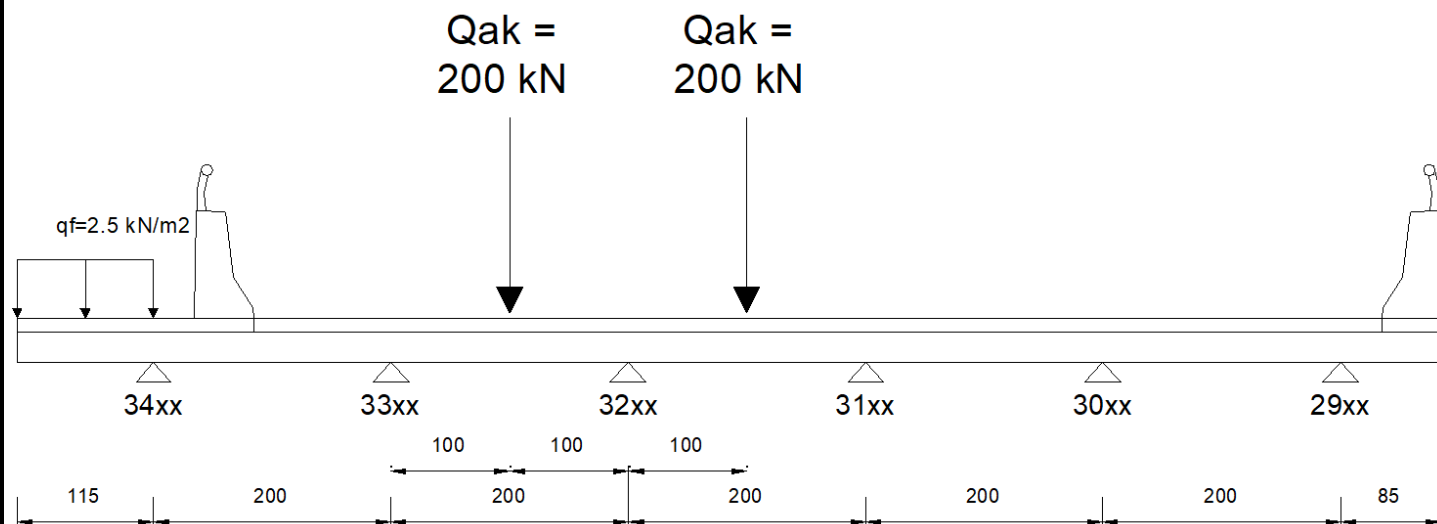
Carichi distribuiti - Momento flettente [kNm/m]



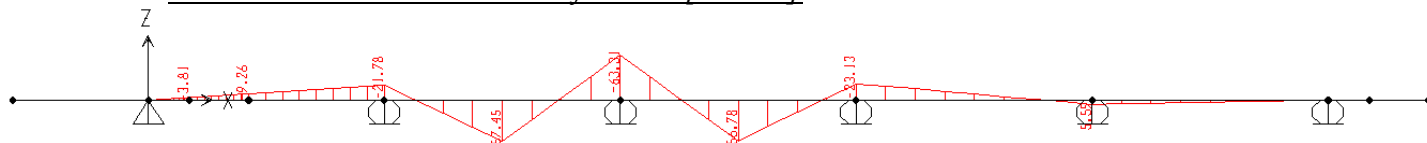
Carichi distribuiti - Taglio [kN/m]



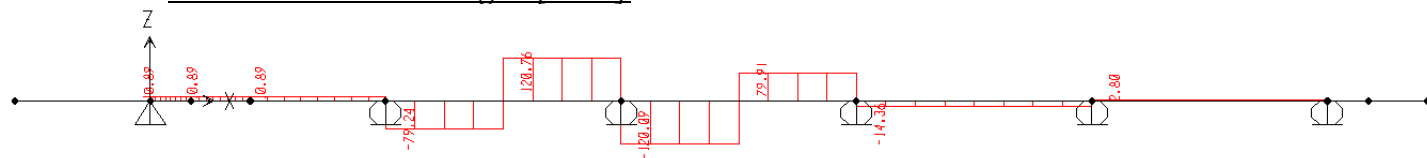
9.3.1.7 Minimo momento flettente e massimo taglio su appoggio filo 32 – CC7



Carichi concentrati - Momento flettente [kNm/m]



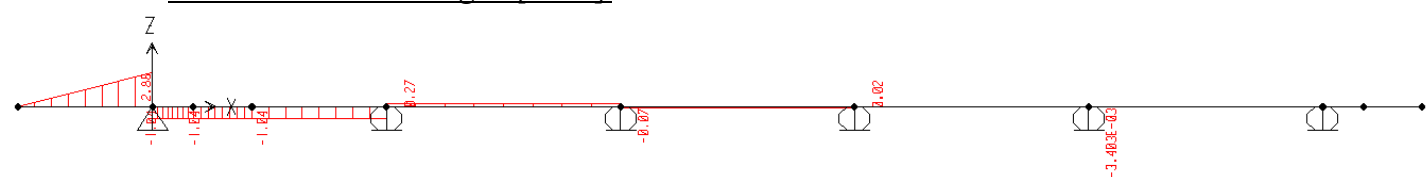
Carichi concentrati - Taglio [kN/m]



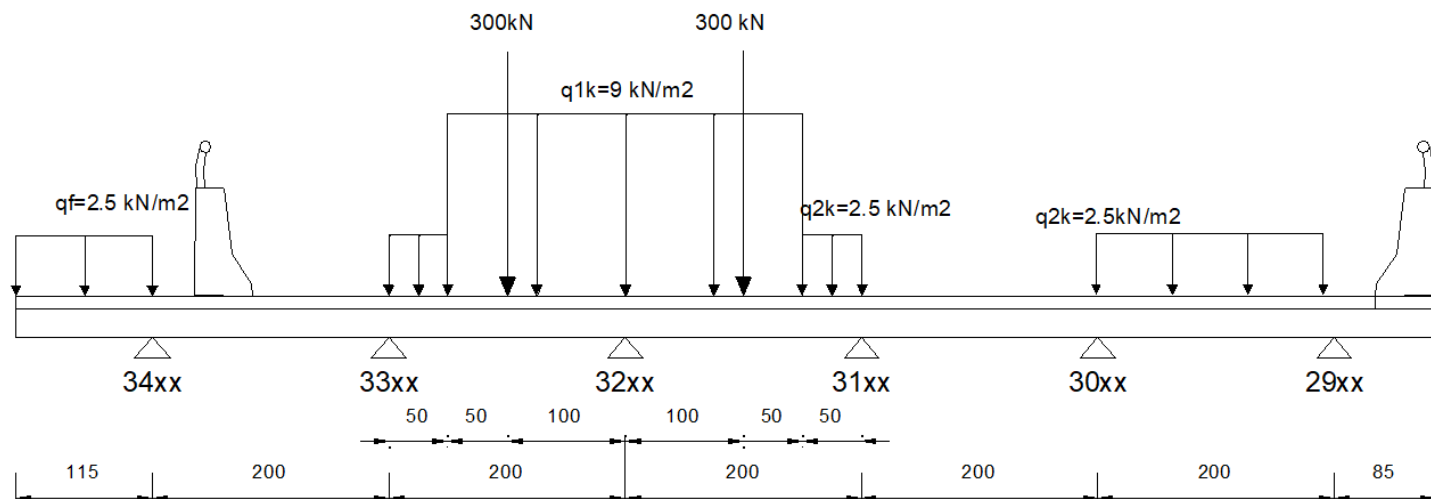
Carichi distribuiti - Momento flettente [kNm/m]



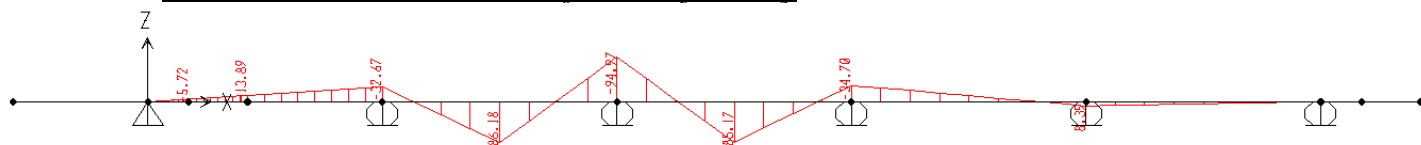
Carichi distribuiti - Taglio [kN/m]



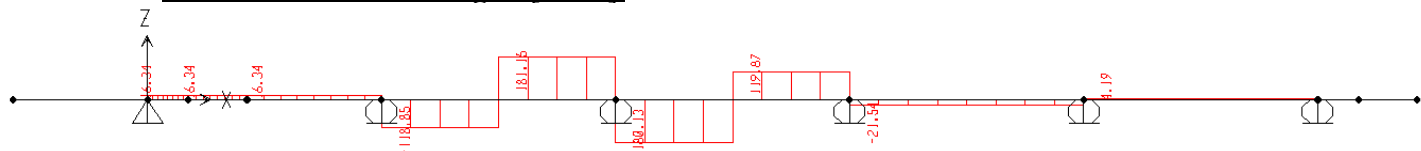
9.3.1.8 *Minimo momento flettente e massimo taglio su appoggio filo 32 – CC8*



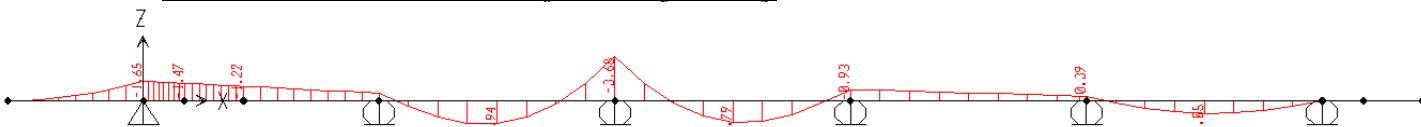
Carichi concentrati - Momento flettente [kNm/m]



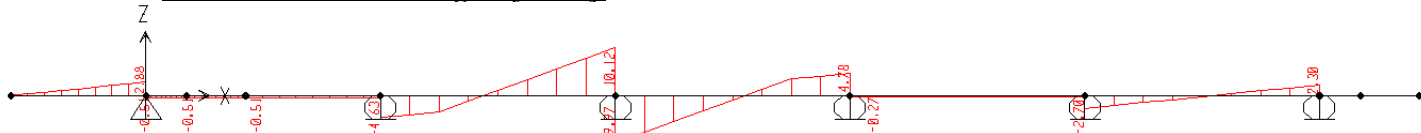
Carichi concentrati - Taglio [kN/m]



Carichi distribuiti - Momento flettente [kNm/m]

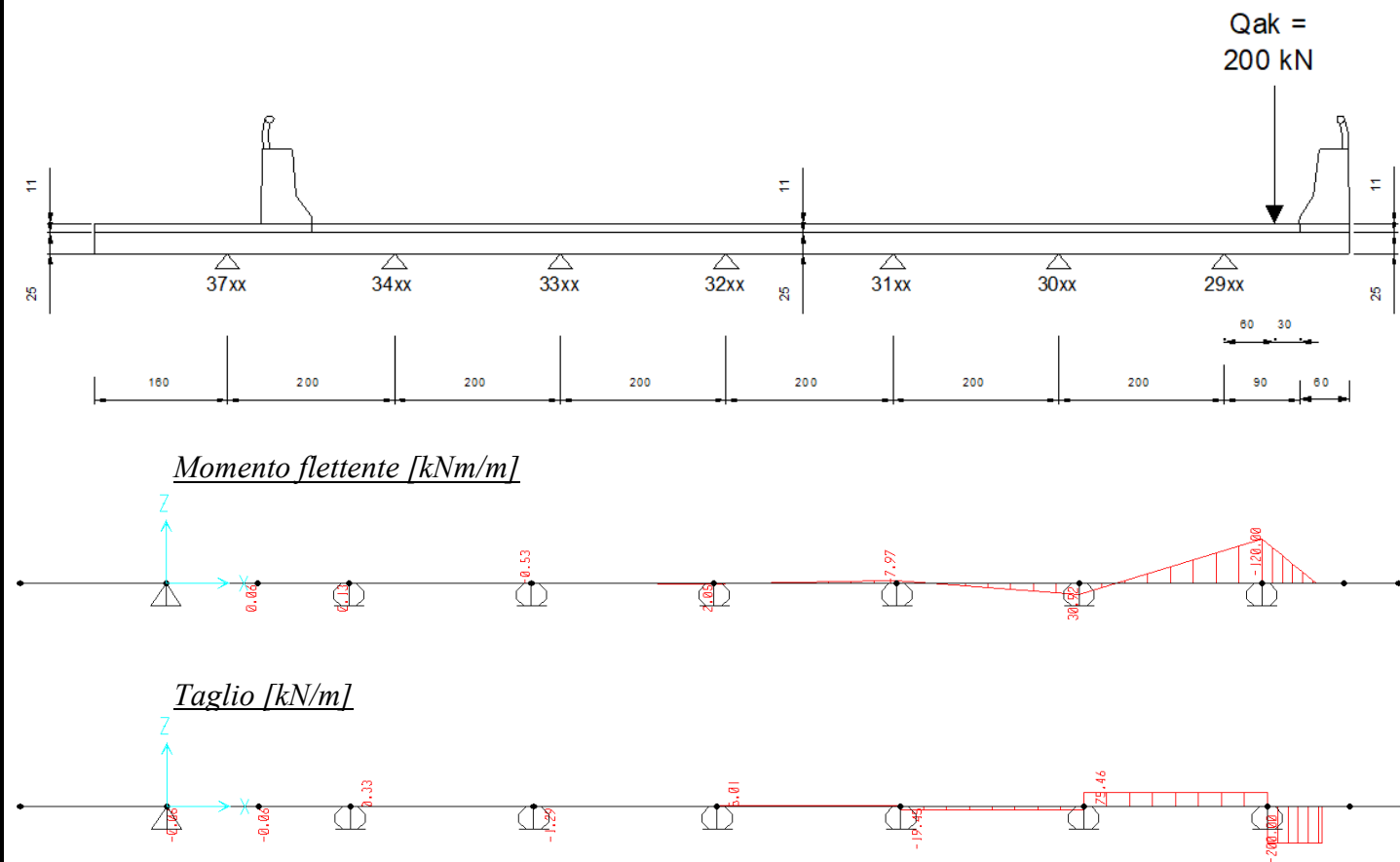


Carichi distribuiti - Taglio [kN/m]



9.3.2 IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO

9.3.2.1 Minimo momento flettente e massimo taglio su sbalzo interno – CC9

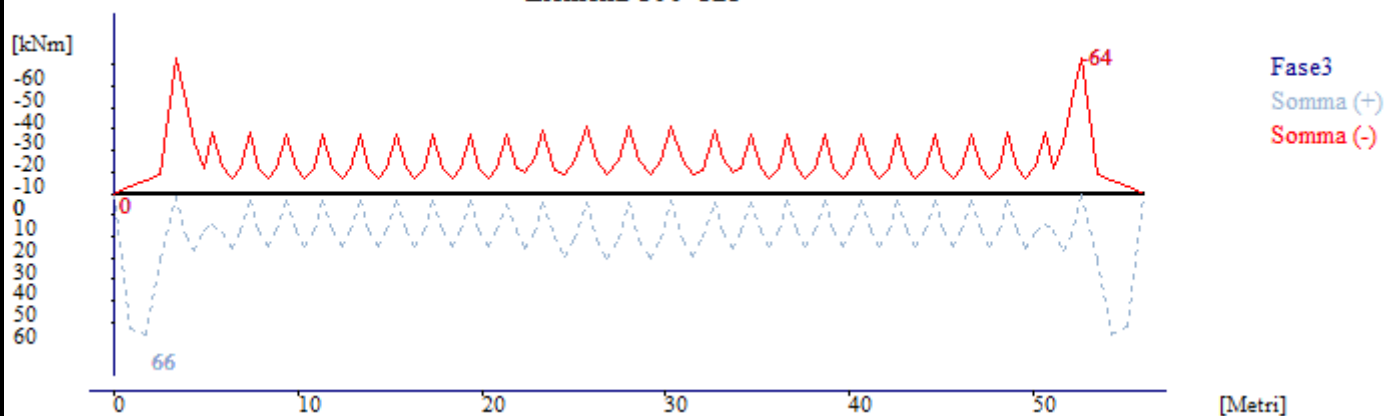


9.3.3 IMPALCATI DI INTERVIA – EFFETTI LOCALI

9.3.3.1 Schema 1

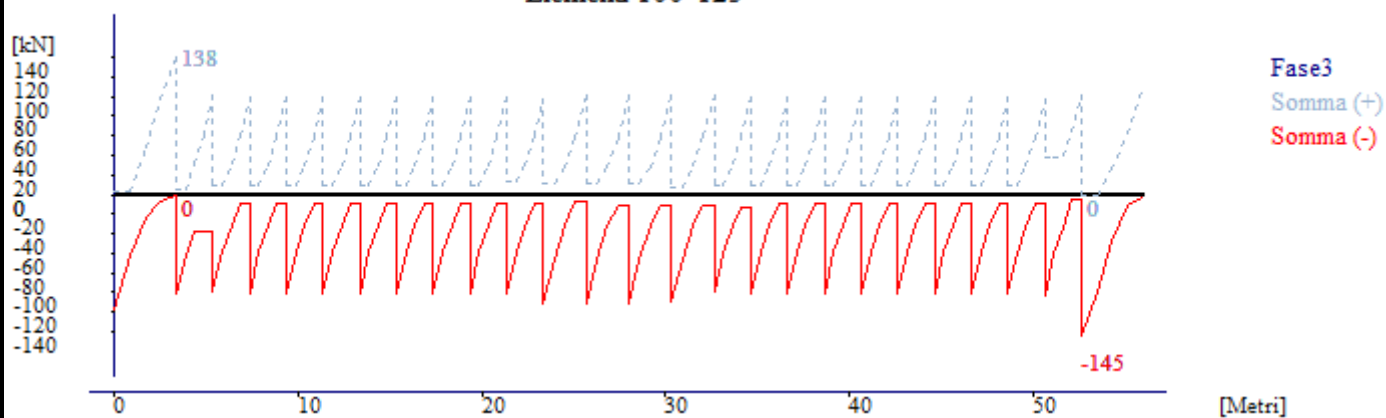
Momento flettente [kNm/m]

Elementi 100-125



Taglio [kN/m]

Elementi 100-125



Sollecitazioni massime sui campi centrali

$M_{\max} = 31 \text{ kNm}$

$M_{\min} = -32 \text{ kNm}$

$V_{\max} = 110 \text{ kN}$

Sollecitazioni massime sui campi laterali

$M_{\max} = 66 \text{ kNm}$

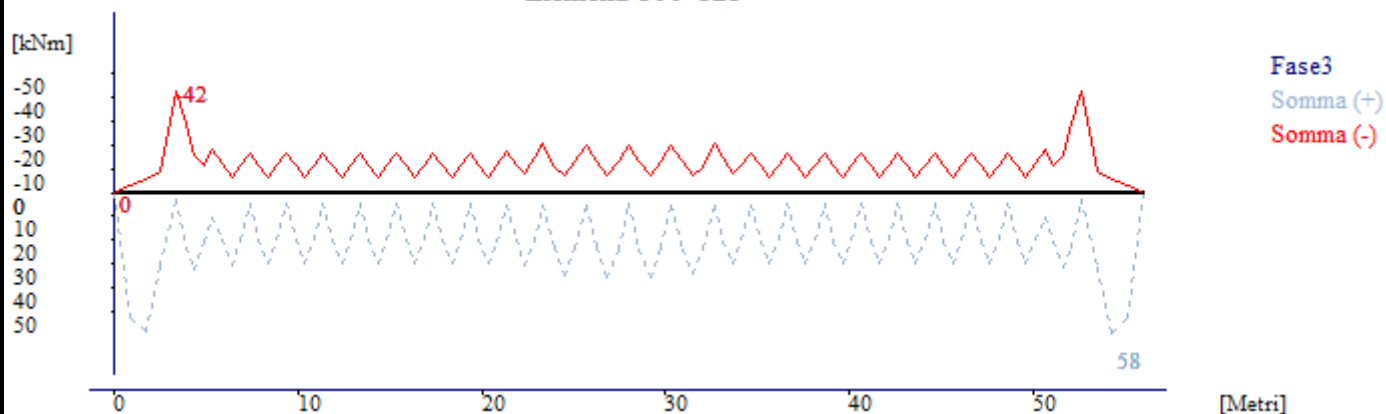
$M_{\min} = -64 \text{ kNm}$

$V_{\max} = 144 \text{ kN}$

9.3.3.2 Schema 2

Momento flettente [kNm/m]

Elementi 100-125



Sollecitazioni massime sui campi centrali

$$M_{\max} = 36 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = -21 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 200/1.42 = 141 \text{ kN}$$

Sollecitazioni massime sui campi laterali

$$M_{\max} = 59 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = -42 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 200/1.42 = 141 \text{ kN}$$

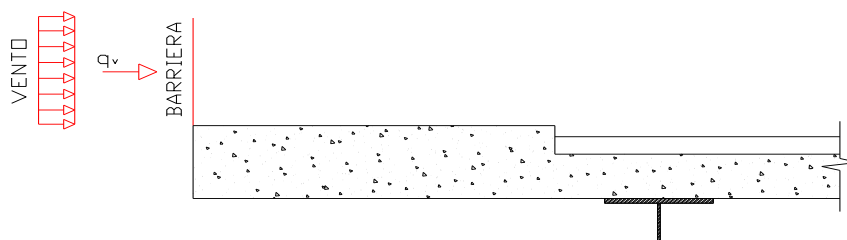
9.3.4 IMPALCATI DI INTERVIA – EFFETTI GLOBALI

Gli effetti globali sono stati ottenuti dal modello globale come forze normali nella soletta. Si riportano tali sollecitazioni direttamente nella tabella riepilogativa delle azioni di verifica.

10 SOLLECITAZIONI DI FASE 3 – VENTO

In accordo con quanto riportato nella relazione di calcolo dell'impalcato metallico, la pressione del vento agente sulla superficie sopravvento vale:

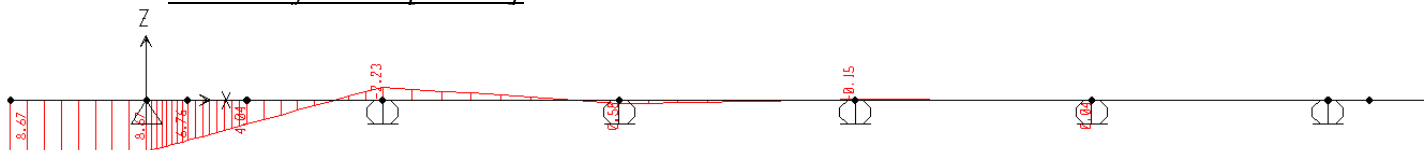
$$p_{\text{sopravento}} = (1.01 \times 1.64) = 1.65 \text{ kN/m}^2$$



Tale azione viene ripartita su una superficie che comprende l'altezza del veicolo da normativa (3 m) o della barriera (considerata cautelativamente pari a circa 3 m), lo spessore della pavimentazione (0.11 m) e metà spessore della soletta ($0.25/2$ m). Si ottiene pertanto un valore di momento sollecitante pari a:

$$M = (1.01 \times 1.64) \times (3 + 0.11 + 0.25/2)^2 / 2 = 8.67 \text{ kNm/m}$$

Momento flettente [kNm/m]



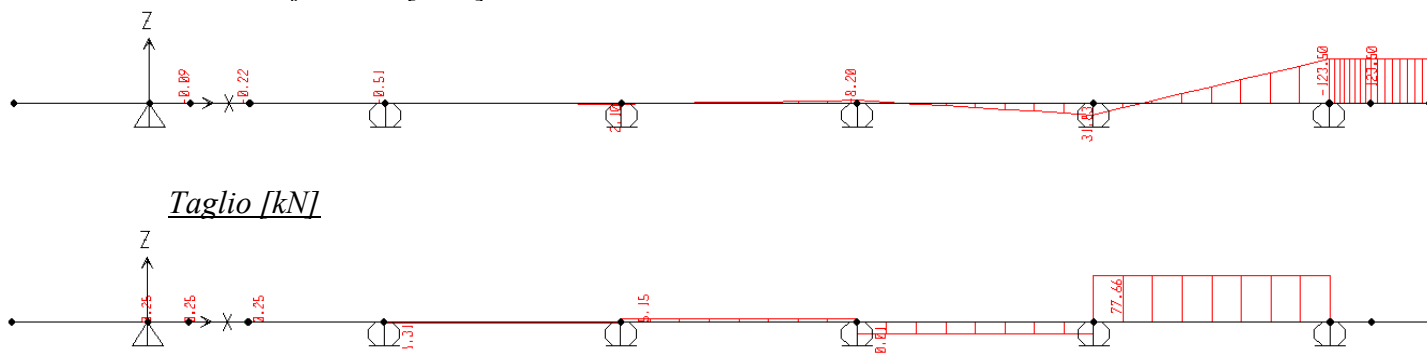
11 SOLLECITAZIONI DI FASE 3 – URTO PER SVIO

In accordo con i par. 5.1.3.10 e 3.6.3.3.2 del DM 2018 si considera un'azione orizzontale di 100 kN applicata a 1 m dal piano viario; il momento conseguente viene ripartito su una larghezza collaborante dovuta alla diffusione a 45° fino a metà soletta e fino all'asse travi.

L'azione sulla soletta del veicolo in svio si schematizza come un momento flettente concentrato, applicato in corrispondenza del guard-rail e pari a:

$$M = -100 \times (1.00 + 0.11 + 0.25/2) = -123.5 \text{ kNm.}$$

Momento flettente [kNm]



Per quanto riguarda la diffusione del carico, essendo la barriera costituita da un muro redirettivo in cemento armato in moduli di altezza pari a 0.9m, si può considerare anche il contributo di diffusione verticale nel muro. La condizione in cui la larghezza collaborante è minima si verifica quando l'urto avviene in prossimità di un'estremità della barriera. Considerando che l'azione impulsiva, pur essendo quantificata come un carico concentrato, è applicata nella realtà su una certa lunghezza, si decide di applicare tale azione a 0.25m dall'estremità del muro.

La larghezza collaborante di soletta si differenzia a seconda della sezione di verifica. Per la sezione tipica la larghezza collaborante risulta pari a:

$$L_{coll} = (h_{muro} + 0.25m + 2 \times h_{cordolo} + 2 \times h_{soletta} / 2 + 2 \times \text{distanza barriera} - \text{asse trave}) \\ = (0.9 + 0.25 + 2 \times 0.11 + 2 \times 0.25/2 + 2 \times 0.60 \text{ m}) = 2.82 \text{ m}$$

Per la sezione in allargamento la larghezza collaborante risulta pari a:

$$L_{coll} = (h_{muro} + 0.25m + 2 \times h_{cordolo} + 2 \times h_{soletta} / 2 + 2 \times \text{distanza barriera} - \text{asse trave}) \\ = (0.9 + 0.25 + 2 \times 0.11 + 2 \times 0.25/2 + 2 \times 1.20 \text{ m}) = 4.02 \text{ m}$$

N.B. In accordo con quanto specificato ai punti 3.6 e 5.1.3.10 delle NTC tale azione sarà considerata esclusivamente nella combinazione eccezionale, associandola ad un carico verticale isolato (schema di carico 2) posizionato in adiacenza al sicurvia e disposto nella posizione più gravosa.

12 AZIONI DI VERIFICA

In accordo con i paragrafi. 2.5.3 e 5.1.3.12 del DM2018 si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

Combinazione rara (SLE)

Fase 2 x 1.00 + Traffico x 1.00 + Vento x 0.60

Combinazione frequente (SLE)

Fase 2 x 1.00 + Traffico x 0.75

Combinazione quasi permanente (SLE)

Fase 2 x 1.00 + Traffico x 0.00

Combinazione A1 STR (SLU)

Fase 2 x 1.35 + Traffico x 1.35 + Vento x 0.90

Combinazione eccezionale E (SLU)

Fase 2 x 1.00 + Traffico (Schema 2) x 1.00 + Urto x 1.00

N.B. Si fa presente che le sollecitazioni di fase 2, se favorevoli, verranno trascurate, moltiplicandole per un coefficiente di combinazione pari a 0.

12.1.1 IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA

$M_{SbalzoEst}$	[kNm]	larghezza collaborante [m]	ϕ	[kNm/m]
fase 2	-4.50	1	1	-4.5
fase 3 - distr CC1	-3.50	1	1	-3.5
vento	-8.67	1	1	-8.7

$V_{SbalzoEst}$	[kN]	larghezza collaborante [m]	ϕ	[kN/m]
fase 2	11.00	1	1	11.0
fase 3 - distr CC1	6.00	1	1	6.0
vento	6.00	1.00	1	6.0

$M_{SbalzoInt}$	[kNm]	larghezza collaborante [m]	ϕ	[kNm/m]
fase 2	-8.00	1	1	-8.0
fase 3 - conc CC2	-10.00	0.92	1	-10.9
			max fase 3	-10.9
urto	-123.50	2.82	1	-43.8
vento	-8.67	1	1	-8.7

$V_{SbalzoInt}$	[kN]	larghezza collaborante [m]	ϕ	[kN/m]
fase 2	14.00	1	1	14.0
fase 3 - conc CC2	200.00	1.42	1	140.8
			max fase 3	140.8
urto	0.00	2.82	1	0.0
vento	6.00	1.00	1	6.0

$M_{campata}$	[kNm]	larghezza collaborante [m]	ϕ	[kNm/m]
fase 2	3.00	1	1	3.0
fase 3 - conc CC4	107.00	3.07	1	34.9
fase 3 - distr CC4	3.00	1	1	3.0
fase 3 - conc CC3	82.00	1.82	1	45.1
			max fase 3	45.1
vento	8.67	1	1	8.7

$M_{\text{appoggio 30}}$	[kNm]	larghezza collaborante [m]	ϕ	[kNm/m]
fase 2	-2.00	1	1	-2.0
fase 3 - conc CC6	-105.00	3.07	1	-34.2
fase 3 - distr CC6	-4.00	1	1	-4.0
fase 3 - conc CC5	-69.00	1.82	1	-37.9
fase 3 - distr CC5	-1.00	1.00	1	-1.0
			max fase 3	-38.9
vento	-8.67	1	1	-8.7

$V_{\text{appoggio 30}}$	[kN]	larghezza collaborante [m]	ϕ	[kN/m]
fase 2	5.00	1	1	5.0
fase 3 - conc CC3	135.00	1.82	1	74.2
fase 3 - distr CC3	0.00	1	1	0.0
			max fase 3	74.2
vento	6.00	1.00	1	6.0

$M_{\text{appoggio 32}}$	[kNm]	larghezza collaborante [m]	ϕ	[kNm/m]
fase 2	-1.50	1	1	-1.5
fase 3 - conc CC8	-95.00	3.07	1	-30.9
fase 3 - distr CC8	-4.00	1	1	-4.0
fase 3 - conc CC7	-64.00	1.82	1	-35.2
fase 3 - distr CC7	-0.20	1.00	1	-0.2
			max fase 3	-35.4
vento	-1.00	1	1	-1.0

$V_{\text{appoggio 32}}$	[kN]	larghezza collaborante [m]	ϕ	[kN/m]
fase 2	3.00	1	1	3.0
fase 3 - conc CC8	181.00	3.07	1	59.0
fase 3 - distr CC8	11.00	1	1	11.0
fase 3 - conc CC7	121.00	1.82	1	66.5
fase 3 - distr CC7	0.50	1.00	1	0.5
			max fase 3	70.0
vento	2.00	1.00	1	2.0

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Coeff(*)

Fase 2

Fase 3

Vento / Svio

Sbalzo L = 1.15 m

rara	$M_r =$	$1 \times (-4.5 \times 1.00$	-3.5×1.00	$-8.7 \times 0.60) =$	-13 KNm/m
f	$M_f =$	$1 \times (-4.5 \times 1.00$	$-3.5 \times 0.75)$	$=$	-7 KNm/m
q.p.	$M_{q.p.} =$	$1 \times (-4.5 \times 1.00$	$-3.5 \times 0.00)$	$=$	-5 KNm/m
A1STR	$M_{SLU}^- =$	$1 \times (-4.5 \times 1.35$	-3.5×1.35	$-8.7 \times 0.90) =$	-19 KNm/m
	$M_{SLU}^+ =$	$1 \times (-4.5 \times 0.00$	$-3.5 \times 0.00 +$	$8.7 \times 1.50) =$	13 KNm/m
	$V_{SLU} =$	$1 \times (11.0 \times 1.35 +$	$6.0 \times 1.35 +$	$6.0 \times 0.90) =$	28 KN/m

Sbalzo L = 0.85 m

rara	$M_r =$	$1 \times (-8.0 \times 1.00$	-10.9×1.00	$-8.7 \times 0.60) =$	-24 KNm/m
f	$M_f =$	$1 \times (-8.0 \times 1.00$	$-10.9 \times 0.75)$	$=$	-16 KNm/m
q.p.	$M_{q.p.} =$	$1 \times (-8.0 \times 1.00$	$-10.9 \times 0.00)$	$=$	-8 KNm/m
A1STR	$M_{SLU}^- =$	$1 \times (-8.0 \times 1.35$	-10.9×1.35	$-8.7 \times 0.90) =$	-33 KNm/m
	$M_{SLU}^+ =$	$1 \times (-8.0 \times 0.00$	$-10.9 \times 0.00 +$	$8.7 \times 1.50) =$	13 KNm/m
	$V_{SLU} =$	$1 \times (14.0 \times 1.35 +$	$140.8 \times 1.35 +$	$6.0 \times 0.90) =$	214 KN/m
E	$M_E =$	$1 \times (-8.0 \times 1.00$	-10.9×1.00	$-43.8 \times 1.00) =$	-63 KNm/m
	$V_E =$	$1 \times (14.0 \times 1.00 +$	140.8×1.00	$0.0 \times 1.00) =$	155 KN/m
	$N_E =$	$1 \times (0.0 \times 1.00$	$0.0 \times 1.00 +$	$35.5 \times 1.00) =$	35 KN/m

Campata L = 2.0 m

rara	$M_r =$	$1 \times (3.0 \times 1.00 +$	$45.1 \times 1.00 +$	$8.7 \times 0.60) =$	53 KNm/m
f	$M_f =$	$1 \times (3.0 \times 1.00 +$	$45.1 \times 0.75)$	$=$	37 KNm/m
q.p.	$M_{q.p.} =$	$1 \times (3.0 \times 1.00 +$	$45.1 \times 0.00)$	$=$	3 KNm/m
A1STR	$M_{SLU} =$	$1 \times (3.0 \times 1.35 +$	$45.1 \times 1.35 +$	$8.7 \times 0.90) =$	73 KNm/m

Appoggio filo 30

rara	$M_r =$	$1 \times (-2.0 \times 1.00$	-38.9×1.00	$-8.7 \times 0.60) =$	-46 KNm/m
f	$M_f =$	$1 \times (-2.0 \times 1.00$	$-38.9 \times 0.75)$	$=$	-31 KNm/m
q.p.	$M_{q.p.} =$	$1 \times (-2.0 \times 1.00$	$-38.9 \times 0.00)$	$=$	-2 KNm/m
A1STR	$M_{SLU} =$	$1 \times (-2.0 \times 1.35$	-38.9×1.35	$-8.7 \times 0.90) =$	-63 KNm/m
	$V_{SLU} =$	$1 \times (5.0 \times 1.35 +$	$74.2 \times 1.35 +$	$6.0 \times 0.90) =$	112 KN/m

Appoggio filo 32

rara	$M_r =$	$1 \times (-1.5 \times 1.00$	$-35.4 \times 1.00)$	$-1.0 \times 0.60) =$	-37 KNm/m
f	$M_f =$	$1 \times (-1.5 \times 1.00$	$-35.4 \times 0.75)$	$=$	-28 KNm/m
q.p.	$M_{q.p.} =$	$1 \times (-1.5 \times 1.00$	$-35.4 \times 0.00)$	$=$	-2 KNm/m
A1STR	$M_{SLU} =$	$1 \times (-1.5 \times 1.35$	-35.4×1.35	$-1.0 \times 0.90) =$	-51 KNm/m
	$V_{SLU} =$	$1 \times (3.0 \times 1.35 +$	$70.0 \times 1.35 +$	$2.0 \times 0.90) =$	100 KN/m

12.1.2 IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO

$M_{SbalzoInt}$	[kNm]	larghezza collaborante [m]	ϕ	[kNm/m]
fase 2	-19.10	1	1	-19.1
fase 3 - conc CC9	-120.00	2.02	1	-59.4
			max fase 3	-59.4
urto	-123.50	4.02	1	-30.7
vento	-8.67	1	1	-8.7

$V_{SbalzoInt}$	[kN]	larghezza collaborante [m]	ϕ	[kN/m]
fase 2	18.00	1	1	18.0
fase 3 - conc CC9	200.00	1.42	1	140.8
			max fase 3	140.8
urto	0.00	4.02	1	0.0
vento	6.00	1.00	1	6.0

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Coeff(*)

Fase 2

Fase 3

Vento / Svio

Sbalzo L = 1.5 m

rara	$M_r =$	$1 \times ($	-19.1×1.00	-59.4×1.00	$-8.7 \times 0.60) =$	-84 KNm/m
f	$M_f =$	$1 \times ($	-19.1×1.00	$-59.4 \times 0.75)$	$=$	-64 KNm/m
q.p.	$M_{q.p.} =$	$1 \times ($	-19.1×1.00	$-59.4 \times 0.00)$	$=$	-19 KNm/m
A1STR	$M_{SLU}^- =$	$1 \times ($	-19.1×1.35	-59.4×1.35	$-8.7 \times 0.90) =$	-114 KNm/m
	$M_{SLU}^+ =$	$1 \times ($	-19.1×0.00	$-59.4 \times 0.00 +$	$8.7 \times 1.50) =$	13 KNm/m
	$V_{SLU} =$	$1 \times ($	$18.0 \times 1.35 +$	$140.8 \times 1.35 +$	$6.0 \times 0.90) =$	220 KN/m
E	$M_E =$	$1 \times ($	-19.1×1.00	-59.4×1.00	$-30.7 \times 1.00) =$	-109 KNm/m
	$V_E =$	$1 \times ($	$18.0 \times 1.00 +$	140.8×1.00	$0.0 \times 1.00) =$	159 KN/m
	$N_E =$	$1 \times ($	0.0×1.00	$0.0 \times 1.00 +$	$24.9 \times 1.00) =$	25 KN/m

12.1.3 IMPALCATI DI INTERVIA

12.1.3.1 Campi centrali

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

		Fase 2			Traffico		
		loc	glob	coeff	loc	glob	coeff
Campata							
SLU	$M_{SLU} =$	(1 + 0)	x 1.35	+	(36 + 0)	x 1.35	= 50 kNm/m
rara	$M_r =$	(1 + 0)	x 1.00	+	(36 + 0)	x 1.00	= 37 kNm/m
f	$M_f =$	(1 + 0)	x 1.00	+	(36 + 0)	x 0.75	= 28 kNm/m
q.p.	$M_{q.p.} =$	(1 + 0)	x 1.00	+	(36 + 0)	x 0.00	= 1 kNm/m
SLU	$N_{SLU} =$	(0 + 38)	x 1.35	+	(0 + 142)	x 1.35	= 243 kN/m
rara	$N_r =$	(0 + 38)	x 1.00	+	(0 + 142)	x 1.00	= 180 kN/m
f	$N_f =$	(0 + 38)	x 1.00	+	(0 + 142)	x 0.75	= 145 kN/m
q.p.	$N_{q.p.} =$	(0 + 38)	x 1.00	+	(0 + 142)	x 0.00	= 38 kN/m
Appoggio in corrispondenza del traverso							
SLU	$M_{SLU} =$	(-2 + 0)	x 1.35	+	(-32 + 0)	x 1.35	= -46 kNm/m
rara	$M_r =$	(-2 + 0)	x 1.00	+	(-32 + 0)	x 1.00	= -34 kNm/m
f	$M_f =$	(-2 + 0)	x 1.00	+	(-32 + 0)	x 0.75	= -26 kNm/m
q.p.	$M_{q.p.} =$	(-2 + 0)	x 1.00	+	(-32 + 0)	x 0.00	= -2 kNm/m
SLU	$N_{SLU} =$	(0 + 149)	x 1.35	+	(0 + 453)	x 1.35	= 813 kN/m
rara	$N_r =$	(0 + 149)	x 1.00	+	(0 + 453)	x 1.00	= 602 kN/m
f	$N_f =$	(0 + 149)	x 1.00	+	(0 + 453)	x 0.75	= 489 kN/m
q.p.	$N_{q.p.} =$	(0 + 149)	x 1.00	+	(0 + 453)	x 0.00	= 149 kN/m
SLU	$V_{SLU} =$	(4 + 0)	x 1.35	+	(141 + 0)	x 1.35	= 196 kN/m

12.1.3.2 Campi laterali

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

		Fase 2			Traffico			
		loc	glob	coeff	loc	glob	coeff	
Campata								
SLU	$M_{SLU} =$	(3 + 0)	x 1.35	+	(66 + 0)	x 1.35	=	93 kNm/m
rara	$M_r =$	(3 + 0)	x 1.00	+	(66 + 0)	x 1.00	=	69 kNm/m
f	$M_f =$	(3 + 0)	x 1.00	+	(66 + 0)	x 0.75	=	53 kNm/m
q.p.	$M_{q.p.} =$	(3 + 0)	x 1.00	+	(66 + 0)	x 0.00	=	3 kNm/m
SLU	$N_{SLU} =$	(0 + 0)	x 1.35	+	(0 + 50)	x 1.35	=	68 kN/m
rara	$N_r =$	(0 + 0)	x 1.00	+	(0 + 50)	x 1.00	=	50 kN/m
f	$N_f =$	(0 + 0)	x 1.00	+	(0 + 50)	x 0.75	=	38 kN/m
q.p.	$N_{q.p.} =$	(0 + 0)	x 1.00	+	(0 + 50)	x 0.00	=	0 kN/m
Appoggio in corrispondenza del traverso								
SLU	$M_{SLU} =$	(-4 + 0)	x 1.35	+	(-64 + 0)	x 1.35	=	-92 kNm/m
rara	$M_r =$	(-4 + 0)	x 1.00	+	(-64 + 0)	x 1.00	=	-68 kNm/m
f	$M_f =$	(-4 + 0)	x 1.00	+	(-64 + 0)	x 0.75	=	-52 kNm/m
q.p.	$M_{q.p.} =$	(-4 + 0)	x 1.00	+	(-64 + 0)	x 0.00	=	-4 kNm/m
SLU	$N_{SLU} =$	(0 + 106)	x 1.35	+	(0 + 250)	x 1.35	=	480 kN/m
rara	$N_r =$	(0 + 106)	x 1.00	+	(0 + 250)	x 1.00	=	356 kN/m
f	$N_f =$	(0 + 106)	x 1.00	+	(0 + 250)	x 0.75	=	293 kN/m
q.p.	$N_{q.p.} =$	(0 + 106)	x 1.00	+	(0 + 250)	x 0.00	=	106 kN/m
SLU	$V_{SLU} =$	(6 + 0)	x 1.35	+	(144 + 0)	x 1.35	=	203 kN/m



13 VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE

Per la disposizione dell'armatura si rimanda agli elaborati grafici relativi alla carpenteria ed armatura soletta.

13.1 IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA

13.1.1 SBALZO INTERNO

Ferri superiori: 1 Φ 16/10

Combinazione SLU

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

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

Titolo: fi16/10

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	4.2
2	0	0

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

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

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

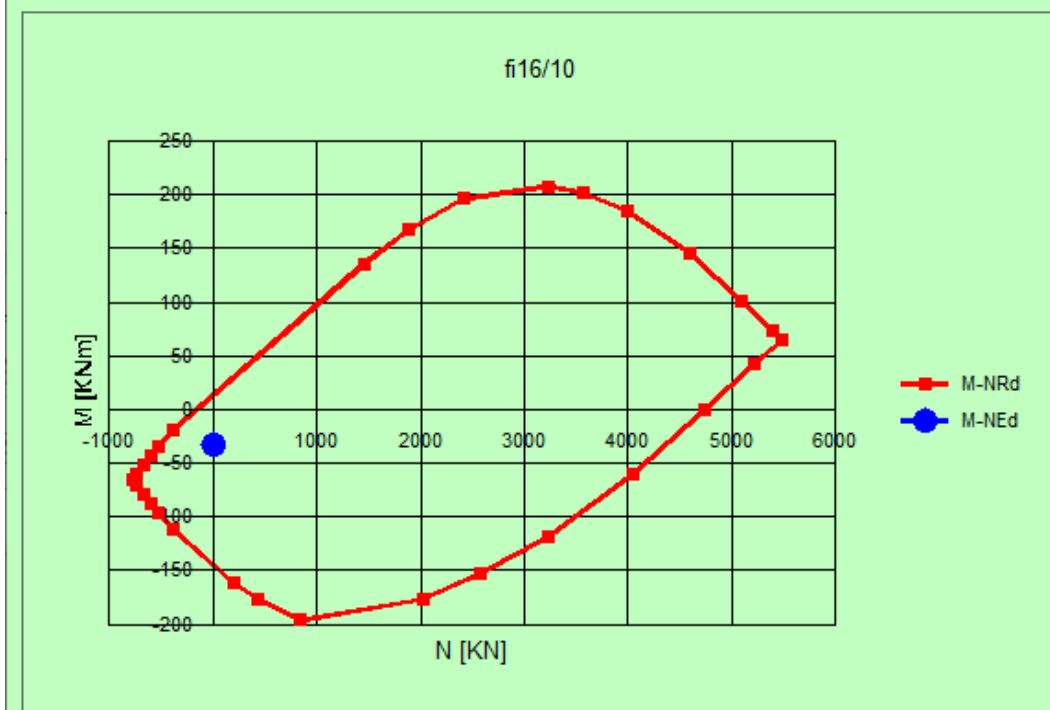
Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

File



Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	0	-33

Aggiunge

Valori

Infittisci punti

Combinazione Eccezionale

Verifica C.A. S.L.U. - File: SbalzoEccfi16

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

Titolo : **fi16/10**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	4.2
2	0	0

Tipo Sezione

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

Sollecitazioni

S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

Materiali

B450C **C32/40**

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

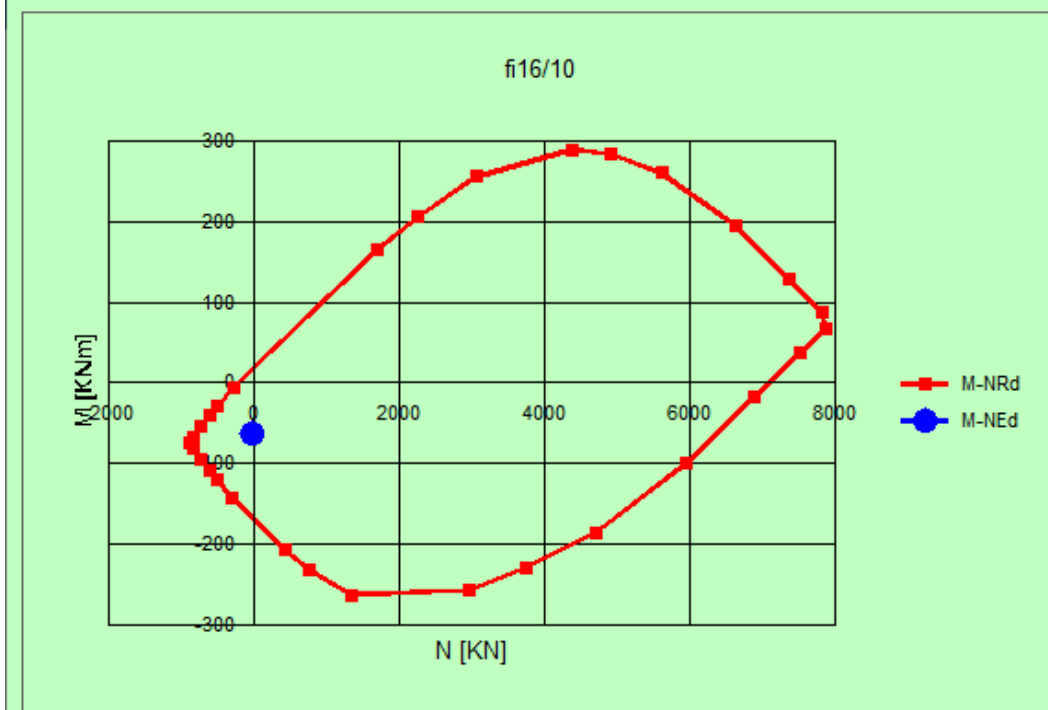
N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_o cm Col. modello

☐ Precompresso

File



Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	-35	-63

Aggiunge

Valori

Infittisci punti

13.1.2 CAMPATA

Ferri inferiori: 1 $\Phi 20/20$

Verifica C.A. S.L.U. - File: CampataFi2020

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

Titolo: fi20/20

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	21

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 73 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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} 18.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 118.8 kN m

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 14.72 ‰
d 21 cm
x 4.034 x/d 0.1921
 δ 0.7

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

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

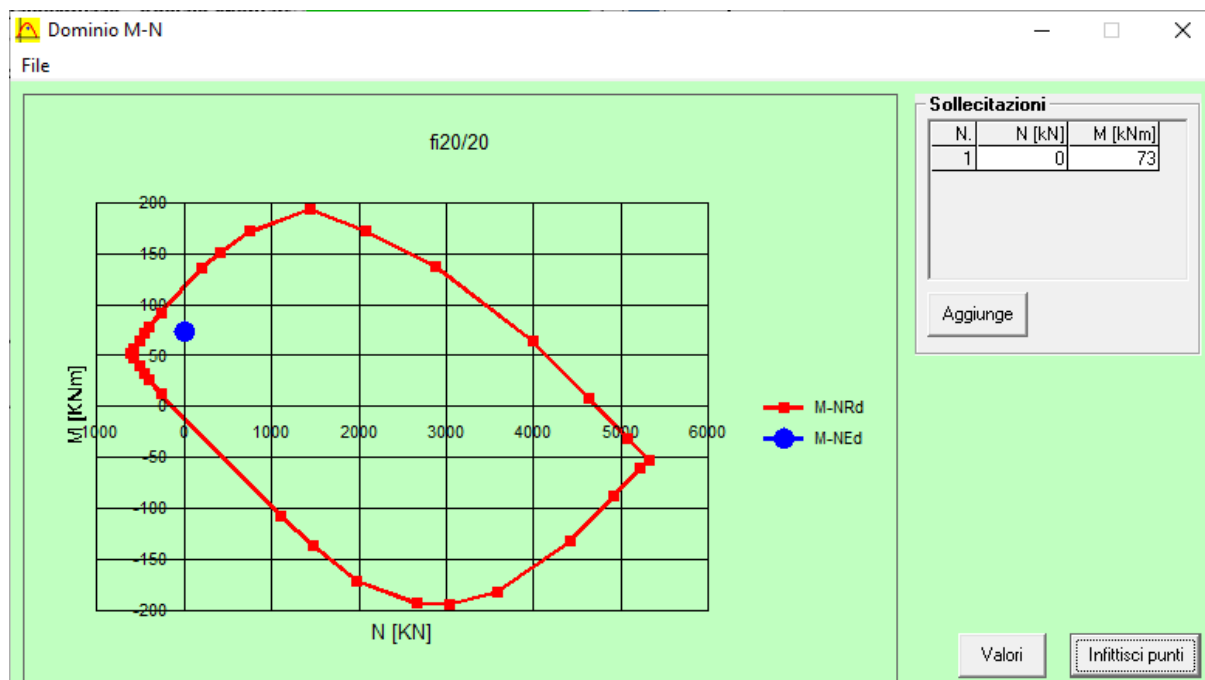
Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

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

☐ Precompresso



13.1.3 APPOGGIO FILO 30

Ferri superiori: 1 Φ 16/10

Verifica C.A. S.L.U. - File: Appoggio_fi16

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

Titolo: fi16/10

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	4.2
2	0	0

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -63 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 **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} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

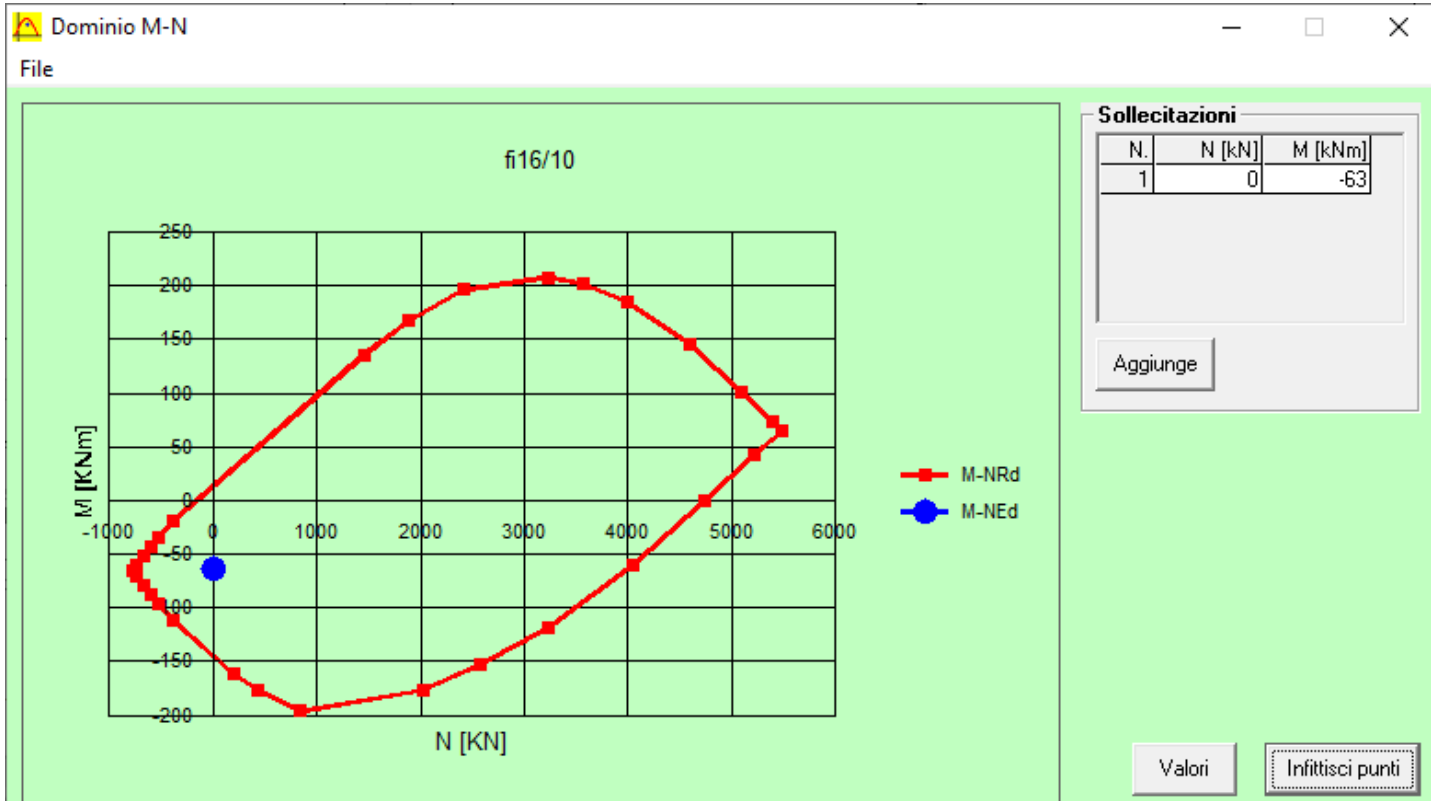
M_{xRd} -146.8 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 13.44 ‰
 d 25 cm
 x 5.166 x/d 0.2066
 δ 0.7

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso



13.1.4 APPOGGIO FILO 32

Ferri superiori: 1 Φ 16/20

Verifica C.A. S.L.U. - File: Appoggio32_fi16

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

Titolo : fi16/20

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	4.2
2	0	0

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali

B450C		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}	18.81
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.

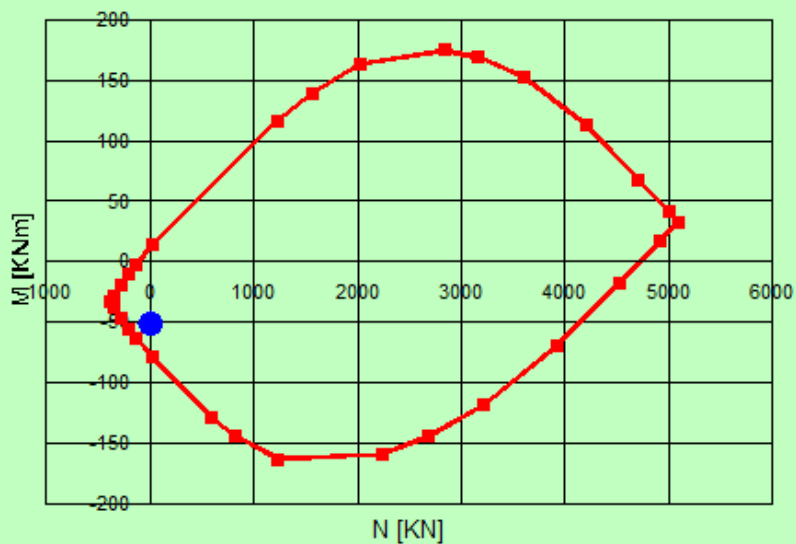
Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

Domínio M-N

File

fi16/20



Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	0	-51

Aggiunge

Valori

Infittisci punti

13.2 IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO

13.2.1 SBALZO INTERNO

Ferri superiori: 1 Φ 16/10

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

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

Titolo: fi16/10

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	4.2
2	0	0

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

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

N Ed -25 0 kN
M xEd -114 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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

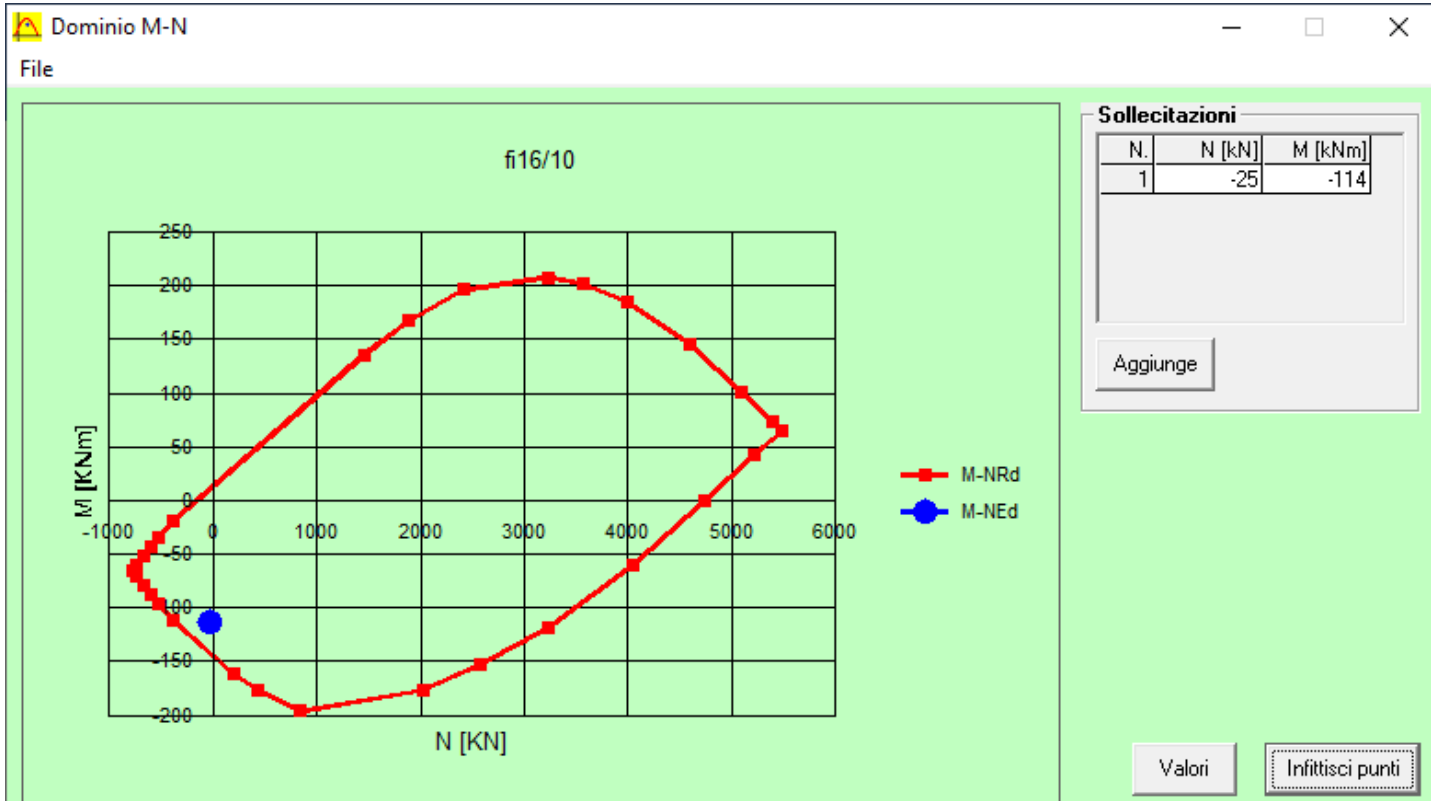
Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M xRd -144.7 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 14 ‰
 d 25 cm
 x 5.001 x/d 0.2001
 δ 0.7

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L_o 0 cm **Col. modello**
☐ Precompresso



13.1 IMPALCATI DI INTERVIA

13.1.1 CAMPATA CAMPI CENTRALI

Verifica C.A. S.L.U. - File: CampataCentroFi2020

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	4.2
2	15.71	21

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

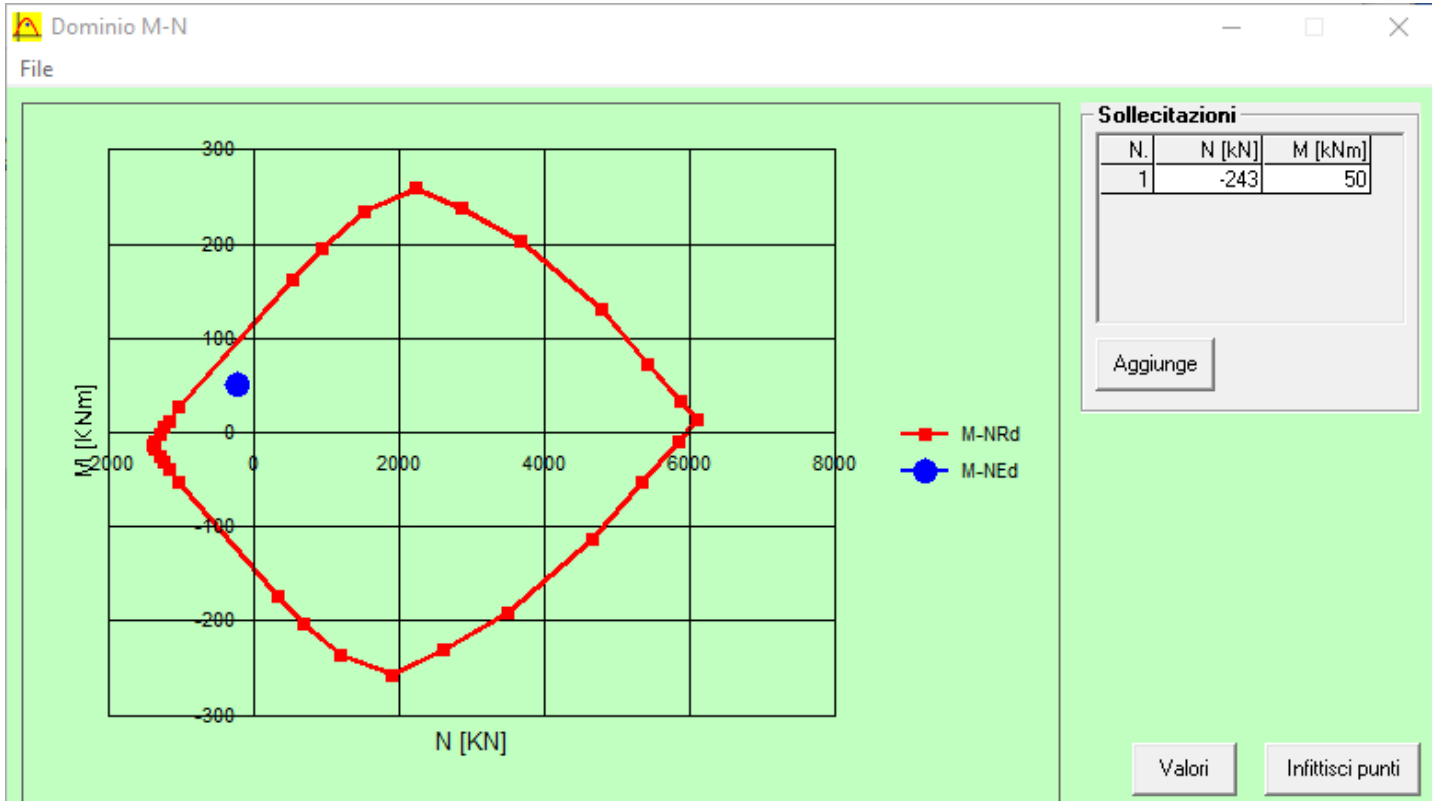
Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso



13.1.2 APPOGGIO CAMPI CENTRALI

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

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	4.2
2	15.71	21

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
☒ B450C ☐ C32/40

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kN m

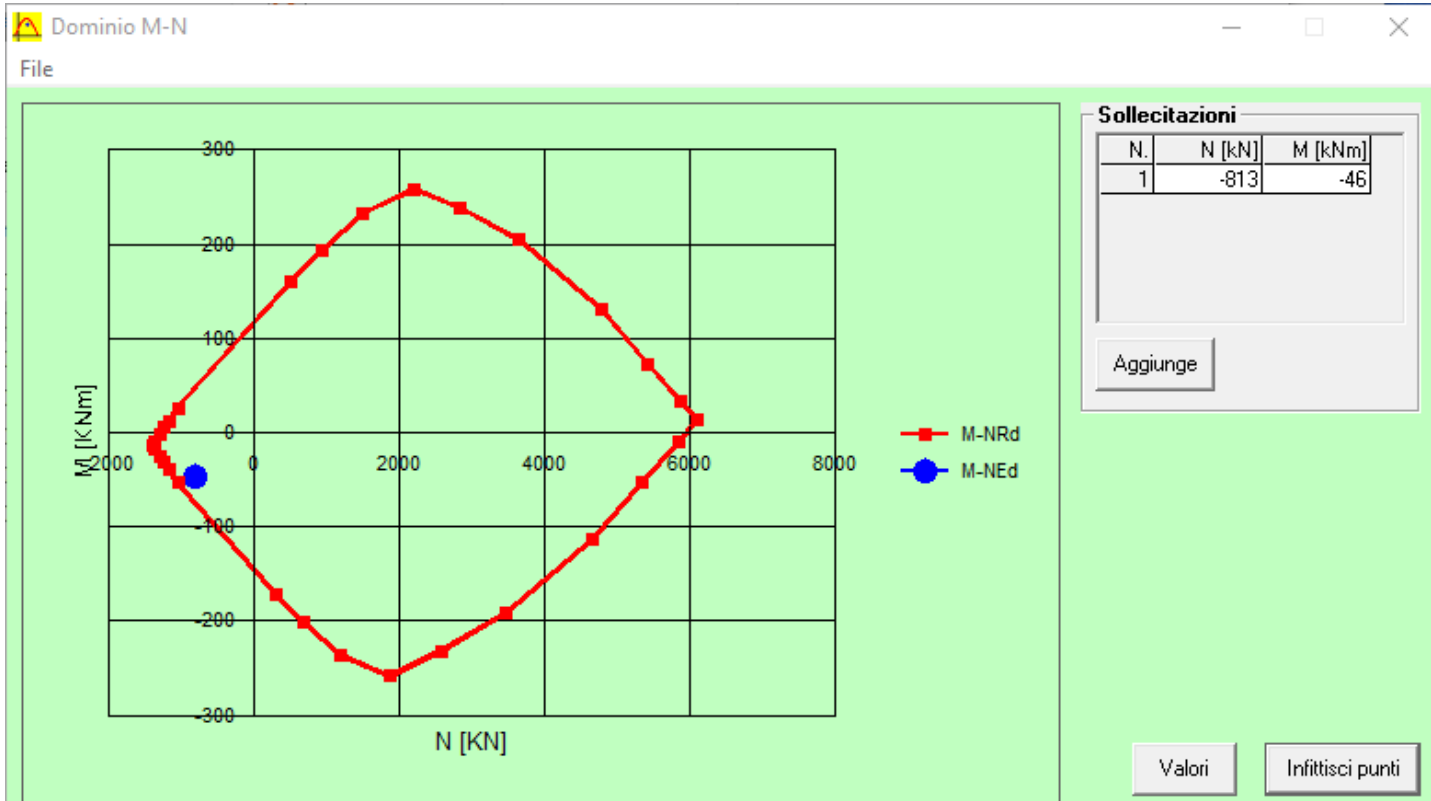
σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰ ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso



13.1.3 CAMPATA CAMPI LATERALI

Verifica C.A. S.L.U. - File: CampataRivaFi2020

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	4.2
2	15.71	21

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

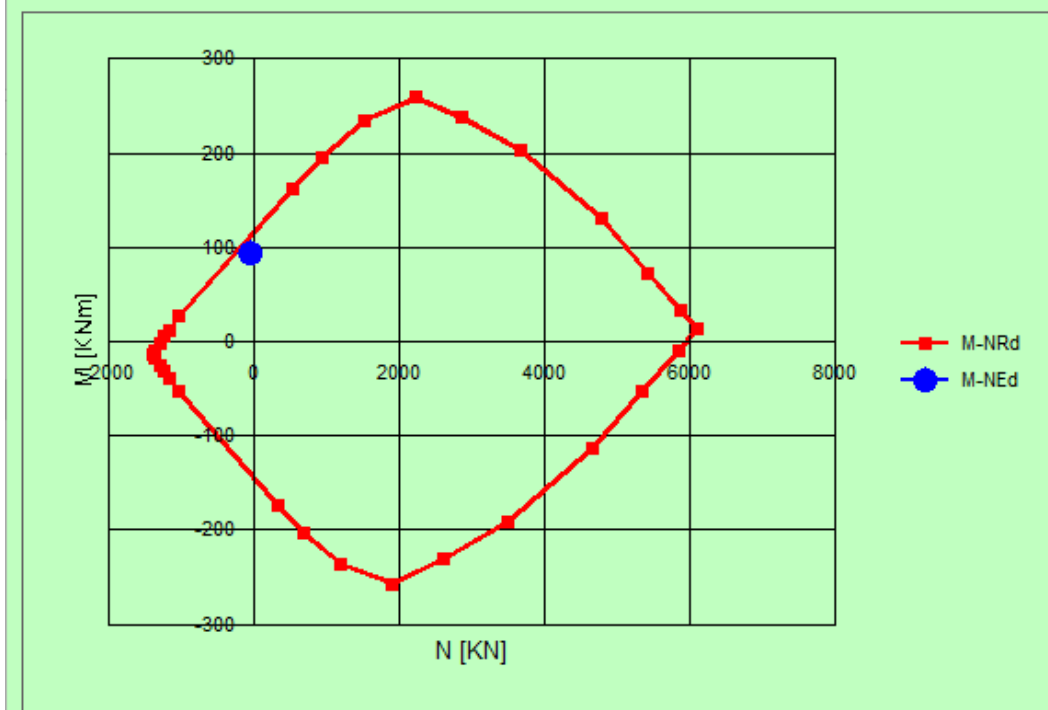
Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
☐ Precompresso

File



Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	-68	93

Aggiunge

Valori

Infittisci punti

13.1.4 APPOGGIO CAMPI LATERALI

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

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	4.2
2	15.71	21

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

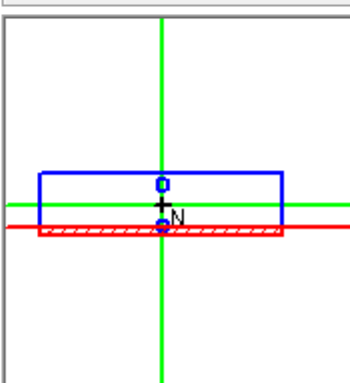
Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{cl} ‰

M_{xRd} kN m

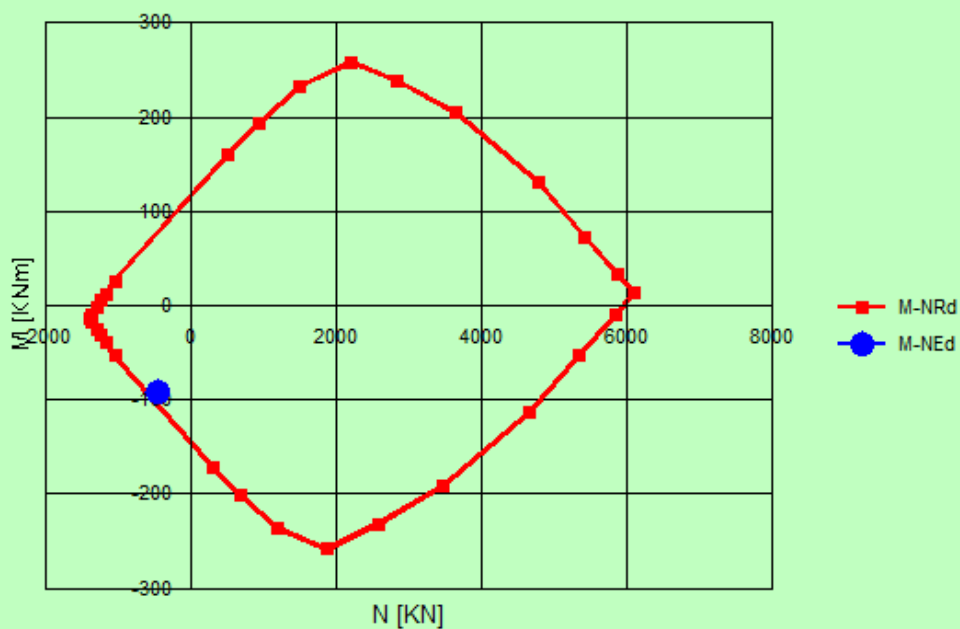
σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
☐ Precompresso



File Dominio M-N

File



Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	-480	-92

Aggiunge

Valori

Infittisci punti

14 VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO

In accordo con il DM2018, la resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono le armature trasversali specifiche a taglio, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima ad inclinazione variabile.

La verifica di resistenza agli SLU si pone con $V_{Rd} > V_{Ed}$ in cui V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Il valore del taglio resistente si assume come il minore tra la resistenza a "taglio trazione" dell'armatura trasversale $V_{Rs,d}$, e la resistenza a "taglio compressione" del puntone di calcestruzzo d'anima $V_{Rc,d}$. Più precisamente:

$$V_{Rd} = \min [V_{Rs,d}; V_{Rc,d}]$$

dove:

$$V_{Rs,d} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \vartheta) \cdot \operatorname{sen} \alpha$$

$$V_{Rc,d} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \vartheta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \vartheta)$$

d	altezza utile della sezione
b_w	larghezza minima della sezione
A_{sw}	area dell'armatura trasversale a taglio
s	interasse tra due armature trasversali consecutive
f_{yd}	resistenza al limite di snervamento dell'acciaio di armatura
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima $f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$
α	inclinazione delle armature trasversali rispetto all'asse della trave
ϑ	inclinazione variabile dei puntoni d'anima tale che $1 < \operatorname{ctg} \vartheta < 2.5$

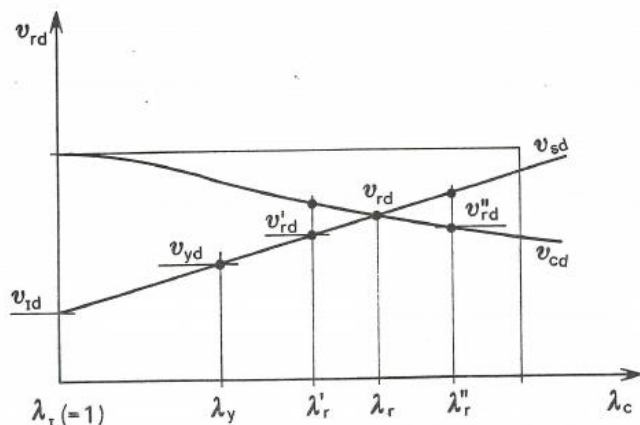
La schematizzazione a traliccio ad inclinazione variabile permette infatti di considerare in maniera corretta il contributo di resistenza al taglio fornito dagli effetti iperstatici, principalmente l'ingranamento degli inerti, i quali permettono un passaggio degli sforzi attraverso le fessure. Ciò determina un abbassamento della tensione nell'armatura trasversale, la quale raggiungerà lo snervamento per valori di taglio sensibilmente più elevati.

Gli effetti iperstatici permangono però anche dopo lo snervamento dell'armatura e consentono una ulteriore crescita del taglio grazie ad un adattamento plastico che compensa l'incremento con un accresciuto impegno del calcestruzzo secondo un'inclinazione sempre più abbattuta delle compressioni d'anima.

La risorsa ultima di resistenza è raggiunta quando si arriva anche alla rottura del calcestruzzo, ossia quando:

$$V_{sd} = V_{cd}$$

Il grafico sottostante mostra gli andamenti della resistenza a taglio trazione adimensionalizzata, $n_{sd} = V_{sd} / bzf^*_{cd}$, e della resistenza a taglio compressione adimensionalizzata $n_{cd} = V_{cd} / bzf^*_{cd}$, in funzione del parametro $l_c = \text{ctg } \theta$.



Il valore di $\text{ctg } \theta$ ottenuto imponendo la precedente uguaglianza deve rispettare comunque i limiti imposti dalla normativa ($1 < \text{ctg } \theta < 2.5$), altrimenti, se maggiore, si assumerà il valore massimo ammesso pari a 2.5.

14.1 IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA

14.1.1 SBALZO INTERNO

Verifica a Taglio soletta secondo DM 2018

R_{ck}	400 kg/cm ²	
f_{cd}	181 kg/cm ²	
f'_{cd}	91 kg/cm ²	resistenza a compressione ridotta
α_c	1	coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
f_{yd}	3494 kg/cm ²	portata residua dei tralicci da analisi traliccio in fase I
h	25 cm	altezza della soletta
h_t	15.8 cm	altezza del traliccio
c	4.2 cm	copriferro armatura superiore
d	20.8 cm	altezza utile delle sezione
b_w	100 cm	
ϕ	10 mm	diametro delle staffe / armatura diagonale traliccio
n braccia	5	
A_{sw}	3.93 cm ² /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
s	20 cm	passo dell'armatura trasversale
α	57.7 °	inclinazione dei diagonal del traliccio sull'orizzontale
α	1.01 rad	

Il valore di θ che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione V_{sd} e a taglio compressione V_{cd} è

θ 14.66 ° inclinazione dei puntoni d'anima

V_{rsd} 48350 daN taglio trazione

V_{rcd} 48350 daN taglio compressione

$\text{ctg } \theta$ 3.82 => si assume $\text{ctg } \theta = 2.5$

V_{rsd} 33998 daN

V_{rcd} 73209 daN

$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rcd}]$ 340 kN

V_{ed} 214 kN $V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow$ verifica soddisfatta

14.1.2 APPOGGIO FILO 30

Verifica a Taglio soletta secondo DM 2018

R_{ck}	400 kg/cm ²	
f_{cd}	181 kg/cm ²	
f'_{cd}	91 kg/cm ²	resistenza a compressione ridotta
α_c	1	coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
f_{yd}	3668 kg/cm ²	portata residua dei tralicci da analisi traliccio in fase I
h	25 cm	altezza della soletta
h_t	15.8 cm	altezza del traliccio
c	4.2 cm	copriferro armatura superiore
d	20.8 cm	altezza utile delle sezioni
b_w	100 cm	
ϕ	10 mm	diametro delle staffe / armatura diagonale traliccio
n braccia	5	
A_{sw}	3.93 cm ² /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
s	20 cm	passo dell'armatura trasversale
α	57.7 °	inclinazione dei diagonal del traliccio sull'orizzontale
α	1.01 rad	

Il valore di θ che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione V_{sd} e a taglio compressione V_{cd} è

θ	15.03 °	inclinazione dei puntoni d'anima
----------	---------	----------------------------------

V_{rsd}	49640 daN	taglio trazione
V_{rcd}	49640 daN	taglio compressione

$\text{ctg } \theta$	3.72	=> si assume $\text{ctg } \theta = 2.5$
----------------------	------	---

V_{rsd}	35691 daN
V_{rcd}	73209 daN

$$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rcd}] \quad 357 \text{ kN}$$

$$V_{ed} \quad 112 \text{ kN} \quad V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

14.1 IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO

14.1.1 SBALZO INTERNO

Verifica a Taglio soletta secondo DM 2018

R_{ck}	400	kg/cm ²	
f_{cd}	181	kg/cm ²	
f'_{cd}	91	kg/cm ²	resistenza a compressione ridotta
α_c	1		coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
f_{yd}	3213	kg/cm ²	portata residua dei tralicci da analisi traliccio in fase I
h	25	cm	altezza della soletta
h_t	15.8	cm	altezza del traliccio
c	4.2	cm	copriferro armatura superiore
d	20.8	cm	altezza utile delle sezione
b_w	100	cm	
ϕ	10	mm	diametro delle staffe / armatura diagonale traliccio
n braccia	5		
A_{sw}	3.93	cm ² /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
s	20	cm	passo dell'armatura trasversale
α	57.7 °		inclinazione dei diagonal del traliccio sull'orizzontale
α	1.01	rad	

Il valore di θ che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione V_{sd} e a taglio compressione V_{cd} è

θ	14.05 °	inclinazione dei puntoni d'anima
----------	---------	----------------------------------

V_{rsd}	46204 daN	taglio trazione
V_{rcd}	46204 daN	taglio compressione

ctg θ	4.00	=> si assume ctg θ = 2.5
--------------	------	---------------------------------

V_{rsd}	31264 daN
V_{rcd}	73209 daN

$$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rcd}] \quad 313 \text{ kN}$$

$$V_{ed} \quad 220 \text{ kN} \quad V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

14.2 IMPALCATI DI INTERVIA

14.2.1 CAMPATA CAMPI CENTRALI

Verifica a Taglio soletta secondo DM 2018

R_{ck}	400 kg/cm ²	
f_{cd}	181 kg/cm ²	
f'_{cd}	91 kg/cm ²	resistenza a compressione ridotta
α_c	1	coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
f_{yd}	3560 kg/cm ²	portata residua dei tralicci da analisi traliccio in fase I
h	25 cm	altezza della soletta
h_t	15.8 cm	altezza del traliccio
c	4.2 cm	copriferro armatura superiore
d	20.8 cm	altezza utile delle sezioni
b_w	100 cm	
ϕ	10 mm	diametro delle staffe / armatura diagonale traliccio
n braccia	5	
A_{sw}	3.93 cm ² /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
s	20 cm	passo dell'armatura trasversale
α	57.7 °	inclinazione dei diagonal del traliccio sull'orizzontale
α	1.01 rad	

Il valore di θ che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione V_{sd} e a taglio compressione V_{cd} è

θ 14.80 ° inclinazione dei puntoni d'anima

V_{rsd} 48842 daN taglio trazione

V_{rcd} 48842 daN taglio compressione

$ctg \theta$ 3.78 \Rightarrow si assume $ctg \theta = 2.5$

V_{rsd} 34640 daN

V_{rcd} 73209 daN

$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rcd}]$ 346 kN

V_{ed} 196 kN $V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow$ verifica soddisfatta

14.2.2 CAMPATA CAMPI LATERALI

Verifica a Taglio soletta secondo DM 2018

R_{ck}	400 kg/cm ²	
f_{cd}	181 kg/cm ²	
f'_{cd}	91 kg/cm ²	resistenza a compressione ridotta
α_c	1	coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
f_{yd}	3396 kg/cm ²	portata residua dei tralicci da analisi traliccio in fase I
h	25 cm	altezza della soletta
h_t	15.8 cm	altezza del traliccio
c	4.2 cm	copriferro armatura superiore
d	20.8 cm	altezza utile delle sezione
b_w	100 cm	
ϕ	10 mm	diametro delle staffe / armatura diagonale traliccio
n braccia	5	
A_{sw}	3.93 cm ² /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
s	20 cm	passo dell'armatura trasversale
α	57.7 °	inclinazione dei diagonali del traliccio sull'orizzontale
α	1.01 rad	

Il valore di θ che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione V_{sd} e a taglio compressione V_{cd} è

θ	14.45 °	inclinazione dei puntoni d'anima
----------	---------	----------------------------------

V_{rsd}	47611 daN	taglio trazione
V_{rcd}	47611 daN	taglio compressione

ctg θ	3.88	=> si assume ctg θ = 2.5
--------------	------	---------------------------------

V_{rsd}	33044 daN
V_{rcd}	73209 daN

$$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rcd}] \quad \mathbf{330 \text{ kN}}$$

$$V_{ed} \quad \mathbf{203 \text{ kN}} \quad V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

15 VERIFICHE A FESSURAZIONE E VERIFICHE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

In accordo con il par. 5.1.4.4 del DM18 nel caso di struttura in cls ordinario si rispettano le limitazioni di tab. 4.1.IV relative al caso di armature poco sensibili.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4 XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

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	$\leq w_1$

Essendo, in accordo con il par. 4.1.2.2.4:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

I valori limite delle tensioni sono stati valutati secondo quanto riportato al par. 4.1.2.2.5 del DM18. In dettaglio si deve verificare che:

Secondo quanto riportato al par. 4.1.2.2.5. del DM08, si valuta che:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa in combinazione caratteristica (rara)}$$

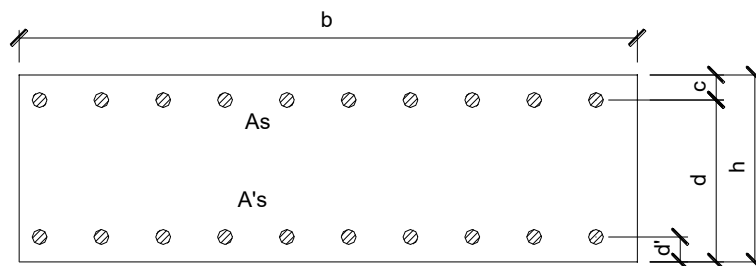
$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa in combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa in combinazione caratteristica (rara)}$$

15.1 IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA

15.1.1 SBALZO INTERNO

Sezione a Momento Negativo



Dimensioni della sezione di calcolo

Altezza totale	$h =$	25 cm
Altezza utile	$d =$	20.8 cm
Larghezza di calcolo	$b =$	100 cm
Copriferro Armatura tesa	$c =$	42 cm
Copriferro Armatura compressa	$d' =$	40 cm
Area Acciaio teso	$A_s =$	20.10 cm ²
Armatura tesa		1 Φ 16/100
Area Acciaio compresso	$A_s' =$	15.70 cm ²
Armatura compressa		1 Φ 20/200
Baricentro della sezione interamente reagente	$y_g =$	12.69 cm
Area della sezione interamente reagente	$A =$	3136.81 cm ²
Momento d'inerzia della sezione interamente reagente	$I_i =$	175016.69 cm ⁴

Materiali utilizzati

Calcestruzzo	$R_{ck} =$	40 Mpa
Modulo Elastico Calcestruzzo	$E =$	33642.78 Mpa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	3.10 Mpa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} =$	3.72 Mpa
Barre ad aderenza migliorata B450C	$s_{max} =$	360 Mpa
Modulo Elastico Barre B450C	$E =$	210000 Mpa

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura	Poco Sensibile

Combinazione Caratteristica

Sollecitazioni agenti

Tensione di fase I $s_{sr} = 0 \text{ Mpa}$

Combinazione Caratteristica

Sforzo Normale $N = 0.00 \text{ kN}$
Momento Flettente $M = 24.00 \text{ kNm}$
Sollecitazione Agente: Flessione Semplice

Caratteristiche Geometriche

Asse Neutro $X_G = 8.18 \text{ cm}$
Momento di inerzia della sezione omogeneizzata $J_i = 80063.15 \text{ cm}^4$
Area omogeneizzata $A_i = 1454.72 \text{ cm}^2$

Analisi e verifica tensionale

Tensione nel calcestruzzo $s_{c,max} = -2.452 \text{ Mpa} \leq 0.6 f_{ck}$
 $s_{c,min} = 0.000 \text{ Mpa} \leq 0.6 f_{ck}$

Tensione nell'acciaio teso - fase I $s_s = 0.0 \text{ Mpa}$
Tensione nell'acciaio teso - fase II + fase III $s_s = 67.305 \text{ Mpa} \leq 0.8 f_{yk}$
Tensione nell'acciaio teso $s_s = 67.305 \text{ Mpa} \leq 0.8 f_{yk}$

Tensione nell'acciaio compresso $s_{s'} = -22.286 \text{ Mpa}$

Combinazione Frequente

Sollecitazioni agenti

Tensione di fase I $s_{sr} = 0 \text{ Mpa}$

Combinazione Frequente

Sforzo Normale $N = 0.00 \text{ kN}$
Momento Flettente $M = 16.00 \text{ kNm}$
Sollecitazione Agente: Flessione Semplice

Caratteristiche Geometriche

Asse Neutro $X_G = 8.18 \text{ cm}$
Momento di inerzia della sezione omogeneizzata $J_i = 80063.15 \text{ cm}^4$
Area omogeneizzata $A_i = 1454.72 \text{ cm}^2$

Analisi e verifica tensionale

Tensione nel calcestruzzo $s_{c,max} = -1.635 \text{ Mpa}$
 $s_{c,min} = 0.000 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso - fase I $s_s = 0.0 \text{ Mpa}$
Tensione nell'acciaio teso - fase II + fase III $s_s = 44.870 \text{ Mpa}$
Tensione nell'acciaio teso $s_s = 44.870 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio compresso $s_{s'} = -14.857 \text{ Mpa}$

Analisi e verifica alla fessurazione

Valore limite: Apertura fessure con $W2 = 0.30 \text{ mm}$
Apertura caratteristica di fessura $W_k = 0.03 \text{ mm} \leq W2$

Combinazione Quasi Permanente

Sollecitazioni agenti

Tensione di fase I $s_{sr} = 0 \text{ Mpa}$

Combinazione Quasi Permanente

Sforzo Normale $N = 0.00 \text{ kN}$

Momento Flettente $M = 8.00 \text{ kNm}$

Sollecitazione Agente: Flessione Semplice

Caratteristiche Geometriche

Asse Neutro $X_G = 8.18 \text{ cm}$

Momento di inerzia della sezione omogeneizzata $J_i = 80063.15 \text{ cm}^4$

Area omogeneizzata $A_i = 1454.72 \text{ cm}^2$

Analisi e verifica tensionale

Tensione nel calcestruzzo $s_{c,max} = -0.817 \text{ Mpa} \leq 0.45 f_{ck}$
 $s_{c,min} = 0.000 \text{ Mpa} \leq 0.45 f_{ck}$

Tensione nell'acciaio teso - fase I $s_s = 0.0 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso - fase II + fase III $s_s = 22.435 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso $s_s = 22.435 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio compresso $s_{s'} = -7.429 \text{ Mpa}$

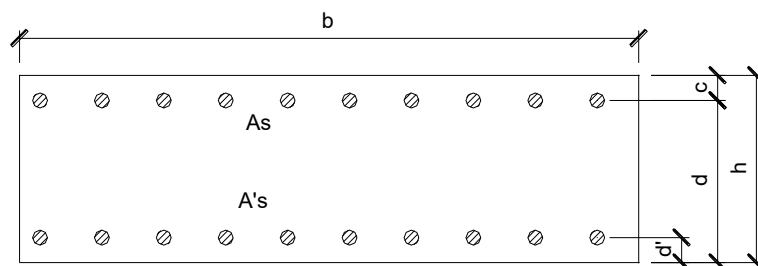
Analisi e verifica alla fessurazione

Valore limite: Apertura fessure con $W1 = 0.20 \text{ mm}$

Apertura caratteristica di fessura $Wk = 0.01 \text{ mm} \leq W1$

15.1.2 CAMPATA

Sezione a Momento Positivo



Dimensioni della sezione di calcolo

Altezza totale	$h =$	25 cm
Altezza utile	$d =$	21 cm
Larghezza di calcolo	$b =$	100 cm
Copri ferro Armatura tesa	$c =$	40 cm
Copri ferro Armatura compressa	$d' =$	42 cm
Area Acciaio teso	$A_s =$	15.70 cm ²
Armatura tesa		1 Φ 20/200
Area Acciaio compresso	$A_s' =$	10.05 cm ²
Armatura compressa		1 Φ 16/200
Baricentro della sezione interamente reagente	$y_g =$	12.80 cm
Area della sezione interamente reagente	$A =$	2958.06 cm ²
Momento d'inerzia della sezione interamente reagente	$I_i =$	162702.33 cm ⁴

Materiali utilizzati

Calcestruzzo	$R_{ck} =$	40 Mpa
Modulo Elastico Calcestruzzo	$E =$	33642.78 Mpa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	3.10 Mpa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} =$	3.72 Mpa
Barre ad aderenza migliorata B450C	$s_{max} =$	360 Mpa
Modulo Elastico Barre B450C	$E =$	210000 Mpa

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura	Poco Sensibile

Combinazione Caratteristica

Sollecitazioni agenti

Tensione di fase I $s_{sr} = 2 \text{ Mpa}$

Combinazione Caratteristica

Sforzo Normale $N = 0.00 \text{ kN}$
Momento Flettente $M = 53.00 \text{ kNm}$
Sollecitazione Agente: Flessione Semplice

Caratteristiche Geometriche

Asse Neutro $X_G = 7.80 \text{ cm}$
Momento di inerzia della sezione omogeneizzata $J_i = 66800.80 \text{ cm}^4$
Area omogeneizzata $A_i = 1238.16 \text{ cm}^2$

Analisi e verifica tensionale

Tensione nel calcestruzzo $s_{c,max} = -6.189 \text{ Mpa} \leq 0.6 f_{ck}$
 $s_{c,min} = 0.000 \text{ Mpa} \leq 0.6 f_{ck}$

Tensione nell'acciaio teso - fase I $s_s = 2.0 \text{ Mpa}$
Tensione nell'acciaio teso - fase II + fase III $s_s = 186.299 \text{ Mpa} \leq 0.8 f_{yk}$
Tensione nell'acciaio teso $s_s = 188.299 \text{ Mpa} \leq 0.8 f_{yk}$

Tensione nell'acciaio compresso $s_{s'} = -50.827 \text{ Mpa}$

Combinazione Frequente

Sollecitazioni agenti

Tensione di fase I $s_{sr} = 2 \text{ Mpa}$

Combinazione Frequente

Sforzo Normale $N = 0.00 \text{ kN}$

Momento Flettente $M = 37.00 \text{ kNm}$

Sollecitazione Agente: Flessione Semplice

Caratteristiche Geometriche

Asse Neutro $X_G = 7.80 \text{ cm}$

Momento di inerzia della sezione omogeneizzata $J_i = 66800.80 \text{ cm}^4$

Area omogeneizzata $A_i = 1238.16 \text{ cm}^2$

Analisi e verifica tensionale

Tensione nel calcestruzzo $s_{c,max} = -4.321 \text{ Mpa}$

$s_{c,min} = 0.000 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso - fase I $s_s = 2.0 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso - fase II + fase III $s_s = 130.058 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso $s_s = 132.058 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio compresso $s_{s'} = -35.483 \text{ Mpa}$

Analisi e verifica alla fessurazione

Valore limite: Apertura fessure con $W2 = 0.30 \text{ mm}$

Apertura caratteristica di fessura $W_k = 0.10 \text{ mm} \leq W2$

Combinazione Quasi Permanente

Sollecitazioni agenti

Tensione di fase I $s_{sr} = 2 \text{ Mpa}$

Combinazione Quasi Permanente

Sforzo Normale $N = 0.00 \text{ kN}$
 Momento Flettente $M = 3.00 \text{ kNm}$
 Sollecitazione Agente: Flessione Semplice

Caratteristiche Geometriche

Asse Neutro $X_G = 7.80 \text{ cm}$
 Momento di inerzia della sezione omogeneizzata $J_i = 66800.80 \text{ cm}^4$
 Area omogeneizzata $A_i = 1238.16 \text{ cm}^2$

Analisi e verifica tensionale

Tensione nel calcestruzzo $s_{c,max} = -0.350 \text{ Mpa} \leq 0.45 f_{ck}$
 $s_{c,min} = 0.000 \text{ Mpa} \leq 0.45 f_{ck}$

Tensione nell'acciaio teso - fase I $s_s = 2.0 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso - fase II + fase III $s_s = 10.545 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso $s_s = 12.545 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio compresso $s_{s'} = -2.877 \text{ Mpa}$

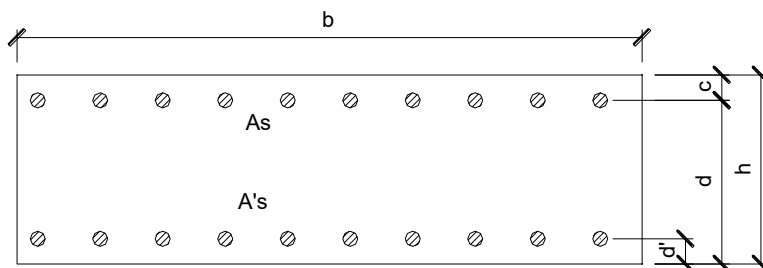
Analisi e verifica alla fessurazione

Valore limite: Apertura fessure con $W1 = 0.20 \text{ mm}$

Apertura caratteristica di fessura $W_k = 0.01 \text{ mm} \leq W1$

15.1.3 APPOGGIO 30

Sezione a Momento Negativo



Dimensioni della sezione di calcolo

Altezza totale	$h =$	25 cm
Altezza utile	$d =$	20.8 cm
Larghezza di calcolo	$b =$	100 cm
Copriferro Armatura tesa	$c =$	42 cm
Copriferro Armatura compressa	$d' =$	40 cm
Area Acciaio teso	$A_s =$	20.10 cm ²
Armatura tesa		1 Φ 16/100
Area Acciaio compresso	$A_s' =$	15.70 cm ²
Armatura compressa		1 Φ 20/200
Baricentro della sezione interamente reagente	$y_g =$	12.69 cm
Area della sezione interamente reagente	$A =$	3136.81 cm ²
Momento d'inerzia della sezione interamente reagente	$I_i =$	175016.69 cm ⁴

Materiali utilizzati

Calcestruzzo	$R_{ck} =$	40 Mpa
Modulo Elastico Calcestruzzo	$E =$	33642.78 Mpa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	3.10 Mpa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctf} =$	3.72 Mpa
Barre ad aderenza migliorata B450C	$s_{max} =$	360 Mpa
Modulo Elastico Barre B450C	$E =$	210000 Mpa

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura	Poco Sensibile

Combinazione Caratteristica

Sollecitazioni agenti

Tensione di fase I $s_{sr} = 0 \text{ Mpa}$

Combinazione Caratteristica

Sforzo Normale $N = 0.00 \text{ kN}$
Momento Flettente $M = 46.00 \text{ kNm}$
Sollecitazione Agente: Flessione Semplice

Caratteristiche Geometriche

Asse Neutro $X_G = 8.18 \text{ cm}$
Momento di inerzia della sezione omogeneizzata $J_i = 80063.15 \text{ cm}^4$
Area omogeneizzata $A_i = 1454.72 \text{ cm}^2$

Analisi e verifica tensionale

Tensione nel calcestruzzo $s_{c,max} = -4.699 \text{ Mpa} \leq 0.6 f_{ck}$
 $s_{c,min} = 0.000 \text{ Mpa} \leq 0.6 f_{ck}$

Tensione nell'acciaio teso - fase I $s_s = 0.0 \text{ Mpa}$
Tensione nell'acciaio teso - fase II + fase III $s_s = 129.001 \text{ Mpa} \leq 0.8 f_{yk}$
Tensione nell'acciaio teso $s_s = 129.001 \text{ Mpa} \leq 0.8 f_{yk}$

Tensione nell'acciaio compresso $s_{s'} = -42.715 \text{ Mpa}$

Combinazione Frequente

Sollecitazioni agenti

Tensione di fase I $s_{sr} = 0 \text{ Mpa}$

Combinazione Frequente

Sforzo Normale $N = 0.00 \text{ kN}$
Momento Flettente $M = 31.00 \text{ kNm}$
Sollecitazione Agente: Flessione Semplice

Caratteristiche Geometriche

Asse Neutro $X_G = 8.18 \text{ cm}$
Momento di inerzia della sezione omogeneizzata $J_i = 80063.15 \text{ cm}^4$
Area omogeneizzata $A_i = 1454.72 \text{ cm}^2$

Analisi e verifica tensionale

Tensione nel calcestruzzo $s_{c,max} = -3.167 \text{ Mpa}$
 $s_{c,min} = 0.000 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso - fase I $s_s = 0.0 \text{ Mpa}$
Tensione nell'acciaio teso - fase II + fase III $s_s = 86.935 \text{ Mpa}$
Tensione nell'acciaio teso $s_s = 86.935 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio compresso $s_{s'} = -28.786 \text{ Mpa}$

Analisi e verifica alla fessurazione

Valore limite: Apertura fessure con $W2 = 0.30 \text{ mm}$

Apertura caratteristica di fessura $W_k = 0.05 \text{ mm} \leq W2$

Combinazione Quasi Permanente

Sollecitazioni agenti

Tensione di fase I $s_{sr} = 0 \text{ Mpa}$

Combinazione Quasi Permanente

Sforzo Normale $N = 0.00 \text{ kN}$
Momento Flettente $M = 2.00 \text{ kNm}$
Sollecitazione Agente: Flessione Semplice

Caratteristiche Geometriche

Asse Neutro $X_G = 8.18 \text{ cm}$
Momento di inerzia della sezione omogeneizzata $J_i = 80063.15 \text{ cm}^4$
Area omogeneizzata $A_i = 1454.72 \text{ cm}^2$

Analisi e verifica tensionale

Tensione nel calcestruzzo $s_{c,max} = -0.204 \text{ Mpa} \leq 0.45 f_{ck}$
 $s_{c,min} = 0.000 \text{ Mpa} \leq 0.45 f_{ck}$

Tensione nell'acciaio teso - fase I $s_s = 0.0 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso - fase II + fase III $s_s = 5.609 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso $s_s = 5.609 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio compresso $s_{s'} = -1.857 \text{ Mpa}$

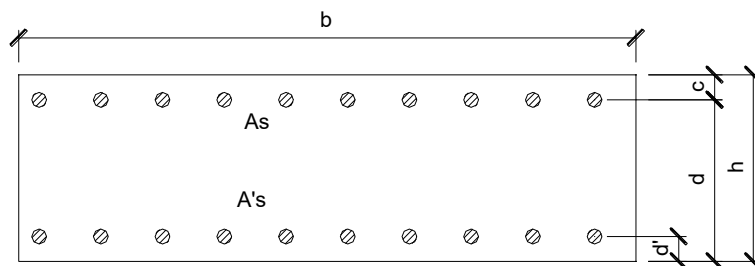
Analisi e verifica alla fessurazione

Valore limite: Apertura fessure con $W1 = 0.20 \text{ mm}$

Apertura caratteristica di fessura $W_k = 0.00 \text{ mm} \leq W1$

15.1.4 APPOGGIO 32

Sezione a Momento Negativo



Dimensioni della sezione di calcolo

Altezza totale	$h =$	25 cm
Altezza utile	$d =$	20.8 cm
Larghezza di calcolo	$b =$	100 cm
Copriferro Armatura tesa	$c =$	42 cm
Copriferro Armatura compressa	$d' =$	40 cm
Area Acciaio teso	$A_s =$	10.05 cm ²
Armatura tesa		1 Φ 16/200
Area Acciaio compresso	$A_s' =$	15.70 cm ²
Armatura compressa		1 Φ 20/200
Baricentro della sezione interamente reagente	$y_g =$	12.20 cm
Area della sezione interamente reagente	$A =$	2958.06 cm ²
Momento d'inerzia della sezione interamente reagente	$I_i =$	162702.33 cm ⁴

Materiali utilizzati

Calcestruzzo	$R_{ck} =$	40 Mpa
Modulo Elastico Calcestruzzo	$E =$	33642.78 Mpa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	3.10 Mpa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} =$	3.72 Mpa
Barre ad aderenza migliorata B450C	$s_{max} =$	360 Mpa
Modulo Elastico Barre B450C	$E =$	210000 Mpa

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura	Poco Sensibile

Combinazione Caratteristica

Sollecitazioni agenti

Tensione di fase I $s_{sr} = 0 \text{ Mpa}$

Combinazione Caratteristica

Sforzo Normale $N = 0.00 \text{ kN}$
Momento Flettente $M = 37.00 \text{ kNm}$
Sollecitazione Agente: Flessione Semplice

Caratteristiche Geometriche

Asse Neutro $X_G = 6.27 \text{ cm}$
Momento di inerzia della sezione omogeneizzata $J_i = 47394.30 \text{ cm}^4$
Area omogeneizzata $A_i = 1084.84 \text{ cm}^2$

Analisi e verifica tensionale

Tensione nel calcestruzzo $s_{c,max} = -4.893 \text{ Mpa} \leq 0.6 f_{ck}$
 $s_{c,min} = 0.000 \text{ Mpa} \leq 0.6 f_{ck}$

Tensione nell'acciaio teso - fase I $s_s = 0.0 \text{ Mpa}$
Tensione nell'acciaio teso - fase II + fase III $s_s = 201.828 \text{ Mpa} \leq 0.8 f_{yk}$
Tensione nell'acciaio teso $s_s = 201.828 \text{ Mpa} \leq 0.8 f_{yk}$

Tensione nell'acciaio compresso $s_{s'} = -31.496 \text{ Mpa}$

Combinazione Frequente

Sollecitazioni agenti

Tensione di fase I $s_{sr} = 0 \text{ Mpa}$

Combinazione Frequente

Sforzo Normale $N = 0.00 \text{ kN}$
 Momento Flettente $M = 28.00 \text{ kNm}$
 Sollecitazione Agente: Flessione Semplice

Caratteristiche Geometriche

Asse Neutro $X_G = 6.27 \text{ cm}$
 Momento di inerzia della sezione omogeneizzata $J_i = 47394.30 \text{ cm}^4$
 Area omogeneizzata $A_i = 1084.84 \text{ cm}^2$

Analisi e verifica tensionale

Tensione nel calcestruzzo $s_{c,max} = -3.703 \text{ Mpa}$
 $s_{c,min} = 0.000 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso - fase I $s_s = 0.0 \text{ Mpa}$
 Tensione nell'acciaio teso - fase II + fase III $s_s = 152.735 \text{ Mpa}$
 Tensione nell'acciaio teso $s_s = 152.735 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio compresso $s_{s'} = -23.835 \text{ Mpa}$

Analisi e verifica alla fessurazione

Valore limite: Apertura fessure con $W2 = 0.30 \text{ mm}$
 Apertura caratteristica di fessura $W_k = 0.14 \text{ mm} \leq W2$

Combinazione Quasi Permanente

Sollecitazioni agenti

Tensione di fase I $s_{sr} = 0 \text{ Mpa}$

Combinazione Quasi Permanente

Sforzo Normale $N = 0.00 \text{ kN}$
 Momento Flettente $M = 2.00 \text{ kNm}$
 Sollecitazione Agente: Flessione Semplice

Caratteristiche Geometriche

Asse Neutro $X_G = 6.27 \text{ cm}$
 Momento di inerzia della sezione omogeneizzata $J_i = 47394.30 \text{ cm}^4$
 Area omogeneizzata $A_i = 1084.84 \text{ cm}^2$

Analisi e verifica tensionale

Tensione nel calcestruzzo $s_{c,max} = -0.264 \text{ Mpa} \leq 0.45 f_{ck}$
 $s_{c,min} = 0.000 \text{ Mpa} \leq 0.45 f_{ck}$

Tensione nell'acciaio teso - fase I $s_s = 0.0 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso - fase II + fase III $s_s = 10.910 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso $s_s = 10.910 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio compresso $s_{s'} = -1.703 \text{ Mpa}$

Analisi e verifica alla fessurazione

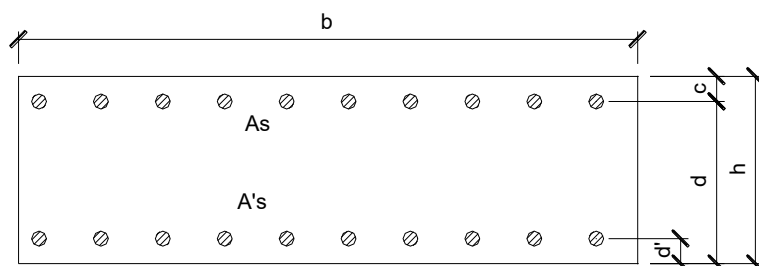
Valore limite: Apertura fessure con $W1 = 0.20 \text{ mm}$

Apertura caratteristica di fessura $W_k = 0.01 \text{ mm} \leq W1$

15.2 IMPALCATI PRINCIPALI: SBALZI IN ALLARGAMENTO

15.2.1 SBALZO INTERNO

Sezione a Momento Negativo



Dimensioni della sezione di calcolo

Altezza totale	$h =$	25 cm
Altezza utile	$d =$	20.8 cm
Larghezza di calcolo	$b =$	100 cm
Copri ferro Armatura tesa	$c =$	42 cm
Copri ferro Armatura compressa	$d' =$	40 cm
Area Acciaio teso	$A_s =$	20.10 cm ²
Armatura tesa		1 Φ 16/100
Area Acciaio compresso	$A_s' =$	15.70 cm ²
Armatura compressa		1 Φ 20/200
Baricentro della sezione interamente reagente	$y_g =$	12.69 cm
Area della sezione interamente reagente	$A =$	3136.81 cm ²
Momento d'inerzia della sezione interamente reagente	$I_1 =$	175016.69 cm ⁴

Materiali utilizzati

Calcestruzzo	$R_{ck} =$	40 Mpa
Modulo Elastico Calcestruzzo	$E =$	33642.78 Mpa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	3.10 Mpa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.72 Mpa
Barre ad aderenza migliorata B450C	$s_{max} =$	360 Mpa
Modulo Elastico Barre B450C	$E =$	210000 Mpa

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura	Poco Sensibile

Combinazione Caratteristica

Sollecitazioni agenti

Tensione di fase I $s_{sr} = 0 \text{ Mpa}$

Combinazione Caratteristica

Sforzo Normale $N = 0.00 \text{ kN}$
Momento Flettente $M = 84.00 \text{ kNm}$
Sollecitazione Agente: Flessione Semplice

Caratteristiche Geometriche

Asse Neutro $X_G = 8.18 \text{ cm}$
Momento di inerzia della sezione omogeneizzata $J_i = 80063.15 \text{ cm}^4$
Area omogeneizzata $A_i = 1454.72 \text{ cm}^2$

Analisi e verifica tensionale

Tensione nel calcestruzzo $s_{c,max} = -8.581 \text{ Mpa} \leq 0.6 f_{ck}$
 $s_{c,min} = 0.000 \text{ Mpa} \leq 0.6 f_{ck}$

Tensione nell'acciaio teso - fase I $s_s = 0.0 \text{ Mpa}$
Tensione nell'acciaio teso - fase II + fase III $s_s = 235.567 \text{ Mpa} \leq 0.8 f_{yk}$
Tensione nell'acciaio teso $s_s = 235.567 \text{ Mpa} \leq 0.8 f_{yk}$

Tensione nell'acciaio compresso $s_{s'} = -78.001 \text{ Mpa}$

Combinazione Frequente

Sollecitazioni agenti

Tensione di fase I $s_{sr} = 0 \text{ Mpa}$

Combinazione Frequente

Sforzo Normale $N = 0.00 \text{ kN}$

Momento Flettente $M = 64.00 \text{ kNm}$

Sollecitazione Agente: Flessione Semplice

Caratteristiche Geometriche

Asse Neutro $X_G = 8.18 \text{ cm}$

Momento di inerzia della sezione omogeneizzata $J_i = 80063.15 \text{ cm}^4$

Area omogeneizzata $A_i = 1454.72 \text{ cm}^2$

Analisi e verifica tensionale

Tensione nel calcestruzzo $s_{c,max} = -6.538 \text{ Mpa}$

$s_{c,min} = 0.000 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso - fase I $s_s = 0.0 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso - fase II + fase III $s_s = 179.479 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso $s_s = 179.479 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio compresso $s_{s'} = -59.430 \text{ Mpa}$

Analisi e verifica alla fessurazione

Valore limite: Apertura fessure con $W2 = 0.30 \text{ mm}$

Apertura caratteristica di fessura $W_k = 0.13 \text{ mm} \leq W2$

Combinazione Quasi Permanente

Sollecitazioni agenti

Tensione di fase I $s_{sr} = 0 \text{ Mpa}$

Combinazione Quasi Permanente

Sforzo Normale $N = 0.00 \text{ kN}$
 Momento Flettente $M = 19.00 \text{ kNm}$
 Sollecitazione Agente: Flessione Semplice

Caratteristiche Geometriche

Asse Neutro $X_G = 8.18 \text{ cm}$
 Momento di inerzia della sezione omogeneizzata $J_i = 80063.15 \text{ cm}^4$
 Area omogeneizzata $A_i = 1454.72 \text{ cm}^2$

Analisi e verifica tensionale

Tensione nel calcestruzzo $s_{c,max} = -1.941 \text{ Mpa} \leq 0.45 f_{ck}$
 $s_{c,min} = 0.000 \text{ Mpa} \leq 0.45 f_{ck}$

Tensione nell'acciaio teso - fase I $s_s = 0.0 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso - fase II + fase III $s_s = 53.283 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio teso $s_s = 53.283 \text{ Mpa}$

Tensione nell'acciaio compresso $s_{s'} = -17.643 \text{ Mpa}$

Analisi e verifica alla fessurazione

Valore limite: Apertura fessure con $W1 = 0.20 \text{ mm}$

Apertura caratteristica di fessura $W_k = 0.03 \text{ mm} \leq W1$

15.1 IMPALCATI DI INTERVIA

15.1.1 CAMPATE CENTRALI

15.1.1.1 Combinazione caratteristica (rara)

Verifica C.A. S.L.U. - File: CampataCentroFi2020R

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

Titolo : fi20/20

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	3.8
2	15.71	21

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 -180 kN
 M_{xEd} 0 37 kNm
 M_{yEd} 0 0

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 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} 18.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -3.741 N/mm²
 σ_s 187.6 N/mm²
 ε_s 0.9378 ‰
 d 21 cm
 x 4.836 x/d 0.2303
 δ 0.7279

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

N.B.: alla tensione sopra calcolata si deve sommare la tensione di fase 1 dei ferri annegati pari a 4 MPa. Risulta $\sigma_s = (188 + 4) \text{ MPa} = 192 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$.
 Inoltre $\sigma_c = 4 \text{ MPa} < 0.60 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa}$.

15.1.1.2 Combinazione frequente

Verifica C.A. S.L.U. - File: CampataCentroFi2020F

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

Titolo : fi20/20

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	3.8
2	15.71	21

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -145 -145 kN
 M_{xEd} 28 28 kNm
 M_{yEd} 0 0

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 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} 18.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -2.8 N/mm²
 σ_s 144.9 N/mm²
 ε_s 0.7243 ‰
 d 21 cm
 x 4.721 x/d 0.2248
 δ 0.721

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

N.B.: alla tensione sopra calcolata si deve sommare la tensione di fase 1 dei ferri annegati pari a 4 Mpa. Risulta $\sigma_s = (145 + 4) \text{ MPa} = 149 \text{ MPa}$

15.1.1.3 Combinazione quasi permanente

Verifica C.A. S.L.U. - File: CampataCentroFi2020QP

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

Titolo : fi20/20

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	3.8
2	15.71	21

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -38 -38 kN
 M_{xEd} 1 1 kNm
 M_{yEd} 0 0

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 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} 18.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_{sMax} 15.94 N/mm²
 σ_{sMin} 6.447 N/mm²
 ε_s 0.07968 ‰

Verifica
 N° iterazioni: 0

☐ Precompresso

N.B.: alla tensione sopra calcolata si deve sommare la tensione di fase 1 dei ferri annegati pari a 4 MPa. Risulta $\sigma_s = (16 + 4) \text{ MPa} = 20 \text{ MPa}$
 Risulta $\sigma_c = 0 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$.

Segue la verifica a fessurazione per le combinazioni frequente e quasi permanente.

fck= 33.2 MPa
Ecm= 33643 N/mm² Concrete Young modulus
Es= 210000 N/mm² Steel Young modulus
f_{ct,eff}=f_{ctm} 3.10 N/mm²

Section characteristic

Concrete slab height	h=	25	cm
Cover from bars in tension	c=	3	cm
Effective height	d=	21	cm
Width	b=	100	cm
Cover from bars in compression	c'=	3	cm
Bars in tension		5	Φ 20
		5	Φ 0
		0	Φ 0
Section of bars in tension	As=	15.71	cm ²
Bars in compression		10	Φ 16
		0	Φ 0
		0	Φ 0
Section of bars in compression	A's=	20.11	cm ²

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k, is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

s_{r,max} is the maximum crack spacing
ε_{sm} is the mean strain in the reinforcement under the relevant combination of loads, including effect of imposed deformations and taking into account the effects of tension stiffening. Only the additional tensile strain beyond the state of zero strain of the concrete at the same level is considered
ε_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + a_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section	σ _s =	20.00	N/mm ²
Ratio E _s /E _{cm}	α _e =	6.24	
Effective height of the concrete	h _{c,eff} =	10.00	cm
	X=	0	cm
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements	A _{c,eff} =	1000	cm ²
Factor dependent on the duration of the load	k _t =	0.6	
	ρ _{p,eff} =	0.01571	
	ε _{sm} -ε _{cm} =	-0.00052	< 0.00006
	→	0.00006	

Comb. Frequente

σ _s =	149.00	N/mm ²
α _e =	6.24	
h _{c,eff} =	6.63	cm
X=	5.1	cm
A _{c,eff} =	663.3333	cm ²
k _t =	0.6	
ρ _{p,eff} =	0.02368	
ε _{sm} -ε _{cm} =	0.00028	< 0.00043
→	0.00043	

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

where:

Bar diameter	Φ _{eq} =	20	mm
	K ₁ =	0.8	
	K ₂ =	1	
	K ₃ =	3.400	
	K ₄ =	0.425	
	s _{r,max} =	534.90	mm

Crack width

w _k =	0.03	mm
w _{k,lim} =	0.20	mm

OK!

w _k =	0.09	mm
w _{k,lim} =	0.30	mm

OK!

15.1.2 APPOGGI CENTRALI

15.1.2.1 Combinazione caratteristica (rara)

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

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

Titolo : fi16/10

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	3.8
2	15.71	21

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N Ed 0 **-602** kN
M xEd 0 **-34** kNm
M yEd 0 **0**

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 **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} 18.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_{sMax} 246.2 N/mm²
 σ_{sMin} 68 N/mm²
 ϵ_s 1.231 ‰

Verifica
N° iterazioni: 1

☐ Precompresso

Risulta $\sigma_s = 246 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$.

Inoltre $\sigma_c = 0 \text{ MPa} < 0.60 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa}$.

15.1.2.2 Combinazione frequente

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

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

Titolo : fi16/10

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	3.8
2	15.71	21

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

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**
 N_{Ed} 0 -489 kN
 M_{xEd} 0 -26 kNm
 M_{yEd} 0 0

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 **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} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_{sMax} 195.3 N/mm²
 σ_{sMin} 61.22 N/mm²
 ε_s 0.9767 ‰

Verifica
 N° iterazioni: 1
☐ Precompresso

15.1.2.3 Combinazione quasi permanente

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

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

Titolo : fi16/10

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	3.8
2	15.71	21

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 -149 kN
 M_{xEd} 0 -2 kNm
 M_{yEd} 0 0

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 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} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_{sMax} 42.4 N/mm²
 σ_{sMin} 40.57 N/mm²
 ε_s 0.212 ‰

Verifica
 N° iterazioni: 0

☐ Precompresso

Risulta $\sigma_c = 0 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$.

Segue la verifica a fessurazione per le combinazioni frequente e quasi permanente.

$f_{ck} = 33.2 \text{ MPa}$
 $E_{cm} = 33643 \text{ N/mm}^2$ Concrete Young modulus
 $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ Steel Young modulus
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.10 \text{ N/mm}^2$

Section characteristic

Concrete slab height	$h = 25 \text{ cm}$
Cover from bars in tension	$c = 3 \text{ cm}$
Effective height	$d = 21.2 \text{ cm}$
Width	$b = 100 \text{ cm}$
Cover from bars in compression	$c' = 3 \text{ cm}$
Bars in tension	$10 \quad \Phi 16$ $0 \quad \Phi 0$ $0 \quad \Phi 0$
Section of bars in tension	$A_s = 20.11 \text{ cm}^2$
Bars in compression	$5 \quad \Phi 20$ $0 \quad \Phi 0$ $0 \quad \Phi 0$
Section of bars in compression	$A'_s = 15.71 \text{ cm}^2$

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k , is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

$s_{r,max}$ is the maximum crack spacing
 ϵ_{sm} is the mean strain in the reinforcement under the relevant combination of loads, including effect of imposed deformations and taking into account the effects of tension stiffening. Only the additional tensile strain beyond the state of zero strain of the concrete at the same level is considered
 ϵ_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + a_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section	$\sigma_s = 42.40 \text{ N/mm}^2$
Ratio E_s/E_{cm}	$\alpha_e = 6.24$
Effective height of the concrete	$h_{c,eff} = 9.50 \text{ cm}$ $X = 0 \text{ cm}$
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements	$A_{c,eff} = 950 \text{ cm}^2$
Factor dependent on the duration of the load	$k_1 = 0.6$
	$\rho_{p,eff} = 0.02116$
	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = -0.00027 < 0.00012$
	$\rightarrow 0.00012$

Comb. QP

Comb. Frequente

$\sigma_s = 195.30 \text{ N/mm}^2$
$\alpha_e = 6.24$
$h_{c,eff} = 9.50 \text{ cm}$
$X = 0 \text{ cm}$
$A_{c,eff} = 950 \text{ cm}^2$
$k_1 = 0.6$
$\rho_{p,eff} = 0.02116$
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0.00046 < 0.00056$
$\rightarrow 0.00056$

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

where:

Bar diameter

$\Phi_{eq} = 16 \text{ mm}$
$K_1 = 0.8$
$K_2 = 1$
$K_3 = 3.400$
$K_4 = 0.425$
$s_{r,max} = 359.04 \text{ mm}$

$\Phi_{eq} = 16 \text{ mm}$
$K_1 = 0.8$
$K_2 = 1$
$K_3 = 3.400$
$K_4 = 0.425$
$s_{r,max} = 331.84 \text{ mm}$

Crack width

$w_k = 0.04 \text{ mm}$	
$w_{k,lim} = 0.20 \text{ mm}$	OK!

$w_k = 0.19 \text{ mm}$	
$w_{k,lim} = 0.30 \text{ mm}$	OK!

15.1.3 CAMPATE LATERALI

15.1.3.1 Combinazione caratteristica (rara)

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

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

Titolo : fi20/20

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	3.8
2	15.71	21

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N Ed 0 **-50** kN
M xEd 0 **69** kNm
M yEd 0 **0**

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 **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} 18.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -7.755 N/mm²
 σ_s 256.3 N/mm²
 ϵ_s 1.281 ‰
 d 21 cm
 x 6.557 x/d 0.3122
 δ 0.8303

Verifica
N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

N.B.: alla tensione sopra calcolata si deve sommare la tensione di fase 1 dei ferri annegati pari a 44 MPa. Risulta $\sigma_s = (256 + 44) \text{ MPa} = 300 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$.
 Inoltre $\sigma_c = 8 \text{ MPa} < 0.60 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa}$.

15.1.3.2 Combinazione frequente

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

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

Titolo : fi20/20

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	3.8
2	15.71	20.11

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 -38 kN
 M_{xEd} 0 53 kNm
 M_{yEd} 0 0

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 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} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -6.447 N/mm²
 σ_s 206.3 N/mm²
 ε_s 1.032 ‰
 d 20.11 cm
 x 6.417 x/d 0.3191
 δ 0.8389

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

N.B.: alla tensione sopra calcolata si deve sommare la tensione di fase 1 dei ferri annegati pari a 44 Mpa. Risulta $\sigma_s = (206 + 44) \text{ MPa} = 250 \text{ MPa}$.

15.1.3.3 Combinazione quasi permanente

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

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

Titolo : fi20/20

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	3.8
2	15.74	21

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 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 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} 0
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -0.3411 N/mm²
 σ_s 10.43 N/mm²
 ε_s 0.05215 ‰
 d 21 cm
 x 6.911 x/d 0.3291
 δ 0.8514

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

N.B.: alla tensione sopra calcolata si deve sommare la tensione di fase 1 dei ferri annegati pari a 44 MPa. Risulta $\sigma_s = (11 + 44) \text{ MPa} = 55 \text{ MPa}$.

Risulta $\sigma_c = 1 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$.

Segue la verifica a fessurazione per le combinazioni frequente e quasi permanente.

$f_{ck} = 33.2 \text{ MPa}$
 $E_{cm} = 33643 \text{ N/mm}^2$ Concrete Young modulus
 $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ Steel Young modulus
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.10 \text{ N/mm}^2$

Section characteristic

Concrete slab height	$h =$	25 cm
Cover from bars in tension	$c =$	3 cm
Effective height	$d =$	21 cm
Width	$b =$	100 cm
Cover from bars in compression	$c' =$	3 cm
Bars in tension		5 $\Phi 20$
		5 $\Phi 0$
		0 $\Phi 0$
Section of bars in tension	$A_s =$	15.71 cm ²
Bars in compression		10 $\Phi 16$
		0 $\Phi 0$
		0 $\Phi 0$
Section of bars in compression	$A's =$	20.11 cm ²

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k , is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

$s_{r,max}$ is the maximum crack spacing
 ϵ_{sm} is the mean strain in the reinforcement under the relevant combination of loads, including effect of imposed deformations and taking into account the effects of tension stiffening. Only the additional tensile strain beyond the state of zero strain of the concrete at the same level is considered
 ϵ_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + a_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section	$\sigma_s =$	55.00 N/mm ²
Ratio E_s/E_{cm}	$\alpha_e =$	6.24
Effective height of the concrete	$h_{c,eff} =$	10.00 cm
	$X =$	0 cm
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements	$A_{c,eff} =$	1000 cm ²
Factor dependent on the duration of the load	$k_1 =$	0.6
	$\rho_{p,eff} =$	0.01571
	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$	-0.00036 < 0.00016
	\rightarrow	0.00016

Comb. Frequente

$\sigma_s =$	250.00 N/mm ²
$\alpha_e =$	6.24
$h_{c,eff} =$	6.63 cm
$X =$	5.1 cm
$A_{c,eff} =$	663.3333 cm ²
$k_1 =$	0.6
$\rho_{p,eff} =$	0.02368
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$	0.00076 > 0.00071
\rightarrow	0.00076

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

where:

Bar diameter

$\Phi_{eq} =$	20 mm
$K_1 =$	0.8
$K_2 =$	1
$K_3 =$	3.400
$K_4 =$	0.425
$s_{r,max} =$	534.90 mm

$\Phi_{eq} =$	20 mm
$K_1 =$	0.8
$K_2 =$	0.5
$K_3 =$	3.400
$K_4 =$	0.425
$s_{r,max} =$	211.58 mm

Crack width

$w_k =$	0.08 mm	
$w_{k,lim} =$	0.20 mm	OK!

$w_k =$	0.16 mm	
$w_{k,lim} =$	0.30 mm	OK!

15.1.4 APPOGGI LATERALI

15.1.4.1 Combinazione caratteristica (rara)

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

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

Titolo: fi16/10

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	3.8
2	15.71	21

Tipo Sezione

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

Sollecitazioni

S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 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} 18.81 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

σ_c -6.054 N/mm²
σ_s 273.7 N/mm²
ε_s 1.369 ‰
d 21.2 cm
x 5.281 x/d 0.2491
δ 0.7514

Metodo di calcolo

☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Risulta $\sigma_s = 274 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$.

Inoltre $\sigma_c = 6 \text{ MPa} < 0.60 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa}$.

15.1.4.2 Combinazione frequente

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

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

Titolo: fi16/10

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	3.8
2	15.71	21

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

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**
 N_{Ed} 0 -293 kN
 M_{xEd} 0 -52 kNm
 M_{yEd} 0 0

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 **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} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -4.534 N/mm²
 σ_s 214.7 N/mm²
 ε_s 1.073 ‰
 d 21.2 cm
 x 5.1 x/d 0.2406
 δ 0.7407

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

15.1.4.3 Combinazione quasi permanente

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

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

Titolo : fi16/10

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	3.8
2	15.71	21

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 -106 kN
 M_{xEd} 0 -4 kNm
 M_{yEd} 0 0

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 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} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333 N/mm²
 τ_{c1} 2.114 N/mm²

σ_{sMax} 37.61 N/mm²
 σ_{sMin} 19.33 N/mm²
 ε_s 0.1881 ‰

Verifica
 N° iterazioni: 0

☐ Precompresso

Risulta $\sigma_c = 0 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$.

Segue la verifica a fessurazione per le combinazioni frequente e quasi permanente.

$f_{ck} = 33.2 \text{ MPa}$
 $E_{cm} = 33643 \text{ N/mm}^2$ Concrete Young modulus
 $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ Steel Young modulus
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.10 \text{ N/mm}^2$

Section characteristic

Concrete slab height	$h = 25 \text{ cm}$
Cover from bars in tension	$c = 3 \text{ cm}$
Effective height	$d = 21.2 \text{ cm}$
Width	$b = 100 \text{ cm}$
Cover from bars in compression	$c' = 10 \text{ cm}$
Bars in tension	$10 \quad \Phi 16$ $0 \quad \Phi 0$ $0 \quad \Phi 0$
Section of bars in tension	$A_s = 20.11 \text{ cm}^2$
Bars in compression	$5 \quad \Phi 20$ $0 \quad \Phi 0$ $0 \quad \Phi 0$
Section of bars in compression	$A's = 15.71 \text{ cm}^2$

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k , is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

$s_{r,max}$ is the maximum crack spacing
 ϵ_{sm} is the mean strain in the reinforcement under the relevant combination of loads, including effect of imposed deformations and taking into account the effects of tension stiffening. Only the additional tensile strain beyond the state of zero strain of the concrete at the same level is considered
 ϵ_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + a_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section	$\sigma_s = 37.61 \text{ N/mm}^2$
Ratio E_s/E_{cm}	$\alpha_e = 6.24$
Effective height of the concrete	$h_{c,eff} = 9.50 \text{ cm}$
	$X = 0 \text{ cm}$
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements	$A_{c,eff} = 950 \text{ cm}^2$
Factor dependent on the duration of the load	$k_1 = 0.6$
	$\rho_{p,eff} = 0.02116$
	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = -0.00029 < 0.00011$
	$\rightarrow 0.00011$

Comb. QP

Comb. Frequente

$\sigma_s = 214.70 \text{ N/mm}^2$
$\alpha_e = 6.24$
$h_{c,eff} = 6.63 \text{ cm}$
$X = 5.1 \text{ cm}$
$A_{c,eff} = 663.3333 \text{ cm}^2$
$k_1 = 0.6$
$\rho_{p,eff} = 0.03031$
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0.00068 > 0.00061$
$\rightarrow 0.00068$

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

where:

Bar diameter

$\Phi_{eq} = 16 \text{ mm}$
$K_1 = 0.8$
$K_2 = 1$
$K_3 = 3.400$
$K_4 = 0.425$
$s_{r,max} = 359.04 \text{ mm}$

$\Phi_{eq} = 16 \text{ mm}$
$K_1 = 0.8$
$K_2 = 0.5$
$K_3 = 3.400$
$K_4 = 0.425$
$s_{r,max} = 164.54 \text{ mm}$

Crack width

$w_k = 0.04 \text{ mm}$
$w_{k,lim} = 0.20 \text{ mm}$

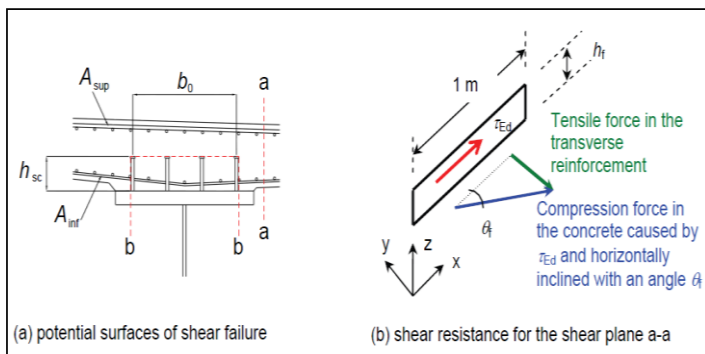
OK!

$w_k = 0.11 \text{ mm}$
$w_{k,lim} = 0.30 \text{ mm}$

OK!

16 VERIFICA A TRINCIAMENTO DELLA SOLETTA

In accordo con il paragrafo C4.3.4.3.5 della circolare applicativa alle NTC 2018 si verifica che l'armatura trasversale di soletta sia sufficiente ad impedire fenomeni di rottura fragile nel cls a causa degli elevati sforzi di taglio che si manifestano in prossimità della connessione.



Caratteristiche materiali

$$f_{sk} = 45 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{sd} = 39.13 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 33.2 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

Valore dello scorrimento massimo allo SLU

1085 kN

Superficie di rottura a-a

L'azione di verifica allo SLU è pari a:

$$V_{E,d} = 1086/2 = 542.7 \text{ kN/m} = 5.427 \text{ kN/cm}$$

$$h_f = 25 \text{ cm}$$

$$\tau_{E,d} = V_{E,d} / h_f = 0.22 \text{ kN/cm}^2$$

L'area dell'armatura minima è data da:

$$\frac{A_s}{s} f_{sd} \geq \tau_{E,d} \times h_f$$

Armatura trasversale

	Diametro [mm]	Passo [cm]	Area [cm ²]
Ferri superiori	16	20	10.05
Ferri superiori	0	10	0.00
Ferri inferiori	20	20	15.71
Ferri inferiori	0	20	0.00

$$A_s = 25.76 \text{ cm}^2$$

Per una lunghezza di 1 m di soletta risulta:

$$A_s/s \times f_{sd} = 1008 \text{ kN} > \tau_{E,d} \times h_f \times 1 = 542.695 \text{ kN} \quad \text{Verificato}$$

Per evitare la rottura del calcestruzzo compresso deve risultare:

$$\tau_{E,d} \leq 0.3 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\tau_{E,d} = 0.22 < 5.76 \text{ Mpa} = 0.58 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Verificato}$$

Superficie di rottura b-b

$$V_{E,d} = 1085 \text{ kN/m} = 10.85 \text{ kN/cm}$$

$$b_0 = 45 \text{ cm}$$

$$h_{piolo} = 15 \text{ cm}$$

$$h_f = 75 \text{ cm}$$

$$\tau_{E,d} = V_{E,d} / h_f = 0.14 \text{ kNcm}^2$$

L'area dell'armatura minima è data da:

$$\frac{A_s}{s} f_{sd} \geq \tau_{E,d} \times h_f$$

Armatura trasversale

	Diametro [mm]	Passo [cm]	Area [cm ²]
Ferri inferiori	20	20	15.71
Ferri inferiori	0	20	0.00

$$A_s = 31.42 \text{ cm}^2$$

Per una lunghezza di 1 m di soletta risulta:

$$A_s/s \times f_{sd} = 1229 \text{ kN} > \tau_{E,d} \times h_f \times 1 = 1085 \text{ kN} \quad \text{Verificato}$$

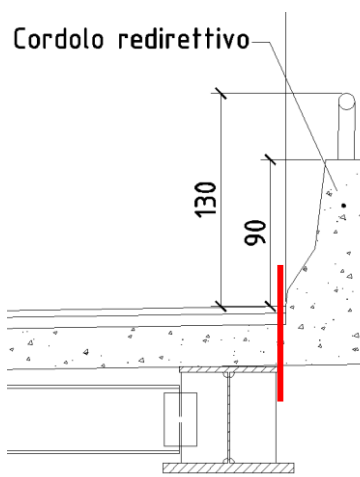
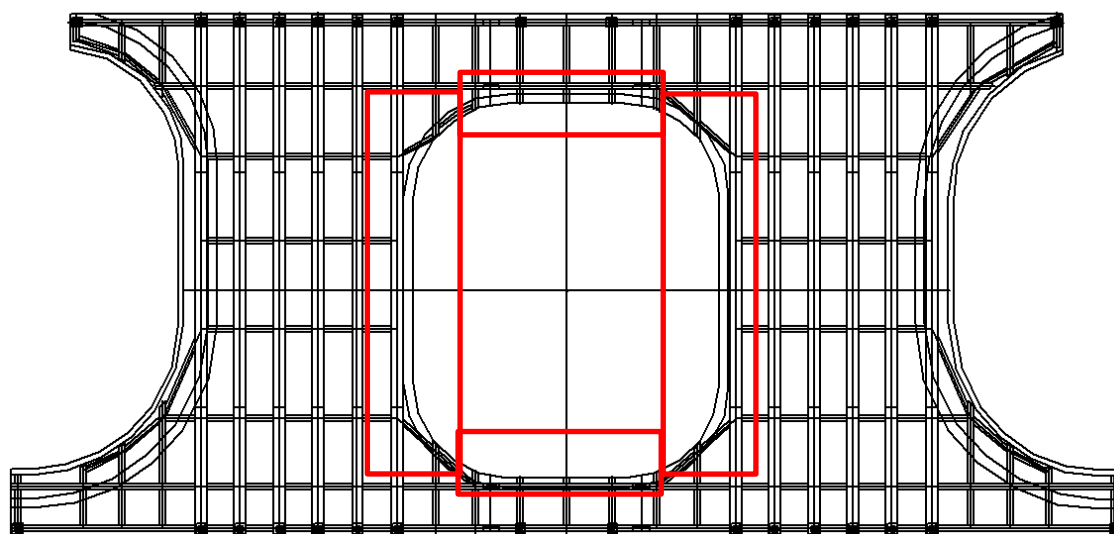
Per evitare la rottura del calcestruzzo compresso deve risultare:

$$\tau_{E,d} \leq 0.3 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\tau_{E,d} = 0.14 < 5.76 \text{ Mpa} = 0.58 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Verificato}$$

17 VERIFICA DI RESISTENZA DELLA SEZIONE DI SOLETTA PRESSO LA BARRIERA PER L'URTO

Le barriere sono costituite da muri redirettivi realizzati in opera: il getto e le armature garantiscono la continuità con la soletta. Di seguito si riporta la verifica a flessione della sezione di soletta adiacente alla barriera per la combinazione eccezionale di urto.



In accordo con i par. 5.1.3.10 e 3.6.3.3.2 del DM 2018 si considera un'azione orizzontale di 100 kN applicata a 1 m dal piano viario. Il momento conseguente viene ripartito su una larghezza collaborante dovuta alla diffusione a 45° fino a metà soletta. Essendo la sezione di verifica adiacente alla barriera, cautelativamente si considera la sola diffusione verticale dell'azione dell'urto.

L'azione sulla soletta del veicolo in svio si schematizza come un momento flettente concentrato, applicato in corrispondenza del guard-rail e pari a:

$$M_{\text{tot urto}} = -100 \times (1.00 + 0.11 + 0.25/2) = -123.5 \text{ kNm.}$$

I muri redirettivi sono costituiti da moduli di altezza pari a 0.9m. La condizione in cui la larghezza collaborante è minima si verifica quando l'urto avviene in prossimità di un'estremità della barriera. Considerando che l'azione impulsiva, pur essendo quantificata come un carico concentrato, è applicata nella realtà su una certa lunghezza, si decide di applicare tale azione a 0.25m dall'estremità del muro. La larghezza collaborante può essere quindi calcolata tenendo in conto anche il contributo di diffusione verticale nel muro.

La larghezza collaborante di soletta risulta quindi pari a:

$$L_{coll} = (h_{muro} + 0.25m + 2 \times h_{cordolo} + 2 \times h_{soletta} / 2) \\ = (0.9 + 0.25 + 2 \times 0.11 + 2 \times 0.25/2) = 1.62 \text{ m}$$

Si ottiene pertanto:

$$M_{urto} = M_{tot \text{ urto}} / L_{coll} = - (123.5/1.62) = 76.3 \text{ kNm}$$

$$N_{urto} = N_{tot \text{ urto}} / L_{coll} = - (100/1.62) = 62 \text{ kN}$$

17.1 IMPALCATI PRINCIPALI: SEZIONE TIPICA E SEZIONE IN ALLARGAMENTO

Per la sezione tipica le caratteristiche di sollecitazione sono le seguenti.

In fase 2 si considera il momento derivante dal peso della barriera e del getto di spessore pari alla pavimentazione.

$$M_{fase2} = M_{barriera} + M_{cordolo} = 10kN \times 0.25m + 25 \times 0.11 \times \frac{0.25^2}{2} kNm = 2.6kNm$$

Nella sezione adiacente alla barriera non c'è contributo di fase 3.

Le azioni di verifica in combinazione eccezionale risultano pari a:

$$M = 1 \times M_{fase2} + 1 \times M_{urto} = 2.6 + 76.3 = 78.9 \text{ kNm}$$

$$N = N_{urto} = N_{tot \text{ urto}} / L_{coll} = - (100/1.62) = 62 \text{ kN}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SbalzoEccfi16

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

Titolo : fi16/10

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	4.2
2	0	0

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kN m

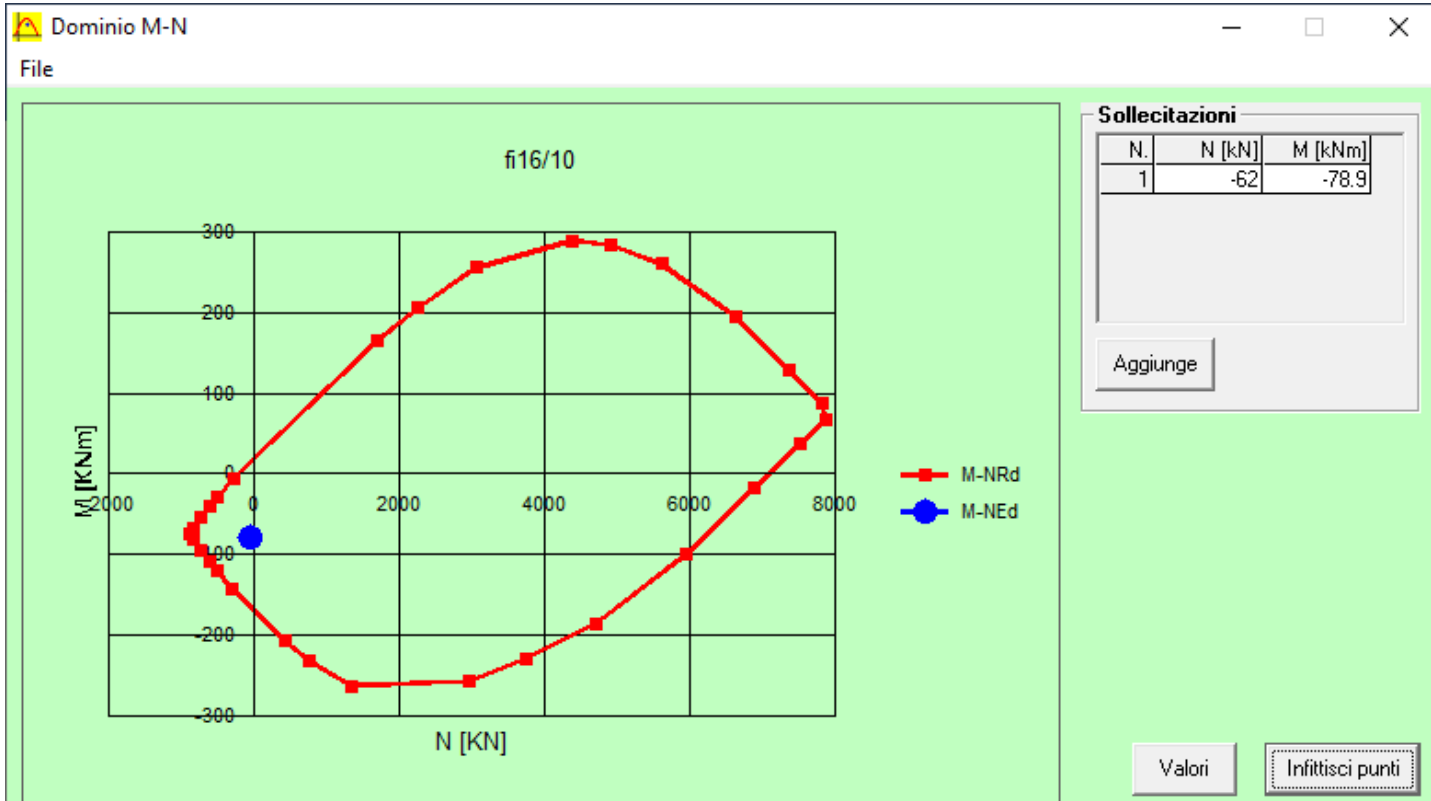
σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso



17.2 IMPALCATI DI INTERVIA

Gli impalcati di intervvia sono orditi in direzione longitudinale. Tuttavia essendo l'urto perpendicolare all'orditura, si affida l'azione da urto alle armature trasversali. Essendo le altre azioni affidate alle armature principali, la verifica della sezione adiacente al cordolo è condotta con le sole azioni da urto.

$$M = M_{urto} = 76.3 \text{ kNm}$$

$$N = N_{urto} = N_{tot \text{ urto}} / L_{coll} = -(100/1.62) = 62 \text{ kN}$$

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

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

Titolo : fi16/10

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	5.4
2	0	0

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

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

N_{Ed} -62 **0** kN
M_{xEd} -76.3 **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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 450 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm²	f_{cd} 28.22
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ϵ_{syd} 2.25 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

M_{xRd} -156.7 kN m

σ_c -28.22 N/mm²

σ_s 450 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

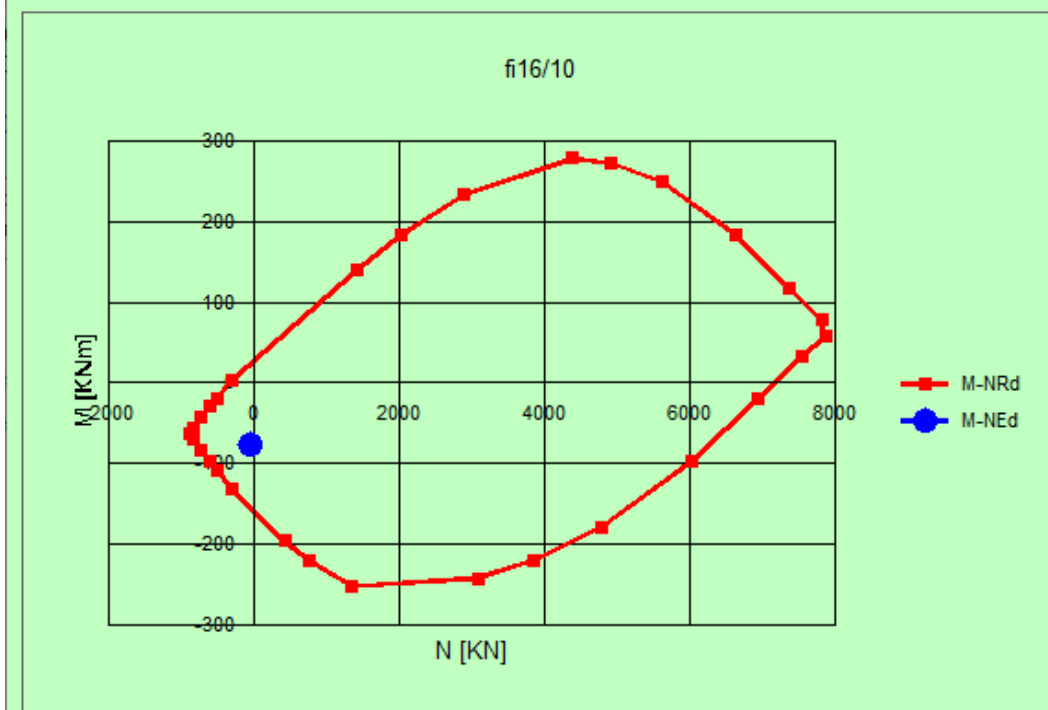
ϵ_s 20.23 ‰

d 25 cm

x 3.687 x/d 0.1475

δ 0.7

File



Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	-62	-76.3

Aggiunge

Valori

Infittisci punti

18 VALIDAZIONE DEI PROGRAMMI DI CALCOLO

18.1 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Ai sensi del punto 10.2 del N.T.C. 2008 si dichiara quanto segue.

18.2 TIPO DI ANALISI SVOLTA

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di più codici di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Per quanto riguarda i criteri di modellazione e le caratteristiche dei programmi utilizzati si rimanda ai relativi paragrafi.

18.3 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Titolo SAP2000 – Structural analysis program
Versione 7.50, 8, 14.2
Produttore Computers & Structures
Utente SETECO INGEGNERIA SRL
Licenza GP4U48XG77V7R5M2C2WOBNZ4ODXV9XFGDZUPCWR55Z7V8GVALPFUHC*****#

Titolo WININV2012**
Versione 2.7.2
Produttore Seteco Ingegneria Srl
Utente SETECO INGEGNERIA SRL
Licenza 4EGKSH7A9OM6B948JP6O*****

Titolo WINVER2012**
Versione 5.2.22
Produttore Seteco Ingegneria Srl
Utente SETECO INGEGNERIA SRL
Licenza 2CEIQJ587MK4972EOS3Q*****

Titolo SAPBRIDGE2008**
Versione 2.0
Produttore Seteco Ingegneria Srl
Utente SETECO INGEGNERIA SRL
Licenza 2CEIQJ587MK4972ASK2Q*****



Titolo WINPLASTIC**
Versione 5.3.1
Produttore Seteco Ingegneria Srl
Utente SETECO INGEGNERIA SRL
Licenza 4EGKSH7A9OM6B948JP6O*****

Titolo VcaSlu – Verifica cemento armato Stato limite ultimo
Versione 7.7
Produttore Prof. Piero Gelfi
Utente SETECO INGEGNERIA SRL
Licenza Free

****NB:** I programmi sviluppati internamente, sono utilizzati esclusivamente dalla Seteco Ingegneria s.r.l, e vengono redatti, controllati, approvati e validati internamente, con una serie di test svolti, in prima istanza dall'ingegnere informatico, e successivamente a campione da diversi ingegneri.

Questi test, consistono in una serie di controlli quali l'affidabilità dei codici di calcolo, la leggibilità dei risultati, l'individuazione degli errori ed il controllo sulla coerenza risultati.

I singoli tests validanti sono riportati sui manuali d'uso di ogni singolo programma e sono conservati presso i nostri uffici.

Gli input dati a tali programmi sono files out di uscita da programmi acquistati, come il SAP2000 – Structural analysis program, e quindi di evidente validità.

Tali programmi per essere utilizzati, hanno bisogno di un codice di licenza, creato da un apposito generatore di licenze che risiede su Cd appositamente chiuso in cassaforte.

Solo il gestore dell'area informatica ha la possibilità di accedere a questo Cd.

18.4 AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dai produttori dei software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. L'affidabilità e la robustezza dei codici di calcolo sono garantite attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

18.5 MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

18.6 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

I software prevedono una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.



18.7 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.