

# ADEGUAMENTO S.S. n°87 "SANNITICA" INTERVENTI LOCALIZZATI PER GARANTIRE LA PERCORRIBILITA' IMMEDIATA TRATTO "CAMPOBASSO – BIVIO S.ELIA" LOTTE A2 E A3

PROGETTO DEFINITIVO

CB-150

A.T.I. di PROGETTAZIONE:  
(Mandataria)

**bonifica spa**

(Mandante)

**SOIL** Geotechnics Geology Structures Offshore  
ENGINEERING

(Mandante)

**FRANCHETTI**

IL PROGETTISTA:

Ing. Franco Persio Bocchetto - Ordine Ing. Roma n.° 8664-Sez A  
Ing. Luigi Albert – Ordine Ing. Milano n.° 14725-Sez A  
Ing. Paolo Franchetti – Ordine Ing. Vicenza n.° 2013-Sez A

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Anna Maria Bruna  
- Ordine Geol. Lazio n. 1531

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE  
DISCIPLINE SPECIALISTICHE

Ing. Franco Persio Bocchetto - Ordine Ing. Roma n.° 8664-Sez A

COORDINATORE PER LA SICUREZZA:

Ing. Andrea Maria Enea Failla - Ordine Ing. Catania n.°A6701

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. CLAUDIO BUCCI

## 05 OM-OPERE D'ARTE MAGGIORI

05.04 VI04

Relazione tecnica e di calcolo - Impalcato

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV.PROG. ANNO

D P C B 0 1 5 0    D    2 2

NOME FILE:

T00VI04STRRE01B.DOCX

REVISIONE

SCALA

CODICE  
ELAB.

T 0 0 V I 0 4 S T R R E 0 1

B

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
B	ISTRUTTORIA ANAS	Luglio 2022	Ing. M. Vari	Ing. A. Tosiani	Ing.F.P.Bocchetto
A	EMISSIONE	Aprile 2022	Ing. M. Vari	Ing. A. Tosiani	Ing.F.P.Bocchetto

**INDICE**

1	INTRODUZIONE .....	4
1.1	OGGETTO.....	4
1.2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	7
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	10
3.1	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI .....	10
4	ANALISI STRUTTURALE .....	11
4.1	CODICI DI CALCOLO .....	11
4.1.1	Descrizione del programma .....	11
4.1.2	Sistemi di riferimento .....	14
4.1.3	Affidabilità dei codici di calcolo.....	15
4.1.4	Modalità di presentazione dei risultati .....	15
4.1.5	Informazioni generali sull'elaborazione .....	15
4.1.6	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati .....	15
4.2	MODELLO DI CALCOLO .....	16
4.3	SEZIONI MISTE ACCIAIO-CLS.....	19
4.4	LARGHEZZA COLLABORANTE DELLA SOLETTA .....	21
4.5	CARATTERISTICHE INERZIALI DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI DEL MODELLO .....	23
5	ANALISI DEI CARICHI.....	26
5.1	CARICHI ELEMENTARI.....	26
5.1.1	Peso proprio della struttura g1 .....	26
5.1.2	Carichi permanenti portati g2.....	26
5.1.3	Cedimento differenziale di pile e spalle (ε1) .....	27
5.1.4	Ritiro (ε2) e viscosità (ε3).....	27
5.1.5	Carichi mobili q1 .....	28
5.1.6	Incremento dinamico q2.....	34
5.1.7	Forza di frenatura q3 .....	34
5.1.8	Forza centrifuga q4 .....	35
5.1.9	Azione del vento q5 .....	35
5.1.10	Azioni idrodinamiche (q6).....	38
5.1.11	Variazioni termiche (q7).....	38
5.1.12	Azioni parassite per attrito degli apparecchi d'appoggio (q8) .....	39
5.1.13	Azioni eccezionali (q9) .....	39
5.1.14	Azione sismica sull'insieme impalcato/pile (q10).....	39
5.2	COMBINAZIONI DEI CARICHI ELEMENTARI.....	46
6	DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA.....	48
7	DIAGRAMMI DELLE DEFORMAZIONI .....	55
8	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE.....	58
8.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN MISTE ACCIAIO CALCESTRUZZO .....	58
9	VERIFICHE ELEMENTI PRINCIPALI .....	59
9.1	VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE (TRAVI PRINCIPALI) .....	59
9.2	VERIFICHE DI STABILITÀ.....	61
9.2.1	Stabilità dei pannelli d'anima (imbozzamento).....	61
9.2.2	Stabilità delle piattabande (verifica globale, flessotorsionale).....	73
9.2.3	Stabilità degli irrigidimenti trasversali in corrispondenza degli appoggi .....	74
9.3	VERIFICHE A FATICA.....	76

9.4	VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO DELLA SOLETTA IN DIREZIONE LONGITUDINALE	78
10	VERIFICHE ELEMENTI SECONDARI	80
10.1	VERIFICHE DEI CONNETTORI ACCIAIO CALCESTRUZZO (PIOLI)	80
10.2	VERIFICHE DEI GIUNTI SALDATI TRAVI PRINCIPALI	83
10.3	VERIFICHE DEI DIAFRAMMI E DEI GIUNTI BULLONATI	84
10.3.1	Diaframma intermedio "reticolare"	85
10.3.2	Diaframma d'appoggio trave "AD ANIMA PIENA"	89
10.4	VERIFICHE PER LA SOSTITUZIONE DEGLI APPARECCHI D'APPOGGIO	93
10.5	VERIFICHE DEI GIUNTI SALDATI DIAFRAMMI	100
10.6	VERIFICHE DEGLI IRRIGIDIMENTI LONGITUDINALI E TRASVERSALI	101
10.7	VERIFICHE DELLE ASTE DEI CONTROVENTI	103
11	ESCURSIONI APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI	104
12	SCARICHI APPOGGI	108
13	CONTROFRECCIA COSTRUTTIVA	111
14	DIMENSIONAMENTO DEI BAGGIOLI	117
15	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI	120
	<b>SOLETTA</b>	<b>124</b>
16	SOLETTA (direzione trasversale)	125
16.1	FASI COSTRUTTIVE E DI GETTO	125
16.2	COMBINAZIONI DI CARICO	128
16.3	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE	128
16.3.1	Criteri di verifica delle sezioni in c.a.	128
16.3.2	Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione	128
16.3.3	Verifica agli stati limite ultimi a taglio	128
16.3.4	Verifica agli stati limite d'esercizio	129
16.3.4.1	Stato limite delle tensioni	130
16.3.4.2	Stato limite di fessurazione	130
16.3.4.3	Stato limite di fatica	130
16.4	VERIFICA IN 1°FASE	133
16.4.1	Dati geometrici	133
16.4.2	Rigidità flessionale della lastra	133
16.4.3	Dati di carico	134
16.4.4	Sezioni di verifica	134
16.4.5	Verifica dello stato tensionale	135
16.4.6	Sovrapposizione degli effetti (1+2+3 step)	140
16.4.7	Verifica a fessurazione	141
16.5	VERIFICA IN 2° FASE (SEZIONE CORRENTE)	142
16.5.1	Sbalzo lato cordolo	142
16.5.1.1	Carichi permanenti portati	142
16.5.1.2	Sovraccarichi	142
16.5.1.3	Momento dovuto all'urto di un veicolo in svio	144
16.5.1.4	Riepilogo sollecitazioni	144
16.5.1.5	Verifica dello stato tensionale	144
16.5.1.6	Sovrapposizione degli effetti (1 fase+2 fase)	144
16.5.1.7	Verifica a fessurazione	145
16.5.1.8	Verifica a fatica	145
16.5.1.9	Verifica dello stato limite ultimo	146
16.5.1.10	Verifica a taglio	147

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

16.5.2	Campata.....	148
16.5.2.1	Carichi permanenti .....	148
16.5.2.2	Sovraccarichi.....	148
16.5.2.3	Riepilogo sollecitazioni mezzeria impalcato.....	151
16.5.2.4	Mezzeria impalcato - Verifica dello stato tensionale .....	151
16.5.2.5	Mezzeria impalcato - Sovrapposizione degli effetti (1 fase + 2 fase) .....	151
16.5.2.6	Mezzeria impalcato - Verifica a fessurazione.....	151
16.5.2.7	Mezzeria impalcato - Verifica a fatica.....	152
16.5.2.8	Mezzeria impalcato - Verifica dello stato limite ultimo .....	153
16.5.2.9	Mezzeria soletta - Verifica a taglio.....	154
16.6	VERIFICA IN 2° FASE (SEZIONE DI GIUNTO) .....	155
16.6.1	Sbalzo lato cordolo .....	155
16.6.1.1	Carichi permanenti portati .....	155
16.6.1.2	Sovraccarichi.....	155
16.6.1.3	Momento dovuto all'urto di un veicolo in svio .....	157
16.6.1.4	Riepilogo sollecitazioni.....	157
16.6.1.5	Verifica dello stato tensionale .....	157
16.6.1.6	Sovrapposizione degli effetti (1 fase+2 fase) .....	157
16.6.1.7	Verifica a fessurazione .....	158
16.6.1.8	Verifica a fatica .....	158
16.6.1.9	Verifica dello stato limite ultimo.....	159
16.6.1.10	Verifica a taglio .....	160
16.6.2	Campata.....	161
16.6.2.1	Carichi permanenti .....	161
16.6.2.2	Sovraccarichi.....	161
16.6.2.3	Riepilogo sollecitazioni mezzeria impalcato.....	164
16.6.2.4	Mezzeria impalcato - Verifica dello stato tensionale .....	164
16.6.2.5	Mezzeria impalcato - Sovrapposizione degli effetti (1 fase + 2 fase) .....	164
16.6.2.6	Mezzeria impalcato - Verifica a fessurazione.....	164
16.6.2.7	Mezzeria impalcato - Verifica a fatica.....	165
16.6.2.8	Mezzeria impalcato - Verifica dello stato limite ultimo .....	166
16.6.2.9	Mezzeria soletta - Verifica a taglio.....	167
<b>17</b>	<b>SOLETTA.....</b>	<b>169</b>
17	SOLETTA (direzione trasversale).....	170
17.1	FASI COSTRUTTIVE.....	170
17.2	COMBINAZIONI DI CARICO .....	171
17.3	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE .....	171
17.3.1	Criteri di verifica delle sezioni in c.a.....	171
17.3.2	Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione .....	171
17.3.3	Verifica agli stati limite ultimi a taglio .....	171
17.3.4	Verifica agli stati limite d'esercizio.....	172
17.3.4.1	Stato limite delle tensioni .....	173
17.3.4.2	Stato limite di fessurazione.....	173
17.3.4.3	Stato limite di fatica.....	173
17.4	VERIFICA IN 1°FASE.....	176
17.4.1	Dati geometrici .....	176
17.4.2	Rigidità flessionale della lastra .....	176
17.4.3	Dati di carico .....	177

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

17.4.4	Sezioni di verifica .....	177
17.4.5	Verifica dello stato tensionale.....	178
17.4.6	Sovrapposizione degli effetti (1+2+3 step) .....	183
17.4.7	Verifica a fessurazione .....	184
17.5	VERIFICA IN 2° FASE.....	185
17.5.1	Sbalzo lato cordolo .....	185
17.5.1.1	Carichi permanenti portati .....	185
17.5.1.2	Sovraccarichi.....	185
17.5.1.3	Momento dovuto all'urto di un veicolo in svio .....	187
17.5.1.4	Riepilogo sollecitazioni.....	187
17.5.1.5	Verifica dello stato tensionale .....	187
17.5.1.6	Sovrapposizione degli effetti (1 fase+2 fase) .....	187
17.5.1.7	Verifica a fessurazione .....	188
17.5.1.8	Verifica a fatica .....	188
17.5.1.9	Verifica dello stato limite ultimo.....	189
17.5.1.10	Verifica a taglio .....	190
17.5.2	Campata.....	191
17.5.2.1	Carichi permanenti .....	191
17.5.2.2	Sovraccarichi.....	191
17.5.2.3	Riepilogo sollecitazioni mezzeria impalcato.....	194
17.5.2.4	Mezzeria impalcato - Verifica dello stato tensionale .....	194
17.5.2.5	Mezzeria impalcato - Sovrapposizione degli effetti (1 fase + 2 fase) .....	194
17.5.2.6	Mezzeria impalcato - Verifica a fessurazione.....	194
17.5.2.7	Mezzeria impalcato - Verifica a fatica .....	195
17.5.2.8	Mezzeria impalcato - Verifica dello stato limite ultimo .....	196
17.5.2.9	Mezzeria soletta - Verifica a taglio.....	197

## **1 INTRODUZIONE**

### **1.1 OGGETTO**

La presente relazione riporta i calcoli, e le relative verifiche, dell'impalcato del Viadotto n. 4. L'opera in esame è prevista nell'ambito dell'adeguamento della SS87 in direzione di Campobasso per un'estesa di circa 3.400 m in comune di Campolieto. Il viadotto in oggetto è realizzato in sistema misto acciaio-calcestruzzo con schema statico a travata continua con 4 campate di luce di 42+60+60+42 m. La lunghezza complessiva del viadotto, misurata in asse appoggi spalle, è pari a circa 204 m. I carichi agenti sulle strutture sono stati valutati con riferimento al caso di "ponti di prima categoria" secondo la normativa vigente in materia di ponti stradali. Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, secondo quanto previsto dal D.M. 17-01-2018.

Con riferimento alla destinazione d'uso della costruzione e alla modalità d'impiego, la struttura in oggetto viene considerata appartenente al tipo di costruzione 2: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per le quali è prevista una vita nominale  $V_N = 50$  anni.

La classe d'uso dell'opera si pone al tipo IV: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità"; da cui discende che il periodo di riferimento per l'azione sismica è  $V_R = V_N \times C_U = 100$  anni.

## 1.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La sezione trasversale dell'impalcato prevede due travi principali in acciaio a doppio T di altezza 3.00m; le travi principali sono collegate trasversalmente principalmente da traversi di tipo reticolare con aste costituite da profilati ad L opportunamente accoppiati con imbottiture. Sulle spalle sono previsti traversi ad anima piena a doppio T.

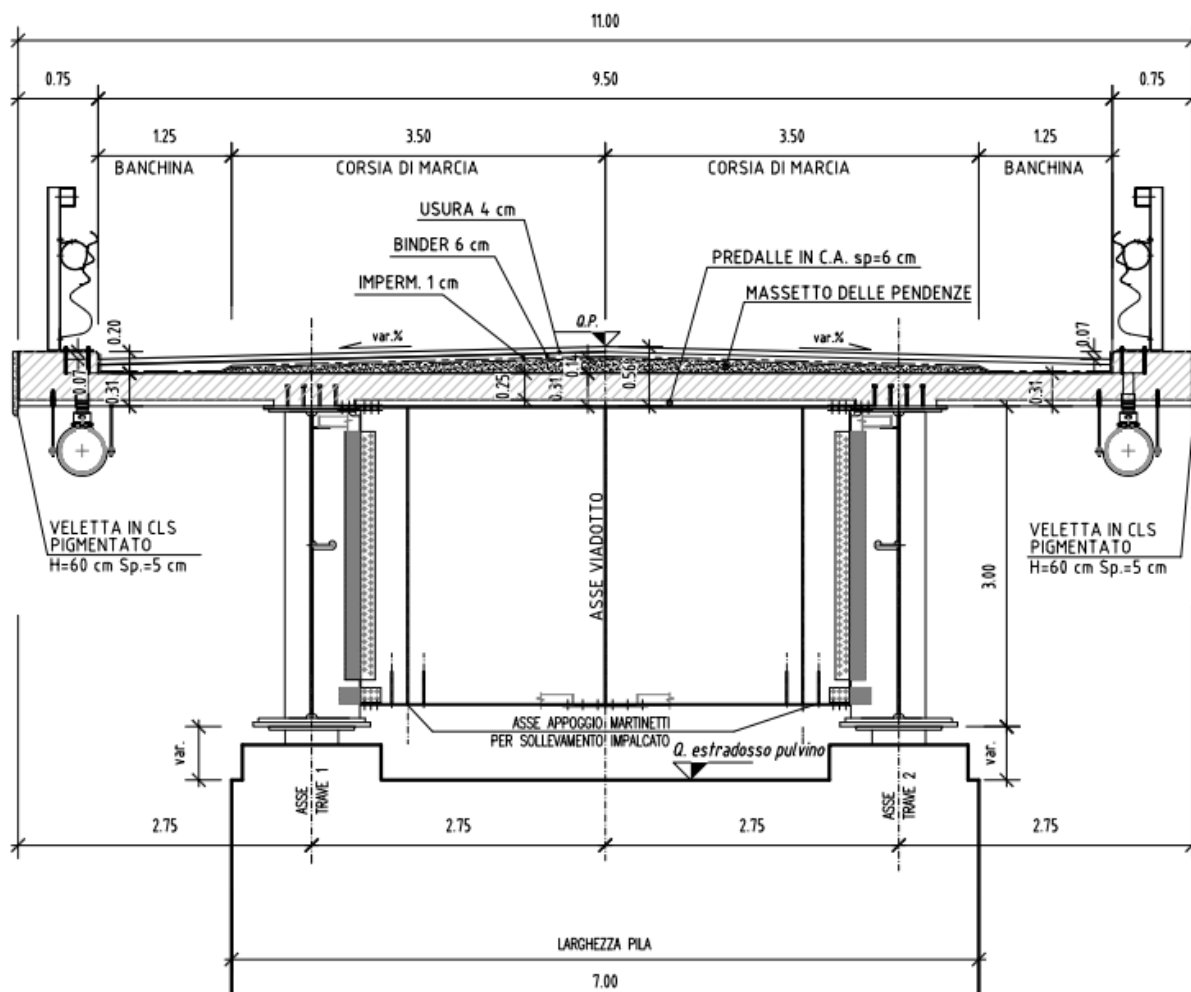
L'altezza della soletta è costante e pari a 31 cm, di cui 6 cm sono costituiti da predalle autoportanti e i restanti gettati in opera. La pendenza trasversale dell'impalcato viene ottenuta con un massetto delle pendenze variabile da 0 cm a 14 cm in asse carreggiata. La geometria della sezione prevede una dimensione costante degli sbalzi laterali di soletta (2.75 m) ed un interasse fra le travi costante pari a 5.50 m.

La larghezza complessiva dell'impalcato è di 11.00 m, di cui 9.50 costituiscono la piattaforma stradale ed i restanti gli elementi marginali di larghezza pari a 0.75 m in destra e 0.75 m in sinistra.

Completano l'impalcato le finiture, la pavimentazione di spessore di 11 cm, le velette laterali in cls e le barriere di sicurezza.

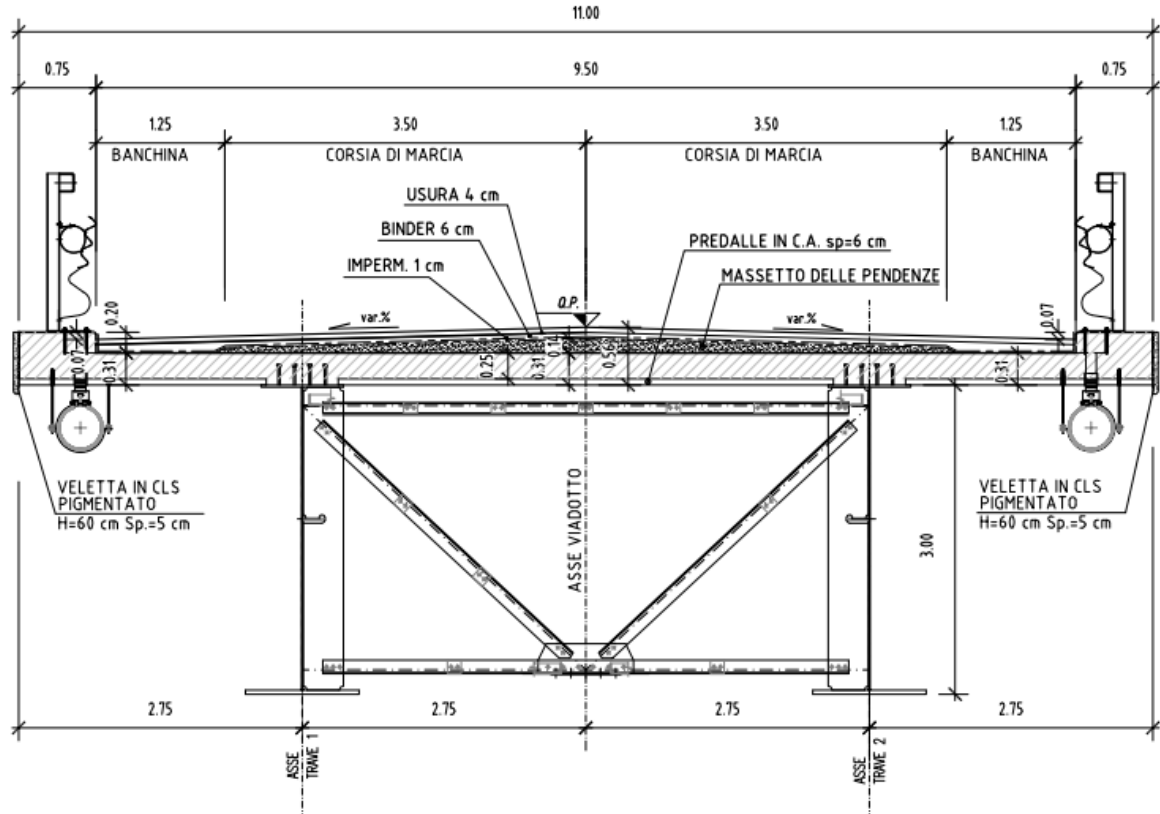
### SEZIONE TIPO IN ASSE APPOGGI

Scala 1:50



**SEZIONE TIPO IN CAMPATA**

Scala 1:50





## 2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano qui di seguito le caratteristiche prestazionali dei materiali che saranno impiegati per la realizzazione delle opere provvisorie di imbocco, secondo la normativa in vigore e con riferimento al metodo di calcolo agli stati limite.

### Calcestruzzo per soletta gettata in opera e predalles:

Tipo (secondo UNI EN 206-1):	C35/45
Resistenza cubica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck, cube} \geq 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante:	$E_{cm} = 34.625 \text{ N/mm}^2$
Classe di consistenza:	S4-S5
Rapporto massimo acqua / cemento	$A/C \leq 0.45$
Diametro massimo inerti:	20 mm
Classe di esposizione ambientale:	XC4
Copriferro minimo getti in opera	40 mm
Copriferro minimo predalles	25 mm

### Calcestruzzo per Baggioli:

Tipo (secondo UNI EN 206-1):	C32/40
Resistenza cubica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck, cube} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck} \geq 32 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante:	$E_{cm} = 33.642 \text{ N/mm}^2$
Classe di consistenza:	S5
Rapporto massimo acqua / cemento	$A/C \leq 0.50$
Diametro massimo inerti:	30 mm
Classe di esposizione ambientale:	XC4
Copriferro minimo getti in opera	45 mm

La scelta del copriferro minimo di progetto  $c_{min}$  dei getti in opera inteso come lo spessore minimo del ricoprimento dello strato di calcestruzzo a protezione dei ferri d'armatura è stata determinata in base a quanto indicato nella circolare Esplicativa, tenendo conto della classe di esposizione ambientale e della classe del Calcestruzzo prevista.

Nello specifico, tenendo conto della classe di esposizione ambientale desunta dalle analisi specifiche condotte nei riguardi dell'attacco chimico, che hanno evidenziato una Classe di Esposizione XC4 e pertanto Condizioni Ambientali "Aggressive".

In relazione a quanto riportato in tabella 4.1.III del DM 17.01.18 e in tabelle C4.1.IV della circolare applicativa, per le classi di calcestruzzo previste è prescritto un copriferro minimo  $c_{min} \geq 30 \text{ mm}$ . A tale valore va aggiunta una tolleranza di posa di 10 mm.

In definitiva ai fini progettuali si è assunto  $c=(30+10)=40 \text{ mm}$  per le fondazioni così come riportato all'interno della tabella materiali (C35/45 - barre da c.a. con elementi a piastra).

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

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

Tab 4.1.III – DM 17.01.18

Tabella C4.1.IV - Copriferrì minimi in mm

C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> < C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> < C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> < C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> < C < C <sub>o</sub>
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tab C4.1.IV – Circolare n° 7/19

**Acciaio per cemento armato**

Tipo: B 450 C

Tensione caratteristica di rottura a trazione:

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

Tensione caratteristica di snervamento:

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

Tensione ammissibile:

$$\sigma_{amm} = 260 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di calcolo ( $\gamma=1.15$ ):

$$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico:

$$E = 210'000 \text{ N/mm}^2$$

**Acciaio per carpenteria metallica**

I profili metallici e il piastrame sono realizzati con l'impiego di acciaio strutturale per carpenteria nelle qualità sotto indicate, in accordo con la norma UNI EN 10025.

- Lamiere per piattabande, anime, irrigidimenti ed elementi saldati Secondo UNI EN 10025 Acciaio S355J2

t ≤	40	mm (spessore lamiera)
f <sub>tk</sub> =	510	N/mm <sup>2</sup> resistenza caratteristica alla rottura
f <sub>yk</sub> =	355	N/mm <sup>2</sup> resistenza caratteristica allo snervamento
g <sub>0</sub> =	1.05	coeff. di sicurezza per resistenza
g <sub>1</sub> =	1.10	coeff. di sicurezza per instabilità
g <sub>2</sub> =	1.25	coeff. di sicurezza per frattura
g <sub>f</sub> =	1.35	coeff. di sicurezza per fatica
f <sub>yd</sub> =	338.1	N/mm <sup>2</sup> resistenza sezioni agli SLU
f <sub>yd</sub> =	322.7	N/mm <sup>2</sup> resistenza instabilità agli SLU
E <sub>s</sub> =	210 000	N/mm <sup>2</sup> Modulo Elastico
n =	0.300	coefficiente di Poisson
G =	80 769	N/mm <sup>2</sup> Modulo di Taglio

- Profili commerciali ed elementi non saldati  
Secondo UNI EN 10025  
Acciaio S355J0

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

- Bulloni di carpenteria metallica

Secondo UNI EN 14399-1

Viti classe 10.9.

ftb =	1 000	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica alla rottura
fyb =	900	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica allo snervamento
Es =	200 000	N/mm <sup>2</sup>	
g2 =	1.25	coeff. di sicurezza per resistenza	

- Saldature

t <=	40	mm (spessore lamiera)
ftk =	510	N/mm <sup>2</sup> resistenza caratteristica alla rottura
fyk =	355	N/mm <sup>2</sup> resistenza caratteristica allo snervamento
g2 =	1.25	coeff. di sicurezza per resistenza
β =	0.90	coeff. di sicurezza per resistenza
f <sub>v</sub> w,d =	N/mm <sup>2</sup> resistenza a taglio di calcolo agli SLU	

- Connettori a piolo

f<sub>tb</sub> = 450 N/mm<sup>2</sup> resistenza caratteristica alla rottura

f<sub>yb</sub> = 350 N/mm<sup>2</sup> resistenza caratteristica allo snervamento

g<sub>2</sub> = 1.25 coeff. di sicurezza per resistenza

### **3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

#### **3.1 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI**

La redazione della presente relazione è stata condotta nel rispetto della normativa in vigore, in particolare:

- D. Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7: Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- CNR 10011/97, "Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- CNR 10016/2000, "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni";
- CNR 10018/1999, "Apparecchi d'appoggio per le costruzioni – Istruzioni per l'impiego";
- CNR 10030/93, "Anime irrigidite di travi a parete piena";
- UNI EN 1991-1-5:2004 "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche";
- UNI EN 1992-1-1:2005, "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - parte 1 - Regole generali e regole per edifici";
- UNI EN 1993-1-1:2005, "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN UNI EN 1993-1-5:2007, "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra";
- UNI EN 1994-2:2006, "Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti";
- UNI EN 1998-2:2006, "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti";
- Model Code 1990, CEB-FIP;
- Capitolato ANAS: "Norme tecniche per l'esecuzione del contratto", 2018.

## 4 ANALISI STRUTTURALE

L'analisi strutturale dell'impalcato in oggetto è condotta per le azioni statiche e sismiche illustrate nei paragrafi precedenti. Il seguente paragrafo descrive i metodi di analisi adottati, i codici di calcolo automatico per il calcolo e la verifica delle strutture ed il modello agli elementi finiti utilizzato per la valutazione delle sollecitazioni.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è fatta secondo le disposizioni di carico più gravose, avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale.

### 4.1 CODICI DI CALCOLO

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture sono di sicura ed accertata validità e sono impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

Per i calcoli e le modellazioni di cui alla presente relazione sono impiegati i codici di calcolo brevemente descritti di seguito.

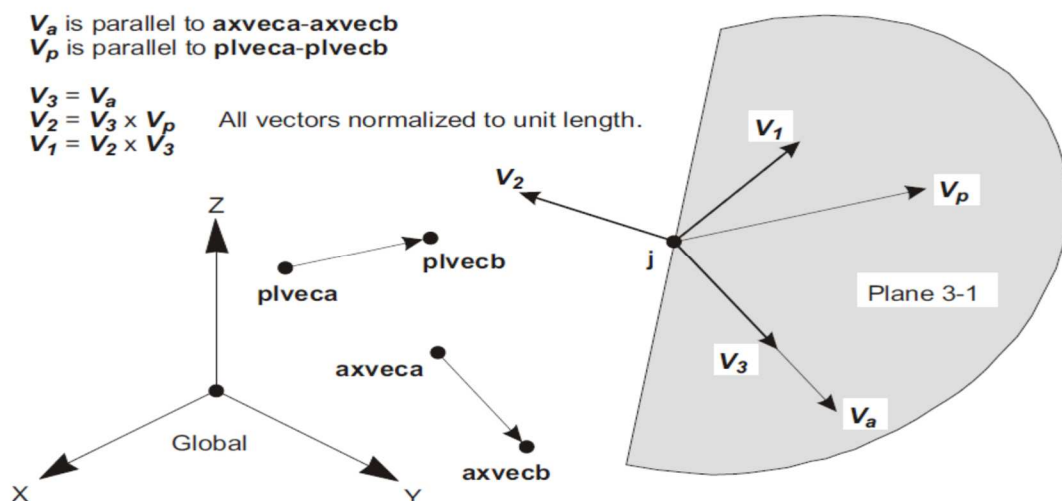
- SAP2000, prodotto dalla "CSI Computer and Structures Inc." – Berkeley (CA) – USA ;  
Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) capace di gestire il calcolo e le verifiche delle strutture miste acciaio-calcestruzzo durante tutte le fasi realizzative.

#### 4.1.1 Descrizione del programma

Il programma è un solutore agli E.F. (Elementi Finiti) capace di modellare strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare e non.

Sono disponibili i seguenti tipi di oggetto elencati in ordine di dimensione geometrica:

- "Point":
  - comune oggetti: sono automaticamente creati in angoli o estremità di tutti gli altri tipi di oggetti, e possono essere aggiunti in modo esplicito
  - collegamento a terra: sono utilizzate per modellare il comportamento di un sostegno speciale ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari
  - il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento punto è:



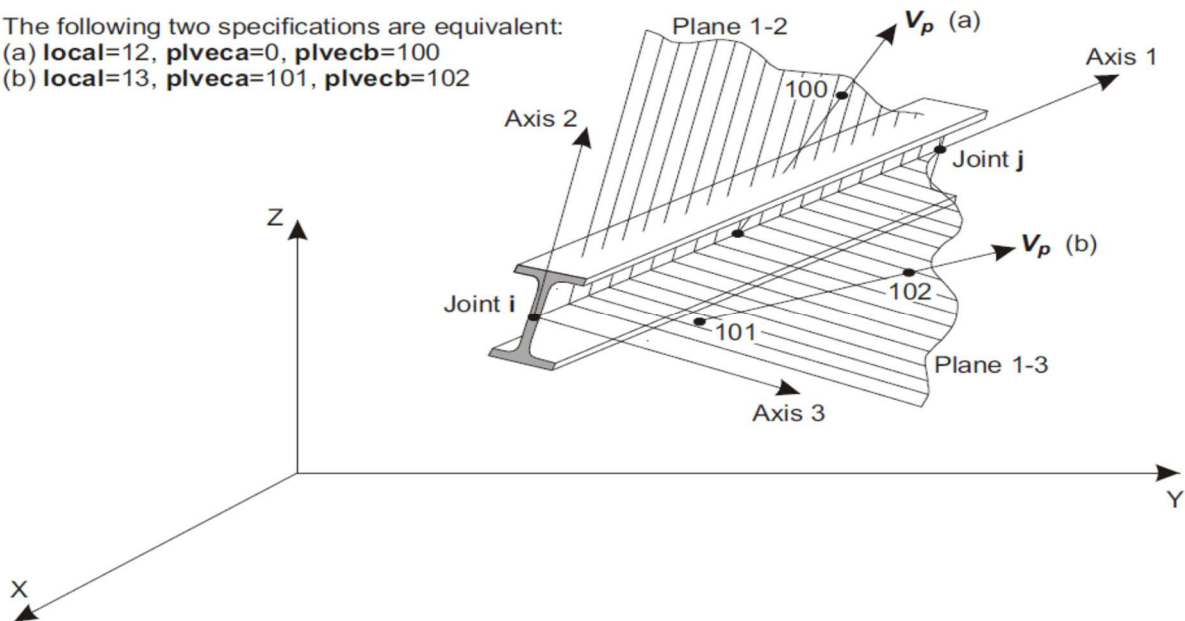
**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

- "Line":
  - frame/cable/tendon: sono utilizzate per modellare le travi, colonne, braces, trusses, cavi e tiranti
  - collegamento tra oggetti: sono utilizzate per modellare il comportamento di un membro speciali ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari. A differenza degli oggetti o frame/cable/tendon, questi oggetti possono avere lunghezza zero.
  - il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento linea è:

The following two specifications are equivalent:

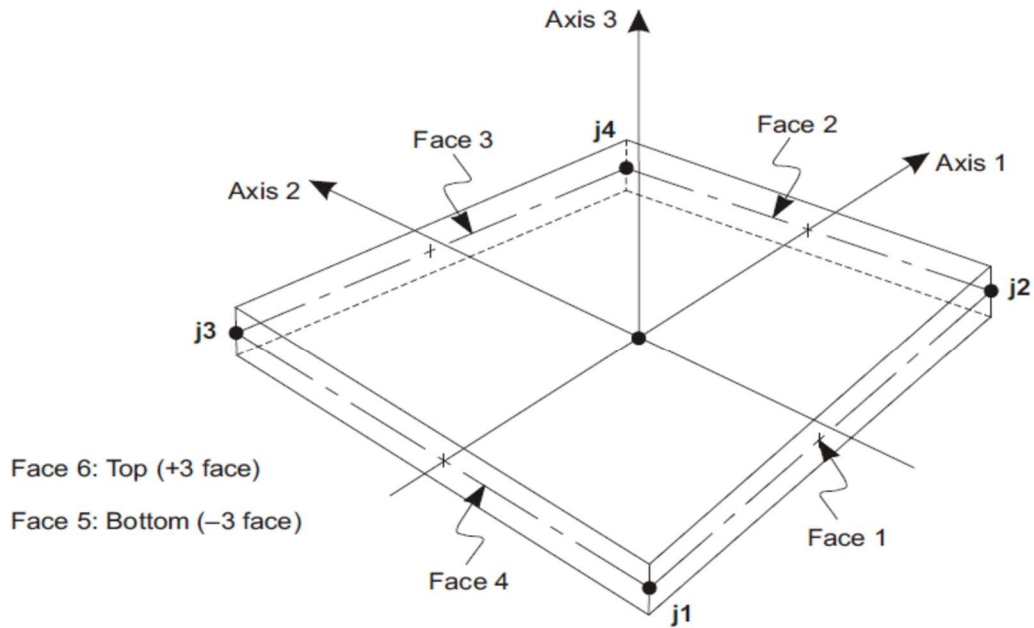
(a) **local=12, plveca=0, plvecb=100**

(b) **local=13, plveca=101, plvecb=102**

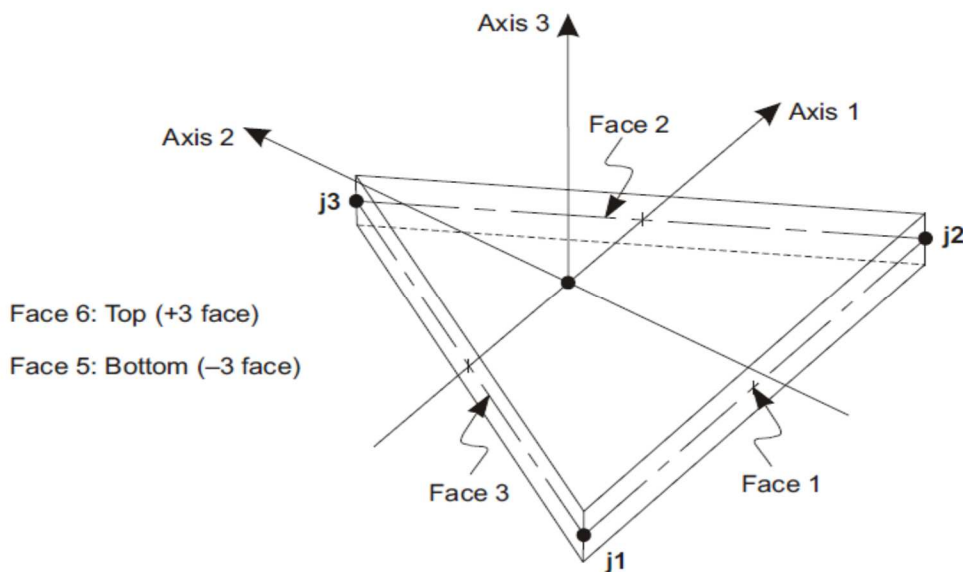


- "Area": vengono utilizzate per modellare le pareti, pavimenti e altri membri dotati di spessore, nonché solidi bidimensionali (plane stress, plane strain, and axisymmetric solids). Il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento area è:

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**



Four-node Quadrilateral Shell Element



Three-node Triangular Shell Element

- **"Solid"**: sono utilizzate per la modellazione tridimensionale solida

Il programma SAP2000 permette di svolgere analisi atte a definire la risposta in conseguenza dell'applicazione di carichi mobili, analisi del dominio di frequenza (sia steady-state che power-spectral-density), del dominio del tempo e analisi di instabilità.

Mediante il programma si possono implementare nel modello di calcolo elementi a comportamento particolare quali:

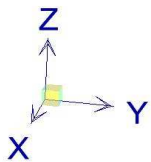
- non linear link element (gaps, hooks, isolators, dampers, and multi-linear plasticity)
- a multi-linear plastic hinge
- catenary cable element
- nonlinear shell element

Il programma SAP2000 permette inoltre di condurre analisi tipo non lineare statica , analisi tipo pushover e analisi non lineari tipo time-history mediante l'utilizzo di analisi modale o integrazione diretta. software contempla la presenza di elementi bidimensionali (piani - shell) in grado di rappresentare sia il comportamento di lastra (effetti flessionali) quanto quello di membrana (sforzi di compressione e trazione), ed elementi tipo trave (beam).

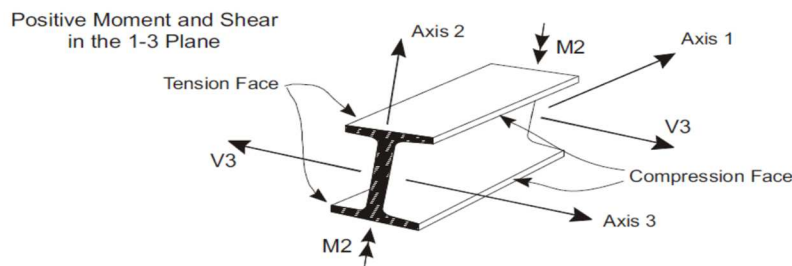
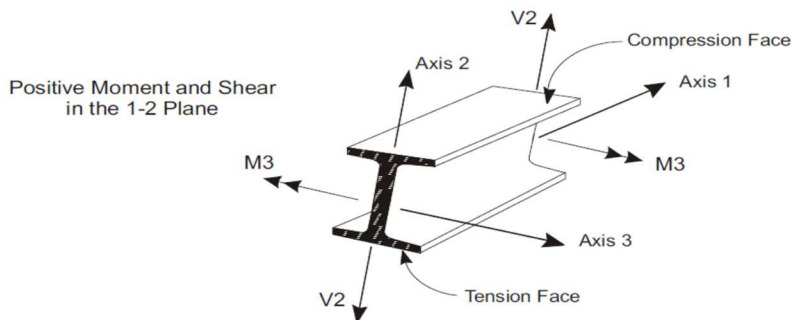
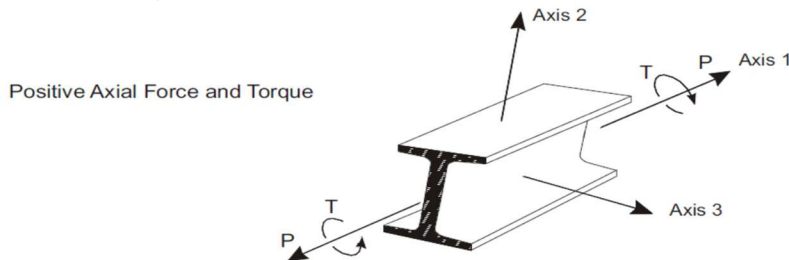
#### 4.1.2 Sistemi di riferimento

Il sistema di riferimento nei modelli di calcolo viene assunto con origine coincidente con lo spigolo sinistro basso della struttura schematizzata.

La disposizione degli assi segue la "regola della mano destra":



l'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale della struttura;  
 l'asse Y è diretto secondo l'asse trasversale della struttura;  
 l'asse Z è diretto verso l'alto, positivo verso l'alto.  
 Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo la convenzione riportata nella figura successiva.





#### ***4.1.3 Affidabilità dei codici di calcolo***

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

#### ***4.1.4 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.

#### ***4.1.5 Informazioni generali sull'elaborazione***

Il software prevede 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.

#### ***4.1.6 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. In base a quanto sopra, si asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

## 4.2 MODELLO DI CALCOLO

Il modello schematizza la struttura attraverso un grigliato di travi (fig. 4.1 e 4.2). Esse sono tra loro collegate da elementi trasversali di rigidezza e configurazione tale (fig. 4.3) da essere rappresentativi dei ritegni torsionali realmente presenti sulla struttura (diaframmi e soletta). I diaframmi in corrispondenza delle pile e spalle sono pieni a sezione a doppio "T". I diaframmi intermedi tra le pile sono reticolari e sono stati applicati degli svincoli flessionali agli elementi diagonali e correnti superiore ed inferiori, essi, cioè, non sono in grado di trasmettere la caratteristica di momento flettente nel piano verticale. La soletta è schematizzata con elementi "beam" di larghezza unitaria e altezza pari allo spessore della soletta (31 cm).

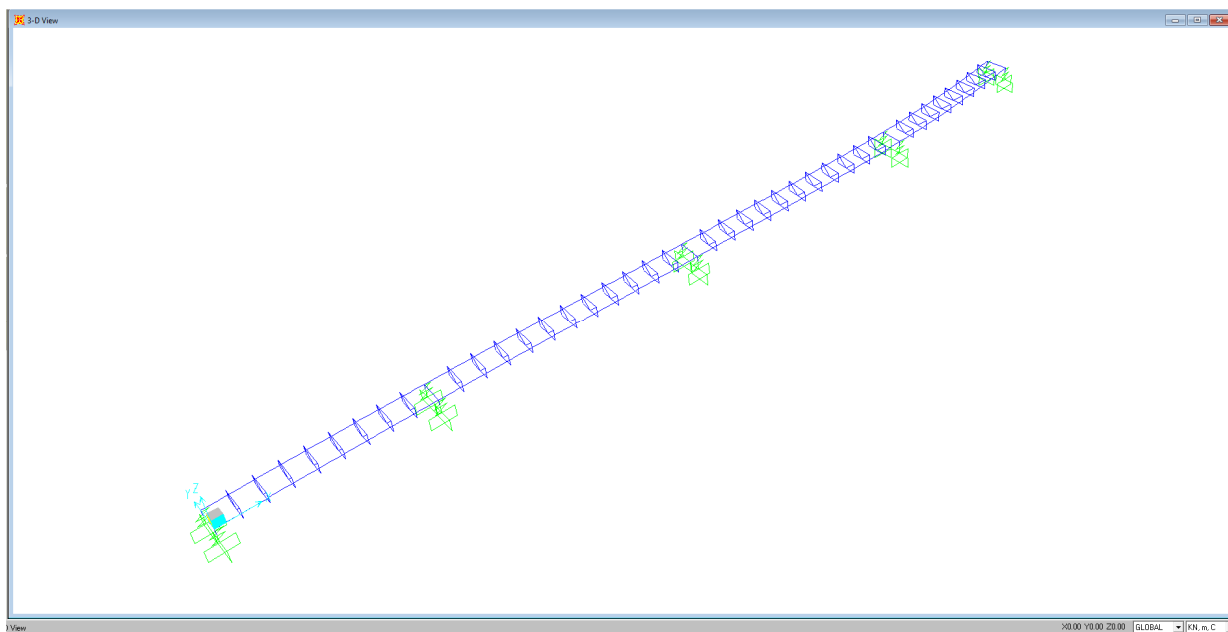


Figura 4-1 – vista assometrica del modello per il viadotto senza la soletta non collaborante

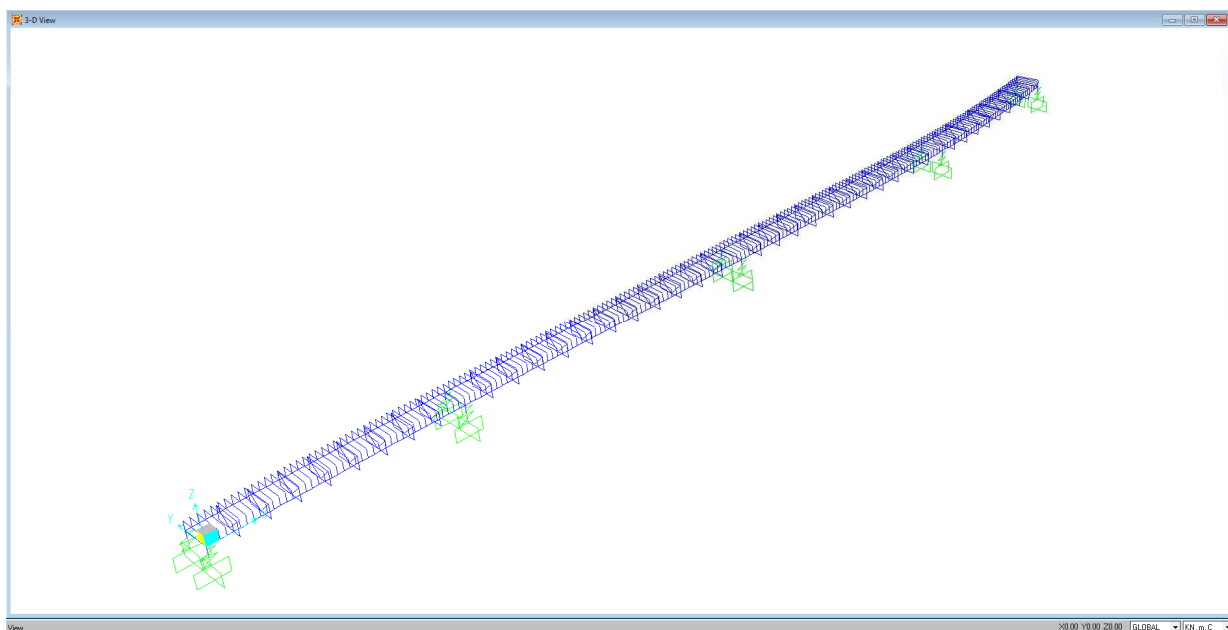


Figura 4-2 – vista assometrica del modello per il viadotto con la soletta collaborante

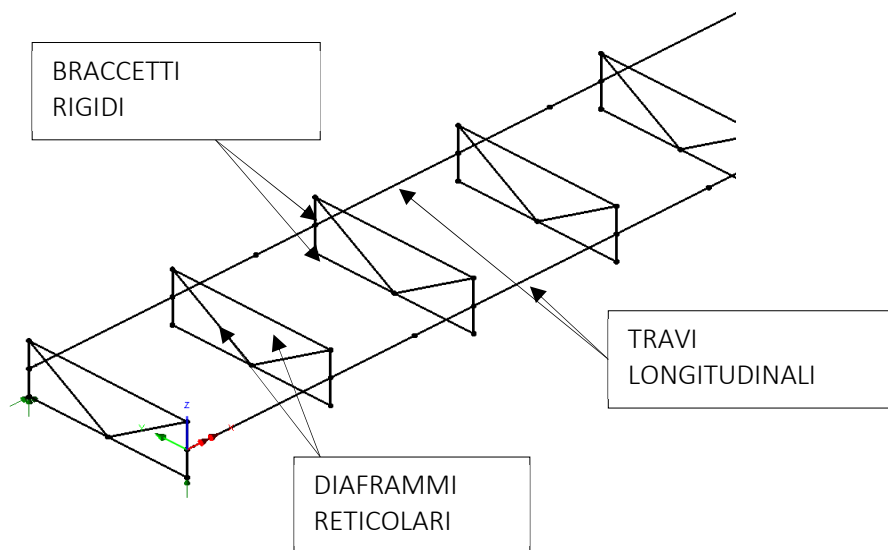


Figura 4-3 – vista assonometrica dei diaframmi

Nelle sezioni in corrispondenza degli appoggi sono stati utilizzati degli elementi rigidi opportunamente svincolati, per rappresentare la presenza degli apparecchi d'appoggio. Essi a loro volta sono collegati attraverso dei 'bracci rigidi' all'estradosso del pulvino.

Per effettuare tutte le analisi previste sono stati realizzati tre modelli aventi le caratteristiche meccaniche variabili in ragione delle varie fasi considerate:

- fase di costruzione con caratteristiche meccaniche dei soli conci in acciaio. Considera il peso proprio della struttura metallica, delle lastre prefabbricate e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora meccanicamente non reagente. La struttura d'impalcato è dunque sottoposta al peso proprio della carpenteria metallica e al carico distribuito della soletta di calcestruzzo. Quest'ultimo è ripartito fra le travi componenti l'impalcato in egual misura.
- fase a tempo  $T_0$  con caratteristiche meccaniche della trave in acciaio e della soletta in c.a. omogeneizzata in acciaio con  $n = E_{acc}/E_{cls} = 6.06$ . Si considerano i carichi permanenti non strutturali applicati all'impalcato quali pavimentazione, cordoli, barriere, ecc. e variabili quali vento e carichi mobili.
- fase a tempo  $T_{\infty}$  con caratteristiche meccaniche della trave in acciaio e della soletta in c.a. omogeneizzata in acciaio con  $n = E_{acc}/E_{cls} = 13.55$  (azioni lente da carichi permanenti) e 14.12 (azioni lente da effetti primari e secondari da ritiro). Quest'ultimo è applicato al modello F.E.M. come una variazione equivalente alla deformazione del calcestruzzo per ritiro a tempo infinito.

Il riferimento globale è una terna cartesiana destrorsa con l'asse Z verticale e l'asse X orientato lungo le estremità del viadotto.

Il modello è stato realizzato ed analizzato con l'ausilio del programma SAP2000, con successiva elaborazione dei dati di output mediante l'utilizzo del foglio elettronico EXCEL© della Microsoft.

In ciascuno dei file di input sono presenti 10 gruppi di elementi:

1. Trave 1 omogeneizzata a rigidezza variabile
2. Trave 2 omogeneizzata a rigidezza variabile
3. Traversi (bracci rigidi, diagonali, correnti e soletta trasversale)
4. Appoggi (bracci rigidi, apparecchi d'appoggio)
5. Vincoli in direzione longitudinale
6. Vincoli in direzione trasversale
7. Vincoli in direzione verticali
8. Vincoli rotazionali intorno all'asse longitudinale
9. Vincoli rotazionali intorno all'asse trasversale
10. Vincoli rotazionali intorno all'asse verticale

Sono stati analizzati i seguenti modelli elementari:

M1\_PP Peso proprio della sola trave in acciaio+ peso soletta (senza fasi di montaggio).

M2\_T<sub>0</sub> (1) Carichi permanenti portati a tempo t<sub>0</sub>  
(2) Carico mobile viaggiante a tempo t<sub>0</sub>  
(3) Azione del vento a tempo t<sub>0</sub>

M21\_T<sub>0</sub> (1) variazione di temperatura uniforme a tempo t<sub>0</sub>  
(2) variazione di temperatura differenziale a tempo t<sub>0</sub>

M3\_T<sub>00</sub> (1) carichi permanenti portati a tempo t<sub>00</sub>  
(2) Cedimenti differenziali pile a tempo t<sub>00</sub>

M31\_T<sub>00</sub> (1) variazione di temperatura uniforme a tempo t<sub>00</sub>  
(2) Ritiro soletta a tempo t<sub>00</sub>

Le sollecitazioni rappresentative del passaggio del carico mobile sono state ottenute attraverso opportune combinazioni del passaggio del suddetto carico mobile:

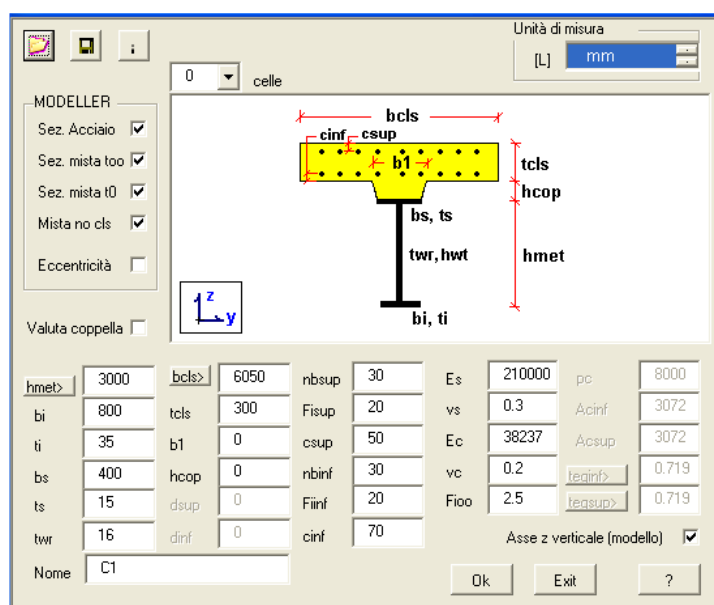
Per ottenere l'involuppo delle sollecitazioni del passaggio della colonna di carico Q<sub>1</sub>, per ogni sollecitazione è stato considerato, quando sfavorevole, il corrispondente contributo a sinistra e/o a destra degli assi, più l'eventuale contributo relativo alle campate intere.

### 4.3 SEZIONI MISTE ACCIAIO-CLS

Le caratteristiche geometriche delle travi in acciaio unitamente alla larghezza collaborante calcolata al paragrafo successivo sono state utilizzate per il calcolo delle inerzie utilizzate nel modello di calcolo, riportate negli allegati alla presente relazione.

Le caratteristiche geometriche sono calcolate per:

- sezione di solo acciaio
- la sezione mista a tempo  $t_0$
- la sezione mista a tempo  $t_{00}$
- la sezione mista con calcestruzzo non resistente a trazione (per le zone soggette a momento negativo)



In cui:

- hmet** altezza delle travi di acciaio  
**bi, ti** base e spessore delle piattabande inferiori delle travi di acciaio  
**bs, ts** base e spessore delle piattabande superiori delle travi di acciaio  
**twr** spessore delle anime (se inclinate è misurato perpendicolarmente ad esse)
- bcls, tcls** base e spessore della porzione di soletta collaborante; la soletta collaborante può essere calcolata cliccando sul bottone "bcls"  
**b1** base superiore della coppella; la base inferiore è assunta uguale alla base della piattabanda superiore della trave di acciaio.
- hcop** altezza della coppella  
**dsup, dinf** interasse superiore ed inferiore fra le anime esterne dei cassoni

## RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

- nbsup, Fisup, csup** armatura superiore: numero di tondini, diametro e copriferro, misurato dall'estradosso della soletta al baricentro delle armature
- nbinf, Fiinf, cinf** armatura inferiore: numero di tondini, diametro e copriferro, misurato dall'intradosso della soletta al baricentro delle armature
- Es, vs, Ec, vc** moduli di Young e di Poisson dell'acciaio e del calcestruzzo. Sono solo utilizzati per la definizione dei coefficienti di omogeneizzazione e non per la definizione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio e del calcestruzzo.
- Fi<sub>∞</sub>** coefficiente di viscosità al tempo infinito per una messa in carico al tempo 0
- pc, Acsup, Acinf** passo dei controventi orizzontali e sezioni trasversali delle aste superiori ed inferiori
- teqsup, teqinf** spessori equivalenti di una lamiera piena; possono essere calcolati automaticamente con un click sui bottoni "teqsup" e "teqinf".
- Asse z verticale** indica la direzione dell'asse z verticale degli elementi finiti rispetto alla sezione trasversale processata dal wizard.

Nell'omogeneizzazione della sezione, ai fini del calcolo delle sollecitazioni sull'impalcato, si è considerato il contributo dello spessore della soletta e delle predalles.

I controventi, superiori lungo tutto lo sviluppo dell'impalcato ed inferiori solo in corrispondenza degli appoggi, vengono considerati solo ai fini del montaggio dell'impalcato.

#### 4.4 LARGHEZZA COLLABORANTE DELLA SOLETTA

La larghezza della soletta collaborante può essere calcolata automaticamente con le formule del DM18. Nell'analisi globale della struttura, ossia per il calcolo delle sollecitazioni e delle deformazioni, si può assumere un valore costante della larghezza collaborante  $b_{eff}$  sull'intera lunghezza di ciascuna campata della trave, valutato nella mezzeria della campata per le travi appoggiate o continue ed all'incastro per le travi a mensola. Nelle verifiche delle sezioni trasversali si dovrebbero utilizzare valori delle larghezze collaboranti differenziati per le zone soggette a momento positivo o negativo, assumendo le lunghezze  $L_0$  riportate in figura.

Il calcolo è effettuato in una delle seguenti ipotesi:

- |                                       |                        |
|---------------------------------------|------------------------|
| 1) travi continue, campata di bordo   | $L_0 = 0.85 L_1$       |
| 2) travi continue, campate intermedie | $L_0 = 0.7 L_2$        |
| 3) travi continue, appoggi            | $L_0 = 0.25 (L_1+L_2)$ |
| 4) travi continue, sbalzi             | $L_0 = 2 L_3$          |
| 5) trave semplicemente appoggiate     | $L_0 = L_1$            |

Gli altri dati richiesti sono:

$L_1, L_2, L_3$  luci delle varie tipologie di campata  
 $bc$  larghezza impegnata direttamente dai connettori

$bsx \max, bdx \max$  metà interasse tra travi oppure distanza tra il bordo libero della soletta e l'asse della trave

Per il calcolo di  $b_{eff}$  si ha:

$$be_1 = be_2 = 1/8 L_0$$

$$b_{eff} = be_1 + be_2 + bc$$

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = \beta_1 be_1 + \beta_2 be_2 + bc$$

dove  $\beta_i = (0.55 + 0.025 L_0 / be_i) \leq 1$

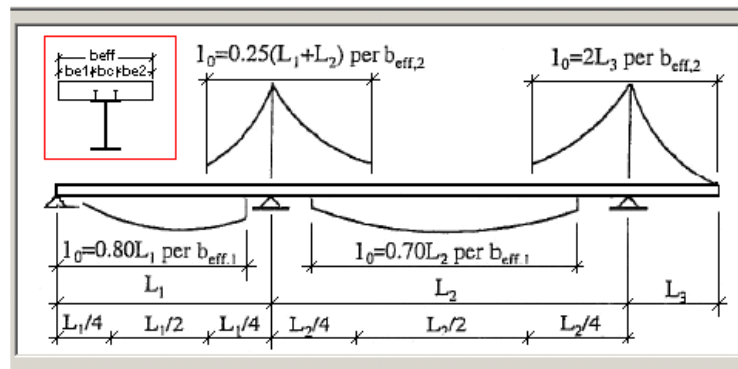


Tabella 4-1 – larghezza collaborante

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

Per tener conto dell'influenza di fessurazioni del calcestruzzo nelle zone a momento negativo nel calcolo della rigidità dell'impalcato non vanno considerate le zone di soletta la cui tensione risultasse maggiore di  $0.15f_{ck}$  (4.98MPa).

Più semplicemente si può tener conto della fessurazione trascurando il contributo del calcestruzzo alla rigidità dell'elemento per un tratto pari al 15% della luce delle campate da ciascun lato dell'appoggio intermedio.

CONCI	LARGHEZZA COLLABORANTE SOLETTA [mm]
C1_app	5125
C1	5500
C2	5500
C3	5500
C4	5500
C5	5500
C6	5500
C7	5500
C8	5500
C9	5500
C10	5500



#### 4.5 CARATTERISTICHE INERZIALI DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI DEL MODELLO

Di seguito si riportano le caratteristiche inerziali, calcolate con le modalità sopra descritte, per gli elementi trave (conci c1, c2,...c10), gli elementi traversi (diaframmi pieni D1 e reticolari D2) e della soletta:

		acc	mista too	mista t0	no_cls			acc	mista too	mista t0	no_cls
c1	A (m <sup>2</sup> )	0.0932	0.225113	0.385581	0.104459	c6	A (m <sup>2</sup> )	0.11488	0.246793	0.407261	0.126139
	Kt (m <sup>4</sup> )	2.38E-17	3.75E-15	8.7E-15	8.7E-15		Kt (m <sup>4</sup> )	3.47E-05	0.004222	0.00979	0.00979
	Jxx(m <sup>4</sup> )	0.118613	0.275089	0.322075	0.147288		Jxx(m <sup>4</sup> )	0.175405	0.400366	0.478484	0.212883
	Jyy(m <sup>4</sup> )	0.00207	0.3346	0.739115	0.030454		Jyy(m <sup>4</sup> )	0.005718	0.338248	0.742763	0.034101
	WT_x (m <sup>2</sup> )	0.050247	0.053205	0.052095	0.052526		WT_x (m <sup>2</sup> )	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488
	WT_y (m <sup>2</sup> )	0.050247	0.053205	0.052095	0.052526		WT_y (m <sup>2</sup> )	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488
c2	A (m <sup>2</sup> )	0.10704	0.238953	0.399421	0.118299	c7	A (m <sup>2</sup> )	0.10704	0.28962	0.450089	0.168967
	Kt (m <sup>4</sup> )	2.96E-05	0.004217	0.009785	0.009785		Kt (m <sup>4</sup> )	2.96E-05	0.004217	0.009785	0.009785
	Jxx(m <sup>4</sup> )	0.150234	0.396297	0.477455	0.192562		Jxx(m <sup>4</sup> )	0.150234	0.42476	0.486916	0.301879
	Jyy(m <sup>4</sup> )	0.005291	0.337821	0.742336	0.033674		Jyy(m <sup>4</sup> )	0.005291	0.465545	0.87006	0.161399
	WT_x (m <sup>2</sup> )	0.041692	0.04641	0.045815	0.044123		WT_x (m <sup>2</sup> )	0.041692	0.045848	0.045518	0.045599
	WT_y (m <sup>2</sup> )	0.041692	0.04641	0.045815	0.044123		WT_y (m <sup>2</sup> )	0.041692	0.045848	0.045518	0.045599
c3	A (m <sup>2</sup> )	0.11488	0.246793	0.407261	0.126139	c8	A (m <sup>2</sup> )	0.11488	0.246793	0.407261	0.126139
	Kt (m <sup>4</sup> )	3.47E-05	0.004222	0.00979	0.00979		Kt (m <sup>4</sup> )	3.47E-05	0.004222	0.00979	0.00979
	Jxx(m <sup>4</sup> )	0.175405	0.400366	0.478484	0.212883		Jxx(m <sup>4</sup> )	0.175405	0.400366	0.478484	0.212883
	Jyy(m <sup>4</sup> )	0.005718	0.338248	0.742763	0.034101		Jyy(m <sup>4</sup> )	0.005718	0.338248	0.742763	0.034101
	WT_x (m <sup>2</sup> )	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488		WT_x (m <sup>2</sup> )	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488
	WT_y (m <sup>2</sup> )	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488		WT_y (m <sup>2</sup> )	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488
c4	A (m <sup>2</sup> )	0.2088	0.340713	0.501181	0.220059	c9	A (m <sup>2</sup> )	0.11488	0.246793	0.407261	0.126139
	Kt (m <sup>4</sup> )	0.000332	0.004519	0.010088	0.010088		Kt (m <sup>4</sup> )	3.47E-05	0.004222	0.00979	0.00979
	Jxx(m <sup>4</sup> )	0.359648	0.613072	0.74226	0.393085		Jxx(m <sup>4</sup> )	0.175405	0.400366	0.478484	0.212883
	Jyy(m <sup>4</sup> )	0.011814	0.344343	0.748859	0.040197		Jyy(m <sup>4</sup> )	0.005718	0.338248	0.742763	0.034101
	WT_x (m <sup>2</sup> )	0.05518	0.058279	0.058324	0.055997		WT_x (m <sup>2</sup> )	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488
	WT_y (m <sup>2</sup> )	0.05518	0.058279	0.058324	0.055997		WT_y (m <sup>2</sup> )	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488
c5	A (m <sup>2</sup> )	0.11488	0.246793	0.407261	0.126139	c10	A (m <sup>2</sup> )	0.18335	0.315263	0.475731	0.194609
	Kt (m <sup>4</sup> )	3.47E-05	0.004222	0.00979	0.00979		Kt (m <sup>4</sup> )	0.000191	0.004378	0.009947	0.009947
	Jxx(m <sup>4</sup> )	0.175405	0.400366	0.478484	0.212883		Jxx(m <sup>4</sup> )	0.305037	0.562458	0.683939	0.340571
	Jyy(m <sup>4</sup> )	0.005718	0.338248	0.742763	0.034101		Jyy(m <sup>4</sup> )	0.010138	0.342668	0.747183	0.038521
	WT_x (m <sup>2</sup> )	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488		WT_x (m <sup>2</sup> )	0.054768	0.058266	0.058112	0.055837
	WT_y (m <sup>2</sup> )	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488		WT_y (m <sup>2</sup> )	0.054768	0.058266	0.058112	0.055837

In cui:

- acc** caratteristiche inerziali della sola trave in acciaio;
- mista t0** caratteristiche inerziali della sezione mista acciaio-cls a breve termine;
- mista too** caratteristiche inerziali della sezione mista acciaio-cls a lungo termine;
- no\_cls** caratteristiche inerziali della sezione in acciaio e l'area delle armature longitudinale presenti in soletta

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

**Diaframma D1**

I/Wide Flange Section

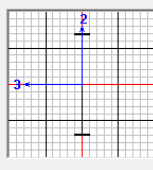
**Nome Sezione** D1

Note Sezione

Proprietà  Modifica Proprietà  Materiale + STEEL

Dimensioni

Altezza totale (t3)	2.8
Larghezza ala sup (t2)	0.4
Spessore ala sup (tf)	0.025
Spessore anima (tw)	0.027
Larghezza ala inf (t2b)	0.4
Spessore ala inf (tfb)	0.025



Colore

**Dati Proprietà**

**Nome Sezione** D1

Proprietà

Area Sezione (Assiale)	0.0943	Modulo Resistenza asse 3	0.0609
Costante di Torsione	2.193E-05	Modulo Resistenza asse 2	1.356E-03
Momento Inerzia asse 3	0.0853	Modulo Plastico asse 3	0.0788
Momento Inerzia asse 2	2.712E-04	Modulo Plastico asse 2	2.501E-03
Area Taglio in direzione 2	0.0756	Raggio d'Inerzia asse 3	0.9513
Area Taglio in direzione 3	0.0167	Raggio d'Inerzia asse 2	0.0536

**Diaframma D2**

Double Angle Section

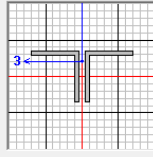
**Nome Sezione** COR-INF\_2x130x12

Note Sezione

Proprietà  Modifica Proprietà  Materiale + STEEL

Dimensioni

Altezza totale (t3)	0.13
Larghezza totale (t2)	0.25
Spessore lato orizzontale (tf)	0.012
Spessore lato verticale (tw)	0.012
Distanza dorso a dorso (dis)	0.016



Colore

**Dati Proprietà**

**Nome Sezione** COR-INF\_2x130x12

Proprietà

Area Sezione (Assiale)	5.760E-03	Modulo Resistenza asse 3	1.022E-04
Costante di Torsione	2.663E-07	Modulo Resistenza asse 2	1.397E-04
Momento Inerzia asse 3	9.404E-06	Modulo Plastico asse 3	1.846E-04
Momento Inerzia asse 2	1.816E-05	Modulo Plastico asse 2	2.417E-04
Area Taglio in direzione 2	3.120E-03	Raggio d'Inerzia asse 3	0.0404
Area Taglio in direzione 3	2.928E-03	Raggio d'Inerzia asse 2	0.0562

Double Angle Section

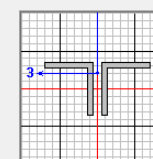
**Nome Sezione** COR-SUP\_2x100x10

Note Sezione

Proprietà  Modifica Proprietà  Materiale + STEEL

Dimensioni

Altezza totale (t3)	0.1
Larghezza totale (t2)	0.2
Spessore lato orizzontale (tf)	0.01
Spessore lato verticale (tw)	0.01
Distanza dorso a dorso (dis)	0.016



Colore

**Dati Proprietà**

**Nome Sezione** COR-SUP\_2x100x10

Proprietà

Area Sezione (Assiale)	3.640E-03	Modulo Resistenza asse 3	4.988E-05
Costante di Torsione	1.164E-07	Modulo Resistenza asse 2	6.982E-05
Momento Inerzia asse 3	3.505E-06	Modulo Plastico asse 3	9.020E-05
Momento Inerzia asse 2	6.982E-06	Modulo Plastico asse 2	1.228E-04
Area Taglio in direzione 2	2.000E-03	Raggio d'Inerzia asse 3	0.031
Area Taglio in direzione 3	1.840E-03	Raggio d'Inerzia asse 2	0.0438

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

Double Angle Section

Nome Sezione:

Note Sezione:

Proprietà:  Modifica Proprietà:  Materiale:

Dimensioni:

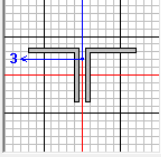
Altezza totale (t3):

Larghezza totale (t2):

Spessore lato orizzontale (tf):

Spessore lato verticale (tw):

Distanza dorso a dorso (dis):



Colore:

Dati Proprietà

Nome Sezione:

Proprietà:

Area Sezione (Assiale)	5.760E-03	Modulo Resistenza asse 3	1.022E-04
Costante di Torsione	2.663E-07	Modulo Resistenza asse 2	1.397E-04
Momento Inerzia asse 3	9.404E-06	Modulo Plastico asse 3	1.846E-04
Momento Inerzia asse 2	1.816E-05	Modulo Plastico asse 2	2.417E-04
Area Taglio in direzione 2	3.120E-03	Raggio d'Inerzia asse 3	0.0404
Area Taglio in direzione 3	2.926E-03	Raggio d'Inerzia asse 2	0.0562

**Soletta**

Rectangular Section

Nome Sezione:

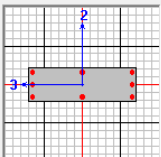
Note Sezione:

Proprietà:  Modifica Proprietà:  Materiale:

Dimensioni:

Altezza (t3):

Larghezza (t2):



Colore:

Dati Proprietà

Nome Sezione:

Proprietà:

Area Sezione (Assiale)	0.31	Modulo Resistenza asse 3	0.016
Costante di Torsione	7.992E-03	Modulo Resistenza asse 2	0.0517
Momento Inerzia asse 3	2.483E-03	Modulo Plastico asse 3	0.024
Momento Inerzia asse 2	0.0258	Modulo Plastico asse 2	0.0775
Area Taglio in direzione 2	0.2583	Raggio d'Inerzia asse 3	0.0895
Area Taglio in direzione 3	0.2583	Raggio d'Inerzia asse 2	0.2887

## 5 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta nel seguito una descrizione delle azioni agenti sulle strutture, considerate per il dimensionamento degli elementi all'oggetto.

### 5.1 CARICHI ELEMENTARI

Le azioni di progetto, in accordo con quanto prescritto da D.M. de 17/01/2018, vengono di seguito elencate:

- g1 = peso proprio della struttura;
- g2 = carichi permanenti portati;
- g3 = altri carichi permanenti;
- ε1 = distorsioni di progetto;
- ε2 = ritiro del calcestruzzo;
- ε3 = viscosità;
- q1 = carichi mobili;
- q2 = effetto dinamico dei carichi mobili;
- q3 = azioni longitudinali di frenamento;
- q4 = azione centrifuga;
- q5 = azione del vento;
- q6 = spinta idrodinamica;
- q7 = variazioni termiche;
- q8 = resistenze di attrito agli appoggi;
- q9 = azioni sui parapetti: urto di un veicolo in svio;
- q10 = azioni sismiche.

#### 5.1.1 Peso proprio della struttura g1

Il peso proprio degli elementi strutturali (travi longitudinali, trasversi e soletta) è computato considerando un peso specifico pari a  $\gamma_{cls} = 25.0$  kN/mc per il calcestruzzo e pari a  $\gamma_{acciaio} = 78.5$  kN/mc per l'acciaio. Il peso della carpenteria metallica è pari a 6369 kN.

Carp. metallica:	$6369 \text{ kN} / 205.2 \text{ ml} =$	31.00 kN/ml
Soletta in c.a.:	$11.00 \times 0.31 \times 25.00 \text{ kN/ml} =$	85.25 kN/ml
Peso della carpenteria sulla singola trave: Carp. Metallica/2=		15.50 kN/ml
Peso della soletta sulla singola trave: Soletta in c.a./2=		42.63 kN/ml

#### 5.1.2 Carichi permanenti portati g2

Cordoli in c.a.:	$(0.75 + 0.75) \times 0.20 \times 25.00 \text{ kN/mc} =$	6.50 kN/ml
Pavimentazione:	$(9.50) \times 3.00 \times 0.11 \times 26.67(*) \text{ kN/mq} =$	27.87 kN/ml
Massetto pendenze	$0.14 / 2 \times 20 = \text{kN/mc} =$	1.40 kN/ml
Guardrail:	$2 \times 1.5 \text{ kN/ml} =$	3.00 kN/ml
Velette in c.a. sp=5cm:	$2 \times 0.05 \times 0.6 \times 25 \text{ kN/mc} =$	1.50 kN/ml
Sommano:		40.27 kN/ml

(\*) il peso di volume della pavimentazione è pari a  $24 \text{ kN/m}^3$ , poiché per tale carico si utilizza un coefficiente di combinazione pari a 1.5, maggiore rispetto a quello di progetto pari a 1.35.  
Pertanto, si ha:

$$\gamma_{p_{av}} = 1.5/1.35 * 24 = 26.67 \text{ kN/m}^3$$

Peso dei permanenti portati sulla singola trave: Perm./2= 20.14 kN/ml

### 5.1.3 Cedimento differenziale di pile e spalle ( $\epsilon 1$ )

Si è valutato l'effetto prodotto dal cedimento isolato di ogni singolo appoggio della trave continua (pile e spalle).

Il cedimento viene calcolato in funzione della distanza tra gli appoggi considerati (1/5000 Luce):

- Luce di 42 m, il cedimento è pari a 0.84 cm;
- Luce di 42-60 m, il cedimento è pari a 1.02 cm;
- Luce di 60 m, il cedimento è pari a 1.2 cm;

### 5.1.4 Ritiro ( $\epsilon 2$ ) e viscosità ( $\epsilon 3$ )

Gli effetti della viscosità sulla soletta sono valutati mediante l'adozione di un modulo elastico del calcestruzzo corretto.

$$E^*_c = \frac{E_c}{1 + \phi(t)}$$

dove:

- $E^*_c$  è il valore medio del modulo elastico del calcestruzzo;
- $\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t - t_0)$  è il coefficiente di viscosità definito nell'Appendice B della norma UNI EN 1992-1-1:2005;
- $t_0$  è l'età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione del carico (per i carichi permanenti è assunto  $t_0 = 28 \text{ gg}$ );
- $t$  è l'età del calcestruzzo in giorni all'istante considerato;
- $\phi_0$  e  $\beta_c(t - t_0)$  sono coefficienti funzioni della resistenza media a compressione del calcestruzzo  $f_{cm}$ , dell'umidità relativa ambientale  $RH$  e della dimensione convenzionale della sezione  $h_0 = 2A_c / u$  ( $A_c$  è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo ed  $u$  è il perimetro esposto ad essiccazione).

Nel caso in oggetto la dimensione convenzionale della sezione vale  $h_0 = 688 \text{ mm}$  e, assumendo un'umidità relativa  $RH = 75\%$ , si ottiene per  $t_0 = 28 \text{ gg}$  e  $t = 10000 \text{ gg}$   $\phi(t, t_0) = 1.21$  (azioni lente da carichi permanenti) e per  $t_0 = 1 \text{ gg}$  e  $t = 10000 \text{ gg}$   $\phi(t, t_0) = 2.25$  (azioni lente da effetti primari e secondari da ritiro).

Le caratteristiche geometriche di una sezione trasversale composta sono definite omogeneizzando la soletta alla trave metallica. Per le azioni di breve durata, si utilizza il modulo elastico del calcestruzzo a 28 giorni. Per le azioni di lunga durata, si definiscono i rapporti modulari corretti in funzione del tipo di azione, mediante l'espressione:

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{E_s}{\frac{E_c}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)}} = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0))$$

avendo indicato con  $n_0 = \frac{E_s}{E_c}$  il rapporto modulare per azioni di breve durata ed essendo  $\psi_L = 1.1$  il coefficiente moltiplicativo di viscosità da usare per carichi permanenti e  $\psi_L = 0.55$  il coefficiente moltiplicativo della viscosità da usare per azioni lente da ritiro.

Nella relazione da ora in poi si adotterà la dizione "a tempo  $t_0$  o a tempo  $t_{00}$ " intendendo che il modulo elastico del calcestruzzo è rispettivamente  $E_c$  o  $E_c$ -viscoso o equivalentemente che il coefficiente di omogeneizzazione vale rispettivamente 6.06 o 14.12 (azioni lente da carichi permanenti) e 13.55 (azioni lente da effetti primari e secondari da ritiro).

La deformazione da ritiro  $\epsilon_{cs}(t, t_0)$  è calcolato secondo quanto prescritto nell'Appendice B della norma UNI EN 1992-1-1:2005:

$$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_{ca}(t) + \epsilon_{cd}(t, t_s)$$

dove:

- $\epsilon_{ca}(t)$  è la deformazione del calcestruzzo per ritiro autogeno al tempo  $t$ ;
- $\epsilon_{cd}(t, t_s)$  è la deformazione di base dovuta a ritiro per essiccamento.

Nel caso in oggetto, per una dimensione convenzionale della sezione  $h_0 = 688 \text{ mm}$  e un'umidità relativa  $RH = 75\%$ , si ottiene (per  $t_s = 1 \text{ gg}$  e  $t = 10000 \text{ gg}$ )  $\epsilon_{ca} = 6.25 \cdot 10^{-5}$  e  $\epsilon_{cd}(t) = 2.7 \cdot 10^{-4}$ , da cui:  
 $\epsilon_{cs}(t, t_s) = 3.35 \cdot 10^{-4}$ .

$$\Delta t_{eq} = \epsilon_{roo}/\alpha = 34.0^\circ \quad \text{Variazione termica equivalente}$$

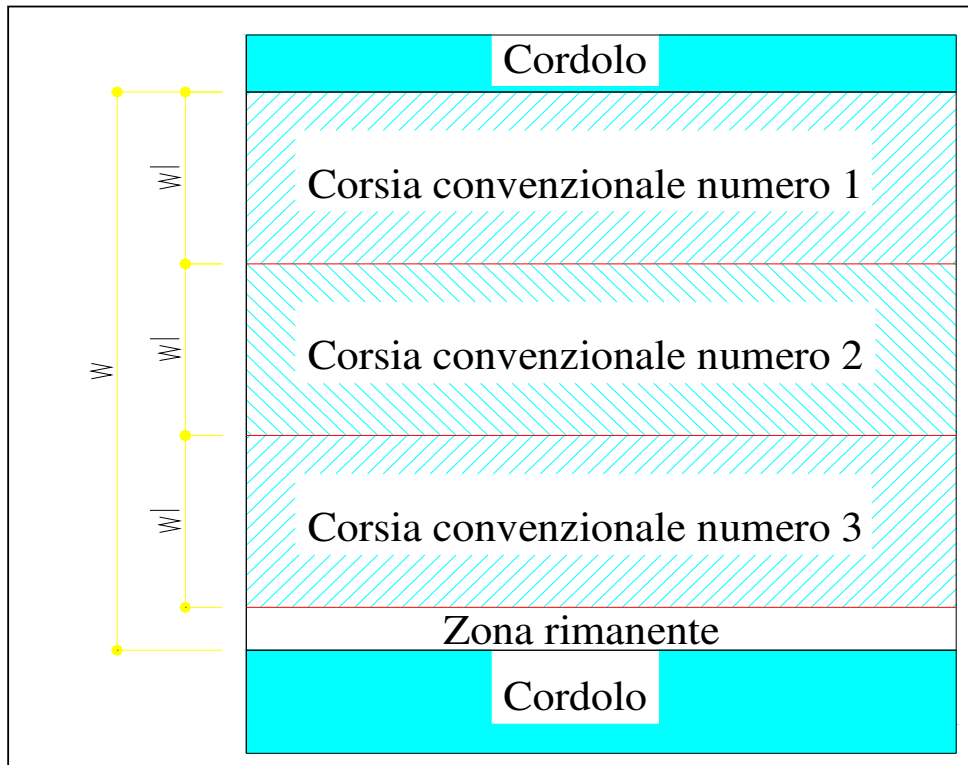
### 5.1.5 Carichi mobili $q_1$

Questi sono i carichi stabiliti convenzionalmente dalla normativa specifica per il calcolo dei ponti. I carichi vanno applicati su una "corsia convenzionale" avente un ingombro trasversale stabilito in 3,00m, e sulla "zona rimanente" avente un ingombro trasversale pari a  $w - (3.00 \times nl)$ , dove "w" è la larghezza della carreggiata e "nl" è il numero di corsie convenzionali. Nel caso specifico, considerata la variabilità della larghezza della carreggiata, si ha:

$$w = 9.50 \text{ m}$$

$$nl = \text{Int}(w/3) = \text{Int}(9.50)/3 = 3$$

$$\text{Larghezza della zona rimanente} = w - (3.00 \times nl) = 0.50 \text{ m}$$



Carico Q1k: mezzo convenzionale a due assi: 600,00 kN  
 Carico q1k: carico ripartito: 9 kN/m<sup>2</sup>  
 Carico Q2k : mezzo convenzionale a due assi: 400,00 kN  
 Carico q2k: carico ripartito: 2,5 kN/ m<sup>2</sup>  
 Carico Q3k : mezzo convenzionale a due assi: 200,00 kN  
 Carico q3k: carico ripartito: 2,5 kN/ m<sup>2</sup>  
 Carico q4k : zona rimanente: 2,5 kN/ m<sup>2</sup>  
 Carico q1e : folla compatta sui marciapiedi: 2.5 kN/ m<sup>2</sup>

Compatibilmente con la larghezza complessiva della piattaforma carrabile, vengono considerati:

Una colonna di carico costituita da un solo mezzo Q1k (600 kN) e da uno o più tratti di carico q1k (9 kN/mq),  
 disposti ai fini del calcolo delle strutture principali, lungo l'asse della corsia più sfavorevole;

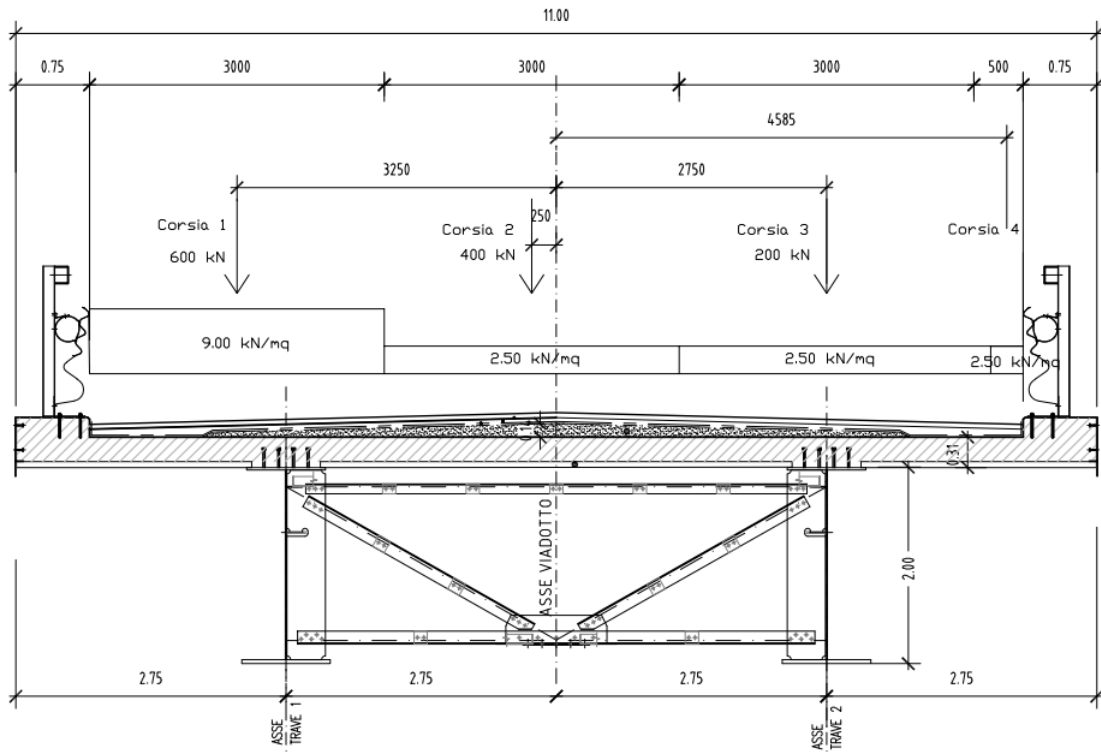
Una seconda colonna di carico analoga alla precedente ma con intensità dei carichi ridotta (Q1k=400 kN;  
 q1k=2.5 kN/mq);

Una terza e una quarta colonna di carico analoga alla precedente ma con intensità dei carichi ridotta  
 (Q1k=200 kN; q1k=2.5 kN/mq);

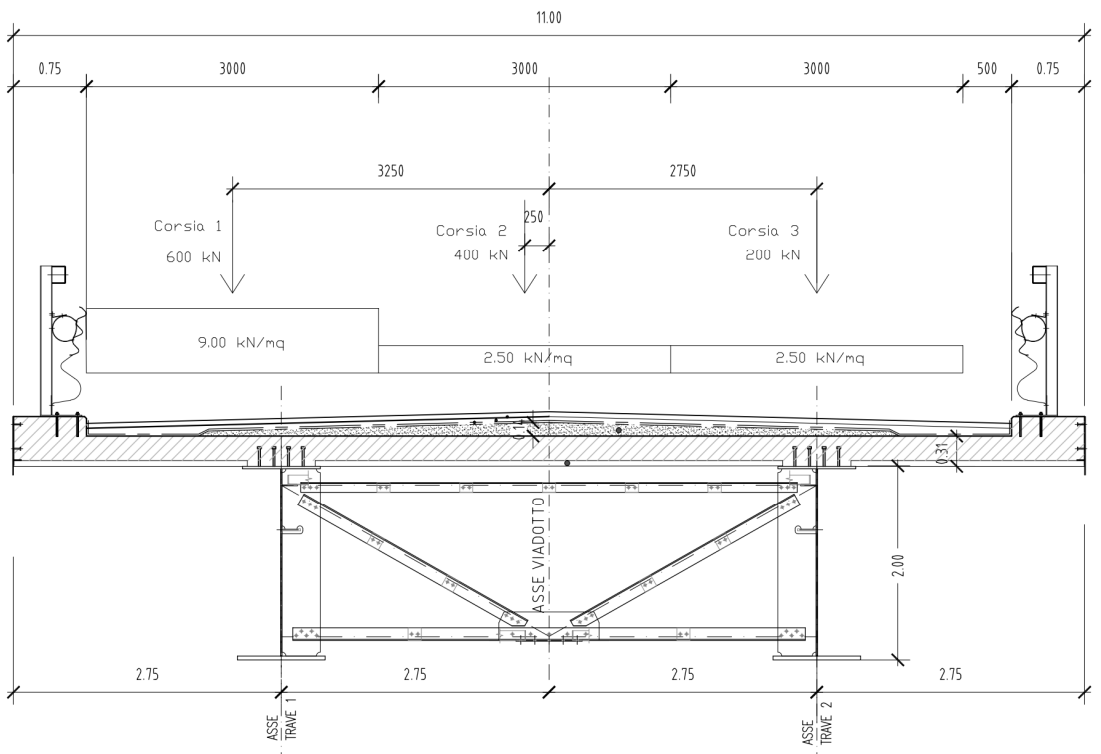
Una quarta colonna di carico pari a 2.5 kN/ mq (zona rimanente);

Compatibilmente con la larghezza complessiva della piattaforma carrabile, viene considerata la seguente  
 distribuzione dei carichi:

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**



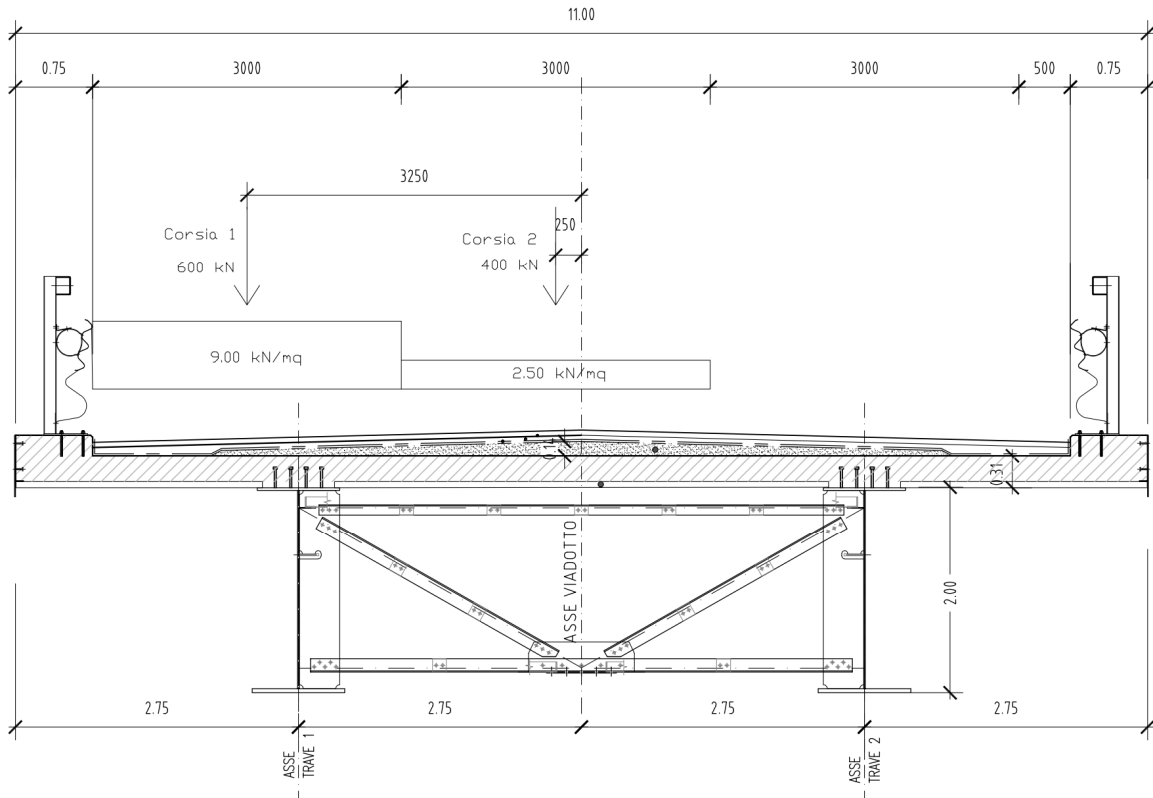
Disposizione A



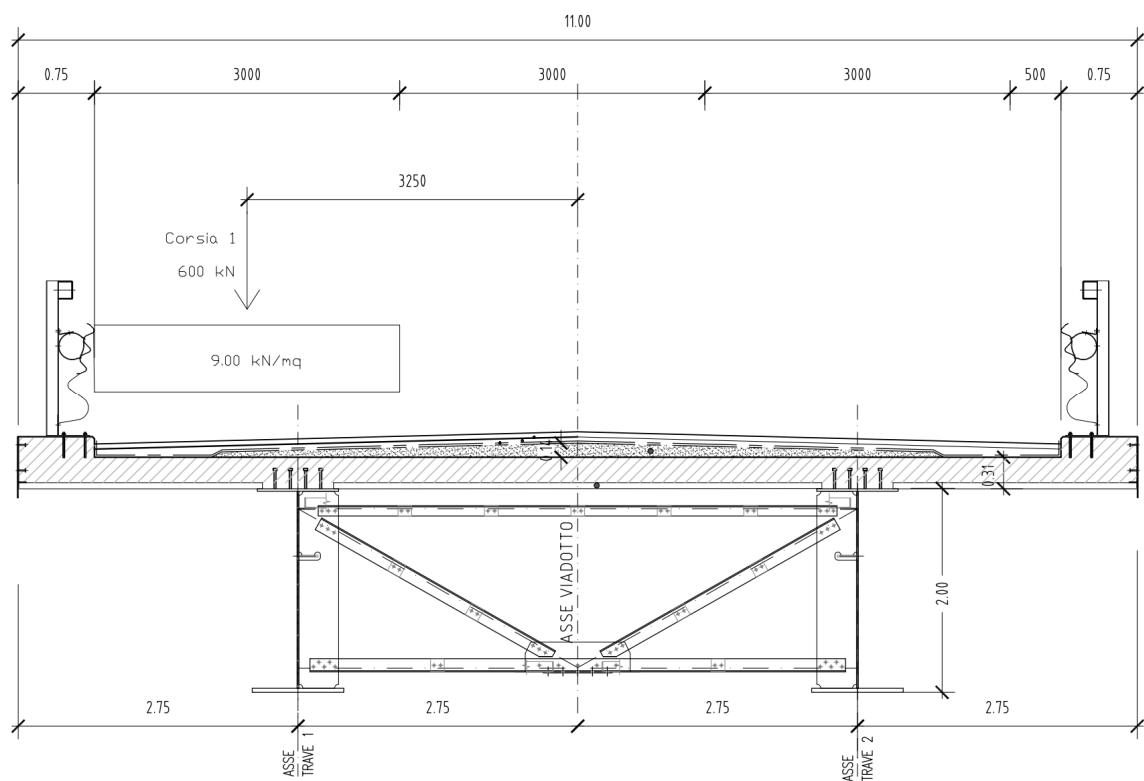
Disposizione B



**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**



Disposizione C

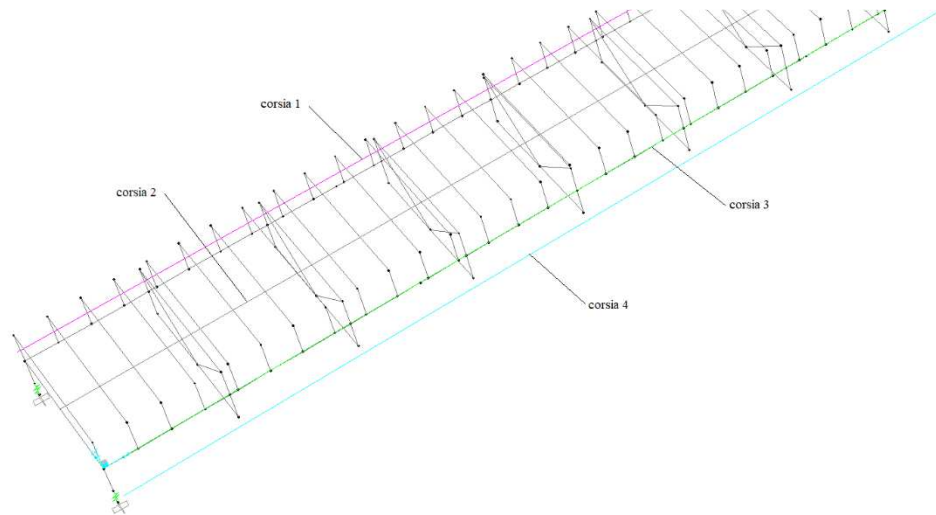


Disposizione D

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

Tali carichi in direzione longitudinale sono considerati viaggianti sull'intero impalcato e in direzione trasversale considerati nelle configurazioni che massimizzano le sollecitazioni di verifica delle sottostrutture.

In particolare, avremo due configurazioni: la prima che massimizza il momento trasversale sulle sottostrutture con i carichi disposti in maniera più eccentrica possibile rispetto all'asse delle pile e la seconda che massimizza lo sforzo normale con tutti i carichi mobili presenti sull'impalcato.



Corsie di carico

**Dati Veicolo Generico**

Nome veicolo: Q1K      Unità: KN, m, C

Carichi Assali Flottanti

	Valore	Tipo di Larghezza	Larghezza
Per M. di Corsia	0	One Point	
Per Altre Risposte	0	One Point	

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi  
 Forze Appoggio Verticale Interno  
 Altre Risposte

Min Dist Permissa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia: 0.3048  
Bordo Interno Corsia: 0.6096

Effetti Lunghezza

Assale: None    Mod/Mostra  
Uniforme: None    Mod/Mostra

Carichi

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Uniforme Tipo di Larghezza	Uniforme Larghezza	Assale Carico	Assale Tipo di Larghezza	Assale Larghezza
Leading Load	Infinite		27	Zero Width		300	One Point	
Leading Load	Infinite		27	Zero Width		300	One Point	
Fixed Length	1.2		27	Zero Width		300	One Point	
Trailing Load	Infinite		27	Zero Width				

Agg.    Inserisci    Modif.    Canc.

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio    Fatt di Riduzione Scambio:

Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

OK    Annulla

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

**Dati Veicolo Generico**

Nome veicolo: Q2K      Unità: KN, m. C

**Carichi Assali Flottanti**

	Valore	Tipo di Larghezza	Larghezza
Per M. di Corsia	0.	One Point	
Per Altre Risposte	0.	One Point	

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

**Uso**

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi  
 Forze Appoggio Verticale Interno  
 Altre Risposte

**Min Dist Permissa Da Carico Asse**

Bordo Esterno Corsia: 0.3048  
Bordo Interno Corsia: 0.6096

**Effetti Lunghezza**

Assale: None      Mod/Mostra  
Uniforme: None      Mod/Mostra

**Carichi**

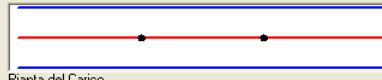

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Uniforme Tipo di Larghezza	Uniforme Larghezza	Assale Carico	Assale Tipo di Larghezza	Assale Larghezza
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		200.	One Point	
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		200.	One Point	
Fixed Length	1.2		7.5	Zero Width		200.	One Point	
Trailing Load	Infinite		7.5	Zero Width				

Agg.    Inserisci    Modif.    Canc.

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio      Fatt di Riduzione Scambio:

Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

OK    Annulla

**Dati Veicolo Generico**

Nome veicolo: Q3K      Unità: KN, m. C

**Carichi Assali Flottanti**

	Valore	Tipo di Larghezza	Larghezza
Per M. di Corsia	0.	One Point	
Per Altre Risposte	0.	One Point	

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

**Uso**

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi  
 Forze Appoggio Verticale Interno  
 Altre Risposte

**Min Dist Permissa Da Carico Asse**

Bordo Esterno Corsia: 0.3048  
Bordo Interno Corsia: 0.6096

**Effetti Lunghezza**

Assale: None      Mod/Mostra  
Uniforme: None      Mod/Mostra

**Carichi**

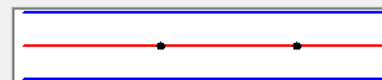

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Uniforme Tipo di Larghezza	Uniforme Larghezza	Assale Carico	Assale Tipo di Larghezza	Assale Larghezza
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		100.	One Point	
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		100.	One Point	
Fixed Length	1.2		7.5	Zero Width		100.	One Point	
Trailing Load	Infinite		7.5	Zero Width				

Agg.    Inserisci    Modif.    Canc.

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio      Fatt di Riduzione Scambio:

Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

OK    Annulla

Dati Veicolo Generico

Nome veicolo:  Unità:

Carichi Assali Flottanti

	Valore	Tipo di Larghezza	Larghezza
Per M. di Corsia	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text"/>
Per Altre Risposte	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text"/>

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi  
 Forze Appoggio Verticale Interno  
 Altre Risposte

Min Dist Permissa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia:   
Bordo Interno Corsia:

Effetti Lunghezza

Assale:    
Uniforme:

Carichi

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Uniforme Tipo di Larghezza	Uniforme Larghezza	Assale Carico	Assale Tipo di Larghezza	Assale Larghezza
Leading Load	Infinite		1.25	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		1.25	Zero Width		0.	One Point	
Trailing Load	Infinite		1.25	Zero Width				

Il Veicolo si Applica Solo alle Corse di Scambio      Fatti di Riduzione Scambio:   
 Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

Veicoli

### 5.1.6 Incremento dinamico q2

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

### 5.1.7 Forza di frenatura q3

La forza di frenatura è pari a:

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

essendo "w1" ed "L" rispettivamente la larghezza e la lunghezza totale della prima corsia di carico del viadotto.

Nel nostro caso si ha:

$$q_3 = 0.6 \cdot 2 \cdot 300 + 0.1 \cdot 3 \cdot 9 \cdot 204 = 910.8 \text{ kN} > 900 \text{ kN}$$

Si adotta il valore di 900 kN.

L'azione di frenatura non è rilevante ai fini del dimensionamento dell'impalcato.

### 5.1.8 Forza centrifuga $q_4$

Nel nostro caso il raggio di curvatura è pari a circa 500 m pertanto, la forza centrifuga sarà la seguente:

$$q_4 = 40 \cdot Q_v / R = 40 \cdot 2400 / 500 = 192 \text{ kN}$$

in cui:

$Q_v = 2 \cdot 1200$  è il carico tandem dello schema 1.

$R = 500 \text{ m}$  è il raggio di curvatura dell'impalcato.

L'azione distribuita su tratto in curva dell'impalcato (102 m) è pari a:

$$q_{4,u} = 192 / 102 = 1.88 \text{ kN/m}$$

L'azione centrifuga non è rilevante ai fini del dimensionamento dell'impalcato.

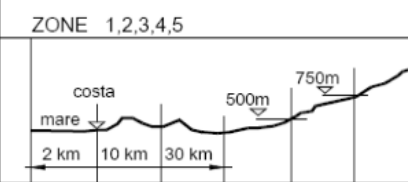
### 5.1.9 Azione del vento $q_5$

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni  $p$  (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- $q_b$  = pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$  = coefficiente di esposizione;
- $c_p$  = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- $c_d$  = coefficiente dinamico.

	ZONE 1,2,3,4,5					
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Il valore di  $c_e$  può essere ricavato mediante la relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[ 7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
3	27	500	0.02
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])			850
$T_R$ (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b$ ( $T_R = 50$ [m/s])			34.000
$\alpha_R$ ( $T_R$ )			1.03924
$v_b$ ( $T_R$ ) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			35.334

$p$ (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
$q_b$ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
$c_e$ (coefficiente di esposizione)
$c_p$ (coefficiente di forma)
$c_d$ (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

$q_b$ [N/mq]	780.31
--------------	--------

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						ZONA 6					ZONE 7,8			ZONA 9			
A	--	IV	IV	V	V	A	--	III	IV	V	V	A	--	IV	A	--	I
B	--	III	III	IV	IV	B	--	II	III	IV	IV	B	--	IV	B	--	I
C	--	*	III	III	IV	C	--	I	II	III	IV	C	--	III	C	--	I
D	I	II	II	II	III	D	I	I	II	II	III	D	I	II	D	I	I
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7											
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1																	

Zona	Classe di rugosità	a <sub>s</sub> [m]
3	C	850

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k <sub>r</sub>	z <sub>0</sub> [m]	z <sub>min</sub> [m]	c <sub>t</sub>
IV	0.22	0.3	8	1

z [m]	ce
z = 11	1.848

Per Z si è assunto l'altezza massima dell'impalcato da p.c.

qb	0.781	kN/mq	
Ce	1.848		Coefficiente di esposizione
Cp	1.4		Coefficiente di forma
Cd	1		Coefficiente dinamico
p	2.10	kN/mq	Pressione del vento

Nel nostro caso avremo:

$$H_{\text{imp,max}} = (3.00 + 0.31 + 0.11 + 3.00) \text{ m} = 6.42 \text{ m}$$

Dove:

3.00 m rappresenta l'altezza delle travi in acciaio;

0.31 m rappresenta l'altezza max della soletta in c.a.;

0.11 m rappresenta l'altezza della pavimentazione;

3.00 m rappresenta l'altezza della superficie esposta al vento.

$$\text{Risultante: } R_v = 2.10 \cdot 6.42 = 13.48 \text{ kN/m} \quad M_v = 13.48 \cdot (6.42/2 - 1.5) = 23.05 \text{ kNm/m}$$

Con:

R<sub>v</sub> risultante della forza dovuta al vento

M<sub>v</sub> risultante del momento dovuto al vento rispetto al baricentro della trave

2.10 kN/mq la pressione del vento

6.42 l'altezza su cui agisce il vento

6.42/2-1.0 è la distanza tra il baricentro di applicazione della pressione del vento e il baricentro della trave.

Oltre alla forza orizzontale è prevista anche una forza verticale agente sull'impalcato che nel nostro è trascurabile.

### 5.1.10 Azioni idrodinamiche (q6)

Non sono presenti azioni idrodinamiche sulle pile.

### 5.1.11 Variazioni termiche (q7)

Sono state considerate variazioni di temperatura pari a:

I valori caratteristici della variazione termica uniforme per la massima espansione/contrazione si possono esprimere con la seguente formulazione:

$$\Delta T_{exp} = +T_{e,max} - T_0 \quad [C5.1.5]$$

$$\Delta T_{con} = -T_{e,min} + T_0 \quad [C5.1.6]$$

- $T_{e,max}$  e  $T_{e,min}$  sono rispettivamente la massima e minima temperatura uniforme del ponte ricavabili, come indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5, in funzione della  $T_{min}$  e  $T_{max}$  dell'aria esterna di cui al § 3.5 delle NTC:

#### **Zona III**

Marche, Abruzzo, Molise, Puglia:

$$T_{min} = -8 - 7 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.5]$$

$$T_{max} = 42 - 0.3 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.6]$$

Nel nostro caso con  $a_s$  (altitudine di riferimento) pari a 1000 m avremo:

( $T_{max}=42^\circ\text{C}$ ;  $T_{min} = -15^\circ\text{C}$ )

- $T_0$  è la temperatura iniziale all'atto della regolazione degli appoggi del ponte di cui al § 3.5.4 delle NTC (pari a  $15^\circ\text{C}$  in assenza di determinazioni più precise).

Quindi:

$$\Delta T_{exp} = 42 - 15 = 27^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{con} = -15 - 15 = -30^\circ\text{C}$$

Pertanto, in favore di sicurezza si considera lo stesso valore di variazione uniforme di temperatura sia in allungamento che in accorciamento della struttura:

Variazione termica uniforme di  $\pm 30^\circ\text{C}$

Accanto alla variazione termica uniforme, si considera anche una variazione termica differenziale tra estradosso ed intradosso variabile linearmente pari a  $DT = \pm 10^\circ\text{C}$ .

Per quanto concerne la variazione termica differenziale tra la trave d'acciaio e la soletta si adotta il gradiente di  $\pm 5^\circ\text{C}$ .



### 5.1.12 Azioni parassite per attrito degli apparecchi d'appoggio (q8)

Per effetto degli spostamenti orizzontali dell'impalcato in corrispondenza degli appoggi scorrevoli dovuti a variazioni termiche, ritiro della soletta in c.a etc., si sviluppano azioni orizzontali di attrito, funzione delle caratteristiche degli appoggi impiegati.

Sulla struttura sono presenti come apparecchi di appoggio degli isolatori elastomerici.

A causa della tipologia di appoggio adottata le azioni parassite sono in realtà di forze di richiamo elastiche e dipendono quindi dalle deformazioni assiali dell'impalcato e dalla rigidezza elastica dell'apparecchio.

Detta  $k$  la rigidezza orizzontale dell'isolatore,  $\Delta T$  ( $27^\circ$ ) la variazione termica uniforme dell'impalcato,  $\Delta Tr$  ( $34^\circ$ ) la variazione termica uniforme equivalente al ritiro, indicando con  $\alpha$  il coeff. dilatazione termica e con "d" la distanza dell'appoggio dall'asse di simmetria longitudinale del viadotto (Asse pila P2: asse rispetto a cui avvengono le deformazioni), si ha per la forza orizzontale  $F_{res.passive}$  esercitata sul singolo allineamento:

$$F_{res.passive\_allineamento\_spalla,A-B} = k \cdot d \cdot \alpha \cdot (\Delta T + \Delta Tr) = 6040 \cdot 102 \cdot 0.00001 \cdot (27 + 34) = 376 \text{ kN}$$

$$F_{res.passive\_allineamento\_P1-P3} = k \cdot d \cdot \alpha \cdot (\Delta T + \Delta Tr) = 6040 \cdot 60 \cdot 0.00001 \cdot (27 + 34) = 221 \text{ kN}$$

$$F_{res.passive\_allineamento\_P2} = k \cdot d \cdot \alpha \cdot (\Delta T + \Delta Tr) = 6040 \cdot 0 \cdot 0.00001 \cdot (27 + 34) = 0.0 \text{ kN}$$

Tali azioni sono ininfluenti ai fini del calcolo dell'impalcato essendo azioni orizzontali applicate a quota baggioli.

### 5.1.13 Azioni eccezionali (q9)

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN, distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota  $h$ , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni  $h_1$ ,  $h_2$ , dove  $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10 \text{ m})$ ,  $h_2 = 1,00 \text{ m}$ .

### 5.1.14 Azione sismica sull'insieme impalcato/pile (q10)

Come anticipato in premessa, i viadotti in oggetto sono progettati per una vita nominale  $VN$  pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica") ai sensi del D. Min. 17/01/2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso  $CU = 2.0$ .

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e per lo stato limite di collasso (SLC). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 949 anni (SLV), 1950 anni (SLC) e 101 anni (SLD).

Essa, conformemente a quanto prescritto dalle Nuove Norme Tecniche, non è definita in funzione dell'appartenenza dell'opera ad una zona sismica bensì è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Tale pericolosità sismica è descritta, in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco  $a_g$  (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- $a_g$ , accelerazione orizzontale massima del terreno

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

- $F_0$ , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T_c^*$ , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come  $F_0$  descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto situata nelle coordinate: Lat 41.640227 - Long 14.760915

$V_N$	$C_U$	$V_R$	$T_R$	Località	$a_{g,orizz}$	$F_0$	$a_{g,vert}$	$F_v$	$T_c^*$
[anni]		[anni]	[anni]	-	[g]		[g]		[s]
50	2	100	949.00	Viadotto 4	0.281	2.464	0.201	1.763	0.361

Tabella 5.2: Parametri per la definizione della massima accelerazione locale – SLV

$V_N$	$C_U$	$V_R$	$T_R$	Località	$a_{g,orizz}$	$F_0$	$a_{g,vert}$	$F_v$	$T_c^*$
[anni]		[anni]	[anni]	-	[g]		[g]		[s]
50	2	100	1950.00	Viadotto 4	0.362	2.445	0.294	1.987	0.375

Tabella 5.2: Parametri per la definizione della massima accelerazione locale – SLC

$V_N$	$C_U$	$V_R$	$T_R$	Località	$a_{g,orizz}$	$F_0$	$a_{g,vert}$	$F_v$	$T_c^*$
[anni]		[anni]	[anni]	-	[g]		[g]		[s]
50	2	100	101.00	Viadotto 4	0.112	2.484	0.051	1.122	0.320

Tabella 5.3: Parametri per la definizione della massima accelerazione locale – SLD

In quest'ultima  $V_N$  è la vita nominale dell'opera;  $C_U$  è il coefficiente relativo alla classe d'uso;  $V_R$  è il periodo di riferimento per l'azione sismica;  $T_R$  è il periodo di ritorno associato alla probabilità di non superamento dello stato limite della salvaguardia della vita;  $a_g$  è la massima accelerazione riferita a quella di gravità attesa sul sito su suolo di riferimento;  $F_0$  è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;  $F_v$  è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale;  $T_c^*$  è il periodo, espresso in secondi, corrispondente alla fine del tratto orizzontale dello spettro su suolo di riferimento.

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nelle tabelle seguenti per un terreno di tipo C.

Suolo	$S_S$	$S_T$	S	$C_C$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
C	1.285	1	1.285	1.469	0.177	0.531	2.724

Tabella 5.4: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale – SLV

Suolo	$S_S$	$S_T$	S	$C_C$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
C	1.169	1	1.169	1.451	0.181	0.544	3.046

Tabella 5.5: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale – SLC

Suolo	$S_S$	$S_T$	S	$C_C$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
C	1.5	1	1.5	1.529	0.163	0.489	2.048

Tabella 5.6: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale – SLD

In quest'ultima  $S_S$  ed  $S_T$  sono rispettivamente i fattori di amplificazione stratigrafica e topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione  $S$ ;  $C_C$  è il coefficiente che modifica il valore del periodo  $T_C^*$ ;  $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente orizzontale;  $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità;  $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

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

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{se } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se } T_C \leq T \leq T_D$$

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

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente verticale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

Suolo	$S_S$	$S_T$	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
C	1	1	1	0.05	0.15	1

Tabella 5.7: Parametri per la definizione dello spettro elastico verticale

In quest'ultima  $S_S$  ed  $S_T$ ,  $S$  e  $C_C$  hanno i significati prima descritti;  $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro per la componente verticale;  $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante;  $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad \text{se } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se } T_D \leq T$$

Visto lo schema di vincolo adottato per l'impalcato, l'azione sismica orizzontale si trasmette dall'impalcato agli appoggi elastomerici.

Gli isolatori elastomerici sono dispositivi d'appoggio in elastomero armato, cioè costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione.

La dissipazione di energia consente di ottenere un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente nel nostro caso pari a 15%.

Il tipico ciclo isteretico forza-spostamento di un isolatore schematizzabile con una relazione lineare, mediante la rigidezza equivalente  $K_e$  ed il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_e$  che dipendono dallo spostamento massimo  $d_2$  (corrispondente allo SLC) e dalla forza corrispondente  $F_2$  (corrispondente allo SLV) cui sono riferiti.

Nel nostro caso abbiamo:

$$P_{\text{eso,imp}} = 31893 \text{ kN}$$

$$k_e = 6040 \text{ kN/m}$$

$$\xi_e = 15\%$$

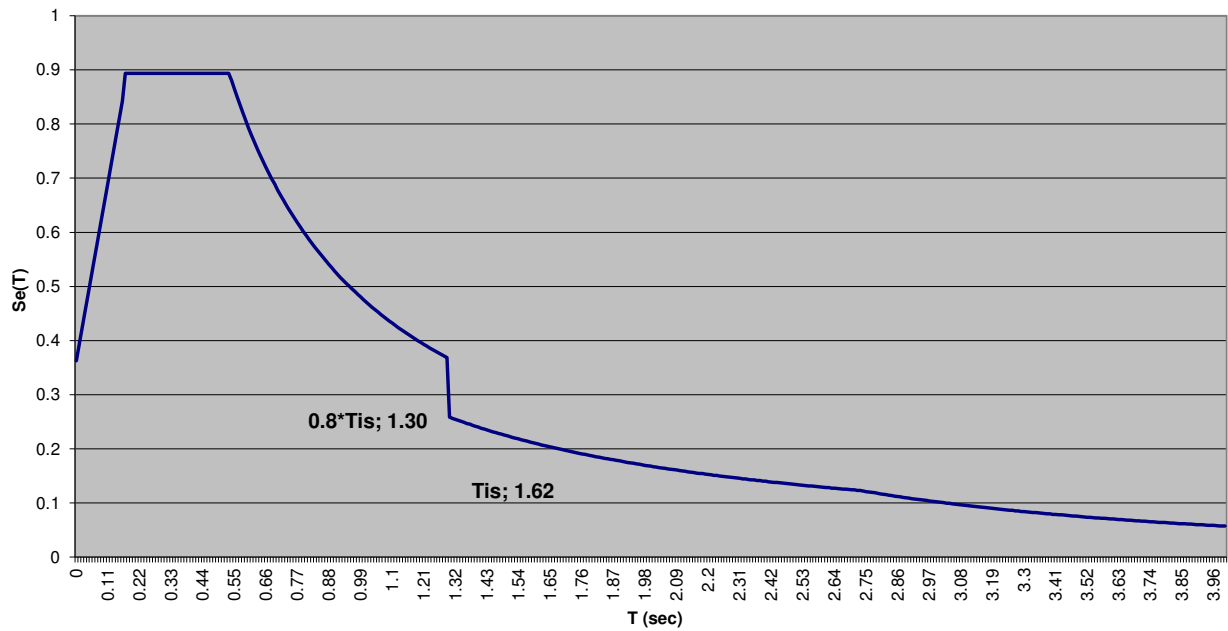
$$d_{2,\text{long}} = \pm 0.35 \text{ m}$$

$$d_{2,\text{trasv}} = \pm 0.35 \text{ m}$$

Con smorzamento viscoso equivalente al 15 %. Con tale valore si calcola il fattore h con cui si scala lo spettro per periodi superiori a 0.8 volte il periodo della struttura isolata.

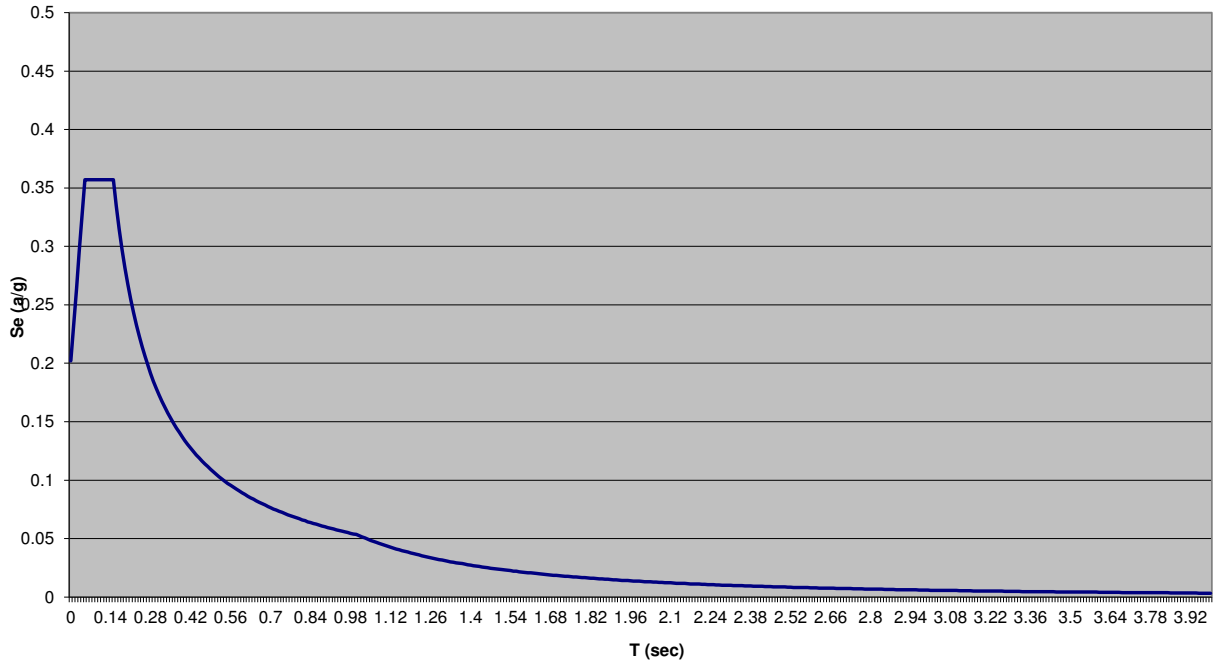
Con riferimento al caso specifico, si riporta nella figura seguente lo spettro elastico isolato per la componente orizzontale e per la componente verticale.

**Spettro di risposta elastico orizzontale isolato - SLV**

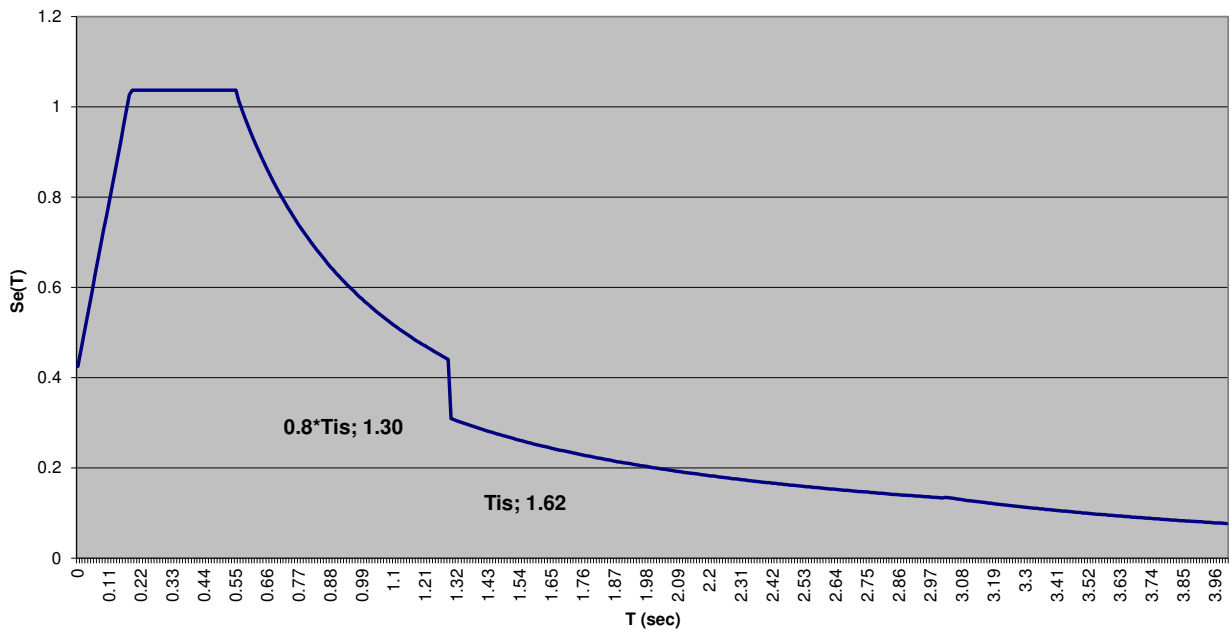


**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

**Spettro di risposta elastico verticale - SLV**

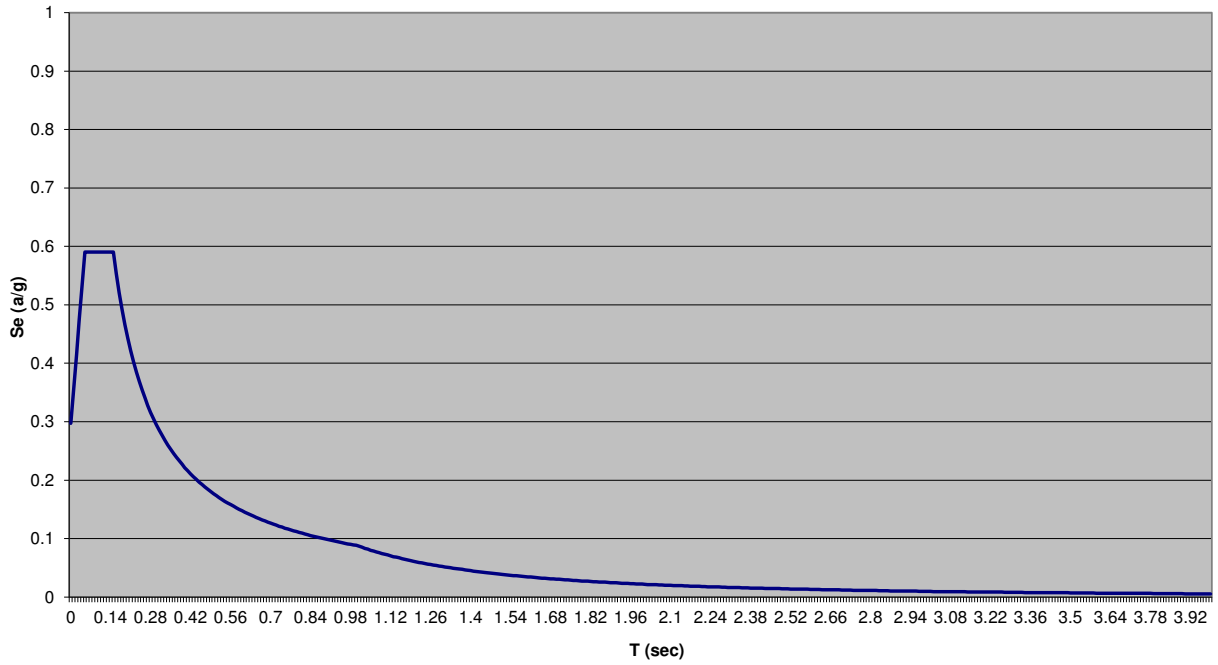


**Spettro di risposta elastico orizzontale isolato - SLC**

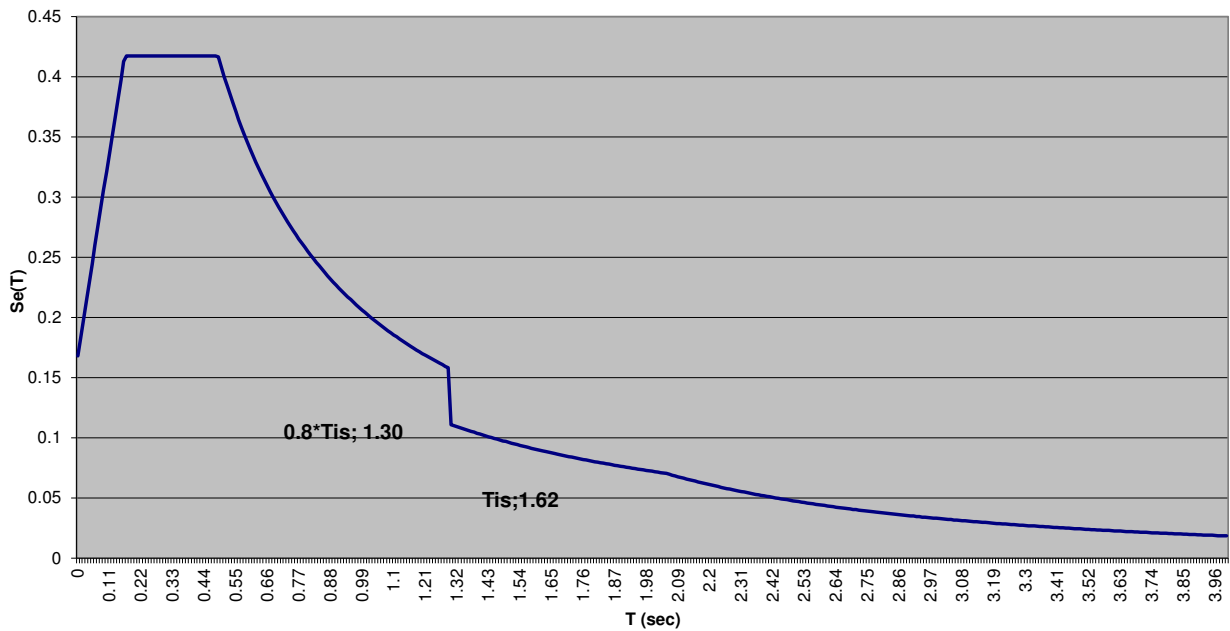


**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

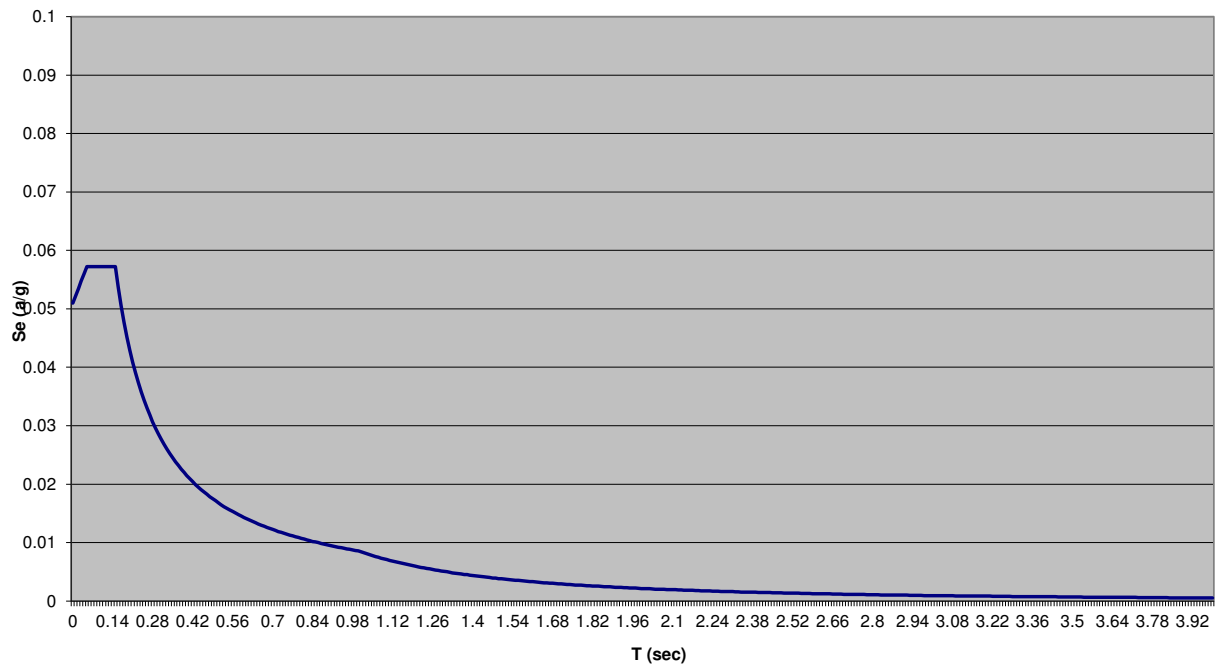
**Spettro di risposta elastico verticale - SLC**



**Spettro di risposta elastico orizzontale isolato - SLD**



**Spettro di risposta elastico verticale - SLD**



La risposta sismica della struttura è calcolata mediante analisi dinamica lineare, a causa della presenza dei dispositivi antisismici a comportamento elastico.

Ai fini del calcolo dell'impalcato l'azione risulta ininfluyente, pertanto non viene considerata.

## 5.2 COMBINAZIONI DEI CARICHI ELEMENTARI

Le azioni di cui ai paragrafi precedenti sono combinate tra loro, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto utili alle verifiche di stabilità e alle verifiche di resistenza dei singoli elementi strutturali considerando le seguenti combinazioni e i seguenti coefficienti  $\gamma$  e  $\Psi$ :

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20



**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

**Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Le combinazioni di carico considerate sono riportate nella seguente tabella:

		SLE		FR		SLU	
<b>fase 1</b>	PP (imp.acciaio + soletta)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35
<b>fase 2</b>	PERM_TO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35
	CAR_MOB_verticali	1.00	1.00	0.75	0.75	1.35	1.35
	Vento	0.60	0.00	0.20	0.00	0.90	0.00
	VAR_TERM_TO	0.60	-0.60	0.60	-0.60	1.50	-1.50
<b>fase 3</b>	PERM_T00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35
	CEDIM. VINCOLARI	0.60	0.00	0.60	0.00	1.20	0.00
	RITIRO	0.60	0.00	0.60	0.00	1.20	0.00

**SLE:** Combinazione di carico per le verifiche di instabilità delle membrature in acciaio e per le verifiche tensionali della soletta;

**FR:** Combinazione di carico per le verifiche a fessurazione della soletta;

**SLU:** Combinazione per le verifiche di resistenza delle membrature in acciaio

## 6 DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA

L'analisi delle caratteristiche della sollecitazione interna dei modelli di calcolo appena elencati, come già anticipato, è stata eseguita con l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti sap2000, in allegato sono riportati i tabulati di output.

Di seguito, per ciascuna fase strutturale analizzata, si riportano i diagrammi delle sollecitazioni di verifica della singola trave esterno curva (momento e taglio) relativi alle condizioni di carico elementari.

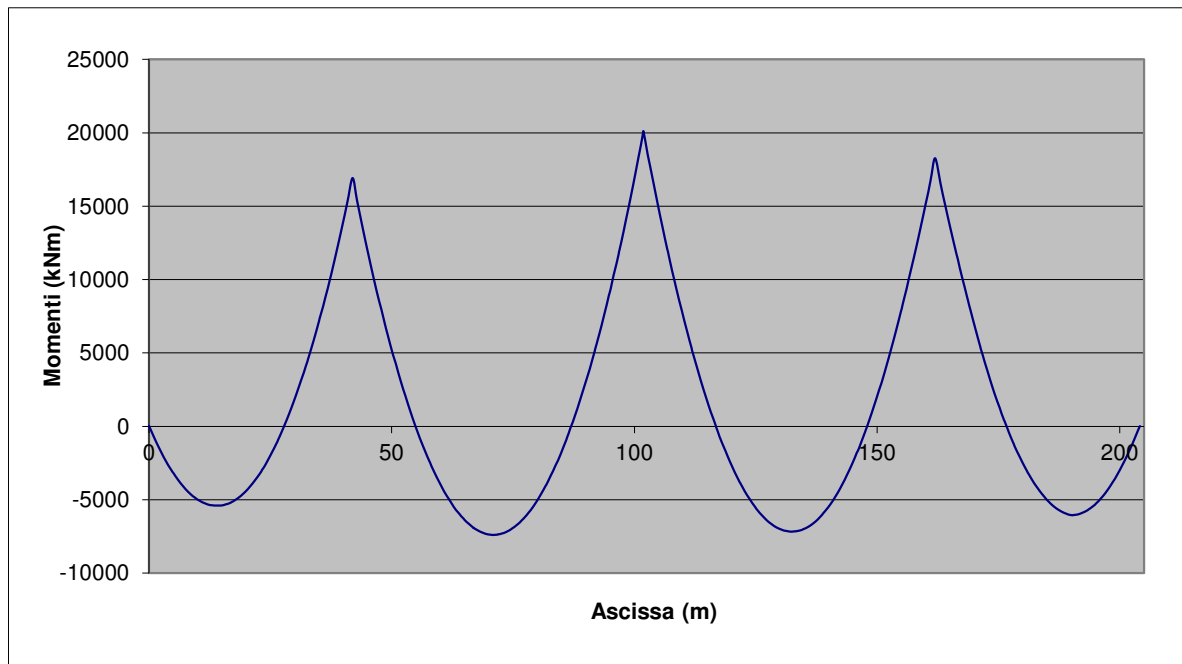


Fig. 6.1 – Diagramma dei momenti relativo al peso proprio travi+ peso soletta

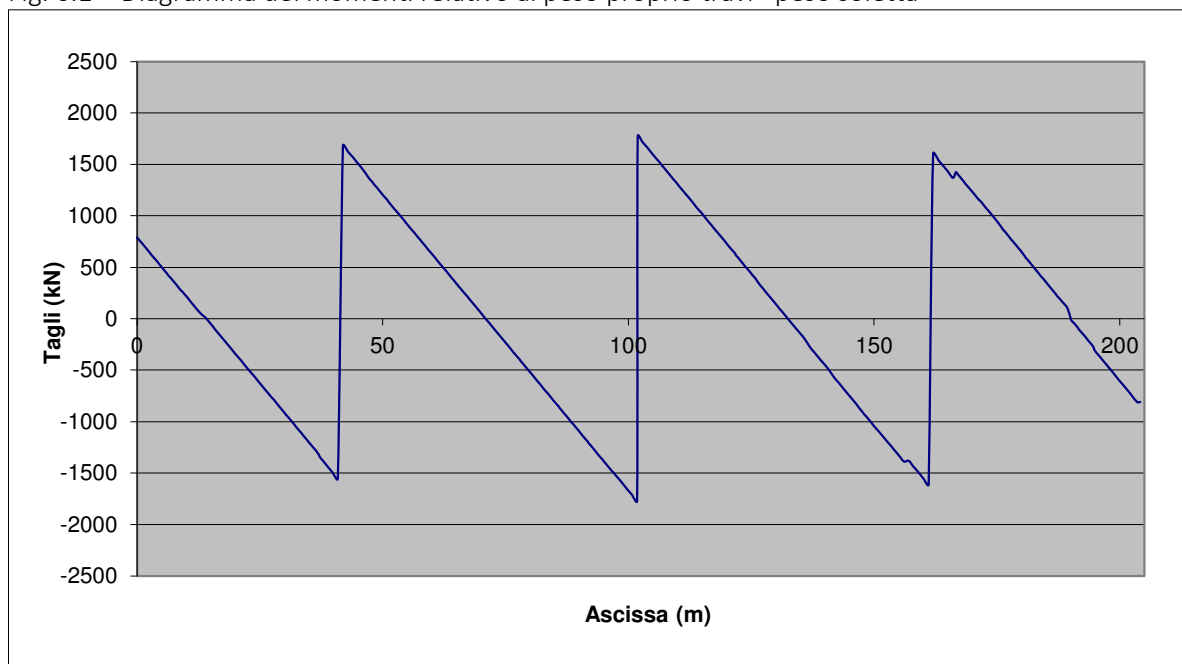


Fig. 6.2 – Diagramma dei tagli relativo al peso proprio travi+ peso soletta

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

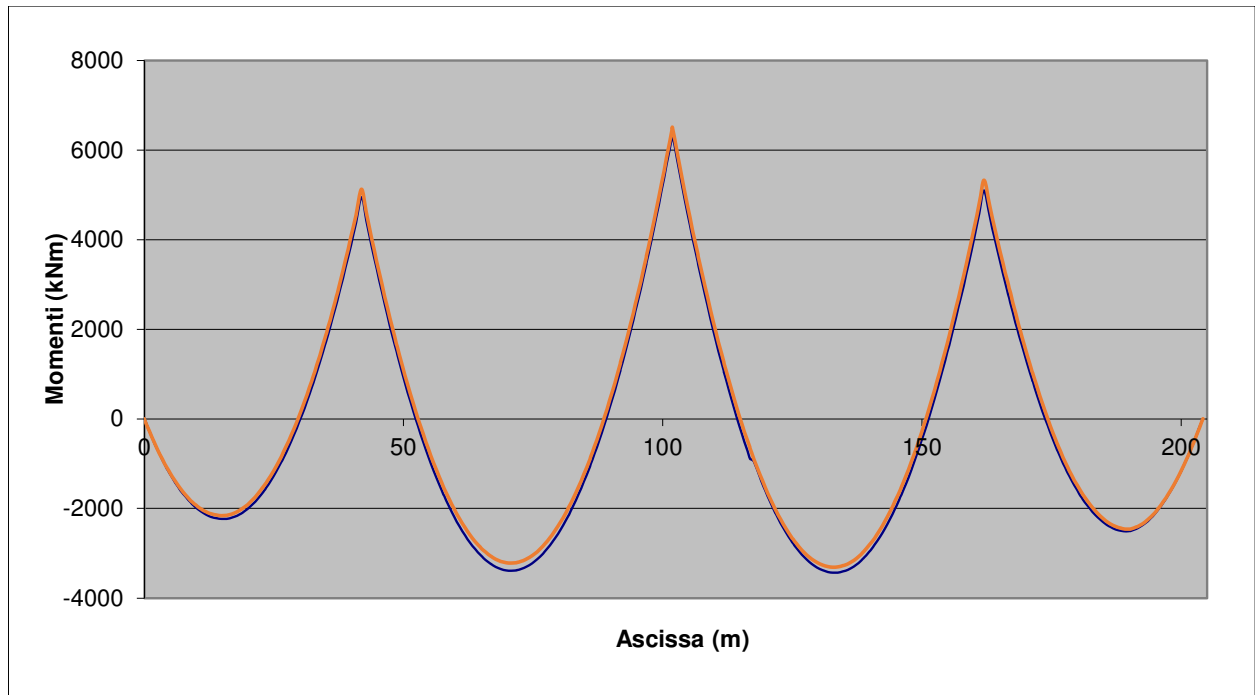


Fig. 6.3 – Diagramma dei momenti relativo al permanente portato a tempo iniziale e a tempo infinito

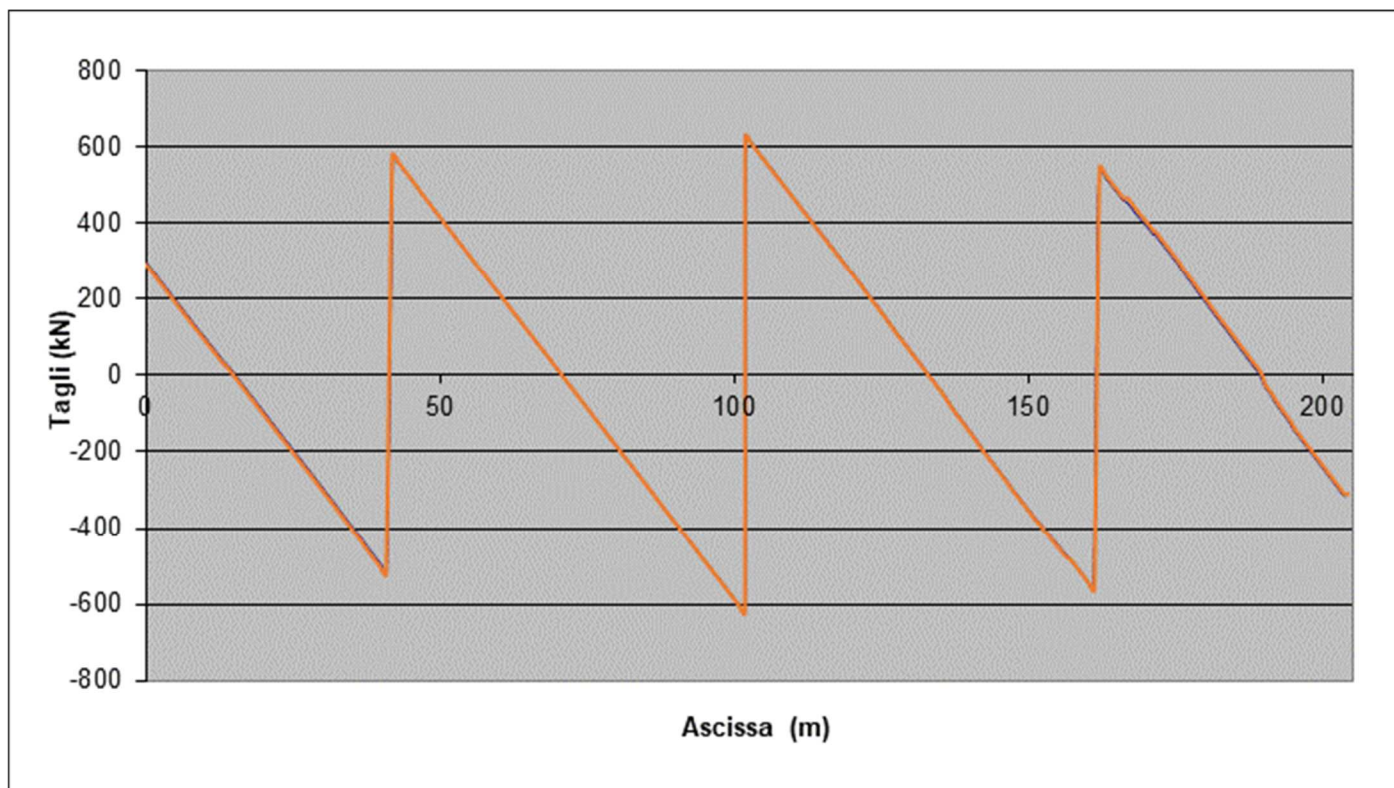


Fig. 6.4 – Diagramma dei tagli relativo al permanente portato a tempo iniziale e a tempo infinito

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

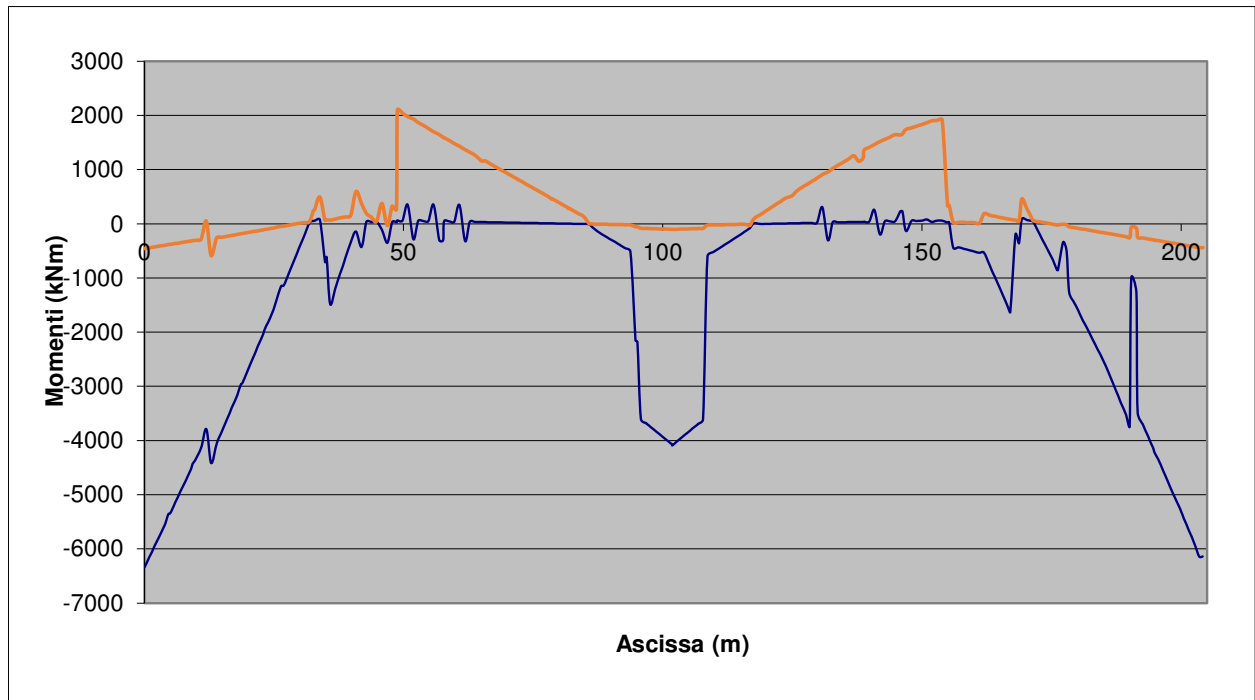


Fig. 6.5 – Diagramma dei momenti relativo al ritiro differenziale tra soletta e trave (-) e alla variazione uniforme di temperatura ( $\pm$ ) a  $t_{00}$

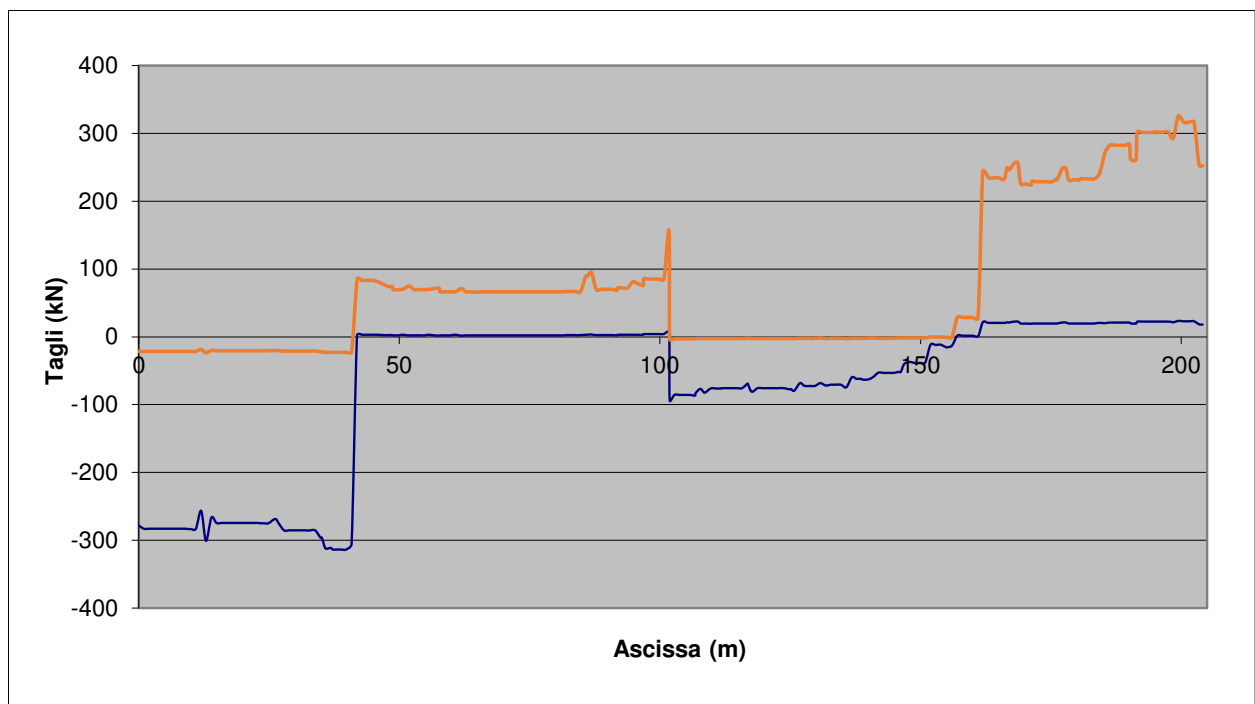


Fig. 6.6 – Diagramma dei tagli relativo al ritiro differenziale tra soletta e trave (-) e alla variazione uniforme di temperatura ( $\pm$ ) a  $t_{00}$

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

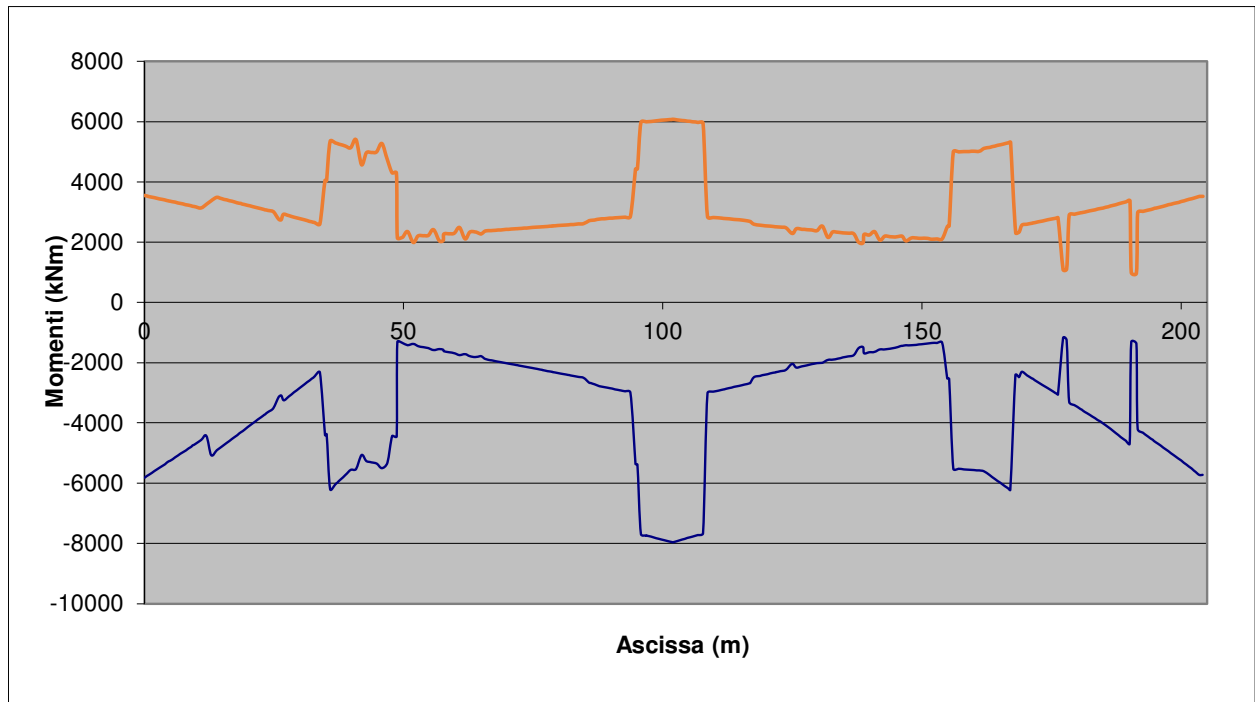


Fig. 6.7 – Diagramma dei momenti relativo alla variazione termica differenziale nella soletta ( $\pm 5^{\circ}\text{C}$ ), alla variazione uniforme di temperatura ( $\pm 27^{\circ}\text{C}$ ) a  $t_0$  e alla variazione termica variabile linearmente ( $\pm 10^{\circ}\text{C}$ )

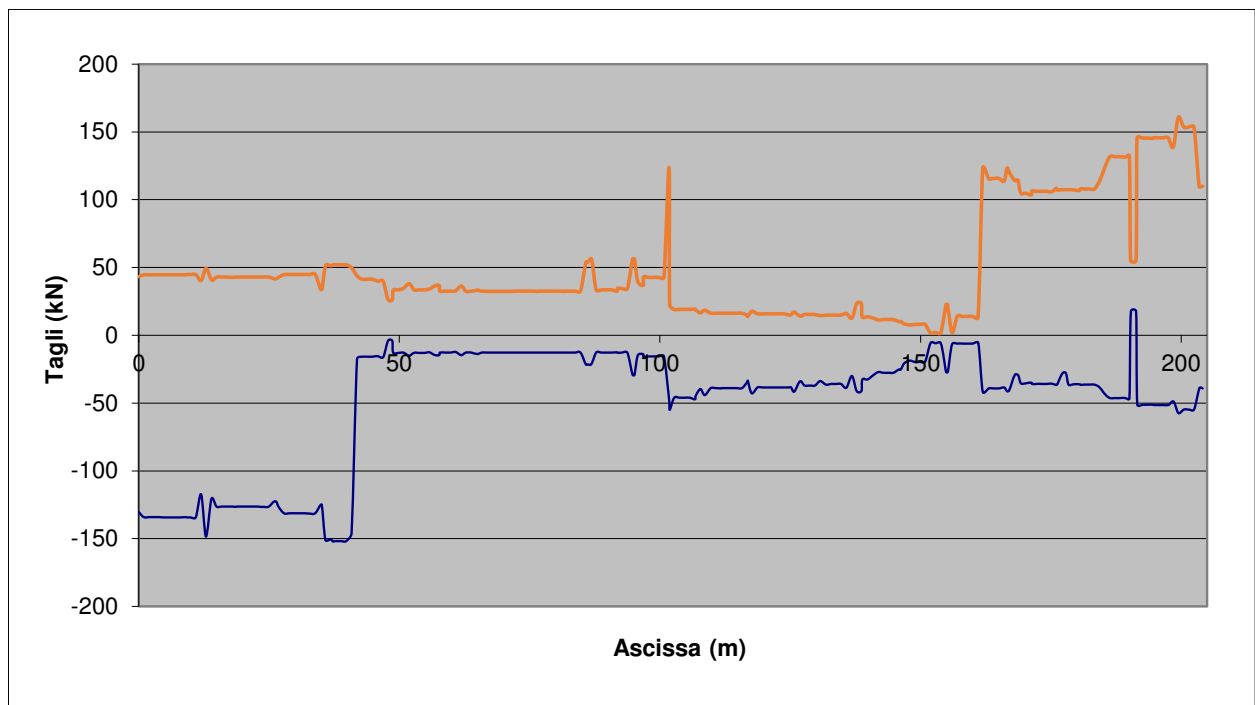


Fig. 6.8 – Diagramma dei tagli relativo alla variazione termica differenziale nella soletta ( $\pm 5^{\circ}\text{C}$ ), alla variazione uniforme di temperatura ( $\pm 27^{\circ}\text{C}$ ) a  $t_0$  e alla variazione termica variabile linearmente ( $\pm 10^{\circ}\text{C}$ )

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

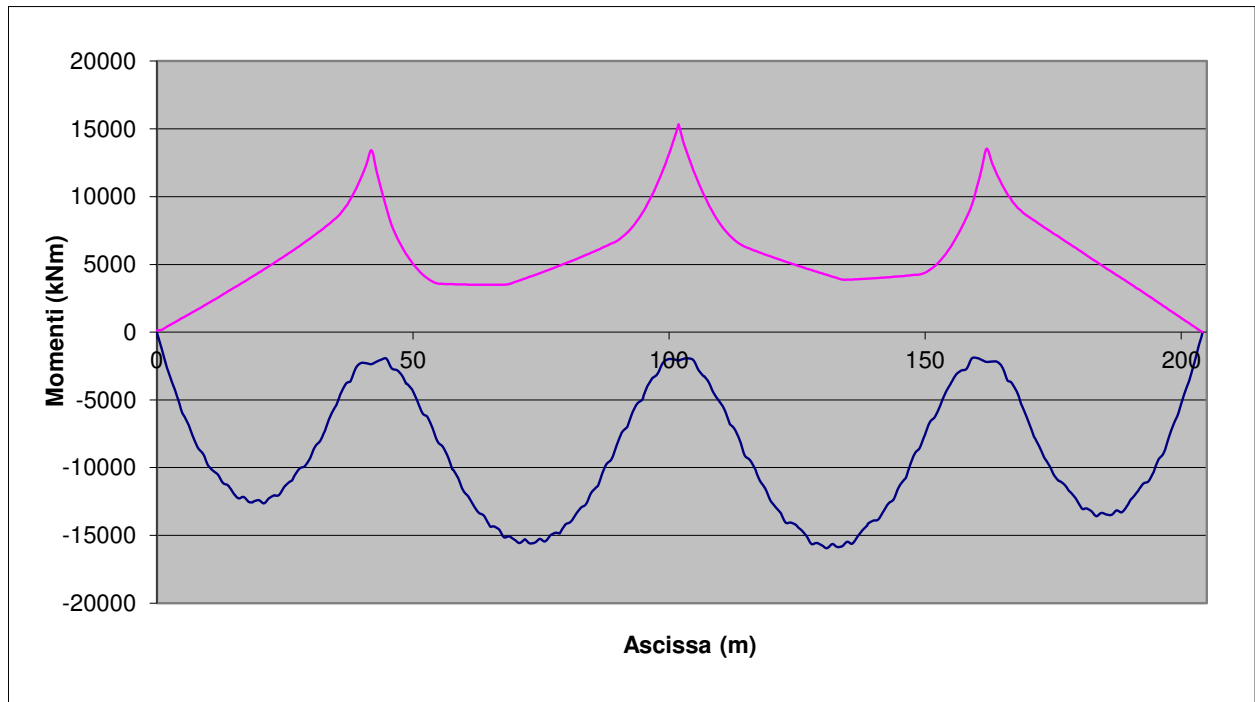


Fig. 6.9 – Diagramma dei momenti relativo ai carichi mobili massimi e minimi

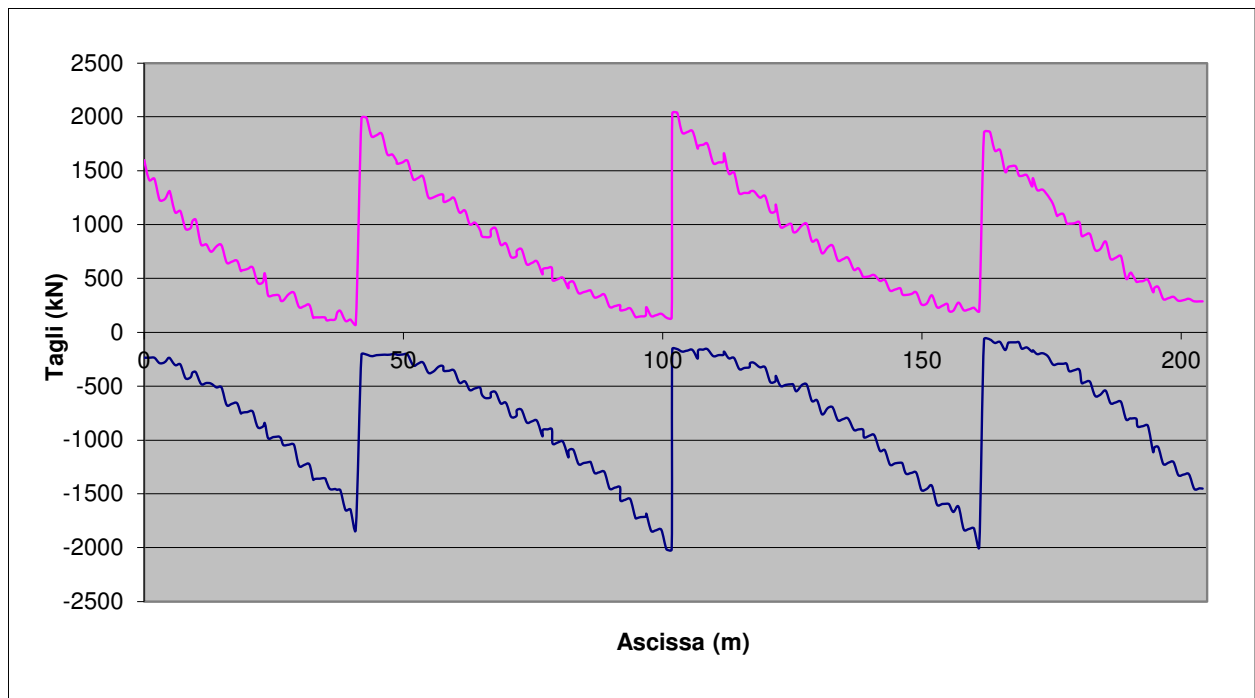


Fig. 6.10 – Diagramma dei tagli relativo ai carichi mobili massimi e minimi

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

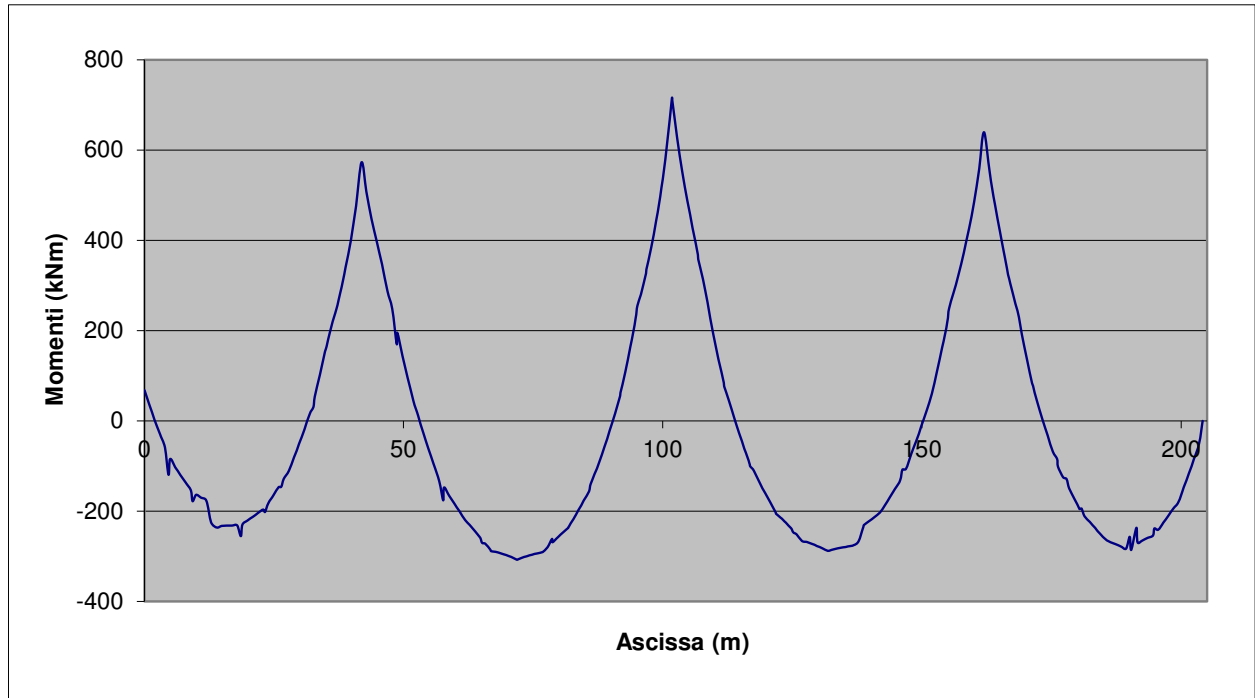


Fig. 6.11 – Diagramma dei momenti relativo al vento

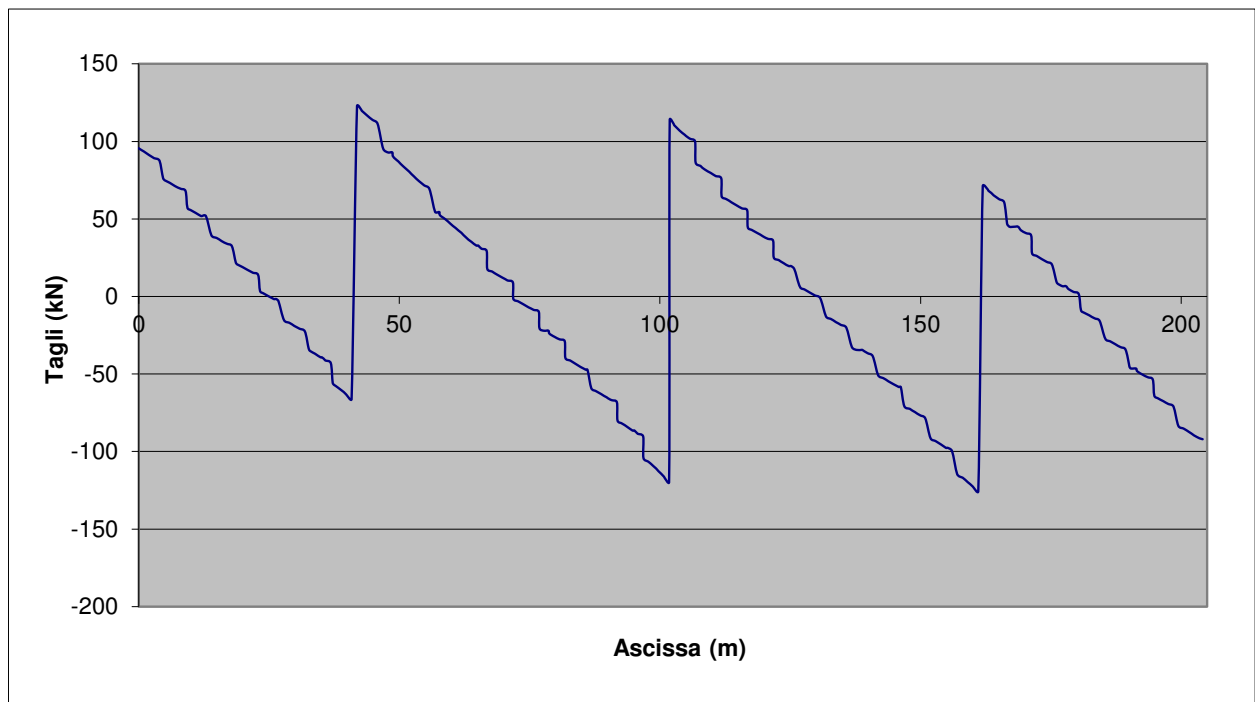


Fig. 6.12 – Diagramma dei tagli relativo al vento

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

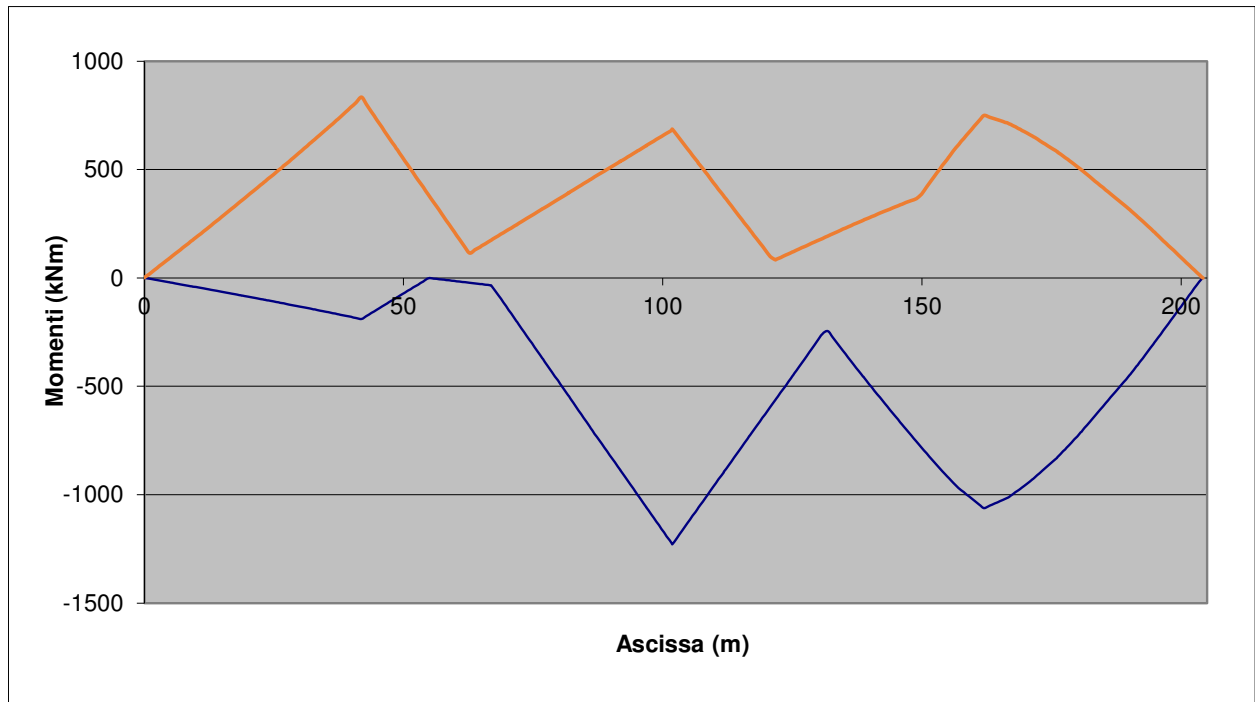


Fig. 6.13 – Diagramma dei momenti relativo ai cedimenti differenziali

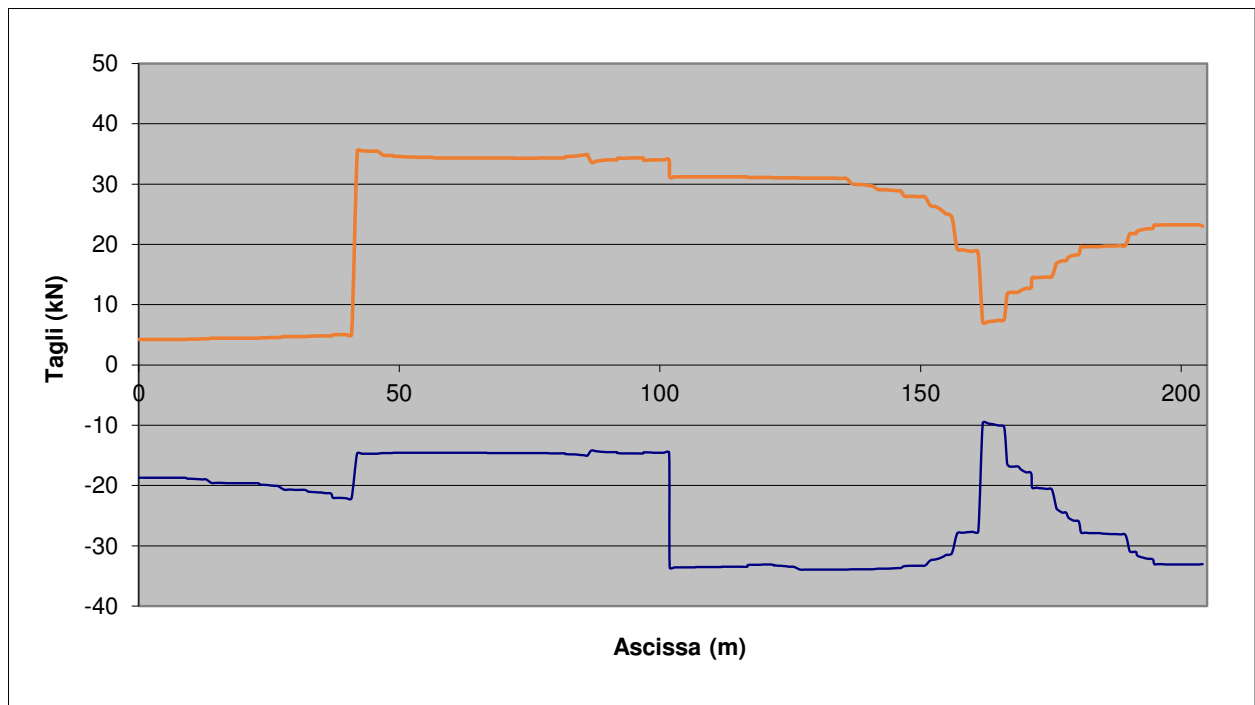


Fig. 6.14 – Diagramma dei tagli relativo ai cedimenti differenziali



## 7 DIAGRAMMI DELLE DEFORMAZIONI

Le frecce, espresse in millimetri, sono calcolate tenendo conto dei fenomeni viscosi (a tempo  $T_{00}$ ) e sono relative alla freccia massima delle due travi.

Le condizioni di carico che contribuiscono alla deformata sono le seguenti:

- fp** peso proprio della struttura metallica e della soletta dell'impalcato
- ff** peso delle opere di finitura
- fr** effetti del ritiro della soletta ed effetto viscoso
- fa** effetti del traffico veicolare
- fv** effetti trasversali in esercizio

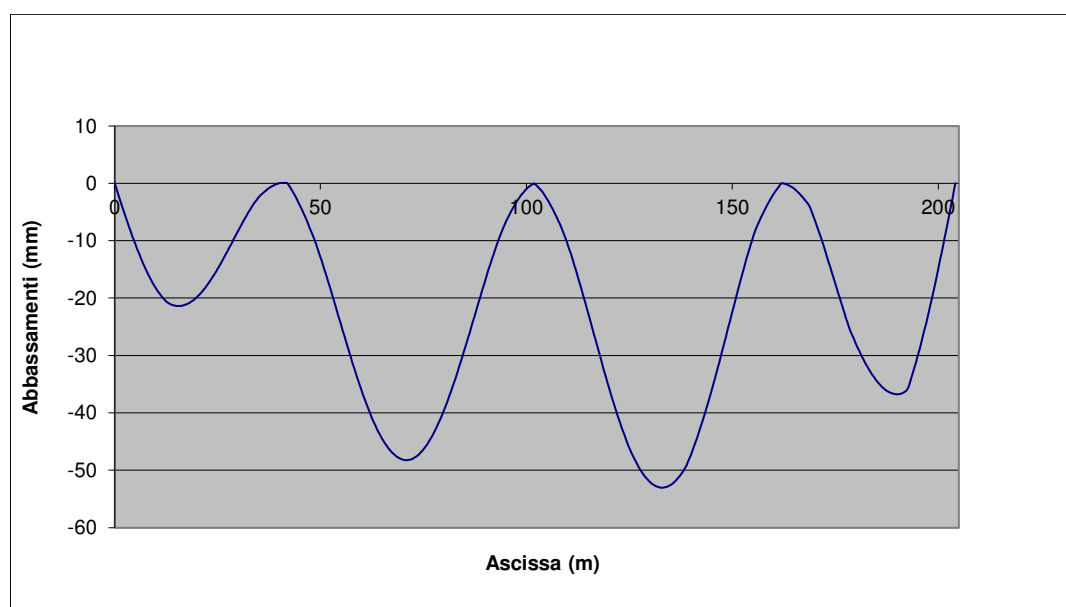


Fig. 7.1 – Abbassamenti verticali per il peso proprio della struttura (acciaio+ soletta)

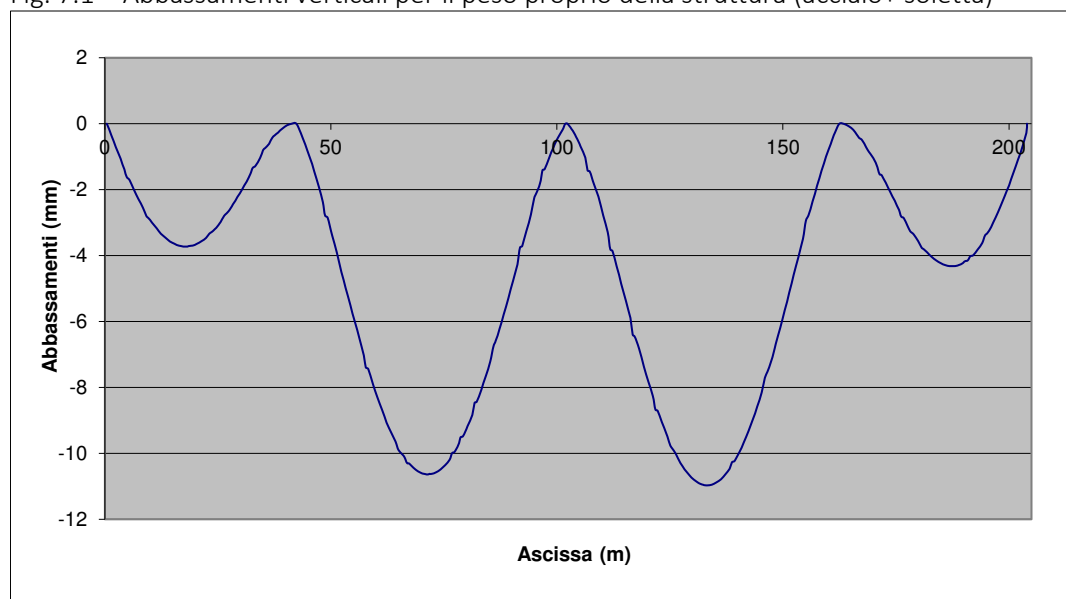


Fig. 7.2 – Abbassamenti verticali per il peso delle finiture

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

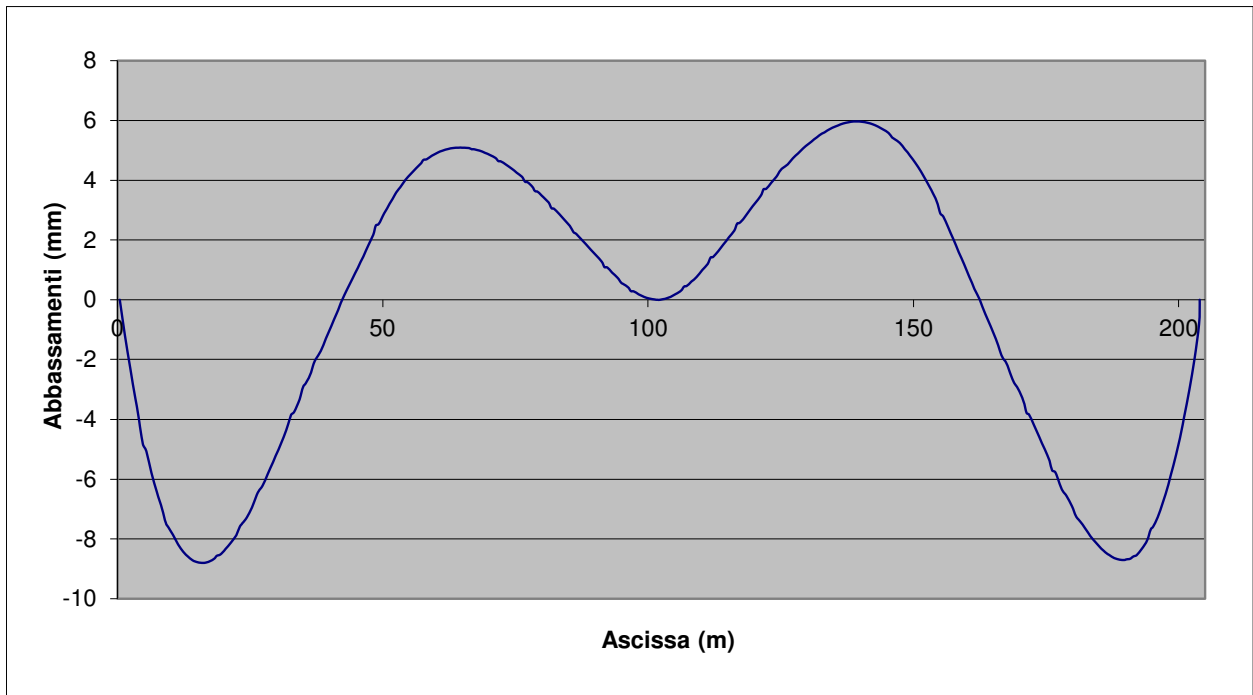


Fig. 7.3 – Abbassamenti verticali per gli effetti del ritiro della soletta ed effetti viscosi

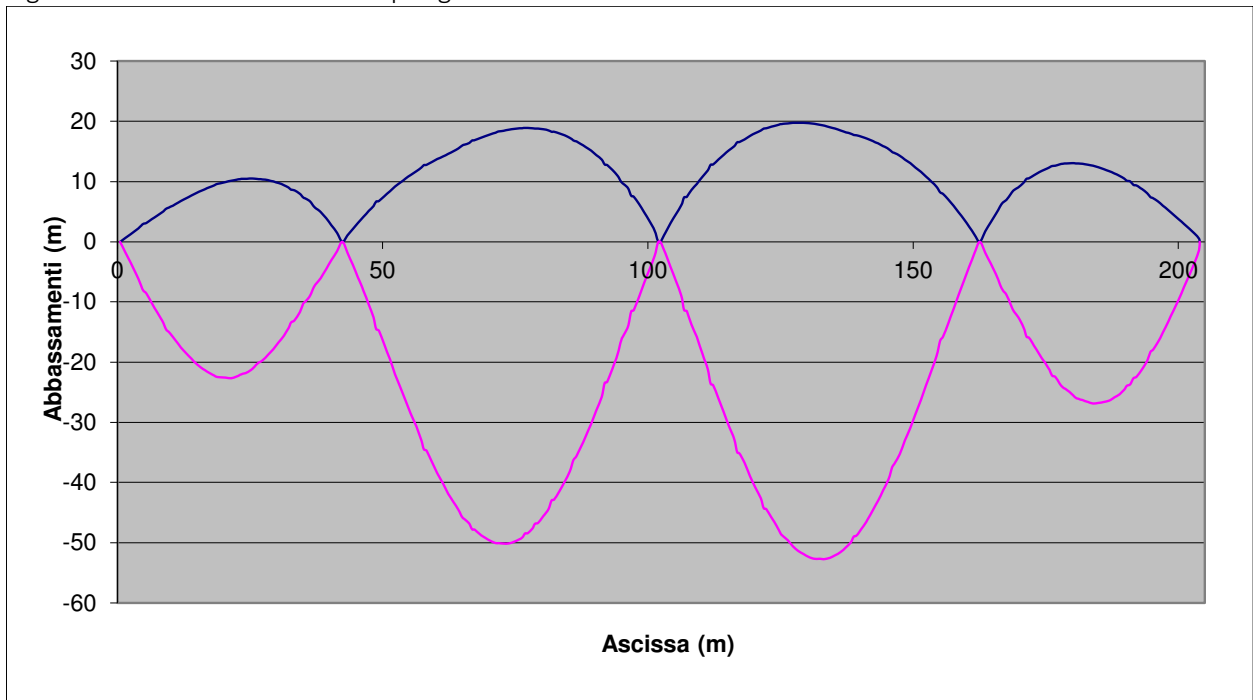


Fig. 7.4 – Abbassamenti verticali per gli effetti del traffico veicolare

La freccia massima del traffico veicolare è pari a 52.70 mm <  $L/500=60000/500=120$  mm.

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

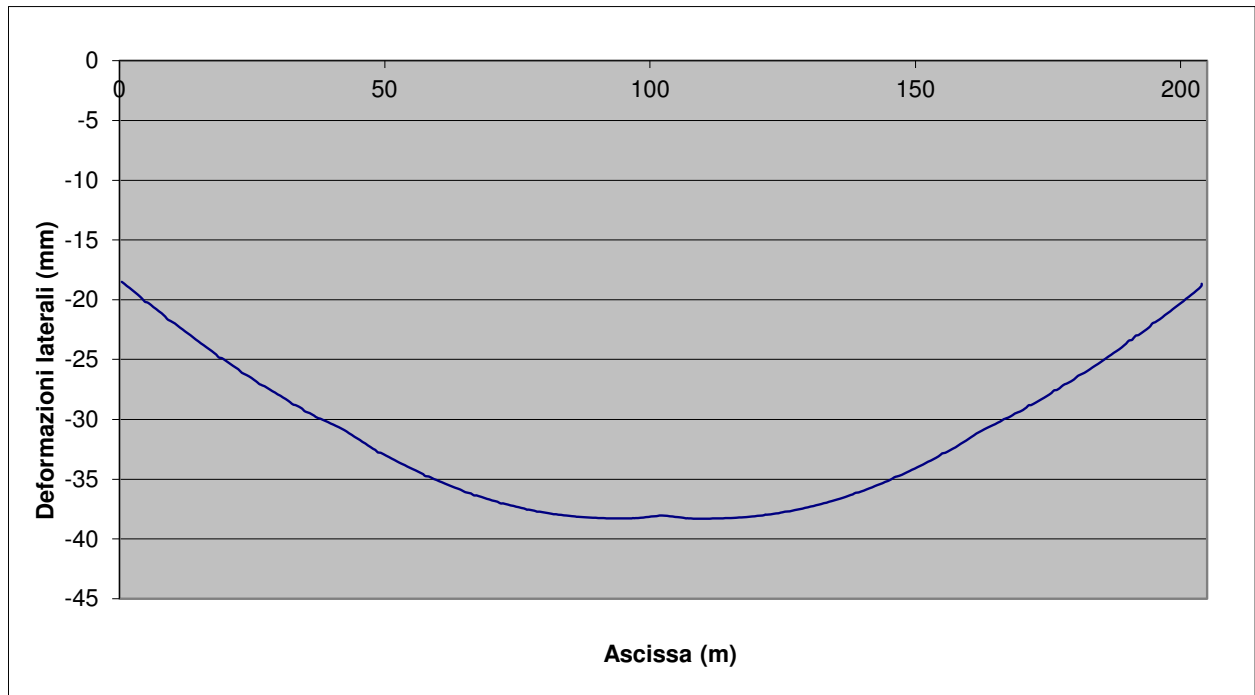


Fig. 7.5 – Deformazioni laterali in esercizio

## **8 CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE**

La presente relazione di calcolo strutturale illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono condotte analogamente a quelle descritte.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;
- coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza per l'acciaio da carpenteria: 1.05;
- coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità per l'acciaio da carpenteria: 1.10.
- coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza delle sezioni in acciaio indebolite dai fori e per le unioni: 1.25.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

### **8.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN MISTE ACCIAIO CALCESTRUZZO**

Per le sezioni miste acciaio calcestruzzo si effettuano:

Verifiche degli elementi principali:

- verifiche di resistenza delle membrature;
- verifiche di stabilità: dei pannelli d'anima delle membrature inflesse (imbozzamento), delle piattabande compresse (stabilità a flessione-torsionale) e degli irrigidimenti in corrispondenza degli appoggi;
- verifiche a fatica;
- verifiche in esercizio della soletta in direzione longitudinale;

Verifiche degli elementi secondari:

- verifiche di resistenza e di scorrimento delle connessioni acciaio-calcestruzzo (pioli);
- verifiche delle unioni delle travate principali;
- verifiche di resistenza dei diaframmi pieni;
- verifiche di resistenza e di stabilità dei diaframmi reticolari e dei controventi;
- verifiche degli irrigidimenti trasversali e longitudinali.

## 9 VERIFICHE ELEMENTI PRINCIPALI

### 9.1 VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE (TRAVI PRINCIPALI)

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed}\sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

Dove:

- $\sigma_{x,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;
- $\sigma_{z,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;
- $\tau_{Ed}$  è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura;

Facendo riferimento ad una procedura di comprovata validità, come consentito ai punti 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3.4 del DM2018 e C4.2.4.1.3.4 della circolare applicativa, le verifiche saranno eseguite facendo riferimento al limite elastico degli elementi (stato limite ultimo elastico), indipendentemente dalla classificazione delle sezioni.

In tali ipotesi le verifiche di resistenza e stabilità saranno svolte con il metodo tensionale facendo riferimento alle istruzioni CNR 10011. In sostanza ciò significa considerare tutte le sezioni in classe 4 verificandone la stabilità locale senza impiegare il metodo delle larghezze efficaci.

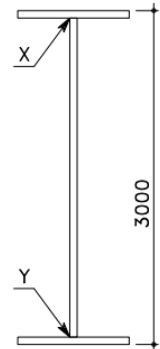
CONCIO TIPO	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	
ALTEZZA TOTALE (TRAVI)	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	
PIATTABANDA SUPERIORE	800x20	800x30	800x30	900x40	800x30	800x30	800x30	800x30	800x30	900x40	
Radd. interno PIATTABANDA SUP.	-----	-----	-----	800x40	-----	-----	-----	-----	-----	800x40	
ANIMA VERTICALE (TRAVI)	20	16	16	20	16	16	16	16	16	20	
PIATTABANDA INFERIORE	900x40	1200x40	1200x40	1200x40	1100x40	1100x40	1100x40	1100x40	1200x40	1300x40	
Radd. interno PIATTABANDA INF.	-----	-----	-----	1100x40	-----	-----	-----	-----	-----	1200x40	
SALDATURE	X	10x10	8x8	8x8	10x10	8x8	8x8	8x8	8x8	8x8	
	Y	10x10	8x8	8x8	10x10	8x8	8x8	8x8	8x8	8x8	10x10

Fig. 9.1 Caratteristiche geometriche dei concii di trave

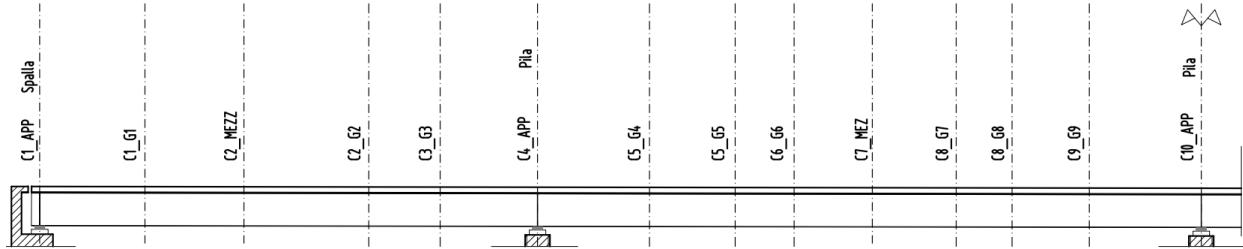
Si riportano di seguito il riepilogo delle verifiche delle sezioni più significative dell'impalcato (vedi figura seguente) per le combinazioni di carico di normativa. L'unità di misura utilizzata per le tensioni sono i N/mm<sup>2</sup> (MPa).

Tali verifiche vengono condotte con le sollecitazioni massime in base alle combinazioni di carico di normativa.

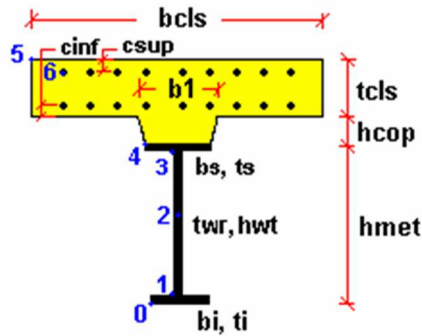
**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

I tabulati completi sono presenti nella relazione degli allegati:

Schema delle sezioni di calcolo



Per la localizzazione delle tensioni di verifica che compaiono nelle tabelle seguenti si veda la figura seguente:



Sezione	Max Fz							Min Fz						
	$\sigma_{id0}$	$\sigma_{id1}$	$\sigma_{id2}$	$\sigma_{id3}$	$\sigma_{id4}$	$\sigma_5$	$\sigma_6$	$\sigma_{id0}$	$\sigma_{id1}$	$\sigma_{id2}$	$\sigma_{id3}$	$\sigma_{id4}$	$\sigma_5$	$\sigma_6$
C1_APP	73	77	52	113	112	-2	32	74	112	125	134	117	-2	28
C1_G1	95	93.0	57.7	180.5	181.1	-2.3	46.3	82.0	91.5	70.7	188.6	188.0	-3.0	29.5
C2_MEZZ	75	73.7	49.7	143.7	143.7	-2.3	40.6	63.9	77.9	63.4	152.1	149.1	-3.0	26.4
C2_G2	95	130.9	136.7	130.1	95.1	-3.0	108.7	97.1	106.3	89.0	96.3	92.5	-3.2	105.6
C3_G3	285	315.4	227.2	307.3	289.1	-0.6	170.2	283.0	292.7	169.0	291.3	290.0	-0.5	171.1
C4_APP	257	290.6	198.6	277.6	251.1	-0.3	176.6	254.2	261.5	133.3	251.4	251.5	-0.2	176.6
C5_G4	252	258.5	175.0	219.7	215.5	-3.7	78.6	222.8	255.2	228.9	216.2	181.6	-4.7	40.1
C5_G5	83	91.2	107.4	107.1	103.4	-9.7	86.5	112.8	140.4	149.2	138.0	104.5	-8.4	79.3
C6_G6	93	91.3	93.8	164.7	166.0	-8.4	82.2	76.8	95.9	121.9	181.1	172.8	-9.3	87.6
C7_MEZZ	109	112.2	103.0	193.3	190.4	-4.6	53.4	98.0	99.0	100.0	194.5	194.2	-5.4	41.2
C8_G7	65	95.3	128.4	181.5	167.0	-8.2	79.0	69.6	68.7	90.8	161.2	162.4	-8.0	77.5
C8_G8	124	162.0	168.5	155.3	103.2	-6.7	84.7	120.9	127.4	100.6	96.7	90.8	-6.5	86.5
C9_G9	278	313.7	232.7	324.7	295.3	-2.3	131.4	277.0	283.3	147.4	297.2	295.2	-2.3	131.6
C10_APP	252	296.9	206.3	300.2	262.7	-1.5	142.3	248.8	254.4	120.5	264.3	263.2	-1.4	142.5

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

Sezione	Max My							Min My						
	$\sigma_{id0}$	$\sigma_{id1}$	$\sigma_{id2}$	$\sigma_{id3}$	$\sigma_{id4}$	$\sigma_5$	$\sigma_6$	$\sigma_{id0}$	$\sigma_{id1}$	$\sigma_{id2}$	$\sigma_{id3}$	$\sigma_{id4}$	$\sigma_5$	$\sigma_6$
C1_APP	73	77	54	113	112	-2	32	75	111	122	133	117	-2	29
C1_G1	94.6	93.0	57.7	180.5	181.1	-2.3	46.3	224.2	222.9	70.7	203.2	203.7	-8.0	55.6
C2_MEZZ	74.7	73.7	49.7	143.7	143.7	-2.3	40.6	178.9	180.0	63.4	166.5	165.2	-7.7	48.6
C2_G2	94.3	130.3	135.8	128.9	93.5	-2.7	114.6	130.1	131.8	90.4	115.1	113.3	-9.0	54.8
C3_G3	284.5	315.4	227.2	307.3	289.1	-0.6	170.2	190.8	208.0	169.0	165.1	157.3	-4.7	37.8
C4_APP	256.8	290.6	198.6	277.6	251.1	-0.3	176.6	194.6	208.3	133.3	183.5	175.8	-4.0	89.3
C5_G4	252.4	258.7	175.2	219.2	215.0	-3.7	78.1	222.8	255.2	228.9	216.2	181.6	-4.7	40.1
C5_G5	81.2	90.6	106.9	105.9	101.2	-9.3	84.2	150.7	172.6	148.4	148.5	121.4	-13.4	113.6
C6_G6	92.8	91.3	93.8	164.7	166.0	-8.4	82.2	221.0	223.5	121.9	196.7	190.6	-14.7	116.9
C7_MEZZ	108.9	112.2	103.0	193.3	190.4	-4.6	53.4	239.7	236.5	100.0	208.9	210.3	-10.5	66.0
C8_G7	64.8	95.3	128.4	181.5	167.0	-8.2	79.0	199.6	196.3	90.8	176.6	179.2	-13.0	104.9
C8_G8	123.7	162.0	168.5	155.3	103.2	-6.7	84.7	118.1	121.4	100.6	110.7	106.8	-11.3	91.1
C9_G9	277.8	313.7	232.7	324.7	295.3	-2.3	131.4	182.9	195.7	147.4	169.3	159.7	-6.6	56.8
C10_APP	251.7	296.9	206.3	300.2	262.7	-1.5	142.3	184.5	196.8	120.5	186.9	176.3	-5.7	52.2

## 9.2 VERIFICHE DI STABILITÀ

### 9.2.1 Stabilità dei pannelli d'anima (imbozzamento)

La verifica di instabilità viene condotta in accordo alla [CNR10011] §7.6.2.

I tabulati di verifica completi sono presenti in allegato.

Di seguito vengono riportati i tabulati di riepilogo delle suddette verifiche nelle sezioni precedentemente definite con le seguenti convenzioni:

"P1; P2" e "P3" sono i pannelli dell'anima della trave delimitati lateralmente dagli irrigidimenti trasversali dell'anima, superiormente o inferiormente dalla piattabanda e dagli irrigidimenti longitudinali;

#### C1\_APP

##### Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2333 mm	
Distanza netta fra le piattabande h	2940 mm	
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	2940 mm	
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2940 mm	
Spessore dell'anima tweb	20 mm	
Pannello 1: h=2940 alfa=0,79	Pannello 2: h=0 alfa=0,00	Pannello 3: h=0 alfa=0,00

#### C1\_G1

##### Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2333 mm	
Distanza netta fra le piattabande h	2940 mm	
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1000 mm	
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2940 mm	
Spessore dell'anima tweb	16 mm	
Pannello 1: h=1000 alfa=2,33	Pannello 2: h=1940 alfa=1,20	Pannello 3: h=0 alfa=0,00

**C2\_MEZZ**

**Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2333	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1000	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2930	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=800 alfa=2,92	Pannello 2: h=2130 alfa=1,10	Pannello 3: h=0 alfa=0,00

**C2\_G2**

**Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2333	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1000	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2930	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=1000 alfa=2,33	Pannello 2: h=1930 alfa=1,21	Pannello 3: h=0 alfa=0,00

**C3\_G3**

**Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2333	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1500	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2250	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=1500 alfa=1,56	Pannello 2: h=750 alfa=3,11	Pannello 3: h=680 alfa=3,43

**C4\_APP**

**Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2840	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1500	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2250	mm
Spessore dell'anima tweb	20	mm
Pannello 1: h=1500 alfa=1,67	Pannello 2: h=750 alfa=3,33	Pannello 3: h=590 alfa=4,24

**C5\_G4**

**Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1500	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2250	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=1500 alfa=1,67	Pannello 2: h=750 alfa=3,33	Pannello 3: h=680 alfa=3,68



**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

**C5\_G5**

**Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	800	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2250	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=800 alfa=3,13	Pannello 2: h=1450 alfa=1,72	Pannello 3: h=680 alfa=3,68

**C6\_G6**

**Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	800	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2930	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=800 alfa=3,13	Pannello 2: h=2130 alfa=1,17	Pannello 3: h=0 alfa=0,00

**C7\_MEZZ**

**Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	800	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2930	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=800 alfa=3,13	Pannello 2: h=2130 alfa=1,17	Pannello 3: h=0 alfa=0,00

**C8\_G7**

**Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	800	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2930	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=800 alfa=3,13	Pannello 2: h=2130 alfa=1,17	Pannello 3: h=0 alfa=0,00

**C8\_G8**

**Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1500	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2250	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=1500 alfa=1,67	Pannello 2: h=750 alfa=3,33	Pannello 3: h=680 alfa=3,68

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

**C9\_G9**

**Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1500	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2250	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=1500 alfa=1,67	Pannello 2: h=750 alfa=3,33	Pannello 3: h=680 alfa=3,68

**C10\_APP**

**Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2840	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1500	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2250	mm
Spessore dell'anima tweb	20	mm
Pannello 1: h=1500 alfa=1,67	Pannello 2: h=750 alfa=3,33	Pannello 3: h=590 alfa=4,24

"cc" sono le condizioni di carico con o senza ritiro e delta termico differenziale:

cc1=Con ritiro, DT+    cc2=Con Ritiro, DT-    cc3=Senza ritiro,DT+    cc4=Senza ritiro,DT-

La verifica risulta soddisfatta se:

$$\eta = \frac{\sigma_{cr,id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}} \geq \beta v$$

Di seguito si riportano i tabulati completi delle verifiche di stabilità locale dei pannelli d'anima:



















### 9.2.2 Stabilità delle piattabande (verifica globale, flessotorsionale)

#### Piattabanda superiore compressa in campata

La piattabanda superiore è impedita di instabilizzarsi in esercizio dalla presenza dei pioli di collegamento tra trave e soletta. Al fine di cautelarsi da eventuali fenomeni di instabilità durante le fasi di getto della soletta per la piattabanda superiore, si effettua una verifica a sbandamento laterale della piattabanda compressa supposta isolata dalla restante trave ([CNR10011] §7.3.2.2.2). A parziale vincolo di tale cinematico si considera la presenza dei diaframmi di campata.

#### Piattabanda superiore:

$h = 3000$ mm	altezza trave
$L = 2500$ mm	passo tra due ritegni torsionali successivi
$b = 800$ mm	larghezza piattabanda
$t_f = 30$ mm	spessore piattabanda
$A = 24000$ mm <sup>2</sup>	area ala
$J = 5.29 \cdot 10^{10}$ mm <sup>4</sup>	momento di inerzia ala
$r = 1485$	raggio di inerzia
$\lambda = 1.18$	snellezza ( $0.7 \cdot L/r$ )
$\omega = 1.00$	coefficiente dimensionale (prospetto 7-IV-c per $t < 40$ mm)

$\sigma = 98.61$  MPa (concio C7\_mezz) tensione massima di compressione (getto)

$\omega \cdot \sigma = 1.00 \cdot 98.61$  MPa =  $98.61 \leq \sigma_{amm} = 355/1.25 = 284$  MPa resistenza di progetto

#### Piattabanda inferiore compressa sull'appoggio

La piattabanda inferiore è compressa sull'appoggio in esercizio. Al fine di cautelarsi da eventuali fenomeni di instabilità, si effettua una verifica a sbandamento laterale della piattabanda compressa supposta isolata dalla restante trave ([CNR10011] §7.3.2.2.2). A parziale vincolo di tale cinematico si considera la presenza dei diaframmi di campata.

#### Piattabanda inferiore :

$h = 3000$ mm	altezza trave
$L = 2500$ mm	passo tra due ritegni torsionali successivi
$b = 1300$ mm + $1200$ mm	larghezza piattabanda + raddoppio
$t_f = 40 + 40$ mm	spessore piattabanda + raddoppio
$A = 100000$	area ala
$J = 2.13 \cdot 10^{11}$	momento di inerzia ala
$r = 1460$	raggio di inerzia
$\lambda = 1.45$	snellezza ( $0.7 \cdot L/r$ )
$\omega = 1.20$	coefficiente dimensionale (prospetto 7-IV-c per $t < 40$ mm)

$\sigma = 263$  MPa (concio C10\_app) tensione massima di compressione (esercizio)

$\omega \cdot \sigma = 1.00 \cdot 263$  MPa =  $263 \leq \sigma_{amm} = 355/1.25 = 284$  MPa resistenza di progetto

### 9.2.3 Stabilità degli irrigidimenti trasversali in corrispondenza degli appoggi

#### - Carico di punta

In accordo con [CNR 10030] §6.3, la sezione di verifica considerata è pari all'irrigidimento trasversale più un'aliquota dell'anima non inferiore a 12 volte il suo spessore (per ciascun lato).

$t_s = 20\text{ mm}$	spessore irrigidimento centrale
$t_l = 20\text{ mm}$	spessore irrigidimento laterale
$h_s = 250\text{ mm}$	larghezza irrigidimento centrale (simmetrico rispetto all'anima)
$h_l = 250\text{ mm}$	larghezza irrigidimento laterale (simmetrico rispetto all'anima)
$t_w = 20\text{ mm}$	spessore anima

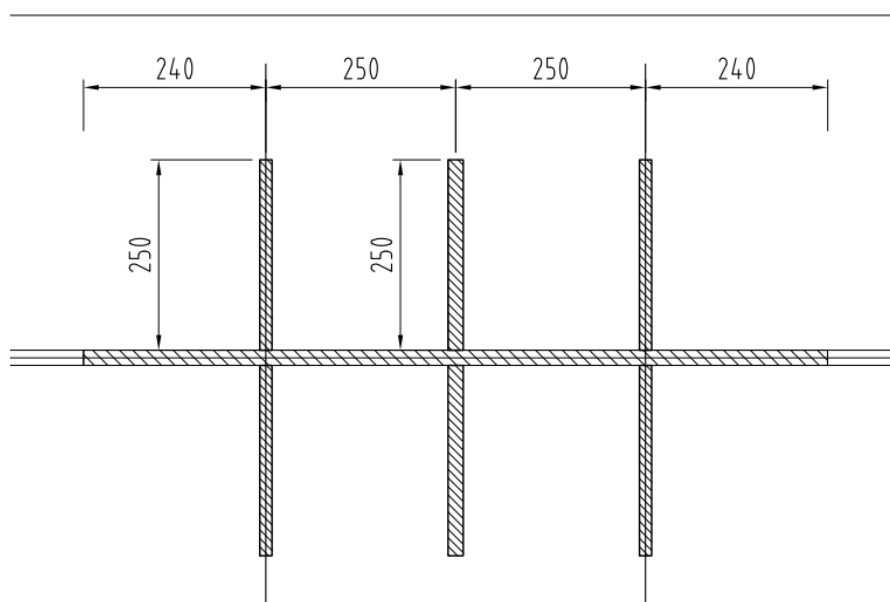


Figura 9.1 – Sezione dell'irrigidimento utilizzata nelle verifiche

$A = 49.59 \cdot 10^3\text{ mm}^2$	area della sezione
$J = 70.36 \cdot 10^7\text{ mm}^4$	momento d'inerzia
$i = 120\text{ mm}$	giratore d'inerzia
$L_0 = 2940\text{ mm}$	luce libera d'inflessione ( $h_{\text{anima}}$ )
$\lambda = 24.5$	snellezza dell'irrigidimento
$\omega_{\text{Fe510,c}}(\lambda = 25) = 1.06$	coefficiente $\omega$
$N_{\text{RD}} = f_{\text{yd}} \cdot A / \omega = 355 / 1.25 \cdot 49.59 / 1.06 = 13286\text{ kN}$	massimo sforzo resistente

Essendo la portata degli appoggi ( $\approx 11100\text{ kN}$ ) inferiore al massimo sforzo resistente sull'irrigidimento la verifica risulta soddisfatta.

- **Verifica dei rapporti larghezza-spessore della nervatura**

Per le nervature in piatto semplice dovrà risultare:

$$h_s/t_s \leq 15 \varepsilon$$

Essendo:

$$\varepsilon = (235/f_y)^{1/2}$$

$h_s = 250$  mm larghezza di ciascun piatto costituente la nervatura;

$t_s = 20$  mm spessore piatto;

$f_y = 355$  MPa tensione di snervamento.

In definitiva avremo:

$$250/20 < 15 \cdot (235/355)^{1/2} \rightarrow 12 < 12.20$$

La verifica risulta soddisfatta

### 9.3 VERIFICHE A FATICA

In accordo con [DM2018] §4.2.4.1.4 si riportano di seguito le verifiche a fatica degli elementi maggiormente interessati da questo fenomeno.

Affinché la verifica risulti soddisfatta la variazione di tensione ( $\Delta s_{max}, \Delta t_{max}$ ) ad opera dei carichi ciclici deve risultare inferiore al rispettivo valore ammissibile ( $\Delta s_D, \Delta t_D$ ) del particolare in esame:

Il modello di carico di fatica per vita illimitata è costituito dallo schema di carico 1 [DM2018 §5.1.3.3.5] con i valori dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%. La verifica a vita illimitata si esegue controllando che:

$$\Delta\sigma_{max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_D$$

$$\Delta\tau_{max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\tau_{max} \leq \Delta\tau_D = \Delta\tau_L$$

in cui:

$\gamma_{Mf} = 1$  coefficiente di maggiorazione da normativa

$\gamma_M = 1.35$  coefficiente riduttivo per conseguenze significative

Dove  $\Delta s_{max,d}$  e  $\Delta t_{max,d}$  sono, rispettivamente, i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali e tangenziali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico per le verifiche a vita illimitata e  $\Delta\sigma_D$  e  $\Delta\tau_D$  sono i limiti di fatica ad ampiezza costante pari a:

$$\Delta\sigma_D = 0.737\Delta\sigma_R$$

$$\Delta\tau_D = 0.457\Delta\tau_R$$

Di seguito si riportano le verifiche degli elementi principali:

Dettagli per saldature longitudinali a cordone d'angolo tra piattabande ed anime (EN1993-1-9 Tabella 8.2)

$$\Delta\sigma_R = 125 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{MAX} = 38.0 \text{ MPa (C7_mezz)} < \Delta\sigma_D = 0.737 \cdot 125 / 1.35 = 68.25 \text{ MPa}$$

Dettagli per saldature trasversali a piena penetrazione tra lamiera (EN 1993-1-9 Tab. 8.3)

$$\Delta\sigma_R = 71 \text{ MPa} \quad (\text{per spessori} < 25 \text{ mm})$$

$$\Delta\sigma_R = (25/t)^{0.2} \cdot 71 = 64.63 \text{ MPa} \quad (\text{per spessori} > 25 \text{ mm})$$

$$\Delta\sigma_{MAX} = 31.0 \text{ MPa (C8_G7)} < \Delta\sigma_D = 0.737 \cdot 64.63 / 1.35 = 35.28 \text{ MPa (t=40 mm)}$$

Particolari saldati (EN1993-1-9 Tabella 8.4)

Pioli per collaborazione con calcestruzzo  $\Delta\tau_R = 80 \text{ MPa}$

Irrigidimenti trasversali e longitudinali (sp=16÷20 mm)  $\Delta\sigma_R = 80 \text{ MPa}$

$$\Delta\tau_{max} = 304/19 = 16 \text{ MPa (C10_app)} < \Delta\tau_D = 0.457 \cdot 80/1.35 = 27.08 \text{ MPa (Pioli)}$$
$$\Delta\sigma_{max} = 17.75 \text{ MPa} < \Delta\sigma_D = 0.737 \cdot 80/1.35 = 43.67 \text{ MPa (Irrigidimenti d'appoggio)}$$

Dettagli per saldature di travi composte (raddoppi di piattabanda) (EN 1993-1-9 Tab. 8.5)

$$\Delta\sigma_R = 40 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{MAX} = 19 \text{ MPa (C4_app)} < D_{SD} = 0.737 \cdot 40/1.35 = 21.83 \text{ MPa}$$

Dettagli per giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR (EN1993-1-9 Tabella 8.1)

$$\Delta\sigma_R = 112 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{max} = 31.0 \text{ MPa (Diaframma D1)} < \Delta\sigma_D = 0.737 \cdot 112/1.35 = 61.14 \text{ MPa}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

#### 9.4 VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO DELLA SOLETTA IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare, si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

- $\sigma_{cls} < 0.60f_{ck}$  per combinazione rara delle azioni;
- $\sigma_{cls} < 0.45f_{ck}$  per combinazione quasi permanente delle azioni;
- $\sigma_f < 0.80f_{yk}$ .

Di seguito si riportano le tensioni (in MPa) relative alla combinazione rara SLE:

Sezione	Max Fz		Min Fz		Max My		Min My	
	$\sigma_{cls}$	$\sigma_f$	$\sigma_{cls}$	$\sigma_f$	$\sigma_{cls}$	$\sigma_f$	$\sigma_{cls}$	$\sigma_f$
C1_APP	-1	17	-1	14	-1	17	-1	14
C1_G1	-0.9	35.0	-1.3	27.1	-0.9	35.0	-5.0	40.5
C2_MEZZ	-0.9	29.6	-1.3	22.8	-0.9	29.6	-4.7	34.9
C2_G2	-0.8	74.7	-1.1	68.1	-0.8	74.7	-5.3	31.9
C3_G3	0.0	117.1	0.0	115.0	0.0	117.1	-2.6	22.5
C4_APP	0.0	114.7	0.0	114.2	0.0	114.7	-2.1	49.5
C5_G4	-1.5	49.6	-2.5	23.9	-1.5	49.2	-2.5	23.9
C5_G5	-4.4	41.5	-3.8	44.0	-4.5	41.9	-7.2	56.9
C6_G6	-3.8	41.4	-4.1	42.0	-3.8	41.4	-8.1	63.8
C7_MEZZ	-2.0	30.9	-2.2	27.5	-2.0	30.9	-6.0	38.0
C8_G7	-3.4	44.9	-3.6	41.1	-3.4	44.9	-7.3	58.2
C8_G8	-2.4	66.8	-2.7	62.5	-2.4	66.8	-6.2	64.3
C9_G9	0.0	104.6	-0.2	99.4	0.0	104.6	-3.4	27.5
C10_APP	0.0	103.1	0.0	102.2	0.0	103.1	-2.6	28.2

Nel secondo caso, si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano aggressive e si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai seguenti valori nominali:

- $w_1 = 0.2 \text{ mm}$  per combinazione delle azioni quasi permanente;
- $w_2 = 0.3 \text{ mm}$  per combinazione delle azioni frequente.



**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

Sezione	Max Fz	Min Fz	Max My	Min My
	$\sigma_f$	$\sigma_f$	$\sigma_f$	$\sigma_f$
C1_APP	16	15	16	15
C1_G1	26.6	20.8	26.6	36.0
C2_MEZZ	22.6	17.6	22.6	30.7
C2_G2	61.1	56.1	61.1	27.9
C3_G3	99.4	97.8	99.4	24.2
C4_APP	100.6	100.2	100.6	51.7
C5_G4	49.3	25.2	49.0	25.2
C5_G5	41.8	39.3	42.0	55.9
C6_G6	41.6	42.9	41.6	59.2
C7_MEZZ	26.8	24.2	26.8	33.6
C8_G7	38.2	39.1	38.2	54.3
C8_G8	53.2	50.0	53.2	45.9
C9_G9	85.6	81.7	85.6	25.7
C10_APP	86.5	85.9	86.5	30.4

L'armatura longitudinale della soletta [(1+1) $\phi$ 16/20].

In base alle tabelle 7.1 e 7.2 dell'EN1994-2, tali tensioni, in relazione al diametro e al passo delle barre utilizzate, rientrano nei limiti consentiti affinché l'apertura delle fessure sia al di sotto dei limiti di normativa.

## 10 VERIFICHE ELEMENTI SECONDARI

### 10.1 VERIFICHE DEI CONNETTORI ACCIAIO CALCESTRUZZO (PIOLI)

La resistenza dei pioli è calcolata in accordo ad EN 1994-2, 6.6.3.1 secondo cui si ipotizzano due diversi meccanismi di rottura: a taglio del gambo del piolo e per schiacciamento del cls.

$$P_{Rd}^1 = \frac{0.8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V}$$

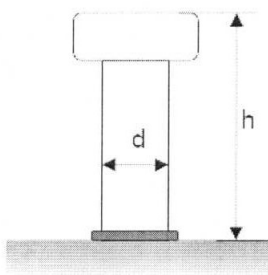
$$P_{Rd}^2 = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$$

$$\alpha = 0.2 \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{for } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4$$

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

EN 1994-2, 6.6.3.1

Essendo:



d : diametro del piolo  
hsc=h: altezza del piolo  
fu: resistenza ultima dell'acciaio del piolo (<=500 MPa)  
fck: resistenza caratteristica cilindrica del cls  
Ecm: modulo di elasticità secante del cls

La verifica consiste in:

$$v_{Ed} \leq n * P_{rd} \quad \text{a SLU (Combinazione fondamentale)}$$

Essendo:

$P_{rd} = \min (P_{Rd}^1; P_{Rd}^2)$  Resistenza di un piolo

n = numero di piolo per metro

$v_{Ed} = V * S_{sy4} / J_y =$  flusso delle tensioni tangenziali all'interfaccia estradosso della piattabanda superiore-intradosso della soletta, calcolato per ogni fase.

Come connettori tra la soletta di calcestruzzo e le travi d'acciaio si adottano pioli muniti di testa che possiedono le seguenti caratteristiche:

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

<b>CONNETTORI (pioli saldati muniti di testa)</b>		<b>SLU</b>	
Resistenza ultima a trazione del materiale del piolo	$f_u [N/mm^2]$		450
Resistenza a fatica ( $2 \times 10^6$ cicli)	$\Delta\tau_R [N/mm^2]$		80
<b>CAPACITA' PORTANTE</b>			
	Diametro $d_p [mm]$		19
	Altezza $h_p [mm]$		200
	Coefficiente parziale $\gamma_v$ a slu		1.25
	$h_p/d_p$		10.53

Di seguito si riporta il riepilogo delle verifiche dei pioli in cui "V<sub>Ed</sub>" sono espressi in N/mm:

CONCI	n pioli/m	vEd,max	vEd,min	P <sub>Rd,tot</sub>	'vEdmax/(P <sub>Rd,tot</sub> )	'vEdmin/(P <sub>Rd,tot</sub> )	Combinazione
C1_APP	20	-31.91	-865.77	1633	0.02	0.53	SLU
C1_G1	15	173.81	-430.71	1225	0.14	0.35	SLU
C2_MEZZ	15	166.92	-411.71	1225	0.14	0.34	SLU
C2_G2	15	535.82	-39.003	1225	0.44	0.03	SLU
C3_G3	15	825.66	141.028	1225	0.67	0.12	SLU
C4_APP	20	915.27	169.335	1633	0.56	0.10	SLU
C5_G4	15	-44	-810.05	1225	0.04	0.66	SLU
C5_G5	15	9	-581.31	1225	0.01	0.47	SLU
C6_G6	15	209	-435.27	1225	0.17	0.36	SLU
C7_MEZZ	15	413	-293.52	1225	0.34	0.24	SLU
C8_G7	15	567	-127.34	1225	0.46	0.10	SLU
C8_G8	15	815	6.41101	1225	0.67	0.01	SLU
C9_G9	20	1081	129.272	1633	0.66	0.08	SLU
C10_APP	20	1085	146.911	1633	0.66	0.09	SLU

Il rapporto  $V_{Ed}/P_{Rd}$  deve essere inferiore a 1 (SLU)

CONCI	n pioli/m	vEd,max	vEd,min	P <sub>Rd,tot</sub>	'vEdmax/(P <sub>Rd,tot</sub> )	'vEdmin/(P <sub>Rd,tot</sub> )	Combinazione
C1_APP	20	-4.28	-598.46	1633	0.00	0.37	SLE
C1_G1	15	139.70	-294.37	1225	0.11	0.24	SLE
C2_MEZZ	15	134.13	-281.4	1225	0.11	0.23	SLE
C2_G2	15	394.87	-27.858	1225	0.32	0.02	SLE
C3_G3	15	592.06	95.1913	1225	0.48	0.08	SLE
C4_APP	20	651.25	112.302	1633	0.40	0.07	SLE
C5_G4	15	-96	-631.87	1225	0.08	0.52	SLE
C5_G5	15	-37	-452.47	1225	0.03	0.37	SLE
C6_G6	15	160	-308.1	1225	0.13	0.25	SLE
C7_MEZZ	15	306	-212.67	1225	0.25	0.17	SLE
C8_G7	15	407	-98.137	1225	0.33	0.08	SLE
C8_G8	15	582	-3.6459	1225	0.47	0.00	SLE
C9_G9	20	757	75.5471	1633	0.46	0.05	SLE
C10_APP	20	754	85.1865	1633	0.46	0.05	SLE

Il rapporto  $V_{Ed}/P_{Rd}$  deve essere inferiore a 0.6 (SLE)

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

CONCI	n pioli/m	vEd,max	vEd,min	P <sub>Rd,tot</sub>	'vEdmax/(P <sub>Rd,tot</sub> )	'vEdmin/(P <sub>Rd,tot</sub> )	Combinazione
C1_APP	20	45.84	-249.09	1633	0.03	0.15	SLfatica
C1_G1	15	78.28	-135.87	1225	0.06	0.11	SLfatica
C2_MEZZ	15	74.95	-130.11	1225	0.06	0.11	SLfatica
C2_G2	15	162.78	-46.454	1225	0.13	0.04	SLfatica
C3_G3	15	234.31	-13.082	1225	0.19	0.01	SLfatica
C4_APP	20	262.38	-6.6146	1633	0.16	0.00	SLfatica
C5_G4	15	17	-249.99	1225	0.01	0.20	SLfatica
C5_G5	15	22	-185.92	1225	0.02	0.15	SLfatica
C6_G6	15	97	-134.05	1225	0.08	0.11	SLfatica
C7_MEZZ	15	152	-104.49	1225	0.12	0.09	SLfatica
C8_G7	15	179	-70.273	1225	0.15	0.06	SLfatica
C8_G8	15	244	-45.657	1225	0.20	0.04	SLfatica
C9_G9	20	304	-34.625	1633	0.19	0.02	SLfatica
C10_APP	20	302	-30.049	1633	0.19	0.02	SLfatica

Per le verifica a fatica dei pioli si veda il §9.5

## 10.2 VERIFICHE DEI GIUNTI SALDATI TRAVI PRINCIPALI

In accordo con le tensioni riportate in allegato, si riportano di seguito le verifiche più gravose per le saldature dell'opera in oggetto.

### Verifica saldature anima/piattabande (cordoni di lato L = 8mm)

La sezione resistente della saldatura, in accordo con [DM18] §4.2.8.2.3, è pari a:

$$t_{\text{saldatura}} = 0,7 \cdot L = 5,6 \text{ mm}$$

Le massime tensioni indotte sulla saldatura sono:

$$\tau_{//} = \tau_{\text{anima}} \cdot t_{\text{anima}} / (2 \cdot t_{\text{saldatura}}) = 115,04 \cdot 20 / (2 \cdot 5,6) = 205,43 \text{ MPa} \leq \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}} = 261 \text{ MPa}$$

Nella verifica precedente è stata utilizzata la tensione tangenziale massima (Sezione C10\_app) di tutte le sezioni di calcolo dell'impalcato sulla saldatura di lato più piccolo.

Le saldature rimanenti sono a piena penetrazione realizzate con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto, la resistenza di progetto dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi.

### **10.3 VERIFICHE DEI DIAFRAMMI E DEI GIUNTI BULLONATI**

In questo capitolo sono riportate le analisi e le verifiche di resistenza e stabilità per gli elementi costituenti i diaframmi con verifiche delle relative giunzioni bullonate in accordo con le sollecitazioni dedotte dal modello a grigliato.

Sono state concepite due tipologie di diaframmi in grado di soddisfare tutte le esigenze di resistenza derivanti dalle azioni agenti considerate:

DIAFRAMMA INTEMEDIO	<b>"RETICOLARE"</b>
DIAFRAMMA D'APPOGGIO TRAVE	<b>"AD ANIMA PIENA"</b>

Per quanto riguarda il diaframma di appoggio trave occorre effettuare anche la verifica con le azioni indotte dal sollevamento dell'impalcato (vedi par. 10.4).

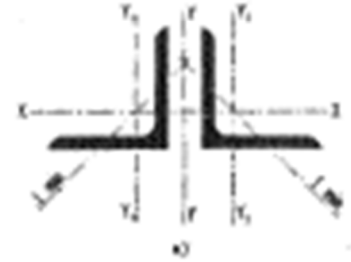
### 10.3.1 Diaframma intermedio "reticolare"

SOLLECITAZIONI		N (kN)
Diagonale Esercizio SLE -		-176
Diagonale Esercizio SLU -		-236
Diagonale Sisma -		-84
Diagonale Esercizio SLE +		176
Diagonale Esercizio SLU +		236
Diagonale Sisma +		84
Briglia inferiore esercizio SLE -		-183
Briglia inferiore esercizio SLU -		-248
Briglia inferiore sisma -		-72
Briglia inferiore esercizio SLE +		238
Briglia inferiore esercizio SLU +		321
Briglia inferiore sisma +		57
Briglia superiore esercizio SLE -		-19
Briglia superiore esercizio SLU -		-25
Briglia superiore sisma -		-4
Briglia superiore esercizio SLE +		21
Briglia superiore esercizio SLU +		28
Briglia superiore sisma +		5

DATI ASTA RETICOLARE DIAGONALE					
Verifica					SLU
ACCIAIO FE510 (fyk/ym1) (instabilità)	ym1	1.1	$\sigma_a$	322.73	Mpa
ACCIAIO FE510 (fyk/ym2) (frattura sezioni tese forate)	ym2	1.25	$\sigma_a$	284.00	Mpa
Luce libera di inflessione			L	3314	mm
Interasse dei collegamenti intermedi (L/3)			i	1105	mm
Spazio netto tra i profili			S <sub>x</sub>	16	mm
Coefficiente di riduzione della luce libera			$\beta$	1	
Numero di profili accoppiati			np	2	
<b>CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO X-X</b>					
Tipo del profilo ad L				L130x130x12	
Area			A	3000	mm <sup>2</sup>
Area al netto delle forature (M27)			A <sub>n</sub>	2715	mm <sup>2</sup>
momento di inerzia			J	4720000	mm <sup>4</sup>
Distanza baricentro lato profilo			e	36.4	mm
raggio di inerzia minimo			i <sub>min</sub>	39.7	mm
Snellezza singolo profilo			$\lambda_1$	28	
Coefficiente $\omega$ (CNR tabella c)			$\omega_1$	1.09	
Ncritico singolo profilo			N <sub>cr,1</sub>	977	kN
lamda			$\lambda$	1.04	
alfa			$\alpha$	0.34	
Fi			$\Phi$	1.19	
coefficiente			X	0.57	
Resistenza all'instabilità			Nb,Rd,1	551	kN
<b>CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO Y-Y</b>					
Area dell'asta composta			npA	6000	mm <sup>2</sup>
Area dell'asta composta al netto delle forature (M27)			npA <sub>n</sub>	5430	mm <sup>2</sup>
Posizione baricentro asta rispetto asse y			cx	44.4	mm
Momento di inerzia dell'asta composta			np(J <sub>y</sub> +Acx <sup>2</sup> )	20144485	mm <sup>4</sup>
raggio di inerzia asta composta			i	58	mm
luce libera di inflessione			$\beta$ L	3314	mm
Snellezza asta composta			$\lambda$	57	
Snellezza equivalente $(\lambda_x^2+\lambda_y^2)^{1/2}$			$\lambda_{eq}$	64	
Coefficiente $\omega$ (CNR tabella c)			$\omega_2$	1.59	
Ncritico asta composta			N <sub>cr,2</sub>	1340	kN
lamda			$\lambda$	1.26	
alfa			$\alpha$	0.34	
Fi			$\Phi$	1.48	
coefficiente			X	0.45	
Resistenza all'instabilità			Nb,Rd,2	864	kN
<b>VERIFICA ASTA</b>					
N limite asta +				771	kN
N esterno +				236	kN
N critico minimo -				-551	kN
N esterno -				-236	kN

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

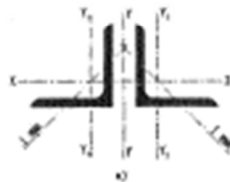
VERIFICA IMBOZZAMENTO		
RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE DIAGONALE		
Fe =	510	h= 130 t= 12
fyk=	355	
h/t =	9.83	
limite (15ε)	12.20	<b>SEZIONE DI CLASSE 3 NON NOCESSITA DI VERIFICA</b>
<b>Verifica dei bulloni (M27)</b>		
N	massimo sforzo trasmesso (kN)	236
eccentricità asse bulloni-asse profilo (m)		0.029
interasse bulloni (m)		0.065
n <sub>b,min</sub>	n° minimo di bulloni considerando 2 facce	1.63
n <sub>b</sub>	n° minimo bulloni da disporre	2.00
<b>Verifica a rifollamento</b>		<b>sp</b>
		12
σ <sub>rif</sub>	tensione di rifollamento (Mpa)	172.51
		< 275.09 MPa





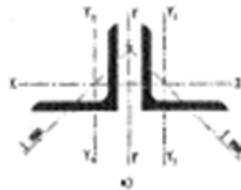
**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

DATI ASTA RETICOLARE BRIGLIA INFERIORE					
Verifica					SLU
ACCIAIO FE510 (fyk'/γm1) (instabilità)	γm1	1.1	σa	322.73	Mpa
ACCIAIO FE510 (fyk/γm2) (frattura sezioni tese forat)	γm2	1.25	σa	284.00	Mpa
Luce libera di inflessione			L	2630	mm
Interasse dei collegamenti intermedi (L/2)			i	1315	mm
Spazio netto tra i profili			s <sub>x</sub>	16	mm
Coefficiente di riduzione dell luce libera			β	1	
Numero di profili accoppiati			np	2	
<b>CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO X-X</b>					
Tipo del profilo ad L				L130x130x12	
Area			A	2520	mm <sup>2</sup>
Area al netto delle forature (1M27)			An	2235	mm <sup>2</sup>
momento di inerzia			J	4720000	mm <sup>4</sup>
Distanza baricentro lato profilo			e	36.4	mm
raggio di inerzia minimo			i <sub>min</sub>	39.7	mm
Snellezza singolo profilo			λ <sub>1</sub>	33	
Coefficiente ω (CNR tabella c)			ω <sub>1</sub>	1.13	
Ncritico singolo profilo			N <sub>cr,1</sub>	792	kN
lamda			λ	1.06	
alfa			α	0.34	
Fi			Φ	1.21	
coefficiente			X	0.56	
Resistenza all'instabilità			Nb,Rd,1	454	kN
<b>CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO Y-Y</b>					
Area dell'asta composta			npA	5040	mm <sup>2</sup>
Area dell'asta composta al netto delle forature (M27)			npAn	4470	mm <sup>2</sup>
Posizione baricentro asta rispetto asse y			cx	44.4	mm
Momento di inerzia dell'asta composta			np(Jy+Acx <sup>2</sup> )	18251979	mm <sup>4</sup>
raggio di inerzia asta composta			i	60	mm
luce libera di inflessione			βL	2630	mm
Snellezza asta composta			λ	44	
Snellezza equivalente (λ <sub>v</sub> <sup>2</sup> +λ <sup>2</sup> ) <sup>1/2</sup>			λ <sub>eq</sub>	55	
Coefficiente ω (CNR tabella c)			ω <sub>2</sub>	1.42	
Ncritico asta composta			N <sub>cr,2</sub>	1260	kN
lamda			λ	1.19	
alfa			α	0.34	
Fi			Φ	1.38	
coefficiente			X	0.48	
Resistenza all'instabilità			Nb,Rd,2	785	kN
<b>VERIFICA ASTA</b>					
N limite asta +				635	kN
N esterno +				321	kN
N critico minimo -				-454	kN
N esterno -				-248	kN
<b>VERIFICA IMBOZZAMENTO</b>					
<b>RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE DIAGONALE</b>					
Fe =	510	h=	130	t=	12
fyk=	355				
h/t =	9.83				
limite (15ε)	12.20	<b>SEZIONE DI CLASSE 3 NON NECESSITA DI VERIFICA</b>			
<b>Verifica dei bulloni (M27)</b>					
N	massimo sforzo trasmesso (kN)		321		
	eccentricità asse bulloni-asse profilo (m)		0.029		
	interasse bulloni (m)		0.065		
n <sub>b,min</sub>	n° minimo di bulloni considerando 2 facce		2.20		
n <sub>b</sub>	n° minimo bulloni da disporre		3.00		
<b>Verifica a rifollamento</b>					
			sp		
			12		
σ <sub>rif</sub>	tensione di rifollamento (Mpa)		156.43		
			<	275.09	MPa



**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

DATI ASTA RETICOLARE BRIGLIA SUPERIORE					
Verifica					SLU
ACCIAIO FE510 (fyk/γm1) (instabilità)	γm1	1.1	σ <sub>a</sub>	322.73	Mpa
ACCIAIO FE510 (fyk/γm2) (frattura sezioni tese forat	γm2	1.25	σ <sub>a</sub>	284.00	Mpa
Luce libera di inflessione			L	5100	mm
Interasse dei collegamenti intermedi (L/6)			i	850	mm
Spazio netto tra i profili			s <sub>x</sub>	16	mm
Coefficiente di riduzione della luce libera			β	1	
Numero di profili accoppiati			np	2	
CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO X-X					
Tipo del profilo ad L				L100x100x10	
Area			A	1920	mm <sup>2</sup>
Area al netto delle forature (M27)			A <sub>n</sub>	1635	mm <sup>2</sup>
momento di inerzia			J	1770000	mm <sup>4</sup>
Distanza baricentro lato profilo			e	28.2	mm
raggio di inerzia minimo			i <sub>min</sub>	30.4	mm
Snellezza singolo profilo			λ <sub>1</sub>	28	
Coefficiente ω (CNR tabella c)			ω <sub>1</sub>	1.09	
Ncritico singolo profilo			N <sub>cr,1</sub>	625	kN
lamda			λ	1.04	
alfa			α	0.34	
Fi			Φ	1.19	
coefficiente			X	0.57	
Resistenza all'instabilità			N <sub>b,Rd,1</sub>	353	kN
CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO Y-Y					
Area dell'asta composta			npA	3840	mm <sup>2</sup>
Area dell'asta composta al netto delle forature (M27)			npA <sub>n</sub>	3270	mm <sup>2</sup>
Posizione baricentro asta rispetto asse y			cx	36.2	mm
Momento di inerzia dell'asta composta			np(Jy+Acx <sup>2</sup> )	7825139	mm <sup>4</sup>
raggio di inerzia asta composta			i	45	mm
luce libera di inflessione			βL	5100	mm
Snellezza asta composta			λ	113	
Snellezza equivalente (λ <sub>1</sub> <sup>2</sup> +λ <sub>2</sub> <sup>2</sup> ) <sup>1/2</sup>			λ <sub>eq</sub>	116	
Coefficiente ω (CNR tabella c)			ω <sub>2</sub>	3.06	
Ncritico asta composta			N <sub>cr,2</sub>	445	kN
lamda			λ	1.75	
alfa			α	0.34	
Fi			Φ	2.29	
coefficiente			X	0.26	
Resistenza all'instabilità			N <sub>b,Rd,2</sub>	328	kN
VERIFICA ASTA					
N limite asta +				464	kN
N esterno +				28	kN
N critico minimo -				-328	kN
N esterno -				-25	kN
					Verifica soddisfatta
					Verifica soddisfatta
VERIFICA IMBOZZAMENTO					
RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE DIAGONALE					
Fe =	510	h=	100	t=	10
fyk=	355				
h/t =	9.00				
limte (15ε)	12.20	SEZIONE DI CLASSE 3 NON NECESSITA DI VERIFICA			
Verifica dei bulloni (M27)					
N	massimo sforzo trasmesso (kN)			28	
	eccentricità asse bulloni-asse profilo (m)			0.022	
	interasse bulloni (m)			0.065	
n <sub>b,min</sub>	n° minimo di bulloni considerando 2 facce			0.18	
n <sub>b</sub>	n° minimo bulloni da disporre			2.00	
Verifica a rifollamento					
				sp	
				10	
σ <sub>rif</sub>	tensione di rifollamento (Mpa)			24.56	
				<	275.09 MPa



**10.3.2 Diaframma d'appoggio trave "AD ANIMA PIENA"**

<b>SEZIONE NON FORATA IN CORRISPONDENZA DEL GIUNTO</b>						
<b>Caratteristiche delle travi in acciaio</b>						
Altezza trave totale	Htr (m)			2.8000		
Larghezza piattabanda superiore	Bpe (m)			0.4000		
Spessore piattabanda superiore	Spe (m)			0.0250		
Larghezza piattabanda inferiore	Bpi (m)			0.4000		
Spessore piattabanda inferiore	Spi (m)			0.0250		
Spessore anima	Sa (m)			0.0270		
Altezza anima	Ha (m)			2.7500		
Area della sezione	Aa (m <sup>2</sup> )			0.0943		
Momento statico lembo inferiore	Sai (m <sup>3</sup> )			0.1320		
Dist. baric. lembo inferiore	Dagi (m)			1.4000		
Dist. baric. lembo superiore	Dage (m)			1.4000		
Momento d'inerzia baricentrico X	Jgx (m <sup>4</sup> )			0.0853		
Modulo di resist. lembo super.	Wae (m <sup>3</sup> )			0.0609		
Modulo di resist. lembo infer.	Wai (m <sup>3</sup> )			0.0609		
Momento statico al lembo sup. anima	Sae (m <sup>3</sup> )			0.0139		
Momento statico al lembo inf. anima	Sai (m <sup>3</sup> )			0.0139		
Momento statico asse Y	Svi (m <sup>3</sup> )			0.0189		
Dist. baric. asse Y	Dvgi (m)			0.2000		
Momento d'inerzia baricentrico Y	Jgy (m <sup>4</sup> )			0.0029		
<b>Riepilogo sollecitazioni (SLU)</b>						
Sforzo normale	max	N (kN)		0		
	min	N (kN)				
Sforzo di taglio	max	T (kN)		567		
	min	T (kN)				
Momento flettente	max	M (kNm)				
	min	M (kNm)		1560		
<b>Verifiche delle sezioni (SLU)</b>				<b>Tensioni di calcolo</b>		
tensione nor.le piattabanda sup.	$\sigma_{ala sup.}$	MPa	-25.60	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le piattabanda inf.	$\sigma_{ala inf.}$	MPa	25.60	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le bar. anima	$\tau_{anima baric.}$	MPa	7.50	< ftyd =	195.20	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{anima sup.}$	MPa	-25.15	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. sup.	$\tau_{anima sup.}$	MPa	0.23	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{id sup.}$	MPa	25.15	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{anima inf.}$	MPa	25.15	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. inf.	$\tau_{anima inf.}$	MPa	0.23	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{id inf.}$	MPa	-25.15	< fyd =	338.10	MPa

**SEZIONE DI GIUNTO FORATA E GIUNTI BULLONATI**

<b>piattabande inferiori</b>			
	Tipologia		
	Giunto	<b>G1</b>	
A	area lorda (mm <sup>2</sup> )	8000	
σ <sub>es</sub>	massima tensione (Mpa)	25.60	
n <sub>b</sub>	n° bulloni allineati	4	
A*	area netta (mm <sup>2</sup> )	5720	
σ <sub>es</sub> *	massima tensione netta (Mpa)	35.81	
N	massimo sforzo trasmesso (kN)	205	
n <sub>b,min</sub>	n° minimo di bulloni considerando 2 facce	1.33	
n <sub>b</sub>	n° minimo bulloni da disporre	2	
<b>coprigiunto piattabande inferiori</b>			
		<b>sp</b>	
sp	spessore profilo	12	
sp	spessore piattabanda	20	
σ <sub>rif</sub>	tensione di rifollamento (Mpa)	149.73	< 275.1 MPa
σ <sub>rif</sub>	tensione di rifollamento piattabanda (MPa)	179.68	< 275.1 MPa
Ac	area netta coprigiunti (mm <sup>2</sup> )	5832	> A*
<b>piattabande superiori</b>			
	Tipologia		
	Giunto	G1	
A	area lorda (mm <sup>2</sup> )	8000	
σ <sub>es</sub>	massima tensione (Mpa)	-25.60	
n <sub>b</sub>	n° bulloni allineati	2	
A*	area netta (mm <sup>2</sup> )	6860	
σ <sub>es</sub> *	massima tensione netta (Mpa)	-29.86	
N	massimo sforzo trasmesso (kN)	205	
n <sub>b,min</sub>	n° minimo di bulloni considerando 2 facce	1.83	
n <sub>b</sub>	n° minimo bulloni da disporre	2	
<b>coprigiunto piattabande superiori</b>			
		<b>sp</b>	
sp	spessore coprigiunto	14	
sp	spessore piattabanda	20	
σ <sub>rif</sub>	tensione di rifollamento (Mpa)	128.34	< 275.1 MPa
σ <sub>rif</sub>	tensione di rifollamento piattabanda (MPa)	179.68	< 275.1 MPa
Ac	area netta coprigiunti (mm <sup>2</sup> )	7042	> A*
<b>anime</b>			
	Tipologia		
	Giunto	G1	
h	altezza anima (mm)	2267	
t <sub>w</sub>	spessore anima (mm)	20	
d	distanza bulloni esterni coprigiunto (mm)	2155	
A	area lorda (mm <sup>2</sup> )	45340	
σ <sub>es</sub>	massima tensione assiale (Mpa)	25.15	
σ <sub>es</sub>	minima tensione assiale (Mpa)	-25.15	
x	distanza asse neutro lembo compresso	1134	
τ <sub>es</sub>	tensione tangenziale media (Mpa)	0.23	
n <sub>b</sub>	n° bulloni allineati (verticalmente)	34	
n <sub>b</sub>	n° file di bulloni (da un lato del giunto)	2	
A*	area netta (mm <sup>2</sup> )	25960	
M	momento agente su mezza porzione di coprigiunto (kNm)	431	
V	taglio agente sul giunto (kN)	10	
T <sub>v</sub>	azione su un bullone (una faccia) (kN) dovuta al taglio V	0.13	
T <sub>M</sub>	azione su un bullone (una faccia) (kN) dovuta al momento	8.70	
V <sub>f</sub>	taglio vettoriale su un bullone (una faccia) (kN)	8.70	< 77 kN
<b>coprigiunto anime</b>			
		<b>sp</b>	
	spessore coprigiunto	14	
	spessore anima	20	
σ <sub>rif</sub>	tensione di rifollamento coprigiunto (Mpa)	21.80	< 275.1 MPa
σ <sub>rif</sub>	tensione di rifollamento anima (Mpa)	30.53	< 275.1 MPa
Ac	area netta coprigiunti (mm <sup>2</sup> )	36344	> A*

dove:

$$\sigma_{es*} = \sigma_{es} \times A/A^* \leq 338.10 \text{ MPa}$$

$$N = \sigma_{es} \times A/A^*$$

$$n_{b,min} = N / (2 \cdot V_{f,o}) \leq n_b$$

$$\sigma_{rif} = N / (2 \cdot n_b \cdot d_{foro} \cdot s_p) < \sigma_{b,Rd} = 275 \text{ MPa (con } d_{foro} = 28.5 \text{ mm)}$$

Essendo  $n_b \geq n_{b,min}$  e l'area netta dei coprigiunti  $A_c \geq A^*$ , le verifiche risultano soddisfatte.

Dove:

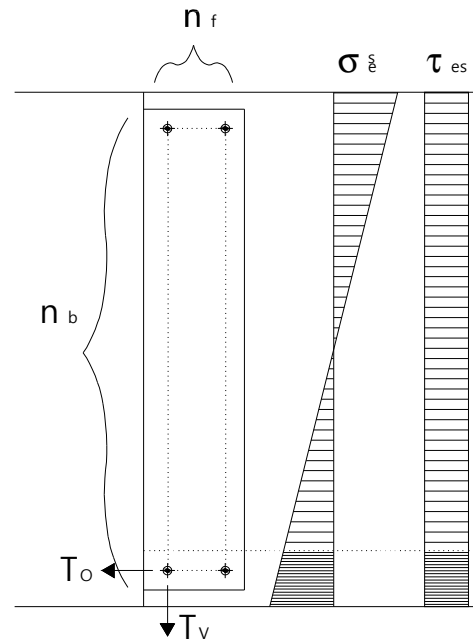
$$\tau_{es*} = \tau_{es} \times A/A^*$$

$$T_v = \tau_{es} \times A / [2(n_b \times n_f)]$$

$$T_o \cong \sigma_{es} \times A / [(n_b + 1) \times n_f] / 2$$

$$V_f = (T_v^2 + T_o^2)^{0.5} \leq V_{f,o}$$

$$\sigma_{rif} < \sigma_{b,Rd} = 275 \text{ MPa}$$



Essendo  $V_f < V_{f,o}$  e l'area netta dei coprigiunti  $A_c \geq A^*$ , le verifiche risultano soddisfatte.

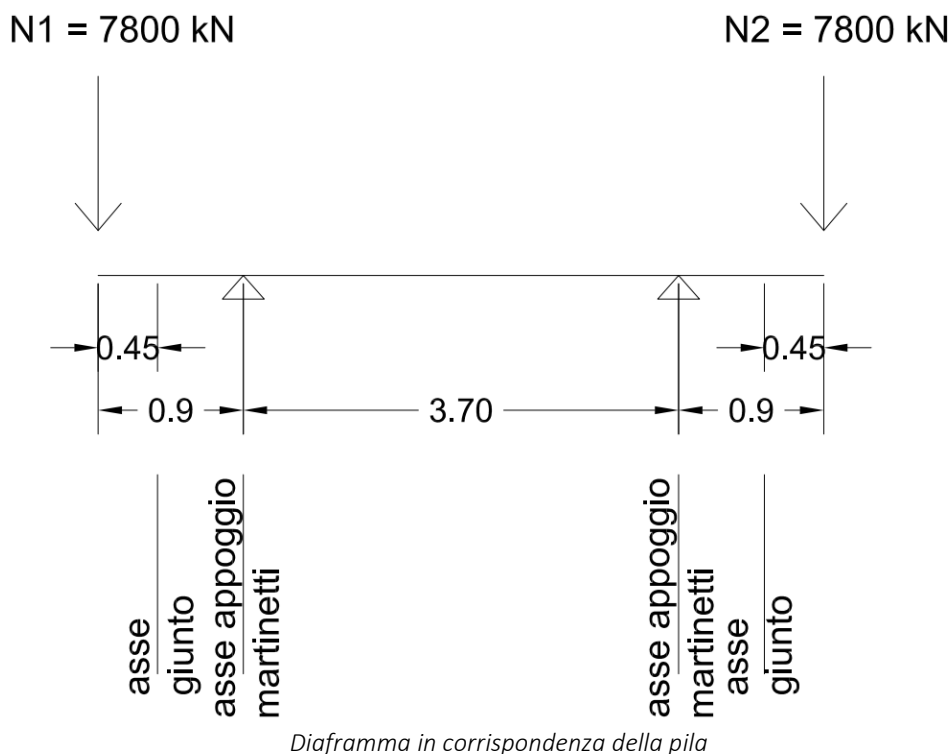
**VERIFICA DI STABILITA' A FLESSIONE PANNELLO D'ANIMA DIAFRAMMA DI ALTEZZA MEDIA (IMBOZZAMENTO)**

VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA DIAFRAMMA PIENO APPOGGIO						
RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE						
S	355	Bpe (m)	0.400	Spe (m)	0.025	
f <sub>yd</sub> =	322.73	Ha (m)	2.750	Sa (m)	0.027	
b/t =	101.85		(CNR10011 7.2.6.2)			
limite	<b>47.70</b>	b/t>limite	<b>occorre fare verifica ad imbozzamento CNR10011</b>			
VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA DIAFRAMMA PIENO APPOGGIO						
$\sigma_1(+)$	18.63	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di trazione all'intradosso ala superiore (SLE)			
$\sigma_2(-)$	-18.63	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di compressione all'estradosso ala inferiore (SLE)			
N	0.00	kN	Sforzo normale			
T	420.00	kN	Taglio			
A=	<b>61</b>	cm <sup>2</sup>	Area irrigidimento (19*3.2)			
i	<b>164</b>	cm	Interasse irrigidimenti verticali			
$\alpha$	0.60		Interasse degli irrigidimenti verticali / Altezza dell'anima			
$\Psi$	-1.00		Coefficiente che definisce la legge di variazione della $\sigma$			
k $\sigma$	24.19		Coefficiente d'imbozzamento			
k $\tau$	19.01		Coefficiente d'imbozzamento			
$\sigma_{cr,0}$	17.95	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di riferimento			
$\sigma_{cr}$	434.13	N/mm <sup>2</sup>	Tensione critica normale			
$\tau_{cr}$	341.30	N/mm <sup>2</sup>	Tensione critica tangenziale			
$\sigma_1$	18.63	N/mm <sup>2</sup>	Tensione massima normale nell'anima			
$\tau_1$	6.91	N/mm <sup>2</sup>	Tensione media di taglio nell'anima			
$\tau_2$	0	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di taglio derivante dalla torsione			
$\tau_{tot}$	6.91	N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale complessiva			
$\sigma_{cr,id}$	44.24	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di confronto			
$\sigma_{cr,red}$	44.24	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di confronto ridotta nel caso in cui $\sigma_{cr,id} > 0,8 \cdot f_d$			
$\sigma_{ideale}$	22.14	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale di imbozzamento			
$\beta_v$	1.20					
	<b>2.00</b>		Valore di riferimento per la verifica all'imbozzamento			
<b>2.00</b>	>	$\beta_v$	<b>VERIFICATO</b>			

#### 10.4 VERIFICHE PER LA SOSTITUZIONE DEGLI APPARECCHI D'APPOGGIO

In occasione della sostituzione degli apparecchi d'appoggio, si assume l'80% dei carichi concentrati (Modello di carico 1) senza riduzione dei carichi distribuiti.

Il sollevamento dell'impalcato avviene in asse diaframma di collegamento delle travi come da schemi sotto riportati che rappresentano le due situazioni limite sia in termini geometrici che di carichi.



Di seguito si riportano le verifiche del diaframma e degli irrigidimenti previsti in corrispondenza delle seguenti sezioni di verifica:

1. Sezione in corrispondenza del martinetto;

Le sollecitazioni sono le seguenti:

$$M = 1.35 \cdot 7800 \cdot 0.9 = 9477 \text{ kNm}$$

$$T = 1.35 \cdot 7800 = 10530 \text{ kN}$$

2. Sezione in corrispondenza del giunto tra diaframma e irrigidimento anima diaframma.

Le sollecitazioni sono le seguenti:

$$M = 1.35 \cdot 7800 \cdot 0.45 = 4738.5 \text{ kNm}$$

$$T = 1.35 \cdot 7800 = 10530 \text{ kN}$$

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

<b>SEZIONE IN CORRISPONDENZA DEI MARTINETTI</b>						
<b>Caratteristiche delle travi in acciaio</b>						
Altezza trave totale	Htr (m)			2.8000		
Larghezza piattabanda superiore	Bpe (m)			0.4000		
Spessore piattabanda superiore	Spe (m)			0.0250		
Larghezza piattabanda inferiore	Bpi (m)			0.4000		
Spessore piattabanda inferiore	Spi (m)			0.0250		
Spessore anima	Sa (m)			0.0270		
Altezza anima	Ha (m)			2.7500		
Area della sezione	Aa (m <sup>2</sup> )			0.0943		
Momento statico lembo inferiore	Sai (m <sup>3</sup> )			0.1320		
Dist. baric. lembo inferiore	Dagi (m)			1.4000		
Dist. baric. lembo superiore	Dage (m)			1.4000		
Momento d'inerzia baricentrico X	Jgx (m <sup>4</sup> )			0.0853		
Modulo di resist. lembo super.	Wae (m <sup>3</sup> )			0.0609		
Modulo di resist. lembo infer.	Wai (m <sup>3</sup> )			0.0609		
Momento statico al lembo sup. anima	Sae (m <sup>3</sup> )			0.0139		
Momento statico al lembo inf. anima	Sai (m <sup>3</sup> )			0.0139		
Momento statico asse Y	Svi (m <sup>3</sup> )			0.0189		
Dist. baric. asse Y	Dvgi (m)			0.2000		
Momento d'inerzia baricentrico Y	Jgy (m <sup>4</sup> )			0.0029		
<b>Riepilogo sollecitazioni (SLU)</b>						
Sforzo normale	max	N (kN)		0		
	min	N (kN)				
Sforzo di taglio	max	T (kN)		10530		
	min	T (kN)				
Momento flettente	max	M (kNm)				
	min	M (kNm)		9477		
<b>Verifiche delle sezioni (SLU)</b>				<b>Tensioni di calcolo</b>		
tensione nor.le piattabanda sup.	$\sigma_{ala\ sup.}$	MPa	-155.55	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le piattabanda inf.	$\sigma_{ala\ inf.}$	MPa	155.55	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le bar. anima	$\tau_{anima\ baric.}$	MPa	139.29	< ftyd =	195.20	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{anima\ sup.}$	MPa	-152.77	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. sup.	$\tau_{anima\ sup.}$	MPa	4.28	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{id\ sup.}$	MPa	153.13	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{anima\ inf.}$	MPa	152.77	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. inf.	$\tau_{anima\ inf.}$	MPa	4.28	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{id\ inf.}$	MPa	-153.13	< fyd =	338.10	MPa



**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA DIAFRAMMA PIENO IN CORRISPONDENZA MARTINETTO						
RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE						
S	355	Bpe (m)	0.400	Spe (m)	0.025	
f <sub>yd</sub> =	322.73	Ha (m)	2.750	Sa (m)	0.027	
b/t =	101.85		(CNR10011 7.2.6.2)			
limite	47.70	b/t>limite	occorre fare verifica CNR10011			
VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA DIAFRAMMA PIENO IN CORRISPONDENZA MARTINETTO						
$\sigma_1(+)$	113.16	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di trazione all'intradosso ala superiore (SLE)			
$\sigma_2(-)$	-113.43	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di compressione all'estradosso ala inferiore (SLE)			
N	0.00	kN	Sforzo normale			
T	7800.00	kN	Taglio			
A=	61	cm <sup>2</sup>	Area irrigidimento (19*3.2)			
i	164	cm	Interasse irrigidimenti verticali			
$\alpha$	0.60		Interasse degli irrigidimenti verticali / Altezza dell'anima			
$\Psi$	-1.00		Coefficiente che definisce la legge di variazione della $\sigma$			
k <sub><math>\sigma</math></sub>	24.19		Coefficiente d'imbozzamento			
k <sub><math>\tau</math></sub>	19.01		Coefficiente d'imbozzamento			
$\sigma_{cr,o}$	17.95	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di riferimento			
$\sigma_{cr}$	434.13	N/mm <sup>2</sup>	Tensione critica normale			
$\tau_{cr}$	341.30	N/mm <sup>2</sup>	Tensione critica tangenziale			
$\sigma_1$	113.16	N/mm <sup>2</sup>	Tensione massima normale nell'anima			
$\tau_1$	128.29	N/mm <sup>2</sup>	Tensione media di taglio nell'anima			
$\tau_2$	0	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di taglio derivante dalla torsione			
$\tau_{tot}$	128.29	N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale complessiva			
$\sigma_{cr,id}$	398.66	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di confronto			
$\sigma_{cr,red}$	300.58	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di confronto ridotta nel caso in cui $\sigma_{cr,id} > 0,8 \cdot f_d$			
$\sigma_{ideale}$	249.36	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale di imbozzamento			
$\beta_v$	1.20					
	1.21		Valore di riferimento per la verifica all'imbozzamento			
1.21	>	$\beta_v$	VERIFICATO			

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

<b>SEZIONE NON FORATA IN CORRISPONDENZA DEL GIUNTO</b>						
<b>Caratteristiche delle travi in acciaio</b>						
Altezza trave totale	Htr (m)			2.8000		
Larghezza piattabanda superiore	Bpe (m)			0.4000		
Spessore piattabanda superiore	Spe (m)			0.0250		
Larghezza piattabanda inferiore	Bpi (m)			0.4000		
Spessore piattabanda inferiore	Spi (m)			0.0250		
Spessore anima	Sa (m)			0.0270		
Altezza anima	Ha (m)			2.7500		
Area della sezione	Aa (m <sup>2</sup> )			0.0943		
Momento statico lembo inferiore	Sai (m <sup>3</sup> )			0.1320		
Dist. baric. lembo inferiore	Dagi (m)			1.4000		
Dist. baric. lembo superiore	Dage (m)			1.4000		
Momento d'inerzia baricentrico X	Jgx (m <sup>4</sup> )			0.0853		
Modulo di resist. lembo super.	Wae (m <sup>3</sup> )			0.0609		
Modulo di resist. lembo infer.	Wai (m <sup>3</sup> )			0.0609		
Momento statico al lembo sup. anima	Sae (m <sup>3</sup> )			0.0139		
Momento statico al lembo inf. anima	Sai (m <sup>3</sup> )			0.0139		
Momento statico asse Y	Svi (m <sup>3</sup> )			0.0189		
Dist. baric. asse Y	Dvgi (m)			0.2000		
Momento d'inerzia baricentrico Y	Jgy (m <sup>4</sup> )			0.0029		
<b>Riepilogo sollecitazioni (SLU)</b>						
Sforzo normale	max	N (kN)		0		
	min	N (kN)				
Sforzo di taglio	max	T (kN)		10530		
	min	T (kN)				
Momento flettente	max	M (kNm)				
	min	M (kNm)		4739		
<b>Verifiche delle sezioni (SLU)</b>				<b>Tensioni di calcolo</b>		
tensione nor.le piattabanda sup.	$\sigma_{ala\ sup.}$	MPa	-77.77	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le piattabanda inf.	$\sigma_{ala\ inf.}$	MPa	77.77	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le bar. anima	$\tau_{anima\ baric.}$	MPa	139.29	< ftyd =	195.20	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{anima\ sup.}$	MPa	-76.39	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. sup.	$\tau_{anima\ sup.}$	MPa	4.28	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{id\ sup.}$	MPa	77.10	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{anima\ inf.}$	MPa	76.39	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. inf.	$\tau_{anima\ inf.}$	MPa	4.28	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{id\ inf.}$	MPa	-77.10	< fyd =	338.10	MPa

**SEZIONE DI GIUNTO FORATA E GIUNTI BULLONATI**

<b>piattabande inferiori</b>			
	Tipologia		
	Giunto	<b>G1</b>	
A	area lorda (mm <sup>2</sup> )	<b>10000</b>	
$\sigma_{es}$	massima tensione (Mpa)	<b>77.77</b>	
$n_b$	n° bulloni allineati	<b>4</b>	
A*	area netta (mm <sup>2</sup> )	<b>7150</b>	
$\sigma_{es}^*$	massima tensione netta (Mpa)	<b>108.77</b>	
N	massimo sforzo trasmesso (kN)	<b>778</b>	
$n_{b,min}$	n° minimo di bulloni considerando 2 facce	<b>5.05</b>	
$n_b$	n° minimo bulloni da disporre	<b>6</b>	
<b>coprigiunto piattabande inferiori</b>			
		<b>sp</b>	
sp	spessore profilo	<b>15</b>	
sp	spessore piattabanda	<b>25</b>	
$\sigma_{rif}$	tensione di rifollamento (Mpa)	151.61	< 275.1 MPa
$\sigma_{rif}$	tensione di rifollamento anima (Mpa)	181.93	< 275.1 MPa
Ac	area netta coprigiunti (mm <sup>2</sup> )	<b>7290</b>	> A*
<b>piattabande superiori</b>			
	Tipologia		
	Giunto	<b>G1</b>	
A	area lorda (mm <sup>2</sup> )	<b>10000</b>	
$\sigma_{es}$	massima tensione (Mpa)	<b>-77.77</b>	
$n_b$	n° bulloni allineati	<b>2</b>	
A*	area netta (mm <sup>2</sup> )	<b>8575</b>	
$\sigma_{es}^*$	massima tensione netta (Mpa)	<b>-90.70</b>	
N	massimo sforzo trasmesso (kN)	<b>778</b>	
$n_{b,min}$	n° minimo di bulloni considerando 2 facce	<b>5.05</b>	
$n_b$	n° minimo bulloni da disporre	<b>6</b>	
<b>coprigiunto piattabande superiori</b>			
		<b>sp</b>	
sp	spessore coprigiunto	<b>18</b>	
sp	spessore piattabanda	<b>25</b>	
$\sigma_{rif}$	tensione di rifollamento (Mpa)	126.34	< 275.1 MPa
$\sigma_{rif}$	tensione di rifollamento piattabanda (Mpa)	181.93	< 275.1 MPa
Ac	area netta coprigiunti (mm <sup>2</sup> )	<b>9054</b>	> A*
<b>anime</b>			
	Tipologia		
	Giunto	<b>G1</b>	
h	altezza anima (mm)	<b>2267</b>	
$t_w$	spessore anima (mm)	<b>27</b>	
d	distanza bulloni esterni coprigiunto (mm)	<b>2155</b>	
A	area lorda (mm <sup>2</sup> )	<b>61209</b>	
$\sigma_{es}$	massima tensione assiale (Mpa)	<b>76.39</b>	
$\sigma_{es}$	miniima tensione assiale (Mpa)	<b>-76.39</b>	
x	distanza asse neutro lembo compresso	<b>1134</b>	
$\tau_{es}$	tensione tangenziale media (Mpa)	<b>4.28</b>	
$n_b$	n° bulloni allineati (verticalmente)	<b>34</b>	
$n_b$	n° file di bulloni (da un lato del giunto)	<b>2</b>	
A*	area netta (mm <sup>2</sup> )	<b>35046</b>	
M	momento agente su mezza porzione di coprigiunto (kNm)	<b>1781</b>	
V	taglio agente sul giunto (kN)	<b>262</b>	
$T_v$	azione su un bullone (una faccia) (kN) dovuta al taglio V	<b>3.28</b>	
$T_M$	azione su un bullone (una faccia) (kN) dovuta al momento	<b>35.92</b>	
$V_f$	taglio vettoriale su un bullone (una faccia) (kN)	<b>36.07</b>	< 77 kN
<b>coprigiunto anime</b>			
		<b>sp</b>	
	spessore coprigiunto	<b>14</b>	
	spessore anima	<b>27</b>	
$\sigma_{rif}$	tensione di rifollamento coprigiunto (Mpa)	90.39	< 275.1 MPa
$\sigma_{rif}$	tensione di rifollamento anima (Mpa)	93.74	< 275.1 MPa
Ac	area netta coprigiunti (mm <sup>2</sup> )	<b>36344</b>	> A*

**STABILITÀ DEGLI IRRIGIDIMENTI TRASVERSALI IN CORRISPONDENZA DEI MARTINETTI**

Lo sforzo normale massimo in corrispondenza di ciascun martinetto è pari a:

	SP-P
Scarico-SLU (kN) su ogni allineamento	21100
n. martinetti	2
martinetto (kN)	10550

Si riporta di seguito la verifica a carico di punta dell'irrigidimento dell'anima in corrispondenza del diaframma:

$N = 10550 \text{ kN}$  sforzo normale in un martinetto - SLU

In accordo con [CNR 10030] §6.3, la sezione di verifica considerata è pari all'irrigidimento trasversale più un'aliquota dell'anima non inferiore a 12 volte il suo spessore (per ciascun lato).

**Irrigidimenti:**

$t_s = 32 \text{ mm}$  spessore irrigidimento centrale

$t_l = 16 \text{ mm}$  spessore irrigidimenti laterali

$h_s = 190 \text{ mm}$  larghezza irrigidimenti (simmetrico rispetto all'anima)

$t_w = 27 \text{ mm}$  spessore anima

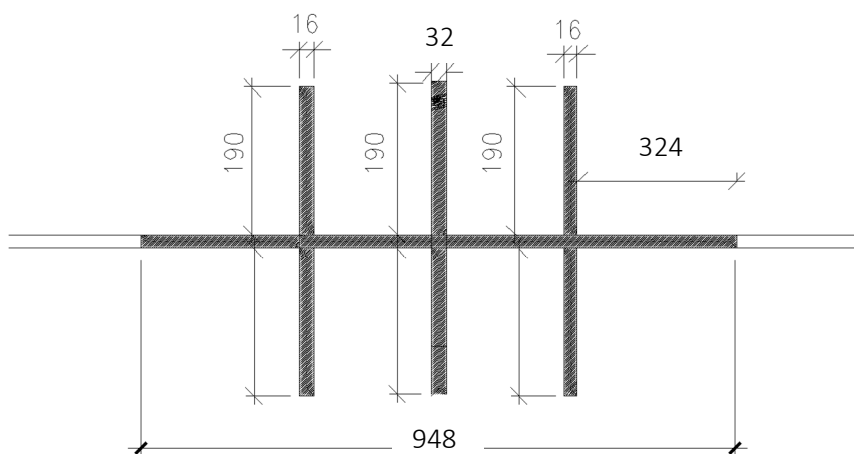


Figura – Sezione dell'irrigidimento utilizzata nelle verifiche

$A = 49.11 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

area della sezione

$J = 342.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

momento d'inerzia

$i = 84 \text{ mm}$

giratore d'inerzia

$L_0 = 2750 \text{ mm}$

luce libera d'inflessione ( $h_{\text{anima}}$ )

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

$$\lambda = 33 \quad \text{snellezza dell'irrigidimento}$$
$$\omega_{Fe510,c}(\lambda = 33) = 1.13 \quad \text{coefficiente } \omega$$
$$N_{RD} = f_{yd} \cdot A / \omega = 355 / 1.25 \cdot 49.11 / 1.13 = 12425 \text{ kN} \quad \text{massimo sforzo resistente}$$

Essendo la portata in corrispondenza del martinetto ( $\approx 10550$  kN) inferiore al massimo sforzo resistente sull'irrigidimento la verifica risulta soddisfatta.

- Verifica dei rapporti larghezza-spessore della nervatura

Per le nervature in piatto semplice dovrà risultare:

$$hs/ts \leq 15 \varepsilon$$

Essendo:

$$\varepsilon = (235/f_y)^{1/2}$$

hs= 190 mm larghezza di ciascun piatto costituente la nervatura;

ts = 32 mm spessore piatto;

f<sub>y</sub>= 355 MPa tensione di snervamento.

In definitiva avremo:

$$190/32 < 15 \cdot (235/355)^{1/2} \rightarrow 5.94 < 12.15$$

La verifica risulta soddisfatta

## 10.5 VERIFICHE DEI GIUNTI SALDATI DIAFRAMMI

In accordo con le tensioni riportate nei par. 10.3 e 10.4, si riportano di seguito le verifiche più gravose per le saldature dell'opera in oggetto.

### Verifica saldature anima/piattabande (cordoni di lato L = 15 mm)

La sezione resistente della saldatura, in accordo con [DM2018] §4.2.8.2.3, è pari a:

$$t_{\text{saldatura}} = 0.7 \cdot L = 10.5 \text{ mm}$$

Le massime tensioni indotte sulla saldatura sono:

$$\tau_{\perp} = \tau_{\text{anima}} \cdot t_{\text{anima}} / (2 \cdot t_{\text{saldatura}}) = 139.29 \cdot 27 / (2 \cdot 10.5) = 179.09 \text{ MPa} \leq \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}} = 265 \text{ MPa}$$

Le saldature rimanenti sono a piena penetrazione realizzate con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto, la resistenza di progetto dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi.

## 10.6 VERIFICHE DEGLI IRRIGIDIMENTI LONGITUDINALI E TRASVERSALI

Vengono previsti irrigidimenti trasversali e longitudinali lungo tutto l'impalcato.

In corrispondenza dei diaframmi di campata è previsto l'utilizzo di irrigidimenti trasversali costituiti da un piatto a tutta altezza dell'anima della trave di spessore 16 mm. con passo longitudinale pari a circa 2333 mm nelle campate esterne e 2500 mm nelle campate centrali.

Nei conci di appoggio su spalla lo spessore di tale piatto è pari a 20 mm.

Gli irrigidimenti longitudinali sono disposti su una fila in corrispondenza della campata e si trovano ad una distanza dal lembo superiore della trave rispettivamente pari a 800 mm dall'estradosso della piattabanda superiore. In corrispondenza degli appoggi sono disposti sempre su due file ad una distanza pari a 1500 mm e a 2250 mm dall'estradosso della piattabanda superiore.

La sezione trasversale di tali irrigidimenti è pari ad un profilato ad un piatto di dimensioni pari a 190\*20 mm.

In accordo con [CNR 10030] §3, affinché sia efficace la suddivisione in sottopannelli dell'anima e le conseguenti verifiche di instabilità, la rigidezza flessionale degli irrigidimenti deve essere maggiore di:

$$I_{\min,T} = 0.15 \cdot \gamma_T^* \cdot h_w \cdot t_w^3 \quad \text{inerzia minima irrigidimenti trasversali}$$

$$I_{\min,L} = 0.15 \cdot m_L \cdot \gamma_{L\sigma}^* \cdot h_w \cdot t_w^3 \quad \text{inerzia minima irrigidimenti longitudinali}$$

$$m_L = 0.015 \times (h_w/t_w - 70) \quad 1 \leq m_L \leq 2$$

dove

$h_w$  altezza totale dell'anima

$t_w$  spessore dell'anima

$\gamma_T^*$ ,  $\gamma_{L\sigma}^*$  coefficienti di rigidezza flessionale minima funzione di  $\alpha$ ,  $\Psi$ ,  $\delta$ ,  $\eta_1$ .

$a$  interasse degli irrigidimenti trasversali

### 1 Irrigidimento longitudinale con irrigidimenti trasversali in campata

Assumendo lo stato tensionale più gravoso per le verifiche di ciascun irrigidimento si ottiene (cfr. [CNR 10030] Prospetto 3.1):

$$\alpha = a/h_w = 2500/2930 = 0.85$$

$$\Psi = \sigma_2/\sigma_1 = -1.28$$

$$\delta = A_L/(h_w \cdot t_w) = (190 \cdot 20)/(2930 \cdot 16) = 0.08$$

$$\eta_1 = h_1/h_w = 800/2930 = 0.27$$

$$\gamma_{L\sigma}^* = 6;$$

$$I_{\min,L} = 0.15 \times 1.0 \times 6 \times 2930 \times 16^3 = 10\,801\,152 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{reale}} \cong 20 \times 190^3 / 3 = 45\,726\,666 \text{ mm}^4 \geq I_{\min,L}$$

### 2 Irrigidimenti longitudinali con irrigidimenti trasversali in appoggio

Assumendo lo stato tensionale più gravoso per le verifiche di ciascun irrigidimento si ottiene (cfr. [CNR 10030] Prospetto 3.2):

$$\alpha = a/h_w = 2500/2840 = 0.88$$

$$\Psi = \sigma_2/\sigma_1 = -1.10$$

$$\delta = A_L/(h_w \cdot t_w) = (190 \cdot 20)/(2840 \cdot 20) = 0.07$$

$$\eta_1 = h_1/h_w = 1500/2840 = 0.53; \eta_2 = h_2/h_w = 2250/2840 = 0.80$$

$$\gamma_{L\sigma}^* = 7;$$

$$I_{\min,L} = 0.15 \times 1.0 \times 7 \times 2840 \times 20^3 = 23\,856\,000 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{reale}} \cong 20 \times 190^3 / 3 = 45\,726\,666 \text{ mm}^4 \geq I_{\min,L}$$

#### **Irrigidimenti trasversali di campata**

Assumendo lo stato tensionale più gravoso per le verifiche di ciascun irrigidimento si ottiene (cfr. [CNR 10030] Prospetto 3.1):

$$\alpha = a/hw = 2500/2930 = 0.85$$

$$\gamma_r^* = 60$$

$$I_{\min,T} = 0.15 \times 60 \times 2930 \times 16^3 = 108\,011\,520 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{reale}} \cong 16 \times 250^3 / 3 = 250\,000\,000 \text{ mm}^4 \geq I_{\min,L}$$

#### **Irrigidimenti trasversali di appoggio su spalla**

Assumendo lo stato tensionale più gravoso per le verifiche di ciascun irrigidimento si ottiene (cfr. [CNR 10030] Prospetto 3.2):

$$\alpha = a/hw = 2500/2840 = 0.88$$

$$\gamma_r^* = 60$$

$$I_{\min,T} = 0.15 \times 60 \times 2840 \times 20^3 = 106\,693\,760 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{reale}} \cong 20 \times 250^3 / 3 = 312\,500\,000 \text{ mm}^4 \geq I_{\min,L}$$



## 10.7 VERIFICHE DELLE ASTE DEI CONTROVENTI

Si verificano i controventi di piano superiori ed inferiori durante le fasi di montaggio per resistere all'intera azione del vento. Si suppongono le aste compresse non collaboranti.

$$q_v = 2.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ kN/m}^2 = 5.00 \text{ kN/m} \quad \text{pressione sull'impalcato}$$

$$T = L_{\max} \times q_v = 5.00 \times 5.00 = 25 \text{ kN} \quad \text{taglio massimo all'appoggio}$$

$$P = 5.50 \text{ m} \quad \text{distanza travi principali}$$

$$L_{\max} = 5.00 \text{ m} \quad \text{passo controventi}$$

$$N = T / [\cos(\arctan(5.00/5.50))] = 33.79 \text{ kN} \quad \text{sforzo normale nell'asta (trazione)}$$

verifica profilato (1 L100x8)

$$A = 1550 \text{ mm}^2 \quad \text{area lorda}$$

$$A_{\text{eff}} = 1172 \text{ mm}^2 \quad \text{area effettiva (cfr [CNR10011] §6.2.1.2)}$$

$$\sigma = N / A_{\text{eff}} = 21.1 \text{ MPa} \leq 338.10 \text{ MPa} \quad \text{tensione assiale}$$

verifica unione bullonata (2M20 a taglio, 1 faccia)

$$e = 45/2 = 22.50 \text{ mm} \quad \text{eccentricità del collegamento}$$

$$i = 45 \text{ mm} \quad \text{interasse dei bulloni}$$

$$T_b = \sqrt{(N/2)^2 + (N \cdot e/i)^2} = 23.90 \text{ kN} \quad \text{taglio su 1 bullone}$$

$$\tau = T_b/A_{\text{res}} = 97.52 \text{ MPa} < 0.5 \cdot f_{tb} / \gamma_{M2} = 320 \text{ MPa} \quad \text{tensione tangenziale (classe 8.8 } A_{\text{res}}=245 \text{ mm}^2)$$

$$\sigma_{\text{rif}} = N / (2 \cdot 21 \cdot 8) = 100.56 \text{ MPa} \leq 230 \text{ MPa} \quad \text{tensione rifollamento}$$

Verifica unione saldata piatto di collegamento controvento trave principale (cordone L = 6 mm)

$$N = N_{\max} = 33.79 \text{ kN} \quad \text{-carico massimo sul controvento}$$

La sezione resistente della saldatura, in accordo con [DM2018] §4.2.8.2.3, è pari a:

$$t_{\text{saldatura}} = 0.7 \cdot L = 4.2 \text{ mm}$$

$$L = 160 \text{ mm} \quad \text{- lunghezza min. saldatura piatto-anima trave}$$

$$A_{\text{saldatura}} = 2 \times L \times t_{\text{saldatura}} = 1344 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = N / A_{\text{saldatura}} = 25.15 \text{ MPa} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}} = 453 \text{ MPa}$$

## 11 ESCURSIONI APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI

La valutazione degli spostamenti longitudinali e trasversali in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio è eseguita con riferimento alle azioni statiche ed alle azioni sismiche. In particolare, le azioni considerate nell'analisi sono:

- ritiro del cls di soletta ( $d_{\epsilon 2}$ );
- variazione termica uniforme pari a 27°C, con effetto sia in allungamento sia un accorciamento ( $d_{\epsilon 3}$ );
- azione sismica con moto asincrono delle due spalle ( $d_E$ ).

Le combinazioni di calcolo utilizzate sono espresse in forma sintetica nel seguito:

- combinazione statica:  $d_{tot,stat} = d_{\epsilon 2} \pm d_{\epsilon 3}$ ;
- combinazione sismica:  $d_{tot,sisma} = 0.5 \cdot d_{\epsilon 2} \pm 0.5 \cdot d_{\epsilon 3} \pm d_E$ .

I valori di progetto della variazione termica uniforme per la valutazione agli **SLU** della massima espansione/contrazione si possono esprimere come segue:

$$\Delta T_{exp,d} = \Delta T_{exp} + \Delta T_0 \quad [C5.1.3]$$

$$\Delta T_{con,d} = \Delta T_{con} + \Delta T_0 \quad [C5.1.4]$$

In cui:

$$\Delta T_{exp} = +T_{e,max} - T_0 \quad [C5.1.5]$$

$$\Delta T_{con} = -T_{e,min} + T_0 \quad [C5.1.6]$$

- $T_{e,max}$  e  $T_{e,min}$  sono rispettivamente la massima e minima temperatura uniforme del ponte ricavabili, come indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5, in funzione della  $T_{min}$  e  $T_{max}$  dell'aria esterna di cui al § 3.5 delle NTC ( $T_{max}=42^\circ\text{C}$ ;  $T_{min} = -15^\circ\text{C}$ )
- $T_0$  è la temperatura iniziale all'atto della regolazione degli appoggi del ponte di cui al § 3.5.4 delle NTC (pari a 15°C).
- $\Delta T_0$  è pari a 20°C (Installazione senza prerogolazione per effetti termici).

Quindi:

$$\Delta T_{exp} = 42 - 15 + 20 = 47^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{con} = -15 - 15 - 20 = 50^\circ\text{C}$$

Pertanto, l'allungamento/accorciamento per metro lineare di impalcato in acciaio dovuto alla dilatazione termica equivale a:

$$d_{\epsilon 3,exp} = 0.000012 \times (47^\circ) \times 1000 = + 0.56 \text{ mm/ml}$$

$$d_{\epsilon 3,con} = 0.000012 \times (50^\circ) \times 1000 = + 0.60 \text{ mm/ml}$$

E l'accorciamento dovuto al ritiro del cls equivale a:

$$d_{\epsilon 2,con} = 0.000010 \times (-34^\circ) \times 1000 \approx - 0.34 \text{ mm/ml}$$

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

Di seguito si esegue il calcolo dell'escursione totale degli apparecchi di appoggio con l'azione sismica allo SLC, l'escursione dei giunti con l'azione sismica allo SLD e il varco con l'azione sismica allo SLV, tenendo presente che l'escursione dovuta alla termica e al ritiro produce i seguenti valori di allungamento/accorciamento per metro lineare di impalcato:

$$d_{\varepsilon 3, \text{exp}} = 0.56 \text{ mm/ml}$$

$$d_{\varepsilon 3, \text{con}} = 0.60 + 0.34 = 0.94 \text{ mm/ml}$$

Escursione apparecchi d'appoggio (SLC):

allin.to		distanza dal fisso (m)	Escursione long. unilaterale statica		Escursione long. Unilaterale sismica allo SLC		Escursione trasv. Unilaterale sismica allo SLC
			Allung.	Accorc.	Allung.	Accorc.	
	SPA	-102	+57.12	-95.88	+172.56	-191.94	± 200
	P1	-60	+33.6	-56.4	+160.8	-172.2	± 200
Fisso	P2	0.00	0.00	0.00	+144	-144	± 200
	P3	+60	+33.6	-56.4	+160.8	-172.2	± 200
	SPB	+102	+57.12	-95.88	+172.56	-191.94	± 200

Nell'escursione longitudinale dei giunti occorre tener conto del moto asincrono delle due spalle.

Il moto asincrono (SLC) delle due spalle è valutato secondo l'Eurocodice 8 - §3.3:

$$d_{ri} = \varepsilon_r L_i = 0.62 \cdot 204 = 126.48 \text{ mm} \leq d_g \sqrt{2}$$

con:

$$\varepsilon_r = d_g \sqrt{2} / L_g = 174.5 \cdot \sqrt{2} / 400 = 0.617$$

Dove:

$$d_g = 0.025 \cdot S \cdot TC \cdot TD \cdot a_g = \pm 0.025 \cdot 1.167 \cdot 0.548 \cdot 3.056 \cdot 0.364 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = \pm 174.5 \text{ mm}$$

$L_i = 204 \text{ m}$  Luce di calcolo viadotto

$L_g = 400 \text{ m}$  è la distanza oltre la quale si possono considerare i movimenti del suolo completamente non correlati (Eurocodice 8 – tab. 3.1N per terreno tipo C)

L'escursione totale degli apparecchi di appoggio si ottiene combinando usando secondo SRSS gli spostamenti prodotti dal moto asincrono con quelli provenienti dal calcolo:

$$SRSS = -\sqrt{191.94^2 + 126.48^2} = -230 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \text{ (escursione di progetto dell'apparecchio)}$$

$$SRSS = +\sqrt{172.56^2 + 126.48^2} = +213.95 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \text{ (escursione di progetto dell'apparecchio)}$$

La valutazione degli spostamenti longitudinali e trasversali in corrispondenza dei giunti è eseguita con riferimento alle azioni statiche ed alle azioni sismiche allo SLD:

Escursione giunti (SLD):

allin.to		distanza dal fisso (m)	Escursione long. unilaterale statica		Escursione long. unilaterale sismica allo SLV		Escursione trasv. unilaterale allo SLV
			Allung.	Accorc.	Allung.	Accorc.	
	Giunto SPA	-102	+57.12	-95.88	+83.56	-104.44	± 45
	Giunto SPB	+102	+57.12	-95.88	+83.56	-104.44	± 45

Nell'escursione longitudinale dei giunti occorre tener conto del moto asincrono delle due spalle.

Il moto asincrono (SLD) delle due spalle è valutato secondo l'Eurocodice 8 - §3.3:

$$d_{ri} = \varepsilon_r L_i = 0.066 \cdot 204 = 13.46 \text{ mm} \leq d_g \sqrt{2}$$

con:

$$\varepsilon_r = d_g \sqrt{2} / L_g = 18.8 \cdot \sqrt{2} / 400 = 0.066$$

Dove:

$$d_g = 0.025 \cdot S \cdot TC \cdot TD \cdot a_g = \pm 0.025 \cdot 1.50 \cdot 0.489 \cdot 2.048 \cdot 0.051 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = \pm 18.8 \text{ mm}$$

$L_i = 204 \text{ m}$  Luce di calcolo viadotto

$L_g = 400 \text{ m}$  è la distanza oltre la quale si possono considerare i movimenti del suolo completamente non correlati (Eurocodice 8 – tab. 3.1N per terreno tipo C)

L'escursione totale dei giunti si ottiene combinando usando secondo SRSS gli spostamenti prodotti dal moto asincrono con quelli provenienti dal calcolo.

Quindi l'escursione totale longitudinale e trasversale dei giunti è pari a:

$$e_T = \pm \sqrt{45^2 + 13.46^2} = \pm 46.97 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB} \quad \text{trasversale}$$

$$e_L = -\sqrt{104.44^2 + 13.46^2} = -105.31 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB} \quad \text{longitudinale}$$

$$e_L = +\sqrt{83.56^2 + 13.46^2} = +86.64 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB} \quad \text{longitudinale}$$

Si adotta un giunto con un'escursione totale pari a 220 mm in direzione longitudinale e 100 mm in direzione trasversale.

La valutazione dei varchi è eseguita con riferimento alle azioni statiche ed alle azioni sismiche allo SLV e si ottiene calcolando l'escursione longitudinale totale dei giunti allo SLV:

Escursione giunti:

allin.to		distanza dal fisso (m)	Escursione long. unilaterale statica		Escursione long. unilaterale sismica allo SLV	
			Allung.	Accorc.	Allung.	Accorc.
	Giunto SPA	-102.6	+57.46	-95.88	+150.73	-169.94
	Giunto SPB	+102.6	+57.46	-95.88	+150.73	-169.94

Nell'escursione longitudinale dei giunti occorre tener conto del moto asincrono delle due spalle.

Il moto asincrono (SLV) delle due spalle è valutato secondo l'Eurocodice 8 - §3.3:

$$d_{ri} = \epsilon_r L_i = 0.456 \cdot 204 = 93.02 \text{ mm} \leq d_g \sqrt{2}$$

con:

$$\epsilon_r = d_g \sqrt{2} / L_g = 128.8 \cdot \sqrt{2} / 400 = 0.456$$

Dove:

$$d_g = 0.025 \cdot S \cdot TC \cdot TD \cdot a_g = \pm 0.025 \cdot 1.283 \cdot 0.532 \cdot 2.729 \cdot 0.282 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = \pm 128.8 \text{ mm}$$

$L_i = 204 \text{ m}$  Luce di calcolo viadotto

$L_g = 400 \text{ m}$  è la distanza oltre la quale si possono considerare i movimenti del suolo completamente non correlati (Eurocodice 8 – tab. 3.1N per terreno tipo C)

L'escursione totale dei giunti si ottiene combinando usando secondo SRSS gli spostamenti prodotti dal moto asincrono con quelli provenienti dal calcolo.

Quindi l'escursione totale longitudinale dei giunti è pari a:

$$e_L = -\sqrt{169.94^2 + 93.02^2} = -193.74 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB longitudinale}$$

$$e_L = +\sqrt{150.73^2 + 93.02^2} = +177.13 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB longitudinale}$$

Il varco minimo è pari a:

$$v = e_L / 2 + 20 \text{ mm} \approx 210 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB}$$

Si adotta, in favore di sicurezza, un varco di 300 mm

## 12 SCARICHI APPOGGI

Di seguito vengono riportati gli scarichi delle singole condizioni di carico e delle seguenti combinazioni di carico (SLE, SLU E SISMA):

	SLE II		STR		SISMA 1			SISMA 2			SISMA 3		
	SLE_II	SLE_III	STR_II	STR_III	x	y	z	x	y	z	x	y	z
<b>Permanenti</b>	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	1	1	1
<b>Carichi mobili Nmax</b>	1	1	1.35	1.025	0	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>Carichi mobili Mmax</b>	1	1	1.35	1.025	0	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>Frenatura</b>	0	1	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>Vento</b>	0.6	0.6	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>Sisma</b>	0	0	0	0	1	0.3	0.3	0.3	1	0.3	0.3	0.3	1

Per le convenzioni utilizzate si veda il prospetto seguente:

### Denominazione casi di carico

Permanenti	Peso proprio carpenteria metallica+Peso proprio soletta+Carichi permanenti portati
Carichi mobili Nmax	Carichi mobili caratteristici con reazione verticale Nmax
Carichi mobili Mmax	Carichi mobili caratteristici con momento trasversale Mmax
Frenatura	Frenatura
Vento	Vento a ponte carico
Sisma	Inviluppo dell'azione sismica orizzontale e verticale

Carichi	SPALLA "A"					
	App_01			App_02		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
<b>Permanenti</b>	-1200	0	0	-1200	0	0
<b>Carichi mobili Nmax</b>	-642	0	0	-1521	0	0
<b>Frenatura</b>	0	90	0	0	90	0
<b>Vento</b>	210	13	190	-210	13	190
<b>Sisma</b>	-395	740	450	-395	740	450
SLE_II	SPALLA "A"					
	App_01			App_02		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
SLE_II	-1702	9	127	-2861	9	127
SLE_III	-1547	99	127	-2495	99	127
STR_II	-2298	12	171	-3862	12	171
STR_III	-2089	133	171	-3368	133	171
SISMA 1	-1319	740	135	-1319	740	135
SISMA 2	-1319	222	450	-1319	222	450
SISMA 3	-1595	222	135	-1595	222	135
SLE	SPALLA "A"					
	APPOGGIO 01			APPOGGIO 02		
	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)
SLE	-2861	99	127	-2861	99	127
SLU	-3862	133	171	-3862	133	171
SISMICA	-1595	740	450	-1595	740	450

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

Carichi	SPALLA "B"					
	App_01			App_02		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Permanenti	-1075	0	0	-1256	0	0
Carichi mobili_Nmax	-551	0	0	-1432	0	0
Frenatura	0	65	0	0	65	0
Vento	211	18	190	-211	18	190
Sisma	-200	740	455	-200	740	455

	SPALLA "B"					
	App_01			App_02		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
SLE_II	-1485	12	127	-2829	12	127
SLE_III	-1353	77	127	-2484	77	127
STR_II	-2005	16	171	-3819	16	171
STR_III	-1826	103	171	-3353	103	171
SISMA 1	-1135	740	137	-1316	740	137
SISMA 2	-1135	222	455	-1316	222	455
SISMA 3	-1275	222	137	-1456	222	137

	SPALLA "B"					
	APPOGGIO 01			APPOGGIO 02		
	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)
SLE	-2829	77	127	-2829	77	127
SLU	-3819	103	171	-3819	103	171
SISMICA	-1456	740	455	-1456	740	455

Carichi	PILA "1" e "3"					
	App_01			App_02		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Permanenti	-4315	0	0	-4355	0	0
Carichi mobili_Nmax	-1144	0	0	-2878	0	0
Frenatura	0	65	0	0	65	0
Vento	375	10	310	-375	10	310
Sisma	-680	735	720	-680	735	720

	PILA "1" e "3"					
	App_01			App_02		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
SLE_II	-5209	7	207	-7483	7	207
SLE_III	-4934	71	207	-6790	71	207
STR_II	-7032	9	279	-10102	9	279
STR_III	-6660	96	279	-9167	96	279
SISMA 1	-4519	735	216	-4559	735	216
SISMA 2	-4519	221	720	-4559	221	720
SISMA 3	-4995	221	216	-5035	221	216

	PILA "1" e "3"					
	APPOGGIO 01			APPOGGIO 02		
	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)
SLE	-7483	71	207	-7483	71	207
SLU	-10102	96	279	-10102	96	279
SISMICA	-5035	735	720	-5035	735	720

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

<b>PILA "2"</b>						
<b>Carichi</b>	<b>App_01</b>			<b>App_02</b>		
	<b>Vert.</b>	<b>Long.</b>	<b>Trasv.</b>	<b>Vert.</b>	<b>Long.</b>	<b>Trasv.</b>
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
<b>Permanenti</b>	-4706	0	0	-4768	0	0
<b>Carichi mobili_Nmax</b>	-1206	0	0	-3114	0	0
<b>Frenatura</b>	0	65	0	0	65	0
<b>Vento</b>	448	0	380	-448	0	380
<b>Sisma</b>	-490	712	990	-490	712	990
<b>PILA "2"</b>						
	<b>App_01</b>			<b>App_02</b>		
	<b>Vert.</b>	<b>Long.</b>	<b>Trasv.</b>	<b>Vert.</b>	<b>Long.</b>	<b>Trasv.</b>
SLE_II	-5613	0	253	-8181	0	253
SLE_III	-5323	65	253	-7431	65	253
STR_II	-7578	0	342	-11044	0	342
STR_III	-7186	87	342	-10032	87	342
SISMA 1	-4853	712	297	-4915	712	297
SISMA 2	-4853	214	990	-4915	214	990
SISMA 3	-5196	214	297	-5258	214	297
<b>PILA "2"</b>						
	<b>APPOGGIO 01</b>			<b>APPOGGIO 02</b>		
	<b>R (kN)</b>	<b>HI (kN)</b>	<b>Ht (kN)</b>	<b>R (kN)</b>	<b>HI (kN)</b>	<b>Ht (kN)</b>
<b>SLE</b>	-8181	65	253	-8181	65	253
<b>SLU</b>	-11044	87	342	-11044	87	342
<b>SISMICA</b>	-5258	712	990	-5258	712	990



### 13 CONTROFRECCIA COSTRUTTIVA

La deformazione elastica, prodotta dai seguenti contributi, dovrà essere compensata mediante sagomatura dell'anima all'atto del taglio delle lamiere (contromonta). Le frecce sono calcolate tenendo conto dei fenomeni viscosi (a tempo  $T_{00}$ ). La controfreccia calcolata è valida per entrambe le travi.

Le condizioni di carico che contribuiscono alla contromonta, sono le seguenti:

fpp	peso proprio della struttura metallica e della soletta dell'impalcato;
fperm	peso delle opere di finitura;
fritiro	effetti del ritiro della soletta ed effetto viscoso;
$0.25 \cdot f_{acc}$	effetti del traffico veicolare.

#### TRAVE ESTERNO CURVA

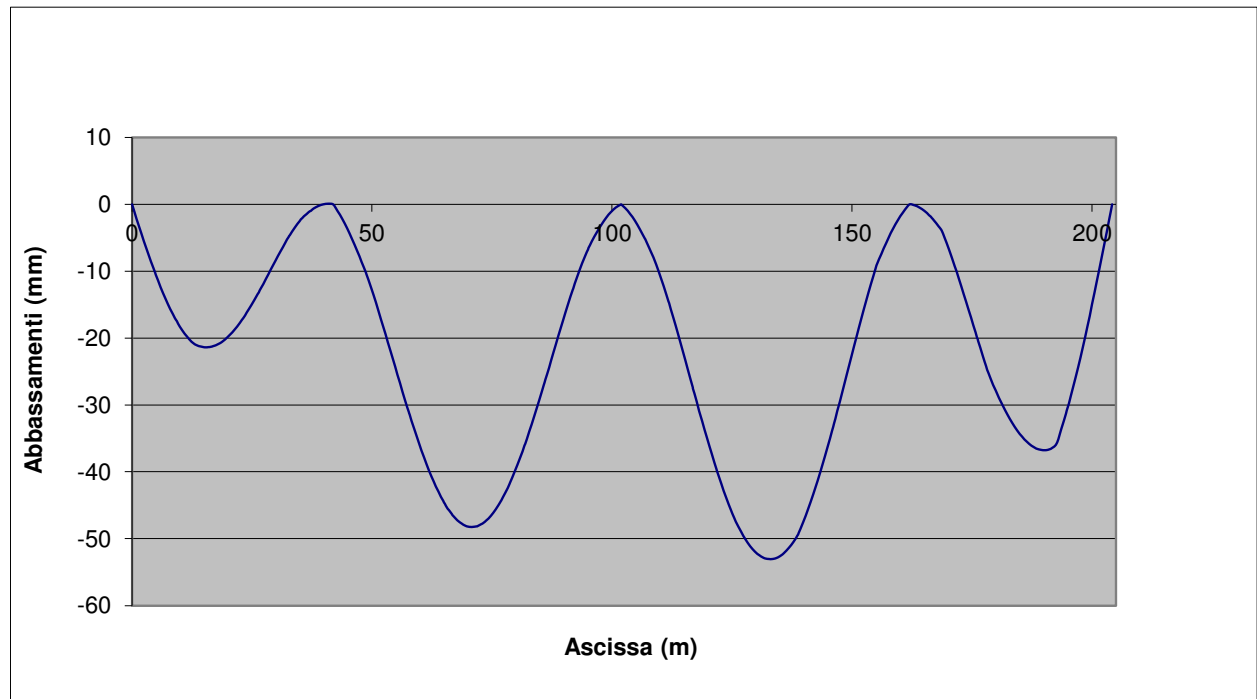


Fig. 13.1 – Abbassamenti verticali per il peso proprio della struttura (acciaio+ soletta)

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

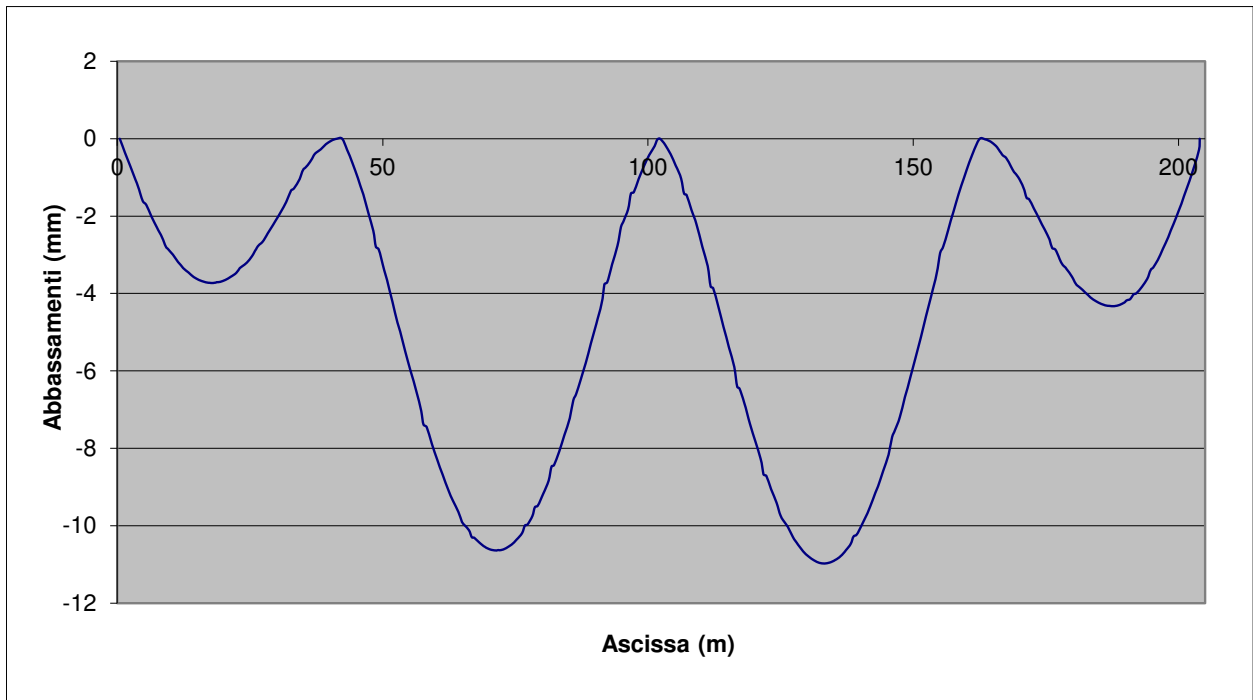


Fig. 13.2 – Abbassamenti verticali per il peso delle finiture

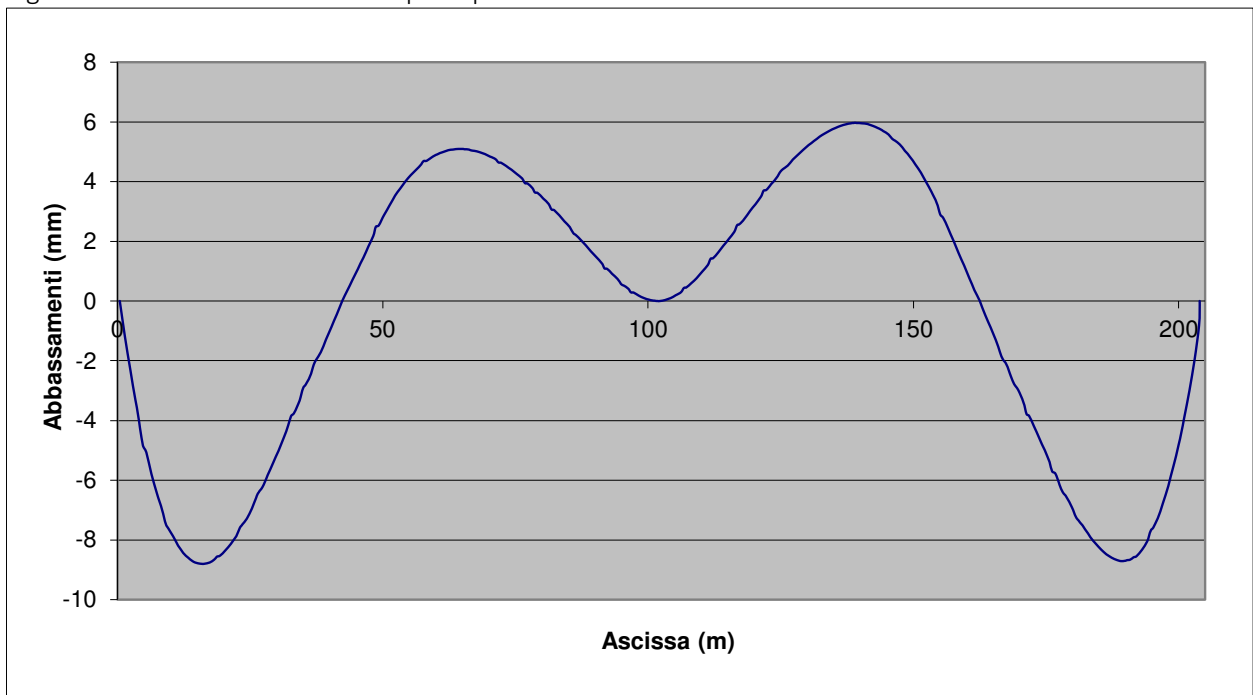


Fig. 13.3 – Abbassamenti verticali per gli effetti del ritiro della soletta ed effetti viscosi

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

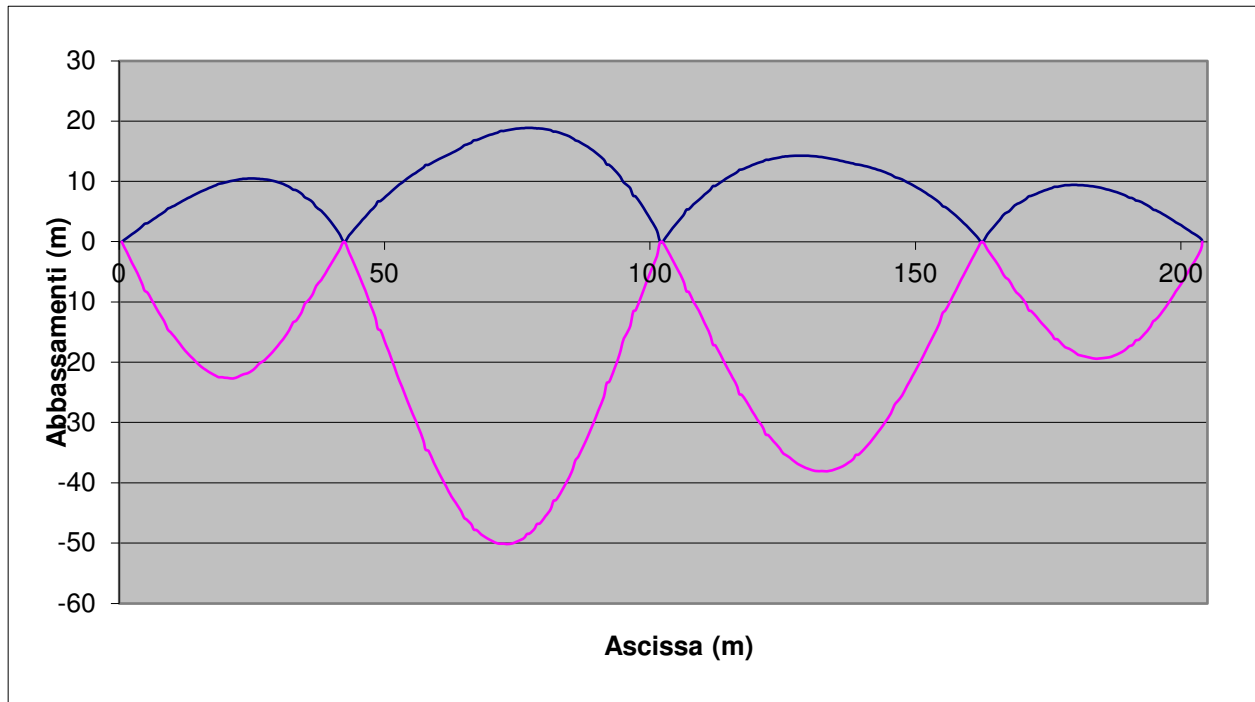


Fig. 13.4 – Abbassamenti verticali per gli effetti dei carichi mobili

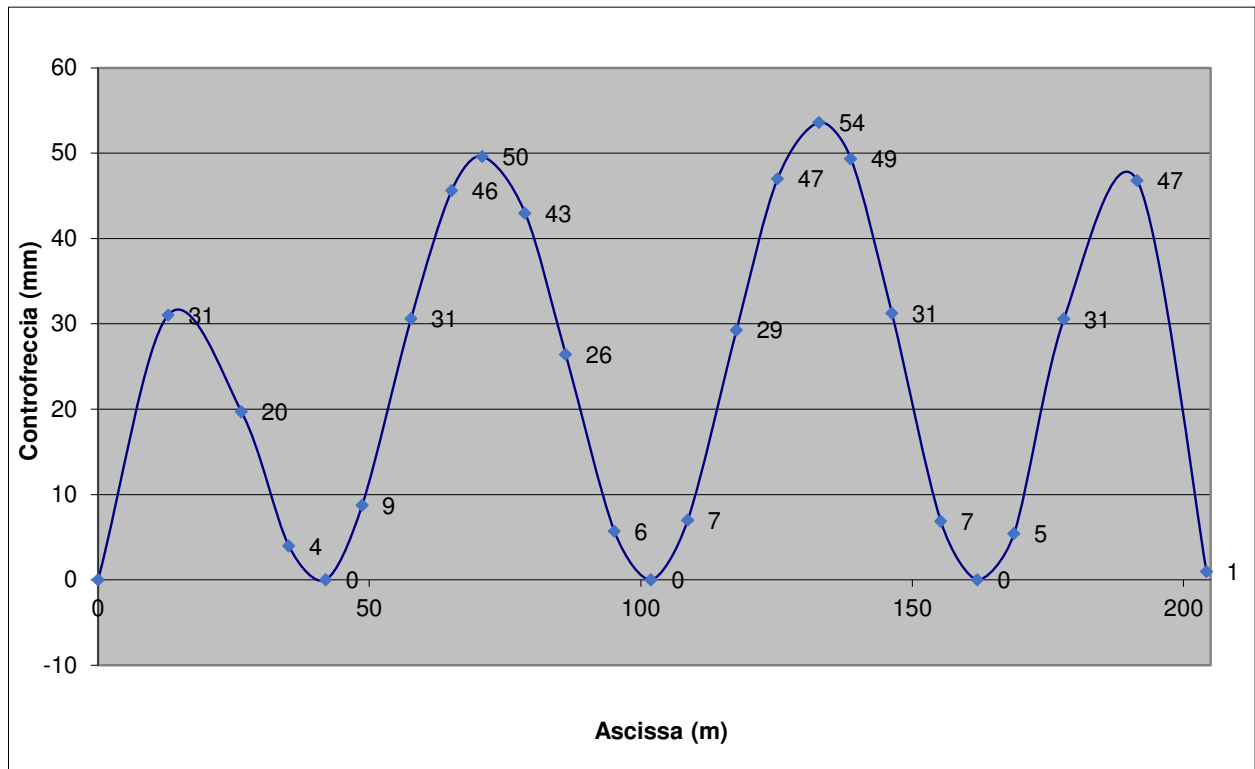


Fig. 13.5 – Diagramma della contromonta da predisporre per annullare la freccia delle componenti precedenti per la trave esterno curva

**TRAVE INTERNO CURVA**

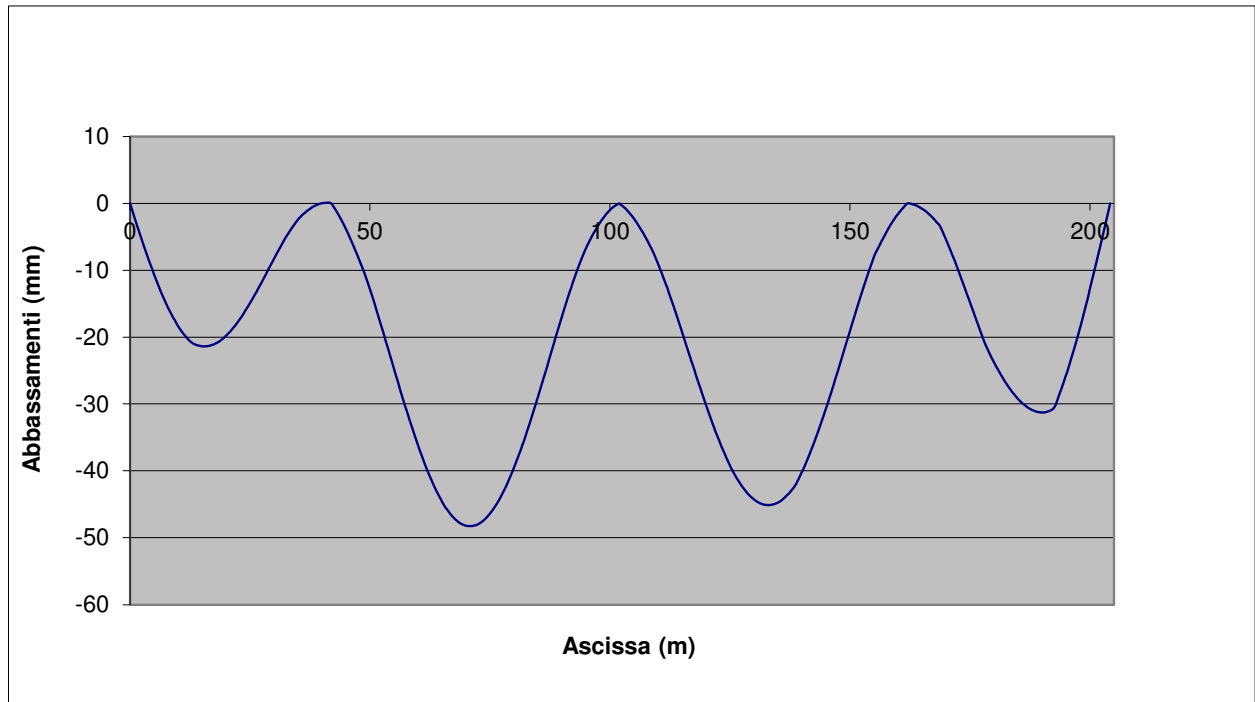


Fig. 13.6 – Abbassamenti verticali per il peso proprio della struttura (acciaio+ soletta)

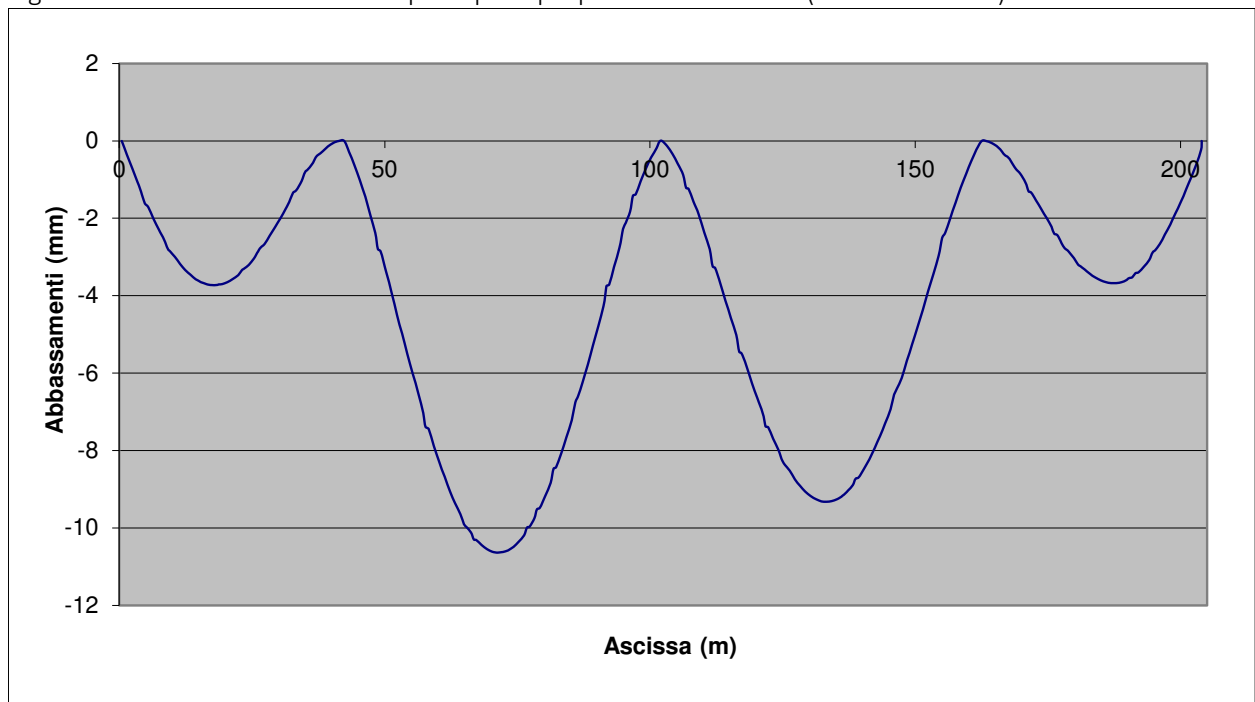


Fig. 13.7 – Abbassamenti verticali per il peso delle finiture

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

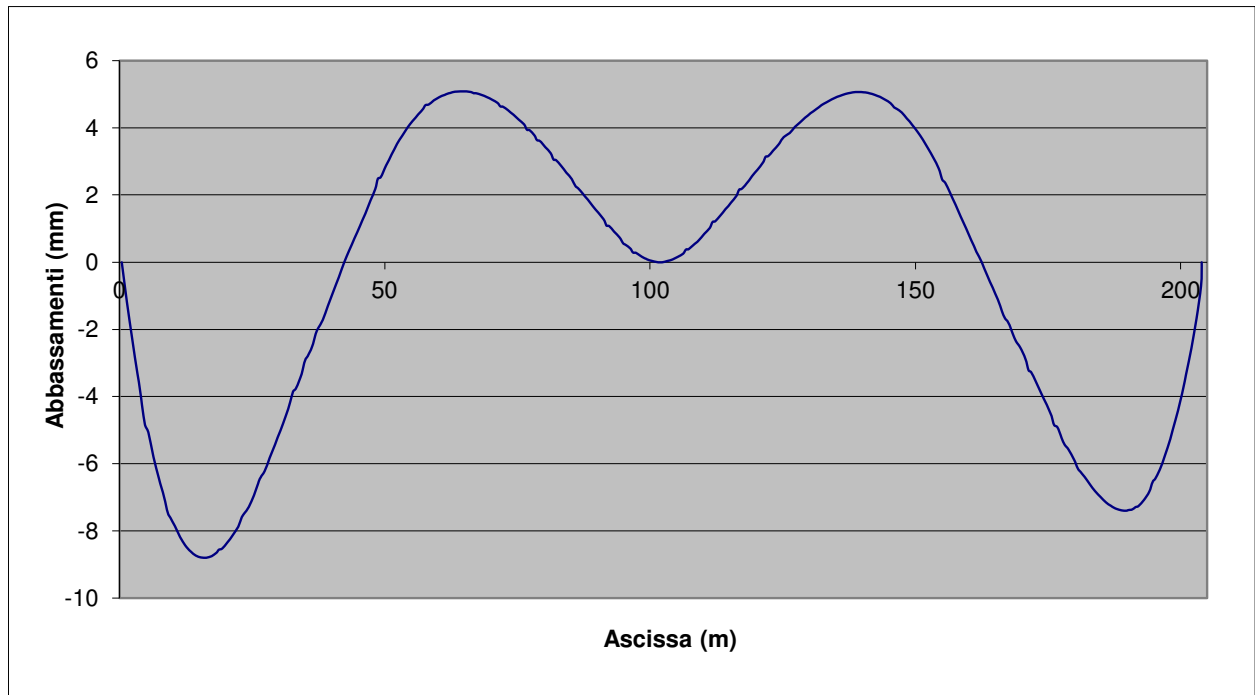


Fig. 13.8 – Abbassamenti verticali per gli effetti del ritiro della soletta ed effetti viscosi

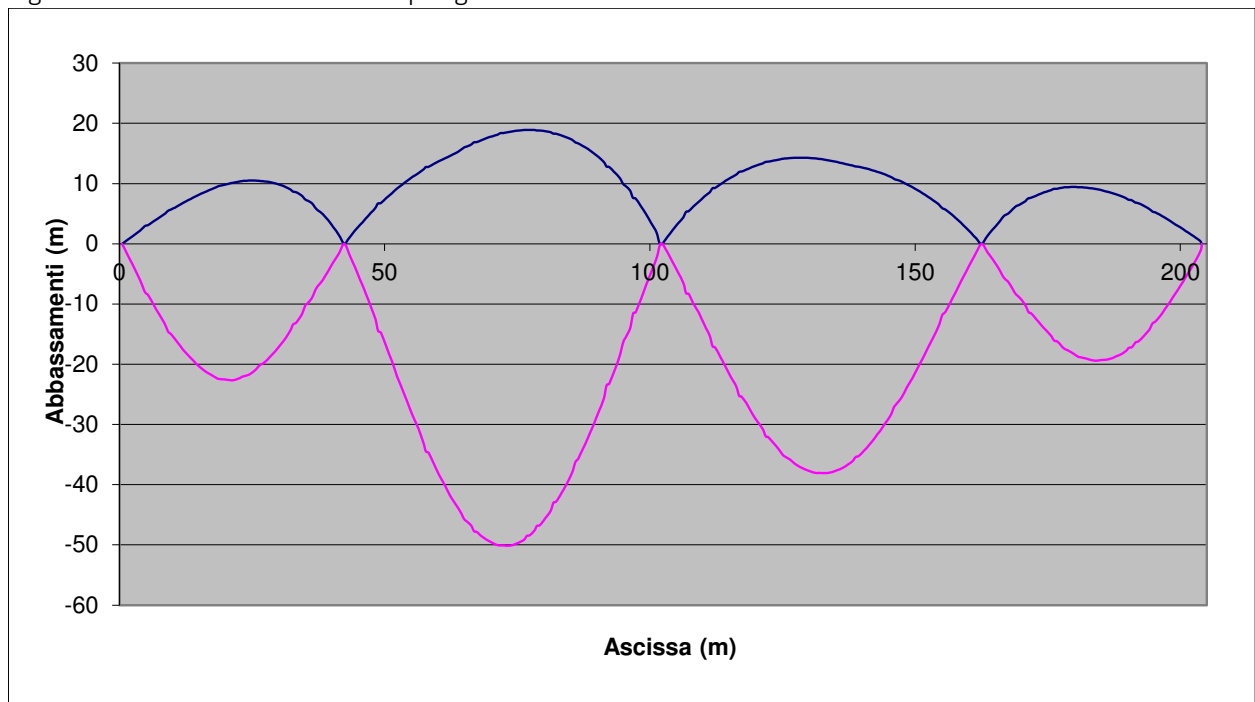


Fig. 13.9 – Abbassamenti verticali per gli effetti dei carichi mobili

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

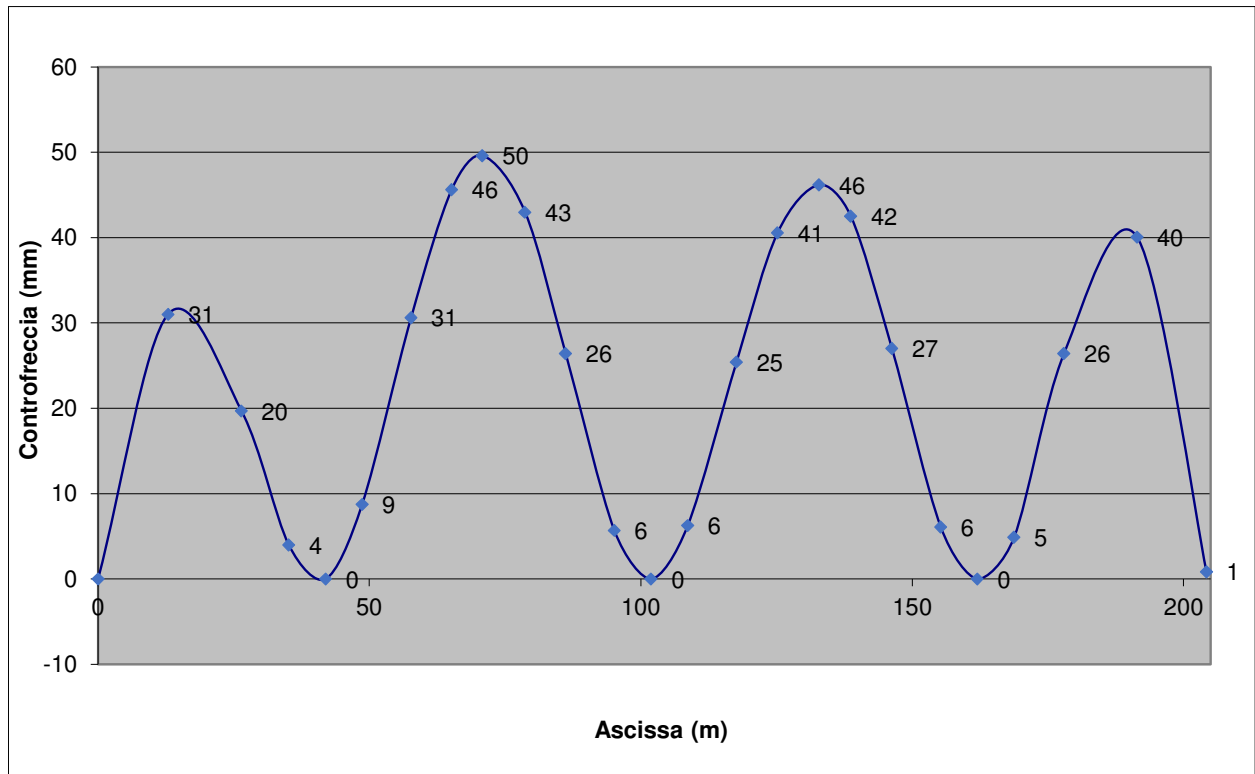


Fig. 13.10 – Diagramma della contromonta da predisporre per annullare la freccia delle componenti precedenti per la trave interno curva

## 14 DIMENSIONAMENTO DEI BAGGIOLI

Il dimensionamento delle armature nei baggioli previsti per l'alloggiamento degli apparecchi di appoggio è condotto in base a quanto riportato nell'Eurocodice 2 del 1990 e/o nel Model Code CEB-FIP 1990, secondo un meccanismo resistente tipo "shear-friction".

Le formulazioni utilizzate sono in particolare, quelle di cui al P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990, per la valutazione della resistenza alle azioni orizzontali, ovvero quella del (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1) per il calcolo della resistenza per azioni verticali.

PORTATA APPOGGI (KN)			
TIPO	V	H <sub>L</sub>	H <sub>T</sub>
APPOGGIO ELASTOMERICO	11000	715	990
<b>Materiali</b>			
<b>Calcestruzzo</b>			
Resistenza caratteristica cubica	R <sub>ck</sub> =	40	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f <sub>ck</sub> =0,83*R <sub>ck</sub> =	33.2	MPa
Resistenza a compressione di calcolo	f <sub>cd</sub> =f <sub>ck</sub> /γ <sub>c</sub> =	22.13	MPa
Resistenza a trazione media	f <sub>ctm</sub> =0.3*(R <sub>ck</sub> ) <sup>2/3</sup> =	3.50	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f <sub>ctk</sub> =0.7*f <sub>ctm</sub> =	2.45	MPa
Resistenza car. a trazione per flessione	f <sub>ctk</sub> =1.2*f <sub>ctm</sub> =	2.94	MPa
Resistenza a trazione di calcolo	f <sub>ctd</sub> =f <sub>ctk</sub> /γ <sub>c</sub> =	1.96	MPa
<b>Acciaio</b>			
Tensione caratteristica di snervamento	f <sub>yk</sub> =	450	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	f <sub>yd</sub> =f <sub>yk</sub> /γ <sub>s</sub> =	391	MPa
<b>Dimensioni piastre inferiore appoggi</b>		<b>a (long.)</b>	<b>b (trasv.)</b>
Appoggio		1050	1050
<b>Tipo e dimensioni baggioli</b>		<b>a' (long.)</b>	<b>b' (trasv.)</b>
Baggiolo		1300	1300

VERIFICHE STRUTTURALI DEL BAGGIOLO			
Resistenza alle forze orizzontali (P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990)			
Azione tagliante ultima	F <sub>sdU</sub> =(H <sub>L</sub> <sup>2</sup> +H <sub>T</sub> <sup>2</sup> ) <sup>1/2</sup> =	1222	KN
Utilizzando un meccanismo resistente di shear-friction si ottiene:			
μ=0.6 (coefficiente di attrito cls-cls)			
β=0.2, essendo βf <sub>ctd</sub> la coesione del calcestruzzo (resistenza per attrito)			
σ <sub>cd</sub> =tensione di compressione dovuta ai carichi esterni			
La condizione di resistenza al taglio si esprime con la:			
τ <sub>sd</sub> <τ <sub>rd</sub>		3.23	MPa
τ <sub>rd</sub> =βf <sub>ctd</sub> +μ(pf <sub>yd</sub> +σ <sub>cd</sub> )<0.25f <sub>cd</sub>		0.25 f <sub>cd</sub> =	4.70 MPa
Trascurando l'influenza dell'attrito e della tensione di compressione σ <sub>cd</sub> si ha:			
Num. ferri :	32		
Diametro singolo ferro:	22	mm	
Area complessiva A <sub>s</sub> =	12128	mm <sup>2</sup>	
Perc. di armatura ρ=	0.012128	(≥0.001)	<b>OK</b>
Resistenza a taglio teorica	τ <sub>rd</sub> =	3.23	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a taglio di calcolo	τ <sub>rd</sub> =	3.23	N/mm <sup>2</sup>
Taglio agente di progetto	τ <sub>sd</sub> =	0.73	N/mm <sup>2</sup> <b>OK</b>

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

Resistenza alle forze verticali (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1)			
Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=$	11000	KN
area caricata $A_{c0}=$		1102500	mm <sup>2</sup>
massima area di diffusione $A_{c1}=$		1690000	mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima $F_{rdU}=A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot (A_{c1}/A_{c0})^{1/2}=$		25680	KN
$F_{rdU} < 3 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}=$	62225 kN	<b>OK</b>	

L'armatura trasversale prevista, 3 staffe  $\phi 16$ + 12 spille  $\phi 16$ , per un'armatura totale sulle quattro facce del baggiolo pari a  $4 \cdot (6+12) \cdot 201 = 11088 \text{ mm}^2$ , deve soddisfare la seguente espressione:

$$A_t \cdot f_{yd} \geq N_{sd} / 2 \implies 14472 \text{ mm}^2 \cdot 391.3 \text{ MPa} = 5662893 > 11000000 \text{ N} / 2$$

$$\implies 5\,662\,893 \text{ N} > 5\,500\,000 \text{ N}$$

La verifica risulta soddisfatta.



**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

## 15 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Per valutare i risultati ottenuti attraverso il software SAP2000 si effettuerà un rapido confronto relativo al massimo momento longitudinale massimo agente lungo la trave per le condizioni di carico principali dell'impalcato (allo SLE).

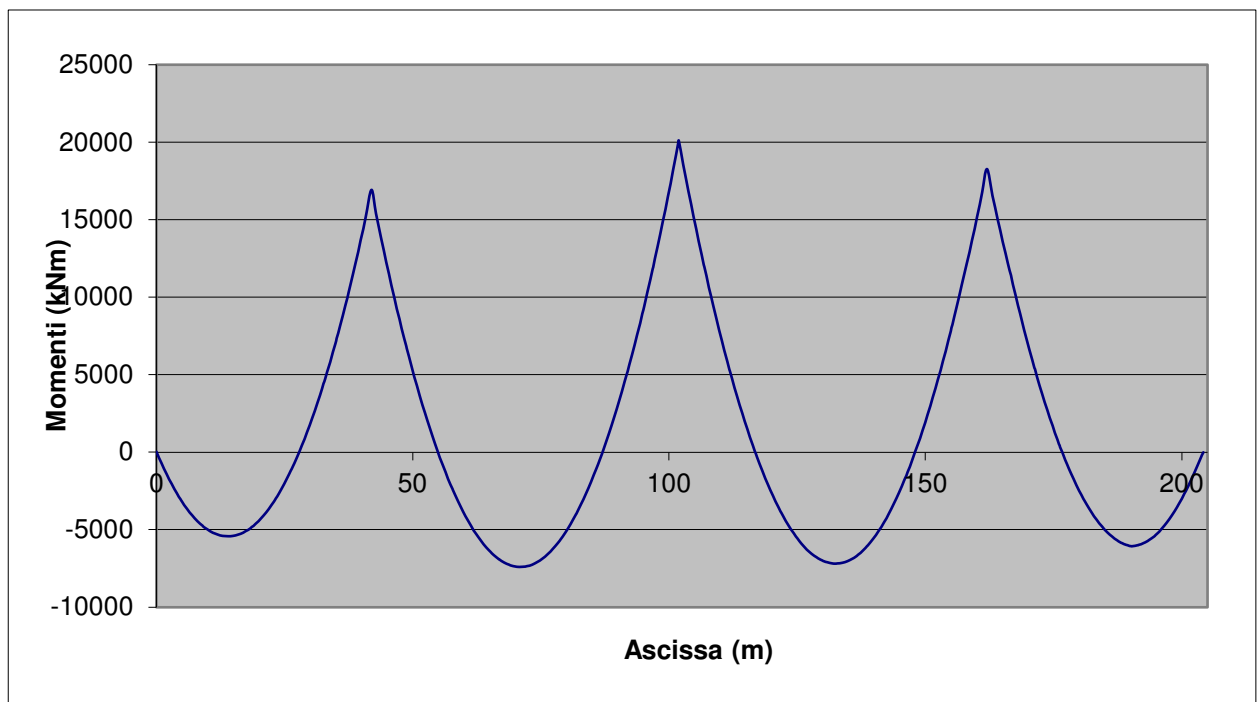
Si consideri una sezione composta da una sola trave con i seguenti carichi applicati:

- Peso della soletta sulla singola trave: Soletta in c.a.= 42.63 kN/ml

Allo stato limite di esercizio il massimo momento agente ottenuto manualmente sarà pari a circa 1/10 del carico moltiplicato il quadrato della luce (Ltrave =60m), ovvero:

$$M_{appoggio} = \frac{42.63 \text{ kN} / \text{m} \times (60)^2}{10} = 15347 \text{ kNm}$$

Di seguito si riporta il diagramma dei momenti prodotti con il software in cui il momento all'appoggio intermedio dovuto al peso della carpenteria metallica e della soletta è pari a circa **20115 kNm** paragonabile a quello calcolato manualmente, pertanto i risultati ottenuti dal modello agli elementi finiti possono considerarsi attendibili.



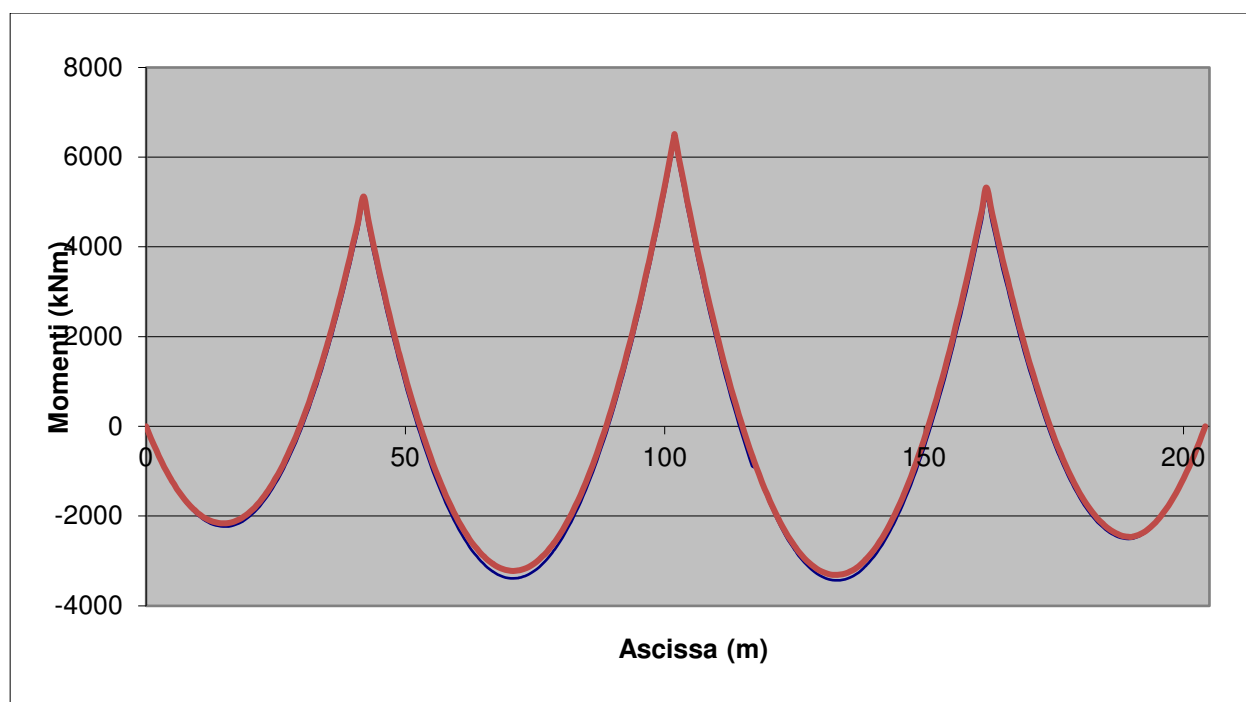
**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

- Peso dei permanenti portati sulla singola trave: Perm.= 20.14 kN/ml

Allo stato limite di esercizio il massimo momento agente ottenuto manualmente sarà pari a circa 1/10 del carico moltiplicato il quadrato della luce (Ltrave =60m), ovvero:

$$M_{appoggio} = \frac{20.14 \text{ kN} / \text{m} \times (60)^2}{10} = 7251 \text{ kNm}$$

Di seguito si riporta il diagramma dei momenti prodotti con il software in cui il momento dovuto al peso del permanente portato è pari a circa **6515 kNm** paragonabile a quello calcolato manualmente, pertanto i risultati ottenuti dal modello agli elementi finiti possono considerarsi attendibili.



**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

- Azione del traffico:

In favore di sicurezza per ricavare la ripartizione dei carichi tandem tra le due travi si applica il metodo di Courbon, pertanto, sulla trave 1 avremo il carico concentrato pari a  $1.454 * 600 = 872.4$  kN:

COURBON	Calcolo dei coefficienti di ripartizione				Mobili 1			Mobili 2			Mobili 3		
	Caratteristiche geometriche				Q1	2.00		Q2	1.67		Q1	1.00	
	n travi	2			e1	1.25		e2	2.05		e1	3.25	
TRAVE	xi(m)	di(m)	di²(m²)	Wi = J/di	KN1	KM1	K1	KN2	KM2	K2	KN1	KM1	K1
1	-2.750	2.750	7.56	5.50	1.00	0.455	1.454	0.83	0.621	1.454	0.50	0.59	1.091
2	2.750	-2.750	7.56	-5.50	1.00	-0.455	0.545	0.83	-0.621	0.212	0.50	-0.59	-0.091
Totale	0.00	J	15.13		6.00	0.00	3.00	5.00	0.00	2.50	3.00	0.00	1.50
xg (m)	0.00												
<b>CONDIZIONI DI CARICHI MOBILI</b>													
Stese	Mobili 1			Mobili 2			Mobili 3						
	Q	e (m)	Q*e	Q	e (m)	Q*e	Q	e (m)	Q*e	Q	e (m)	Q*e	
1	1.00	3.250	3.25	1.00	3.250	3.25	1.00	3.250	3.25				
2	0.67	0.250	0.17	0.67	0.250	0.17	0.00	0.250	0.00				
3	0.33	-2.750	-0.92	0.00	-2.750	0.00	0.00	-2.750	0.00				
4	0.000	-4.50	0.00	0.00	-4.50	0.00	0.000	-4.5	0.00				
Totale	2.00		2.50	1.67		3.42	1.00		3.25				
	e1 =	1.25		e2 =	2.05		e2 =	3.25					

Mentre i carichi distribuiti sulla trave 1 saranno pari a  $1.242 * 9 * 3 = 33.53$  kN/m

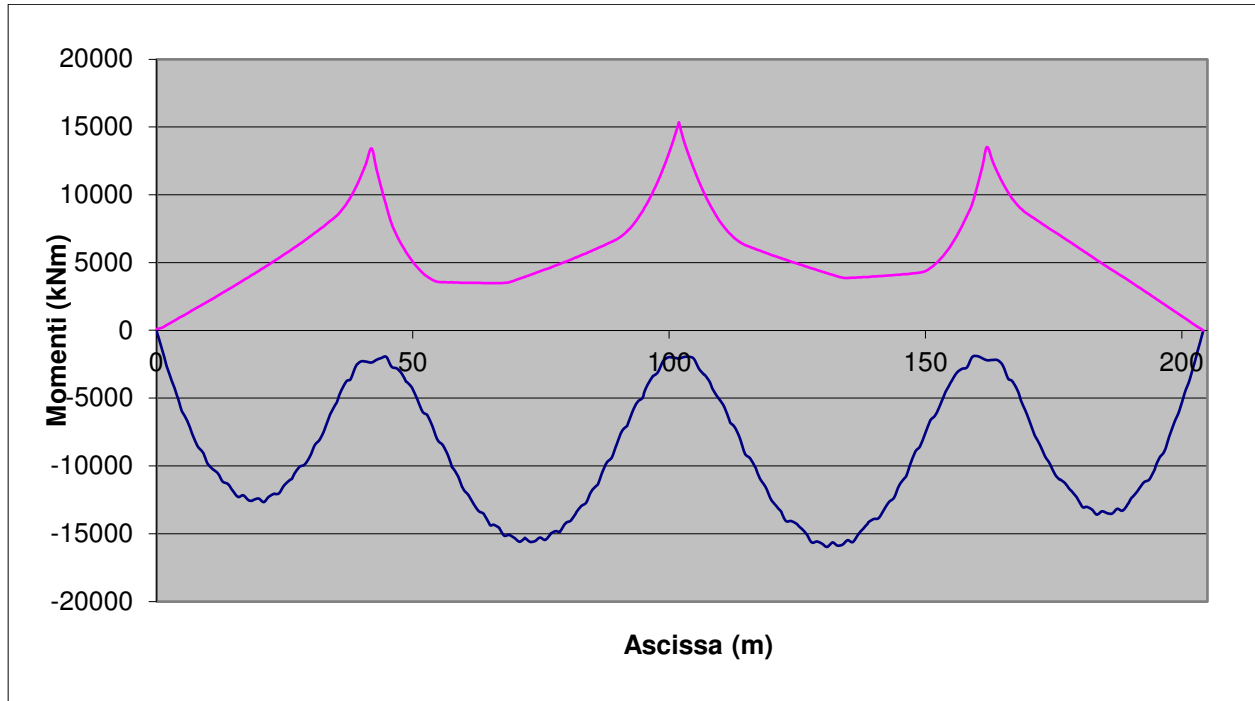
COURBON	Calcolo dei coefficienti di ripartizione				Mobili 1			Mobili 2			Mobili 3			Mobili 4		
	Caratteristiche geometriche				Q1	1.76		Q2	1.55		Q1	1.28		Q2	1.00	
	n travi	2			e1	0.91		e2	1.65		e1	2.60		e2	0.00	
TRAVE	xi(m)	di(m)	di²(m²)	Wi = J/di	KN1	KM1	K1	KN2	KM2	K2	KN1	KM1	K1	KN2	KM2	K2
1	-2.750	2.750	7.56	5.50	0.88	0.292	1.173	0.78	0.465	1.242	0.64	0.60	1.242	0.50	0.00	0.500
2	2.750	-2.750	7.56	-5.50	0.88	-0.292	0.589	0.78	-0.465	0.312	0.64	-0.60	0.035	0.50	0.00	0.500
Totale	0.00	J	15.13		5.29	0.00	2.64	4.66	0.00	2.33	3.83	0.00	1.92	3.00	0.00	1.50
xg (m)	0.00															
<b>CONDIZIONI DI CARICHI MOBILI</b>																
Stese	Mobili 1			Mobili 2			Mobili 3			Mobili 4						
	Q	e (m)	Q*e	Q	e (m)	Q*e	Q	e (m)	Q*e	Q	e (m)	Q*e	Q	e (m)	Q*e	
1	1.00	3.250	3.25	1.00	3.250	3.25	1.00	3.250	3.25	1.00	3.250	3.25	1.00	3.250	3.25	
2	0.277	0.250	0.07	0.277	0.250	0.07	0.2770	0.250	0.07	0.00	0.250	0.00	0.00	0.250	0.00	
3	0.277	-2.750	-0.76	0.277	-2.750	-0.76	0.0000	-2.750	0.00	0.00	0.00	-2.750	0.00	0.00	-2.750	0.00
4	0.208	-4.585	-0.95	0.000	-4.585	0.00	0.000	-4.585	0.00	0.000	-4.585	0.00	0.000	-4.585	0.00	
Totale	1.76		1.60	1.55		2.56	1.28		3.32	1.00		3.25				
	e1 =	0.91		e2 =	1.65		e2 =	2.60		e2 =	3.25					

Allo stato limite di esercizio il massimo momento agente manualmente sarà pari a circa 1/10 del carico uniforme moltiplicato il quadrato della luce ( $L_{trave}=60m$ ), più 1/8 del carico concentrato moltiplicato per la luce ovvero:

$$M_{appoggio} = \frac{33.53kN / m \times (60)^2}{10} + 872.4 * 60 / 8 = 18614kNm$$

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

Di seguito si riporta il diagramma dei momenti prodotti con il software in cui il momento all'appoggio dovuto al peso del carico da traffico è pari a circa **15865 kNm** paragonabile a quello calcolato manualmente, pertanto i risultati ottenuti dal modello agli elementi finiti possono considerarsi attendibili.



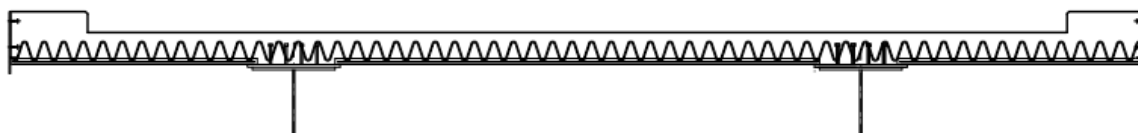
# SOLETTA

## 16 SOLETTA (DIREZIONE TRASVERSALE)

La verifica in direzione longitudinale della soletta è riportata nel cap. 9.6 della presente.  
Di seguito si riporta la verifica in direzione trasversale della soletta.

### 16.1 FASI COSTRUTTIVE E DI GETTO

La sezione trasversale dell'impalcato in questione è costituita da due travi in acciaio e soletta in calcestruzzo collaborante con le predette travi. L'altezza della soletta è pari a 31 cm. La geometria della sezione prevede una dimensione degli sbalzi laterali di soletta uguali (2.75 m in sx; e 2.75m in dx) ed un interasse fra le travi pari a 5.50 m. La soletta, infatti, ha una dimensione trasversale di 11.00 m:



L'impalcato in c.a. è previsto gettato in opera, utilizzando predalle autoportanti di spessore 6 cm e larghezza 240 cm con 8 tralicci disposti ad interasse di 30 cm.

Una volta disposte le predalle si provvede alla posa dell'armatura longitudinale ed al completamento di quella trasversale e quindi, al getto della soletta fino agli spessori di progetto.

Si prevede di utilizzare due modelli di comportamento della soletta ai fini delle diverse verifiche da effettuare:

Nel primo modello, utilizzato nelle verifiche di esercizio (tensioni e fessure), si distinguono due fasi di funzionamento corrispondenti a diverse sezioni resistenti:

- 1° fase: le predalle sostengono il peso proprio ed il getto della soletta;
- 2° fase: la soletta maturata sostiene il peso delle opere di finitura e quelle dei sovraccarichi.

Nell'ambito della 1° fase (vedi par. successivi) si prevedono, inoltre, diversi step di carico a cui corrispondono ulteriori sezioni resistenti differenti, Pertanto, si effettua la verifica di ciascuna sezione e si sommano gli effetti (tensioni e fessure) prodotti dalle diverse situazioni di carico.

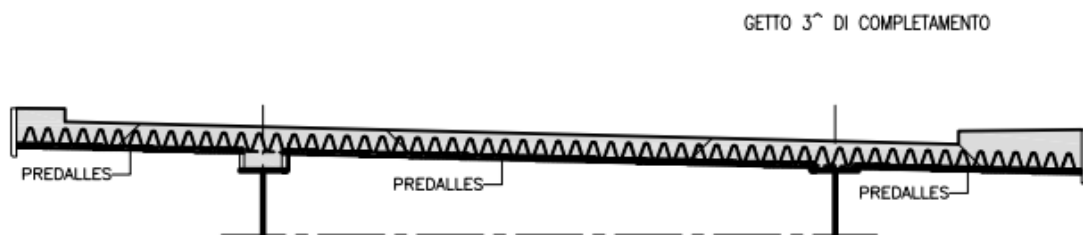
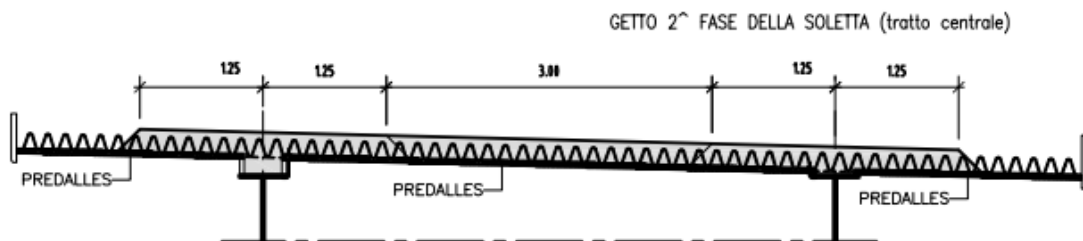
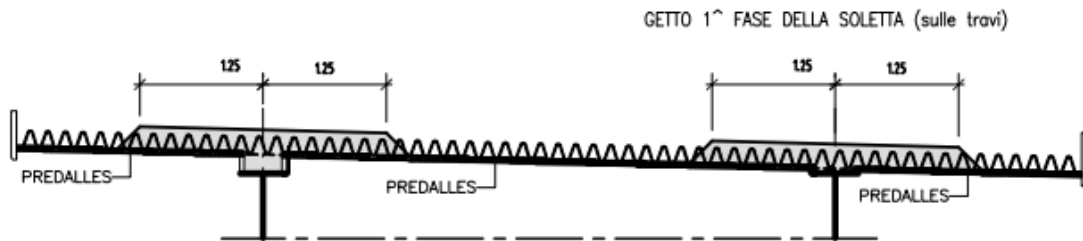
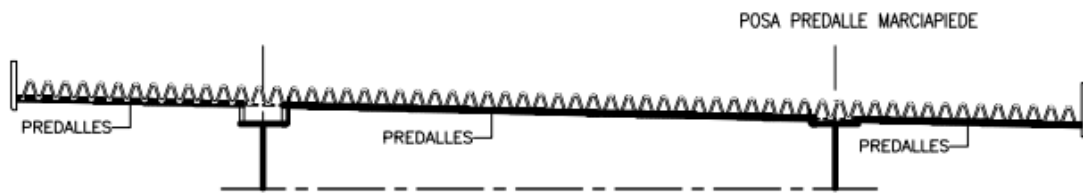
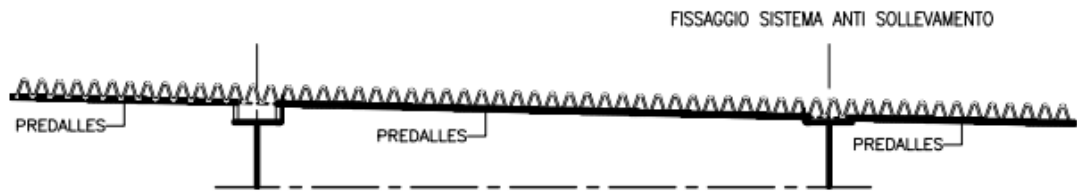
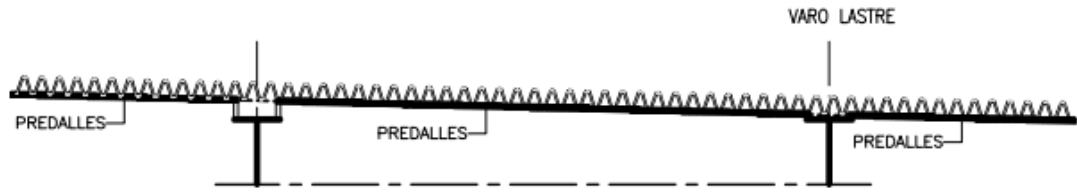
Il secondo modello, utilizzato nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura ed i carichi accidentali agenti contemporaneamente.

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**



**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

**FASI DI MONTAGGIO LASTRE**  
SCALA 1:50



## 16.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni dei carichi elementari, in ciascuna fase e descritti nei paragrafi seguenti, sono state condotte secondo il D.M. 17/01/2018:

		<b>SLE</b>		<b>QP</b>		<b>FR</b>		<b>STR</b>		<b>URTO</b>
<b>fase 1</b>	<b>PP_PREDALLA</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00
	<b>SOLETTA</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00
<b>fase 2</b>	<b>PERM</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00
	<b>CAR_MOB_verticali</b>	1.00	1.00	0.00	0.00	0.75	0.75	1.35	1.35	1.00
	<b>VENTO</b>	0.60	-0.60	0.00	0.00	0.20	-0.20	0.90	-0.90	0.00
	<b>URTO IN SVIO</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

## 16.3 CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

La presente relazione di calcolo strutturale illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono condotte analogamente a quelle descritte.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

### 16.3.1 Criteri di verifica delle sezioni in c.a.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

### 16.3.2 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-presso-flessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione vengono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

### 16.3.3 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ ,  
resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio
- $V_{Rd,s} = 0.9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha$ , valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento
- $V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$ , valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$  con d in mm;
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$ ;
- $A_{sl}$  è l'area dell'armatura tesa;
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$ ;
- $N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;
- $A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;
- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ;
- $1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave
- $A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- s è il passo delle staffe;
- $f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$  è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;
- $\alpha_{cw} = 1$  è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

#### 16.3.4 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione;
- stato limite di fatica.

#### 16.3.4.1 Stato limite delle tensioni

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare, si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \text{ per combinazione rara delle azioni;}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente delle azioni;}$$

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$$

#### 16.3.4.2 Stato limite di fessurazione

Nel secondo caso, si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano aggressive e si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm per combinazione delle azioni quasi permanente;}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm per combinazione delle azioni frequente.}$$

#### 16.3.4.3 Stato limite di fatica

In accordo con [DM2018] §4.2.4.1.4 si riportano di seguito le verifiche a fatica degli elementi maggiormente interessati da questo fenomeno.

Affinché la verifica risulti soddisfatta la variazione di tensione ( $\Delta\sigma_{max}$ ) ad opera dei carichi ciclici deve risultare inferiore al rispettivo valore ammissibile ( $\Delta\sigma_R$ ) del particolare in esame:

$$\gamma_f \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_R / \gamma_M$$

$$\gamma_f = 1.00 \quad \text{coefficiente di maggiorazione da normativa}$$

$$\gamma_M = 1.00 \quad \text{coefficiente riduttivo}$$

#### Combinazione di azioni

(1)P Per il calcolo dell'escursione delle tensioni, l'azione deve essere divisa in una parte che non induce cicli di fatica e in un'altra parte che li induce (un numero di azioni ripetute di carico).

(2)P La combinazione fondamentale di carichi non ciclici corrisponde alla definizione di combinazione frequente nello stato limite di esercizio (SLS):

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.66)$$

La combinazione di azioni contenuta nelle parentesi {}, (chiamata combinazione di base), può essere espressa nella forma:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.67)$$

$Q_{k,1}$  e  $Q_{k,i}$  sono azioni non cicliche, non permanenti.

- (3)P Le azioni cicliche devono essere combinate con la più sfavorevole combinazione di base:

$$E_d = E\{ \{ G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i} \}; Q_{fat} \} j \geq 1; i > 1 \quad (6.68)$$

La combinazione di azioni nella parentesi {}, (denominata combinazione di base più azione ciclica) può essere espressa come:

$$\left( \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \quad (6.69)$$

dove:

$Q_{fat}$  è il modello di carico di fatica costituito dallo schema di carico 1 [DM08 §5.1.3.3.5] con i valori dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70% o, in alternativa, dallo schema di carico 2 con i valori dei carichi ridotti del 30%.

### Combinazione di azioni

- (1)P Per il calcolo dell'escursione delle tensioni, l'azione deve essere divisa in una parte che non induce cicli di fatica e in un'altra parte che li induce (un numero di azioni ripetute di carico).

- (2)P La combinazione fondamentale di carichi non ciclici corrisponde alla definizione di combinazione frequente nello stato limite di esercizio (SLS):

$$E_d = E\{ G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i} \} j \geq 1; i > 1 \quad (6.66)$$

La combinazione di azioni contenuta nelle parentesi {}, (chiamata combinazione di base), può essere espressa nella forma:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.67)$$

$Q_{k,1}$  e  $Q_{k,i}$  sono azioni non cicliche, non permanenti.

- (3)P Le azioni cicliche devono essere combinate con la più sfavorevole combinazione di base:

$$E_d = E\{ \{ G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i} \}; Q_{fat} \} j \geq 1; i > 1 \quad (6.68)$$

La combinazione di azioni nella parentesi {}, (denominata combinazione di base più azione ciclica) può essere espressa come:

$$\left( \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \quad (6.69)$$

dove:

### Procedimento di verifica delle armature ordinarie

Il danneggiamento prodotto da un singolo carico che induce un'escursione di tensioni  $\Delta\sigma_{max}$  può essere determinato facendo ricorso alle curve S-N per acciaio ordinario. Il valore di tensione massima raccomandata è pari a  $\Delta\sigma_R = 195$  MPa (UNI ENV 1992-2 §4.3.7) a 106 cicli. Pertanto, la verifica è soddisfatta se:

$$\gamma_f \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_R / \gamma_M \Rightarrow 1.00 * \Delta\sigma_{max} \leq 195.0 / 1.00 = 195.0 \text{ MPa}$$

### Procedimento di verifica del calcestruzzo

Si può ritenere che la verifica a fatica del calcestruzzo compresso sia positiva se è soddisfatta la condizione seguente:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (6.77)$$

$$\leq 0,9 f_{ck} \text{ per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\leq 0,8 f_{ck} \text{ per } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

dove:

$\sigma_{c,max}$  è la massima tensione di compressione in una corda sotto la combinazione di carico frequente (compressione assunta come positiva);

$\sigma_{c,min}$  è la minima tensione di compressione nella stessa corda dove si verifica  $\sigma_{c,max}$ . Se  $\sigma_{c,min}$  è una tensione di trazione, allora si raccomanda di assumere  $\sigma_{c,min}$  con valore 0.

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (6.76)$$

dove:

$\beta_{cc}(t_0)$  è un coefficiente che definisce la resistenza del calcestruzzo alla prima applicazione del carico [vedere punto 3.1.2 (6)];

$t_0$  è il tempo in giorni in cui comincia l'applicazione del carico ciclico al calcestruzzo.

## 16.4 VERIFICA IN 1°FASE

In 1° fase vengono condotte solamente le verifiche in esercizio (tensioni e fessure) rimandando alla 2° fase le verifiche allo stato limite ultimo.

Le verifiche tensionali vengono condotte in tutte le sezioni per tutti gli step di carico.

La tensione finale è la somma delle tensioni nei singoli step.

La verifica a fessurazione viene condotta solamente a soletta completamente gettata (3° step di carico).

### 16.4.1 Dati geometrici

Lunghezza terica lastra:	275+550+275 cm
Larghezza lastra:	240 cm
Spessore lastra:	6 cm
Numero tralicci per lastra:	8 tralicci
Spessore getto di completamento:	25 cm
Schema statico:	ved. Pagine seguenti
Tralicci: H=20.5 cm (Tipo Pittini: 12/16/10)	

### 16.4.2 Rigidezza flessionale della lastra

L'analisi è condotta per una lastra di larghezza 120 cm.

#### Sezione sullo sbalzo

Armatura superiore:	4 $\phi$ 16	$A_s = 8.04 \text{ cm}^2$
Armatura inferiore:	8 $\phi$ 12	$A_s = 9.04 \text{ cm}^2$
$n = E_a/E_c = 10$	(coeff. omogeneizzazione)	
$A_{rea} A = (120 \times 6 / 10) + 9.04 + 8.04 = 89.08 \text{ cm}^2$		

Momento statico rispetto al lembo inferiore:

$$S = (120 \times 6 \times 3.0/10) + 9.04 \times 4.00 + 8.04 \times 22.7 = 434.67 \text{ cm}^3$$

Baricentro:

$$Y_{inf} = S/A = 4.87 \text{ cm} \quad Y_{sup} = 17.83 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia:

$$I = 1/12 \times 120/10 \times 6^3 + 120/10 \times 6 \times 1.87^2 + 9.04 \times 0.87^2 + 8.04 \times 17.83^2 = 3030.6 \text{ cm}^4$$

#### Sezione tra le travi metalliche

Armatura superiore: 4 $\phi$ 16	$A_s = 8.04 \text{ cm}^2$
Armatura inferiore: 8 $\phi$ 12+ 4 $\phi$ 24	$A_s = 27.12 \text{ cm}^2$
$n = E_a/E_c = 10$	(coeff. omogeneizzazione)
$A_{rea} A = (120 \times 6 / 10) + 27.12 + 8.04 = 107.16 \text{ cm}^2$	

Momento statico rispetto al lembo inferiore:

$$S = (120 \times 6 \times 3.0/10) + 27.12 \times 4.00(*) + 8.04 \times 22.70 = 506.99 \text{ cm}^3$$

Baricentro:

$$Y_{inf} = S/A = 4.73 \text{ cm} \quad Y_{sup} = 17.97 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia:

$$I = (1/12 \times 120/10 \times 6^3 + 120/10 \times 6 \times 1.73^2 + 27.12 \times 0.73^2 + 8.04 \times 17.97^2 = 3042.23.6 \text{ cm}^4$$

(\*) Media ponderale del centro dei ferri inferiori  $\phi$  12,  $\phi$  24 inferiori rispetto ad intradosso lastra (campata)

#### **Sezione su asole travi**

Armatura superiore: 4  $\phi$  16

$$A_s = 8.04 \text{ cm}^2$$

Armatura inferiore: 8  $\phi$  12

$$A_s = 9.04 \text{ cm}^2$$

$n = E_a/E_c = 10$

(coeff. omogeneizzazione)

Area  $A = 17.08 \text{ cm}^2$

Interassi correnti = 18.7 cm

$$S = 8.04 \times 18.7 = 150.35 \text{ cm}^3$$

Baricentro:

$$Y_{inf} = S/A = 8.81 \text{ cm}$$

$$Y_{sup} = 9.82 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia:

$$I = 9.04 \times 8.81^2 + 8.04 \times 9.82^2 = 1477 \text{ cm}^4$$

#### **16.4.3 Dati di carico**

L'analisi dei carichi e delle sollecitazioni è condotta per una striscia di larghezza pari a 1.20 m.

Peso proprio lastra prefabbricata:

$$P1 = 0.06 \times 1.20 \times 25.00 = 1.8 \text{ kN/m}$$

Peso del getto di completamento:

$$P2 = 0.25 \times 1.20 \times 25 = 7.50 \text{ kN/m}$$

Peso dei mezzi d'opera:  $p = 1.00 \text{ kN/m}^2$

$$P3 = 1.00 \times 1.2 = 1.20 \text{ kN/m}$$

Si considerano 4 step di carico:

1. Getto di una porzione degli sbalzi laterali (2.5 m a cavallo degli appoggi sulle travi).
2. Ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di fase 1 (almeno il 70% di  $R_{ck}$ ), avanzamento dei mezzi d'opera e del getto in campata.
3. Ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di fase 2 (almeno il 70% di  $R_{ck}$ ), avanzamento dei mezzi d'opera e del getto nelle porzioni rimanenti degli sbalzi mediante messa in opera delle velette.
4. Soletta completamente gettata

Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato in automatico mediante il programma di calcolo SAP2000 della Computers and Structures i cui tabulati sono nell'allegato specifico.

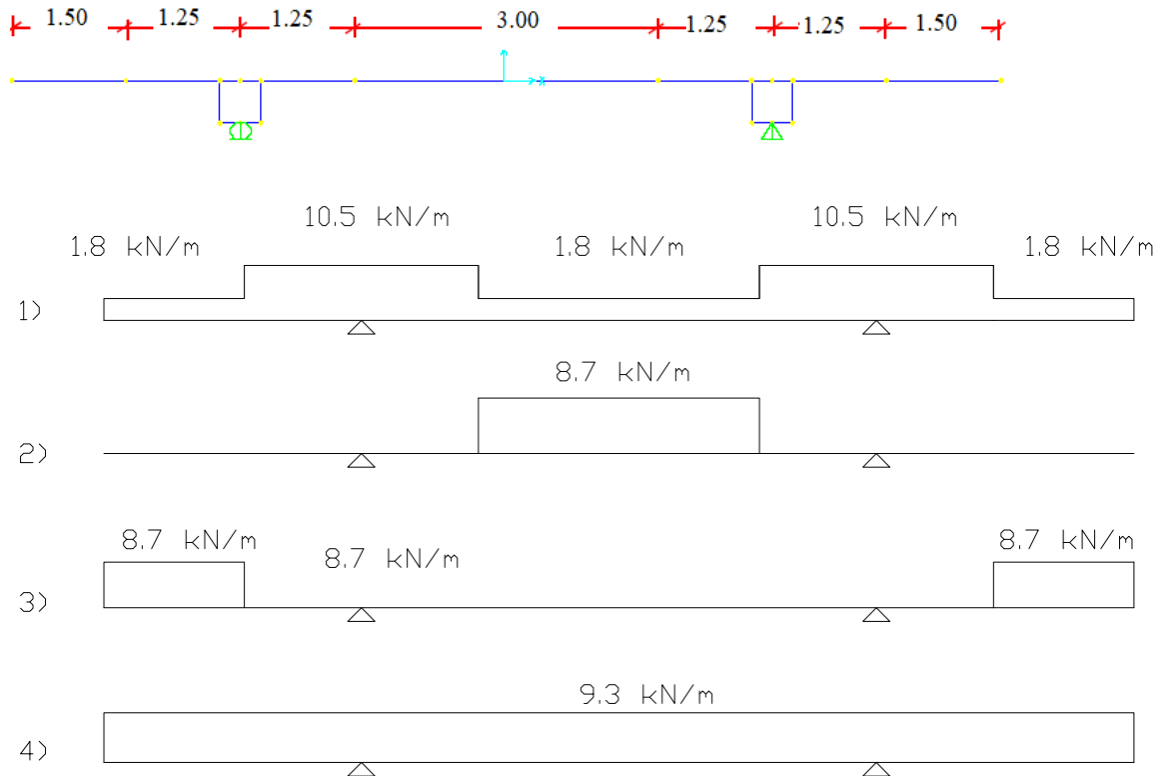
#### **16.4.4 Sezioni di verifica**

Le sezioni di verifica sono le seguenti:

1. sezione in asse appoggio;
2. sezione a filo getto che avviene nel 1° step;
3. sezione in mezzera.



### 16.4.5 Verifica dello stato tensionale



#### 1) Step 1: getto di una porzione degli sbalzi laterali.

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione asolata):

$$M_a = -8.11 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

Sforzo nei correnti dei tralicci:

$$H = 0.187 \text{ m}$$

$$N = M_a/H = \pm 43.37 \text{ kN} \quad \text{-SLE}$$

Verifica correnti superiori (4  $\phi$  16):

$$\sigma_{a1} = N/A = -43.37 \times 10 / (4 \times 2.01) = -53.94 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

Verifica correnti inferiori (8  $\phi$  12):

$$L_0 = 20 \text{ cm}; i = 1.2/4 = 0.3; \lambda = 20/0.3 = 66.67 \quad \omega = 1.53 \text{ (DIN 4114)}$$

$$\sigma_{a0} = (1.53 \times 43.37 \times 10) / (8 \times 1.13) = 73.40 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

Nelle zone interessate dai coprigiunti bullonati, con correnti inferiori dei tralicci rialzati e quindi con tralicci di altezza ridotta, si ha:

$$H = 0.15 \text{ m (interesse correnti per traliccio ribassato)}$$

$$N = M/H = \pm 8.11/0.15 = 54.07 \text{ kN} \quad \text{-SLE}$$

Verifica correnti superiori (4  $\phi$  16):

$$\sigma = N/A = 54.07 \times 10 / (4 \times 2.01) = 67.25 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

Verifica correnti inferiori (8  $\phi$  20):

La verifica è condotta per i conci con asola maggiore

$$L_0 = 80 \text{ cm}; i = 2.0/4 = 0.5; \lambda = 80/0.5 = 160 \quad \omega = 6.48 \quad (\text{DIN 4114})$$

$$\sigma = (6.48 \times 54.07 \times 10) / (8 \times 3.14) = 139.48 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

Verifica di stabilità diagonali ( $A_d = 8 \phi 10$ )

Il taglio massimo vale:  $T = 11.63 \text{ kN}$

$$\alpha \approx 68^\circ; \quad \beta = 8^\circ \quad L_0 = 18.7 / (\sin \alpha \times \cos \beta) = 20.37 \text{ cm}$$

Con staffe  $\phi 10$  si ottiene:  $i = 1.0/4 = 0.25$ ;  $\lambda = 20.37/0.25 = 81.50$ ;  $\omega = 1.83$  (DIN 4114)

$$N = 11.63 / (8 \times \sin \alpha \times \cos \beta) = 1.58 \text{ kN}$$

$$\sigma = (1.83 \times 1.58 \times 10) / 0.785 = 36.84 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione con predalle):

$$M_a = -2.03 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.29 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck}(\text{predalle}) = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a1} = -12.33 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 1.38 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria (sezione con predalle)

$$M_c = 0.00 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12 + 4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.00 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck}(\text{predalle}) = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a1} = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifica di stabilità correnti superiori ( $A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$ : 4  $\phi$  16):

$$L_0 = 20 \text{ cm}; i = 0.40; \lambda = 20/0.40 = 50 \quad \omega = 1.28 \quad (\text{DIN 4114})$$

$$\sigma_{a1} = 1.28 \times 0.00 = 0.00 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

**2) Step 2: Ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di step 1 (almeno il 70% di Rck) getto in campata**

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione predalle + getto (Rck=0.7\*45≅30 MPa)):

$$Ma = 5.22 \text{ kNm} \quad -SLE$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.51 \text{ MPa} < 14.94 \text{ MPa} \quad (Rck \text{ (predalle+getto)} = 30 \text{ MPa}) \quad -SLE$$

$$\sigma_{a2} = 0.29 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -1.60 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -22.81 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione predalle):

$$Ma = 16.31 \text{ kNm} \quad -SLE$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12+4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.20 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck \text{ (predalle)} = 45 \text{ MPa}) \quad -SLE$$

$$\sigma_{a1} = 99.03 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -11.12 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria (sezione predalle (Rck=45MPa)):

$$Ma = 26.10 \text{ kNm} \quad -SLE$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12+4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.30 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck \text{ (predalle)} = 45 \text{ MPa}) \quad -SLE$$

$$\sigma_{a1} = 158.66 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -17.58 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifica di stabilità correnti superiori ( $A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 : 4 \phi 16$ ):

$$L_0 = 20 \text{ cm}; i = 0.40; \lambda = 20/0.40 = 50 \quad \omega = 1.28 \quad (\text{DIN 4114})$$

$$\sigma_{a1} = 1.28 \times 158.66 = 203.08 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad -SLE$$

**3) Step 3: Ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di step 2 (almeno il 70% di Rck) getto degli sbalzi rimanenti**

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -25.20 \text{ kNm} \quad -SLE$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 1.60 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle+getto}) = 45 \text{ MPa}) \quad -SLE$$

$$\sigma_{a2} = -27.72 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -24.12 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 16.14 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione predalle (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -9.45 \text{ kNm} \quad -SLE$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 1.23 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle}) = 45 \text{ MPa}) \quad -SLE$$

$$\sigma_{a1} = -57.45 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 6.36 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria (sezione predalle + getto (Rck=30 MPa)):

$$Ma = -25.20 \text{ kNm} \quad -SLE$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12+4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 1.90 \text{ MPa} < 14.94 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle+getto}) = 30 \text{ MPa}) \quad -SLE$$

$$\sigma_{a2} = -46.80 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -41.55 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 17.44 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

#### 4) Step 4: soletta completamente gettata

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -25.68 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 1.63 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle+getto}) = 45 \text{ MPa}) \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a2} = -28.25 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -24.58 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 16.71 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione predalle (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -10.46 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.79 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle}) = 45 \text{ MPa}) \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a2} = -19.43 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -17.25 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 7.24 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria (sezione predalle + getto (Rck=45MPa)):

$$Ma = 0.00 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12+4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.00 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle+getto}) = 45\text{MPa}) \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a2} = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

### 16.4.6 Sovrapposizione degli effetti (1+2+3 step)

Come anticipato nel par. 14.1, nell'ambito della 1° fase si prevedono diversi step di carico a cui corrispondono ulteriori sezioni resistenti differenti, Pertanto, si effettua la verifica di ciascuna sezione e si sommano gli effetti (tensioni: positive quelle di compressione) prodotti dalle diverse situazioni di carico (step 1, 2 e 3):

1) In asse appoggio lato marciapiede

$$\sigma_{c,1 \text{ fase}} = \sigma_{c,1 \text{ step}} + \sigma_{c,2 \text{ step}} + \sigma_{c,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.51 + 1.60 = 2.11 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,1 \text{ fase}} = \sigma_{a2,1 \text{ step}} + \sigma_{a2,2 \text{ step}} + \sigma_{a2,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.29 - 27.72 = -27.43 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,1 \text{ fase}} = \sigma_{a1,1 \text{ step}} + \sigma_{a1,2 \text{ step}} + \sigma_{a1,3 \text{ step}} = -53.94 - 1.60 - 24.12 = -79.66 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,1 \text{ fase}} = \sigma_{a0,1 \text{ step}} + \sigma_{a0,2 \text{ step}} + \sigma_{a0,3 \text{ step}} = 73.40 - 22.81 + 16.14 = 66.73 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step

$$\sigma_{c,1 \text{ fase}} = \sigma_{c,1 \text{ step}} + \sigma_{c,2 \text{ step}} + \sigma_{c,3 \text{ step}} = 0.29 + 0.20 + 1.23 = 1.72 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,1 \text{ fase}} = \sigma_{a2,1 \text{ step}} + \sigma_{a2,2 \text{ step}} + \sigma_{a2,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.00 + 0.00 = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,1 \text{ fase}} = \sigma_{a1,1 \text{ step}} + \sigma_{a1,2 \text{ step}} + \sigma_{a1,3 \text{ step}} = -12.33 + 99.03 - 57.45 = 29.25 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,1 \text{ fase}} = \sigma_{a0,1 \text{ step}} + \sigma_{a0,2 \text{ step}} + \sigma_{a0,3 \text{ step}} = 1.38 - 11.12 + 6.36 = -3.38 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria

$$\sigma_{c,1 \text{ fase}} = \sigma_{c,1 \text{ step}} + \sigma_{c,2 \text{ step}} + \sigma_{c,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.30 + 1.90 = 2.20 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,1 \text{ fase}} = \sigma_{a2,1 \text{ step}} + \sigma_{a2,2 \text{ step}} + \sigma_{a2,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.00 - 46.80 = -46.80 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,1 \text{ fase}} = \sigma_{a1,1 \text{ step}} + \sigma_{a1,2 \text{ step}} + \sigma_{a1,3 \text{ step}} = 0.00 + 158.66 - 41.55 = 117.11 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,1 \text{ fase}} = \sigma_{a0,1 \text{ step}} + \sigma_{a0,2 \text{ step}} + \sigma_{a0,3 \text{ step}} = 0.00 - 17.58 + 17.44 = -0.14 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

### 16.4.7 Verifica a fessurazione

Tale verifica viene condotta solo a getto ultimato (Step 4):

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -25.68 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2$	(1 $\phi$ 20/10)	$d_2 = 26.0 \text{ cm}$
$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$	(4 $\phi$ 16)	$d_1 = 22.7 \text{ cm}$
$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$	(8 $\phi$ 12)	$d_0 = 3.60 \text{ cm}$

$$Wk = 0.025 \text{ mm}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -10.46 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2$	(1 $\phi$ 20/20)	$d_2 = 26.0 \text{ cm}$
$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$	(4 $\phi$ 16)	$d_1 = 22.7 \text{ cm}$
$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$	(8 $\phi$ 12)	$d_0 = 3.60 \text{ cm}$

$$Wk = 0.024 \text{ mm}$$

3) in mezzeria (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = 0.00 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

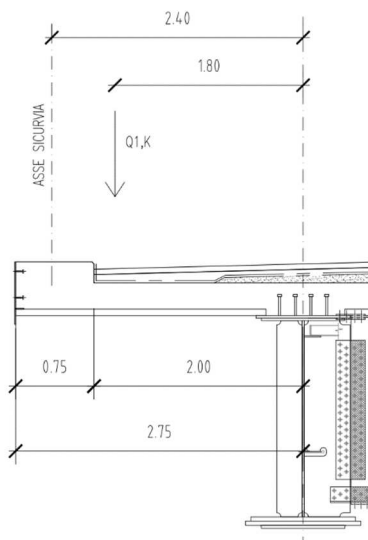
$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2$	(1 $\phi$ 20/20)	$d_2 = 26.0 \text{ cm}$
$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$	(4 $\phi$ 16)	$d_1 = 22.7 \text{ cm}$
$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2$	(8 $\phi$ 12+4 $\phi$ 24)	$d_0 = 4.00 \text{ cm}$

$$Wk = 0.000 \text{ mm}$$

## 16.5 VERIFICA IN 2° FASE (SEZIONE CORRENTE)

### 16.5.1 Sbalzo lato cordolo



Sbalzo

#### 16.5.1.1 Carichi permanenti portati

Sbalzo lato cordolo - Analisi dei carichi per 1 m di soletta			
	P (kN)	B (m)	M (kNm)
Marcia piede: (0.20 x 0.75 x 25)	3.75	2.38	8.93
Pavimentazione: (3.0 x 2.00)	6.00	1.00	6.00
Barriere sicurvia	1.5	2.40	3.60
TOTALE	11.25		18.53

#### 16.5.1.2 Sovraccarichi

##### Carico mobile

Lo schema di carico scelto è il peggiore tra i seguenti:

##### Carico1

I carichi mobili concentrati si ipotizzano agenti su di un'area equivalente che si ricava dalla effettiva area di contatto del singolo carico sulla pavimentazione (0.4x0.4 m); fornita dalle norme), ipotizzando una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta (circa 0.80 x 0.80 m).

$$Q_{1k} = 2 \times 150 \text{ kN}$$

##### Carico2

I carichi mobili concentrati si ipotizzano agenti su di un'area equivalente che si ricava dalla effettiva area di contatto del singolo carico sulla pavimentazione (0.6m; dir. trasversale x0.35 m; dir. longitudinale), ipotizzando una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta (circa 1.00 x 0.75 m).

$$Q_{1k} = 1 \times 200 \text{ kN}$$



**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

Dal calcolo con modello a shell si ha:

Mezzeria impalcato-esercizio

Mmin = -141.15 kNm/m;

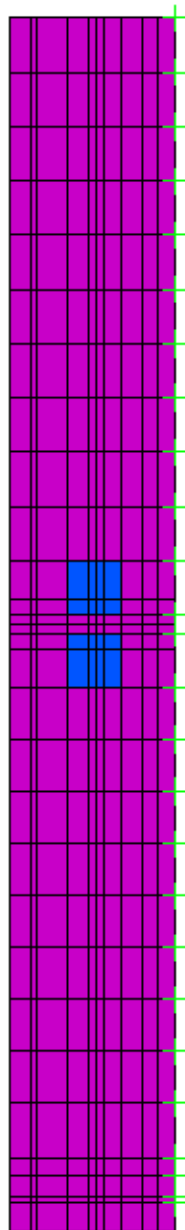
T = 165.13 kN/m

Mezzeria impalcato-fatica

Mmin = -90.33 kNm/m;

T = 104.02 kN/m

2.75



### 16.5.1.3 Momento dovuto all'urto di un veicolo in svio

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN, distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera – 0,10 m), h2 = 1,00 m.

$$M_u = 100 \times [(1.00 + 0.11 + (0.31/2))] = 127 \text{ kNm} \quad \text{-rispetto al piano medio della soletta}$$

Supponendo una ripartizione a 45° dal punto di applicazione verso il piano medio della soletta e considerando un'impronta di carico di 0.50 m si ha il seguente momento a metro lineare:

$$M_u = 127 / (0.5 + 2 * (1.00 + 0.11 + 0.31/2)) = 41.78 \text{ kN/m/m}$$

### 16.5.1.4 Riepilogo sollecitazioni

Sommando gli effetti dei carichi permanenti e dei sovraccarichi si ottiene, per una striscia di lunghezza pari a 1.20 m:

$$\text{SLE} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * [1 * (M_p + M_s)] = 1.2 * [1.00 * (-18.53 - 141.15)] = -191.62 \text{ kNm};$$

$$\text{QP} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * 1 * M_p = 1.2 * 1.00 * (-18.53) = -25.80 \text{ kNm};$$

$$\text{FR} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * (1 * M_p + 0.75 * M_s) = 1.2 * (-1 * 18.53 - 0.75 * 141.15) = -149.27 \text{ kNm};$$

### 16.5.1.5 Verifica dello stato tensionale

$$M = -191.62 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,2 \text{ fase}} = 11.09 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -201.97 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,2 \text{ fase}} = -155.23 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 115.29 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

### 16.5.1.6 Sovrapposizione degli effetti (1 fase+2 fase)

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 2.11 + 11.09 = 13.20 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -27.43 - 201.97 = -229.4 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase}} = -79.66 - 155.23 = -234.89 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 66.73 + 115.29 = 182.02 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

### 16.5.1.7 Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione condotta in 1° fase, con getto della soletta ultimata, ha prodotto una fessura pari a 0.025 mm.

Nella verifica a fessurazione in 2° fase si ha:

$$M = -149.27 \text{ kNm} \quad -FR$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.3 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$w_k = 0.127 \text{ mm}$$

Pertanto, la fessura totale è pari a:

$$w_k = w_{k,1, \text{fase}} + w_{k,2, \text{fase}} = 0.025 + 0.127 = 0.152 \text{ mm}$$

### 16.5.1.8 Verifica a fatica

La combinazione, denominata di base nel par. 15.3.4.3, è rappresentata dal peso proprio della predalle + peso del getto, le cui tensioni sono riportate nelle verifiche in 1° fase, dalle opere di finitura ( $M_{fin} = 1.2 * 18.53 \text{ kNm}$ ) le cui tensioni sono prodotte in 2° fase:

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.3 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c, \text{base}} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = 2.11 + 1.29 = 3.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2, \text{base}} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase, fin}} = -27.53 - 23.44 = -50.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1, \text{base}} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase, fin}} = -79.66 - 18.02 = -97.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0, \text{base}} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase, fin}} = 66.73 + 13.38 = 80.11 \text{ MPa}$$

L'azione ciclica prodotta dai carichi mobili ( $M = -1.2 * 90.32 \text{ kNm}$ ), definiti sempre in precedenza, produce le seguenti escursioni di tensione:

$$\sigma_{c, \text{max, ciclica}} = 5.22 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, ciclica, a2}} = -95.20 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, ciclica, a1}} = -73.17 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, ciclica, a0}} = 54.34 \text{ MPa}$$

La verifica a fatica dell'armatura consiste nel confrontare l'escursione di tensione con il valore limite definito nel par. 14.3.4.3:

$$\Delta \sigma_{\text{max, a2}} = -95.20 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, a1}} = -73.17 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, a0}} = 54.34 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

Le verifica a fatica del calcestruzzo consiste nel verificare che:

$$(\sigma_{c,max,ciclica} + \sigma_{c,base}) \leq 0.5 \cdot f_{cd,fat} + 0.45 \cdot \sigma_{c,min} \Rightarrow 8.62 \text{ MPa} < 0.5 \cdot 22.41 + 0.45 \cdot 3.40 = 12.73 \text{ MPa}$$

### **16.5.1.9 Verifica dello stato limite ultimo**

Come anticipato nel par. 15.1 nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura ed i carichi accidentali agenti contemporaneamente:

#### **Sollecitazioni**

$$\text{STR} - M = 1.2 \cdot [1.35 \cdot (M_{sol} + M_p + M_s)] = 1.2 \cdot [1.35 \cdot (-25.68 - 18.53 - 141.15)] = -300.28 \text{ kNm};$$

$$\text{URTO} - M = 1.2 \cdot (1.0 \cdot (M_{sol} + M_p + M_s + M_u)) = 1.20 \cdot (-25.68 - 18.53 - 141.15 - 41.78) = -272.57 \text{ kNm};$$

$$\text{STR} - T = 1.2 \cdot 1.35 \cdot (T_{sol} + T_p + T_s) = 1.2 \cdot 1.35 \cdot (21.31 + 11.25 + 165.13) = 320.26 \text{ kN}$$

#### **Verifica**

$$M = -300.28 \text{ kNm}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.3 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 399.47 \text{ kNm} > 300.28 \text{ kNm}$$

**16.5.1.10 Verifica a taglio**

<i>Elementi senza armatura trasversale a taglio</i>			
- Verifica del conglomerato			
$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$	<b>240.83</b>	kN	
<b>VEd = T/cosβ</b>	<b>β= 8</b>	<b>320.26 kN</b>	<b>NO</b>
con:			
$K = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.917		≤ 2
Rck =	45	N/mm <sup>2</sup>	
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.568	N/mm <sup>2</sup>	
fck = 0,83 · Rck =	37.35	N/mm <sup>2</sup>	
fcd = α <sub>cc</sub> · fck / γ <sub>c</sub> =	21.17	N/mm <sup>2</sup>	
$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) =$	0.01319		≤ 0,02
d =	238	mm	
H =	310	mm	
bw =	1200	mm	
A <sub>sl</sub> =	3768	mm <sup>2</sup>	
N <sub>Ed</sub> =	0.00	kN	
$\alpha_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.000	N/mm <sup>2</sup>	≤ 0,2 · fcd
Occorre armare a taglio. La verifica viene condotta con le armature diagonale del traliccio			
Verifiche allo stato limite ultimo di taglio			
Materiali (Unità N,mm)			
Calcestruzzo		Acciaio	
Rck =	45	fywk =	450
fck =	37.35	fywd =	391.3
fcd =	21.17		
fctd =	1.56		
Sezione da verificare			
Altezza trave		310	mm
Copriferro staffe		40	mm
Larghezza netta resistente a taglio		1200	mm
Diametro diagonali		10	(4φ10/200)
Bracci		8	
Interasse		200	mm
Area staffe al metro		3.14	cm <sup>2</sup> /m
cotgα	α= 68.00 °	0.40	
cotgθ	θ= 40.00 °	1.19	
Verifiche allo s.l.u. per taglio		VR,d > VEd	
Taglio di calcolo VEd		320.26 kN	
Vrcd		3028.71 kN	
Vrsd		441.99 kN	
VRd=min[Vrcd;Vrsd]		<b>ok</b>	441.99 kN

## 16.5.2 Campata

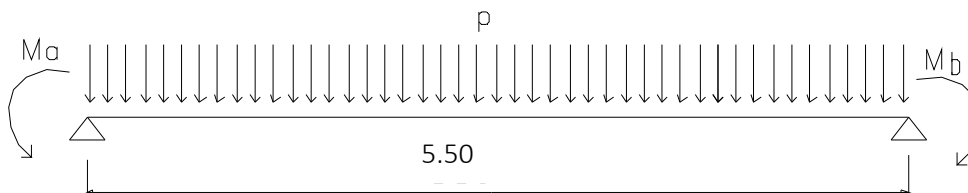
### 16.5.2.1 Carichi permanenti

La soletta viene schematizzata come trave appoggiata alle estremità.

$$p = 3 \text{ kN/mq}$$

$$M_A = -18.53 \text{ kNm/m lato cordolo sx} \quad \text{vedi par. 14.5.1}$$

$$M_B = -18.53 \text{ kNm/m lato cordolo dx} \quad \text{vedi par. 14.5.1}$$

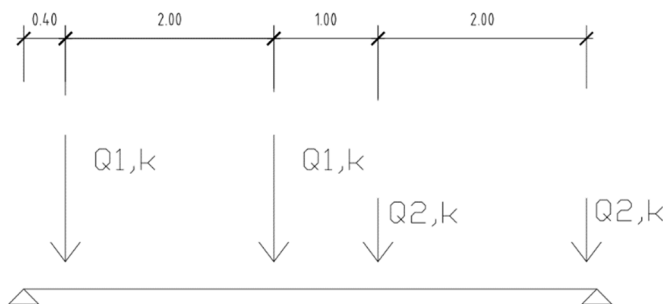


$$T_{p_{app}} = 8.25 \text{ kN/m}$$

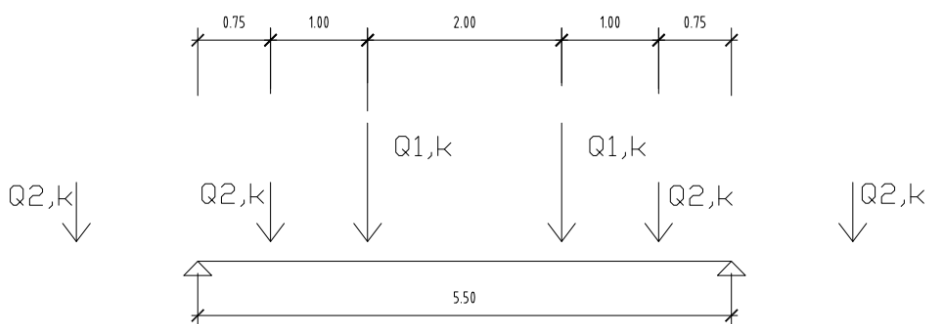
$$M_{p_{mezz}} = -7.20 \text{ kNm/m}$$

### 16.5.2.2 Sovraccarichi

Ai fini del calcolo della soletta di impalcato fra le travi si prende in considerazione, nella posizione di volta in volta più gravosa per la sezione considerata, gli effetti del seguente carico:



Disposizione dell'accidentale che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio



Disposizione dell'accidentale che massimizza le sollecitazioni in campata

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

Carico mobile Q1,k, composto da 2 file di 2 ruote ciascuna da 150 kN di peso e da un carico uniformemente pari a 9 kN/mq distribuito su una corsia di 3 m, affiancato da un secondo carico Q2,k, composto da 2 file di 2 ruote ciascuna da 100 kN di peso e da un carico uniformemente pari a 2.5 kN/mq distribuito su una corsia di 3 m. Tutti i carichi sono disposti con il proprio asse longitudinale parallelamente all'asse longitudinale del viadotto.

$Q1,k = 2 \times 150 = 300 \text{ kN}$

$Q2,k = 2 \times 100 = 200 \text{ kN}$

$q1,k \text{ unif} = 9 \text{ kN/mq}$

- su una larghezza pari a 3 m

$q2,k \text{ unif} = 2.5 \text{ kN/mq}$

- sulla rimanente larghezza

Dal calcolo con modello a shell che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio a metà impalcato si ha:

**Mezzeria impalcato -esercizio**

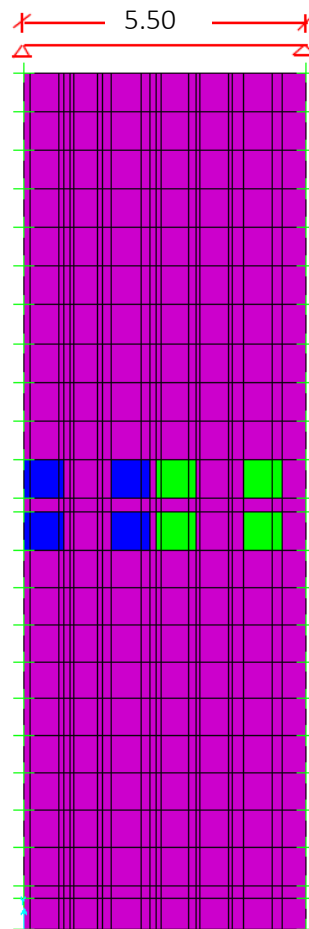
$M_{max} = 132.55 \text{ kNm/m};$

$T = 162.44 \text{ kN/m}$

**Mezzeria impalcato - fatica**

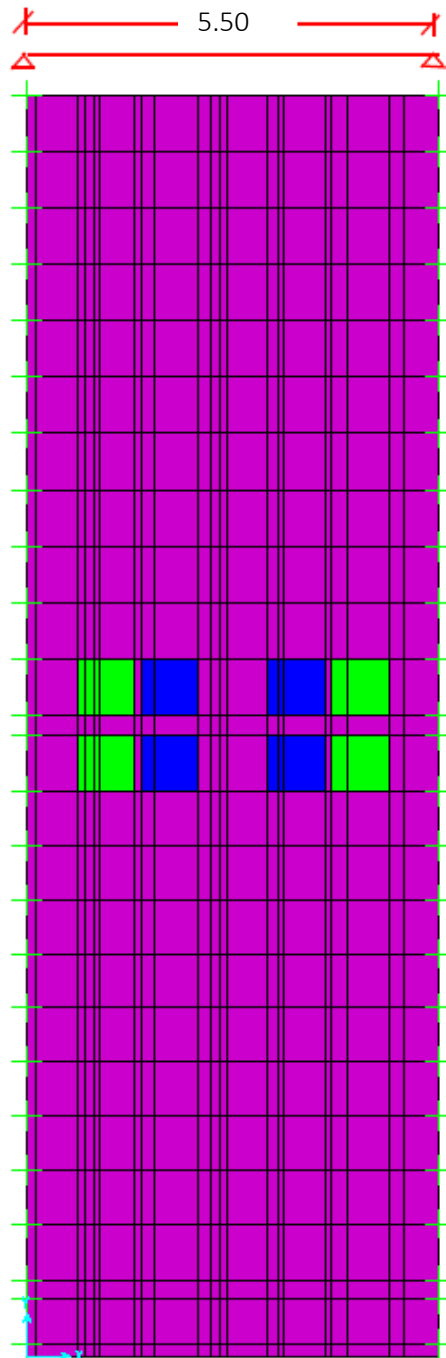
$M_{max} = 77.96 \text{ kNm/m};$

$T = 104.29 \text{ kN/m}$



*Disposizione dell'accidentale nel modello che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio della mezzeria dell'impalcato*

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**



*Disposizione dell'accidentale nel modello che massimizza le sollecitazioni in campata della mezzeria dell'impalcato*



### 16.5.2.3 Riepilogo sollecitazioni mezzeria impalcato

Sommando gli effetti dei carichi permanenti e dei sovraccarichi si ottiene, per una striscia di lunghezza pari a 1.20 m:

$$\text{SLE} - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 1.00 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (-7.20 + 132.55) = 150.42 \text{ kNm};$$

$$\text{QP} - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot 1.00 \cdot M_p = -1.2 \cdot 8.25 = -9.90 \text{ kNm};$$

$$\text{FR} - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 0.75 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (-7.20 + 0.75 \cdot 132.55) = 110.66 \text{ kNm};$$

### 16.5.2.4 Mezzeria impalcato - Verifica dello stato tensionale

$$M = 150.42 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12 + 4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,2 \text{ fase}} = 8.81 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a2,2 \text{ fase}} = 63.72 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 18.56 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,2 \text{ fase}} = -234.66 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

### 16.5.2.5 Mezzeria impalcato - Sovrapposizione degli effetti (1 fase + 2 fase)

$$\sigma_{c,i} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 2.20 + 0.00 = 2.20 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-lembo inferiore}$$

$$\sigma_{c,s} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 0.00 + 8.81 = 8.81 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-lembo superiore}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -46.80 + 63.72 = 16.92 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 117.11 + 18.56 = 135.67 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase}} = -0.14 - 234.66 = -234.52 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

### 16.5.2.6 Mezzeria impalcato - Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione condotta in 1° fase, con getto della soletta ultimata, ha prodotto una fessura pari a 0.00 mm.

Nella verifica a fessurazione in 2° fase si ha:

$$M = 110.66 \text{ kNm} \quad \text{-FR}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12 + 4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$w_k = 0.124 \text{ mm}$$

Pertanto la fessura totale è pari a:

$$wk = wk_{1, fase} + wk_{2, fase} = 0.00 + 0.124 = 0.124 \text{ mm}$$

### 16.5.2.7 Mezzeria impalcato - Verifica a fatica

La combinazione, denominata di base nel par. 15.3.1.3, è rappresentata dal peso proprio della predalle + peso del getto, le cui tensioni sono riportate nelle verifiche in 1° fase, dalle opere di finitura ( $M_{fin} = -1.2 * 7.20$  kNm) le cui tensioni sono prodotte in 2° fase:

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{lll} A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 & (1\phi 20/20) & d_2 = 26.0 \text{ cm} \\ A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 & (4\phi 16) & d_1 = 22.7 \text{ cm} \\ A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 & (8\phi 12 + 4\phi 24) & d_0 = 4.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = 2.20 + 0.00 = 2.20 \text{ MPa} \quad \text{- lembo superiore}$$

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = 0.00 + 0.53 = 0.53 \text{ MPa} \quad \text{- lembo inferiore}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = -46.80 - 15.59 = -62.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = 117.11 - 12.61 = 104.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = -0.14 + 4.13 = 3.99 \text{ MPa}$$

L'azione ciclica prodotta dai carichi mobili ( $M(+)=1.2*77.96$  kNm;  $M(-) = -1.2*45.17$  kNm), definiti sempre nel par. 15.3.1.3, produce le seguenti escursioni di tensione:

$$\sigma_{c, max, ciclica(+)} = 5.48 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{c, max, ciclica(-)} = 0.00 \text{ MPa} \quad \text{- lembo superiore}$$

$$\sigma_{smax, ciclica, a2(+)} = 39.63 \text{ MPa}; \quad \sigma_{smax, ciclica, a2(-)} = -97.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax, ciclica, a1(+)} = 11.54 \text{ MPa}; \quad \sigma_{smax, ciclica, a1(-)} = -79.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax, ciclica, a0(+)} = -151.05 \text{ MPa}; \quad \sigma_{smax, ciclica, a0(-)} = +29.25 \text{ MPa}$$

La verifica a fatica dell'armatura consiste nel confrontare l'escursione di tensione con il valore limite definito nel par. 14.3.1.3:

$$\Delta \sigma_{smax, a2} = |\sigma_{smax, ciclica, a2(+)}| + |\sigma_{smax, ciclica, a2(-)}| = 137.33 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{smax, a1} = |\sigma_{smax, ciclica, a1(+)}| + |\sigma_{smax, ciclica, a1(-)}| = 80.54 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{smax, a0} = |\sigma_{smax, ciclica, a0(+)}| + |\sigma_{smax, ciclica, a0(-)}| = 180.3 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

Le verifica a fatica del calcestruzzo consiste nel verificare che:

$$(\sigma_{c, max, ciclica} + \sigma_{c, base}) \leq 0.5 * f_{cd, fat} + 0.45 * \sigma_{c, min} \Rightarrow 7.68 \text{ MPa} < 0.5 * 22.41 + 0.45 * 2.20 = 12.20 \text{ MPa}$$

### 16.5.2.8 Mezzeria impalcato - Verifica dello stato limite ultimo

Come anticipato nel par. 15.1 nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura ed i carichi accidentali agenti contemporaneamente:

#### Sollecitazioni

$$\text{STR} - M = 1.20 * [1.35 * (M_{\text{sol}} + M_p + M_s)] = 1.2 * [1.35 * (0.00 - 7.20 + 132.55)] = 203.07 \text{ kNm};$$

$$\text{STR} - T_{2 \text{ fase}} = 1.20 * 1.35 * (T_{\text{sol}} + T_p + T_s) = 1.2 * 1.35 * (21.31 + 8.25 + 162.44) = 311.04 \text{ kN}$$

#### Verifica

$$M = 203.07 \text{ kNm} \quad \text{-STR}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$Aa_2 = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1 \phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$Aa_1 = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$Aa_0 = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12 + 4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$M_{\text{rd}} = 273.42 \text{ kNm} > 203.07 \text{ kNm}$$

**16.5.2.9 Mezzeria soletta - Verifica a taglio**

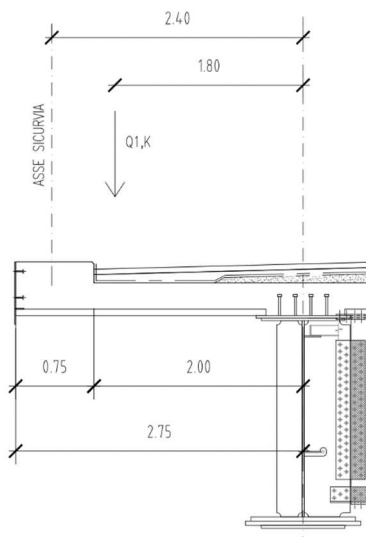
Elementi senza armatura trasversale a taglio			
- Verifica del conglomerato			
$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$	<b>240.83</b>	kN	
<b><math>V_{Ed} = T / \cos \beta</math></b>	$\beta = 8$	<b>311.04 kN</b>	<b>NO</b>
con:			
$K = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.917		$\leq 2$
$R_{ck} =$	45	N/mm <sup>2</sup>	
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.568	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	37.35	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	21.17	N/mm <sup>2</sup>	
$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) =$	0.01319		$\leq 0,02$
$d =$	238	mm	
$H =$	310	mm	
$bw =$	1200	mm	
$A_{sl} =$	3768	mm <sup>2</sup>	
$N_{Ed} =$	0.00	kN	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.000	N/mm <sup>2</sup>	$\leq 0,2 \cdot f_{cd}$

Occorre armare a taglio. La verifica viene condotta con le armature diagonale del traliccio

Verifiche allo stato limite ultimo di taglio			
Materiali (Unità N,mm)			
Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} =$	37	$f_{yk} =$	450
$f_{ck} =$	37.35	$f_{ywd} =$	391.3
$f_{cd} =$	21.17		
$f_{ctd} =$	1.37		
Sezione da verificare			
Altezza trave		310	mm
Copriferro staffe		40	mm
Larghezza netta resistente a taglio		1200	mm
Diametro diagonali		10	(4 $\phi$ 10/20)
Bracci		8	
Interasse		200	mm
Area staffe al metro		3.14	cm <sup>2</sup> /m
$\cotg \alpha$	$\alpha = 68.00^\circ$	0.40	
$\cotg \theta$	$\theta = 40.00^\circ$	1.19	
Verifiche allo s.l.u. per taglio			$VR,d > V_{Ed}$
<b>Taglio di calcolo <math>V_{Ed}</math></b>			<b>311.04 kN</b>
$V_{rcd}$			<b>3028.71 kN</b>
$V_{rsd}$			<b>441.99 kN</b>
<b><math>VRd = \min[V_{rcd}; V_{rsd}]</math></b>		<b>ok</b>	<b>441.99 kN</b>

## 16.6 VERIFICA IN 2° FASE (SEZIONE DI GIUNTO)

### 16.6.1 Sbalzo lato cordolo



Sbalzo

#### 16.6.1.1 Carichi permanenti portati

Sbalzo lato cordolo - Analisi dei carichi per 1 m di soletta			
	P (kN)	B (m)	M (kNm)
Marcia piede: (0.20 x 0.75 x 25)	3.75	2.38	8.93
Pavimentazione: (3.0 x 2.00)	6.00	1.00	6.00
Barriere sicurvia	1.5	2.40	3.60
TOTALE	11.25		18.53

#### 16.6.1.2 Sovraccarichi

##### Carico mobile

Lo schema di carico scelto è il peggiore tra i seguenti:

##### Carico1

I carichi mobili concentrati si ipotizzano agenti su di un'area equivalente che si ricava dalla effettiva area di contatto del singolo carico sulla pavimentazione (0.4x0.4 m); fornita dalle norme), ipotizzando una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta (circa 0.80 x 0.80 m).

$$Q1k = 2 \times 150 \text{ kN}$$

##### Carico2

I carichi mobili concentrati si ipotizzano agenti su di un'area equivalente che si ricava dalla effettiva area di contatto del singolo carico sulla pavimentazione (0.6m; dir. trasversale x0.35 m; dir. longitudinale), ipotizzando una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta (circa 1.00 x 0.75 m).

$$Q1k = 1 \times 200 \text{ kN}$$

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

Dal calcolo con modello a shell si ha:

Giunto impalcato-esercizio

Mmin = -239.96 kNm/m;

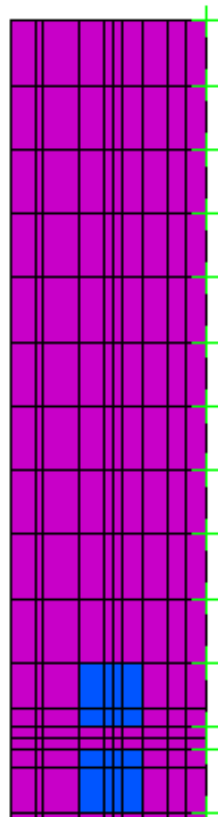
T = 280.72 kN/m

Giunto impalcato-fatica

Mmin = -122.38 kNm/m;

T = 143.17 kN/m

2.75



### 16.6.1.3 Momento dovuto all'urto di un veicolo in svio

I scurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN, distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera – 0,10 m), h2 = 1,00 m.

$$M_u = 100 \times [(1.00 + 0.11 + (0.31/2))] = 127 \text{ kNm} \quad \text{-rispetto al piano medio della soletta}$$

Supponendo una ripartizione a 45° dal punto di applicazione verso il piano medio della soletta e considerando un'impronta di carico di 0.50 m si ha il seguente momento a metro lineare:

$$M_u = 127 / (0.5 + 2 * (1.00 + 0.11 + 0.31/2)) = 41.78 \text{ kN/m/m}$$

### 16.6.1.4 Riepilogo sollecitazioni

Sommando gli effetti dei carichi permanenti e dei sovraccarichi si ottiene, per una striscia di lunghezza pari a 1.20 m:

$$\text{SLE} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * [1 * (M_p + M_s)] = 1.2 * [1.00 * (-18.53 - 239.96)] = -310.19 \text{ kNm};$$

$$\text{QP} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * 1 * M_p = 1.2 * 1.00 * (-18.53) = -25.80 \text{ kNm};$$

$$\text{FR} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * (1 * M_p + 0.75 * M_s) = 1.2 * (-1 * 18.53 - 0.75 * 239.96) = -238.5 \text{ kNm};$$

### 16.6.1.5 Verifica dello stato tensionale

$$M = -310.19 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 26/10) \quad d_2 = 25.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a01} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 24/20) \quad d_1 = 7.2 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,2 \text{ fase}} = 14.71 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -220.74 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,2 \text{ fase}} = -169.22 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 158.84 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

### 16.6.1.6 Sovrapposizione degli effetti (1 fase+2 fase)

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 2.11 + 14.71 = 16.82 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -27.43 - 220.74 = -248.17 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase}} = -79.66 - 169.22 = -248.88 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 66.73 + 158.84 = 225.57 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

### 16.6.1.7 Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione condotta in 1° fase, con getto della soletta ultimata, ha prodotto una fessura pari a 0.025 mm.

Nella verifica a fessurazione in 2° fase si ha:

$$M = -238.5 \text{ kNm} \quad -FR$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2$	(1 $\phi$ 26/10)	$d_2 = 25.7 \text{ cm}$
$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$	(4 $\phi$ 16)	$d_1 = 22.7 \text{ cm}$
$A_{a01} = 27.12 \text{ cm}^2$	(1 $\phi$ 24/20)	$d_1 = 7.2 \text{ cm}$
$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$	(8 $\phi$ 12)	$d_0 = 3.60 \text{ cm}$

$$wk = 0.147 \text{ mm}$$

Pertanto, la fessura totale è pari a:

$$wk = wk_{1, \text{fase}} + wk_{2, \text{fase}} = 0.025 + 0.147 = 0.172 \text{ mm}$$

### 16.6.1.8 Verifica a fatica

In corrispondenza dei giunti si considera un fattore di amplificazione addizionale  $\Delta\phi_{fat}=1.30$  da applicare a tutti i carichi.

La combinazione, denominata di base nel par. 15.3.4.3, è rappresentata dal peso proprio della predalle + peso del getto, le cui tensioni sono riportate nelle verifiche in 1° fase, dalle opere di finitura ( $M_{fin} = -1.3 \cdot 1.2 \cdot 18.53 \text{ kNm}$ ) le cui tensioni sono prodotte in 2° fase:

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2$	(1 $\phi$ 26/10)	$d_2 = 25.7 \text{ cm}$
$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$	(4 $\phi$ 16)	$d_1 = 22.7 \text{ cm}$
$A_{a01} = 27.12 \text{ cm}^2$	(1 $\phi$ 24/20)	$d_1 = 7.2 \text{ cm}$
$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$	(8 $\phi$ 12)	$d_0 = 3.60 \text{ cm}$

$$\sigma_{c, \text{base}} = \sigma_{c, 1 \text{ fase}} + \sigma_{c, 2 \text{ fase, fin}} = 2.11 + 1.33 = 3.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2, \text{base}} = \sigma_{a2, 1 \text{ fase}} + \sigma_{a2, 2 \text{ fase, fin}} = -27.53 - 19.99 = -47.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1, \text{base}} = \sigma_{a1, 1 \text{ fase}} + \sigma_{a1, 2 \text{ fase, fin}} = -79.66 - 15.32 = -94.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0, \text{base}} = \sigma_{a0, 1 \text{ fase}} + \sigma_{a0, 2 \text{ fase, fin}} = 66.73 + 14.38 = 81.11 \text{ MPa}$$

L'azione ciclica prodotta dai carichi mobili ( $M = 1.3 \cdot 1.2 \cdot (-122.38) \text{ kNm}$ ), definiti sempre in precedenza, produce le seguenti escursioni di tensione:

$$\sigma_{c, \text{max, ciclica}} = 8.80 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{max, ciclica, a2}} = -132.04 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{max, ciclica, a1}} = -101.21 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{max, ciclica, a0}} = 95.01 \text{ MPa}$$



La verifica a fatica dell'armatura consiste nel confrontare l'escursione di tensione con il valore limite definito nel par. 14.3.4.3:

$$\Delta_{smax,a2} = -132.04 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{smax,a1} = -101.21 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{smax,a0} = 95.01 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

Le verifiche a fatica del calcestruzzo consistono nel verificare che:

$$(\sigma_{c,max,ciclica} + \sigma_{c,base}) \leq 0.5 \cdot f_{cd,fat} + 0.45 \cdot \sigma_{c,min} \Rightarrow 12.24 \text{ MPa} < 0.5 \cdot 22.41 + 0.45 \cdot 3.44 = 12.75 \text{ MPa}$$

### 16.6.1.9 Verifica dello stato limite ultimo

Come anticipato nel par. 15.1 nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura ed i carichi accidentali agenti contemporaneamente:

#### Sollecitazioni

$$\text{STR} - M = 1.2 \cdot [1.35 \cdot (M_{sol} + M_p + M_s)] = 1.2 \cdot [1.35 \cdot (-25.68 - 18.53 - 239.96)] = -460.36 \text{ kNm};$$

$$\text{URTO} - M = 1.2 \cdot (1.0 \cdot (M_{sol} + M_p + M_s + M_u)) = 1.20 \cdot (-25.68 - 18.53 - 239.96 - 41.78) = -391.14 \text{ kNm};$$

$$\text{STR} - T = 1.2 \cdot 1.35 \cdot (T_{sol} + T_p + T_s) = 1.2 \cdot 1.35 \cdot (21.31 + 11.25 + 280.72) = 507.52 \text{ kN}$$

#### Verifica

$$M = -460.36 \text{ kNm}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2$	(1 $\phi$ 26/10)	$d_2 = 25.7 \text{ cm}$
$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$	(4 $\phi$ 16)	$d_1 = 22.7 \text{ cm}$
$A_{a01} = 27.12 \text{ cm}^2$	(1 $\phi$ 24/20)	$d_1 = 7.2 \text{ cm}$
$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$	(8 $\phi$ 12)	$d_0 = 3.60 \text{ cm}$

$$M_{rd} = 584.71 \text{ kNm} > 460.36 \text{ kNm}$$

**16.6.1.10 Verifica a taglio**

Elementi senza armatura trasversale a taglio			
- Verifica del conglomerato			
$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$	<b>276.65</b>	kN	
<b>VEd = T/cosβ</b>	<b>β= 8</b>	<b>507.52 kN</b>	<b>NO</b>
con:			
$K = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.917		≤ 2
$R_{ck} =$	45	N/mm <sup>2</sup>	
$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.568	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	37.35	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	21.17	N/mm <sup>2</sup>	
$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) =$	0.02000		≤ 0,02
$d =$	238	mm	
$H =$	310	mm	
$bw =$	1200	mm	
$A_{sl} =$	6372	mm <sup>2</sup>	
$N_{Ed} =$	0.00	kN	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.000	N/mm <sup>2</sup>	≤ 0,2 · f <sub>cd</sub>
Occorre armare a taglio. La verifica viene condotta con le armature diagonale del traliccio			

Verifiche allo stato limite ultimo di taglio			
Materiali (Unità N,mm)			
Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} =$	45	$f_{yk} =$	450
$f_{ck} =$	37.35	$f_{yk} =$	391.3
$f_{cd} =$	21.17		
$f_{ctd} =$	1.56		
Sezione da verificare			
Altezza trave		310	mm
Copriferro staffe		40	mm
Larghezza netta resistente a taglio		1200	mm
Diametro diagonali		10	(4φ10/200)
Bracci		8	
Interasse		200	mm
Area staffe al metro		3.14	cm <sup>2</sup> /m
$\cotg \alpha$	$\alpha = 68.00^\circ$	0.40	
$\cotg \theta$	$\theta = 21.80^\circ$	2.50	
Verifiche allo s.l.u. per taglio		VR,d > VEd	
<b>Taglio di calcolo V<sub>Ed</sub></b>		<b>507.52 kN</b>	
V <sub>rcd</sub>		3028.71 kN	
V <sub>rsd</sub>		804.38 kN	
<b>VRd = min[V<sub>rcd</sub>; V<sub>rsd</sub>]</b>		<b>ok</b>	<b>804.38 kN</b>

### 16.6.2 Campata

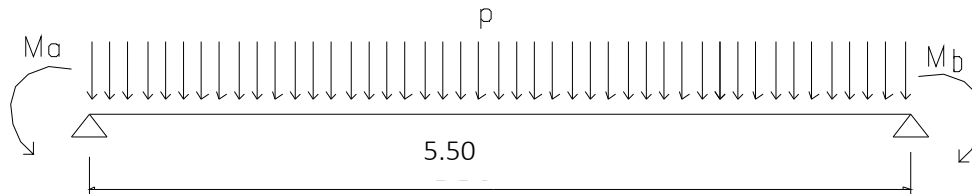
#### 16.6.2.1 Carichi permanenti

La soletta viene schematizzata come trave appoggiata alle estremità.

$$p = 3 \text{ kN/mq}$$

$$MA = -18.53 \text{ kNm/m lato cordolo sx} \quad \text{vedi par. 15.5.1}$$

$$MB = -18.53 \text{ kNm/m lato cordolo dx} \quad \text{vedi par. 15.5.1}$$

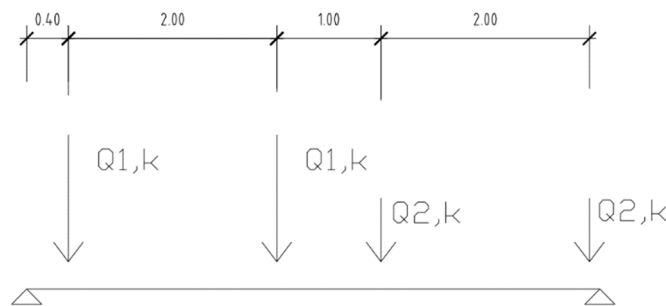


$$Tp_{app} = 8.25 \text{ kN/m}$$

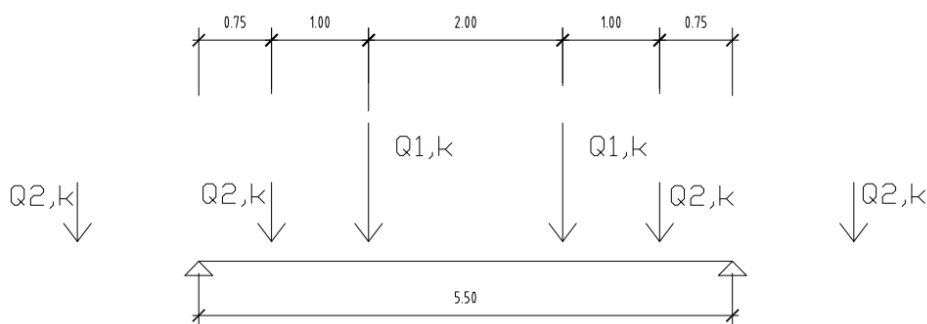
$$Mp_{mezz} = -7.20 \text{ kNm/m}$$

#### 16.6.2.2 Sovraccarichi

Ai fini del calcolo della soletta di impalcato fra le travi si prende in considerazione, nella posizione di volta in volta più gravosa per la sezione considerata, gli effetti del seguente carico:



Disposizione dell'accidentale che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio



Disposizione dell'accidentale che massimizza le sollecitazioni in campata

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

Carico mobile Q1,k, composto da 2 file di 2 ruote ciascuna da 150 kN di peso e da un carico uniformemente pari a 9 kN/mq distribuito su una corsia di 3 m, affiancato da un secondo carico Q2,k, composto da 2 file di 2 ruote ciascuna da 100 kN di peso e da un carico uniformemente pari a 2.5 kN/mq distribuito su una corsia di 3 m. Tutti i carichi sono disposti con il proprio asse longitudinale parallelamente all'asse longitudinale del viadotto.

$Q1,k = 2 \times 150 = 300 \text{ kN}$

$Q2,k = 2 \times 100 = 200 \text{ kN}$

$q1,k \text{ unif} = 9 \text{ kN/mq}$

- su una larghezza pari a 3 m

$q2,k \text{ unif} = 2.5 \text{ kN/mq}$

- sulla rimanente larghezza

Dal calcolo con modello a shell che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio a metà impalcato si ha:

**Giunto impalcato -esercizio**

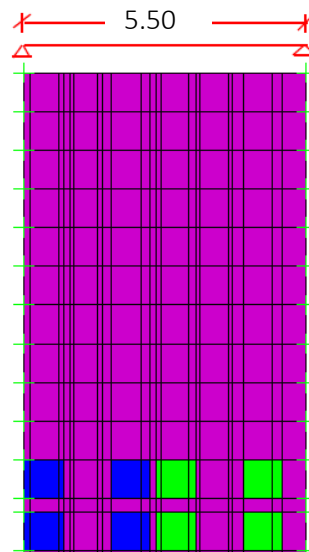
$M_{max} = 225.34 \text{ kNm/m};$

$T = 276.15 \text{ kN/m}$

**Giunto impalcato - fatica**

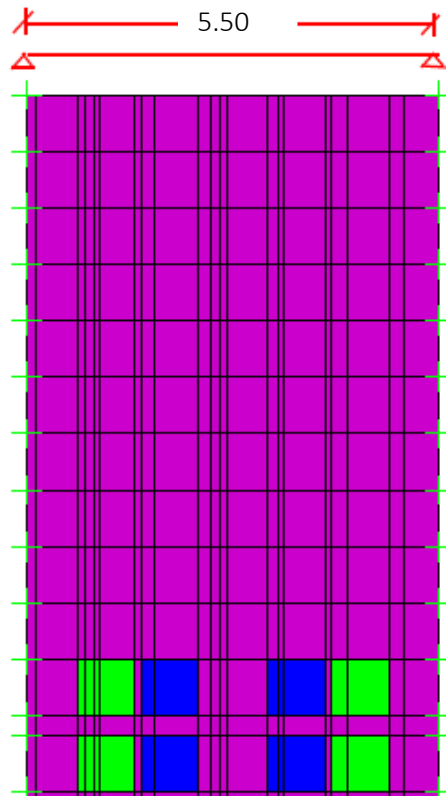
$M_{max} = 114.93 \text{ kNm/m};$

$T = 140.84 \text{ kN/m}$



*Disposizione dell'accidentale nel modello che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio della mezzera dell'impalcato*

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**



*Disposizione dell'accidentale nel modello che massimizza le sollecitazioni in campata della mezzera dell'impalcato*

### 16.6.2.3 Riepilogo sollecitazioni mezzeria impalcato

Sommando gli effetti dei carichi permanenti e dei sovraccarichi si ottiene, per una striscia di lunghezza pari a 1.20 m:

$$\text{SLE} - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 1.00 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (-7.20 + 225.34) = 261.77 \text{ kNm};$$

$$\text{QP} - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot 1.00 \cdot M_p = -1.2 \cdot 8.25 = -9.90 \text{ kNm};$$

$$\text{FR} - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 0.75 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (-7.20 + 0.75 \cdot 225.34) = 194.17 \text{ kNm};$$

### 16.6.2.4 Mezzeria impalcato - Verifica dello stato tensionale

$$M = 261.77 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 26/10) \quad d_2 = 25.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a01} = 54.24 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 24/10) \quad d_1 = 7.20 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12 + 4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,2 \text{ fase}} = 9.91 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a2,2 \text{ fase}} = 83.36 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 46.39 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,2 \text{ fase}} = -189.01 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

### 16.6.2.5 Mezzeria impalcato - Sovrapposizione degli effetti (1 fase + 2 fase)

$$\sigma_{c,i} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 2.20 + 0.00 = 2.20 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-lembo inferiore}$$

$$\sigma_{c,s} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 0.00 + 9.91 = 9.91 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-lembo superiore}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -46.80 + 83.36 = 36.56 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 117.11 + 46.39 = 163.5 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase}} = -0.14 - 189.01 = -189.15 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

### 16.6.2.6 Mezzeria impalcato - Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione condotta in 1° fase, con getto della soletta ultimata, ha prodotto una fessura pari a 0.00 mm.

Nella verifica a fessurazione in 2° fase si ha:

$$M = 194.17 \text{ kNm} \quad \text{-FR}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 26/10) \quad d_2 = 25.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a01} = 54.24 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 24/10) \quad d_1 = 7.20 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12 + 4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$w_k = 0.081 \text{ mm}$$

Pertanto, la fessura totale è pari a:

$$w_k = w_{k,1, \text{fase}} + w_{k,2, \text{fase}} = 0.00 + 0.081 = 0.081 \text{ mm}$$

### 16.6.2.7 Mezzeria impalcato - Verifica a fatica

In corrispondenza dei giunti si considera un fattore di amplificazione addizionale  $\Delta\phi_{fat}=1.30$  da applicare a tutti i carichi.

La combinazione, denominata di base nel par. 15.3.1.3, è rappresentata dal peso proprio della predalle + peso del getto, le cui tensioni sono riportate nelle verifiche in 1° fase, dalle opere di finitura ( $M_{fin}=-1.2*7.20$  kNm) le cui tensioni sono prodotte in 2° fase:

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 26/10) \quad d_2 = 25.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a01} = 54.24 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 24/10) \quad d_1 = 7.20 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12+4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = 2.20 + 0.00 = 2.20 \text{ MPa} \quad \text{- lembo superiore}$$

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = 0.00 + 0.43 = 0.43 \text{ MPa} \quad \text{- lembo inferiore}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = -46.80 - 7.75 = -62.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = 117.11 - 6.10 = 104.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = -0.14 + 4.41 = 3.99 \text{ MPa}$$

L'azione ciclica prodotta dai carichi mobili ( $M(+)=1.3*1.2*114.93$  kNm;  $M(-)=1.3*1.2*67.61$  kNm), definiti sempre nel par. 15.3.1.3 produce le seguenti escursioni di tensione:

$$\sigma_{c, \text{max, ciclica}(+)} = 6.79 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{c, \text{max, ciclica}(-)} = 0.00 \text{ MPa} \quad \text{- lembo superiore}$$

$$\sigma_{s \text{max, ciclica, a2}(+)} = 57.10 \text{ MPa}; \quad \sigma_{s \text{max, ciclica, a2}(-)} = -72.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s \text{max, ciclica, a1}(+)} = 31.77 \text{ MPa}; \quad \sigma_{s \text{max, ciclica, a1}(-)} = -57.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s \text{max, ciclica, a0}(+)} = -129.46 \text{ MPa}; \quad \sigma_{s \text{max, ciclica, a0}(-)} = +41.39 \text{ MPa}$$

La verifica a fatica dell'armatura consiste nel confrontare l'escursione di tensione con il valore limite definito nel par. 15.3.1.3:

$$\Delta\sigma_{s \text{max, a2}} = |\sigma_{s \text{max, ciclica, a2}(+)}| + |\sigma_{s \text{max, ciclica, a2}(-)}| = 129.84 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{s \text{max, a1}} = |\sigma_{s \text{max, ciclica, a1}(+)}| + |\sigma_{s \text{max, ciclica, a1}(-)}| = 89.02 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{s \text{max, a0}} = |\sigma_{s \text{max, ciclica, a0}(+)}| + |\sigma_{s \text{max, ciclica, a0}(-)}| = 170.85 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

Le verifiche a fatica del calcestruzzo consistono nel verificare che:

$$(\sigma_{c, \text{max, ciclica}} + \sigma_{c, \text{base}}) \leq 0.5 * f_{cd, \text{fat}} + 0.45 * \sigma_{c, \text{min}} \Rightarrow 8.99 \text{ MPa} < 0.5 * 22.41 + 0.45 * 2.20 = 12.20 \text{ MPa}$$

### 16.6.2.8 Mezzeria impalcato - Verifica dello stato limite ultimo

Come anticipato nel par. 15.1 nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura ed i carichi accidentali agenti contemporaneamente:

#### Sollecitazioni

$$\text{STR} - M = 1.20 * [1.35 * (M_{\text{sol}} + M_p + M_s)] = 1.2 * [1.35 * (0.00 - 7.20 + 225.34)] = 353.39 \text{ kNm};$$

$$\text{STR} - T_{2 \text{ fase}} = 1.20 * 1.35 * (T_{\text{sol}} + T_p + T_s) = 1.2 * 1.35 * (21.31 + 8.25 + 276.15) = 495.25 \text{ kN}$$

#### Verifica

$$M = 353.39 \text{ kNm} \quad \text{-STR}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2$	(1 $\phi$ 26/10)	$d_2 = 25.7 \text{ cm}$
$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$	(4 $\phi$ 16)	$d_1 = 22.7 \text{ cm}$
$A_{a01} = 54.24 \text{ cm}^2$	(1 $\phi$ 24/10)	$d_1 = 7.20 \text{ cm}$
$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2$	(8 $\phi$ 12+4 $\phi$ 24)	$d_0 = 4.00 \text{ cm}$

$$M_{rd} = 656.02 \text{ kNm} > 353.39 \text{ kNm}$$



16.6.2.9 Mezzeria soletta - Verifica a taglio

Elementi senza armatura trasversale a taglio			
- Verifica del conglomerato			
$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$		<b>276.65</b>	kN
<b>VEd = T/cosβ</b>	<b>β = 8</b>	<b>495.25</b>	<b>kN</b>
con:			
$K = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.917		≤ 2
$Rck =$	45		N/mm <sup>2</sup>
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.568		N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck} = 0,83 \cdot Rck =$	37.35		N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	21.17		N/mm <sup>2</sup>
$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) =$	0.02000		≤ 0,02
d =	238		mm
H =	310		mm
bw =	1200		mm
A <sub>sl</sub> =	8136		mm <sup>2</sup>
N <sub>Ed</sub> =	0.00		kN
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.000		N/mm <sup>2</sup> ≤ 0,2 · f <sub>cd</sub>

Occorre armare a taglio. La verifica viene condotta con le armature diagonale del traliccio

Verifiche allo stato limite ultimo di taglio			
Materiali (Unità N,mm)			
Calcestruzzo		Acciaio	
Rck =	37	f <sub>ywk</sub> =	450
f <sub>ck</sub> =	37.35	f <sub>ywd</sub> =	391.3
f <sub>cd</sub> =	21.17		
f <sub>ctd</sub> =	1.37		
Sezione da verificare			
Altezza trave		310	mm
Copriferro staffe		40	mm
Larghezza netta resistente a taglio		1200	mm
Diametro diagonali		10	(4φ10/20)
Bracci		8	
Interasse		200	mm
Area staffe al metro		3.14	cm <sup>2</sup> /m
cotgα	α = 68.00 °	0.40	
cotgθ	θ = 21.80 °	2.50	
Verifiche allo s.l.u. per taglio			VR,d > VEd
Taglio di calcolo V <sub>Ed</sub>			495.25 kN
V <sub>rcd</sub>			3028.71 kN
V <sub>rsd</sub>			804.38 kN
VRd = min[V <sub>rcd</sub> ; V <sub>rsd</sub> ]			804.38 kN

9.91

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

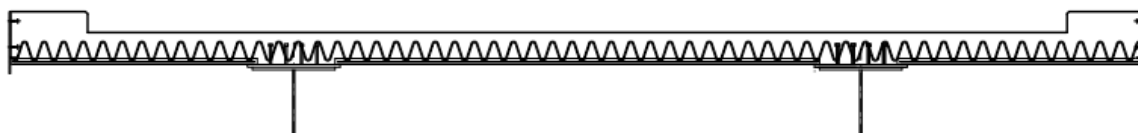
# SOLETTA

## 17 SOLETTA (DIREZIONE TRASVERSALE)

La verifica in direzione longitudinale della soletta è riportata nel cap. 9.6 della presente.  
Di seguito si riporta la verifica in direzione trasversale della soletta.

### 17.1 FASI COSTRUTTIVE

La sezione trasversale dell'impalcato in questione è costituita da due travi in acciaio e soletta in calcestruzzo collaborante con le predette travi. L'altezza della soletta è pari a 31 cm. La geometria della sezione prevede una dimensione degli sbalzi laterali di soletta uguali (2.75 m in sx; e 2.75m in dx) ed un interasse fra le travi pari a 5.50 m. La soletta, infatti, ha una dimensione trasversale di 11.00 m:



L'impalcato in c.a. è previsto gettato in opera, utilizzando predalle autoportanti di spessore 6 cm e larghezza 240 cm con 8 tralicci disposti ad interasse di 30 cm.

Una volta disposte le predalle si provvede alla posa dell'armatura longitudinale ed al completamento di quella trasversale e quindi, al getto della soletta fino agli spessori di progetto.

Si prevede di utilizzare due modelli di comportamento della soletta ai fini delle diverse verifiche da effettuare:

Nel primo modello, utilizzato nelle verifiche di esercizio (tensioni e fessure), si distinguono due fasi di funzionamento corrispondenti a diverse sezioni resistenti:

- 1° fase: le predalle sostengono il peso proprio ed il getto della soletta;
- 2° fase: la soletta maturata sostiene il peso delle opere di finitura e quelle dei sovraccarichi.

Nell'ambito della 1° fase (vedi par. successivi) si prevedono, inoltre, diversi step di carico a cui corrispondono ulteriori sezioni resistenti differenti. Pertanto, si effettua la verifica di ciascuna sezione e si sommano gli effetti (tensioni e fessure) prodotti dalle diverse situazioni di carico.

Il secondo modello, utilizzato nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura ed i carichi accidentali agenti contemporaneamente.

## 17.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni dei carichi elementari, in ciascuna fase e descritti nei paragrafi seguenti, sono state condotte secondo il D.M. 17/01/2018:

		SLE		QP		FR		STR		URTO
<b>fase 1</b>	<b>PP_PREDALLA</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00
	<b>SOLETTA</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00
<b>fase 2</b>	<b>PERM</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00
	<b>CAR_MOB_verticali</b>	1.00	1.00	0.00	0.00	0.75	0.75	1.35	1.35	1.00
	<b>VENTO</b>	0.60	-0.60	0.00	0.00	0.20	-0.20	0.90	-0.90	0.00
	<b>URTO IN SVIO</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

## 17.3 CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

La presente relazione di calcolo strutturale illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono condotte analogamente a quelle descritte.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

### 17.3.1 Criteri di verifica delle sezioni in c.a.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

### 17.3.2 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-presso-flessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione vengono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

### 17.3.3 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ 0.18 / \gamma_c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ ,  
resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio
- $V_{Rd,s} = 0.9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha$ , valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento
- $V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$ , valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$  con d in mm;
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$ ;
- $A_{sl}$  è l'area dell'armatura tesa;
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$ ;
- $N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;
- $A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;
- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ;
- $1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave
- $A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- s è il passo delle staffe;
- $f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$  è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;
- $\alpha_{cw} = 1$  è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

#### 17.3.4 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:  
stato limite delle tensioni in esercizio;  
stato limite di fessurazione;  
stato limite di fatica.

#### 17.3.4.1 Stato limite delle tensioni

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare, si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \text{ per combinazione rara delle azioni;}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente delle azioni;}$$

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$$

#### 17.3.4.2 Stato limite di fessurazione

Nel secondo caso, si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano aggressive e si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm per combinazione delle azioni quasi permanente;}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm per combinazione delle azioni frequente.}$$

#### 17.3.4.3 Stato limite di fatica

In accordo con [DM2018] §4.2.4.1.4 si riportano di seguito le verifiche a fatica degli elementi maggiormente interessati da questo fenomeno.

Affinché la verifica risulti soddisfatta la variazione di tensione ( $\Delta\sigma_{max}$ ) ad opera dei carichi ciclici deve risultare inferiore al rispettivo valore ammissibile ( $\Delta\sigma_R$ ) del particolare in esame:

$$\gamma_f \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_R / \gamma_M$$

$$\gamma_f = 1.00 \quad \text{coefficiente di maggiorazione da normativa}$$

$$\gamma_M = 1.00 \quad \text{coefficiente riduttivo}$$

#### Combinazione di azioni

(1)P Per il calcolo dell'escursione delle tensioni, l'azione deve essere divisa in una parte che non induce cicli di fatica e in un'altra parte che li induce (un numero di azioni ripetute di carico).

(2)P La combinazione fondamentale di carichi non ciclici corrisponde alla definizione di combinazione frequente nello stato limite di esercizio (SLS):

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.66)$$

La combinazione di azioni contenuta nelle parentesi {}, (chiamata combinazione di base), può essere espressa nella forma:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.67)$$

$Q_{k,1}$  e  $Q_{k,i}$  sono azioni non cicliche, non permanenti.

- (3)P Le azioni cicliche devono essere combinate con la più sfavorevole combinazione di base:

$$E_d = E\{ \{ G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i} \}; Q_{fat} \} j \geq 1; i > 1 \quad (6.68)$$

La combinazione di azioni nella parentesi {}, (denominata combinazione di base più azione ciclica) può essere espressa come:

$$\left( \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \quad (6.69)$$

dove:

$Q_{fat}$  è il modello di carico di fatica costituito dallo schema di carico 1 [DM08 §5.1.3.3.5] con i valori dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70% o, in alternativa, dallo schema di carico 2 con i valori dei carichi ridotti del 30%.

### Combinazione di azioni

- (1)P Per il calcolo dell'escursione delle tensioni, l'azione deve essere divisa in una parte che non induce cicli di fatica e in un'altra parte che li induce (un numero di azioni ripetute di carico).

- (2)P La combinazione fondamentale di carichi non ciclici corrisponde alla definizione di combinazione frequente nello stato limite di esercizio (SLS):

$$E_d = E\{ G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i} \} j \geq 1; i > 1 \quad (6.66)$$

La combinazione di azioni contenuta nelle parentesi {}, (chiamata combinazione di base), può essere espressa nella forma:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.67)$$

$Q_{k,1}$  e  $Q_{k,i}$  sono azioni non cicliche, non permanenti.

- (3)P Le azioni cicliche devono essere combinate con la più sfavorevole combinazione di base:

$$E_d = E\{ \{ G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i} \}; Q_{fat} \} j \geq 1; i > 1 \quad (6.68)$$

La combinazione di azioni nella parentesi {}, (denominata combinazione di base più azione ciclica) può essere espressa come:

$$\left( \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \quad (6.69)$$

dove:

### Procedimento di verifica delle armature ordinarie

Il danneggiamento prodotto da un singolo carico che induce un'escursione di tensioni  $\Delta\sigma_{max}$  può essere determinato facendo ricorso alle curve S-N per acciaio ordinario. Il valore di tensione massima raccomandata è pari a  $\Delta\sigma_R = 195$  MPa (UNI ENV 1992-2 §4.3.7) a 106 cicli. Pertanto, la verifica è soddisfatta se:

$$\gamma_f \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_R / \gamma_M \quad \Rightarrow \quad 1.00 * \Delta\sigma_{max} \leq 195.0 / 1.00 = 195.0 \text{ MPa}$$



### Procedimento di verifica del calcestruzzo

Si può ritenere che la verifica a fatica del calcestruzzo compresso sia positiva se è soddisfatta la condizione seguente:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (6.77)$$

$$\leq 0,9 f_{ck} \text{ per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\leq 0,8 f_{ck} \text{ per } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

dove:

$\sigma_{c,max}$  è la massima tensione di compressione in una corda sotto la combinazione di carico frequente (compressione assunta come positiva);

$\sigma_{c,min}$  è la minima tensione di compressione nella stessa corda dove si verifica  $\sigma_{c,max}$ . Se  $\sigma_{c,min}$  è una tensione di trazione, allora si raccomanda di assumere  $\sigma_{c,min}$  con valore 0.

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (6.76)$$

dove:

$\beta_{cc}(t_0)$  è un coefficiente che definisce la resistenza del calcestruzzo alla prima applicazione del carico [vedere punto 3.1.2 (6)];

$t_0$  è il tempo in giorni in cui comincia l'applicazione del carico ciclico al calcestruzzo.

## 17.4 VERIFICA IN 1°FASE

In 1° fase vengono condotte solamente le verifiche in esercizio (tensioni e fessure) rimandando alla 2° fase le verifiche allo stato limite ultimo.

Le verifiche tensionali vengono condotte in tutte le sezioni per tutti gli step di carico.

La tensione finale è la somma delle tensioni nei singoli step.

La verifica a fessurazione viene condotta solamente a soletta completamente gettata (3° step di carico).

### 17.4.1 Dati geometrici

Lunghezza terica lastra:	275+550+275 cm
Larghezza lastra:	240 cm
Spessore lastra:	6 cm
Numero tralicci per lastra:	8 tralicci
Spessore getto di completamento:	25 cm
Schema statico:	ved. Pagine seguenti
Tralicci: H=20.5 cm (Tipo Pittini: 12/16/10)	

### 17.4.2 Rigidezza flessionale della lastra

L'analisi è condotta per una lastra di larghezza 120 cm.

#### Sezione sullo sbalzo

Armatura superiore:	4 $\phi$ 16	$A_s = 8.04 \text{ cm}^2$
Armatura inferiore:	8 $\phi$ 12	$A_s = 9.04 \text{ cm}^2$
$n = E_a/E_c = 10$	(coeff. omogeneizzazione)	
$A_{rea} A = (120 \times 6 / 10) + 9.04 + 8.04 = 89.08 \text{ cm}^2$		

Momento statico rispetto al lembo inferiore:

$$S = (120 \times 6 \times 3.0/10) + 9.04 \times 4.00 + 8.04 \times 22.7 = 434.67 \text{ cm}^3$$

Baricentro:

$$Y_{inf} = S/A = 4.87 \text{ cm} \quad Y_{sup} = 17.83 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia:

$$I = 1/12 \times 120/10 \times 6^3 + 120/10 \times 6 \times 1.87^2 + 9.04 \times 0.87^2 + 8.04 \times 17.83^2 = 3030.6 \text{ cm}^4$$

#### Sezione tra le travi metalliche

Armatura superiore:	4 $\phi$ 16	$A_s = 8.04 \text{ cm}^2$
Armatura inferiore:	8 $\phi$ 12 + 4 $\phi$ 24	$A_s = 27.12 \text{ cm}^2$
$n = E_a/E_c = 10$	(coeff. omogeneizzazione)	
$A_{rea} A = (120 \times 6 / 10) + 27.12 + 8.04 = 107.16 \text{ cm}^2$		

Momento statico rispetto al lembo inferiore:

$$S = (120 \times 6 \times 3.0/10) + 27.12 \times 4.00(*) + 8.04 \times 22.70 = 506.99 \text{ cm}^3$$

Baricentro:

$$Y_{inf} = S/A = 4.73 \text{ cm} \quad Y_{sup} = 17.97 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia:

$$I = (1/12 \times 120/10 \times 6^3 + 120/10 \times 6 \times 1.73^2 + 27.12 \times 0.73^2 + 8.04 \times 17.97^2 = 3042.23.6 \text{ cm}^4$$

(\*) Media ponderale del centro dei ferri inferiori  $\phi$  12,  $\phi$  24 inferiori rispetto ad intradosso lastra (campata)

#### **Sezione su asole travi**

Armatura superiore: 4  $\phi$  16

$$A_s = 8.04 \text{ cm}^2$$

Armatura inferiore: 8  $\phi$  12

$$A_s = 9.04 \text{ cm}^2$$

$n = E_a/E_c = 10$

(coeff. omogeneizzazione)

Area  $A = 17.08 \text{ cm}^2$

Interassi correnti = 18.7 cm

$$S = 8.04 \times 18.7 = 150.35 \text{ cm}^3$$

Baricentro:

$$Y_{inf} = S/A = 8.81 \text{ cm}$$

$$Y_{sup} = 9.82 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia:

$$I = 9.04 \times 8.81^2 + 8.04 \times 9.82^2 = 1477 \text{ cm}^4$$

#### **17.4.3 Dati di carico**

L'analisi dei carichi e delle sollecitazioni è condotta per una striscia di larghezza pari a 1.20 m.

Peso proprio lastra prefabbricata:

$$P1 = 0.06 \times 1.20 \times 25.00 = 1.8 \text{ kN/m}$$

Peso del getto di completamento:

$$P2 = 0.25 \times 1.20 \times 25 = 7.50 \text{ kN/m}$$

Peso dei mezzi d'opera:  $p = 1.00 \text{ kN/m}^2$

$$P3 = 1.00 \times 1.2 = 1.20 \text{ kN/m}$$

Si considerano 4 step di carico:

5. Getto di una porzione degli sbalzi laterali (2.5 m a cavallo degli appoggi sulle travi).
6. Ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di fase 1 (almeno il 70% di  $R_{ck}$ ), avanzamento dei mezzi d'opera e del getto in campata.
7. Ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di fase 2 (almeno il 70% di  $R_{ck}$ ), avanzamento dei mezzi d'opera e del getto nelle porzioni rimanenti degli sbalzi mediante messa in opera delle velette.
8. Soletta completamente gettata

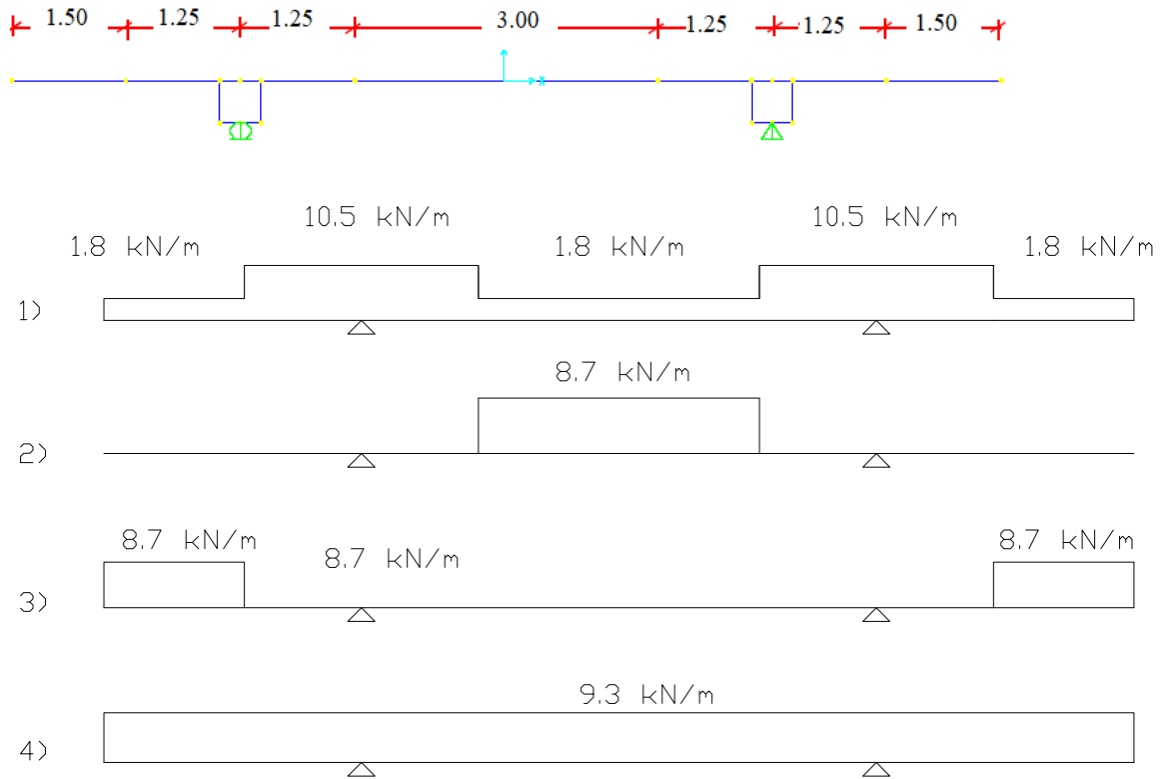
Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato in automatico mediante il programma di calcolo SAP2000 della Computers and Structures i cui tabulati sono nell'allegato specifico.

#### **17.4.4 Sezioni di verifica**

Le sezioni di verifica sono le seguenti:

4. sezione in asse appoggio;
5. sezione a filo getto che avviene nel 1° step;
6. sezione in mezzera.

### 17.4.5 Verifica dello stato tensionale



#### 1) Step 1: getto di una porzione degli sbalzi laterali.

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione asolata):

$$M_a = -8.11 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

Sforzo nei correnti dei tralicci:

$$H = 0.187 \text{ m}$$

$$N = M_a/H = \pm 43.37 \text{ kN} \quad \text{-SLE}$$

Verifica correnti superiori (4  $\phi$  16):

$$\sigma_{a1} = N/A = -43.37 \times 10 / (4 \times 2.01) = -53.94 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

Verifica correnti inferiori (8  $\phi$  12):

$$L_0 = 20 \text{ cm}; i = 1.2/4 = 0.3; \lambda = 20/0.3 = 66.67 \quad \omega = 1.53 \text{ (DIN 4114)}$$

$$\sigma_{a0} = (1.53 \times 43.37 \times 10) / (8 \times 1.13) = 73.40 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

Nelle zone interessate dai coprigiunti bullonati, con correnti inferiori dei tralicci rialzati e quindi con tralicci di altezza ridotta, si ha:

$$H = 0.15 \text{ m (interesse correnti per traliccio ribassato)}$$

$$N = M/H = \pm 8.11/0.15 = 54.07 \text{ kN} \quad \text{-SLE}$$

Verifica correnti superiori (4  $\phi$  16):

$$\sigma = N/A = 54.07 \times 10 / (4 \times 2.01) = 67.25 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

Verifica correnti inferiori (8  $\phi$  20):

La verifica è condotta per i conci con asola maggiore

$$L_0 = 80 \text{ cm}; i = 2.0/4 = 0.5; \lambda = 80/0.5 = 160 \quad \omega = 6.48 \quad (\text{DIN 4114})$$

$$\sigma = (6.48 \times 54.07 \times 10) / (8 \times 3.14) = 139.48 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

Verifica di stabilità diagonali ( $A_d = 8 \phi 10$ )

Il taglio massimo vale:  $T = 11.63 \text{ kN}$

$$\alpha \approx 68^\circ; \quad \beta = 8^\circ \quad L_0 = 18.7 / (\sin \alpha \times \cos \beta) = 20.37 \text{ cm}$$

Con staffe  $\phi 10$  si ottiene:  $i = 1.0/4 = 0.25$ ;  $\lambda = 20.37/0.25 = 81.50$ ;  $\omega = 1.83$  (DIN 4114)

$$N = 11.63 / (8 \times \sin \alpha \times \cos \beta) = 1.58 \text{ kN}$$

$$\sigma = (1.83 \times 1.58 \times 10) / 0.785 = 36.84 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione con predalle):

$$M_a = -2.03 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.29 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} (\text{predalle}) = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a1} = -12.33 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 1.38 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria (sezione con predalle)

$$M_c = 0.00 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12 + 4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.00 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} (\text{predalle}) = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a1} = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifica di stabilità correnti superiori ( $A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$ : 4  $\phi$  16):

$$L_0 = 20 \text{ cm}; i = 0.40; \lambda = 20/0.40 = 50 \quad \omega = 1.28 \quad (\text{DIN 4114})$$

$$\sigma_{a1} = 1.28 \times 0.00 = 0.00 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

**2) Step 2: Ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di step 1 (almeno il 70% di Rck) getto in campata**

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione predalle + getto (Rck=0.7\*45≅30 MPa)):

$$M_a = 5.22 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.51 \text{ MPa} < 14.94 \text{ MPa} \quad (R_{ck}(\text{predalle+getto}) = 30 \text{ MPa}) \quad \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a2} = 0.29 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -1.60 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -22.81 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione predalle):

$$M_a = 16.31 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12+4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.20 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck}(\text{predalle}) = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a1} = 99.03 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -11.12 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria (sezione predalle (Rck=45MPa)):

$$M_a = 26.10 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12+4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.30 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck}(\text{predalle}) = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a1} = 158.66 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -17.58 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifica di stabilità correnti superiori ( $A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 : 4 \phi 16$ ):

$$L_0 = 20 \text{ cm}; i = 0.40; \lambda = 20/0.40 = 50 \quad \omega = 1.28 \quad (\text{DIN 4114})$$

$$\sigma_{a1} = 1.28 \times 158.66 = 203.08 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

**3) Step 3: Ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di step 2 (almeno il 70% di Rck) getto degli sbalzi rimanenti**

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -25.20 \text{ kNm} \quad -SLE$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{lll} A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 & (1\phi 20/10) & d_2 = 24.4 \text{ cm} \\ A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 & (4\phi 16) & d_1 = 22.7 \text{ cm} \\ A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 & (8\phi 12) & d_0 = 3.60 \text{ cm} \end{array}$$

$$\sigma_c = 1.60 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle+getto}) = 45 \text{ MPa}) -SLE$$

$$\sigma_{a2} = -27.72 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -24.12 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 16.14 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step ( sezione predalle (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -9.45 \text{ kNm} \quad -SLE$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{lll} A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 & (4\phi 16) & d_1 = 22.7 \text{ cm} \\ A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 & (8\phi 12) & d_0 = 3.60 \text{ cm} \end{array}$$

$$\sigma_c = 1.23 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle}) = 45 \text{ MPa}) -SLE$$

$$\sigma_{a1} = -57.45 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 6.36 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria (sezione predalle + getto (Rck=30 MPa)):

$$Ma = -25.20 \text{ kNm} \quad -SLE$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{lll} A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 & (1\phi 20/20) & d_2 = 26.0 \text{ cm} \\ A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 & (4\phi 16) & d_1 = 22.7 \text{ cm} \\ A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 & (8\phi 12+4\phi 24) & d_0 = 4.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$\sigma_c = 1.90 \text{ MPa} < 14.94 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle+getto}) = 30 \text{ MPa}) -SLE$$

$$\sigma_{a2} = -46.80 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -41.55 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 17.44 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

#### 4) Step 4: soletta completamente gettata

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -25.68 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 1.63 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle+getto}) = 45 \text{ MPa}) \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a2} = -28.25 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -24.58 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 16.71 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione predalle (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -10.46 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.79 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle}) = 45 \text{ MPa}) \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a2} = -19.43 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -17.25 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 7.24 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria (sezione predalle + getto (Rck=45MPa)):

$$Ma = 0.00 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12+4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.00 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle+getto}) = 45\text{MPa}) \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a2} = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$



### 17.4.6 Sovrapposizione degli effetti (1+2+3 step)

Come anticipato nel par. 14.1, nell'ambito della 1° fase si prevedono diversi step di carico a cui corrispondono ulteriori sezioni resistenti differenti, Pertanto, si effettua la verifica di ciascuna sezione e si sommano gli effetti (tensioni: positive quelle di compressione) prodotti dalle diverse situazioni di carico (step 1, 2 e 3):

#### 1) In asse appoggio lato marciapiede

$$\sigma_{c,1 \text{ fase}} = \sigma_{c,1 \text{ step}} + \sigma_{c,2 \text{ step}} + \sigma_{c,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.51 + 1.60 = 2.11 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,1 \text{ fase}} = \sigma_{a2,1 \text{ step}} + \sigma_{a2,2 \text{ step}} + \sigma_{a2,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.29 - 27.72 = -27.43 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,1 \text{ fase}} = \sigma_{a1,1 \text{ step}} + \sigma_{a1,2 \text{ step}} + \sigma_{a1,3 \text{ step}} = -53.94 - 1.60 - 24.12 = -79.66 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,1 \text{ fase}} = \sigma_{a0,1 \text{ step}} + \sigma_{a0,2 \text{ step}} + \sigma_{a0,3 \text{ step}} = 73.40 - 22.81 + 16.14 = 66.73 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

#### 2) a filo getto di 1° step

$$\sigma_{c,1 \text{ fase}} = \sigma_{c,1 \text{ step}} + \sigma_{c,2 \text{ step}} + \sigma_{c,3 \text{ step}} = 0.29 + 0.20 + 1.23 = 1.72 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,1 \text{ fase}} = \sigma_{a2,1 \text{ step}} + \sigma_{a2,2 \text{ step}} + \sigma_{a2,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.00 + 0.00 = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,1 \text{ fase}} = \sigma_{a1,1 \text{ step}} + \sigma_{a1,2 \text{ step}} + \sigma_{a1,3 \text{ step}} = -12.33 + 99.03 - 57.45 = 29.25 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,1 \text{ fase}} = \sigma_{a0,1 \text{ step}} + \sigma_{a0,2 \text{ step}} + \sigma_{a0,3 \text{ step}} = 1.38 - 11.12 + 6.36 = -3.38 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

#### 3) in mezzeria

$$\sigma_{c,1 \text{ fase}} = \sigma_{c,1 \text{ step}} + \sigma_{c,2 \text{ step}} + \sigma_{c,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.30 + 1.90 = 2.20 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,1 \text{ fase}} = \sigma_{a2,1 \text{ step}} + \sigma_{a2,2 \text{ step}} + \sigma_{a2,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.00 - 46.80 = -46.80 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,1 \text{ fase}} = \sigma_{a1,1 \text{ step}} + \sigma_{a1,2 \text{ step}} + \sigma_{a1,3 \text{ step}} = 0.00 + 158.66 - 41.55 = 117.11 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,1 \text{ fase}} = \sigma_{a0,1 \text{ step}} + \sigma_{a0,2 \text{ step}} + \sigma_{a0,3 \text{ step}} = 0.00 - 17.58 + 17.44 = -0.14 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

### 17.4.7 Verifica a fessurazione

Tale verifica viene condotta solo a getto ultimato (Step 4):

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -25.68 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$Wk = 0.025 \text{ mm}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -10.46 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$Wk = 0.024 \text{ mm}$$

3) in mezzeria (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = 0.00 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

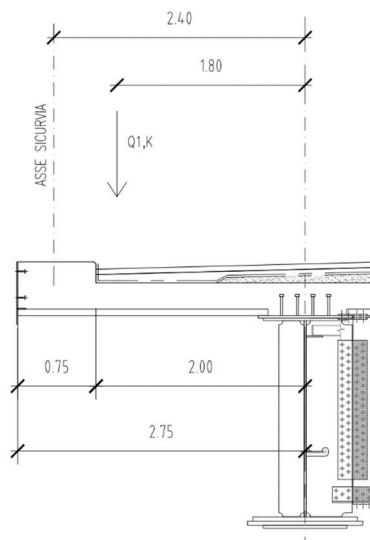
$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12+4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$Wk = 0.000 \text{ mm}$$

## 17.5 VERIFICA IN 2° FASE

### 17.5.1 Sbalzo lato cordolo



Sbalzo

#### 17.5.1.1 Carichi permanenti portati

Sbalzo lato cordolo - Analisi dei carichi per 1 m di soletta			
	P (kN)	B (m)	M (kNm)
Marcia piede: (0.20 x 0.75 x 25)	3.75	2.38	8.93
Pavimentazione: (3.0 x 2.00)	6.00	1.00	6.00
Barriere sicurvia	1.5	2.40	3.60
TOTALE	11.25		18.53

#### 17.5.1.2 Sovraccarichi

##### Carico mobile

Lo schema di carico scelto è il peggiore tra i seguenti:

##### Carico1

I carichi mobili concentrati si ipotizzano agenti su di un'area equivalente che si ricava dalla effettiva area di contatto del singolo carico sulla pavimentazione (0.4x0.4 m); fornita dalle norme), ipotizzando una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta (circa 0.80 x 0.80 m).

$$Q_{1k} = 2 \times 150 \text{ kN}$$

##### Carico2

I carichi mobili concentrati si ipotizzano agenti su di un'area equivalente che si ricava dalla effettiva area di contatto del singolo carico sulla pavimentazione (0.6m; dir. trasversale x0.35 m; dir. longitudinale), ipotizzando una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta (circa 1.00 x 0.75 m).

$$Q_{1k} = 1 \times 200 \text{ kN}$$

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

Dal calcolo con modello a shell si ha:

Mezzeria impalcato-esercizio

Mmin = -141.15 kNm/m;

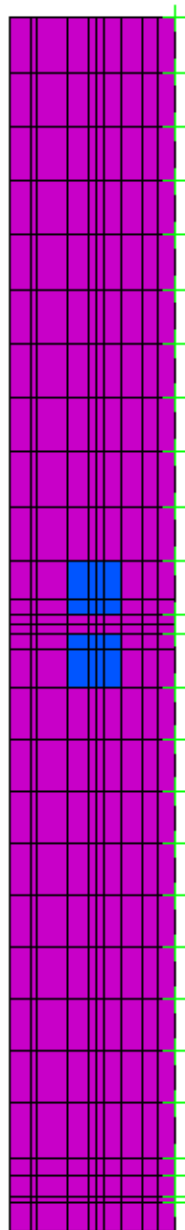
T = 165.13 kN/m

Mezzeria impalcato-fatica

Mmin = -90.33 kNm/m;

T = 104.02 kN/m

2.75



### 17.5.1.3 Momento dovuto all'urto di un veicolo in svio

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN, distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera – 0,10 m), h2 = 1,00 m.

$$M_u = 100 \times [(1.00 + 0.11 + (0.31/2))] = 127 \text{ kNm} \quad \text{-rispetto al piano medio della soletta}$$

Supponendo una ripartizione a 45° dal punto di applicazione verso il piano medio della soletta e considerando un'impronta di carico di 0.50 m si ha il seguente momento a metro lineare:

$$M_u = 127 / (0.5 + 2 * (1.00 + 0.11 + 0.31/2)) = 41.78 \text{ kN/m/m}$$

### 17.5.1.4 Riepilogo sollecitazioni

Sommando gli effetti dei carichi permanenti e dei sovraccarichi si ottiene, per una striscia di lunghezza pari a 1.20 m:

$$\text{SLE} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * [1 * (M_p + M_s)] = 1.2 * [1.00 * (-18.53 - 141.15)] = -191.62 \text{ kNm};$$

$$\text{QP} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * 1 * M_p = 1.2 * 1.00 * (-18.53) = -25.80 \text{ kNm};$$

$$\text{FR} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * (1 * M_p + 0.75 * M_s) = 1.2 * (-1 * 18.53 - 0.75 * 141.15) = -149.27 \text{ kNm};$$

### 17.5.1.5 Verifica dello stato tensionale

$$M = -191.62 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,2 \text{ fase}} = 11.09 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -201.97 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,2 \text{ fase}} = -155.23 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 115.29 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

### 17.5.1.6 Sovrapposizione degli effetti (1 fase+2 fase)

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 2.11 + 11.09 = 13.20 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -27.43 - 201.97 = -229.4 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase}} = -79.66 - 155.23 = -234.89 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 66.73 + 115.29 = 182.02 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

### 17.5.1.7 Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione condotta in 1° fase, con getto della soletta ultimata, ha prodotto una fessura pari a 0.025 mm.

Nella verifica a fessurazione in 2° fase si ha:

$$M = -149.27 \text{ kNm} \quad -FR$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.3 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$w_k = 0.127 \text{ mm}$$

Pertanto, la fessura totale è pari a:

$$w_k = w_{k,1, \text{fase}} + w_{k,2, \text{fase}} = 0.025 + 0.127 = 0.152 \text{ mm}$$

### 17.5.1.8 Verifica a fatica

La combinazione, denominata di base nel par. 14.3.4.3, è rappresentata dal peso proprio della predalle + peso del getto, le cui tensioni sono riportate nelle verifiche in 1° fase, dalle opere di finitura ( $M_{fin} = 1.2 * 18.53 \text{ kNm}$ ) le cui tensioni sono prodotte in 2° fase:

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.3 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c, \text{base}} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = 2.11 + 1.29 = 3.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2, \text{base}} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase, fin}} = -27.53 - 23.44 = -50.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1, \text{base}} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase, fin}} = -79.66 - 18.02 = -97.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0, \text{base}} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase, fin}} = 66.73 + 13.38 = 80.11 \text{ MPa}$$

L'azione ciclica prodotta dai carichi mobili ( $M = -1.2 * 90.32 \text{ kNm}$ ), definiti sempre in precedenza, produce le seguenti escursioni di tensione:

$$\sigma_{c, \text{max, ciclica}} = 5.22 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, ciclica, a2}} = -95.20 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, ciclica, a1}} = -73.17 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, ciclica, a0}} = 54.34 \text{ MPa}$$

La verifica a fatica dell'armatura consiste nel confrontare l'escursione di tensione con il valore limite definito nel par. 14.3.4.3:

$$\Delta \sigma_{\text{max, a2}} = -95.20 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, a1}} = -73.17 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, a0}} = 54.34 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

Le verifica a fatica del calcestruzzo consiste nel verificare che:

$$(\sigma_{c,max,ciclica} + \sigma_{c,base}) \leq 0.5 * f_{cd,fat} + 0.45 * \sigma_{c,min} \Rightarrow 8.62 \text{ MPa} < 0.5 * 22.41 + 0.45 * 3.40 = 12.73 \text{ MPa}$$

### **17.5.1.9 Verifica dello stato limite ultimo**

Come anticipato nel par. 14.1 nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura ed i carichi accidentali agenti contemporaneamente:

#### **Sollecitazioni**

$$\text{STR} - M = 1.2 * [1.35 * (M_{sol} + M_p + M_s)] = 1.2 * [1.35 * (-25.68 - 18.53 - 141.15)] = -300.28 \text{ kNm};$$

$$\text{URTO} - M = 1.2 * (1.0 * (M_{sol} + M_p + M_s + M_u)) = 1.20 * (-25.68 - 18.53 - 141.15 - 41.78) = -272.57 \text{ kNm};$$

$$\text{STR} - T = 1.2 * 1.35 * (T_{sol} + T_p + T_s) = 1.2 * 1.35 * (21.31 + 11.25 + 165.13) = 320.26 \text{ kN}$$

#### **Verifica**

$$M = -300.28 \text{ kNm}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.3 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 399.47 \text{ kNm} > 300.28 \text{ kNm}$$

17.5.1.10 Verifica a taglio

Elementi senza armatura trasversale a taglio			
- Verifica del conglomerato			
$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$	240.83	kN	
<b><math>V_{Ed} = T / \cos \beta</math></b>	<b><math>\beta = 8</math></b>	<b>320.26 kN</b>	<b>NO</b>
con:			
$K = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.917	$\leq 2$	
$R_{ck} =$	45	N/mm <sup>2</sup>	
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.568	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	37.35	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	21.17	N/mm <sup>2</sup>	
$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) =$	0.01319	$\leq 0,02$	
$d =$	238	mm	
$H =$	310	mm	
$bw =$	1200	mm	
$A_{sl} =$	3768	mm <sup>2</sup>	
$N_{Ed} =$	0.00	kN	
$\alpha_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.000	N/mm <sup>2</sup>	$\leq 0,2 \cdot f_{cd}$
Occorre armare a taglio. La verifica viene condotta con le armature diagonale del traliccio			
Verifiche allo stato limite ultimo di taglio			
Materiali (Unità N,mm)			
Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} =$	45	$f_{yk} =$	450
$f_{ck} =$	37.35	$f_{ywd} =$	391.3
$f_{cd} =$	21.17		
$f_{ctd} =$	1.56		
Sezione da verificare			
Altezza trave		310	mm
Copriferro staffe		40	mm
Larghezza netta resistente a taglio		1200	mm
Diametro diagonali		10	(4 $\phi$ 10/200)
Bracci		8	
Interasse		200	mm
Area staffe al metro		3.14	cm <sup>2</sup> /m
$\cot \alpha$	$\alpha = 68.00^\circ$	0.40	
$\cot \theta$	$\theta = 40.00^\circ$	1.19	
Verifiche allo s.l.u. per taglio		$VR,d > V_{Ed}$	
<b>Taglio di calcolo <math>V_{Ed}</math></b>		<b>320.26 kN</b>	
$V_{rcd}$		<b>3028.71</b>	kN
$V_{rzd}$		<b>441.99</b>	kN
<b><math>VRd = \min[V_{rcd}; V_{rzd}]</math></b>		<b>ok</b>	<b>441.99 kN</b>



### 17.5.2 Campata

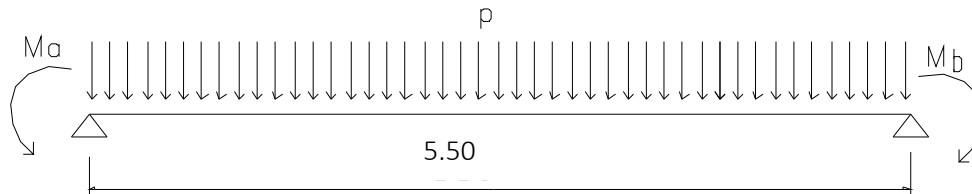
#### 17.5.2.1 Carichi permanenti

La soletta viene schematizzata come trave appoggiata alle estremità.

$$p = 3 \text{ kN/mq}$$

$$MA = -18.53 \text{ kNm/m lato cordolo sx} \quad \text{vedi par. 14.5.1}$$

$$MB = -18.53 \text{ kNm/m lato cordolo dx} \quad \text{vedi par. 14.5.1}$$

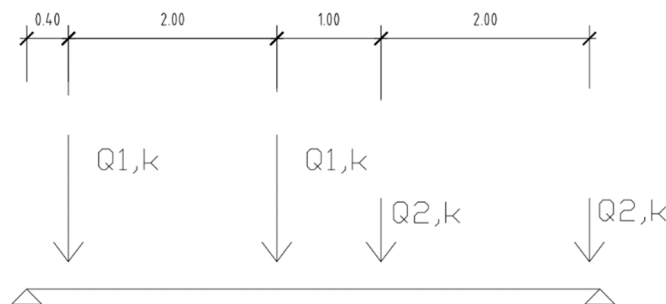


$$Tp_{app} = 8.25 \text{ kN/m}$$

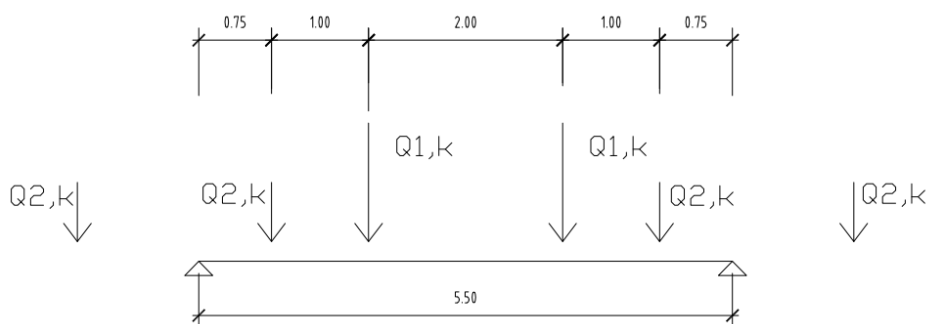
$$Mp_{mezz} = -7.20 \text{ kNm/m}$$

#### 17.5.2.2 Sovraccarichi

Ai fini del calcolo della soletta di impalcato fra le travi si prende in considerazione, nella posizione di volta in volta più gravosa per la sezione considerata, gli effetti del seguente carico:



Disposizione dell'accidentale che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio



Disposizione dell'accidentale che massimizza le sollecitazioni in campata

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**

Carico mobile Q1,k, composto da 2 file di 2 ruote ciascuna da 150 kN di peso e da un carico uniformemente pari a 9 kN/mq distribuito su una corsia di 3 m, affiancato da un secondo carico Q2,k, composto da 2 file di 2 ruote ciascuna da 100 kN di peso e da un carico uniformemente pari a 2.5 kN/mq distribuito su una corsia di 3 m. Tutti i carichi sono disposti con il proprio asse longitudinale parallelamente all'asse longitudinale del viadotto.

$Q1,k = 2 \times 150 = 300 \text{ kN}$

$Q2,k = 2 \times 100 = 200 \text{ kN}$

$q1,k \text{ unif} = 9 \text{ kN/mq}$

- su una larghezza pari a 3 m

$q2,k \text{ unif} = 2.5 \text{ kN/mq}$

- sulla rimanente larghezza

Dal calcolo con modello a shell che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio a metà impalcato si ha:

**Mezzeria impalcato -esercizio**

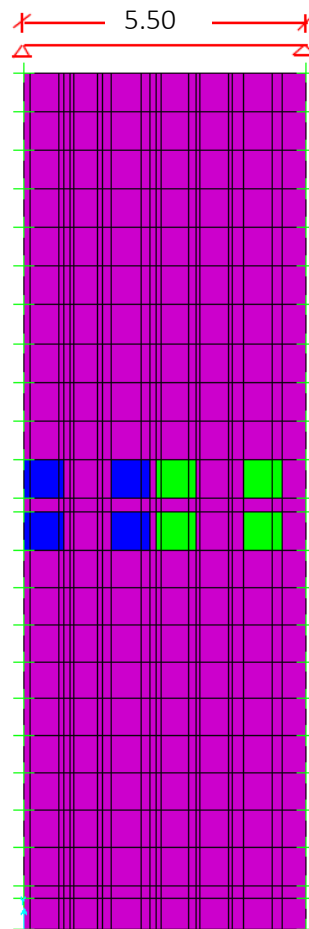
$M_{max} = 132.55 \text{ kNm/m};$

$T = 162.44 \text{ kN/m}$

**Mezzeria impalcato - fatica**

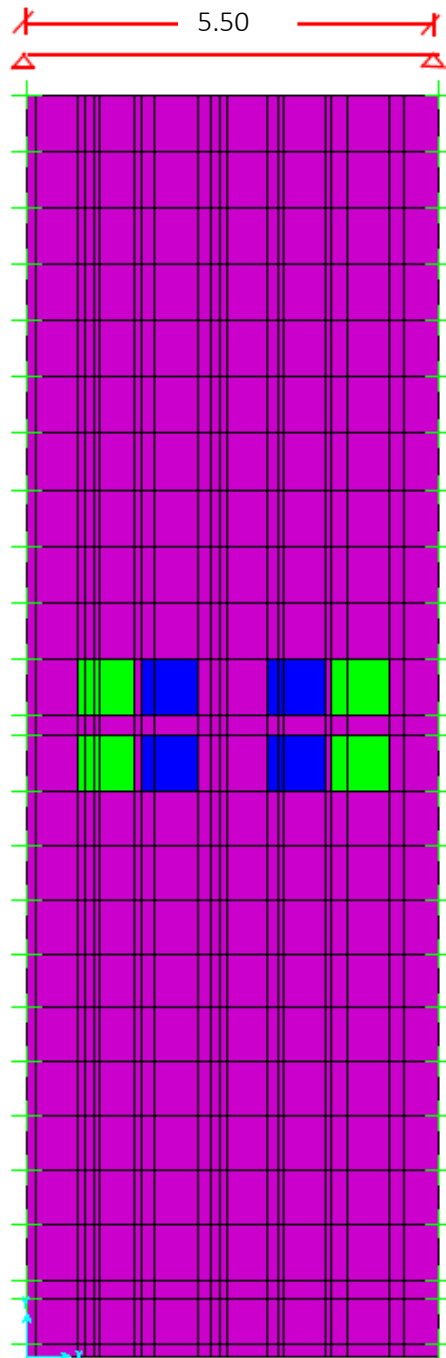
$M_{max} = 77.96 \text{ kNm/m};$

$T = 104.29 \text{ kN/m}$



*Disposizione dell'accidentale nel modello che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio della mezzeria dell'impalcato*

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO**



*Disposizione dell'accidentale nel modello che massimizza le sollecitazioni in campata della mezzeria dell'impalcato*

### 17.5.2.3 Riepilogo sollecitazioni mezzzeria impalcato

Sommando gli effetti dei carichi permanenti e dei sovraccarichi si ottiene, per una striscia di lunghezza pari a 1.20 m:

$$\text{SLE} - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 1.00 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (-7.20 + 132.55) = 150.42 \text{ kNm};$$

$$\text{QP} - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot 1.00 \cdot M_p = -1.2 \cdot 8.25 = -9.90 \text{ kNm};$$

$$\text{FR} - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 0.75 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (-7.20 + 0.75 \cdot 132.55) = 110.66 \text{ kNm};$$

### 17.5.2.4 Mezzzeria impalcato - Verifica dello stato tensionale

$$M = 150.42 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12 + 4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,2 \text{ fase}} = 8.81 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a2,2 \text{ fase}} = 63.72 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 18.56 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,2 \text{ fase}} = -234.66 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

### 17.5.2.5 Mezzzeria impalcato - Sovrapposizione degli effetti (1 fase + 2 fase)

$$\sigma_{c,i} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 2.20 + 0.00 = 2.20 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-lembo inferiore}$$

$$\sigma_{c,s} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 0.00 + 8.81 = 8.81 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-lembo superiore}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -46.80 + 63.72 = 16.92 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 117.11 + 18.56 = 135.67 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase}} = -0.14 - 234.66 = -234.52 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

### 17.5.2.6 Mezzzeria impalcato - Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione condotta in 1° fase, con getto della soletta ultimata, ha prodotto una fessura pari a 0.00 mm.

Nella verifica a fessurazione in 2° fase si ha:

$$M = 110.66 \text{ kNm} \quad \text{-FR}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12 + 4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$w_k = 0.124 \text{ mm}$$

Pertanto la fessura totale è pari a:

$$wk = wk_{1, fase} + wk_{2, fase} = 0.00 + 0.124 = 0.124 \text{ mm}$$

### 17.5.2.7 Mezzeria impalcato - Verifica a fatica

La combinazione, denominata di base nel par. 14.3.1.3, è rappresentata dal peso proprio della predalle + peso del getto, le cui tensioni sono riportate nelle verifiche in 1° fase, dalle opere di finitura ( $M_{fin} = -1.2 * 7.20$  kNm) le cui tensioni sono prodotte in 2° fase:

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{lll} A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 & (1\phi 20/20) & d_2 = 26.0 \text{ cm} \\ A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 & (4\phi 16) & d_1 = 22.7 \text{ cm} \\ A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 & (8\phi 12 + 4\phi 24) & d_0 = 4.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = 2.20 + 0.00 = 2.20 \text{ MPa} \quad \text{- lembo superiore}$$

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = 0.00 + 0.53 = 0.53 \text{ MPa} \quad \text{- lembo inferiore}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = -46.80 - 15.59 = -62.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = 117.11 - 12.61 = 104.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = -0.14 + 4.13 = 3.99 \text{ MPa}$$

L'azione ciclica prodotta dai carichi mobili ( $M(+) = 1.2 * 77.96$  kNm;  $M(-) = -1.2 * 45.17$  kNm), definiti sempre nel par. 14.3.1.3, produce le seguenti escursioni di tensione:

$$\sigma_{c, max, ciclica(+)} = 5.48 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{c, max, ciclica(-)} = 0.00 \text{ MPa} \quad \text{- lembo superiore}$$

$$\sigma_{smax, ciclica, a2(+)} = 39.63 \text{ MPa}; \quad \sigma_{smax, ciclica, a2(-)} = -97.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax, ciclica, a1(+)} = 11.54 \text{ MPa}; \quad \sigma_{smax, ciclica, a1(-)} = -79.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax, ciclica, a0(+)} = -151.05 \text{ MPa}; \quad \sigma_{smax, ciclica, a0(-)} = +29.25 \text{ MPa}$$

La verifica a fatica dell'armatura consiste nel confrontare l'escursione di tensione con il valore limite definito nel par. 14.3.1.3:

$$\Delta \sigma_{smax, a2} = |\sigma_{smax, ciclica, a2(+)}| + |\sigma_{smax, ciclica, a2(-)}| = 137.33 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{smax, a1} = |\sigma_{smax, ciclica, a1(+)}| + |\sigma_{smax, ciclica, a1(-)}| = 80.54 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{smax, a0} = |\sigma_{smax, ciclica, a0(+)}| + |\sigma_{smax, ciclica, a0(-)}| = 180.3 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

Le verifica a fatica del calcestruzzo consiste nel verificare che:

$$(\sigma_{c, max, ciclica} + \sigma_{c, base}) \leq 0.5 * f_{cd, fat} + 0.45 * \sigma_{c, min} \Rightarrow 7.68 \text{ MPa} < 0.5 * 22.41 + 0.45 * 2.20 = 12.20 \text{ MPa}$$

### 17.5.2.8 Mezzeria impalcato - Verifica dello stato limite ultimo

Come anticipato nel par. 14.1 nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura ed i carichi accidentali agenti contemporaneamente:

#### Sollecitazioni

$$\text{STR} - M = 1.20 * [1.35 * (M_{\text{sol}} + M_p + M_s)] = 1.2 * [1.35 * (0.00 - 7.20 + 132.55)] = 203.07 \text{ kNm};$$

$$\text{STR} - T_{2 \text{ fase}} = 1.20 * 1.35 * (T_{\text{sol}} + T_p + T_s) = 1.2 * 1.35 * (21.31 + 8.25 + 162.44) = 311.04 \text{ kN}$$

#### Verifica

$$M = 203.07 \text{ kNm} \quad \text{-STR}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$Aa_2 = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1 \phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$Aa_1 = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$Aa_0 = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12 + 4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$M_{\text{rd}} = 273.42 \text{ kNm} > 203.07 \text{ kNm}$$

**17.5.2.9 Mezzeria soletta - Verifica a taglio**

Elementi senza armatura trasversale a taglio			
- Verifica del conglomerato			
$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$	<b>240.83</b>	kN	
$V_{Ed} = T / \cos \beta$	$\beta = 8$	<b>311.04</b> kN	<b>NO</b>
con:			
$K = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.917		$\leq 2$
$R_{ck} =$	<b>45</b>	N/mm <sup>2</sup>	
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.568	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	37.35	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	21.17	N/mm <sup>2</sup>	
$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) =$	0.01319		$\leq 0,02$
$d =$	<b>238</b>	mm	
$H =$	<b>310</b>	mm	
$bw =$	<b>1200</b>	mm	
$A_{sl} =$	<b>3768</b>	mm <sup>2</sup>	
$N_{Ed} =$	<b>0.00</b>	kN	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.000	N/mm <sup>2</sup>	$\leq 0,2 \cdot f_{cd}$

Occorre armare a taglio. La verifica viene condotta con le armature diagonale del traliccio

Verifiche allo stato limite ultimo di taglio			
Materiali (Unità N,mm)			
Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} =$	<b>37</b>	$f_{yk} =$	<b>450</b>
$f_{ck} =$	37.35	$f_{ywd} =$	391.3
$f_{cd} =$	21.17		
$f_{ctd} =$	1.37		
Sezione da verificare			
Altezza trave		<b>310</b>	mm
Copriferro staffe		<b>40</b>	mm
Larghezza netta resistente a taglio		<b>1200</b>	mm
Diametro diagonali		<b>10</b>	(4 $\phi$ 10/20)
Bracci		<b>8</b>	
Interasse		<b>200</b>	mm
Area staffe al metro		<b>3.14</b>	cm <sup>2</sup> /m
$\cotg \alpha$	$\alpha = 68.00^\circ$	<b>0.40</b>	
$\cotg \theta$	$\theta = 40.00^\circ$	<b>1.19</b>	
Verifiche allo s.l.u. per taglio			$VR,d > V_{Ed}$
<b>Taglio di calcolo <math>V_{Ed}</math></b>			<b>311.04</b> kN
$V_{rcd}$			<b>3028.71</b> kN
$V_{rsd}$			<b>441.99</b> kN
<b><math>VRd = \min[V_{rcd}; V_{rsd}]</math></b>		<b>ok</b>	<b>441.99</b> kN