

## Asse stradale di collegamento tra gli svincoli di Prato Est e Prato Ovest "Declassata di Prato"

### Raddoppio di Viale Leonardo da Vinci nel tratto compreso tra Via Marx e Via Nenni mediante la realizzazione di un sottopasso

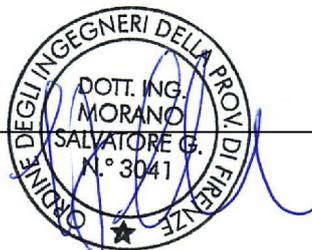
#### PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

IL PROGETTISTA  
ing. Daniela Salucci

ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE PER LA PARTE  
STRADALE E IDRAULICA  
ing. Luca Piacentini



IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE  
ing. Salvatore Giacomo Morano



IL RESPONSABILE GEOLOGIA  
geol. Simone Santoro

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
ing. Antonio Scalamandrè

TITOLO

### RELAZIONE TECNICA SOTTOPASSO

CODICE PROGETTO

PROGETTO    LIV. PROG.    N. PROG.

C O F I 0 3    P    1 7 0 1

NOME FILE

T00\_EG00\_GEN\_CO00\_A

REVISIONE

SCALA:

CODICE  
ELAB.

T 0 0 E G 0 0 G E N R E 0 1

A

C					
B					
A	EMISSIONE	22/02/2018	G. Aprigliano	A. Bonaccini	S.G. Morano
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## **INDICE**

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>3. MATERIALI.....</b>	<b>5</b>
<b>4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E STRUTTURALI.....</b>	<b>8</b>
<b>5. CRITERI DI VERIFICA COPERTURA.....</b>	<b>12</b>
5.1. UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO.....	12
5.2. SISTEMA DI RIFERIMENTO.....	12
5.3. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO.....	13
5.4. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELLE TRAVI.....	13
5.5. METODO ED IPOTESI DI CALCOLO.....	14
5.6. PARAMETRI DEI MATERIALI.....	17
5.7. METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE - COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE.....	18
<b>6. TRAVI H=1,10 m Lnetta=23,70 m.....</b>	<b>20</b>
6.1. DATI GEOMETRICI.....	20
6.2. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI.....	25
6.3. ANALISI DEI CARICHI.....	27
6.4. APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET.....	30
6.5. SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE.....	32
6.6. SOLLECITAZIONI SULLA SOLETTA.....	54
6.7. VERIFICA ELEMENTO PRECOMPRESSO.....	64
<b>7. TRAVI H=1,40 m Lnetta=23,70 m.....</b>	<b>95</b>
7.1. DATI GEOMETRICI.....	95

7.2. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI.....	100
7.3. ANALISI DEI CARICHI.....	102
7.4. SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE.....	104
7.5. VERIFICA ELEMENTO PRECOMPRESSO.....	119
<b>8. TRAVI H=1,60 m Lnetta=27,45 m.....</b>	<b>150</b>
8.1. DATI GEOMETRICI.....	150
8.2. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI.....	155
8.3. ANALISI DEI CARICHI.....	157
8.4. SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE.....	158
8.5. VERIFICA ELEMENTO PRECOMPRESSO.....	175

## 1. PREMESSA

Il presente documento descrive le modalità e le tecniche da impiegarsi per la realizzazione della galleria artificiale che si prevede di realizzare nella zona sud di Prato per interrare il tratto del Viale Leonardo Da Vinci (c.d "Declassata") compreso tra le intersezioni con via Marx e via Nenni e consentirne il raddoppio di carreggiata.

L'intervento necessiterà della realizzazione di opere strutturali di sostegno per un tratto lungo 755 m. Solo la parte centrale, lunga 416,2 m, risulterà dotata di copertura e utilizzabile per la realizzazione del parco e della viabilità locale (rotatorie su via Roma e via del Purgatorio). All'inizio e al termine della parte coperta sono previste due zone di transizione, lunghe rispettivamente 26,7 m lato Pistoia e 24,6 m lato Firenze, dotate di puntoni metallici frangisole con il doppio scopo di offrire maggior comfort agli utenti e limitare gli spostamenti della paratia priva di copertura nei tratti con altezza di scavo maggiore.

Le opere di sostegno si differenziano lungo lo sviluppo dell'opera in funzione delle altezze e delle modalità di scavo previste.

Particolare attenzione è stata posta nello studio delle fasi esecutive dei lavori. La necessità di non avere mai una chiusura contemporanea di via Roma e via del Purgatorio e non prevedere mai intersezioni a raso tra queste vie e la Declassata hanno reso necessario studiare un complesso sistema di fasi che, attraverso deviazioni temporanee della Declassata sulle strade Complanari, sia a Sud che a Nord, garantisca la richiesta funzionalità della viabilità cittadina.

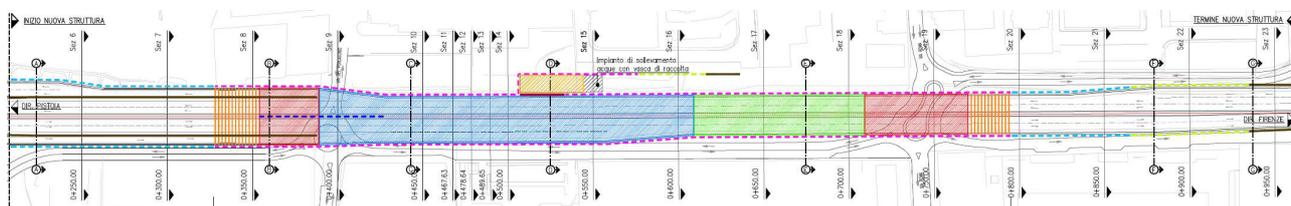


Figura 1 - Pianta generale dell'opera

## **2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

La progettazione, il dimensionamento e le verifiche delle strutture in oggetto, sono state condotte in ottemperanza al quadro normativo tecnico vigente, con particolare riferimento all'«Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

- Legge 05.11.1971 n. 1086 e D.M. 01.04.1993: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso e a struttura metallica";
- D.M. 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2008);
- Circolare n. 617/C.S.LL.PP. del 02.02.2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008 (NTC 2008)
- UNI EN 1990 – 2006 – Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale
- UNI EN 1991 – 2005 – Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture
- UNI EN 1992/1 – 2005 – Eurocodice 3 –Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- UNI EN 1992/1 – 2005 – Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992/2 – 2006 – Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo
- UNI EN 1993/1/1 – 2005 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte generale
- UNI EN 1993/1/8 – 2005 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1998/2 – 2009 – Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti

### **3. MATERIALI**

Con riferimento alle normative citate le strutture sono state verificate utilizzando il metodo di calcolo agli stati limite. Le verifiche sono state condotte adottando i seguenti parametri di resistenza dei materiali:

#### ***Calcestruzzo Armato***

##### **Calcestruzzo (pali e fondazioni)**

###### **C25/30**

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ Mpa (resistenza media cilindrica)}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ MPa (resistenza media a trazione assiale)}$$

$$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 3.08 \text{ MPa (resistenza media a trazione per flessione)}$$

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31475 \text{ MPa (modulo elastico istantaneo)}$$

###### *Stato limite ultimo*

$$\gamma_M = 1,5$$

$$f_{cd} = 14,17 \text{ MPa}$$

##### **Calcestruzzo (elevazioni muri)**

###### **C28/35**

$$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36 \text{ Mpa (resistenza media cilindrica)}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.77 \text{ MPa (resistenza media a trazione assiale)}$$

$$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 3.32 \text{ MPa (resistenza media a trazione per flessione)}$$

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 32308 \text{ MPa (modulo elastico istantaneo)}$$

###### *Stato limite ultimo*

$$\gamma_M = 1,5$$

$$f_{cd} = 15,87 \text{ MPa}$$

### **Calcestruzzo (soletta copertura)**

#### **C32/40**

$$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 \text{ Mpa (resistenza media cilindrica)}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ MPa (resistenza media a trazione assiale)}$$

$$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 3.63 \text{ MPa (resistenza media a trazione per flessione)}$$

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33345 \text{ MPa (modulo elastico istantaneo)}$$

#### *Stato limite ultimo*

$$\gamma_M = 1,5$$

$$f_{cd} = 18,13 \text{ MPa}$$

### **Calcestruzzo (CAP)**

#### **C45/55**

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 53 \text{ Mpa (resistenza media cilindrica)}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.79 \text{ MPa (resistenza media a trazione assiale)}$$

$$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.55 \text{ MPa (resistenza media a trazione per flessione)}$$

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 36283 \text{ MPa (modulo elastico istantaneo)}$$

#### *Stato limite ultimo*

$$\gamma_M = 1,5$$

$$f_{cd} = 25,50 \text{ MPa}$$

### **Acciaio da C.A.**

#### **B450C**

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa (tensione di snervamento)}$$

$$f_{yt} = 540 \text{ MPa (tensione di rottura)}$$

da cui:

Stato limite ultimo

$$\gamma_M = 1,15$$

$$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$$

### ***Acciaio per precompressione in trefoli***

$$f_{p(1)k} = 1670 \text{ MPa (tensione di snervamento)}$$

$$f_{ptk} = 1860 \text{ MPa (tensione di rottura)}$$

### ***Acciaio per carpenteria metallica***

Acciaio tipo S355W (per lamiere e per profilati) da cui:

#### ***Verifiche di resistenza***

$$\gamma_M = 1,05 \quad f_{yk} = 355 \text{ MPa} \quad s \leq 40 \text{ mm} \quad f_{yd} = 338 \text{ MPa}$$

#### ***Verifiche di stabilità***

$$\gamma_M = 1,10 \quad f_{yk} = 355 \text{ MPa} \quad s \leq 40 \text{ mm} \quad f_{yd} = 323 \text{ MPa}$$

### ***Bulloni***

Bulloni ad alta resistenza:

vite classe 10.9 - dadi classe 10.

### ***Tirafondi***

ad alta resistenza:

vite classe 10.9 – dadi classe 10.

## **4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E STRUTTURALI**

Il progetto interessa un tratto del Viale Leonardo Da Vinci di lunghezza pari a 1000m e comprende il tracciato interrato in galleria artificiale di lunghezza circa 415m e i tratti di estremità di risalita e raccordo al tracciato esistente esterno all'area di intervento.

Sul lato ovest l'asse stradale principale di progetto si raccorda ad un tratto di strada già posto in posizione interrata dato che esce dal sottovia tramite il quale viale Leonardo Da Vinci sottopassa l'intersezione a rotatoria con via Pietro Nenni. In particolare il raccordo al tracciato attuale (già a due corsie per senso di marcia) avviene lungo la rampa di risalita del sottovia a quota intermedia tra il piano campagna e la quota del tratto in galleria. A lato dell'asse principale sono in progetto, in ambi i lati di questo, rampe di risalita e discesa per il raccordo dell'asse principale allo svincolo a rotatoria di superficie di via Nenni.

Sull'estremo est il tracciato risale in superficie raccordandosi alla quota del tracciato attuale posizionato pressoché a raso sul piano campagna in prossimità di un raccordo alla viabilità locale (via Carlo Marx) della carreggiata con direzione est.

In prossimità del sottopasso esistente sotto via Pietro Nenni, sono presenti dei muri di sostegno delle rampe attuali che dovranno essere demoliti durante il corso dei lavori, così come i muri e lo scatolare esistenti nell'area "Landini". Nel tratto ovest che si raccorda con il sottopasso esistente e in cui non è presente la copertura, il terreno risulterà sostenuto da una palificata secante Ø120/200 cm tirantata provvisoriamente. La presenza dei tiranti sarà necessaria fino al completamento del solettone di fondo. In questo tratto saranno presenti anche dei muri di sostegno che permetteranno la realizzazione delle nuove rampe di uscita/ingresso della declassata.

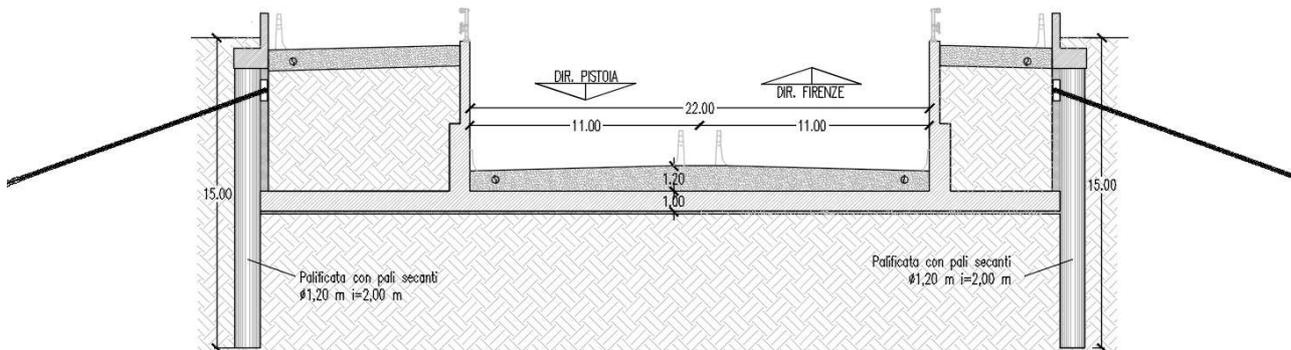


Figura 2 - Sezione tipica con paratia tirantata nella zona con rampe lato via Nenni

Il tratto coperto presenta larghezza variabile nei vari tratti e una palificata secante  $\text{Ø}120/200$  cm su entrambi i lati. Sul lato Ovest, per la presenza delle corsie dedicate alle rampe di uscita/ingresso, la larghezza maggiorata di 33,70 m ha reso necessario la realizzazione di un sottopasso a doppia canna, separato da un setto di intervvia che ingloba pali  $\text{Ø}80/250$  cm.

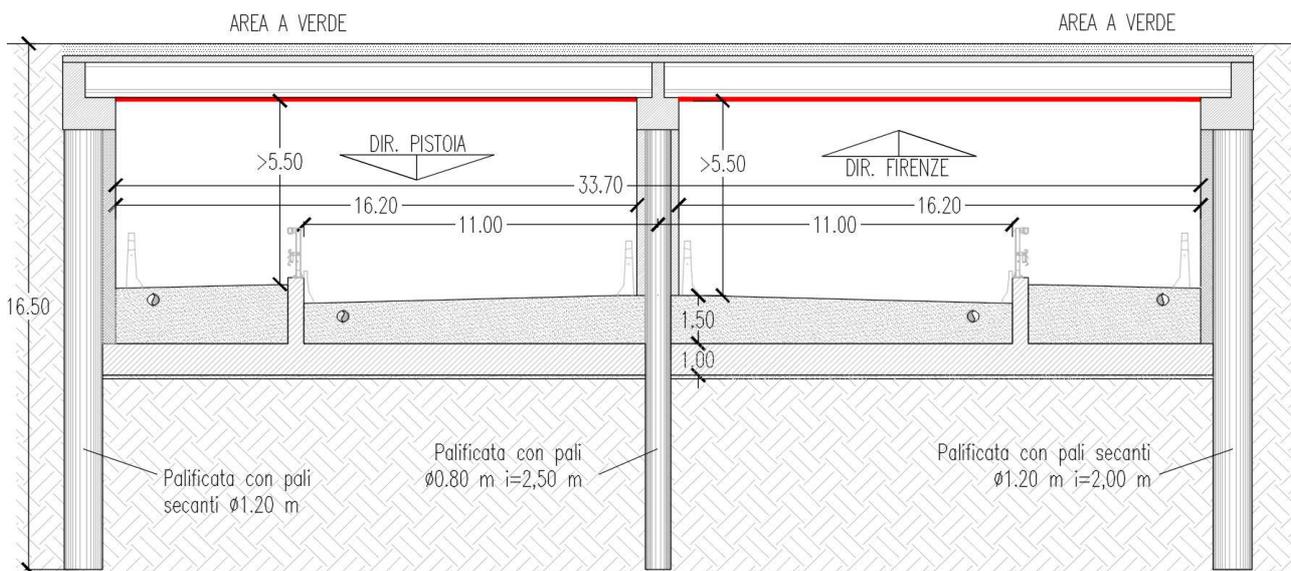


Figura 3 - Sezione tipica zona coperta a doppia canna

Superata via del Purgatorio la canna diviene unica con larghezza pari a 27,45 m circa. Il tratto finale lato Est, una volta terminata la corsia di accelerazione, avrà larghezza pari a 23,70 m e sarà anch'esso a canna unica. La copertura sarà realizzata con travi prefabbricate in CAP ad omega con ali larghe inferiori di altezza variabile, in funzione della larghezza dei vari tratti. Le altezze delle travi varieranno da 1,10 a 1,60 m. Ai due imbocchi del sottopasso coperto sarà prevista la realizzazione di una copertura con travi metalliche frangisole in acciaio corten che garantiranno migliore comfort all'utenza e

ulteriore sostegno alla palificata nei tratti con altezze di scavo più elevate. Nell'intero tratto coperto si procederà allo scavo con la tecnica del "top-down". Infatti una volta rimosso il rilevato attualmente presente si procederà alla realizzazione delle travi di coronamento delle palificate e alla posa delle travi in CAP di copertura. Solo ultimata la realizzazione della soletta di copertura si procederà allo scavo della parte di terreno che va dall'intradosso delle travi al fondo scavo.

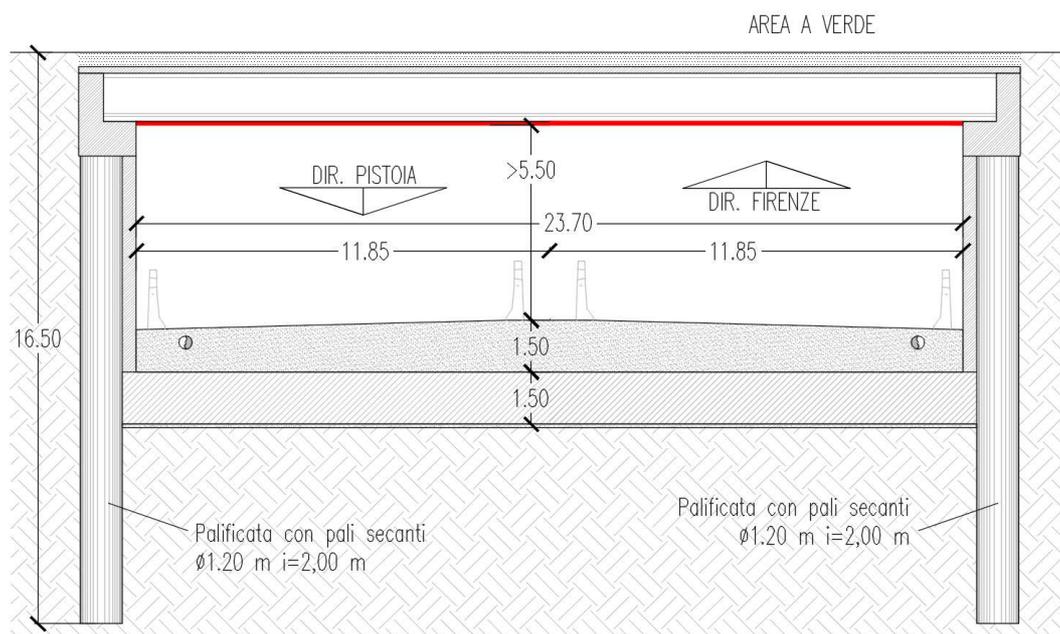


Figura 4 - Sezione tipica zona coperta a canna unica

Il tratto lato Est del sottopasso si ricollega alla viabilità attuale con una progressiva riduzione delle altezze di scavo da sostenere. La palificata Ø120/200 cm tirantata, presente all'uscita della parte coperta, potrà fare a meno dei tiranti per altezze di scavo intorno ai 6,5 m. Per altezze di scavo inferiori ai 4,5 m si utilizzeranno palificate di pali secanti Ø60/100 senza tiranti e senza necessità di solettone di fondo.

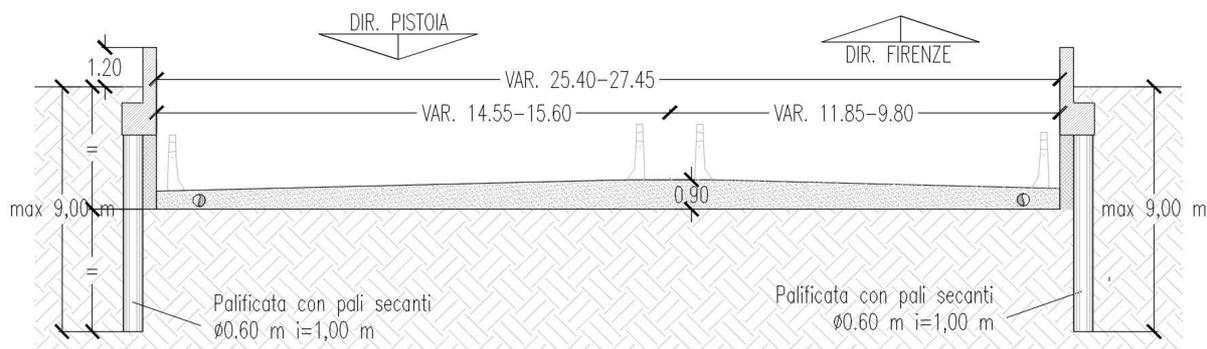


Figura 5 - Sezione tipica zona scoperta con paratia "leggera" senza solettone di fondo

Nell'ultimo tratto vero via Marx, dove le altezze di scavo saranno molto ridotte (<1,5 m) si adotteranno muri in c.a. gettati in opera.

Verrà realizzata, nell'area prospiciente via Verona, una vasca per la raccolta e il trattamento dell'acqua. Tale parte verrà sfruttata in fase di cantiere per deviare il traffico dalla Declassata da via Marx, attraverso la complanare nord, sulla corsia Nord del tratto Ovest del nuovo sottopasso già realizzato, e permettere così il completamento del sottopasso sul lato Est.

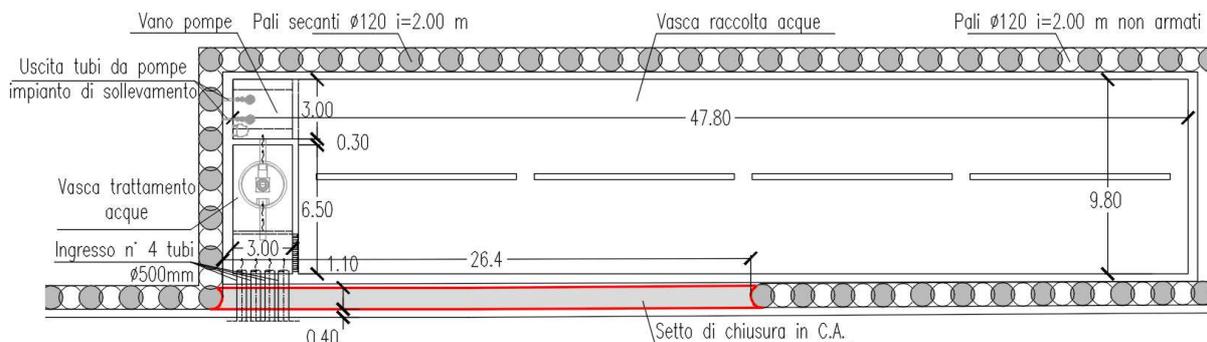


Figura 6 - Vasca raccolta e trattamento acque

Tutte le palificate, tranne quella di intervia, saranno realizzate con pali secanti ottenuti con l'intersezione di pali armati, più lunghi, e pali non armati più corti, necessari per il contenimento del terreno e l'impermeabilizzazione del sottopasso.

Inoltre tutte le travi in CAP della copertura saranno protette all'intradosso con intonaco intumescente in modo tale da garantire una resistenza al fuoco REI120.

## **5. CRITERI DI VERIFICA COPERTURA**

### **5.1. UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO**

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

lunghezza : cm  
forza : daN

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in millimetri, i diametri dei trefoli di precompressione, invece, sono espressi in pollici (1"=25.4 mm).

Le forze corrispondenti ai carichi agenti sull'impalcato sono assunte positive se dirette verso il basso.

Le tensioni di trazione hanno segno positivo: tale convenzione è valida sia per il calcestruzzo sia per l'acciaio.

### **5.2. SISTEMA DI RIFERIMENTO**

Si considera l'impalcato come un piano in cui un sistema di assi ortogonali x,y individua ogni punto di esso.

L'asse x è diretto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente.

L'origine di questo sistema di riferimento è posizionata in corrispondenza dell'intersezione tra l'asse di simmetria delle travi prefabbricate e l'asse degli appoggi che fa riferimento alla spalla sinistra: da tale punto le grandezze x sono assunte positive.

Le grandezze y, perciò, rappresentano le eccentricità dei carichi ed hanno segno negativo verso destra e positivo verso sinistra.

L'asse delle z, ortogonale al piano x,y, ha lo zero sul fondo delle travi prefabbricate ed ha valori positivi verso l'alto.

### **5.3. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO**

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto in opera di traversi e soletta collaboranti.

Le travi sono autoportanti, non necessitano di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato.

Si distinguono due fasi successive di lavoro:

#### *PRIMA FASE*

Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello della soletta gettata in opera.

#### *SECONDA FASE*

Il sistema misto travi precomprese - soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

### **5.4. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELLE TRAVI**

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a piè d'opera e varate.

Il sistema di precompressione è del tipo a fili aderenti.

I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione  $\sigma_{spi}$  prevista nella presente relazione.

Disposta l'armatura lenta per gli sforzi di taglio (staffe), ultimata la tesatura e fissata la casseratura, si procede al getto del calcestruzzo.

La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza  $R_{ckj}$  che è richiesta al momento del taglio dei trefoli.

Una volta raggiunta la resistenza  $R_{ckj}$  si procede all'allentamento delle armature di precompressione ed allo stoccaggio del manufatto.

### **5.5. METODO ED IPOTESI DI CALCOLO**

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta.

Esso, quindi, si presenta come una lastra appoggiata sui lati opposti caratterizzata da una forte ortotropia.

Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni.

Questo metodo fu proposto da Guyon nel 1946 per un grigliato di travi prive di rigidità torsionale, ripreso da Massonnet nel 1950 per tener conto della torsione, infine esteso da Bares; questi ultimi Autori hanno sistemato in modo definitivo la materia in un libro ("Les calculs des grillages de pontes ed dalles orthotropes selon la Method Guyon - Massonnet - Bares", Dunod, Parigi, 1966) che fornisce un gran numero di tabelle direttamente utilizzabili dal progettista e che ne ha agevolato una larga diffusione.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi; graticcio che si suppone equivalente ad una piastra ortotropa.

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali.

Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidità flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza.

Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropa nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidità flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica

$$2 \cdot B = n \cdot i$$

$n$  = n.travi ,  $i$  = interasse travi

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilità della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Si considera una condizione di carico

$$p(x;e) = P_m \text{ sen } (\pi x/l)$$

variabile con legge sinusoidale ed agente parallelamente all'asse  $x$  con eccentricità  $e$ ; per tale carico la deformata ha una legge  $w(x,y;e)$  che si ottiene integrando l'equazione di Huber. Esprimendo in serie di Levy, la deformata assume la forma

$$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \text{ sen } (\pi x/l)$$

considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso  $P_m$  ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato

$$p(x;e) = (P_m/2b) \text{ sen } (\pi x/l)$$

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

$$w(x) = w(1/2) \text{ sen } (\pi x/l)$$

Si può, quindi, definire per una trave di ordinata  $y$  e carico di eccentricità  $e$ , il

coefficiente di ripartizione trasversale (adimensionale)

$$K(y;e) = w(x,y;e) / w(x) = w(1/2,y;e) / w(1/2)$$

Si ha, pertanto, per il carico unitario di eccentricità  $e$ , il rapporto fra il carico su una trave di ordinata  $y$  e il carico medio  $1/n$  dove  $n$  è il numero delle travi.

Il valore di  $K(y;e)$  è stato calcolato dal Massonnet e tabellato in base ai parametri dai quali dipende e precisamente

- a) dal rapporto  $y/b$  rappresentante la posizione della trave longitudinale presa in considerazione (e lungo la quale  $y$  ha sempre lo stesso valore);
- b) dal rapporto  $e/b$  che rappresenta la posizione del carico
- c) dal rapporto di rigidezza torsionale (compreso tra 0 e 1)
- d) dal rapporto adimensionale di rigidezza flessionale

### **5.6. PARAMETRI DEI MATERIALI**

Di seguito sono riportati i soli parametri dei materiali necessari per la determinazione delle sollecitazioni e delle deformazioni agenti sugli elementi costitutivi l'impalcato. Per una descrizione completa dei materiali utilizzati e delle loro caratteristiche si rimanda ai capitoli relativi alle verifiche.

Ritiro differenziale trave - soletta	0.00000	[-]
Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave	1	[-]
Modulo elastico trave e soletta (calcolo frecce)	300000.000	[daN/cm <sup>2</sup> ]
Peso specifico trave prefabbricata	0.0025	[daN/cm <sup>3</sup> ]
Peso specifico calcestruzzo getto in opera	0.0025	[daN/cm <sup>3</sup> ]

### **5.7. METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE - COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE**

Le combinazioni di carico considerate sono quelle indicate dal D.M. 14 gennaio 2008 al punto 5.1.3.12.

I carichi di interesse ai fini del dimensionamento e della verifica dell'impalcato, secondo la definizione riportata dalla suddetta normativa, sono:

- Azioni permanenti:
  - peso proprio degli elementi strutturali:  $g_1$ ;
  - carichi permanenti portati:  $g_2$  (pavimentazione stradale; marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili);
  - altre azioni permanenti:  $g_3$ (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.);
- Deformazioni impresse:
  - distorsioni e presollecitazioni di progetto:  $\epsilon_1$ ;
- Effetti reologici:
  - ritiro e viscosità:  $\epsilon_2$ ;
  - variazioni termiche:  $\epsilon_3$ ;
  - cedimenti vincolari:  $\epsilon_4$ ;
- Azioni variabili da traffico;
- Azioni variabili di vento e neve;
- Azioni eccezionali;
- Azioni sismiche.

I coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (A1 STR) valgono:

	$\gamma_{sup.}$	$\gamma_{inf.}$
Coeff. sicurezza carichi permanenti strutturali	1.35	1.00
Coeff. sicurezza carichi permanenti non strutturali	1.50	0.00
Coeff. sicurezza carichi traffico	1.35	0.00
Coeff. sicurezza carichi variabili	1.50	0.00

I coefficienti  $\Psi$  per le azioni variabili per ponti stradali da utilizzare nelle combinazioni di carico agli SLE valgono:

<b>Carico</b>	<b><math>\Psi_0</math></b>	<b><math>\Psi_1</math></b>	<b><math>\Psi_2</math></b>
gruppo 1 - Schema 1 - carichi distribuiti	0.40	0.40	0.00
gruppo 1 - Schema 1 - carichi tandem	0.75	0.75	0.00
gruppi 2 - frenatura/centrifuga	0.00	0.00	0.00
gruppo 3 - Schema 5	0.00	0.00	0.00
gruppo 4 - Schema 5 (folla)	0.00	0.75	0.00
gruppo 5 - veicoli speciali	0.00	0.00	0.00
gruppo 1 - Schema 2 (asse singolo)	0.00	0.75	0.00
vento a ponte scarico	0.60	0.20	0.00
termico	0.60	0.60	0.50

I coefficienti  $\Psi$  si riferiscono ai gruppi di azioni 1,2a,2b come specificato dalla tabella 5.1.IV del D.M. 14 gennaio 2008

Ai fini delle verifiche degli stati limite vengono prese in considerazione le seguenti combinazioni delle azioni:

#### Verifiche agli stati limite ultimi

situazioni persistenti e transitorie EQU/STR/GEO

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

#### Verifiche agli stati limite di esercizio

combinazione caratteristica (rara):

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

combinazione frequente:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

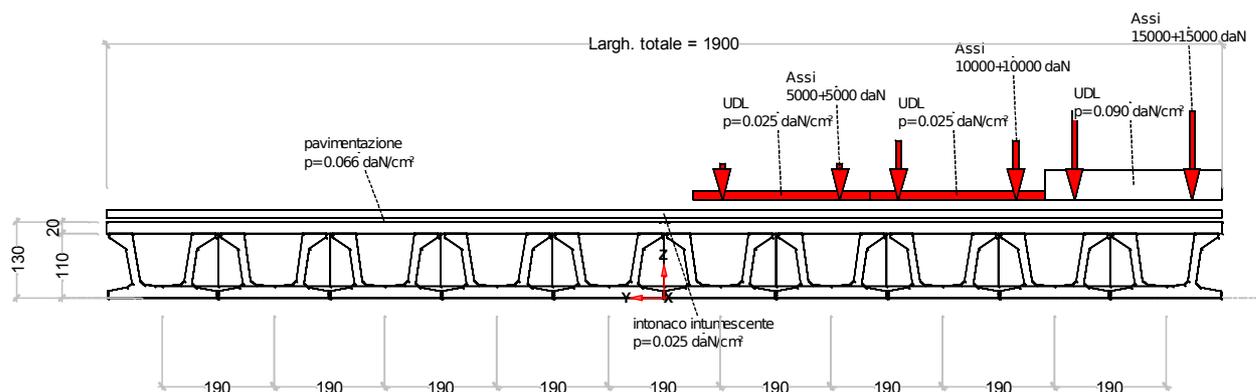
combinazione quasi permanente:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

## 6. TRAVI H=1,10 m Lnetta=23,70 m



Tipo di impalcato: travi prefabbricate più soletta collaborante

### 6.1. DATI GEOMETRICI

Luce di calcolo	2500
Larghezza cordolo sinistro	0
Larghezza carreggiata	1900
Larghezza cordolo destro	0
Larghezza fuori tutto impalcato	1900
Numero travi	10
Tipo trave	H=110
Interasse travi	190
Larghezza travi	188
Lunghezza retrotrave	30
Lunghezza ringrosso	0

Lunghezza svasatura	0
Eccentricità travi-soletta	0
Spessore medio soletta	20
Spessore minimo soletta	16
Luce di calcolo soletta	115
Larghezza marciapiede sinistro	0
Dist. marciapiede sinistro	0
Larghezza marciapiede destro	0
Dist. marciapiede destro	0
Spessore medio cordoli	0

#### TRAVERSI DI TESTATA

Altezza sezione traversi	90
Spessore sezione traversi	40

n.	X [cm]
1	0
2	2500

#### TRAVE PREFABBRICATA H=110

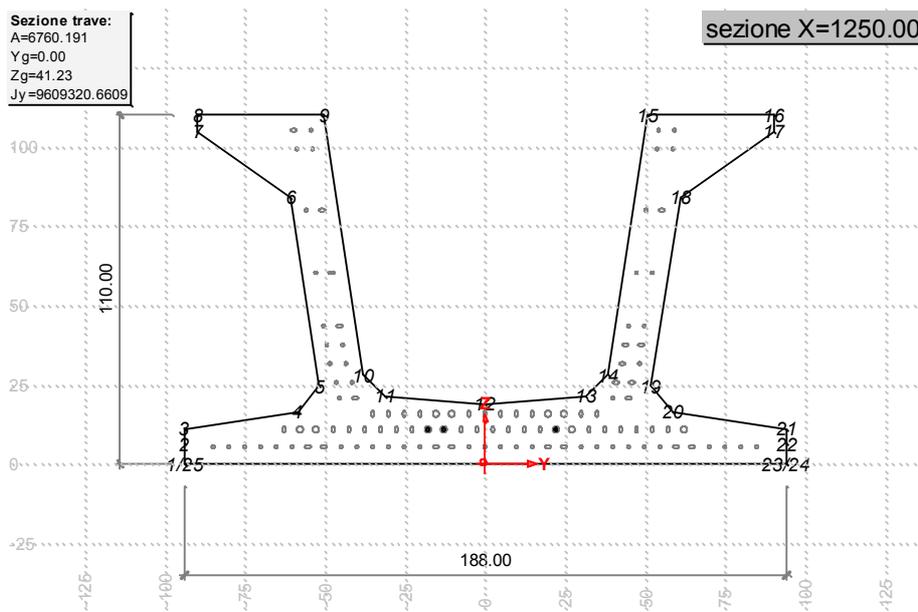
Per la descrizione geometrica delle sezioni della trave viene utilizzato un sistema di riferimento x,y locale, avente asse x allineato con l'asse Y globale ma di direzione discorde, ed asse y concorde con asse Z globale.

Vertice n.	x	y
1	-94	0
2	-94	7

Vertice n.	x	y
3	-94	11
4	-59	17
5	-52	25
6	-61	84
7	-90	105
8	-90	110
9	-51	110
10	-38	28
11	-31	22
12	0	19
13	31	22
14	38	28

Vertice n.	x	y
15	51	110
16	90	110
17	90	105
18	61	84
19	52	25
20	59	17
21	94	11
22	94	7
23	94	0
24	94	0
25	-94	0

Altezza della sezione	110	[cm]
Spessore complessivo anime	28	[cm]
Area sezione di calcestruzzo	6760	[cm <sup>2</sup> ]
Ordinata y baricentro	41	[cm]
Ascissa x baricentro	0	[cm]
J baricentro	9609321	[cm <sup>4</sup> ]
Coefficiente torsionale	9466043	[cm <sup>4</sup> ]



## GEOMETRIA GETTO IN OPERA

La geometria del volume di calcestruzzo gettato in opera viene descritta nel sistema di riferimento X,Y,Z globale dell'impalcato.

Vertice n.	x	y
1	950	110
2	950	130
3	0	130
4	-950	130
5	-950	110
6	-61	84

Lunghezza in direz. X	2560	[cm]
Altezza della sezione	20	[cm]
Area sezione	38000	[cm <sup>2</sup> ]
Z baricentro	120	[cm]
J baricentrico	1266667	[cm <sup>4</sup> ]

## 6.2. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

### PARAMETRI DI MASSONNET

Eccentricità trave verificata (n.5)	Y	-95	[cm]
Luce di calcolo travi principali	L	2500	[cm]
Interasse traversi	L1	1	[cm]
Semilarghezza teorica impalcato	B	950	[cm]
Interasse travi	B1	190	[cm]

TRAVE			
area sezione cls trave+soletta	Ap	10560	[cm <sup>2</sup> ]
quota baricentro	Dp	70	[cm]
momento d'inerzia flessionale	Jp	2483044 5	[cm <sup>4</sup> ]
coefficiente di torsione	Cp	9466043	[cm <sup>4</sup> ]

TRAVERSO			
area sezione cls traverso+soletta	Ae	16	[cm <sup>2</sup> ]
quota baricentro da base sezione	De	8	[cm]
momento d'inerzia flessionale	Je	341	[cm <sup>4</sup> ]
coefficiente di torsione	Ce	341	[cm <sup>4</sup> ]

Larghezza soletta collaborante con il traverso = 1 [cm]

Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave = 1 [-]

Teta = 1.681      Radice alfa = 1.000

## PARAMETRI DI MASSONNET

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 5<sup>a</sup> trave che ha una eccentricità  $Y = 95$  [cm] e che risulta essere la più sollecitata:

<b>Y</b>	<b>950</b>	<b>713</b>	<b>475</b>	<b>238</b>	<b>0</b>	<b>-238</b>	<b>-475</b>	<b>-713</b>	<b>-950</b>
$K_0$	-0.139	-0.179	0.064	1.241	3.338	2.962	0.931	-0.084	-0.506
$K_1$	0.083	0.182	0.472	1.188	2.383	2.151	1.014	0.426	0.205
$K_\alpha$	0.083	0.182	0.472	1.188	2.383	2.151	1.014	0.426	0.205

Vengono riportati di seguito i coefficienti  $\mu_a$  relativi alla sezione  $Y = 0$  del traverso, ed alla prima armonica.

<b>Y</b>	<b>950</b>	<b>713</b>	<b>475</b>	<b>238</b>	<b>0</b>	<b>-238</b>	<b>-475</b>	<b>-713</b>	<b>-950</b>
$\mu_\alpha$	-0.002	-0.003	-0.006	-0.004	0.047	-0.004	-0.006	-0.003	-0.002

### **6.3. ANALISI DEI CARICHI**

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili di vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

La viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto.

#### **VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PERMANENTI**

1. Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali:  $g_1$
2. Carichi permanenti portati:  $g_2$  (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili).
3. Altre azioni permanenti:  $g_3$  (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.).

Fase 1

Pesi gravanti sulla trave singola:

Lunghezza trave in asse	2560	[cm]
Peso trave (sezione filante)	16.6	[daN/cm]
Peso totale trave prefabbricata	42443	[daN]
Peso soletta gravante sulla trave	9.3	[daN/cm]
Peso trasverso in testata	1287	[daN]

Fase 2

Pavimentazione

La larghezza della carreggiata viene suddivisa in 20 intervalli uguali e per ciascuno di essi si determina il valore del coefficiente  $K_v$  di Massonnet in corrispondenza del proprio baricentro. Si procede poi alla somma di tali effetti in modo da ottenere la porzione del

carico pavimentazione agente sulla trave considerata

Peso pavimentazione per unità di superficie	0.066	daN/cm <sup>2</sup>
Carico gravante sulla trave da verificare	12.5	[daN/cm]

#### *Intonaco intumescente*

Questo carico viene considerato carico uniformemente ripartito tra le travi.

Intonaco intumescente	0.025	[daN/cm <sup>2</sup> ]
Carico gravante sulla trave da verificare	4.8	[daN/cm]

### **VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI VARIABILI**

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00 m. In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Categoria ponte : Stradale 1a categoria

Numero assi per corsia: 2

corsia	Nome	Q [daN]	p [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\alpha_Q$	$\alpha_q$
1	Corsia 1	30000	0.090	1.00	1.00

corsia	Nome	Q [daN]	p [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\alpha_Q$	$\alpha_q$
2	Corsia 2	20000	0.025	1.00	1.00
3	Corsia 3	10000	0.025	1.00	1.00

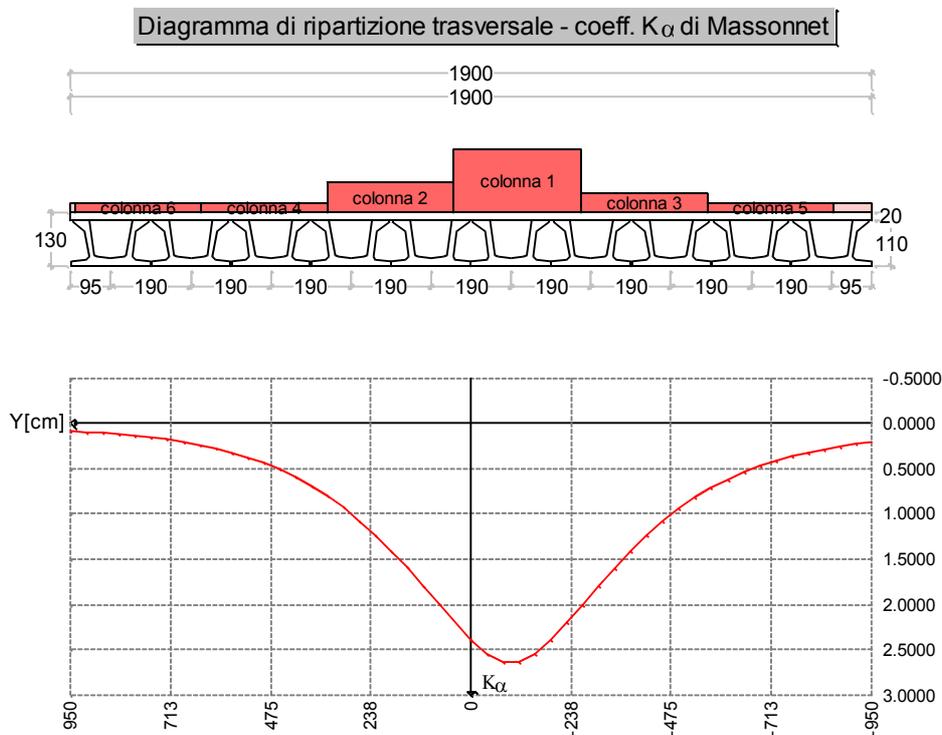
Carico folla sui marciapiedi= 0.050 [daN/cm<sup>2</sup>]

### 6.4. APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET

#### Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 5

Descrizione	Q·α [daN]	q· α [daN/cm]	ecc.Y	Largh.	Kα
Corsia 1	30000	27.0	-110	300	2.637
Corsia 2	20000	7.5	190	300	1.403
Corsia 3	10000	7.5	-410	300	1.277
Corsia 4	0	7.5	490	300	0.444
Corsia 5	0	7.5	-710	300	0.430
Corsia 6	0	7.5	790	300	0.138
Zona Rimanente	0	2.3	-905	90	0.234
Zona Rimanente	0	0.3	945	10	0.084

Le colonne di carico vengono posizionate in direzione x in modo da generare la massima sollecitazione nella specifica sezione di verifica.



### **Carichi mobili per calcolo M max trasv. soletta (effetto globale)**

La ricerca del massimo momento flettente (che tende le fibre inferiori) viene effettuata spostando i carichi mobili in senso longitudinale in modo da individuare la posizione più sfavorevole per il singolo traverso o per la soletta e in senso trasversale in modo da individuare la posizione più sfavorevole per la singola sezione del traverso o della soletta.

A titolo esemplificativo si riporta il diagramma del coefficiente di influenza del traverso/soletta in corrispondenza della sezione di eccentricità  $Y=0$

Descrizione	$Q \cdot \alpha$ [daN]	$q \cdot \alpha$ [daN/cm]	ecc.Y	Larghezza	$\mu$
Corsia 1	30000	27.0	0	300	0.047

### **Carichi mobili per calcolo M min trasv. soletta (effetto globale)**

La ricerca del minimo momento flettente (che tende le fibre superiori) viene effettuata spostando i carichi mobili in senso longitudinale in modo da individuare la posizione più sfavorevole per il singolo traverso o per la soletta, e in senso trasversale in modo da individuare la posizione più sfavorevole per la singola sezione del traverso o della soletta.

A titolo esemplificativo si riporta il diagramma del coefficiente di influenza del traverso/soletta in corrispondenza della sezione di eccentricità  $Y=0$

Descrizione	$Q \cdot \alpha$ [daN]	$q \cdot \alpha$ [daN/cm]	ecc.Y	Larghezza	$\mu$
Corsia 1	30000	27.0	400	300	-0.006
Corsia 2	20000	7.5	-500	300	-0.005
Corsia 3	10000	7.5	700	300	-0.003
Corsia 4	0	7.5	-800	300	-0.002
Corsia 5	0	7.5	-200	300	-0.002
Zona rimanente	0	2.5	900	100	-0.002

## 6.5. SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE

### Valori caratteristici

Prima fase - al taglio trefoli ed in opera

Sez.X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M [daN·cm]	V [daN]	M [daN·cm]	V [daN]
0	appoggio	0	20724	0	11649
100		1988696	19066	1117874	10717
200		3811667	17408	2142592	9785
300		5468913	15750	3074154	8854
400		6960435	14092	3912560	7922
500		8286232	12435	4657809	6990
600		9446304	10777	5309903	6058
700		10440652	9119	5868840	5126
800		11269275	7461	6334621	4194
900		11932174	5803	6707245	3262
1000		12429348	4145	6986714	2330
1100		12760797	2487	7173026	1398
1200		12926521	829	7266182	466
1250	mezzeria	12952632	0	7280859	0
1300		12926521	-829	7266182	-466
1400		12760797	-2487	7173026	-1398
1500		12429348	-4145	6986714	-2330
1600		11932174	-5803	6707245	-3262
1700		11269275	-7461	6334621	-4194
1800		10440652	-9119	5868840	-5126
1900		9446304	-10777	5309903	-6058
2000		8286232	-12435	4657809	-6990

Sez.X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M [daN·cm]	V [daN]	M [daN·cm]	V [daN]
2100		6960435	-14092	3912560	-7922
2200		5468913	-15750	3074154	-8854
2300		3811667	-17408	2142592	-9785
2400		1988696	-19066	1117874	-10717
2500	appoggio	0	-20724	0	-11649

### Seconda fase - carichi permanenti

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0	appoggio	0	0	0
100		0	0	0
200		0	0	0
300		0	0	0
400		0	0	0
500		0	0	0
600		0	0	0
700		0	0	0
800		0	0	0
900		0	0	0
1000		0	0	0
1100		0	0	0
1200		0	0	0
1250	mezzeria	0	0	0
1300		0	0	0

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
1400		0	0	0
1500		0	0	0
1600		0	0	0
1700		0	0	0
1800		0	0	0
1900		0	0	0
2000		0	0	0
2100		0	0	0
2200		0	0	0
2300		0	0	0
2400		0	0	0
2500	appoggio	0	0	0

Sez.X	Descrizione	permanenti portati		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0	appoggio	0	21614	-213
100		2074064	19885	-212
200		3975290	18156	-207
300		5703676	16427	-198
400		7259225	14697	-187
500		8641934	12968	-172
600		9851805	11239	-155
700		10888837	9510	-136
800		11753030	7781	-114

Sez.X	Descrizione	permanenti portati		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
900		12444385	6052	-91
1000		12962901	4323	-66
1100		13308578	2594	-40
1200		13481417	865	-13
1250	mezzeria	13508648	0	0
1300		13481417	-865	13
1400		13308578	-2594	40
1500		12962901	-4323	66
1600		12444385	-6052	91
1700		11753030	-7781	114
1800		10888837	-9510	136
1900		9851805	-11239	155
2000		8641934	-12968	172
2100		7259225	-14697	187
2200		5703676	-16427	198
2300		3975290	-18156	207
2400		2074064	-19885	212
2500	appoggio	0	-21614	213

Seconda fase - carichi da traffico

Sez.X	Descrizione	Tandem-TS		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0	appoggio	0	23409	-60953
100		2243993	22450	-144387

Sez.X	Descrizione	Tandem-TS		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
200		4296190	21490	-169803
300		6156590	20531	-123794
400		7825194	19571	-27437
500		9302002	18612	75321
600		10587013	17653	140235
700		11680229	16693	144345
800		12581647	15734	95483
900		13291270	14774	25310
1000		13809096	13815	-29638
1100		14135126	12856	-48175
1200		14269359	11896	-34897
1250	mezzeria	14270796	-11417	-23589
1300		14269359	-11896	34897
1400		14135126	-12856	48175
1500		13809096	-13815	29638
1600		13291270	-14774	-25310
1700		12581647	-15734	-95483
1800		11680229	-16693	-144345
1900		10587013	-17653	-140235
2000		9302002	-18612	-75321
2100		7825194	-19571	27437
2200		6156590	-20531	123794
2300		4296190	-21490	169803
2400		2243993	-22450	144387
2500	appoggio	0	-23409	60953

Sez.X	Descrizione	Tandem-TS		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]

Sez.X	Descrizione	Distribuito-UDL		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0	appoggio	0	12427	-226596
100		1192513	11453	-217550
200		2285649	10519	-193601
300		3279410	9624	-162319
400		4173795	8769	-132573
500		4968803	7954	-110966
600		5664435	7179	-99637
700		6260692	6443	-96332
800		6757572	5747	-96471
900		7155076	5091	-95955
1000		7453205	4475	-93171
1100		7651957	3898	-89202
1200		7751333	3362	-86313
1250	mezzeria	7766990	2331	-85186
1300		7751333	-3362	86313
1400		7651957	-3898	89202
1500		7453205	-4475	93171
1600		7155076	-5091	95955
1700		6757572	-5747	96471
1800		6260692	-6443	96332

Sez.X	Descrizione	Distribuito-UDL		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
1900		5664435	-7179	99637
2000		4968803	-7954	110966
2100		4173795	-8769	132573
2200		3279410	-9624	162319
2300		2285649	-10519	193601
2400		1192513	-11453	217550
2500	appoggio	0	-12427	226596

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0	appoggio	0	0	0
100		0	0	0
200		0	0	0
300		0	0	0
400		0	0	0
500		0	0	0
600		0	0	0
700		0	0	0
800		0	0	0
900		0	0	0
1000		0	0	0
1100		0	0	0
1200		0	0	0
1250	mezzeria	0	0	0

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
1300		0	0	0
1400		0	0	0
1500		0	0	0
1600		0	0	0
1700		0	0	0
1800		0	0	0
1900		0	0	0
2000		0	0	0
2100		0	0	0
2200		0	0	0
2300		0	0	0
2400		0	0	0
2500	appoggio	0	0	0

Sez.X		gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0	appoggio	0	35836	-287549
100		3436506	33903	-361937
200		6581839	32009	-363404
300		9436000	30155	-286113
400		11998989	28341	-160009
500		14270805	26566	-35645
600		16251449	24831	40597
700		17940920	23137	48013

Sez.X		gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
800		19339219	21481	-988
900		20446346	19866	-70645
1000		21262300	18290	-122809
1100		21787082	16754	-137378
1200		22020692	15258	-121210
1250	mezzeria	22037785	-9085	-108775
1300		22020692	-15258	121210
1400		21787082	-16754	137378
1500		21262300	-18290	122809
1600		20446346	-19866	70645
1700		19339219	-21481	988
1800		17940920	-23137	-48013
1900		16251449	-24831	-40597
2000		14270805	-26566	35645
2100		11998989	-28341	160009
2200		9436000	-30155	286113
2300		6581839	-32009	363404
2400		3436506	-33903	361937
2500	appoggio	0	-35836	287549

### Valori di combinazione

Stati Limite Ultimi

Prima fase - al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{\gamma_{G1,sup} \cdot G_{1,k,1}\}$$

$$E_d = E\{\gamma_{G1,inf} \cdot G_{1,k,1}\}$$

<b>Sez.X</b>	<b>Descrizione</b>	<b>M [daN·cm]</b>	<b>V [daN]</b>
0	appoggio	0	27978
100		2684739	25739
200		5145750	23501
300		7383032	21263
400		9396587	19025
500		11186413	16787
600		12752511	14548
700		14094880	12310
800		15213521	10072
900		16108434	7834
1000		16779619	5596
1100		17227076	3357
1200		17450804	1119
1250	mezzeria	17486053	0
1300		17450804	-1119
1400		17227076	-3357
1500		16779619	-5596
1600		16108434	-7834
1700		15213521	-10072
1800		14094880	-12310
1900		12752511	-14548
2000		11186413	-16787
2100		9396587	-19025
2200		7383032	-21263
2300		5145750	-23501

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
2400		2684739	-25739
2500	appoggio	0	-27978

Prima fase - al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
0	appoggio	0	43704
100		4193869	40208
200		8038249	36712
300		11533141	33215
400		14678542	29719
500		17474455	26223
600		19920879	22726
700		22017814	19230
800		23765259	15734
900		25163216	12237
1000		26211683	8741
1100		26910661	5245
1200		27260150	1748
1250	mezzeria	27315213	0
1300		27260150	-1748
1400		26910661	-5245
1500		26211683	-8741
1600		25163216	-12237

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
1700		23765259	-15734
1800		22017814	-19230
1900		19920879	-22726
2000		17474455	-26223
2100		14678542	-29719
2200		11533141	-33215
2300		8038249	-36712
2400		4193869	-40208
2500	appoggio	0	-43704

Seconda fase - Persistenti Transitorie (P/T)

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0	appoggio	0	124504	-388511
100		11944248	115804	-488933
200		22886667	107157	-490905
300		32827255	98564	-386550
400		41766014	90025	-216293
500		49702943	81539	-48379
600		56638042	73108	54806
700		62571312	64729	64817
800		67502751	56405	-1505

<b>Sez.X</b>	<b>Descrizione</b>	<b>M [daN·cm]</b>	<b>V [daN]</b>	<b>T [daN·cm]</b>
900		71432360	48134	-95507
1000		74360140	39917	-165890
1100		76286090	31753	-185520
1200		77210210	23643	-163654
1250	mezzeria	77329195	-12265	-146846
1300		77210210	-23643	163654
1400		76286090	-31753	185520
1500		74360140	-39917	165890
1600		71432360	-48134	95507
1700		67502751	-56405	1505
1800		62571312	-64729	-64817
1900		56638042	-73108	-54806
2000		49702943	-81539	48379
2100		41766014	-90025	216293
2200		32827255	-98564	386550
2300		22886667	-107157	490905
2400		11944248	-115804	488933
2500	appoggio	0	-124504	388511

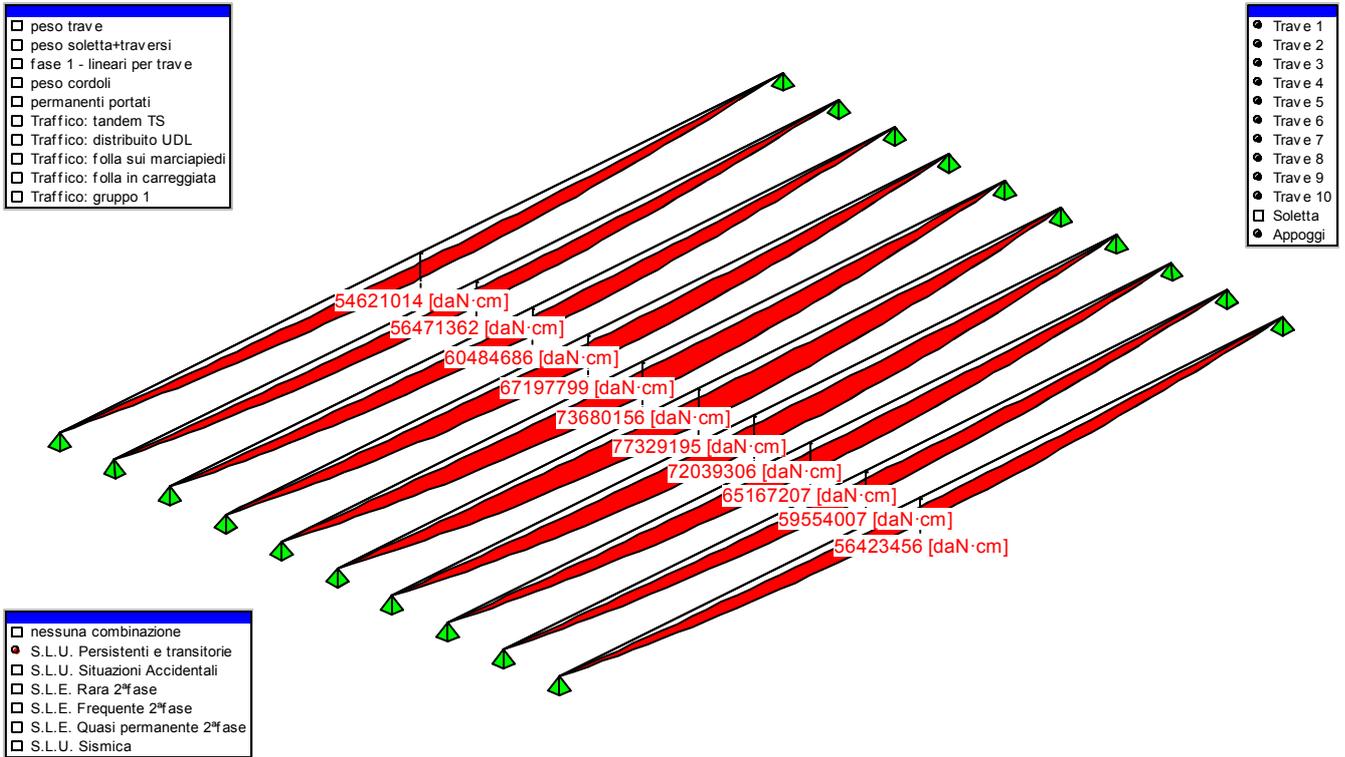


Figura 7 - Valori di involucro del momento flettente sulle travi in situazione SLU P/T

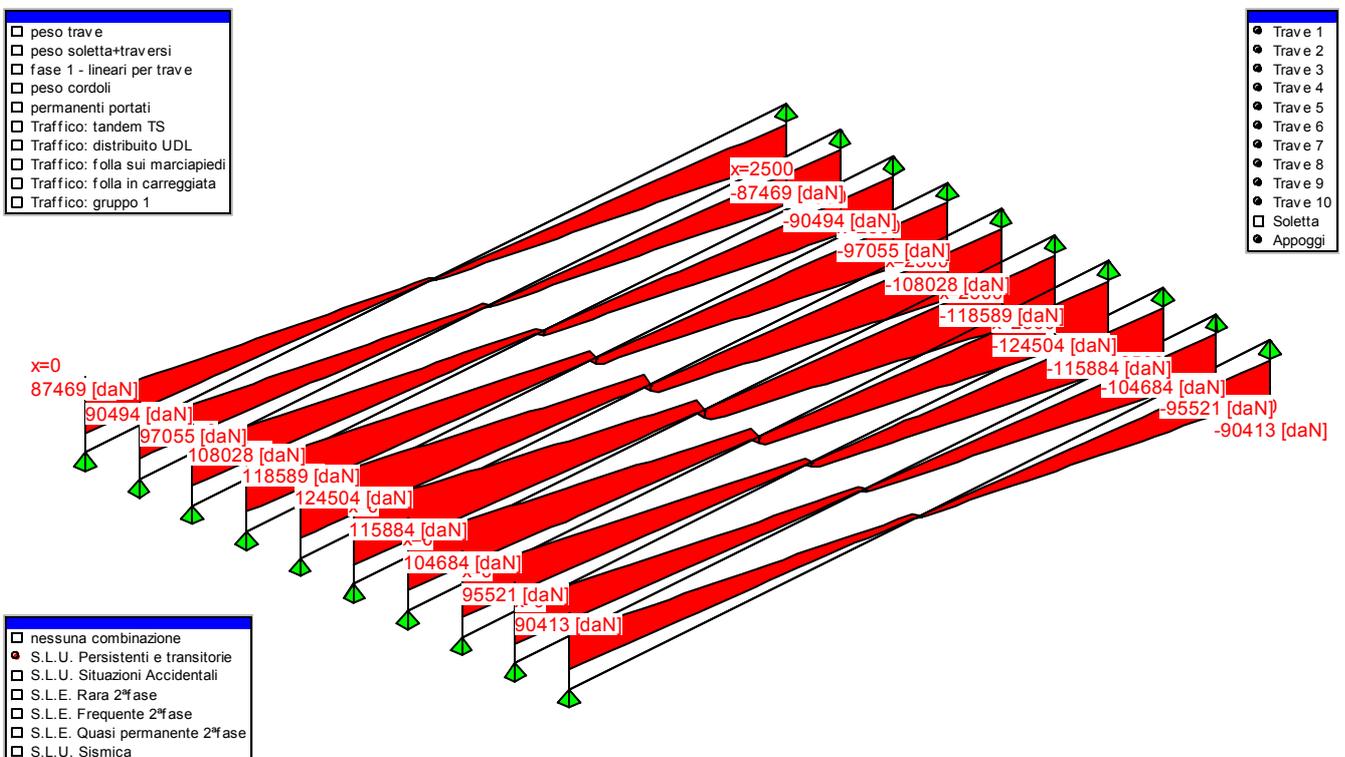


Figura 8 - Valori di involucro del taglio sulle travi in situazione SLU P/T

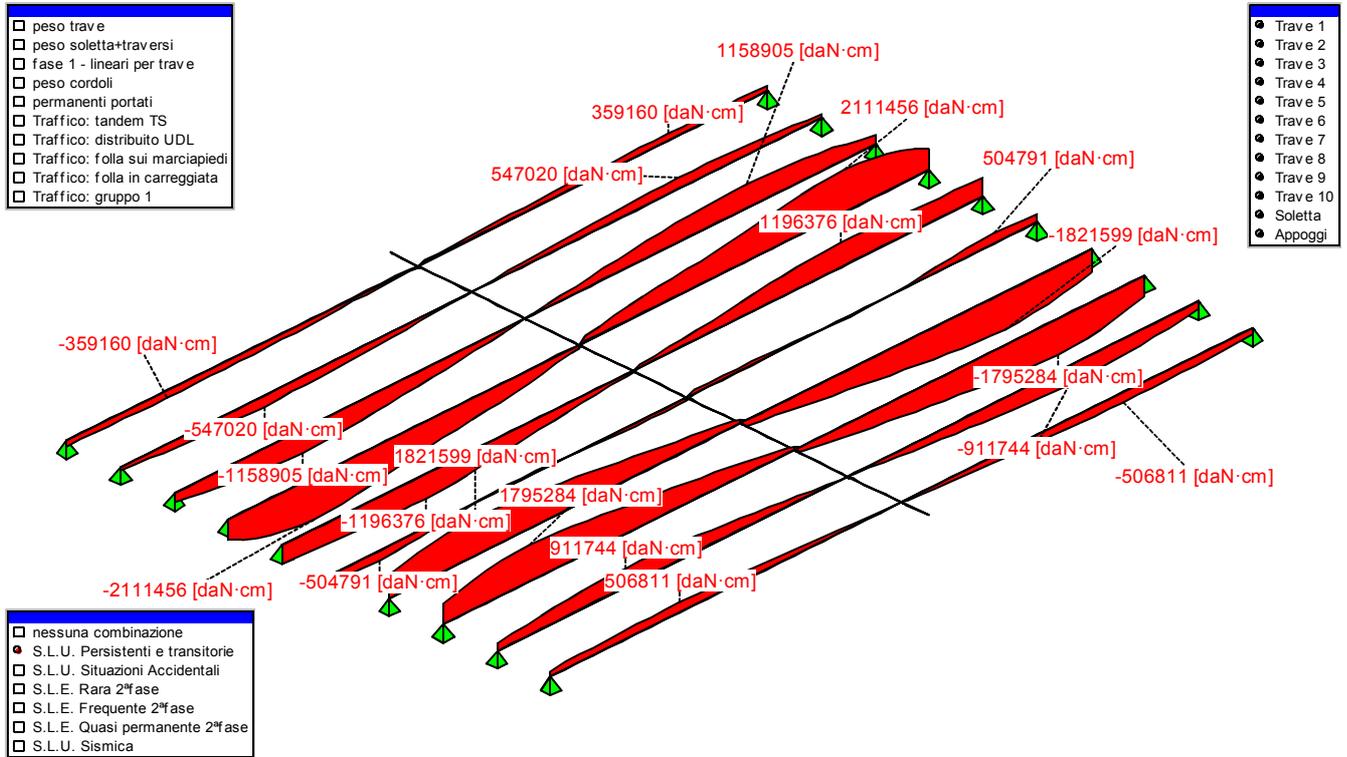


Figura 9 - Valori di involucro del momento torcente sulle travi in situazione SLU P/T

## Stati Limite di Esercizio

Prima fase - al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{G1_{k,1}\}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
0	appoggio	0	20724
100		1988696	19066
200		3811667	17408
300		5468913	15750
400		6960435	14092
500		8286232	12435
600		9446304	10777
700		10440652	9119
800		11269275	7461
900		11932174	5803
1000		12429348	4145
1100		12760797	2487
1200		12926521	829
1250	mezzeria	12952632	0
1300		12926521	-829
1400		12760797	-2487
1500		12429348	-4145
1600		11932174	-5803
1700		11269275	-7461
1800		10440652	-9119
1900		9446304	-10777
2000		8286232	-12435

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
2100		6960435	-14092
2200		5468913	-15750
2300		3811667	-17408
2400		1988696	-19066
2500	appoggio	0	-20724

Prima fase - al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
0	appoggio	0	32374
100		3106570	29784
200		5954259	27194
300		8543067	24604
400		10872994	22014
500		12944041	19424
600		14756207	16834
700		16309492	14244
800		17603896	11654
900		18639419	9065
1000		19416061	6475
1100		19933823	3885
1200		20192704	1295
1250	mezzeria	20233491	0
1300		20192704	-1295
1400		19933823	-3885

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
1500		19416061	-6475
1600		18639419	-9065
1700		17603896	-11654
1800		16309492	-14244
1900		14756207	-16834
2000		12944041	-19424
2100		10872994	-22014
2200		8543067	-24604
2300		5954259	-27194
2400		3106570	-29784
2500	appoggio	0	-32374

Seconda fase - combinazione Caratteristica (Rara)

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^{a \text{ fase}} + \sum G2_{k,2}^{a \text{ fase}} + Q_{k, \text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0	appoggio	0	57450	-213
100		5510570	53787	-212
200		10557129	50165	-207
300		15139677	46581	-198
400		19258213	43038	-187
500		22912739	39535	-172
600		26103254	36071	40442
700		28829757	32647	47877
800		31092250	29262	-114
900		32890731	25918	-91

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
1000		34225201	22613	-66
1100		35095661	19348	-40
1200		35502109	16122	-13
1250	mezzeria	35546433	-9085	0
1300		35502109	-16122	121223
1400		35095661	-19348	137417
1500		34225201	-22613	122874
1600		32890731	-25918	70736
1700		31092250	-29262	1102
1800		28829757	-32647	136
1900		26103254	-36071	155
2000		22912739	-39535	35817
2100		19258213	-43038	160196
2200		15139677	-46581	286311
2300		10557129	-50165	363610
2400		5510570	-53787	362149
2500	appoggio	0	-57450	287762

Seconda fase - combinazione Frequente

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^a + \sum G2_{k,2}^a + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0	appoggio	0	44141	-213
100		4234064	41303	-212
200		8111692	38481	-207
300		11632883	35674	-198

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
400		14797638	32884	-187
500		17605957	30109	11932
600		20057839	27350	65166
700		22153285	24607	69590
800		23892295	21880	32910
900		25274868	19169	-91
1000		26301005	16474	-66
1100		26970705	13795	-40
1200		27283969	11131	-13
1250	mezzeria	27318541	-7630	0
1300		27283969	-11131	60712
1400		26970705	-13795	71852
1500		26301005	-16474	59563
1600		25274868	-19169	19490
1700		23892295	-21880	114
1800		22153285	-24607	136
1900		20057839	-27350	155
2000		17605957	-30109	172
2100		14797638	-32884	73793
2200		11632883	-35674	157971
2300		8111692	-38481	204999
2400		4234064	-41303	195522
2500	appoggio	0	-44141	136566

Seconda fase - combinazione Quasi Permanente

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^a + \sum G2_{k,2}^a + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

<b>Sez.X</b>	<b>Descrizione</b>	<b>M [daN·cm]</b>	<b>V [daN]</b>	<b>T [daN·cm]</b>
0	appoggio	0	21614	-213
100		2074064	19885	-212
200		3975290	18156	-207
300		5703676	16427	-198
400		7259225	14697	-187
500		8641934	12968	-172
600		9851805	11239	-155
700		10888837	9510	-136
800		11753030	7781	-114
900		12444385	6052	-91
1000		12962901	4323	-66
1100		13308578	2594	-40
1200		13481417	865	-13
1250	mezzeria	13508648	0	0
1300		13481417	-865	13
1400		13308578	-2594	40
1500		12962901	-4323	66
1600		12444385	-6052	91
1700		11753030	-7781	114
1800		10888837	-9510	136
1900		9851805	-11239	155
2000		8641934	-12968	172
2100		7259225	-14697	187
2200		5703676	-16427	198
2300		3975290	-18156	207

<b>Sez.X</b>	<b>Descrizione</b>	<b>M [daN·cm]</b>	<b>V [daN]</b>	<b>T [daN·cm]</b>
2400		2074064	-19885	212
2500	appoggio	0	-21614	213

## **6.6. SOLLECITAZIONI SULLA SOLETTA**

L'impalcato del ponte oggetto di studio è completato in opera con una soletta collaborante.

La soletta ha il compito di sopportare localmente i carichi sia permanenti sia accidentali, trasferirli alle strutture principali e collaborare con le travi stesse per riportare i carichi sugli appoggi. La soletta, inoltre, funge da traverso: ne segue che bisognerà tenere conto anche dei momenti indotti dalla ripartizione trasversale di tutti i carichi eccentrici ed in particolare di quelli mobili. La verifica verrà condotta considerando la somma del momento dovuto agli effetti locali e il momento dovuto agli effetti di ripartizione.

### **Valori caratteristici momenti flettenti**

Effetto globale

Carichi permanenti

<b>Sez.</b>	<b>Descrizione</b>	<b>peso cordoli [daN·cm/cm]</b>	<b>Perm Portati [daN·cm/cm]</b>
-950	estremità dx	0	50
-900		0	45
-800		0	25
-700		0	16
-600		0	11
-500		0	9
-400		0	9
-300		0	8
-200		0	8
-100		0	8
0	asse travi	0	9
100		0	8
200		0	9
300		0	8

Sez.	Descrizione	peso cordoli [daN·cm/cm]	Perm Portati [daN·cm/cm]
400		0	9
500		0	8
600		0	8
700		0	7
800		0	6
900		0	3
950	estremità sx	0	0

Carichi da traffico

Sez.	Descrizione	Tandem-TS	
		Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
-950	estremità dx	374	-167
-900		449	-194
-800		108	-355
-700		333	-362
-600		440	-361
-500		493	-597
-400		522	-571
-300		537	-533
-200		544	-474
-100		547	-482
0	asse travi	547	-472
100		547	-482
200		544	-474

Sez.	Descrizione	Tandem-TS	
		Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
300		537	-533
400		522	-571
500		493	-597
600		440	-361
700		333	-362
800		73	-355
900		335	-194
950	estremità sx	0	0

Sez.	Descrizione	Distribuito-UDL	
		Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
-950	estremità dx	126	-106
-900		154	-182
-800		1232	-256
-700		1414	-310
-600		1476	-388
-500		1510	-427
-400		1528	-404
-300		1538	-340
-200		1542	-355
-100		1544	-330
0	asse travi	1545	-307
100		1544	-345

Sez.	Descrizione	Distribuito-UDL	
		Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
200		1542	-316
300		1538	-345
400		1528	-416
500		1510	-424
600		1476	-317
700		1414	-313
800		1258	-231
900		198	-106
950	estremità sx	0	0

Sez.	Descrizione	gruppo 1 (tab.5.1.IV)	
		Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
-950	estremità dx	500	-278
-900		604	-324
-800		1340	-610
-700		1747	-673
-600		1915	-693
-500		2003	-1023
-400		2050	-982
-300		2075	-877
-200		2086	-820
-100		2091	-816
0	asse travi	2092	-803

Sez.	Descrizione	gruppo 1 (tab.5.1.IV)	
		Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
100		2091	-816
200		2086	-820
300		2075	-877
400		2050	-982
500		2003	-1023
600		1915	-693
700		1747	-673
800		1331	-610
900		533	-324
950	estremità sx	0	0

### **Effetto locale**

Il momento massimo trasversale dato dall'effetto locale dei carichi sulla soletta viene determinato servendosi di uno schema semplificato di trave semi incastrata e prendendo il momento in mezzzeria.

I carichi permanenti considerati sono il peso proprio della soletta (G1) e della pavimentazione (G2), più intonaco intumescente (G2).

La ricerca del massimo momento flettente generato dai carichi mobili viene condotta considerando il carico LM2 illustrato nella Normativa al punto 5.1.3.3.5.

Tale schema, considerato autonomamente e assunto a riferimento solo per verifiche locali, è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico (di dimensioni 35x60 [cm]) poste ad un interasse di 200 [cm]: il carico totale asse è pari a 40000 [daN]

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire attraverso una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante

Il momento minimo dato dall'effetto locale, invece, viene valutato come uno schema statico di trave perfettamente incastrata.

Luce Soletta	115
Carico per ruota - schema 2	20000
Interasse ruote	200
Dimensioni impronta ruota LX x BY	35x60
Larghezza impronta a metà spessore soletta	76
Lunghezza influenza	200

Momento flettente trasversale [daN·cm/cm] (positivo tende le fibre inferiori):

	M max	M min
effetto locale permanenti strutturali	81	-54
effetto locale permanenti non strutturali	150	-100
effetto locale LM2	1311	-1228

## Valori di combinazione

Nelle combinazioni seguenti vengono sommati effetti globali ed effetti locali.

Nei grafici sono riportati solo gli effetti globali.

### Stati Limite Ultimi

Persistenti/Transitorie (P/T)

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
-950	estremità dx	2311	-1905
-900		2988	-2252
-800		3952	-2667
-700		4487	-2767
-600		4707	-2800
-500		4823	-3249
-400		4886	-3194
-300		4918	-3053
-200		4933	-2975
-100		4940	-2971
0	asse travi	4942	-2952
100		4940	-2970
200		4934	-2975
300		4918	-3053
400		4886	-3194
500		4821	-3251
600		4702	-2805
700		4474	-2779
800		3910	-2696
900		2828	-2316
950	estremità sx	2105	-1882

## Stati Limite di Esercizio

### Combinazioni Rare

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2}^a + \sum G_{2,k,2}^a + Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
-950	estremità dx	1689	-1407
-900		2191	-1662
-800		2908	-1967
-700		3305	-2040
-600		3469	-2064
-500		3555	-2397
-400		3601	-2356
-300		3625	-2252
-200		3637	-2194
-100		3641	-2190
0	asse travi	3643	-2177
100		3642	-2190
200		3637	-2193
300		3625	-2251
400		3601	-2356
500		3554	-2398
600		3466	-2067
700		3297	-2048
800		2879	-1987
900		2078	-1704
950	estremità sx	1542	-1383

Combinazioni Frequenti

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^a_{fase} + \sum G2_{k,2}^a_{fase} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
-950	estremità dx	1334	-1068
-900		1659	-1228
-800		1814	-1419
-700		2046	-1456
-600		2146	-1468
-500		2198	-1685
-400		2226	-1659
-300		2241	-1605
-200		2248	-1561
-100		2251	-1562
0	asse travi	2252	-1553
100		2251	-1562
200		2248	-1561
300		2241	-1604
400		2226	-1659
500		2197	-1685
600		2143	-1471
700		2037	-1464
800		1779	-1438
900		1548	-1271
950	estremità sx	1215	-1076

Combinazioni Quasi Permanenti

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^a_{fase} + \sum G2_{k,2}^a_{fase} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax [daN·cm/cm]	Mmin [daN·cm/cm]
-950	estremità dx	290	-96
-900		277	-109
-800		257	-129
-700		247	-139
-600		243	-143
-500		241	-145
-400		240	-146
-300		240	-146
-200		240	-146
-100		240	-146
0	asse travi	240	-146
100		240	-146
200		240	-146
300		240	-146
400		240	-146
500		240	-146
600		240	-146
700		239	-147
800		237	-148
900		234	-152
950	estremità sx	232	-154

## **6.7. VERIFICA ELEMENTO PRECOMPRESSO**

### **Modello di calcolo**

Il codice di calcolo TCAP riceve le combinazioni di carico della struttura dal programma di calcolo delle sollecitazioni ed esegue le verifiche nelle situazioni agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio inserendo nelle combinazioni l'effetto della precompressione.

Per valutare l'effetto della precompressione nelle varie sezioni viene assunto un modello di calcolo appropriato che riproduce le condizioni iperstatiche della struttura reale.

La struttura è considerata lineare e rettilinea, soggetta a deformazione longitudinale assiale generata dalla precompressione e deformazione trasversale per inflessione nel piano verticale. Essa viene schematizzata come una struttura a telaio piano che discretizza i tratti a sezione (e quindi baricentro) costante con aste orizzontali e i tratti a geometria variabile con aste inclinate.

Le forze di precompressione sono rappresentate da forze longitudinali e da coppie di trasporto delle forze stesse alla quota del baricentro locale.

Per il calcolo dei momenti flettenti resistenti a rottura viene utilizzata la procedura FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT che tiene conto, oltre al contributo del calcestruzzo, del contributo delle armature lente (stesso stato deformativo del calcestruzzo) e del contributo delle armature di precompressione nello stato deformativo effettivo (pretensione).

### **Codice di calcolo**

La verifica è stata condotta con il codice di calcolo automatico TCAP ed. alfa 8.32 - 10/2015 sviluppato da SIGMAc SOFT - Padova.

- Procedura di calcolo tensionale per flessione: PREFLErett vers. TCAP/3.0 09/11 - SIGMAcSOFT
- Procedura di calcolo a rottura per flessione: FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT

- Procedura di calcolo a rottura per taglio: VrdCalc ed. TCAP/1.0 06/10 - SIGMAcSOFT
- Modello iperstatico: TRSP ed. TCAP/1.0 04/10 - SIGMAcSOFT

## Dati di calcolo

Dati geometrici

Schemi statici

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto eseguito in opera di traversi e soletta collaborante. Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE: Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono al peso proprio ed a quello del getto eseguito in opera.

SECONDA FASE: Il sistema misto, travi prefabbricate e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

Prima fase

Nella prima fase i prefabbricati sono soggetti alle seguenti condizioni di vincolo:

In opera al momento del getto di 2a fase:

Sbalzo sinistro = 30.00

Sbalzo destro = 30.00

Seconda fase

In seconda fase la struttura è vincolata sugli appoggi definitivi:

appoggio	descrizione	X	luce campata
1	Spalla iniziale	0.00	
2	Spalla finale	2500.00	2500.00

Armature trave prefabbricata

Armature di precompressione pretesate

trefoli :	6/10"	
area trefolo =	139.000	[mm <sup>2</sup> ]
acciaio :	prec.fpk=1860	
tensione di tesatura =	14250.00	[daN/cm <sup>2</sup> ] ]
area totale A <sub>p</sub> =	66.720	[cm <sup>2</sup> ]

precompressione totale $N_p =$	950760.00	[daN]
quota baricentro $Z_{g,p} =$	15.46	[cm]

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
105.00	2		
99.00			
80.00			
60.00	2		
43.50			
37.50			
31.50			
25.50			
20.50	2		
15.50	6		
10.50	16	6	200.00
5.50	20	6	400.00
N. trefoli=	48	L tot guaine=	3600.00

Armatura lenta

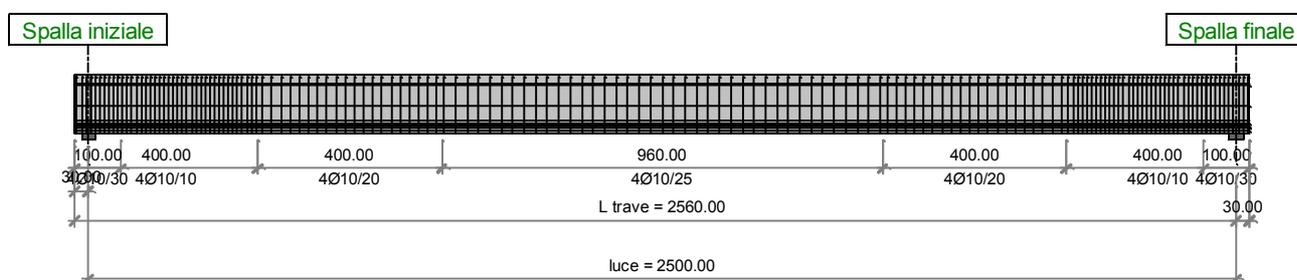
Armatura trasversale :

pos.		armatura	x iniziale	x finale	
P1-S1		4Ø10/10.00	0.00	400.00	trave+colleg. con soletta
P1-S1	(simmetrica)		2160.00	2560.00	
P1-S2		4Ø10/20.00	400.00	800.00	trave+colleg. con soletta
P1-S2	(simmetrica)		1760.00	2160.00	
P1-S3		4Ø10/25.00	800.00	1760.00	trave+colleg. con soletta

pos.		armatura	x iniziale	x finale	
P1-S4		4Ø10/30.00	0.00	100.00	trave+colleg. con soletta
P1-S4	(simmetrica)		2460.00	2560.00	

armatura longit. appoggio :

n. barre	Ø	lunghezza	quota z
10	16	192.00	7.00



#### Materiali - resistenze di calcolo

In questo paragrafo non valgono le convezioni di segno precedentemente riportate: per il calcestruzzo tutte le grandezze sono indicate con segno positivo e contestualmente viene specificato se si tratta di valori di compressione o di trazione.

#### Calcestruzzo delle travi prefabbricate

Ai fini del calcolo le caratteristiche rilevanti del calcestruzzo sono date dalla resistenza a rottura, dal modulo elastico e dall'entità dei fenomeni differiti nel tempo.

Le travi prefabbricate in c.a.p. sono precomprese a trefoli aderenti e devono perciò rispettare delle limitazioni tensionali già in fase iniziale, al rilascio dei trefoli.

Data l'entità delle sollecitazioni iniziali si raccomanda di eseguire il trasferimento della precompressione con opportuna gradualità. Nel seguito della relazione si indicherà sinteticamente tale operazione come "taglio dei trefoli".

Calcestruzzo	C45/55
resistenza caratteristica $R_{ck,28,cub}$	550.00
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$	385.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.500
modulo elastico	364161.14

peso specifico	0.0025
ritiro totale	-0.00030
% ritiro prima del taglio trefoli	25.5%
% ritiro taglio trefoli-getto soletta	25.5%
% ritiro da getto soletta a t=inf.	49%
coeff. di viscosità	2.300
% viscosità taglio trefoli-getto soletta	33%
% viscosità da getto soletta a t=inf.	67%

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	$f_{ck}$	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 550.00 = 456.50$	daN/cm <sup>2</sup>
al taglio dei trefoli	$f_{ckj}$	$= 0.83 \cdot R_{ckj}$	$= 0.83 \cdot 385.00 = 319.55$	daN/cm <sup>2</sup>

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	$f_{cd}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 456.50 / 1.5 = 258.68$	daN/cm <sup>2</sup>
al taglio dei trefoli	$f_{cdj}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 319.55 / 1.5 = 181.08$	daN/cm <sup>2</sup>

Nel calcolo a rottura delle sezioni si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con tensione massima a tempo infinito pari a :

$$f_{cd} = 258.68 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	$f_{ct}$	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 38.32 / 1.2 = 31.93$
al taglio dei trefoli	$f_{ctj}$	$= f_{ctmj} / 1.2$	$= 30.21 / 1.2 = 25.17$

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione nel calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

al taglio dei trefoli :

$\sigma_{cj}$	$< 0.70 \cdot f_{ckj}$	$= 223.69$	daN/cm <sup>2</sup>
---------------	------------------------	------------	---------------------

--	--	--	--

a cadute avvenute :

$\sigma_c$	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	= 273.90	daN/cm <sup>2</sup>	(per comb. caratteristica rara)
$\sigma_c$	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	= 205.43	daN/cm <sup>2</sup>	(per comb. quasi permanente)

Calcestruzzo gettato in opera

Calcestruzzo	C32/40
resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$	400.00
coefficiente sicurezza del materiale	1.5
modulo elastico	336427.78
peso specifico	0.0025
coeff. di omogeneizzazione con cls travi	0.924

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	$f_{ck}$	= $0.83 \cdot R_{ck}$	= $0.83 \cdot 400.00 = 332.00$	daN/cm <sup>2</sup>
------------------	----------	-----------------------	--------------------------------	---------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	$f_{cd}$	= $\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	= $0.85 \cdot 332.00 / 1.5 = 188.13$	daN/cm <sup>2</sup>
------------------	----------	---	--------------------------------------	---------------------

Nel diagramma parabola-rettangolo la tensione massima è pari a :

$$f_{cd} = 188.13$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	$f_{ct}$	= $f_{ctm} / 1.2$	= $30.99 / 1.2 = 25.82$
------------------	----------	-------------------	-------------------------

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

$\sigma_c$	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	= 199.20	daN/cm <sup>2</sup>	(per comb. caratteristica rara)
------------	----------------------	----------	---------------------	---------------------------------

$\sigma_c$	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	= 149.40	daN/cm <sup>2</sup>	(per comb. quasi permanente)
------------	-----------------------	----------	---------------------	------------------------------

Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	16740.00
Modulo elastico	1950000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6
coefficiente di sicurezza	1.15
% rilassam. prima del taglio trefoli	41.4%
% rilassam. taglio trefoli-getto soletta	25.9%
% rilassam. da getto soletta a t=inf.	32.7%

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pre-tesi deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

$\sigma_{spi}$	$\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$	= $0.80 \cdot 18414.00 = 14731.20$	daN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{spi}$	$\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$	= $0.90 \cdot 16740.00 = 15066.00$	daN/cm <sup>2</sup>

E' ammessa una sovratensione iniziale pari a  $0.05 f_{p(1)k}$ .

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 D.M.14/01/2008):

$\sigma_{sp}$	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	13392.00	daN/cm <sup>2</sup>
---------------	-----------------------------	----------	---------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$f_{p1d}$	$= f_{p(1)k} / \gamma_s$	= $16740.00 / 1.15 = 14556.52$	daN/cm <sup>2</sup>
-----------	--------------------------	--------------------------------	---------------------

Acciaio per armatura lenta

Questo tipo di acciaio costituisce l'armatura destinata ad assorbire gli sforzi di taglio (staffe) ed altri sforzi locali di trazione nel calcestruzzo.

tipo acciaio	B450C
--------------	-------

tensione di snervamento $f_{yk}$	4500.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.15
modulo elastico	2100000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

La tensione massima consentita (4.1.2.2.5.2 D.M. 14/01/2008) nella combinazione rara deve rispettare la seguente limitazione:

$\sigma_s$	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 4500.00 = 3600.00$	daN/cm <sup>2</sup>
------------	--------------------------	----------------------------------	---------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$f_{yd}$	$= f_{yk} / \gamma_s$	$= 4500.00 / 1.15 = 3913.04$	daN/cm <sup>2</sup>
----------	-----------------------	------------------------------	---------------------

#### Cadute di tensione

##### Rilassamento dell'acciaio da precompressione

La valutazione del rilassamento dell'acciaio da precompressione avviene con la formulazione indicata dalla normativa e con i dati forniti dal produttore.

Ad una temperatura costante di 20 [°C] la caduta di tensione  $\Delta\sigma_{pr}$  per rilassamento al tempo  $t$  è:

classe	tipo	caduta
2	trecce e trefoli stabilizzati	$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9 \cdot \mu} \cdot (t/1000)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}]$

dove:

- $\sigma_{pi}$  è la tensione iniziale nel cavo;
- $\rho_{1000}$  è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 [°C] e a partire da una tensione iniziale pari a 0.7 della resistenza  $f_p$  del campione provato:

Acciaio	classe	$\rho_{1000}$
1	2	2.5

-  $\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$ ;

- $f_{pk}$  è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;

- t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte ed inserendo un tempo di 500000 ore. Si ottiene così:

Armatura	classe	$\rho$	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	
Trave 1 - gruppo 1	2	0.774	0.054	5.42%

#### Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a :

prefabbricati  $\epsilon_{cs1} = -0.00030$

getto in opera  $\epsilon_{cs2} = -0.00030$

e la conseguente caduta di tensione nell'acciaio da precompressione viene calcolata in base al modulo elastico dell'acciaio stesso:

Armatura	$\Delta\sigma_{ps}$		
Trave 1 - gruppo 1	$-0.00030 \cdot 1950000.00 =$	-585.00	4.11%

#### Viscosità del calcestruzzo

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, ai fini del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio, secondo quanto indicato dalle norme (11.2.10.7 D.M.14/01/2008), pari a :

$\phi_{inf,1} = 2.3$  (cavi pretesi nei prefabbricati)

#### Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione

Per i cavi pretesi, che agiscono sugli elementi prefabbricati, i valori totali dei fenomeni differiti esposti ai paragrafi precedenti vengono ripartiti nelle diverse fasi tenendo conto delle diverse condizioni ambientali e tensionali.

	% rilassamento	% ritiro	% viscosità
dalla posa in tensione al taglio trefoli	41.40	25.50	0.00
dal taglio trefoli al getto in opera	25.90	25.50	33.00
dal getto in opera a tempo infinito	32.70	49.00	67.00

#### Sollecitazioni esterne

<nessun carico applicato in prima fase>

### **Stati limite di esercizio**

Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica distingueremo le seguenti fasi :

#### PRIMA FASE

- a) al manifestarsi della precompressione
- b) prima del getto in opera
- c) subito dopo il getto in opera

#### SECONDA FASE

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

In tutte le fasi la determinazione dello stato tensionale degli elementi da verificare avviene in base alla combinazione caratteristica (rara) :

$$S = G_1 + G_2 + P + Q$$

dove:

- G<sub>1</sub> = permanenti strutturali
- G<sub>2</sub> = permanenti non strutturali
- P = precompressione
- Q = azioni variabili

### **Stato limite di fessurazione travi prefabbricate**

Per garantire la durabilità della struttura il calcolo di verifica tensionale agli Stati Limite di esercizio viene condotto con opportune limitazioni che preservano le travi principali da una eccessiva fessurazione.

A questo scopo, facendo riferimento alla normativa (tab. 4.1.IV) ed adottando le limitazioni relative alle armature *sensibili* nel caso di ambiente molto aggressivo, andrebbero verificate le seguenti condizioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	<nessuna verifica>	formazione fessure	decompressione

Per una maggiore tutela della durabilità dell'opera vengono invece rispettate nelle verifiche le seguenti limitazioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	formazione fessure	decompressione	<nessuna verifica>
	$\sigma_{traz.} \leq f_{ctm}/1.2$		

### **Stato Limite di deformazione**

Viene valutata l'entità delle deformazioni significative degli elementi inflessi nelle varie fasi.

La valutazione di tali deformazioni viene fatta assumendo per il modulo elastico del calcestruzzo il valore:

$$E_{travi} = 364161.14$$

$$E_{soletta} = 336427.78$$

e, per determinare gli effetti sotto l'azione dei carichi permanenti, viene assunto un coefficiente di viscosità pari a:

$$\phi_{inf} = 2.3$$

L'effetto della viscosità viene poi ridotto moltiplicando tutte le deformazioni conseguenti per il valore 0.5

Le frecce calcolate sono positive se rappresentano uno spostamento verso l'alto, negative se verso il basso.

Prima fase

UH110 :

	accorciamento	rotaz. testata	rotaz. testata	freccia in
	[cm]	sinistra [rad]	destra [rad]	mezzeria [cm]
al taglio trefoli	-0.8306	0.00425	-0.00425	2.7095
al getto soletta	-1.2518	0.00333	-0.00333	1.9674
dopo maturazione	-1.2555	0.00333	-0.00333	1.9700

Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

	dopo maturazione	postesi e	
	soletta	cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0.0000	0.0000	0.0000
Spalla finale	0.0000	0.0000	-0.4343

Rotazioni in asse appoggi [rad] :

	dopo maturazione	postesi e	
	soletta	cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0.00000	0.00000	0.00483
Spalla finale	0.00000	0.00000	-0.00483

Frecce in mezzzeria [cm] :

campata		dopo maturazione	postesi e	t=inf.	t=inf.
	X	soletta	cambio vincoli	comb. rara max	comb. rara min
1	1250.00	1.9700	1.9700	2.9748	0.0708

## Stati limite ultimi

### Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti

Il calcolo dei momenti ultimi delle sezioni viene eseguito tenendo conto del diagramma  $\sigma-\varepsilon$  parabola-rettangolo per il calcestruzzo, con deformazione limite pari a -0.0035 in compressione, e deformazione indefinita a trazione con tensione nulla (sezione fessurata).

Per gli acciai si utilizza un diagramma tensioni-deformazioni linearmente elastico fino alla tensione di rottura e lineare orizzontale fino alla deformazione 0.01, sia in trazione che in compressione.

Si rimanda al capitolo dei materiali per i valori dei moduli elastici e delle tensioni di calcolo.

Nel calcolo del momento ultimo si tiene conto del delta di deformazione  $\varepsilon_{sp}$  dell'acciaio da precompressione rispetto agli altri materiali.

### Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti

Per valutare i tagli e momenti torcenti resistenti viene utilizzata la formulazione indicata dalle norme:

$$V_{Rd} = [0.18/\gamma_c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{taglio ultimo in assenza di armatura trasversale})$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\cotan\alpha + \cotan\theta) / (1 + \cotan^2\theta) \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotan\alpha + \cotan\theta) \cdot \sin\alpha \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle staffe})$$

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A_k \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \cotan\theta / (1 + \cotan^2\theta) \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A_k \cdot (A_{sw,parete}/s) \cdot f_{yd} \cdot \cotan\theta \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle staffe})$$

Dove:

d: altezza utile della sezione

$b_w$ : larghezza minima della sezione

$A_{sw}$ : area armatura trasversale nella sezione

$A_{sw,parete}$ : area armatura trasversale minima nelle pareti

s: passo staffe

$\alpha$ : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali (90 [deg])

$\theta$ : inclinazione bielle compresse in cls

$\alpha_c$ : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

$A_{sl}$ : area acciaio in zona tesa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d)$$

$A_k$ : area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico della sezione

Nel modello a traliccio a rottura si considerano inclinate a 45 [deg] le bielle compresse di calcestruzzo in sezioni non precomprese, mentre si tiene conto dell'effetto benefico della precompressione valutando una minore inclinazione delle bielle in base alla tensione principale di trazione presente nella sezione a quota baricentrica.

L'inclinazione così determinata viene comunque limitata come indicato nelle norme citate.

Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti

Viene calcolato lo sforzo di scorrimento di progetto  $S_{Edi}$  tra il calcestruzzo delle travi prefabbricate e quello gettato in opera, e viene confrontato con quello ultimo di interfaccia  $S_{Rdi}$ , utilizzando le indicazioni della normativa EN1991-1-1-6.2.5

$$S_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed}/z$$

in cui:

- $\beta$  è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata, assunto = 1.0
- $V_{Ed}$  è la forza di taglio trasversale di 2ª fase
- $z$  è il braccio della coppia interna della sezione composta

$$S_{Rdi} = b_i \cdot (c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n) + A_{sw}/s \cdot f_{yd} \cdot \mu \leq 0.5 \cdot b_i \cdot v \cdot f_{cd}$$

in cui:

Larghezza superficie contatto / spess. tot. anime	$b/b_w$	1.000	[-]
Fattore di coesione tra le superfici	$c$	0.350	[-]
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	30.99	[daN/cm²]
Coefficiente di attrito tra le superfici	$\mu$	0.600	[-]
Compressione normale alle superfici di contatto	$\sigma_n$	1.40	[daN/cm²]
Area complessiva staffa di collegamento	$A_{sw}$	<variabile>	[cm²]
Passo staffe di collegamento	$s$	<variabile>	[cm]
Resistenza calcestruzzo più debole	$f_{cd}$	188.13	[daN/cm²]

## Verifica delle sezioni

Verifica sezione X=0.00 - Sezione all'appoggio

Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-94.00	0.00	prefabb.:
2	-94.00	6.50	non reag.trazione
3	-94.00	11.17	
4	-58.60	16.50	
5	-51.90	24.70	
6	-60.80	84.30	
7	-90.00	105.00	
8	-90.00	110.00	
9	-50.50	110.00	
10	-38.20	28.10	
11	-31.30	21.60	
12	0.00	19.00	
13	31.30	21.60	
14	38.20	28.10	
15	50.50	110.00	
16	90.00	110.00	
17	90.00	105.00	
18	60.80	84.30	
19	51.90	24.70	
20	58.60	16.50	
21	94.00	11.17	
22	94.00	6.50	

n.	Y	Z	
23	94.00	0.00	
24	94.00	0.00	
25	-94.00	0.00	fine prefabb.

A	J <sub>r</sub>	Z <sub>g</sub>
6760.191	9609320.6609	41.23

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	7.00	20.106	armatura longit. appoggio 10Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>r, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	7061.784	9947558.2471	39.77

Sollecitazioni	M <sub>esterno</sub>
in trasporto	817943.15
dopo getto 2a fase	0.00

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	σ <sub>e, max</sub>	σ <sub>i, max</sub>	
in trasporto	0.00	0.00	
dopo getto 2a fase	0.00	0.00	

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
in trasporto	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	0.00	0.00		0.00	

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

<sollecitazioni flettenti nulle>

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
	0.785	28.00		0.41888

d	K	$A_{sl}$	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
103.00	1.441	20.106	0.0070	0.00	1.000

$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$
15800.14	151943.81	167859.62

$$V_{Ed,max} = 43704.34 < 151943.81$$

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	0.00	0.00
getto in opera	0.00	0.00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	285.84	2.0%
rilassamento acciaio	32.6%	251.63	1.8%
viscosità cls	100.0 %	1133.18	8.0%

## Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-94.00	0.00	prefabb.:
2	-94.00	6.50	non reag.trazione
3	-94.00	11.17	
4	-58.60	16.50	
5	-51.90	24.70	
6	-60.80	84.30	
7	-90.00	105.00	
8	-90.00	110.00	
9	-50.50	110.00	
10	-38.20	28.10	
11	-31.30	21.60	
12	0.00	19.00	
13	31.30	21.60	
14	38.20	28.10	
15	50.50	110.00	
16	90.00	110.00	
17	90.00	105.00	

n.	Y	Z	
18	60.80	84.30	
19	51.90	24.70	
20	58.60	16.50	
21	94.00	11.17	
22	94.00	6.50	
23	94.00	0.00	
24	94.00	0.00	fine prefabb.
25	-94.00	0.00	
26	-95.00	130.00	getto in opera
27	95.00	130.00	(m=0.924)
28	95.00	110.00	non reag.trazione
29	-95.00	110.00	
30	-95.00	130.00	

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
10270.795	24064171.9876	68.15

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	7.00	20.106	armatura longit. appoggio 10Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f,id</sub>	Z <sub>g,id</sub>
	10572.388	25159841.9593	66.41

Tensioni sul cls - UH110 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00		0.00	

Verifica a rottura per flessione t=inf.  
 <sollecitazioni flettenti nulle>

Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
	0.785	28.00		0.41888

d	K	$A_{sl}$	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
123.00	1.403	20.106	0.0058	0.00	1.000

$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$
17322.55	181447.46	200453.72

$$V_{Ed,max} = 124503.81 < 181447.46$$

$$\text{Trazione per taglio } (V=124503.81) = 62251.91 \text{ [daN]}$$

Verifica rottura per torsione  $t=inf.$

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$f_{cd}$	Staffe parete:	$A_{sw}$
	0.785	129.34		0.20944

$A_k$	$t_{min}$	$u_k$	$\sigma_{ep}$	$\alpha_c$
11460.000	14.00	431.00	0.00	1.000

$T_{Rcd}$	$T_{Rsd}$
20751577.00	18783992.25

$$T_{Ed,max} = 388510.61 < 18783992.25$$

$$\text{Trazione per torsione } (T=18783992.25) = 353224.29 \text{ [daN]}$$

$$\text{Trazione per torsione } (T=388510.61) = 7305.76 \text{ [daN]}$$

$$\text{Sforzo di precompressione presente} = 0.00 \text{ [daN]}$$

$$\text{armatura longitudinale minima } (T=T_{Ed,max}=388510.61) = 1.867 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Verifica a taglio/torsione  $t=inf.$

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b*) nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |-388510.61/18783992.25| + |124503.81/181447.46| = 0.707$$

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 28.000 [cm<sup>2</sup>] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=0.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	746.85	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	0.00	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±327.22	[daN/cm]
staffe di collegamento	0.4189	[cm <sup>2</sup> /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±1310.67	[daN/cm]

Verifica sezione X=1250.00 - Sezione di mezzeria

Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-94.00	0.00	prefabb.:
2	-94.00	6.50	reag.trazione
3	-94.00	11.17	
4	-58.60	16.50	
5	-51.90	24.70	
6	-60.80	84.30	
7	-90.00	105.00	
8	-90.00	110.00	
9	-50.50	110.00	
10	-38.20	28.10	
11	-31.30	21.60	
12	0.00	19.00	
13	31.30	21.60	
14	38.20	28.10	

n.	Y	Z	
15	50.50	110.00	
16	90.00	110.00	
17	90.00	105.00	
18	60.80	84.30	
19	51.90	24.70	
20	58.60	16.50	
21	94.00	11.17	
22	94.00	6.50	
23	94.00	0.00	
24	94.00	0.00	
25	-94.00	0.00	fine prefabb.

A	$J_f$	$Z_g$
6760.191	9609320.6609	41.23

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	105.00	2.780
2	60.00	2.780
3	20.50	2.780
4	15.50	8.340
5	10.50	22.240
6	5.50	27.800

$Z_{g,p}$	$A_p$
15.46	66.720

Sezione ideale (n=6.000)	$A_{id}$	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	7160.511	10047369.6829	39.79

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	41.4%	319.47	2.2%

Sollecitazioni	$M_{esterno}$	$N_{precomp.}$	$M_{precomp.}$
t=0 dopo taglio trefoli	12952631.75	-919492.04	-23694756.03
in trasporto	17656364.42	-850258.77	-21910656.37
dopo getto 2a fase	20233491.12	-849949.79	-21902694.03

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$	
t=0 dopo taglio trefoli	-62.60	-165.70	
in trasporto	0.00	0.00	
dopo getto 2a fase	-115.58	-120.53	

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	12874.07	0.00		0.00	
in trasporto	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	12024.66	0.00		0.00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	25.9%	199.86	1.4%
viscosità cls	37.7%	688.63	4.8%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0.1%	0.81	0.0%
rilassamento acciaio	0.1%	0.71	0.0%
viscosità cls	0.2%	3.12	0.0%

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese :  $\epsilon_{sp,z=15.46}=0.00654$

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	$Z_{gsup}$	$\epsilon_{inf}$	$Z_{ginf}$
(+)	6.96	51415306.94	-0.00350	110.00	0.00005	5.50
(-)	22.51	-7111664.85	0.01000	105.00	-0.00273	0.00

$$M_{d,max} = 27315213.01 < 51415306.94 \quad K_r=1.882$$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

<sollecitazioni taglianti nulle>

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-115.59	-120.46
getto in opera	0.00	0.00

Cadute di tensione da maturazione soletta a  $t=inf.$  :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	285.84	2.0%
rilassamento acciaio	32.6%	251.63	1.8%
viscosità cls	62.1%	1133.18	8.0%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-94.00	0.00	prefabb.:
2	-94.00	6.50	reag.trazione
3	-94.00	11.17	
4	-58.60	16.50	
5	-51.90	24.70	
6	-60.80	84.30	
7	-90.00	105.00	
8	-90.00	110.00	
9	-50.50	110.00	
10	-38.20	28.10	
11	-31.30	21.60	
12	0.00	19.00	
13	31.30	21.60	
14	38.20	28.10	
15	50.50	110.00	
16	90.00	110.00	
17	90.00	105.00	

n.	Y	Z	
18	60.80	84.30	
19	51.90	24.70	
20	58.60	16.50	
21	94.00	11.17	
22	94.00	6.50	
23	94.00	0.00	
24	94.00	0.00	fine prefabb.
25	-94.00	0.00	
26	-95.00	130.00	getto in opera
27	95.00	130.00	(m=0.924)
28	95.00	110.00	non reag.trazione
29	-95.00	110.00	
30	-95.00	130.00	

A	$J_r$	$Z_g$
10270.795	24064171.9876	68.15

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	105.00	2.780
2	60.00	2.780
3	20.50	2.780
4	15.50	8.340
5	10.50	22.240
6	5.50	27.800

$Z_{g,p}$	$A_p$
15.46	66.720

Sezione ideale (n=6.000)	$A_{id}$	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	10671.115	25321102.8965	66.18

Tensioni sul cls - UH110 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-114.59	-114.59	-95.66	-95.66
t=inf.-SLE Rare	-114.59	-176.18	-2.75	-95.66
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-114.59	-138.04	-60.35	-95.66

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-3.07	-3.07	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	-3.07	-85.93	0.00	-55.98
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-3.07	-34.61	0.00	-20.74

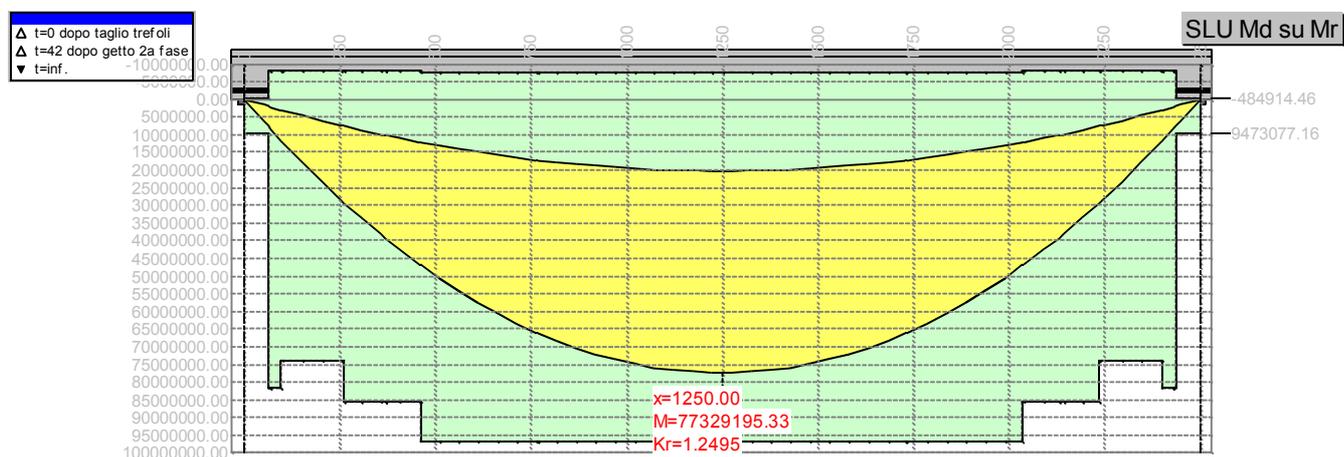
Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
t=inf.-senza carichi	10021.20	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Rare	9858.44	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00		0.00	

Verifica a rottura per flessione t=inf.  
 presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$
Armature pretese	15.46	0.00544

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	Z <sub>g<sup>sup</sup></sub>	$\epsilon_{inf}$	Z <sub>g<sup>inf</sup></sub>
(+)	81.19	96623854.51	-0.00350	130.00	0.00543	5.50
(-)	18.86	-7711044.66	0.01000	105.00	-0.00219	0.00

$M_{d,max} = 77329195.33 < 96623854.51 \quad K_r=1.250$



Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
	0.381	28.00		0.12566

d	K	$A_{st}$	$\rho_t$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
124.50	1.401	66.720	0.0191	-71.90	1.250

$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$
63599.32	137745.18	174912.30

$$V_{Ed,max} = 12265.40 < 137745.18$$

$$\text{Trazione per taglio (V=12265.40)} = 15331.75 \text{ [daN]}$$

Verifica rottura per torsione t=inf.

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$f_{cd}$	Staffe parete:	$A_{sw}$
	0.381	129.34		0.06283

$A_k$	$t_{min}$	$u_k$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
11460.000	14.00	431.00	-71.90	1.250

$T_{Rcd}$	$T_{Rsd}$
17889290.52	14087994.19

$$T_{Ed,max} = 146846.14 < 14087994.19$$

$$\text{Trazione per torsione (T=14087994.19)} = 662295.54 \text{ [daN]}$$

$$\text{Trazione per torsione (T=146846.14)} = 6903.43 \text{ [daN]}$$

$$\text{Sforzo di precompressione presente} = -738483.88 \text{ [daN]}$$

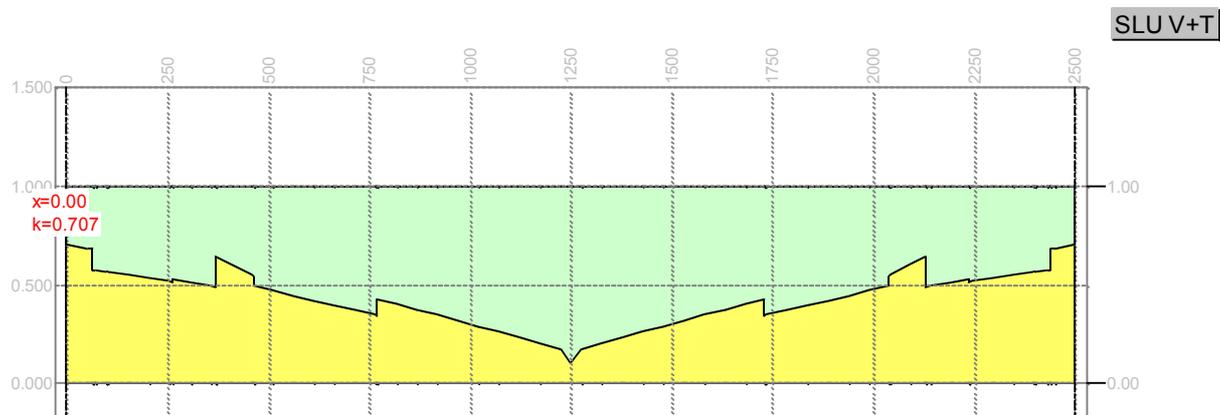
<armatura longitudinale non necessaria>

Verifica a taglio/torsione t=inf.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b)* nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |-146846.14/14087994.19| + |-12265.40/137745.18| = 0.099$$

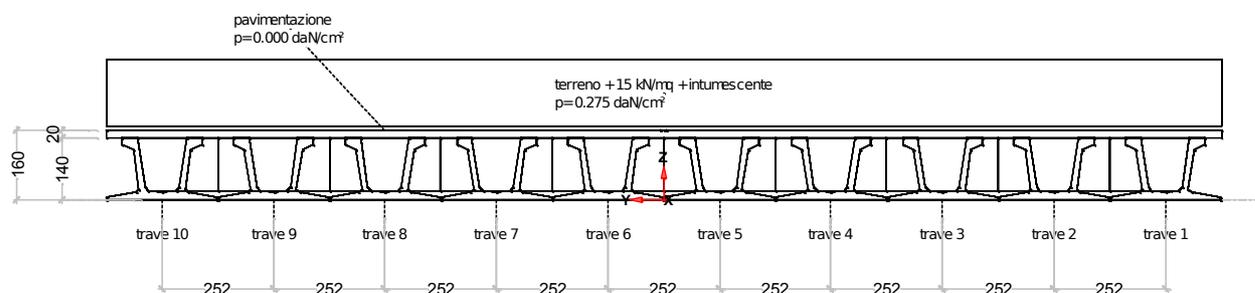


#### Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 28.000 [cm<sup>2</sup>] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=1250.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	6.41	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-115.87	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±327.22	[daN/cm]
staffe di collegamento	0.1257	[cm <sup>2</sup> /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±622.25	[daN/cm]

## 7. TRAVI H=1,40 m Lnetta=23,70 m



Tipo di impalcato: travi prefabbricate più soletta collaborante

### 7.1. DATI GEOMETRICI

Luce di calcolo	2500
Larghezza cordolo sinistro	0
Larghezza carreggiata	2520
Larghezza cordolo destro	0
Larghezza fuori tutto impalcato	2520
Numero travi	10
Tipo trave	H140
Interasse travi	252
Larghezza travi	250
Lunghezza retrotrave	30
Lunghezza ringrosso	0
Lunghezza svasatura	0
Eccentricità travi-soletta	0

Spessore medio soletta	20
Spessore minimo soletta	16
Luce di calcolo soletta	0
Larghezza marciapiede sinistro	0
Dist. marciapiede sinistro	0
Larghezza marciapiede destro	0
Dist. marciapiede destro	0
Spessore medio cordoli	0

#### **TRAVERSI DI TESTATA**

Altezza sezione traversi	120
Spessore sezione traversi	40
<b>n.</b>	<b>X [cm]</b>
1	0
2	2500

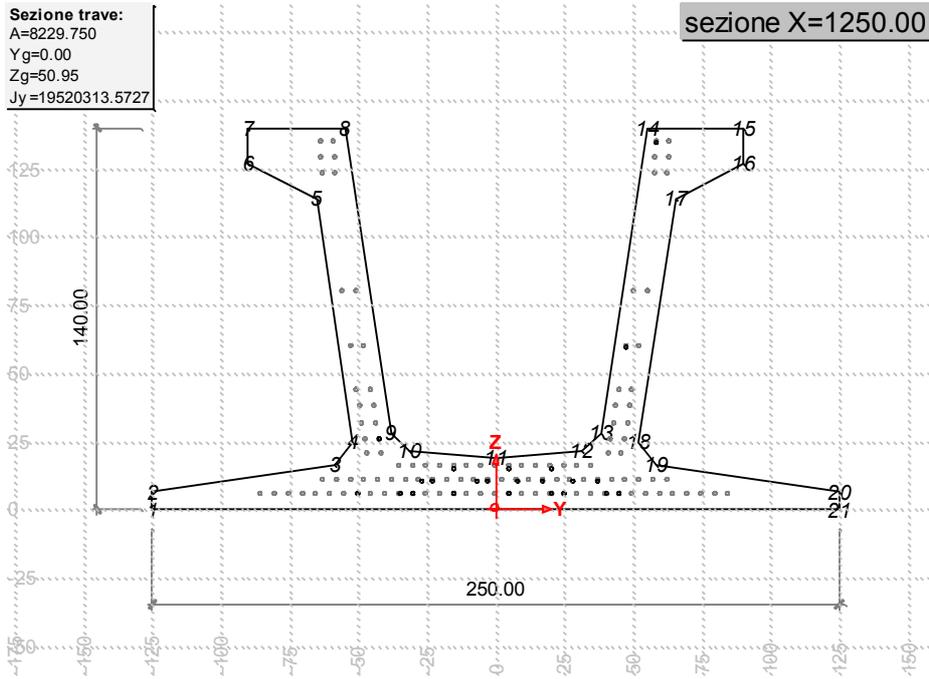
#### **TRAVE PREFABBRICATA H=140**

Per la descrizione geometrica delle sezioni della trave viene utilizzato un sistema di riferimento x,y locale, avente asse x allineato con l'asse Y globale ma di direzione discorde, ed asse y concorde con asse Z globale.

Vertice n.	x	y
1	-125	0
2	-125	7
3	-59	17
4	-52	25
5	-65	114

Vertice n.	x	y
6	-90	127
7	-90	140
8	-55	140
9	-38	28
10	-31	22
11	0	19
12	31	22
13	38	28
14	55	140
15	90	140
16	90	127
17	65	114
18	52	25
19	59	17
20	125	7
21	125	0

Altezza della sezione	140	[cm]
Spessore complessivo anime	28	[cm]
Area sezione di calcestruzzo	8230	[cm <sup>2</sup> ]
Ordinata y baricentro	51	[cm]
Ascissa x baricentro	0	[cm]
J baricentro	19520314	[cm <sup>4</sup> ]
Coefficiente torsionale	15184000	[cm <sup>4</sup> ]



## GEOMETRIA GETTO IN OPERA

La geometria del volume di calcestruzzo gettato in opera viene descritta nel sistema di riferimento X,Y,Z globale dell'impalcato.

Vertice n.	x	y
1	1260	140
2	1260	160
3	0	160
4	-1260	160
5	-1260	140
6	-90	127

Lunghezza in direz. X	2560	[cm]
Altezza della sezione	20	[cm]
Area sezione	50400	[cm <sup>2</sup> ]
Z baricentro	150	[cm]
J baricentrico	1680000	[cm <sup>4</sup> ]

## 7.2. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

### PARAMETRI DI MASSONNET

Eccentricità trave verificata (n.5)	Y	-126	[cm]
Luce di calcolo travi principali	L	2500	[cm]
Interasse traversi	L1	1	[cm]
Semilarghezza teorica impalcato	B	1260	[cm]
Interasse travi	B1	252	[cm]

TRAVE			
area sezione cls trave+soletta	Ap	13270	[cm <sup>2</sup> ]
quota baricentro	Dp	89	[cm]
momento d'inerzia flessionale	Jp	50356709	[cm <sup>4</sup> ]
coefficiente di torsione	Cp	15184000	[cm <sup>4</sup> ]

TRAVERSO			
area sezione cls traverso+soletta	Ae	16	[cm <sup>2</sup> ]
quota baricentro da base sezione	De	8	[cm]
momento d'inerzia flessionale	Je	341	[cm <sup>4</sup> ]
coefficiente di torsione	Ce	341	[cm <sup>4</sup> ]

Larghezza soletta collaborante con il traverso = 1 [cm]

Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave = 1 [-]

Teta = 2.479 Radice alfa = 1.000

## PARAMETRI DI MASSONNET

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 5<sup>a</sup> trave che ha una eccentricità  $Y = 126$  [cm] e che risulta essere la più sollecitata:

<b>Y</b>	<b>1260</b>	<b>945</b>	<b>630</b>	<b>315</b>	<b>0</b>	<b>-315</b>	<b>-630</b>	<b>-945</b>	<b>-1260</b>
$K_0$	0.050	-0.054	-0.235	0.471	4.368	3.407	0.126	-0.213	0.037
$K_1$	0.010	0.041	0.207	0.950	3.179	2.626	0.713	0.156	0.042
$K_\alpha$	0.010	0.041	0.207	0.950	3.179	2.626	0.713	0.156	0.042

Vengono riportati di seguito i coefficienti  $\mu_a$  relativi alla sezione  $Y = 0$  del traverso, ed alla prima armonica.

<b>Y</b>	<b>1260</b>	<b>945</b>	<b>630</b>	<b>315</b>	<b>0</b>	<b>-315</b>	<b>-630</b>	<b>-945</b>	<b>-1260</b>
$\mu_\alpha$	0.000	0.000	-0.002	-0.004	0.032	-0.004	-0.002	0.000	0.000

### **7.3. ANALISI DEI CARICHI**

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili di vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

La viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto.

#### **VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PERMANENTI**

1. Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali:  $g_1$
2. Carichi permanenti portati:  $g_2$  (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili).
3. Altre azioni permanenti:  $g_3$  (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.).

Fase 1

Pesi gravanti sulla trave singola:

Lunghezza trave in asse	2560	[cm]
Peso trave (sezione filante)	20.2	[daN/cm]
Peso totale trave prefabbricata	51670	[daN]
Peso soletta gravante sulla trave	12.4	[daN/cm]
Peso trasverso in testata	2369	[daN]

Fase 2

*Terreno + 15 kN/mq + intonaco intumescente*

Questo carico viene considerato carico uniformemente ripartito tra le travi.

terreno + 15 kN/mq + intumescente	0.275	[daN/cm <sup>2</sup> )
Carico gravante sulla trave da verificare	69.3	[daN/cm])

## 7.4. SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE

### Valori caratteristici

Prima fase - al taglio trefoli ed in opera

Sez.X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M [daN·cm]	V [daN]	M [daN·cm]	V [daN]
0	appoggio	0	25229	0	15451
100		2421007	23211	1482654	14215
200		4640263	21193	2841754	12979
300		6657768	19174	4077299	11743
400		8473523	17156	5189290	10507
500		10087528	15138	6177726	9270
600		11499782	13119	7042608	8034
700		12710285	11101	7783935	6798
800		13719038	9083	8401707	5562
900		14526040	7064	8895925	4326
1000		15131292	5046	9266589	3090
1100		15534793	3028	9513698	1854
1200		15736543	1009	9637252	618
1250	mezzeria	15768330	0	9656719	0
1300		15736543	-1009	9637252	-618
1400		15534793	-3028	9513698	-1854
1500		15131292	-5046	9266589	-3090
1600		14526040	-7064	8895925	-4326
1700		13719038	-9083	8401707	-5562
1800		12710285	-11101	7783935	-6798
1900		11499782	-13119	7042608	-8034
2000		10087528	-15138	6177726	-9270

Sez.X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M [daN·cm]	V [daN]	M [daN·cm]	V [daN]
2100		8473523	-17156	5189290	-10507
2200		6657768	-19174	4077299	-11743
2300		4640263	-21193	2841754	-12979
2400		2421007	-23211	1482654	-14215
2500	appoggio	0	-25229	0	-15451

### Seconda fase - carichi permanenti

Sez.X	Descrizione	permanentemente portati		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0	appoggio	0	86625	0
100		8312536	79695	0
200		15932362	72765	0
300		22859475	65835	0
400		29093878	58905	0
500		34635569	51975	0
600		39484548	45045	0
700		43640816	38115	0
800		47104373	31185	0
900		49875219	24255	0
1000		51953353	17325	0
1100		53338776	10395	0
1200		54031487	3465	0
1250	mezzeria	54140625	0	0
1300		54031487	-3465	0

Sez.X	Descrizione	permanenti portati		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
1400		53338776	-10395	0
1500		51953353	-17325	0
1600		49875219	-24255	0
1700		47104373	-31185	0
1800		43640816	-38115	0
1900		39484548	-45045	0
2000		34635569	-51975	0
2100		29093878	-58905	0
2200		22859475	-65835	0
2300		15932362	-72765	0
2400		8312536	-79695	0
2500	appoggio	0	-86625	0

### Valori di combinazione

Stati Limite Ultimi

Prima fase - al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{\gamma_{G1, sup} \cdot G_{1k,1}\}$$

$$E_d = E\{\gamma_{G1, inf} \cdot G_{1k,1}\}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
0	appoggio	0	34060
100		3268359	31335
200		6264355	28610
300		8987987	25885
400		11439257	23161

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
500		13618163	20436
600		15524705	17711
700		17158885	14986
800		18520701	12261
900		19610154	9537
1000		20427244	6812
1100		20971970	4087
1200		21244334	1362
1250	mezzeria	21287245	0
1300		21244334	-1362
1400		20971970	-4087
1500		20427244	-6812
1600		19610154	-9537
1700		18520701	-12261
1800		17158885	-14986
1900		15524705	-17711
2000		13618163	-20436
2100		11439257	-23161
2200		8987987	-25885
2300		6264355	-28610
2400		3268359	-31335
2500	appoggio	0	-34060

Prima fase - al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

<b>Sez.X</b>	<b>Descrizione</b>	<b>M [daN·cm]</b>	<b>V [daN]</b>
0	appoggio	0	54918
100		5269942	50525
200		10100723	46131
300		14492341	41738
400		18444798	37344
500		21958093	32951
600		25032226	28557
700		27667197	24164
800		29863006	19771
900		31619653	15377
1000		32937139	10984
1100		33815463	6590
1200		34254624	2197
1250	mezzeria	34323815	0
1300		34254624	-2197
1400		33815463	-6590
1500		32937139	-10984
1600		31619653	-15377
1700		29863006	-19771
1800		27667197	-24164
1900		25032226	-28557
2000		21958093	-32951
2100		18444798	-37344
2200		14492341	-41738
2300		10100723	-46131

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
2400		5269942	-50525
2500	appoggio	0	-54918

Seconda fase - Persistenti Transitorie (P/T)

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0	appoggio	0	184856	0
100		17738747	170067	0
200		33999265	155279	0
300		48781554	140490	0
400		62085614	125702	0
500		73911445	110913	0
600		84259048	96125	0
700		93128421	81336	0
800		100519566	66548	0
900		106432481	51760	0
1000		110867168	36971	0
1100		113823626	22183	0
1200		115301855	7394	0
1250	mezzeria	115534753	0	0
1300		115301855	-7394	0
1400		113823626	-22183	0

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
1500		110867168	-36971	0
1600		106432481	-51760	0
1700		100519566	-66548	0
1800		93128421	-81336	0
1900		84259048	-96125	0
2000		73911445	-110913	0
2100		62085614	-125702	0
2200		48781554	-140490	0
2300		33999265	-155279	0
2400		17738747	-170067	0
2500	appoggio	0	-184856	0

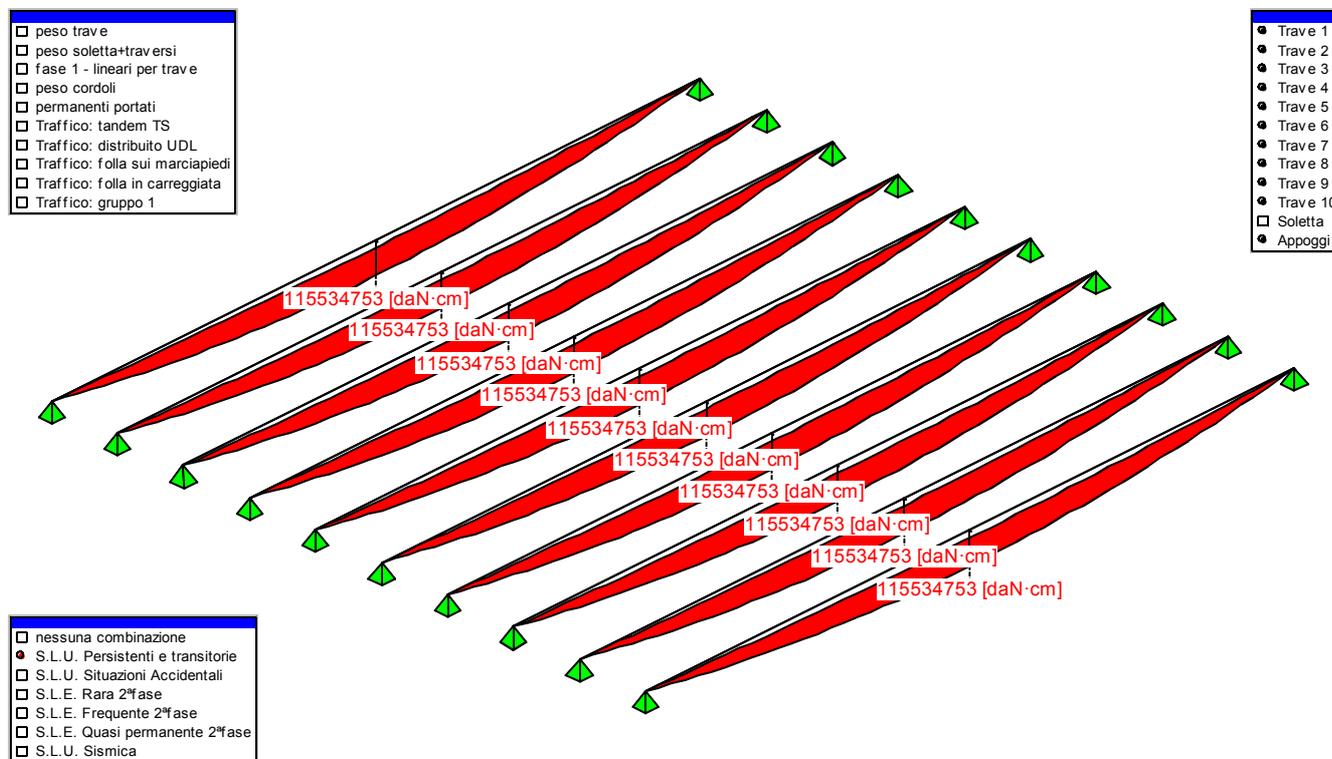


Figura 10 - Valori di inviluppo del momento flettente sulle travi in situazione SLU P/T

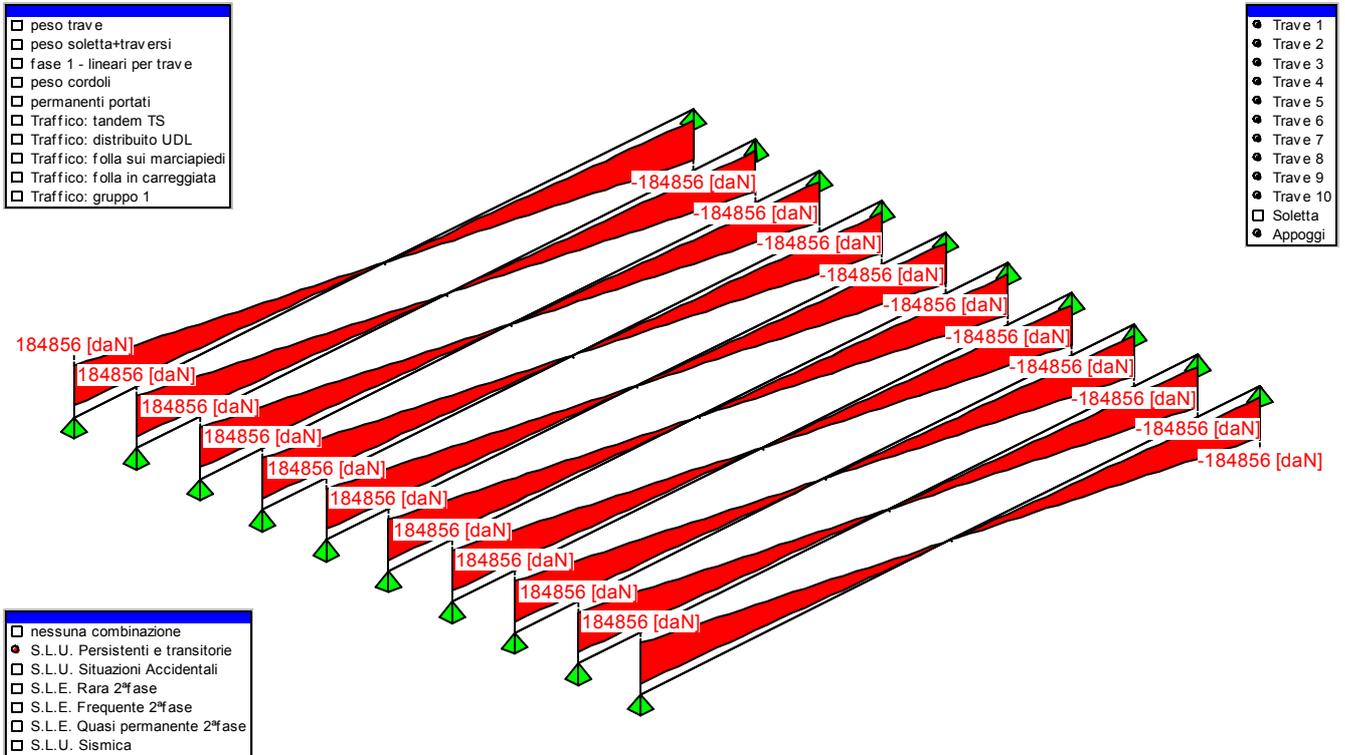


Figura 11 - Valori di involucro del taglio sulle travi in situazione SLU P/T

## Stati Limite di Esercizio

Prima fase - al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{G1_{k,1}\}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
0	appoggio	0	25229
100		2421007	23211
200		4640263	21193
300		6657768	19174
400		8473523	17156
500		10087528	15138
600		11499782	13119
700		12710285	11101
800		13719038	9083
900		14526040	7064
1000		15131292	5046
1100		15534793	3028
1200		15736543	1009
1250	mezzeria	15768330	0
1300		15736543	-1009
1400		15534793	-3028
1500		15131292	-5046
1600		14526040	-7064
1700		13719038	-9083
1800		12710285	-11101
1900		11499782	-13119
2000		10087528	-15138

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
2100		8473523	-17156
2200		6657768	-19174
2300		4640263	-21193
2400		2421007	-23211
2500	appoggio	0	-25229

Prima fase - al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
0	appoggio	0	40680
100		3903661	37426
200		7482017	34171
300		10735067	30917
400		13662813	27662
500		16265254	24408
600		18542389	21154
700		20494220	17899
800		22120745	14645
900		23421965	11390
1000		24397881	8136
1100		25048491	4882
1200		25373796	1627
1250	mezzeria	25425048	0
1300		25373796	-1627
1400		25048491	-4882

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
1500		24397881	-8136
1600		23421965	-11390
1700		22120745	-14645
1800		20494220	-17899
1900		18542389	-21154
2000		16265254	-24408
2100		13662813	-27662
2200		10735067	-30917
2300		7482017	-34171
2400		3903661	-37426
2500	appoggio	0	-40680

Seconda fase - combinazione Caratteristica (Rara)

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^{a \text{ fase}} + \sum G2_{k,2}^{a \text{ fase}} + Q_{k, \text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0	appoggio	0	86625	0
100		8312536	79695	0
200		15932362	72765	0
300		22859475	65835	0
400		29093878	58905	0
500		34635569	51975	0
600		39484548	45045	0
700		43640816	38115	0
800		47104373	31185	0
900		49875219	24255	0

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
1000		51953353	17325	0
1100		53338776	10395	0
1200		54031487	3465	0
1250	mezzeria	54140625	0	0
1300		54031487	-3465	0
1400		53338776	-10395	0
1500		51953353	-17325	0
1600		49875219	-24255	0
1700		47104373	-31185	0
1800		43640816	-38115	0
1900		39484548	-45045	0
2000		34635569	-51975	0
2100		29093878	-58905	0
2200		22859475	-65835	0
2300		15932362	-72765	0
2400		8312536	-79695	0
2500	appoggio	0	-86625	0

Seconda fase - combinazione Frequente

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^a + \sum G2_{k,2}^a + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0	appoggio	0	86625	0
100		8312536	79695	0
200		15932362	72765	0
300		22859475	65835	0

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
400		29093878	58905	0
500		34635569	51975	0
600		39484548	45045	0
700		43640816	38115	0
800		47104373	31185	0
900		49875219	24255	0
1000		51953353	17325	0
1100		53338776	10395	0
1200		54031487	3465	0
1250	mezzeria	54140625	0	0
1300		54031487	-3465	0
1400		53338776	-10395	0
1500		51953353	-17325	0
1600		49875219	-24255	0
1700		47104373	-31185	0
1800		43640816	-38115	0
1900		39484548	-45045	0
2000		34635569	-51975	0
2100		29093878	-58905	0
2200		22859475	-65835	0
2300		15932362	-72765	0
2400		8312536	-79695	0
2500	appoggio	0	-86625	0

Seconda fase - combinazione Quasi Permanente

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2}^a \text{ fase} + \sum G_{2,k,2}^a \text{ fase} + \psi_2 \cdot Q_{k,\text{gruppo } 1} \}$$

<b>Sez.X</b>	<b>Descrizione</b>	<b>M [daN·cm]</b>	<b>V [daN]</b>	<b>T [daN·cm]</b>
0	appoggio	0	86625	0
100		8312536	79695	0
200		15932362	72765	0
300		22859475	65835	0
400		29093878	58905	0
500		34635569	51975	0
600		39484548	45045	0
700		43640816	38115	0
800		47104373	31185	0
900		49875219	24255	0
1000		51953353	17325	0
1100		53338776	10395	0
1200		54031487	3465	0
1250	mezzeria	54140625	0	0
1300		54031487	-3465	0
1400		53338776	-10395	0
1500		51953353	-17325	0
1600		49875219	-24255	0
1700		47104373	-31185	0
1800		43640816	-38115	0
1900		39484548	-45045	0
2000		34635569	-51975	0
2100		29093878	-58905	0
2200		22859475	-65835	0
2300		15932362	-72765	0

<b>Sez.X</b>	<b>Descrizione</b>	<b>M [daN·cm]</b>	<b>V [daN]</b>	<b>T [daN·cm]</b>
2400		8312536	-79695	0
2500	appoggio	0	-86625	0

## **7.5. VERIFICA ELEMENTO PRECOMPRESSO**

### **Modello di calcolo**

Il codice di calcolo TCAP riceve le combinazioni di carico della struttura dal programma di calcolo delle sollecitazioni ed esegue le verifiche nelle situazioni agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio inserendo nelle combinazioni l'effetto della precompressione.

Per valutare l'effetto della precompressione nelle varie sezioni viene assunto un modello di calcolo appropriato che riproduce le condizioni iperstatiche della struttura reale.

La struttura è considerata lineare e rettilinea, soggetta a deformazione longitudinale assiale generata dalla precompressione e deformazione trasversale per inflessione nel piano verticale. Essa viene schematizzata come una struttura a telaio piano che discretizza i tratti a sezione (e quindi baricentro) costante con aste orizzontali e i tratti a geometria variabile con aste inclinate.

Le forze di precompressione sono rappresentate da forze longitudinali e da coppie di trasporto delle forze stesse alla quota del baricentro locale.

Per il calcolo dei momenti flettenti resistenti a rottura viene utilizzata la procedura FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT che tiene conto, oltre al contributo del calcestruzzo, del contributo delle armature lente (stesso stato deformativo del calcestruzzo) e del contributo delle armature di precompressione nello stato deformativo effettivo (pretensione).

### **Codice di calcolo**

La verifica è stata condotta con il codice di calcolo automatico TCAP ed. alfa 8.32 - 10/2015 sviluppato da SIGMAc SOFT - Padova.

- Procedura di calcolo tensionale per flessione: PREFLErett vers. TCAP/3.0 09/11 - SIGMAcSOFT
- Procedura di calcolo a rottura per flessione: FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT

- Procedura di calcolo a rottura per taglio: VrdCalc ed. TCAP/1.0 06/10 - SIGMAcSOFT
- Modello iperstatico: TRSP ed. TCAP/1.0 04/10 - SIGMAcSOFT

## Dati di calcolo

Dati geometrici

Schemi statici

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto eseguito in opera di traversi e soletta collaborante. Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE: Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono al peso proprio ed a quello del getto eseguito in opera.

SECONDA FASE: Il sistema misto, travi prefabbricate e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

Prima fase

Nella prima fase i prefabbricati sono soggetti alle seguenti condizioni di vincolo:

In opera al momento del getto di 2a fase:

Sbalzo sinistro = 30.00

Sbalzo destro = 30.00

Seconda fase

In seconda fase la struttura è vincolata sugli appoggi definitivi:

appoggio	descrizione	X	luce campata
1	Spalla iniziale	0.00	
2	Spalla finale	2500.00	2500.00

Armature trave prefabbricata

Armature di precompressione pretesate

trefoli :	6/10"	
area trefolo =	139.000	[mm <sup>2</sup> ]
acciaio :	prec.fpk=1860	
tensione di tesatura =	14250.00	[daN/cm <sup>2</sup> ] ]
area totale A <sub>p</sub> =	72.280	[cm <sup>2</sup> ]

precompressione totale $N_p =$	1029990.00	[daN]
quota baricentro $Z_{g,p} =$	17.00	[cm]

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine	
135.00	2			
129.00				
123.00				
80.00				
60.00	2			
43.50				
37.50				
31.50				
25.50	2			
20.50	2			
15.50	8	6	100.00	
10.50	16	10	200.00	
5.50	20	6	400.00	
N. trefoli=	52	L tot guaine=	5000.00	

Armatura lenta

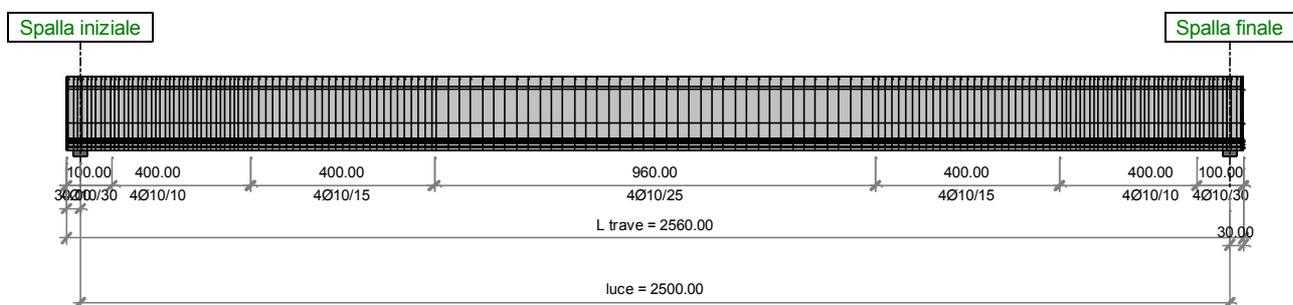
Armatura trasversale :

pos.		armatura	x iniziale	x finale	
P1-S1		4Ø10/10.00	0.00	400.00	trave+colleg. con soletta
P1-S1	(simmetrica)		2160.00	2560.00	
P1-S2		4Ø10/15.00	400.00	800.00	trave+colleg. con soletta
P1-S2	(simmetrica)		1760.00	2160.00	
P1-S3		4Ø10/25.00	800.00	1760.00	trave+colleg. con soletta

pos.		armatura	x iniziale	x finale	
P1-S4		4Ø10/30.00	0.00	100.00	trave+colleg. con soletta
P1-S4	(simmetrica)		2460.00	2560.00	

armatura longit. appoggio :

n. barre	Ø	lunghezza	quota z
10	16	192.00	7.00



#### Materiali - resistenze di calcolo

In questo paragrafo non valgono le convezioni di segno precedentemente riportate: per il calcestruzzo tutte le grandezze sono indicate con segno positivo e contestualmente viene specificato se si tratta di valori di compressione o di trazione.

#### Calcestruzzo delle travi prefabbricate

Ai fini del calcolo le caratteristiche rilevanti del calcestruzzo sono date dalla resistenza a rottura, dal modulo elastico e dall'entità dei fenomeni differiti nel tempo.

Le travi prefabbricate in c.a.p. sono precomprese a trefoli aderenti e devono perciò rispettare delle limitazioni tensionali già in fase iniziale, al rilascio dei trefoli.

Data l'entità delle sollecitazioni iniziali si raccomanda di eseguire il trasferimento della precompressione con opportuna gradualità. Nel seguito della relazione si indicherà sinteticamente tale operazione come "taglio dei trefoli".

Calcestruzzo	C45/55
resistenza caratteristica $R_{ck,28,cub}$	550.00
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$	385.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.500

modulo elastico	364161.14
peso specifico	0.0025
ritiro totale	-0.00030
% ritiro prima del taglio trefoli	25.5%
% ritiro taglio trefoli-getto soletta	25.5%
% ritiro da getto soletta a t=inf.	49%
coeff. di viscosità	2.300
% viscosità taglio trefoli-getto soletta	33%
% viscosità da getto soletta a t=inf.	67%

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	$f_{ck}$	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 550.00 = 456.50$	daN/cm <sup>2</sup>
al taglio dei trefoli	$f_{ckj}$	$= 0.83 \cdot R_{ckj}$	$= 0.83 \cdot 385.00 = 319.55$	daN/cm <sup>2</sup>

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	$f_{cd}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 456.50 / 1.5 = 258.68$	daN/cm <sup>2</sup>
al taglio dei trefoli	$f_{cdj}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 319.55 / 1.5 = 181.08$	daN/cm <sup>2</sup>

Nel calcolo a rottura delle sezioni si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con tensione massima a tempo infinito pari a :

$$f_{cd} = 258.68 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	$f_{ct}$	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 38.32 / 1.2 = 31.93$
al taglio dei trefoli	$f_{ctj}$	$= f_{ctmj} / 1.2$	$= 30.21 / 1.2 = 25.17$

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione nel calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

al taglio dei trefoli :

$\sigma_{cj}$	$< 0.70 \cdot f_{ckj}$	= 223.69	daN/cm <sup>2</sup>
---------------	------------------------	----------	---------------------

a cadute avvenute :

$\sigma_c$	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	= 273.90	daN/cm <sup>2</sup>	(per comb. caratteristica rara)
$\sigma_c$	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	= 205.43	daN/cm <sup>2</sup>	(per comb. quasi permanente)

Calcestruzzo gettato in opera

Calcestruzzo	C32/40
resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$	400.00
coefficiente sicurezza del materiale	1.5
modulo elastico	336427.78
peso specifico	0.0025
coeff. di omogeneizzazione con cls travi	0.924

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	$f_{ck}$	= $0.83 \cdot R_{ck}$	= $0.83 \cdot 400.00 = 332.00$	daN/cm <sup>2</sup>
------------------	----------	-----------------------	--------------------------------	---------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	$f_{cd}$	= $\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	= $0.85 \cdot 332.00 / 1.5 = 188.13$	daN/cm <sup>2</sup>
------------------	----------	---	--------------------------------------	---------------------

Nel diagramma parabola-rettangolo la tensione massima è pari a :

$$f_{cd} = 188.13$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	$f_{ct}$	= $f_{ctm} / 1.2$	= $30.99 / 1.2 = 25.82$
------------------	----------	-------------------	-------------------------

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

$\sigma_c$	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	= 199.20	daN/cm <sup>2</sup>	(per comb. caratteristica rara)
$\sigma_c$	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	= 149.40	daN/cm <sup>2</sup>	(per comb. quasi permanente)

Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	16740.00
Modulo elastico	1950000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6
coefficiente di sicurezza	1.15
% rilassam. prima del taglio trefoli	41.4%
% rilassam. taglio trefoli-getto soletta	25.9%
% rilassam. da getto soletta a t=inf.	32.7%

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pre-tesi deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

$\sigma_{spi}$	$\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$	= $0.80 \cdot 18414.00 = 14731.20$	daN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{spi}$	$\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$	= $0.90 \cdot 16740.00 = 15066.00$	daN/cm <sup>2</sup>

E' ammessa una sovratensione iniziale pari a  $0.05 f_{p(1)k}$ .

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 D.M.14/01/2008):

$\sigma_{sp}$	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	13392.00	daN/cm <sup>2</sup>
---------------	-----------------------------	----------	---------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$f_{pld}$	$= f_{p(1)k} / \gamma_s$	= $16740.00 / 1.15 = 14556.52$	daN/cm <sup>2</sup>
-----------	--------------------------	--------------------------------	---------------------

Acciaio per armatura lenta

Questo tipo di acciaio costituisce l'armatura destinata ad assorbire gli sforzi di taglio (staffe) ed altri sforzi locali di trazione nel calcestruzzo.

tipo acciaio	B450C
tensione di snervamento $f_{yk}$	4500.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.15
modulo elastico	2100000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

La tensione massima consentita (4.1.2.2.5.2 D.M. 14/01/2008) nella combinazione rara deve rispettare la seguente limitazione:

$\sigma_s$	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 4500.00 = 3600.00$	daN/cm <sup>2</sup>
------------	--------------------------	----------------------------------	---------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$f_{yd}$	$= f_{yk} / \gamma_s$	$= 4500.00 / 1.15 = 3913.04$	daN/cm <sup>2</sup>
----------	-----------------------	------------------------------	---------------------

#### Cadute di tensione

##### Rilassamento dell'acciaio da precompressione

La valutazione del rilassamento dell'acciaio da precompressione avviene con la formulazione indicata dalla normativa e con i dati forniti dal produttore.

Ad una temperatura costante di 20 [°C] la caduta di tensione  $\Delta\sigma_{pr}$  per rilassamento al tempo  $t$  è:

classe	tipo	caduta
2	treccie e trefoli stabilizzati	$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1t} \cdot (t/1000)^{0.75(1-t)} \cdot 10^{-5}]$

dove:

-  $\sigma_{pi}$  è la tensione iniziale nel cavo;

-  $\rho_{1000}$  è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 [°C] e a partire da una tensione iniziale pari a 0.7 della resistenza  $f_p$  del campione provato:

Acciaio	classe	$\rho_{1000}$
1	2	2.5

-  $\mu = \sigma_{pr}/f_{pk}$ ;

-  $f_{pk}$  è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;

-  $t$  è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte ed inserendo un tempo di 500000 ore. Si ottiene così:

Armatura	classe	$\mu$	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	
Trave 1 - gruppo 1	2	0.774	0.054	5.42%

#### Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a :

prefabbricati  $\epsilon_{cs1} = -0.00030$

getto in opera  $\epsilon_{cs2} = -0.00030$

e la conseguente caduta di tensione nell'acciaio da precompressione viene calcolata in base al modulo elastico dell'acciaio stesso:

Armatura	$\Delta\sigma_{ps}$		
Trave 1 - gruppo 1	$-0.00030 \cdot 1950000.00 =$	-585.00	4.11%

#### Viscosità del calcestruzzo

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, ai fini del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio, secondo quanto indicato dalle norme (11.2.10.7 D.M.14/01/2008), pari a :

$\phi_{inf,1} = 2.3$  (cavi pretesi nei prefabbricati)

#### Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione

Per i cavi pretesi, che agiscono sugli elementi prefabbricati, i valori totali dei fenomeni differiti esposti ai paragrafi precedenti vengono ripartiti nelle diverse fasi tenendo conto delle diverse condizioni ambientali e tensionali.

	% rilassamento	% ritiro	% viscosità
dalla posa in tensione al taglio trefoli	41.40	25.50	0.00
dal taglio trefoli al getto in opera	25.90	25.50	33.00
dal getto in opera a tempo infinito	32.70	49.00	67.00

Sollecitazioni esterne

<nessun carico applicato in prima fase>

### **Stati limite di esercizio**

Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica distingueremo le seguenti fasi :

#### PRIMA FASE

- a) al manifestarsi della precompressione
- b) prima del getto in opera
- c) subito dopo il getto in opera

#### SECONDA FASE

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

In tutte le fasi la determinazione dello stato tensionale degli elementi da verificare avviene in base alla combinazione caratteristica (rara) :

$$S = G_1 + G_2 + P + Q$$

dove:

- $G_1$  = permanenti strutturali
- $G_2$  = permanenti non strutturali
- P = precompressione
- Q = azioni variabili

### **Stato limite di fessurazione travi prefabbricate**

Per garantire la durabilità della struttura il calcolo di verifica tensionale agli Stati Limite di esercizio viene condotto con opportune limitazioni che preservano le travi principali da una eccessiva fessurazione.

A questo scopo, facendo riferimento alla normativa (tab. 4.1.IV) ed adottando le limitazioni relative alle armature *sensibili* nel caso di ambiente molto aggressivo, andrebbero verificate le seguenti condizioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	<nessuna verifica>	formazione fessure	decompressione

Per una maggiore tutela della durabilità dell'opera vengono invece rispettate nelle verifiche le seguenti limitazioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	formazione fessure	decompressione	<nessuna verifica>
	$\sigma_{traz.} \leq f_{ctm}/1.2$		

### **Stato Limite di deformazione**

Viene valutata l'entità delle deformazioni significative degli elementi inflessi nelle varie fasi.

La valutazione di tali deformazioni viene fatta assumendo per il modulo elastico del calcestruzzo il valore:

$$E_{travi} = 364161.14$$

$$E_{soletta} = 336427.78$$

e, per determinare gli effetti sotto l'azione dei carichi permanenti, viene assunto un coefficiente di viscosità pari a:

$$\phi_{inf} = 2.3$$

L'effetto della viscosità viene poi ridotto moltiplicando tutte le deformazioni conseguenti per il valore 0.5

Le frecce calcolate sono positive se rappresentano uno spostamento verso l'alto, negative se verso il basso.

Prima fase

H110 :

	accorciamento	rotaz. testata	rotaz. testata	freccia in
	[cm]	sinistra [rad]	destra [rad]	mezzzeria [cm]
al taglio trefoli	-0.7251	0.00321	-0.00321	2.1462
al getto soletta	-1.1210	0.00277	-0.00277	1.7956
dopo maturazione	-1.1244	0.00277	-0.00277	1.7983

Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

	dopo maturazione	postesi e	
	soletta	cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0.0000	0.0000	0.0000

	dopo maturazione	postesi e	
	soletta	cambio vincoli	t=inf.
Spalla finale	0.0000	0.0000	-0.3679

Rotazioni in asse appoggi [rad] :

	dopo maturazione	postesi e	
	soletta	cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0.00000	0.00000	0.00335
Spalla finale	0.00000	0.00000	-0.00335

Frecce in mezzeria [cm] :

campata		dopo maturazione	postesi e	t=inf.	t=inf.
	X	soletta	cambio vincoli	comb. rara max	comb. rara min
1	1250.00	1.7983	1.7983	2.8422	0.5090

## Stati limite ultimi

### Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti

Il calcolo dei momenti ultimi delle sezioni viene eseguito tenendo conto del diagramma  $\sigma-\varepsilon$  parabola-rettangolo per il calcestruzzo, con deformazione limite pari a -0.0035 in compressione, e deformazione indefinita a trazione con tensione nulla (sezione fessurata).

Per gli acciai si utilizza un diagramma tensioni-deformazioni linearmente elastico fino alla tensione di rottura e lineare orizzontale fino alla deformazione 0.01, sia in trazione che in compressione.

Si rimanda al capitolo dei materiali per i valori dei moduli elastici e delle tensioni di calcolo.

Nel calcolo del momento ultimo si tiene conto del delta di deformazione  $\varepsilon_{sp}$  dell'acciaio da precompressione rispetto agli altri materiali.

### Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti

Per valutare i tagli e momenti torcenti resistenti viene utilizzata la formulazione indicata dalle norme:

$$V_{Rd} = [0.18/\gamma_c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{taglio ultimo in assenza di armatura trasversale})$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\cotan\alpha + \cotan\theta) / (1 + \cotan^2\theta) \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotan\alpha + \cotan\theta) \cdot \sin\alpha \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle staffe})$$

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A_k \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \cotan\theta / (1 + \cotan^2\theta) \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A_k \cdot (A_{sw,parete}/s) \cdot f_{yd} \cdot \cotan\theta \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle staffe})$$

Dove:

d: altezza utile della sezione

$b_w$ : larghezza minima della sezione

$A_{sw}$ : area armatura trasversale nella sezione

$A_{sw,parete}$ : area armatura trasversale minima nelle pareti

s: passo staffe

$\alpha$ : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali (90 [deg])

$\theta$ : inclinazione bielle compresse in cls

$\alpha_c$ : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

$A_{st}$ : area acciaio in zona tesa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$$

$$\rho_1 = A_{st}/(b_w \cdot d)$$

$A_k$ : area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico della sezione

Nel modello a traliccio a rottura si considerano inclinate a 45 [deg] le bielle compresse di calcestruzzo in sezioni non precomprese, mentre si tiene conto dell'effetto benefico della precompressione valutando una minore inclinazione delle bielle in base alla tensione principale di trazione presente nella sezione a quota baricentrica.

L'inclinazione così determinata viene comunque limitata come indicato nelle norme citate.

Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti

Viene calcolato lo sforzo di scorrimento di progetto  $S_{Edi}$  tra il calcestruzzo delle travi prefabbricate e quello gettato in opera, e viene confrontato con quello ultimo di interfaccia  $S_{Rdi}$ , utilizzando le indicazioni della normativa EN1991-1-1-6.2.5

$$S_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed}/z$$

in cui:

- $\beta$  è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata, assunto = 1.0
- $V_{Ed}$  è la forza di taglio trasversale di 2ª fase
- $z$  è il braccio della coppia interna della sezione composta

$$S_{Rdi} = b_i \cdot (c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n) + A_{sw}/s \cdot f_{yd} \cdot \mu \leq 0.5 \cdot b_i \cdot v \cdot f_{cd}$$

in cui:

Larghezza superficie contatto / spess. tot. anime	$b/b_w$	1.000	[-]
Fattore di coesione tra le superfici	$c$	0.350	[-]
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	30.99	[daN/cm²]
Coefficiente di attrito tra le superfici	$\mu$	0.600	[-]
Compressione normale alle superfici di contatto	$\sigma_n$	1.40	[daN/cm²]
Area complessiva staffa di collegamento	$A_{sw}$	<variabile>	[cm²]
Passo staffe di collegamento	$s$	<variabile>	[cm]
Resistenza calcestruzzo più debole	$f_{cd}$	188.13	[daN/cm²]

## Verifica delle sezioni

Verifica sezione X=0.00 - Sezione all'appoggio

Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	non reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-65.30	114.00	
6	-90.00	127.00	
7	-90.00	140.00	
8	-55.00	140.00	
9	-38.20	28.10	
10	-31.30	21.60	
11	0.00	19.00	
12	31.30	21.60	
13	38.20	28.10	
14	55.00	140.00	
15	90.00	140.00	
16	90.00	127.00	
17	65.30	114.00	
18	51.90	24.70	
19	58.60	16.50	
20	125.00	6.50	
21	125.00	0.00	fine prefabb.

A	$J_r$	$Z_g$
8229.750	19520313.5727	50.95

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	7.00	20.106	armatura longit. appoggio 10Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	$A_{id}$	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	8531.343	20082196.4327	49.39

Sollecitazioni	$M_{esterno}$
in trasporto	995751.09
dopo getto 2a fase	0.00

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$	
in trasporto	0.00	0.00	
dopo getto 2a fase	0.00	0.00	

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
in trasporto	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	0.00	0.00		0.00	

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

<sollecitazioni flettenti nulle>

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
	0.785	28.40		0.41888

d	K	$A_{st}$	$\rho_i$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
133.00	1.388	20.106	0.0053	0.00	1.000

$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$
18219.64	196199.29	219847.20

$$V_{Ed,max} = 54918.10 < 196199.29$$

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$	
trave prefabbricata	0.00	0.00	
getto in opera	0.00	0.00	

Cadute di tensione da maturazione soletta a  $t=inf.$  :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	285.84	2.0%
rilassamento acciaio	32.6%	251.63	1.8%
viscosità cls	100.0 %	1037.64	7.3%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	non reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-65.30	114.00	
6	-90.00	127.00	
7	-90.00	140.00	
8	-55.00	140.00	
9	-38.20	28.10	
10	-31.30	21.60	
11	0.00	19.00	
12	31.30	21.60	
13	38.20	28.10	
14	55.00	140.00	
15	90.00	140.00	
16	90.00	127.00	
17	65.30	114.00	
18	51.90	24.70	
19	58.60	16.50	
20	125.00	6.50	
21	125.00	0.00	fine prefabb.
22	-125.00	0.00	
23	-126.00	160.00	getto in opera

n.	Y	Z	
24	126.00	160.00	(m=0.924)
25	126.00	140.00	non reag.trazione
26	-126.00	140.00	
27	-126.00	160.00	

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
12885.920	48852249.7551	86.74

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	7.00	20.106	armatura longit. appoggio 10Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	13187.512	50725991.2911	84.91

Tensioni sul cls - UH140 :

	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{e, min}$	$\sigma_{i, max}$	$\sigma_{i, min}$
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{e, min}$	$\sigma_{i, max}$	$\sigma_{i, min}$
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00	0.00	0.00

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00		0.00	

Verifica a rottura per flessione t=inf.  
 <sollecitazioni flettenti nulle>

Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
	0.785	28.40		0.41888

d	K	$A_{st}$	$\rho_i$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
153.00	1.362	20.106	0.0046	0.00	1.000

$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$
19625.10	225702.94	252906.93

$$V_{Ed,max} = 184855.60 < 225702.94$$

$$\text{Trazione per taglio } (V=184855.60) = 92427.80 \text{ [daN]}$$

Verifica rottura per torsione t=inf.  
 <sollecitazioni torcenti nulle>

Verifica a taglio/torsione  $t=inf$ .

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b)* nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |0.00/24843714.70| + |184855.60/225702.94| = 0.819$$

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 28.400 [cm<sup>2</sup>] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=0.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	943.63	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	0.00	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±331.89	[daN/cm]
staffe di collegamento	0.4189	[cm <sup>2</sup> /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±1315.35	[daN/cm]

Verifica sezione X=1250.00 - Sezione di mezzeria

Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-65.30	114.00	
6	-90.00	127.00	
7	-90.00	140.00	
8	-55.00	140.00	

n.	Y	Z	
9	-38.20	28.10	
10	-31.30	21.60	
11	0.00	19.00	
12	31.30	21.60	
13	38.20	28.10	
14	55.00	140.00	
15	90.00	140.00	
16	90.00	127.00	
17	65.30	114.00	
18	51.90	24.70	
19	58.60	16.50	
20	125.00	6.50	
21	125.00	0.00	fine prefabb.

A	$J_r$	$Z_g$
8229.750	19520313.5727	50.95

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	135.00	2.780
2	60.00	2.780
3	25.50	2.780
4	20.50	2.780
5	15.50	11.120
6	10.50	22.240
7	5.50	27.800

$Z_{g,p}$	$A_p$
17.00	72.280

Sezione ideale (n=6.000)	$A_{id}$	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	8663.430	20287414.0049	49.25

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	41.4%	319.47	2.2%

Sollecitazioni	$M_{esterno}$	$N_{precomp.}$	$M_{precomp.}$
t=0 dopo taglio trefoli	15768329.59	-996116.38	-33815009.91
in trasporto	21494579.56	-924484.41	-31383330.22
dopo getto 2a fase	25425048.34	-924161.23	-31372359.58

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$	
t=0 dopo taglio trefoli	-41.82	-154.68	
in trasporto	0.00	0.00	
dopo getto 2a fase	-87.09	-117.36	

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	12935.51	0.00		0.00	

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
in trasporto	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	12108.21	0.00		0.00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	25.9%	199.86	1.4%
viscosità cls	38.2%	642.00	4.5%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0.1%	0.81	0.0%
rilassamento acciaio	0.1%	0.71	0.0%
viscosità cls	0.2%	2.96	0.0%

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese :  $\epsilon_{sp,z=17.00}=0.00656$

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	$Z_{Gsup}$	$\epsilon_{inf}$	$Z_{Ginf}$
(+)	12.61	80906421.19	-0.00350	140.00	0.00020	5.50
(-)	24.00	-9779846.11	0.01000	135.00	-0.00216	0.00

$$M_{d,max} = 34323815.26 < 80906421.19 \quad K_r=2.357$$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

<sollecitazioni taglianti nulle>

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$	
trave prefabbricata	-87.09	-117.30	
getto in opera	0.00	0.00	

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	285.84	2.0%
rilassamento acciaio	32.6%	251.63	1.8%
viscosità cls	61.7%	1037.64	7.3%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-65.30	114.00	
6	-90.00	127.00	
7	-90.00	140.00	
8	-55.00	140.00	
9	-38.20	28.10	
10	-31.30	21.60	
11	0.00	19.00	
12	31.30	21.60	

n.	Y	Z	
13	38.20	28.10	
14	55.00	140.00	
15	90.00	140.00	
16	90.00	127.00	
17	65.30	114.00	
18	51.90	24.70	
19	58.60	16.50	
20	125.00	6.50	
21	125.00	0.00	fine prefabb.
22	-125.00	0.00	
23	-126.00	160.00	getto in opera
24	126.00	160.00	(m=0.924)
25	126.00	140.00	non reag.trazione
26	-126.00	140.00	
27	-126.00	160.00	

A	J <sub>r</sub>	Z <sub>g</sub>
12885.920	48852249.7551	86.74

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	135.00	2.780
2	60.00	2.780
3	25.50	2.780
4	20.50	2.780
5	15.50	11.120

n.	Z	area
6	10.50	22.240
7	5.50	27.800

$Z_{g,p}$	$A_p$
17.00	72.280

Sezione ideale (n=6.000)	$A_{id}$	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	13319.600	51185110.2506	84.47

Tensioni sul cls - UH140 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-86.63	-86.63	-96.42	-96.42
t=inf.-SLE Rare	-86.63	-145.40	-7.07	-96.42
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-86.63	-145.40	-7.07	-96.42

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-2.27	-2.27	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	-2.27	-76.10	0.00	-53.86
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-2.27	-76.10	0.00	-53.86

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
t=inf.-senza carichi	10194.75	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Rare	10051.53	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00		0.00	

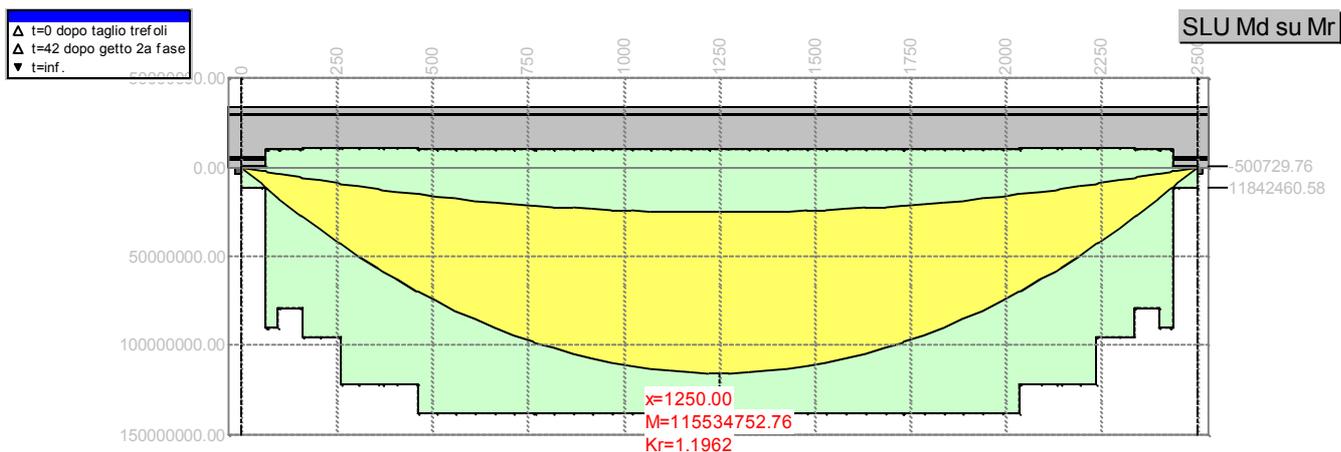
Verifica a rottura per flessione  $t=inf.$

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$
Armature pretese	17.00	0.00552

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	Z <sub>g<sup>sup</sup></sub>	$\epsilon_{inf}$	Z <sub>g<sup>inf</sup></sub>
(+)	124.56	138205332.58	-0.00298	160.00	0.01000	5.50
(-)	20.16	-10051793.26	0.01000	135.00	-0.00175	0.00

$M_{d,max} = 115534752.76 < 138205332.58 \quad K_r=1.196$



Verifica rottura per taglio  $t=inf.$

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
	0.381	28.40		0.12566

d	K	$A_{st}$	$\rho_i$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
154.50	1.360	72.280	0.0165	-62.88	1.243

$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$
71608.75	170936.79	218943.80

$$V_{Ed,max} = 0.00 < 170936.79$$

Trazione per taglio ( $V=0.00$ ) = 0.00 [daN]

Verifica rottura per torsione  $t=inf.$

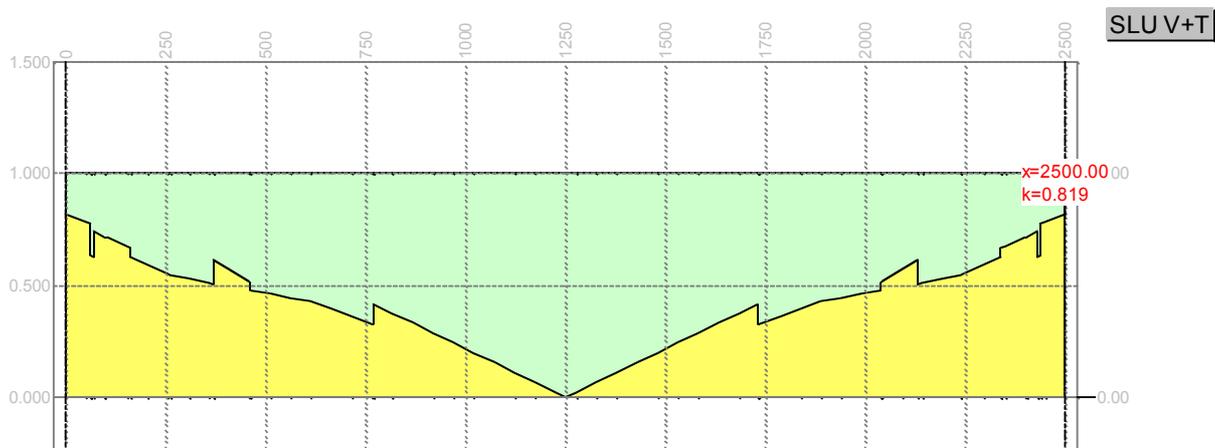
<sollecitazioni torcenti nulle>

Verifica a taglio/torsione  $t=inf.$

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b*) nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |0.00/18632786.03| + |0.00/170936.79| = 0.000$$



Forze di scorrimento tra i getti

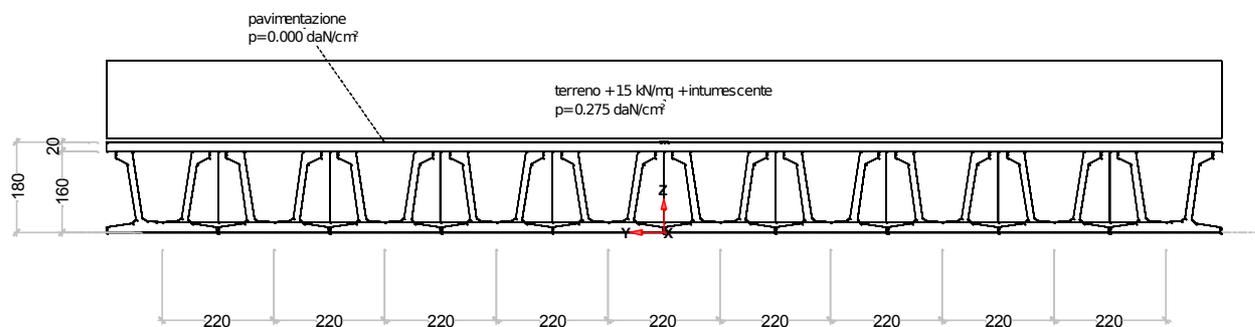
Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 28.400 [cm<sup>2</sup>] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=1250.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	0.00	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	0.00	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±331.89	[daN/cm]
staffe di collegamento	0.1257	[cm <sup>2</sup> /cm]

scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±626.93	[daN/cm]



## 8. TRAVI H=1,60 m Lnetta=27,45 m



Tipo di impalcato: travi prefabbricate più soletta collaborante

### 8.1. DATI GEOMETRICI

Luce di calcolo	2875
Larghezza cordolo sinistro	0
Larghezza carreggiata	2200
Larghezza cordolo destro	0
Larghezza fuori tutto impalcato	2200
Numero travi	10
Tipo trave	H160
Interasse travi	220
Larghezza travi	218
Lunghezza retrotrave	30
Lunghezza ringrosso	0
Lunghezza svasatura	0
Eccentricità travi-soletta	0

Spessore medio soletta	20
Spessore minimo soletta	16
Luce di calcolo soletta	0
Larghezza marciapiede sinistro	0
Dist. marciapiede sinistro	0
Larghezza marciapiede destro	0
Dist. marciapiede destro	0
Spessore medio cordoli	0

#### **TRAVERSI DI TESTATA**

Altezza sezione traversi	140
Spessore sezione traversi	40
<b>n.</b>	<b>X [cm]</b>
1	0
2	2500

#### **TRAVE PREFABBRICATA H=160**

Per la descrizione geometrica delle sezioni della trave viene utilizzato un sistema di riferimento x,y locale, avente asse x allineato con l'asse Y globale ma di direzione discorde, ed asse y concorde con asse Z globale.

Vertice n.	x	y
1	-109	0
2	-109	7
3	-109	9
4	-59	17

Vertice n.	x	y
5	-52	25
6	-68	134
7	-93	147
8	-93	155
9	-93	160
10	-58	160
11	-38	28
12	-31	22
13	0	19
14	31	22
15	38	28
16	58	160
17	93	160
18	93	155
19	93	147
20	68	134
21	52	25
22	59	17
23	109	9
24	109	7
25	109	0
26	109	0
27	-109	0



## GEOMETRIA GETTO IN OPERA

La geometria del volume di calcestruzzo gettato in opera viene descritta nel sistema di riferimento X,Y,Z globale dell'impalcato.

Vertice n.	x	y
1	1100	160
2	1100	180
3	0	180
4	-1100	180
5	-1100	160
6	-68	134

Lunghezza in direz. X	2935	[cm]
Altezza della sezione	20	[cm]
Area sezione	44000	[cm <sup>2</sup> ]
Z baricentro	170	[cm]
J baricentrico	1466667	[cm <sup>4</sup> ]

## 8.2. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

### PARAMETRI DI MASSONNET

Eccentricità trave verificata (n.5)	Y	-110	[cm]
Luce di calcolo travi principali	L	2875	[cm]
Interasse traversi	L1	1	[cm]
Semilarghezza teorica impalcato	B	1100	[cm]
Interasse travi	B1	220	[cm]

TRAVE			
area sezione cls trave+soletta	Ap	12951	[cm <sup>2</sup> ]
quota baricentro	Dp	98	[cm]
momento d'inerzia flessionale	Jp	61505342	[cm <sup>4</sup> ]
coefficiente di torsione	Cp	17873575	[cm <sup>4</sup> ]

TRAVERSO			
area sezione cls traverso+soletta	Ae	16	[cm <sup>2</sup> ]
quota baricentro da base sezione	De	8	[cm]
momento d'inerzia flessionale	Je	341	[cm <sup>4</sup> ]
coefficiente di torsione	Ce	341	[cm <sup>4</sup> ]

Larghezza soletta collaborante con il traverso = 1 [cm]

Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave = 1 [-]

Teta = 2.047 Radice alfa = 1.000

## PARAMETRI DI MASSONNET

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 5<sup>a</sup> trave che ha una eccentricità  $Y = 110$  [cm] e che risulta essere la più sollecitata:

<b>Y</b>	<b>1100</b>	<b>825</b>	<b>550</b>	<b>275</b>	<b>0</b>	<b>-275</b>	<b>-550</b>	<b>-825</b>	<b>-1100</b>
$K_0$	0.035	-0.138	-0.159	0.905	3.860	3.236	0.537	-0.203	-0.177
$K_1$	0.033	0.095	0.332	1.102	2.778	2.409	0.884	0.275	0.102
$K_\alpha$	0.033	0.095	0.332	1.102	2.778	2.409	0.884	0.275	0.102

Vengono riportati di seguito i coefficienti  $Y_a$  relativi alla sezione  $Y = 0$  del traverso, ed alla prima armonica.

<b>Y</b>	<b>1100</b>	<b>825</b>	<b>550</b>	<b>275</b>	<b>0</b>	<b>-275</b>	<b>-550</b>	<b>-825</b>	<b>-1100</b>
$\mu_\alpha$	-0.001	-0.001	-0.003	-0.005	0.039	-0.005	-0.003	-0.001	-0.001

### **8.3. ANALISI DEI CARICHI**

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili di vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

La viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto.

#### **VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PERMANENTI**

1. Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali:  $g_1$
2. Carichi permanenti portati:  $g_2$  (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rin fianchi e simili).
3. Altre azioni permanenti:  $g_3$  (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.).

Fase 1

Pesi gravanti sulla trave singola:

Lunghezza trave in asse	2935	[cm]
Peso trave (sezione filante)	21.0	[daN/cm]
Peso totale trave prefabbricata	61554	[daN]
Peso soletta gravante sulla trave	10.8	[daN/cm]
Peso trasverso in testata	2368	[daN]

Fase 2

*Terreno + 15 kN/mq + intonaco intumescente*

Questo carico viene considerato carico uniformemente ripartito tra le travi.

terreno + 15 kN/mq + intumescente	0.275	[daN/cm <sup>2</sup> ]
Carico gravante sulla trave da verificare	69.3	[daN/cm]

#### 8.4. SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE

##### Valori caratteristici

Prima fase - al taglio trefoli ed in opera

Sez.X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M [daN·cm]	V [daN]	M [daN·cm]	V [daN]
0	appoggio	0	30148	0	15512
100		2902389	28050	1493383	14433
200		5601366	25953	2882104	13354
300		8096931	23856	4166161	12275
400		10375899	21759	5338773	11196
500		12443294	19662	6402521	10117
600		14307277	17564	7361608	9037
700		15962825	15467	8213447	7958
800		17398638	13370	8952224	6879
900		18631039	11273	9586338	5800
1000		19660028	9175	10115790	4721
1100		20467398	7078	10531211	3642
1200		21068217	4981	10840354	2563
1250	mezzeria	21465624	2884	11044834	1484
1300		21649574	786	11139483	405
1400		21668644	0	11149295	0
1500		21618811	-1311	11123654	-674
1600		21384636	-3408	11003163	-1754
1700		20945166	-5505	10777039	-2833
1800		20282821	-7602	10436239	-3912
1900		19417064	-9700	9990776	-4991
2000		18347895	-11797	9440650	-6070

Sez.X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M [daN·cm]	V [daN]	M [daN·cm]	V [daN]
2100		17060246	-13894	8778109	-7149
2200		15562907	-15991	8007674	-8228
2300		13862156	-18089	7132577	-9307
2400		11951087	-20186	6149263	-10386
2500	appoggio	9822166	-22283	5053857	-11465
2600		7489834	-24380	3853788	-12545
2700		4954089	-26478	2549056	-13624
2800		2194841	-28575	1129325	-14703
2875	appoggio	0	-30148	0	-15512

### Seconda fase - carichi permanenti

Sez.X	Descrizione	permanentemente portati		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0	appoggio	0	86969	0
100		8372689	80919	0
200		16158584	74869	0
300		23357684	68819	0
400		29931956	62769	0
500		35895890	56719	0
600		41273029	50669	0
700		46048885	44619	0
800		50190857	38569	0
900		53746036	32519	0
1000		56714419	26469	0

Sez.X	Descrizione	permanenti portati		
		M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
1100		59043486	20419	0
1200		60776704	14369	0
1250	mezzeria	61923126	8319	0
1300		62453777	2269	0
1400		62508789	0	0
1500		62365033	-3781	0
1600		61689495	-9831	0
1700		60421729	-15881	0
1800		58511025	-21931	0
1900		56013526	-27981	0
2000		52929232	-34031	0
2100		49214677	-40081	0
2200		44895217	-46131	0
2300		39988963	-52181	0
2400		34475992	-58231	0
2500	appoggio	28334571	-64281	0
2600		21606355	-70331	0
2700		14291345	-76381	0
2800		6331586	-82431	0
2875	appoggio	0	-86969	0

## Valori di combinazione

Stati Limite Ultimi

Prima fase - al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{\gamma_{G1, sup} \cdot G_{1, k, 1}\}$$

$$E_d = E\{\gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,1}\}$$

<b>Sez.X</b>	<b>Descrizione</b>	<b>M [daN·cm]</b>	<b>V [daN]</b>
0	appoggio	0	40699
100		3918225	37868
200		7561844	35037
300		10930856	32206
400		14007464	29374
500		16798447	26543
600		19314824	23712
700		21549814	20881
800		23488162	18049
900		25151903	15218
1000		26541038	12387
1100		27630988	9556
1200		28442093	6724
1250	mezzeria	28978593	3893
1300		29226925	1062
1400		29252669	0
1500		29185395	-1770
1600		28869259	-4601
1700		28275974	-7432
1800		27381808	-10263
1900		26213036	-13095
2000		24769658	-15926
2100		23031332	-18757
2200		21009925	-21588

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
2300		18713911	-24420
2400		16133968	-27251
2500	appoggio	13259925	-30082
2600		10111275	-32913
2700		6688020	-35745
2800		2963036	-38576
2875	appoggio	0	-40699

Prima fase - al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
0	appoggio	0	61641
100		5934293	57353
200		11452684	53065
300		16555174	48777
400		21214807	44488
500		25441851	40200
600		29252994	35912
700		32637967	31624
800		35573664	27336
900		38093460	23048
1000		40197355	18760
1100		41848123	14472
1200		43076571	10184

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
1250	mezzeria	43889119	5896
1300		44265227	1608
1400		44304218	0
1500		44202328	-2680
1600		43723528	-6968
1700		42824977	-11256
1800		41470731	-15544
1900		39700584	-19832
2000		37514536	-24120
2100		34881779	-28408
2200		31820285	-32696
2300		28342890	-36984
2400		24435473	-41272
2500	appoggio	20082632	-45560
2600		15313889	-49849
2700		10129246	-54137
2800		4487624	-58425
2875	appoggio	0	-61641

Seconda fase - Persistenti Transitorie (P/T)

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

<b>Sez.X</b>	<b>Descrizione</b>	<b>M [daN·cm]</b>	<b>V [daN]</b>	<b>T [daN·cm]</b>
0	appoggio	0	192094	0

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
100		18493326	178731	0
200		35690559	165368	0
300		51591700	152005	0
400		66112741	138642	0
500		79285686	125279	0
600		91162537	111916	0
700		101711294	98552	0
800		110859950	85189	0
900		118712513	71826	0
1000		125268983	58463	0
1100		130413352	45100	0
1200		134241627	31737	0
1250	mezzeria	136773808	18374	0
1300		137945892	5011	0
1400		138067401	0	0
1500		137749878	-8352	0
1600		136257771	-21715	0
1700		133457571	-35078	0
1800		129237268	-48441	0
1900		123720872	-61804	0
2000		116908384	-75167	0
2100		108703795	-88530	0
2200		99163111	-101893	0
2300		88326334	-115256	0
2400		76149461	-128619	0
2500	appoggio	62584488	-141982	0

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
2600		47723422	-155345	0
2700		31566264	-168708	0
2800		13985003	-182071	0
2875	appoggio	0	-192094	0

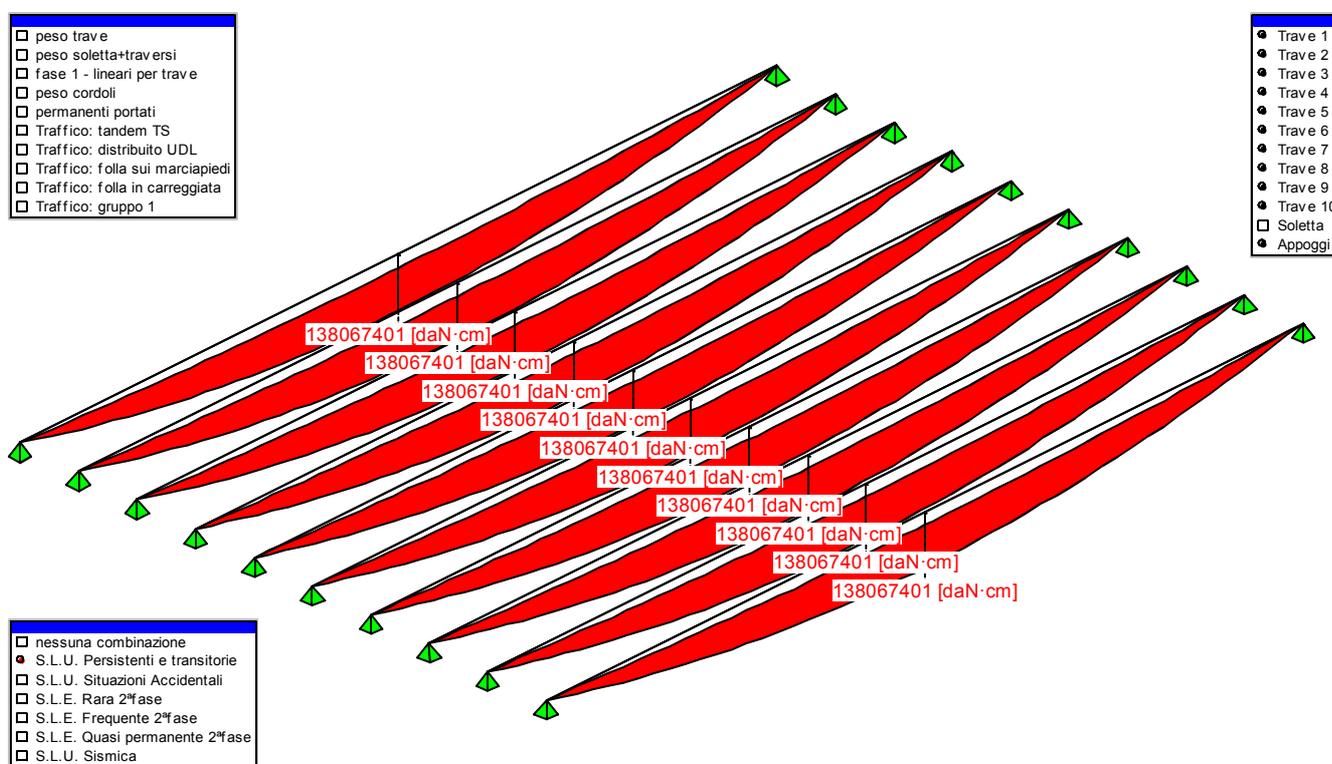


Figura 12 - Valori di involucro del momento flettente sulle travi in situazione SLU P/T

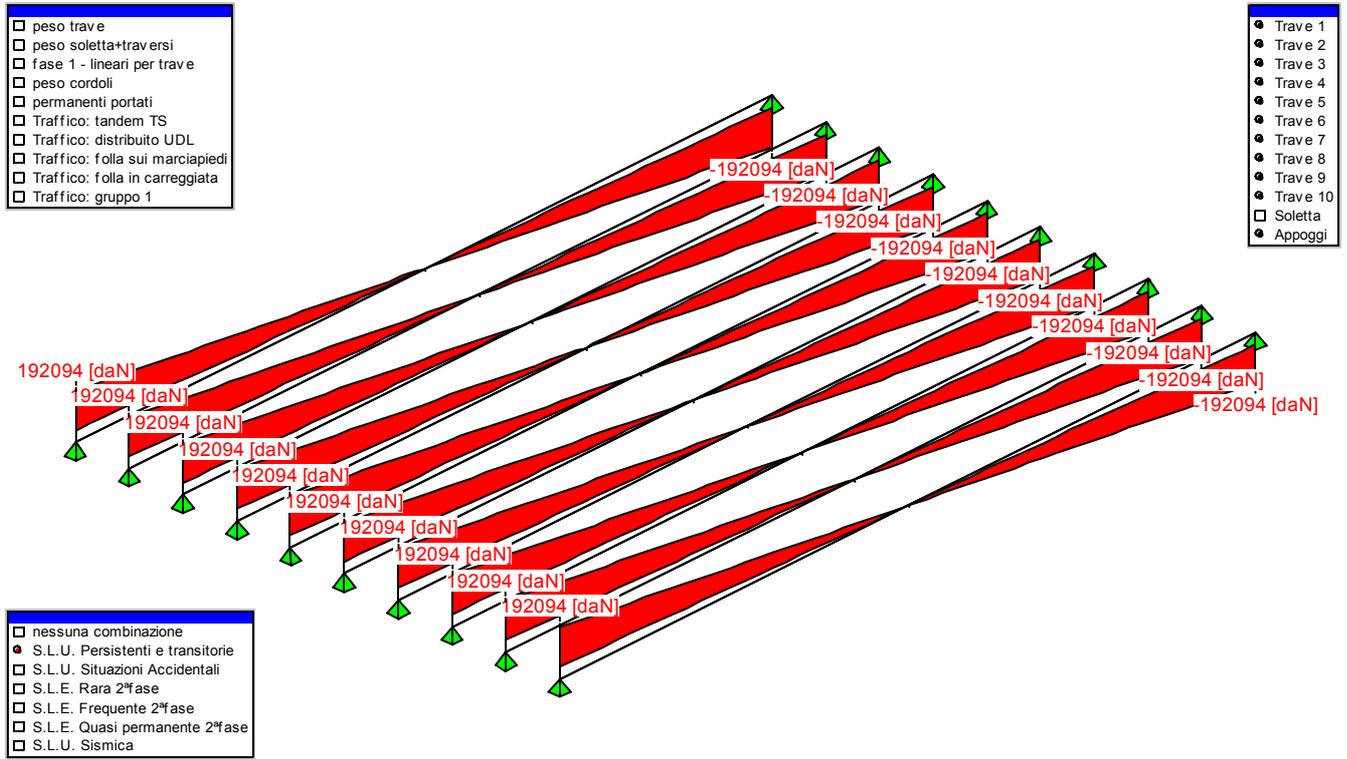


Figura 13 - Valori di involuppo del taglio sulle travi in situazione SLU P/T

## Stati Limite di Esercizio

Prima fase - al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{G1_{k,1}\}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
0	appoggio	0	30148
100		2902389	28050
200		5601366	25953
300		8096931	23856
400		10375899	21759
500		12443294	19662
600		14307277	17564
700		15962825	15467
800		17398638	13370
900		18631039	11273
1000		19660028	9175
1100		20467398	7078
1200		21068217	4981
1250	mezzeria	21465624	2884
1300		21649574	786
1400		21668644	0
1500		21618811	-1311
1600		21384636	-3408
1700		20945166	-5505
1800		20282821	-7602
1900		19417064	-9700
2000		18347895	-11797

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
2100		17060246	-13894
2200		15562907	-15991
2300		13862156	-18089
2400		11951087	-20186
2500	appoggio	9822166	-22283
2600		7489834	-24380
2700		4954089	-26478
2800		2194841	-28575
2875	appoggio	0	-30148

Prima fase - al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
0	appoggio	0	45660
100		4395772	42483
200		8483470	39307
300		12263092	36131
400		15714672	32954
500		18845816	29778
600		21668885	26602
700		24176272	23425
800		26350862	20249
900		28217378	17073
1000		29775818	13896
1100		30998609	10720

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]
1200		31908571	7544
1250	mezzeria	32510458	4367
1300		32789057	1191
1400		32817939	0
1500		32742465	-1985
1600		32387799	-5162
1700		31722205	-8338
1800		30719060	-11514
1900		29407840	-14691
2000		27788545	-17867
2100		25838355	-21043
2200		23570581	-24220
2300		20994733	-27396
2400		18100351	-30572
2500	appoggio	14876024	-33749
2600		11343622	-36925
2700		7503145	-40101
2800		3324166	-43277
2875	appoggio	0	-45660

Seconda fase - combinazione Caratteristica (Rara)

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^{a \text{ fase}} + \sum G2_{k,2}^{a \text{ fase}} + Q_{k, \text{gruppo } 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0	appoggio	0	86969	0
100		8372689	80919	0

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
200		16158584	74869	0
300		23357684	68819	0
400		29931956	62769	0
500		35895890	56719	0
600		41273029	50669	0
700		46048885	44619	0
800		50190857	38569	0
900		53746036	32519	0
1000		56714419	26469	0
1100		59043486	20419	0
1200		60776704	14369	0
1250	mezzeria	61923126	8319	0
1300		62453777	2269	0
1400		62508789	0	0
1500		62365033	-3781	0
1600		61689495	-9831	0
1700		60421729	-15881	0
1800		58511025	-21931	0
1900		56013526	-27981	0
2000		52929232	-34031	0
2100		49214677	-40081	0
2200		44895217	-46131	0
2300		39988963	-52181	0
2400		34475992	-58231	0
2500	appoggio	28334571	-64281	0

2600		21606355	-70331	0
2700		14291345	-76381	0
2800		6331586	-82431	0
2875	appoggio	0	-86969	0

Seconda fase - combinazione Frequente

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^{a_{fase}} + \sum G2_{k,2}^{a_{fase}} + \Psi_1 \cdot Q_{k,grupp01} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0	appoggio	0	86969	0
100		8372689	80919	0
200		16158584	74869	0
300		23357684	68819	0
400		29931956	62769	0
500		35895890	56719	0
600		41273029	50669	0
700		46048885	44619	0
800		50190857	38569	0
900		53746036	32519	0
1000		56714419	26469	0
1100		59043486	20419	0
1200		60776704	14369	0
1250	mezzeria	61923126	8319	0
1300		62453777	2269	0
1400		62508789	0	0
1500		62365033	-3781	0
1600		61689495	-9831	0

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
1700		60421729	-15881	0
1800		58511025	-21931	0
1900		56013526	-27981	0
2000		52929232	-34031	0
2100		49214677	-40081	0
2200		44895217	-46131	0
2300		39988963	-52181	0
2400		34475992	-58231	0
2500	appoggio	28334571	-64281	0
2600		21606355	-70331	0
2700		14291345	-76381	0
2800		6331586	-82431	0
2875	appoggio	0	-86969	0

Seconda fase - combinazione Quasi Permanente

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^{a \text{ fase}} + \sum G2_{k,2}^{a \text{ fase}} + \psi_2 \cdot Q_{k, \text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
0	appoggio	0	86969	0
100		8372689	80919	0
200		16158584	74869	0
300		23357684	68819	0
400		29931956	62769	0
500		35895890	56719	0
600		41273029	50669	0
700		46048885	44619	0

Sez.X	Descrizione	M [daN·cm]	V [daN]	T [daN·cm]
800		50190857	38569	0
900		53746036	32519	0
1000		56714419	26469	0
1100		59043486	20419	0
1200		60776704	14369	0
1250	mezzeria	61923126	8319	0
1300		62453777	2269	0
1400		62508789	0	0
1500		62365033	-3781	0
1600		61689495	-9831	0
1700		60421729	-15881	0
1800		58511025	-21931	0
1900		56013526	-27981	0
2000		52929232	-34031	0
2100		49214677	-40081	0
2200		44895217	-46131	0
2300		39988963	-52181	0
2400		34475992	-58231	0
2500	appoggio	28334571	-64281	0
2600		21606355	-70331	0
2700		14291345	-76381	0
2800		6331586	-82431	0
2875	appoggio	0	-86969	0

## **8.5. VERIFICA ELEMENTO PRECOMPRESSO**

### **Modello di calcolo**

Il codice di calcolo TCAP riceve le combinazioni di carico della struttura dal programma di calcolo delle sollecitazioni ed esegue le verifiche nelle situazioni agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio inserendo nelle combinazioni l'effetto della precompressione.

Per valutare l'effetto della precompressione nelle varie sezioni viene assunto un modello di calcolo appropriato che riproduce le condizioni iperstatiche della struttura reale.

La struttura è considerata lineare e rettilinea, soggetta a deformazione longitudinale assiale generata dalla precompressione e deformazione trasversale per inflessione nel piano verticale. Essa viene schematizzata come una struttura a telaio piano che discretizza i tratti a sezione (e quindi baricentro) costante con aste orizzontali e i tratti a geometria variabile con aste inclinate.

Le forze di precompressione sono rappresentate da forze longitudinali e da coppie di trasporto delle forze stesse alla quota del baricentro locale.

Per il calcolo dei momenti flettenti resistenti a rottura viene utilizzata la procedura FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT che tiene conto, oltre al contributo del calcestruzzo, del contributo delle armature lente (stesso stato deformativo del calcestruzzo) e del contributo delle armature di precompressione nello stato deformativo effettivo (pretensione).

### **Codice di calcolo**

La verifica è stata condotta con il codice di calcolo automatico TCAP ed. alfa 8.32 - 10/2015 sviluppato da SIGMAc SOFT - Padova.

- Procedura di calcolo tensionale per flessione: PREFLErett vers. TCAP/3.0 09/11 - SIGMAcSOFT
- Procedura di calcolo a rottura per flessione: FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT

- Procedura di calcolo a rottura per taglio: VrdCalc ed. TCAP/1.0 06/10 - SIGMAcSOFT
- Modello iperstatico: TRSP ed. TCAP/1.0 04/10 - SIGMAcSOFT

## Dati di calcolo

Dati geometrici

Schemi statici

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto eseguito in opera di traversi e soletta collaborante. Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE: Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono al peso proprio ed a quello del getto eseguito in opera.

SECONDA FASE: Il sistema misto, travi prefabbricate e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

Prima fase

Nella prima fase i prefabbricati sono soggetti alle seguenti condizioni di vincolo:

In opera al momento del getto di 2a fase:

Sbalzo sinistro = 30.00

Sbalzo destro = 30.00

Seconda fase

In seconda fase la struttura è vincolata sugli appoggi definitivi:

appoggio	descrizione	X	luce campata
1	Spalla iniziale	0.00	
2	Spalla finale	2875.00	2875.00

Armature trave prefabbricata

Armature di precompressione pretesate

trefoli :	6/10"	
area trefolo =	139.000	[mm <sup>2</sup> ]
acciaio :	prec.fpk=1860	
tensione di tesatura =	14250.00	[daN/cm <sup>2</sup> ] ]
area totale A <sub>p</sub> =	75.060	[cm <sup>2</sup> ]

precompressione totale $N_p =$	1069605.00	[daN]
quota baricentro $Z_{g,p} =$	18.06	[cm]

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine	
155.00	2			
149.00				
135.00				
129.00				
123.00				
80.00	2			
60.00				
43.50				
37.50				
31.50				
25.50	2			
20.50	2			
15.50	6			
10.50	20	8	200.00	
5.50	20	8	400.00	
N. trefoli=	54	L tot guaine=	4800.00	

Armatura lenta

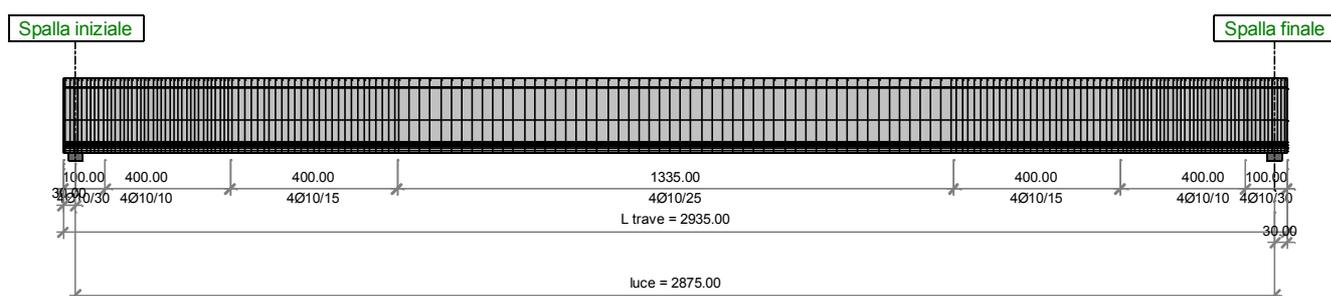
Armatura trasversale :

pos.		armatura	x iniziale	x finale	
P1-S1		4Ø10/10.00	0.00	400.00	trave+colleg. con soletta
P1-S1	(simmetrica)		2535.00	2935.00	

pos.		armatura	x iniziale	x finale	
P1-S2		4Ø10/15.00	400.00	800.00	trave+colleg. con soletta
P1-S2	(simmetrica)		2135.00	2535.00	
P1-S3		4Ø10/25.00	800.00	2135.00	trave+colleg. con soletta
P1-S4		4Ø10/30.00	0.00	100.00	trave+colleg. con soletta
P1-S4	(simmetrica)		2835.00	2935.00	

armatura longit. appoggio :

n. barre	Ø	lunghezza	quota z
10	16	192.00	7.00



#### Materiali - resistenze di calcolo

In questo paragrafo non valgono le convezioni di segno precedentemente riportate: per il calcestruzzo tutte le grandezze sono indicate con segno positivo e contestualmente viene specificato se si tratta di valori di compressione o di trazione.

#### Calcestruzzo delle travi prefabbricate

Ai fini del calcolo le caratteristiche rilevanti del calcestruzzo sono date dalla resistenza a rottura, dal modulo elastico e dall'entità dei fenomeni differiti nel tempo.

Le travi prefabbricate in c.a.p. sono precomprese a trefoli aderenti e devono perciò rispettare delle limitazioni tensionali già in fase iniziale, al rilascio dei trefoli.

Data l'entità delle sollecitazioni iniziali si raccomanda di eseguire il trasferimento della precompressione con opportuna gradualità. Nel seguito della relazione si indicherà sinteticamente tale operazione come "taglio dei trefoli".

Calcestruzzo	C45/55
resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$	550.00

resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj.cub}$	385.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.500
modulo elastico	364161.14
peso specifico	0.0025
ritiro totale	-0.00030
% ritiro prima del taglio trefoli	25.5%
% ritiro taglio trefoli-getto soletta	25.5%
% ritiro da getto soletta a t=inf.	49%
coeff. di viscosità	2.300
% viscosità taglio trefoli-getto soletta	33%
% viscosità da getto soletta a t=inf.	67%

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	$f_{ck}$	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 550.00 = 456.50$	daN/cm <sup>2</sup>
al taglio dei trefoli	$f_{ckj}$	$= 0.83 \cdot R_{ckj}$	$= 0.83 \cdot 385.00 = 319.55$	daN/cm <sup>2</sup>

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	$f_{cd}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 456.50 / 1.5 = 258.68$	daN/cm <sup>2</sup>
al taglio dei trefoli	$f_{cdj}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 319.55 / 1.5 = 181.08$	daN/cm <sup>2</sup>

Nel calcolo a rottura delle sezioni si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con tensione massima a tempo infinito pari a :

$$f_{cd} = 258.68 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	$f_{ct}$	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 38.32 / 1.2 = 31.93$
al taglio dei trefoli	$f_{ctj}$	$= f_{ctmj} / 1.2$	$= 30.21 / 1.2 = 25.17$

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione nel calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

al taglio dei trefoli :

$\sigma_{cj}$	$< 0.70 \cdot f_{ckj}$	= 223.69	daN/cm <sup>2</sup>
---------------	------------------------	----------	---------------------

a cadute avvenute :

$\sigma_c$	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	= 273.90	daN/cm <sup>2</sup>	(per comb. caratteristica rara)
$\sigma_c$	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	= 205.43	daN/cm <sup>2</sup>	(per comb. quasi permanente)

Calcestruzzo gettato in opera

Calcestruzzo	C32/40
resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$	400.00
coefficiente sicurezza del materiale	1.5
modulo elastico	336427.78
peso specifico	0.0025
coeff. di omogeneizzazione con cls travi	0.924

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	$f_{ck}$	= $0.83 \cdot R_{ck}$	= $0.83 \cdot 400.00 = 332.00$	daN/cm <sup>2</sup>
------------------	----------	-----------------------	--------------------------------	---------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	$f_{cd}$	= $\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	= $0.85 \cdot 332.00 / 1.5 = 188.13$	daN/cm <sup>2</sup>
------------------	----------	---	--------------------------------------	---------------------

Nel diagramma parabola-rettangolo la tensione massima è pari a :

$$f_{cd} = 188.13$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	$f_{ct}$	= $f_{ctm} / 1.2$	= $30.99 / 1.2 = 25.82$
------------------	----------	-------------------	-------------------------

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

$\sigma_c$	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	= 199.20	daN/cm <sup>2</sup>	(per comb. caratteristica rara)
$\sigma_c$	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	= 149.40	daN/cm <sup>2</sup>	(per comb. quasi permanente)

Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	16740.00
Modulo elastico	1950000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6
coefficiente di sicurezza	1.15
% rilassam. prima del taglio trefoli	41.4%
% rilassam. taglio trefoli-getto soletta	25.9%
% rilassam. da getto soletta a t=inf.	32.7%

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pre-tesi deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

$\sigma_{spi}$	$\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$	= $0.80 \cdot 18414.00 = 14731.20$	daN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{spi}$	$\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$	= $0.90 \cdot 16740.00 = 15066.00$	daN/cm <sup>2</sup>

E' ammessa una sovratensione iniziale pari a  $0.05 f_{p(1)k}$ .

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 D.M.14/01/2008):

$\sigma_{sp}$	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	13392.00	daN/cm <sup>2</sup>
---------------	-----------------------------	----------	---------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$f_{ptd}$	$= f_{p(1)k} / \gamma_s$	= $16740.00 / 1.15 = 14556.52$	daN/cm <sup>2</sup>
-----------	--------------------------	--------------------------------	---------------------

### Acciaio per armatura lenta

Questo tipo di acciaio costituisce l'armatura destinata ad assorbire gli sforzi di taglio (staffe) ed altri sforzi locali di trazione nel calcestruzzo.

tipo acciaio	B450C
tensione di snervamento $f_{yk}$	4500.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.15
modulo elastico	2100000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

La tensione massima consentita (4.1.2.2.5.2 D.M. 14/01/2008) nella combinazione rara deve rispettare la seguente limitazione:

$\sigma_s$	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 4500.00 = 3600.00$	daN/cm <sup>2</sup>
------------	--------------------------	----------------------------------	---------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$f_{yd}$	$= f_{yk} / \gamma_s$	$= 4500.00 / 1.15 = 3913.04$	daN/cm <sup>2</sup>
----------	-----------------------	------------------------------	---------------------

### Cadute di tensione

#### Rilassamento dell'acciaio da precompressione

La valutazione del rilassamento dell'acciaio da precompressione avviene con la formulazione indicata dalla normativa e con i dati forniti dal produttore.

Ad una temperatura costante di 20 [°C] la caduta di tensione  $\Delta\sigma_{pr}$  per rilassamento al tempo  $t$  è:

classe	tipo	caduta
2	trecce e trefoli stabilizzati	$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{0.1t} \cdot (t/1000)^{0.75(1-t)} \cdot 10^{-5}]$

dove:

-  $\sigma_{pi}$  è la tensione iniziale nel cavo;

-  $\rho_{1000}$  è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 [°C] e a partire da una tensione iniziale pari a 0.7 della resistenza  $f_p$  del campione provato:

Acciaio	classe	$\rho_{1000}$
1	2	2.5

Acciaio	classe	$\rho_{1000}$

-  $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$ ;

-  $f_{pk}$  è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;

-  $t$  è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte ed inserendo un tempo di 500000 ore. Si ottiene così:

Armatura	classe	$\mu$	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	
Trave 1 - gruppo 1	2	0.774	0.054	5.42%

#### Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a :

prefabbricati  $\epsilon_{cs1} = -0.00030$

getto in opera  $\epsilon_{cs2} = -0.00030$

e la conseguente caduta di tensione nell'acciaio da precompressione viene calcolata in base al modulo elastico dell'acciaio stesso:

Armatura	$\Delta\sigma_{ps}$		
Trave 1 - gruppo 1	$-0.00030 \cdot 1950000.00 =$	-585.00	4.11%

#### Viscosità del calcestruzzo

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, ai fini del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio, secondo quanto indicato dalle norme (11.2.10.7 D.M.14/01/2008), pari a :

$\phi_{inf,1} = 2.3$  (cavi pretesi nei prefabbricati)

#### Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione

Per i cavi pretesi, che agiscono sugli elementi prefabbricati, i valori totali dei fenomeni differiti esposti ai paragrafi precedenti vengono ripartiti nelle diverse fasi tenendo conto delle diverse condizioni ambientali e tensionali.

	% rilassamento	% ritiro	% viscosità
dalla posa in tensione al taglio trefoli	41.40	25.50	0.00
dal taglio trefoli al getto in opera	25.90	25.50	33.00
dal getto in opera a tempo infinito	32.70	49.00	67.00

Sollecitazioni esterne

<nessun carico applicato in prima fase>

### **Stati limite di esercizio**

Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica distingueremo le seguenti fasi :

#### PRIMA FASE

- a) al manifestarsi della precompressione
- b) prima del getto in opera
- c) subito dopo il getto in opera

#### SECONDA FASE

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

In tutte le fasi la determinazione dello stato tensionale degli elementi da verificare avviene in base alla combinazione caratteristica (rara) :

$$S = G_1 + G_2 + P + Q$$

dove:

- $G_1$  = permanenti strutturali
- $G_2$  = permanenti non strutturali
- P = precompressione
- Q = azioni variabili

### **Stato limite di fessurazione travi prefabbricate**

Per garantire la durabilità della struttura il calcolo di verifica tensionale agli Stati Limite di esercizio viene condotto con opportune limitazioni che preservano le travi principali da una eccessiva fessurazione.

A questo scopo, facendo riferimento alla normativa (tab. 4.1.IV) ed adottando le limitazioni relative alle armature *sensibili* nel caso di ambiente molto aggressivo, andrebbero verificate le seguenti condizioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	<nessuna verifica>	formazione fessure	decompressione

Per una maggiore tutela della durabilità dell'opera vengono invece rispettate nelle verifiche le seguenti limitazioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	formazione fessure	decompressione	<nessuna verifica>
	$\sigma_{traz.} \leq f_{ctm}/1.2$		

### **Stato Limite di deformazione**

Viene valutata l'entità delle deformazioni significative degli elementi inflessi nelle varie fasi.

La valutazione di tali deformazioni viene fatta assumendo per il modulo elastico del calcestruzzo il valore:

$$E_{travi} = 364161.14$$

$$E_{soletta} = 336427.78$$

e, per determinare gli effetti sotto l'azione dei carichi permanenti, viene assunto un coefficiente di viscosità pari a:

$$\phi_{inf} = 2.3$$

L'effetto della viscosità viene poi ridotto moltiplicando tutte le deformazioni conseguenti per il valore 0.5

Le frecce calcolate sono positive se rappresentano uno spostamento verso l'alto, negative se verso il basso.

Prima fase

H110 :

	accorciamento	rotaz. testata	rotaz. testata	freccia in
	[cm]	sinistra [rad]	destra [rad]	mezzeria [cm]
al taglio trefoli	-0.8540	0.00359	-0.00359	2.6586
al getto soletta	-1.3120	0.00325	-0.00325	2.3235
dopo maturazione	-1.3161	0.00325	-0.00325	2.3270

Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

	dopo maturazione	postesi e	
	soletta	cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0.0000	0.0000	0.0000
Spalla finale	0.0000	0.0000	-0.4599

Rotazioni in asse appoggi [rad] :

	dopo maturazione	postesi e	
	soletta	cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0.00000	0.00000	0.00375
Spalla finale	0.00000	0.00000	-0.00375

Frecce in mezzeria [cm] :

campata		dopo maturazione	postesi e	t=inf.	t=inf.
	X	soletta	cambio vincoli	comb. rara max	comb. rara min
1	1437.50	2.3270	2.3270	3.6726	0.7557

## Stati limite ultimi

### Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti

Il calcolo dei momenti ultimi delle sezioni viene eseguito tenendo conto del diagramma  $\sigma-\varepsilon$  parabola-rettangolo per il calcestruzzo, con deformazione limite pari a -0.0035 in compressione, e deformazione indefinita a trazione con tensione nulla (sezione fessurata).

Per gli acciai si utilizza un diagramma tensioni-deformazioni linearmente elastico fino alla tensione di rottura e lineare orizzontale fino alla deformazione 0.01, sia in trazione che in compressione.

Si rimanda al capitolo dei materiali per i valori dei moduli elastici e delle tensioni di calcolo.

Nel calcolo del momento ultimo si tiene conto del delta di deformazione  $\varepsilon_{sp}$  dell'acciaio da precompressione rispetto agli altri materiali.

### Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti

Per valutare i tagli e momenti torcenti resistenti viene utilizzata la formulazione indicata dalle norme:

$$V_{Rd} = [0.18/\gamma_c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{taglio ultimo in assenza di armatura trasversale})$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\cotan\alpha + \cotan\theta) / (1 + \cotan^2\theta) \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotan\alpha + \cotan\theta) \cdot \sin\alpha \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle staffe})$$

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A_k \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \cotan\theta / (1 + \cotan^2\theta) \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A_k \cdot (A_{sw,parete}/s) \cdot f_{yd} \cdot \cotan\theta \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle staffe})$$

Dove:

d: altezza utile della sezione

$b_w$ : larghezza minima della sezione

$A_{sw}$ : area armatura trasversale nella sezione

$A_{sw,parete}$ : area armatura trasversale minima nelle pareti

s: passo staffe

$\alpha$ : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali (90 [deg])

$\theta$ : inclinazione bielle compresse in cls

$\alpha_c$ : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

$A_{st}$ : area acciaio in zona tesa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$$

$$\rho_1 = A_{st}/(b_w \cdot d)$$

$A_k$ : area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico della sezione

Nel modello a traliccio a rottura si considerano inclinate a 45 [deg] le bielle compresse di calcestruzzo in sezioni non precomprese, mentre si tiene conto dell'effetto benefico della precompressione valutando una minore inclinazione delle bielle in base alla tensione principale di trazione presente nella sezione a quota baricentrica.

L'inclinazione così determinata viene comunque limitata come indicato nelle norme citate.

Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti

Viene calcolato lo sforzo di scorrimento di progetto  $S_{Edi}$  tra il calcestruzzo delle travi prefabbricate e quello gettato in opera, e viene confrontato con quello ultimo di interfaccia  $S_{Rdi}$ , utilizzando le indicazioni della normativa EN1991-1-1-6.2.5

$$S_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed}/z$$

in cui:

- $\beta$  è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata, assunto = 1.0
- $V_{Ed}$  è la forza di taglio trasversale di 2ª fase
- $z$  è il braccio della coppia interna della sezione composta

$$S_{Rdi} = b_i \cdot (c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n) + A_{sw}/s \cdot f_{yd} \cdot \mu \leq 0.5 \cdot b_i \cdot v \cdot f_{cd}$$

in cui:

Larghezza superficie contatto / spess. tot. anime	$b/b_w$	1.000	[-]
Fattore di coesione tra le superfici	$c$	0.350	[-]
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	30.99	[daN/cm²]
Coefficiente di attrito tra le superfici	$\mu$	0.600	[-]
Compressione normale alle superfici di contatto	$\sigma_n$	1.40	[daN/cm²]
Area complessiva staffa di collegamento	$A_{sw}$	<variabile>	[cm²]
Passo staffe di collegamento	$s$	<variabile>	[cm]
Resistenza calcestruzzo più debole	$f_{cd}$	188.13	[daN/cm²]

## Verifica delle sezioni

Verifica sezione X=0.00 - Sezione all'appoggio

Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-109.00	0.00	prefabb.:
2	-109.00	6.50	non reag.trazione
3	-109.00	8.91	
4	-58.60	16.50	
5	-51.90	24.70	
6	-68.30	134.00	
7	-93.00	147.00	
8	-93.00	155.00	
9	-93.00	160.00	
10	-58.00	160.00	
11	-38.20	28.10	
12	-31.30	21.60	
13	0.00	19.00	
14	31.30	21.60	
15	38.20	28.10	
16	58.00	160.00	
17	93.00	160.00	
18	93.00	155.00	
19	93.00	147.00	
20	68.30	134.00	
21	51.90	24.70	
22	58.60	16.50	

n.	Y	Z	
23	109.00	8.91	
24	109.00	6.50	
25	109.00	0.00	
26	109.00	0.00	
27	-109.00	0.00	fine prefabb.

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
8551.396	26779157.6357	60.90

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	7.00	24.127	armatura longit. appoggio 12Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	8913.307	27787912.0980	58.71

Sollecitazioni	M <sub>esterno</sub>
in trasporto	1188028.26
dopo getto 2a fase	0.00

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	σ <sub>e, max</sub>	σ <sub>i, max</sub>		
in trasporto	0.00	0.00		
dopo getto 2a fase	0.00	0.00		

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
in trasporto	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	0.00	0.00		0.00	

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

<sollecitazioni flettenti nulle>

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
	0.785	28.40		0.41888

d	K	$A_{sl}$	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
153.00	1.362	24.127	0.0056	0.00	1.000

$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$
20854.78	225702.94	252906.93

$$V_{Ed,max} = 61640.65 < 225702.94$$

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	0.00	0.00
getto in opera	0.00	0.00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	285.84	2.0%
rilassamento acciaio	32.6%	251.63	1.8%
viscosità cls	100.0 %	1092.68	7.7%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-109.00	0.00	prefabb.:
2	-109.00	6.50	non reag.trazione
3	-109.00	8.91	
4	-58.60	16.50	
5	-51.90	24.70	
6	-68.30	134.00	
7	-93.00	147.00	
8	-93.00	155.00	
9	-93.00	160.00	
10	-58.00	160.00	
11	-38.20	28.10	
12	-31.30	21.60	
13	0.00	19.00	
14	31.30	21.60	
15	38.20	28.10	
16	58.00	160.00	
17	93.00	160.00	
18	93.00	155.00	

n.	Y	Z	
19	93.00	147.00	
20	68.30	134.00	
21	51.90	24.70	
22	58.60	16.50	
23	109.00	8.91	
24	109.00	6.50	
25	109.00	0.00	
26	109.00	0.00	fine prefabb.
27	-109.00	0.00	
28	-110.00	180.00	getto in opera
29	110.00	180.00	(m=0.924)
30	110.00	160.00	non reag.trazione
31	-110.00	160.00	
32	-110.00	180.00	

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
12616.306	59709194.7255	96.05

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	7.00	24.127	armatura longit. appoggio 12Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	12978.217	62499198.2192	93.57

Tensioni sul cls - UH160 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00		0.00	

Verifica a rottura per flessione t=inf.  
 <sollecitazioni flettenti nulle>

Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
	0.785	28.40		0.41888

d	K	$A_{sl}$	$\rho_i$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
173.00	1.340	24.127	0.0049	0.00	1.000

$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$
22276.64	255206.60	285966.66

$$V_{Ed,max} = 192093.78 < 255206.60$$

Trazione per taglio ( $V=192093.78$ ) = 96046.89 [daN]

Verifica rottura per torsione  $t=inf.$

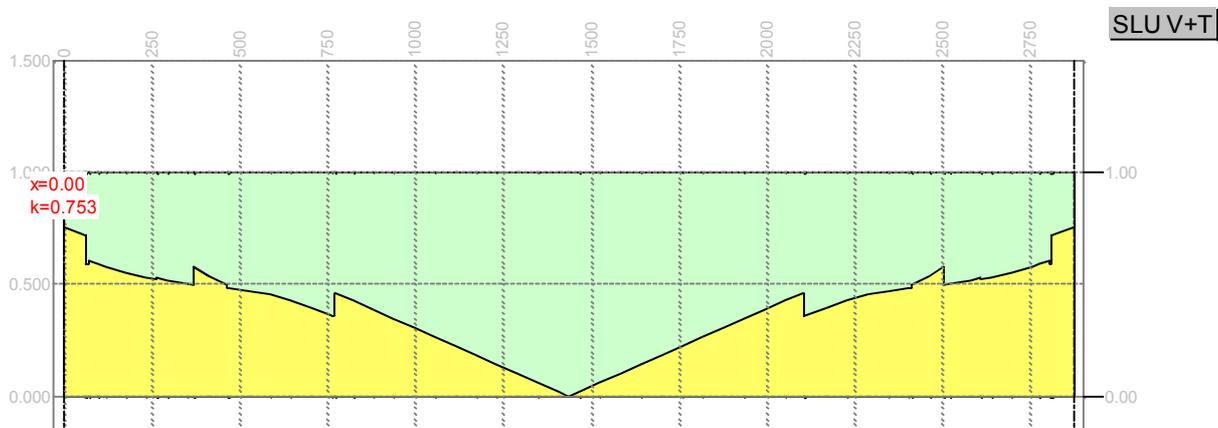
<sollecitazioni torcenti nulle>

Verifica a taglio/torsione  $t=inf.$

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b*) nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |0.00/29129939.81| + |192093.78/255206.60| = 0.753$$



Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 28.400 [cm<sup>2</sup>] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=0.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	837.85	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	0.00	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±331.89	[daN/cm]

staffe di collegamento	0.4189	[cm <sup>2</sup> /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±1315.35	[daN/cm]

Verifica sezione X=1437.50 - Sezione di mezzeria

Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-109.00	0.00	prefabb.:
2	-109.00	6.50	reag.trazione
3	-109.00	8.91	
4	-58.60	16.50	
5	-51.90	24.70	
6	-68.30	134.00	
7	-93.00	147.00	
8	-93.00	155.00	
9	-93.00	160.00	
10	-58.00	160.00	
11	-38.20	28.10	
12	-31.30	21.60	
13	0.00	19.00	
14	31.30	21.60	
15	38.20	28.10	
16	58.00	160.00	
17	93.00	160.00	

n.	Y	Z	
18	93.00	155.00	
19	93.00	147.00	
20	68.30	134.00	
21	51.90	24.70	
22	58.60	16.50	
23	109.00	8.91	
24	109.00	6.50	
25	109.00	0.00	
26	109.00	0.00	
27	-109.00	0.00	fine prefabb.

A	J <sub>r</sub>	Z <sub>g</sub>
8551.396	26779157.6357	60.90

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	155.00	2.780
2	80.00	2.780
3	25.50	2.780
4	20.50	2.780
5	15.50	8.340
6	10.50	27.800
7	5.50	27.800

Z <sub>g,p</sub>	A <sub>p</sub>
18.06	75.060

Sezione ideale (n=6.000)	$A_{id}$	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	9001.756	27978499.9365	58.76

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	41.4%	319.47	2.2%

Sollecitazioni	$M_{esterno}$	$N_{precomp.}$	$M_{precomp.}$
t=0 dopo taglio trefoli	21668644.00	-1034428.55	-44319995.24
in trasporto	29357265.45	-958788.50	-41079204.40
dopo getto 2a fase	32817938.92	-958449.28	-41064670.56

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$	
t=0 dopo taglio trefoli	-40.97	-157.83	
in trasporto	0.00	0.00	
dopo getto 2a fase	-84.05	-119.54	

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	12913.51	0.00		0.00	
in trasporto	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	12080.39	0.00		0.00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	25.9%	199.86	1.4%
viscosità cls	37.5%	658.69	4.6%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0.1%	0.81	0.0%
rilassamento acciaio	0.1%	0.71	0.0%
viscosità cls	0.2%	3.00	0.0%

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese :  $\epsilon_{sp,z=18.06}=0.00655$

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	$Z_{gsup}$	$\epsilon_{inf}$	$Z_{ginf}$
(+)	19.84	102436685.27	-0.00350	160.00	0.00036	5.50
(-)	28.08	-10363739.55	0.01000	155.00	-0.00221	0.00

$$M_{d,max} = 44304217.54 < 102436685.27 \quad K_r=2.312$$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

<sollecitazioni taglianti nulle>

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-84.07	-119.48
getto in opera	0.00	0.00

Cadute di tensione da maturazione soletta a  $t=inf.$  :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	285.84	2.0%
rilassamento acciaio	32.6%	251.63	1.8%
viscosità cls	62.3%	1092.68	7.7%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-109.00	0.00	prefabb.:
2	-109.00	6.50	reag.trazione
3	-109.00	8.91	
4	-58.60	16.50	
5	-51.90	24.70	
6	-68.30	134.00	
7	-93.00	147.00	
8	-93.00	155.00	
9	-93.00	160.00	
10	-58.00	160.00	
11	-38.20	28.10	
12	-31.30	21.60	
13	0.00	19.00	
14	31.30	21.60	
15	38.20	28.10	
16	58.00	160.00	
17	93.00	160.00	

n.	Y	Z	
18	93.00	155.00	
19	93.00	147.00	
20	68.30	134.00	
21	51.90	24.70	
22	58.60	16.50	
23	109.00	8.91	
24	109.00	6.50	
25	109.00	0.00	
26	109.00	0.00	fine prefabb.
27	-109.00	0.00	
28	-110.00	180.00	getto in opera
29	110.00	180.00	(m=0.924)
30	110.00	160.00	non reag.trazione
31	-110.00	160.00	
32	-110.00	180.00	

A	$J_r$	$Z_g$
12616.306	59709194.7255	96.05

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	155.00	2.780
2	80.00	2.780
3	25.50	2.780
4	20.50	2.780
5	15.50	8.340

n.	Z	area
6	10.50	27.800
7	5.50	27.800

$Z_{g,p}$	$A_p$
18.06	75.060

Sezione ideale (n=6.000)	$A_{id}$	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	13066.666	62768475.2882	93.36

Tensioni sul cls - UH160 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-84.24	-84.24	-96.76	-96.76
t=inf.-SLE Rare	-84.24	-150.60	-3.78	-96.76
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-84.24	-150.60	-3.78	-96.76

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-2.80	-2.80	-0.16	-0.16
t=inf.-SLE Rare	-2.80	-82.51	-0.16	-61.46
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-2.80	-82.51	-0.16	-61.46

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
t=inf.-senza carichi	10122.68	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Rare	10000.60	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00		0.00	

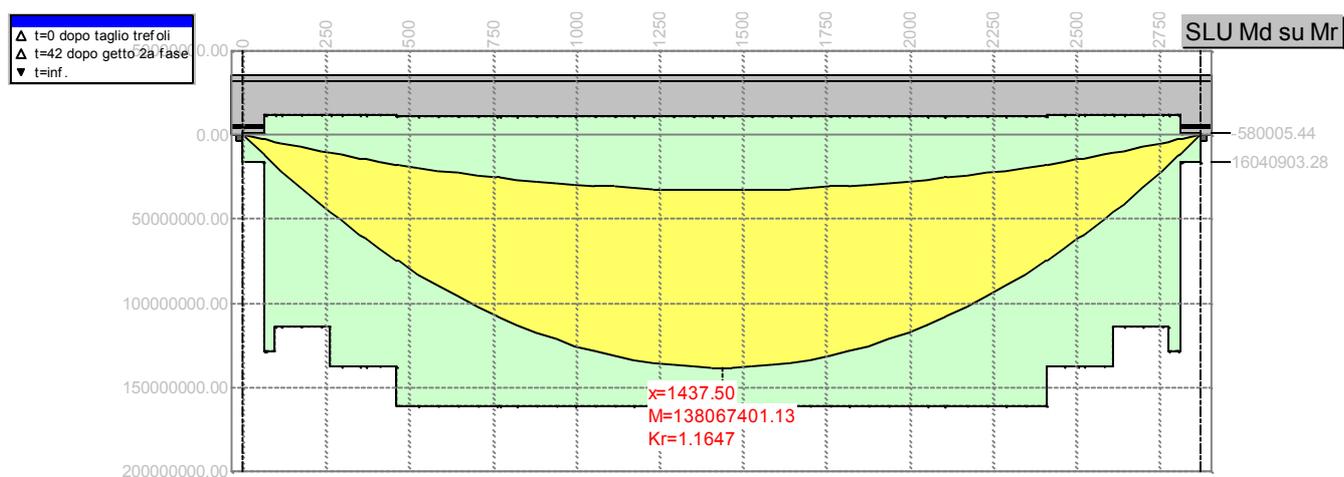
Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$
Armature pretese	18.06	0.00548

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	$Z_{\epsilon sup}$	$\epsilon_{inf}$	$Z_{\epsilon inf}$
(+)	130.46	160809115.76	-0.00350	180.00	0.00883	5.50
(-)	23.11	-10880972.92	0.01000	155.00	-0.00175	0.00

$$M_{d,max} = 138067401.13 < 160809115.76 \quad K_r=1.165$$



Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
	0.381	28.40		0.12566

d	K	$A_{st}$	$\rho_t$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
174.50	1.339	75.060	0.0151	-66.27	1.250

$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$
81935.40	193064.53	248660.47

$$V_{Ed,max} = 0.00 < 193064.53$$

Trazione per taglio ( $V=0.00$ ) = 0.00 [daN]

Verifica rottura per torsione  $t=inf.$

<sollecitazioni torcenti nulle>

Verifica a taglio/torsione  $t=inf.$

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b*) nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |0.00/21847454.86| + |0.00/193064.53| = 0.000$$

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 28.400 [cm<sup>2</sup>] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=1437.50 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	0.00	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	0.00	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±331.89	[daN/cm]
staffe di collegamento	0.1257	[cm <sup>2</sup> /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±626.93	[daN/cm]