

**PROGETTO DEFINITIVO ED ESECUTIVO, DIREZIONE LAVORI,  
COORDINAMENTO PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  
E DI ESECUZIONE E RELAZIONE GEOLOGICA DELL'INTERVENTO  
"INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA LUNGO LA FIUMARA  
TRAINITI"**

CIG 7810672270

CUP J95D12000290002

## PD.02.06 Relazione Calcolo Strutturale

### Impalcato

BETA Studio S.r.l.

Service Tecnico

Il Progettista

BETA Studio S.r.l.



WATER AND NATURAL  
RESOURCES  
CONSULTANTS



Via Guido Rossa, 29/A  
35020 Ponte S. Nicolò  
Padova – Italia  
info@betastudio.it  
www.betastudio.it  
tel +390498961120  
fax +390498961090

0	Prima emissione	18/10/2023	Ing. Antonello Mancuso	Ing. Antonello Mancuso	Ing. Paolo Martini
rev.	motivo	data	redatto	verificato	approvato

cod. el. 1128PD0206

file 1128PD0206\_00.pdf

# Relazione di calcolo dell'impalcato

## 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	: N

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.

## 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.

### 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.

#### **3.1 Modalità 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 può essere del tipo a fili aderenti, pretesi, o a cavi postesi.

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  $R_{ck}$  che è richiesta al momento del taglio dei trefoli.

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

## 4 SOVRACCARICHI ADOTTATI E NORME DI CALCOLO

I calcoli sono svolti con riferimento, ove applicabili, alle seguenti norme:

- Legge n°1086 del 5 novembre 1971: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica."
- DM 17/01/2018 - Norme tecniche per le costruzioni: "Norme tecniche per le costruzioni."
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. :Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- UNI EN 1990:2006 - "Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale."
- UNI EN 1991-1-1: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici."
- UNI EN 1991-1-3: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve."
- UNI EN 1991-1-4: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento."
- UNI EN 1991-1-5: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche."
- UNI EN 1991-1-6: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione."
- UNI EN 1991-1-7: 2006 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali."
- UNI EN 1991-2: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti."
- UNI EN 1992-1-1: 2005 - "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici."
- UNI EN 1992-2: 2006 - "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi."

## 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 rigidezza 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 pontres 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 e 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 rigidezze 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 rigidezze flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

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

$$2 \cdot B = n \cdot i \quad n = n.\text{travi}, \quad i = \text{interasse travi}$$

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

$$p(x;e) = P_m \sin(\pi x/l)$$

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

$$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \sin(\pi x/l)$$

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

$$p(x;e) = (P_m/2b) \sin(\pi x/l)$$

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

$$w(x) = w(1/2) \sin(\pi x/l)$$

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

## 6 DATI IMPALCATO

Tipo di impalcato: solettone

### 6.1 Dati geometrici

Luce di calcolo	1245,00
Larghezza cordolo sinistro	50,00
Larghezza carreggiata	936,00
Larghezza cordolo destro	50,00
Larghezza fuori tutto impalcato	1036,00
Numero travi	17
Tipo trave	tr 50 rev2
Interasse travi	61,00
Larghezza travi	60,00
Lunghezza retrotrave	22,50
Lunghezza ringrosso	0,00
Lunghezza svasatura	0,00
Eccentricità travi-soletta	0,00
Spessore medio soletta	70,00
Spessore minimo soletta	30,00
Luce di calcolo soletta	100,00
Larghezza marciapiede sinistro	0,00
Dist. marciapiede sinistro	0,00
Larghezza marciapiede destro	0,00
Dist. marciapiede destro	0,00
Spessore medio cordoli	13,00

### 6.2 Trave prefabbricata tr 50 rev2

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	-30,00	0,00
2	-30,00	20,00
3	-10,00	20,00
4	-10,00	50,00
5	10,00	50,00
6	10,00	20,00
7	30,00	20,00
8	30,00	0,00

Altezza della sezione	50,00	[cm]
Spessore complessivo anime	0,00	[cm]
Area sezione di calcestruzzo	1800,00	[cm <sup>2</sup> ]
Ordinata y baricentro	18,33	[cm]
Ascissa x baricentro	0,00	[cm]
J baricentro	335000,00	[cm <sup>4</sup> ]
Coefficiente torsionale	0,00	[cm <sup>4</sup> ]

### 6.3 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	518,00	50,00
2	518,00	65,00
3	0,00	65,00
4	-518,00	65,00
5	-518,00	50,00
6	-518,00	20,00
7	-498,00	20,00
8	-498,00	50,00
9	-478,00	50,00
10	-478,00	20,00
11	-458,00	20,00
12	-458,00	0,00
13	-457,00	20,00
14	-437,00	20,00
15	-437,00	50,00
16	-417,00	50,00
17	-417,00	20,00
18	-397,00	20,00
19	-397,00	0,00
20	-396,00	20,00
21	-376,00	20,00
22	-376,00	50,00
23	-356,00	50,00
24	-356,00	20,00
25	-336,00	20,00
26	-336,00	0,00
27	-335,00	20,00
28	-315,00	20,00
29	-315,00	50,00
30	-295,00	50,00
31	-295,00	20,00
32	-275,00	20,00
33	-275,00	0,00
34	-274,00	20,00
35	-254,00	20,00
36	-254,00	50,00
37	-234,00	50,00
38	-234,00	20,00
39	-214,00	20,00
40	-214,00	0,00
41	-213,00	20,00
42	-193,00	20,00
43	-193,00	50,00
44	-173,00	50,00
45	-173,00	20,00
46	-153,00	20,00
47	-153,00	0,00
48	-152,00	20,00
49	-132,00	20,00
50	-132,00	50,00
51	-112,00	50,00
52	-112,00	20,00
53	-92,00	20,00
54	-92,00	0,00
55	-91,00	20,00
56	-71,00	20,00
57	-71,00	50,00
58	-51,00	50,00
59	-51,00	20,00
60	-31,00	20,00
61	-31,00	0,00
62	-30,00	20,00
63	-10,00	20,00



Vertice n.	x	y
64	-10,00	50,00
65	10,00	50,00
66	10,00	20,00
67	30,00	20,00
68	30,00	0,00
69	31,00	20,00
70	51,00	20,00
71	51,00	50,00
72	71,00	50,00
73	71,00	20,00
74	91,00	20,00
75	91,00	0,00
76	92,00	20,00
77	112,00	20,00
78	112,00	50,00
79	132,00	50,00
80	132,00	20,00
81	152,00	20,00
82	152,00	0,00
83	153,00	20,00
84	173,00	20,00
85	173,00	50,00
86	193,00	50,00
87	193,00	20,00
88	213,00	20,00
89	213,00	0,00
90	214,00	20,00
91	234,00	20,00
92	234,00	50,00
93	254,00	50,00
94	254,00	20,00
95	274,00	20,00
96	274,00	0,00
97	275,00	20,00
98	295,00	20,00
99	295,00	50,00
100	315,00	50,00
101	315,00	20,00
102	335,00	20,00
103	335,00	0,00
104	336,00	20,00
105	356,00	20,00
106	356,00	50,00
107	376,00	50,00
108	376,00	20,00
109	396,00	20,00
110	396,00	0,00
111	397,00	20,00
112	417,00	20,00
113	417,00	50,00
114	437,00	50,00
115	437,00	20,00
116	457,00	20,00
117	457,00	0,00
118	458,00	20,00
119	478,00	20,00
120	478,00	50,00
121	498,00	50,00
122	498,00	20,00
123	518,00	20,00
124	518,00	0,00
125	0,00	0,00

Lunghezza in direz. X	1290,00	[cm]
Altezza della sezione	65,00	[cm]
Area sezione	36580,00	[cm <sup>2</sup> ]

Z baricentro	44,46	[cm]
J baricentrico	6526980,22	[cm <sup>4</sup> ]

■

## 6.4 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	1,00	[-]
Modulo elastico trave e soletta (calcolo frecce)	3000000,00	[N/cm <sup>2</sup> ]
Peso specifico trave prefabbricata	0,0245	[N/cm <sup>3</sup> ]
Peso specifico calcestruzzo getto in opera	0,0245	[N/cm <sup>3</sup> ]

## 7 RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

### 7.1 Parametri di Massonnet

Eccentricità trave verificata (n.1)	Y	-488,00	[cm]
Luce di calcolo travi principali	L	1245,00	[cm]
Interasse traversi	L1	1,00	[cm]
Semilarghezza teorica impalcato	B	518,50	[cm]
Interasse travi	B1	61,00	[cm]

TRAVE			
area sezione cls trave+soletta	Ap	3951,76	[cm <sup>2</sup> ]
quota baricentro	Dp	32,56	[cm]
momento d'inerzia flessionale	Jp	1388159,060	[cm <sup>4</sup> ]
		3	
coefficiente di torsione	Cp	1101970,264	[cm <sup>4</sup> ]
		3	

TRAVERSO			
area sezione cls traverso+soletta	Ae	2615,00	[cm <sup>2</sup> ]
quota baricentro da base sezione	De	0,04	[cm]
momento d'inerzia flessionale	Je	1120,1601	[cm <sup>4</sup> ]
coefficiente di torsione	Ce	281,2500	[cm <sup>4</sup> ]

Larghezza soletta collaborante con il traverso = 1,00 [cm]

Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave = 1,00 [-]

Teta = 0,884                      Radice alfa = 1,000

### 7.2 Coefficienti

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 1<sup>a</sup> trave che ha una eccentricità Y = 488 [cm] e che risulta essere la più sollecitata:

Y	518,50	388,88	259,25	129,63	0,00	-129,63	-259,25	-388,88	-518,50
K <sub>0</sub>	-0,050	-0,215	-0,363	-0,430	-0,271	0,354	1,724	4,013	6,957
K <sub>1</sub>	0,090	0,136	0,213	0,352	0,592	0,988	1,598	2,447	3,404
K <sub>α</sub>	0,090	0,136	0,213	0,352	0,592	0,988	1,598	2,447	3,404

Vengono riportati di seguito i coefficienti  $\mu_a$  relativi alla sezione Y = 0,00 del traverso, ed alla prima armonica.

Y	518,50	388,88	259,25	129,63	0,00	-129,63	-259,25	-388,88	-518,50
$\mu_a$	-0,021	-0,020	-0,014	0,010	0,087	0,010	-0,014	-0,020	-0,021

## 8 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.

### 8.1 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.).

#### 8.1.1 Fase 1

Pesi gravanti sulla trave singola:

Lunghezza trave in asse	1290,00	[cm]
Peso trave (sezione filante)	44,15	[N/cm]
Peso totale trave prefabbricata	56947,05	[N]
Peso solettone	52,24	[N/cm]

#### 8.1.2 Fase 2

##### 8.1.2.1 Pavimentazione

La larghezza della carreggiata viene suddivisa in 20 intervalli uguali e per ciascuno di essi si determina il valore del coefficiente  $K_\alpha$  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	0,14	[N/cm <sup>2</sup> ]
Carico gravante sulla trave da verificare	7,15	[N/cm]

##### 8.1.2.2 Peso dei cordoli

I cordoli in calcestruzzo non hanno funzione strutturale.

Il loro peso viene applicato al modello di calcolo come carico lineare uniforme distribuito su tutta la luce e posizionato nella sezione trasversale con eccentricità pari alla distanza tra il proprio baricentro e l'asse dell'impalcato.

	peso lineare [N/cm]	ecc.Y [cm]	peso totale [N]
cordolo sinistro	15,94	493,00	19846,86
cordolo destro	15,94	-493,00	19846,86

##### 8.1.2.3 Carichi lineari di 2a fase sull'impalcato (extra2)

A questi carichi viene applicato il metodo di Massonnet calcolandone il relativo coefficiente di ripartizione

trasversale per la trave in esame.

n.	Descrizione	q [N/cm]	ecc.Y	X'i	Rif.X'i	X'f	Rif.X'f
1	scarico barriera	10,00	961,00	0,00	Appoggio iniziale	0,00	Appoggio finale
2	scarico barriera	10,00	-961,00	0,00	Appoggio iniziale	0,00	Appoggio finale

## 8.2 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 [N]	p [N/cm <sup>2</sup> ]	$\alpha_Q$	$\alpha_q$
1	Corsia 1	300000,00	0,90	1,00	1,00
2	Corsia 2	200000,00	0,25	1,00	1,00
3	Corsia 3	100000,00	0,25	1,00	1,00

Carico folla sui marciapiedi = 0,50 [N/cm<sup>2</sup>]

## 9 APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET

### 9.1 peso cordoli

Descrizione	[N/cm]	ecc.Y	K Massonnet	$\mu$ Massonnet
cordolo sinistro	15,94	493,00	0,098	-0,021
cordolo destro	15,94	-493,00	3,223	-0,021

### 9.2 Lineari per trave

Vengono considerati concentrati in direzione y e uniformemente distribuiti in direzione x.

n.	Descrizione	q [N/cm]	ecc.Y	K Massonnet	$\mu$ Massonnet
1	scarico barriera	10,00	961,00	-0,597	0,005
2	scarico barriera	10,00	-961,00	8,873	0,005

### 9.3 Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 1

Descrizione	Q· $\alpha$ [N]	q· $\alpha$ [N/cm]	ecc.Y	Larghezza	K $\alpha$
Corsia 1	300000,00	270,00	-318,00	300,00	1,955
Corsia 2	200000,00	75,00	-18,00	300,00	0,637
Corsia 3	100000,00	75,00	282,00	300,00	0,196
Zona Rimanente	0,00	9,00	450,00	36,00	0,112

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

■

#### 9.4 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	$Q \cdot \alpha$ [N]	$q \cdot \alpha$ [N/cm]	ecc.Y	Larghezza	$\mu$
Corsia 1	300000,00	270,00	0,00	300,00	0,087

■

### 9.5 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	$Q \cdot \alpha$ [N]	$q \cdot \alpha$ [N/cm]	ecc.Y	Larghezza	$\mu$
Corsia 1	300000,00	270,00	-318,00	300,00	-0,017
Corsia 2	200000,00	75,00	318,00	300,00	-0,017

■



## 10 METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE - COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

Le combinazioni di carico considerate sono quelle indicate dal D.M. 17 gennaio 2018 al punto 5.1.3

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:  $\varepsilon_1$ ;

Effetti reologici - ritiro e viscosità:  $\varepsilon_2, \varepsilon_3$ ;

cedimenti vincolari  $\varepsilon_4$ ;

- Azioni variabili:

Traffico veicolare;  $Q_1$

Vento e neve;  $q_5$

Variazioni termiche  $q_7$ ;

- 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:

Carico	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
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:

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

## 11 TRAVE 1 - SOLLECITAZIONI

### 11.1 Valori caratteristici

#### 11.1.1 Prima fase - al taglio trefoli ed in opera

X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M [N-cm]	V [N]	M [N-cm]	V [N]
0,00	appoggio	0,00	27480,26	0,00	32518,31
100,00		2526444,46	23065,76	2989625,94	27294,49
200,00		4611556,59	18651,26	5457008,63	22070,66
300,00		6255336,39	14236,76	7402148,06	16846,84
400,00		7457783,86	9822,26	8825044,23	11623,01
500,00		8218899,00	5407,76	9725697,15	6399,19
600,00		8538681,81	993,26	10104106,81	1175,36
622,50	mezzeria	8553231,70	0,00	10121324,18	0,00
700,00		8417132,30	-3421,24	9960273,22	-4048,46
800,00		7854250,45	-7835,74	9294196,37	-9272,29
900,00		6850036,28	-12250,24	8105876,26	-14496,11
1000,00		5404489,78	-16664,74	6395312,90	-19719,94
1100,00		3517610,94	-21079,24	4162506,28	-24943,76
1200,00		1189399,78	-25493,74	1407456,41	-30167,59
1245,00	appoggio	0,00	-27480,26	0,00	-32518,31

#### 11.1.2 Seconda fase - carichi permanenti

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M [N-cm]	V [N]	T [N-cm]
0,00	appoggio	0,00	1938,67	-257258,17
100,00		178235,13	1627,24	-244650,01
200,00		325335,24	1315,81	-210158,42
300,00		441300,31	1004,37	-161888,30
400,00		526130,35	692,94	-109064,26
500,00		579825,36	381,51	-58086,73

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M [N-cm]	V [N]	T [N-cm]
600,00		602385,34	70,07	-10466,66
622,50	mezzeria	603411,80	0,00	0,00
700,00		593810,29	-241,36	36329,47
800,00		554100,20	-552,79	85693,06
900,00		483255,09	-864,23	138195,55
1000,00		381274,94	-1175,66	189537,86
1100,00		248159,76	-1487,09	231353,32
1200,00		83909,56	-1798,53	254524,82
1245,00	appoggio	0,00	-1938,67	257258,17

Sez.X	Descrizione	permanenti portati		
		M [N-cm]	V [N]	T [N-cm]
0,00	appoggio	0,00	7483,47	-22105235,94
100,00		688005,09	6281,30	-16678292,32
200,00		1255825,90	5079,14	-3375573,99
300,00		1703462,45	3876,98	10649365,08
400,00		2030914,72	2674,81	17932208,14
500,00		2238182,72	1472,65	14753341,93
600,00		2325266,45	270,49	3143720,10
622,50	mezzeria	2329228,70	0,00	0,00
700,00		2292165,90	-931,68	-10246418,61
800,00		2138881,09	-2133,84	-17795289,05
900,00		1865412,00	-3336,00	-15084547,35
1000,00		1471758,64	-4538,17	-3326745,87
1100,00		957921,01	-5740,33	11277736,00
1200,00		323899,11	-6942,49	20905872,28
1245,00	appoggio	0,00	-7483,47	22105235,94

### 11.1.3 Seconda fase - carichi da traffico

Sez.X	Descrizione	Tandem-TS		
		M [N-cm]	V [N]	T [N-cm]
0,00	appoggio	0,00	82116,97	880768,15
100,00		7516037,50	75187,27	1846657,60
200,00		13646503,90	68257,56	1659873,00
300,00		18391399,18	61327,86	1013543,45
400,00		21750723,36	54398,16	717065,49
500,00		23724476,44	47468,46	639004,46
600,00		24312658,40	40538,75	420510,35
622,50	mezzeria	24264787,06	-38979,57	361925,84
700,00		24159731,61	-44350,09	-558964,10
800,00		22808335,68	-51279,79	-685728,74
900,00		20071368,65	-58209,50	-825095,71
1000,00		15948830,51	-65139,20	-1359807,87
1100,00		10440721,26	-72068,90	-1884431,69
1200,00		3547040,91	-78998,60	-1442126,21
1245,00	appoggio	0,00	-82116,97	-880768,15

Sez.X	Descrizione	Distribuito-UDL		
		M [N-cm]	V [N]	T [N-cm]
0,00	appoggio	0,00	21649,70	476358,74
100,00		1990401,46	18312,05	421384,28
200,00		3633109,35	15253,67	313932,78
300,00		4928123,65	12474,57	245547,87
400,00		5875444,38	9974,74	232169,42
500,00		6475071,53	7754,18	229950,33
600,00		6727005,10	5812,89	213422,09
622,50	mezzeria	6738467,90	4402,54	203042,20
700,00		6631245,10	-6846,22	-224420,70
800,00		6187791,52	-8941,34	-232268,39
900,00		5396644,36	-11315,73	-235054,58
1000,00		4257803,62	-13969,39	-275300,45

Sez.X	Descrizione	Distribuito-UDL		
		M [N-cm]	V [N]	T [N-cm]
1100,00		2771269,30	-16902,33	-373174,33
1200,00		937041,41	-20114,53	-463681,82
1245,00	appoggio	0,00	-21649,70	-476358,74

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M [N-cm]	V [N]	T [N-cm]
0,00	appoggio	0,00	0,00	0,00
100,00		0,00	0,00	0,00
200,00		0,00	0,00	0,00
300,00		0,00	0,00	0,00
400,00		0,00	0,00	0,00
500,00		0,00	0,00	0,00
600,00		0,00	0,00	0,00
622,50	mezzeria	0,00	0,00	0,00
700,00		0,00	0,00	0,00
800,00		0,00	0,00	0,00
900,00		0,00	0,00	0,00
1000,00		0,00	0,00	0,00
1100,00		0,00	0,00	0,00
1200,00		0,00	0,00	0,00
1245,00	appoggio	0,00	0,00	0,00

Sez.X		gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
		M [N-cm]	V [N]	T [N-cm]
0,00	appoggio	0,00	103766,67	1357126,89
100,00		9506438,96	93499,32	2268041,88
200,00		17279613,24	83511,24	1973805,78
300,00		23319522,84	73802,43	1259091,32
400,00		27626167,74	64372,90	949234,91
500,00		30199547,97	55222,63	868954,79
600,00		31039663,51	46351,64	633932,44
622,50	mezzeria	31003254,97	-34577,03	564968,04
700,00		30790976,71	-51196,31	-783384,79
800,00		28996127,20	-60221,13	-917997,13
900,00		25468013,01	-69525,22	-1060150,28
1000,00		20206634,13	-79108,59	-1635108,32
1100,00		13211990,56	-88971,23	-2257606,02
1200,00		4484082,31	-99113,14	-1905808,03
1245,00	appoggio	0,00	-103766,67	-1357126,89

## 11.2 Valori di combinazione

### 11.2.1 Stati Limite Ultimi

#### 11.2.1.1 Prima fase - al taglio dei trefoli

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

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

Sez.X	Descrizione	M [N-cm]	V [N]
0,00	appoggio	0,00	37098,35
100,00		3410700,02	31138,78
200,00		6225601,39	25179,20
300,00		8444704,12	19219,63
400,00		10068008,21	13260,05
500,00		11095513,65	7300,48
600,00		11527220,45	1340,90
622,50	mezzeria	11546862,80	0,00

Sez.X	Descrizione	M [N-cm]	V [N]
700,00		11363128,60	-4618,67
800,00		10603238,11	-10578,25
900,00		9247548,98	-16537,82
1000,00		7296061,20	-22497,40
1100,00		4748774,77	-28456,97
1200,00		1605689,71	-34416,55
1245,00	appoggio	0,00	-37098,35

### 11.2.1.2 Prima fase - al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G,sup} \cdot G_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G,inf} \cdot G_{k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [N-cm]	V [N]
0,00	appoggio	0,00	80998,07
100,00		7446695,04	67986,33
200,00		13592563,04	54974,60
300,00		18437604,00	41962,86
400,00		21981817,92	28951,12
500,00		24225204,81	15939,38
600,00		25167764,65	2927,64
622,50	mezzeria	25210650,44	0,00
700,00		24809497,45	-10084,10
800,00		23150403,21	-23095,84
900,00		20190481,93	-36107,58
1000,00		15929733,62	-49119,31
1100,00		10368158,26	-62131,05
1200,00		3505755,86	-75142,79
1245,00	appoggio	0,00	-80998,07

### 11.2.1.3 Seconda fase - Persistenti Transitorie (P/T)

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G,sup} \cdot G_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G,inf} \cdot G_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G,sup} \cdot G_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G,inf} \cdot G_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [N-cm]	V [N]	T [N-cm]
0,00	appoggio	0,00	234925,48	-33505152,44
100,00		21553012,71	205829,14	-25347716,00
200,00		39242982,35	177109,81	-5347074,85
300,00		53069908,92	148767,51	17455271,70
400,00		63033792,43	120802,22	28032542,57
500,00		69134632,88	93213,94	23224684,79
600,00		71372430,26	66002,69	5557258,96
622,50	mezzeria	71373493,63	-46678,98	762706,85
700,00		70617208,75	-80922,47	-16378152,60
800,00		66251531,84	-108341,39	-27816544,08
900,00		58022811,86	-136137,34	-23871459,92
1000,00		45931048,82	-164310,30	-6941638,93
1100,00		29976242,71	-192860,28	17228930,98
1200,00		10158393,54	-221787,28	31702416,93
1245,00	appoggio	0,00	-234925,48	33505152,44

## 11.2.2 Stati Limite di Esercizio

### 11.2.2.1 Prima fase - al taglio dei trefoli

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

Sez.X	Descrizione	M [N-cm]	V [N]
0,00	appoggio	0,00	27480,26
100,00		2526444,46	23065,76
200,00		4611556,59	18651,26
300,00		6255336,39	14236,76
400,00		7457783,86	9822,26
500,00		8218899,00	5407,76
600,00		8538681,81	993,26
622,50	mezzeria	8553231,70	0,00
700,00		8417132,30	-3421,24
800,00		7854250,45	-7835,74
900,00		6850036,28	-12250,24
1000,00		5404489,78	-16664,74
1100,00		3517610,94	-21079,24
1200,00		1189399,78	-25493,74
1245,00	appoggio	0,00	-27480,26

### 11.2.2.2 Prima fase - al getto soletta

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

Sez.X	Descrizione	M [N-cm]	V [N]
0,00	appoggio	0,00	59998,57
100,00		5516070,40	50360,25
200,00		10068565,22	40721,92
300,00		13657484,45	31083,60
400,00		16282828,09	21445,27
500,00		17944596,15	11806,95
600,00		18642788,63	2168,62
622,50	mezzeria	18674555,89	0,00
700,00		18377405,52	-7469,70
800,00		17148446,82	-17108,03
900,00		14955912,54	-26746,35
1000,00		11799802,68	-36384,68
1100,00		7680117,23	-46023,00
1200,00		2596856,19	-55661,33
1245,00	appoggio	0,00	-59998,57

### 11.2.2.3 Seconda fase - combinazione Caratteristica (Rara)

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

Sez.X	Descrizione	M [N-cm]	V [N]	T [N-cm]
0,00	appoggio	0,00	113188,80	-21005367,22
100,00		10372679,19	101407,86	-14654900,46
200,00		18860774,38	89906,18	-1611926,63
300,00		25464285,59	78683,78	11746568,10
400,00		30183212,82	67740,65	18772378,78
500,00		33017556,05	57076,79	15564210,00
600,00		33967315,29	46692,20	3767185,89
622,50	mezzeria	33935895,46	-34577,03	564968,04
700,00		33676952,90	-52369,35	-10210089,14
800,00		31689108,49	-62907,76	-17709595,99
900,00		27816680,09	-73725,45	-14946351,80
1000,00		22059667,71	-84822,42	-3137208,01

Sez.X	Descrizione	M [N-cm]	V [N]	T [N-cm]
1100,00		14418071,34	-96198,65	11509089,32
1200,00		4891890,97	-107854,16	21160397,10
1245,00	appoggio	0,00	-113188,80	22362494,11

#### 11.2.2.4 Seconda fase - combinazione Frequente

$$E_d = E\left\{ \sum_{\text{fase}} G_{k,2}^a + \psi_1 \cdot Q_{k,\text{gruppo 1}} \right\}$$

Sez.X	Descrizione	M [N-cm]	V [N]	T [N-cm]
0,00	appoggio	0,00	79669,74	-21511374,50
100,00		7299428,93	71623,81	-15369395,42
200,00		13269282,80	63689,59	-2215254,55
300,00		17909561,61	55867,07	11345853,52
400,00		21220265,35	48156,27	18453810,76
500,00		23201394,02	40557,17	15266488,69
600,00		23852947,63	33069,78	3534005,04
622,50	mezzeria	23826617,96	-27473,66	352661,26
700,00		23658272,94	-37174,09	-10210089,14
800,00		22274349,66	-44723,01	-17709595,99
900,00		19560851,32	-52383,64	-14946351,80
1000,00		15517777,91	-60155,98	-3137208,01
1100,00		10145129,44	-68040,03	11509089,32
1200,00		3442905,90	-76035,79	21160397,10
1245,00	appoggio	0,00	-79669,74	22362494,11

#### 11.2.2.5 Seconda fase - combinazione Quasi Permanente

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

Sez.X	Descrizione	M [N-cm]	V [N]	T [N-cm]
0,00	appoggio	0,00	9422,14	-22362494,11
100,00		866240,22	7908,54	-16922942,33
200,00		1581161,14	6394,95	-3585732,41
300,00		2144762,76	4881,35	10487476,78
400,00		2557045,07	3367,75	17823143,87
500,00		2818008,08	1854,16	14695255,21
600,00		2927651,79	340,56	3133253,44
622,50	mezzeria	2932640,50	0,00	0,00
700,00		2885976,19	-1173,04	-10210089,14
800,00		2692981,29	-2686,63	-17709595,99
900,00		2348667,09	-4200,23	-14946351,80
1000,00		1853033,58	-5713,83	-3137208,01
1100,00		1206080,77	-7227,42	11509089,32
1200,00		407808,66	-8741,02	21160397,10
1245,00	appoggio	0,00	-9422,14	22362494,11

## 12 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.

### 12.1 Valori caratteristici momenti flettenti

#### 12.1.1 Effetto globale

##### 12.1.1.1 Carichi permanenti

Sez.	Descrizione	peso cordoli [N-cm/cm]	Perm Portati [N-cm/cm]
-518,50	estremità dx	227,35	-19272,77
-500,00		219,24	-18585,12
-400,00		-247,00	-8546,18
-300,00		-432,78	-3450,35
-200,00		-460,83	-1057,47
-100,00		-445,99	-22,04
0,00	asse travi	-436,51	264,54
100,00		-445,99	-22,04
200,00		-460,83	-1057,47
300,00		-432,78	-3450,35
400,00		-247,00	-8546,18
500,00		194,68	-18826,93
518,50	estremità sx	0,00	-21511,70

##### 12.1.1.2 Carichi da traffico

Sez.	Descrizione	Tandem-TS	
		Mmax [N-cm/cm]	Mmin [N-cm/cm]
-518,50	estremità dx	1436,27	-1923,68
-500,00		1385,02	-1855,05
-400,00		15959,52	-7142,14
-300,00		18610,63	-8370,32
-200,00		8973,47	-6750,91
-100,00		10176,04	-9352,56
0,00	asse travi	10536,69	-12027,20
100,00		10176,04	-9352,56
200,00		8973,47	-6750,91
300,00		6181,52	-8370,32
400,00		13875,04	-7142,14
500,00		1229,90	-1647,28
518,50	estremità sx	0,00	0,00

Sez.	Descrizione	Distribuito-UDL	
		Mmax [N-cm/cm]	Mmin [N-cm/cm]
-518,50	estremità dx	15,35	-587,64
-500,00		14,81	-587,64
-400,00		2947,51	-2422,82
-300,00		3418,54	-2948,04
-200,00		15021,02	-2568,00
-100,00		15387,86	-3712,12



Sez.	Descrizione	Distribuito-UDL	
		Mmax [N·cm/cm]	Mmin [N·cm/cm]
0,00	asse travi	15502,94	-3958,31
100,00		15387,86	-3533,64
200,00		15021,02	-2839,07
300,00		14259,84	-2939,42
400,00		2551,56	-2184,40
500,00		13,15	0,00
518,50	estremità sx	0,00	0,00

Sez.	Descrizione	gruppo 1 (tab.5.1.IV)	
		Mmax [N·cm/cm]	Mmin [N·cm/cm]
-518,50	estremità dx	1451,62	-2535,81
-500,00		1399,83	-2445,33
-400,00		18907,03	-9496,68
-300,00		22029,17	-11312,68
-200,00		23994,49	-9493,26
-100,00		25563,91	-12918,03
0,00	asse travi	26039,64	-15986,99
100,00		25563,91	-12918,03
200,00		23994,49	-9493,26
300,00		20441,36	-11312,68
400,00		16426,60	-9496,68
500,00		1243,05	-2171,46
518,50	estremità sx	0,00	0,00

### 12.1.2 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).

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 35,00x60,00 [cm]) poste ad un interasse di 200,00 [cm] : il carico totale asse è pari a 400000,00 [N]

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	100,00
Carico per ruota - schema 2	200000,00
Interasse ruote	200,00
Dimensioni impronta ruota LX x BY	35,00x60,00
Larghezza impronta a metà spessore soletta	110,00
Lunghezza influenza	200,00

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

	M max	M min
effetto locale permanenti strutturali	2145,94	-1430,63
effetto locale permanenti non strutturali	175,00	-116,67
effetto locale LM2	7575,76	-7575,76

## 12.2 Valori di combinazione

Nelle combinazioni seguenti vengono sommati effetti globali ed effetti locali.  
Nei grafici sono riportati solo gli effetti globali.

### 12.2.1 Stati Limite Ultimi

#### 12.2.1.1 Persistenti/Transitorie (P/T)

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G,sup} \cdot G_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G,inf} \cdot G_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G,sup} \cdot G_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G,inf} \cdot G_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax [N-cm/cm]	Mmin [N-cm/cm]
-518,50	estremità dx	11458,22	-44319,89
-500,00		14147,19	-43212,27
-400,00		37650,69	-38306,86
-300,00		41679,80	-33365,53
-200,00		44304,94	-27357,85
-100,00		47262,91	-30408,11
0,00	asse travi	48347,82	-34108,53
100,00		47262,91	-30408,11
200,00		44304,94	-27357,85
300,00		39536,27	-33365,53
400,00		34302,11	-38306,86
500,00		14246,01	-43242,65
518,50	estremità sx	12373,21	-44601,17

### 12.2.2 Stati Limite di Esercizio

#### 12.2.2.1 Combinazioni Rare

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

Sez.	Descrizione	Mmax [N-cm/cm]	Mmin [N-cm/cm]
-518,50	estremità dx	-11984,39	-30455,15
-500,00		-7532,40	-29907,35
-400,00		20010,54	-27412,91
-300,00		28042,73	-24318,87
-200,00		32372,88	-20134,61
-100,00		34992,57	-22509,12
0,00	asse travi	35764,36	-25282,01
100,00		34992,57	-22509,12
200,00		32372,88	-20134,61
300,00		26454,92	-24318,87
400,00		17530,11	-27412,91
500,00		-7492,50	-29926,75
518,50	estremità sx	-11615,00	-30634,75

#### 12.2.2.2 Combinazioni Frequenti

$$E_d = E\{ \sum G_{k,2}^a \text{ fase} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax [N-cm/cm]	Mmin [N-cm/cm]
------	-------------	----------------	----------------

Sez.	Descrizione	Mmax [N-cm/cm]	Mmin [N-cm/cm]
-518,50	estremità dx	-13601,82	-28471,85
-500,00		-9711,83	-27277,44
-400,00		12358,21	-22320,71
-300,00		19445,01	-18566,93
-200,00		19222,96	-14907,53
-100,00		21321,90	-16137,75
0,00	asse travi	21934,49	-18005,39
100,00		21321,90	-16137,75
200,00		19222,96	-14907,53
300,00		14459,70	-18566,93
400,00		10636,47	-22320,71
500,00		-9701,80	-27306,49
518,50	estremità sx	-13508,94	-28740,81

### 12.2.2.3 Combinazioni Quasi Permanenti

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

Sez.	Descrizione	Mmax [N-cm/cm]	Mmin [N-cm/cm]
-518,50	estremità dx	-18740,68	-22608,90
-500,00		-16262,70	-20130,93
-400,00		-6472,25	-10340,48
-300,00		-1562,20	-5430,43
-200,00		802,64	-3065,59
-100,00		1852,90	-2015,32
0,00	asse travi	2148,97	-1719,26
100,00		1852,90	-2015,32
200,00		802,64	-3065,59
300,00		-1562,20	-5430,43
400,00		-6472,25	-10340,48
500,00		-16311,31	-20179,54
518,50	estremità sx	-19190,76	-23058,99

### 13 REAZIONI MASSIME AGLI APPOGGI

Il calcolo delle reazioni degli appoggi è condotto secondo quanto indicato in DM 17/01/2018 - Norme tecniche per le costruzioni e la relativa Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

I valori delle reazioni degli appoggi qui riportate sono da intendersi come valori caratteristici.

#### 13.1 Valori caratteristici reazioni verticali

##### 13.1.1 Carichi di 1a fase

Trave	peso trave [N]	peso soletta+traversi [N]
1	28473,53	33693,67
2	28473,53	34089,14
3	28473,53	34089,14
4	28473,53	34089,14
5	28473,53	34089,14
6	28473,53	34089,14
7	28473,53	34089,14
8	28473,53	34089,14
9	28473,53	34089,14
10	28473,53	34089,14
11	28473,53	34089,14
12	28473,53	34089,14
13	28473,53	34089,14
14	28473,53	34089,14
15	28473,53	34089,14
16	28473,53	34089,14
17	28473,53	33614,58

##### 13.1.2 Carichi permanenti di 2a fase

Trave	peso cordoli [N]	permanenti portati [N]+extra2
1	2008,74	7644,41
2	1733,12	5476,89
3	1469,83	4299,77
4	1237,94	3715,92
5	1046,23	3470,00
6	897,73	3400,53
7	792,68	3407,62
8	730,24	3432,21
9	709,54	3443,56
10	730,24	3432,21
11	792,68	3407,62
12	897,73	3400,53
13	1046,23	3470,00
14	1237,94	3715,92
15	1469,83	4299,77
16	1733,12	5476,89
17	2008,74	7644,41

##### 13.1.3 Carichi da traffico

Trave	Tandem-TS [N]	Distribuito-UDL [N]	Folla Marciapiedi [N]
1	82116,98	21649,70	0,00

Trave	Tandem-TS [N]	Distribuito-UDL [N]	Folla Marciapiedi [N]
2	84688,16	22094,77	0,00
3	86935,65	22381,32	0,00
4	87419,02	22066,56	0,00
5	85232,65	20884,65	0,00
6	82043,41	19351,76	0,00
7	78844,99	17822,72	0,00
8	75676,65	16428,48	0,00
9	71687,42	15124,47	0,00
10	66492,71	13881,42	0,00
11	61240,49	12829,48	0,00
12	56549,27	12010,08	0,00
13	52447,50	11365,82	0,00
14	48453,61	10742,38	0,00
15	44382,59	10074,36	0,00
16	40690,77	9461,35	0,00
17	37488,75	8921,96	0,00

Riepilogo pesi complessivi impalcato [N] :

Peso totale travi	968099,85
Peso totale traversi	0,00
Peso totale soletta	1157290,61
Peso totale cordoli	41085,18
Peso totale pavimentazione	169061,46
Peso totale baraccature	-22784,95

**Peso strutturale complessivo impalcato -  $G_1 = 2166475,63$  [N]**

**Peso non strutturale complessivo impalcato -  $G_2 = 146276,52$  [N]**

## 13.2 Valori caratteristici reazioni orizzontali

### 13.2.1 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale numero 1 ed è pari a:

$$180 \text{ kN} \leq 0,60 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (\text{ponti di 1ª categoria})$$

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, si assume uniformemente distribuita sulla larghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Trattandosi di un ponte di 1ª categoria la forza vale [N] :

limitazione inferiore frenatura	180000,00
limitazione superiore frenatura	900000,00
Azione di Frenamento - valore di confronto	393615,00

**Azione longitudinale totale di frenamento = 393615,00 [N]**

Azione del vento :		
Altezza barriera	0,00	[cm]
Pressione cinetica	0,00	[N/cm²]
Forza totale sull'impalcato $F_{yw}$	0,00	[N]
Azione longitudinale di frenamento $q_3$ :		
Forza totale sull'impalcato $F_{xq}$	393615,00	[N]
Azione centrifuga: ( $q_4$ - D.M. 17 gennaio 2018 - 5.1.3.6)		
Raggio di curvatura	0,00	[cm]

Forza totale sull'impalcato Fyq	0,00 [N]
---------------------------------	----------

### 13.3 Combinazioni

#### 13.3.1 Combinazioni SLU P/T

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G,inf} \cdot G_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G,sup} \cdot G_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_0 \cdot \gamma_W \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G,sup} \cdot G_{k,i} + \gamma_W \cdot W_k + \psi_0 \cdot \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

Trave	Rz max [N]	Rz min [N]
1	238189,15	98104,14
2	239171,59	95014,64
3	240471,42	92893,51
4	239510,23	91704,70
5	234335,36	91077,00
6	227655,82	90772,33
7	221142,56	90641,15
8	214935,66	90593,74
9	207778,87	90582,81
10	199098,82	90593,74
11	190635,62	90641,15
12	183327,45	90772,33
13	177224,99	91077,00
14	171619,29	91704,70
15	166410,40	92893,51
16	162720,00	95014,64
17	160651,82	97997,36

Reazione laterale su spalla Ry = 0,00

Reazione longitudinale totale Rx = 531380,25

#### 13.3.2 SLE Rare

$$E_d = E\{ \sum G_{k,i} + Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_{0,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{k,i} + W_k + \psi_0 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{k,i} + Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_{0,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max [N]	Rz min [N]
1	175587,03	71820,35
2	176555,60	69772,67
3	177649,22	68332,26
4	177002,11	67516,53
5	173196,19	67078,89
6	168256,10	66860,92
7	163430,68	66762,97
8	158830,25	66725,12
9	153527,65	66715,76
10	147099,25	66725,12
11	140832,94	66762,97
12	135420,28	66860,92
13	130892,22	67078,89
14	126712,52	67516,53
15	122789,21	68332,26
16	119924,79	69772,67
17	118151,97	71741,26

Reazione laterale su spalla  $R_y = 0,00$

Reazione longitudinale totale  $R_x = 393615,00$

### 13.3.3 SLE Frequenti

$$E_d = E\{ \sum G_{k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k, \text{gruppo 1}} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{k,i} + \psi_{1,W} \cdot W_k + \psi_2 \cdot Q_{k, \text{gruppo 2}} \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k, \text{gruppo 2}} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max [N]	Rz min [N]
1	142067,96	71820,35
2	142126,70	69772,67
3	142486,52	68332,26
4	141907,42	67516,53
5	139357,24	67078,89
6	136134,19	66860,92
7	133025,80	66762,97
8	130053,99	66725,12
9	126531,12	66715,76
10	122147,22	66725,12
11	117825,13	66762,97
12	114076,91	66860,92
13	110960,85	67078,89
14	108153,68	67516,53
15	105648,95	68332,26
16	104075,29	69772,67
17	103426,61	71741,26

Reazione laterale su spalla  $R_y = 0,00$

Reazione longitudinale totale  $R_x = 0,00$

### 13.3.4 SLE Quasi permanenti

$$E_d = E\{ \sum G_{k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k, \text{gruppo 1}} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k, \text{gruppo 2}} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max [N]	Rz min [N]
1	71820,35	71820,35
2	69772,67	69772,67
3	68332,26	68332,26
4	67516,53	67516,53
5	67078,89	67078,89
6	66860,92	66860,92
7	66762,97	66762,97
8	66725,12	66725,12
9	66715,76	66715,76
10	66725,12	66725,12
11	66762,97	66762,97
12	66860,92	66860,92
13	67078,89	67078,89
14	67516,53	67516,53
15	68332,26	68332,26
16	69772,67	69772,67
17	71741,26	71741,26

Reazione laterale su spalla  $R_y = 0,00$

Reazione longitudinale totale  $R_x = 0,00$

## 14 AZIONE SISMICA

### 14.1 Parametri per la determinazione dell'azione sismica

Categoria di sottosuolo A

Categoria topografica T1

Coeff. di combinazione sismica carichi da traffico  $\psi_E = 0,2$

q Coefficiente di struttura

$\eta$   $1/q$

$a_g$  Accelerazione orizzontale massima al sito

$T_c$  Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

$F_0$  Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

Forze orizzontali :

	$\eta$	$a_g/g$	$T_c^*$	$F_0$
SLE	0,67	0,188	0,302	1,349
SLU	0,67	0,740	0,366	1,664

Forze verticali :

	$\eta$
SLE	0,67
SLU	1,00

Coefficiente di struttura  $q = 1,00$

Dati spalla	
Altezza	4,00
B trasversale	0,00
B longitudinale	0,00
Calcestruzzo C45/55 E =	3641611,39

### 14.2 Spettro di risposta in accelerazione

L'accelerazione orizzontale degli elementi della struttura soggetti all'azione sismica viene calcolata con un modello a mensola. La mensola è rappresentata dall'insieme spalla-fondazione, alla cui sommità è presente una massa rappresentata dall'impalcato. la massa della spalla-fondazione viene concentrata a metà altezza.

Periodo di vibrazione elementi di sostegno		
Peso impalcato	2360460,48	[N]
Peso carichi mobili	1753410,00	[N]
Aliquota carichi mobili	0,20	[-]
Peso totale struttura	2711142,48	[N]
Massa struttura	276365,19	[Kg massa]
Rigidezza	2817491,24	[N/cm]
Periodo fondamentale T (comp. verticale)	0,0477	[s]
Peso spalla	0,00	[N]
Massa spalla	0,00	[Kg massa]
Modulo elastico spalla	3641611	[N/cm <sup>2</sup> ]
Momento d'inerzia trasversale	0,00	[cm <sup>4</sup> ]



Periodo di vibrazione elementi di sostegno		
Momento d'inerzia longitudinale	0,00	[cm <sup>4</sup> ]
Rigidezza trasversale	0,00	[N/cm]
Rigidezza longitudinale	0,00	[N/cm]
Periodo fondamentale T (comp. trasversale)	0,0000	[s]
Periodo fondamentale T (comp. longitudinale)	0,0000	[s]

Valore max coeff. amplificazione topografica  $S_t = 1,00$  (Tab. 3.2.VI)

Accelerazione spettrale  $S_e(T) = a_g \cdot S_s \cdot S_t \cdot \eta \cdot F_O \cdot f(T)$

#### 14.2.1 Forze orizzontali

Valori per SLE :

$S_s$	$C_c$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
1,000	1,000	0,101	0,302	2,352

Componente trasversale SLE

Spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_{e\ SLE,y} = 0,1880$

Forza sismica totale esercitata sugli appoggi  $F_{E\ SLE,y} = \pm 509694,79$

Componente longitudinale SLE

Spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_{e\ SLE,x} = 0,1880$

Forza sismica totale esercitata sugli appoggi  $F_{E\ SLE,x} = \pm 509694,79$

Valori per SLU :

$S_s$	$C_c$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
1,000	1,000	0,122	0,366	4,560

Componente trasversale SLU

Spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_{e\ SLU,y} = 0,7400$

Forza sismica totale esercitata sugli appoggi  $F_{E\ SLU,y} = \pm 2006245,44$

Componente longitudinale SLU

Spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_{e\ SLU,x} = 0,7400$

Forza sismica totale esercitata sugli appoggi  $F_{E\ SLU,x} = \pm 2006245,44$

#### 14.2.2 Forze verticali

$T_B = 0,050$

$T_C = 0,150$

$T_D = 1,000$

Valori per SLE

$S_s = 1,000$

Fattore di amplificazione spettrale massima  $F_v = 0,790$

Spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_{ve} = 0,0995$

Valori per SLU

$S_s = 1,000$

Fattore di amplificazione spettrale massima  $F_v = 1,932$

Spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_{ve} = 1,4041$

### 14.3 Azioni sismiche SLE

#### 14.3.1 Trave 1

##### 14.3.1.1 Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0,00	appoggio	0,00	8969,68	-2197415,14
100,00		823975,73	7656,13	-1638216,97
200,00		1502570,21	6348,14	-317408,30
300,00		2035783,43	5045,70	1068245,71
400,00		2423615,40	3748,81	1791765,68
500,00		2666066,11	2457,49	1479035,15
600,00		2763135,56	1171,72	324278,61
622,50	mezzeria	2766067,39	-687,88	11239,56
700,00		2727644,79	-1878,21	-1031189,98
800,00		2550495,00	-3167,04	-1779849,54
900,00		2227963,95	-4461,42	-1507815,59
1000,00		1760051,64	-5761,37	-344589,52
1100,00		1146758,08	-7066,87	1099904,57
1200,00		388083,27	-8377,92	2066926,10
1245,00	appoggio	0,00	-8969,68	2197415,14

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0,00	appoggio	0,00	-6905,33	2224414,02
100,00		-634853,21	-5796,04	1683337,74
200,00		-1158807,00	-4686,75	356675,49
300,00		-1571861,35	-3577,46	-1043197,16
400,00		-1874016,28	-2468,17	-1772881,46
500,00		-2065271,78	-1358,88	-1461748,03
600,00		-2145627,85	-249,59	-311667,06
622,50	mezzeria	-2149283,99	0,00	0,00
700,00		-2115084,49	859,70	1015605,21
800,00		-1973641,70	1968,99	1761586,76
900,00		-1721299,48	3078,28	1486724,80
1000,00		-1358057,84	4187,57	312060,43
1100,00		-883916,76	5296,86	-1144817,73
1200,00		-298876,26	6406,15	-2104840,53
1245,00	appoggio	0,00	6905,33	-2224414,02

##### 14.3.1.2 Combinazione sismica

$$E_d = E\{ \sum G_{k,2}^a + \psi_{2,E} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \pm A_{E,SLE} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0,00	appoggio	0,00	22721,76	-24559909,25
100,00		2088296,25	19227,08	-18561159,30
200,00		3810353,22	15793,81	-3903140,71
300,00		5166170,92	12421,96	11604832,07
400,00		6155749,34	9111,51	19661343,43
500,00		6779088,49	5862,48	16220280,42
600,00		7036188,37	2674,85	3500216,47
622,50	mezzeria	7046401,46	-687,88	51848,00
700,00		6939870,00	-4420,49	-11286163,26
800,00		6481034,59	-7641,94	-19535899,21
900,00		5655959,91	-10924,80	-16501178,31
1000,00		4464645,95	-14269,07	-3536857,62
1100,00		2907092,72	-17674,76	12608993,89
1200,00		983300,21	-21141,85	23227323,21
1245,00	appoggio	0,00	-22721,76	24559909,25

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0,00	appoggio	0,00	2516,81	-20138080,09
100,00		231387,01	2112,50	-15239604,60
200,00		422354,14	1708,20	-3229056,92
300,00		572901,40	1303,89	9444279,62
400,00		683028,79	899,58	16050262,41
500,00		752736,30	495,28	13233507,18
600,00		782023,94	90,97	2821586,38
622,50	mezzeria	783356,51	192,63	0,00
700,00		770891,70	-313,34	-9194483,93
800,00		719339,59	-717,64	-15948009,23
900,00		627367,60	-1121,95	-13459627,01
1000,00		494975,74	-1526,26	-2825147,58
1100,00		322164,01	-1930,56	10364271,59
1200,00		108932,40	-2334,87	19055556,57
1245,00	appoggio	0,00	-2516,81	20138080,09

### 14.3.2 Traverso

#### 14.3.2.1 Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-518,50	estremità dx	-1865,58	-1944,91
-500,00		-1799,02	-1875,52
-400,00		-498,53	-1063,59
-300,00		51,99	-611,31
-200,00		326,32	-339,89
-100,00		462,02	-303,55
0,00	asse travi	500,93	-335,15
100,00		462,02	-303,55
200,00		326,32	-339,89
300,00		20,41	-611,31
400,00		-547,87	-1063,59
500,00		-1828,63	-1896,56
518,50	estremità sx	-2139,78	-2139,78

#### 14.3.2.2 Combinazione sismica

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

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-518,50	estremità dx	-20841,07	-20892,93
-500,00		-18088,26	-18261,18
-400,00		-6381,27	-8006,75
-300,00		-826,50	-2761,99
-200,00		4133,16	-85,72
-100,00		5392,49	836,26
0,00	asse travi	5750,49	1021,86
100,00		5392,49	836,26
200,00		4133,16	-85,72
300,00		1310,18	-2761,99
400,00		-6509,81	-8006,75
500,00		-18137,31	-18312,71
518,50	estremità sx	-21330,55	-21330,55

### 14.3.3 Appoggi

Le forze riportate in questo paragrafo devono essere intese come reazioni degli appoggi e non come azione sismica sugli stessi.

### 14.3.3.1 Azione sismica caratteristica

Azione verticale [N]

Trave	valori massimi		valori minimi	
	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0,20$	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0,20$
1	7144,02	2064,35	-7144,02	0,00
2	6940,34	2124,36	-6940,34	0,00
3	6797,06	2174,77	-6797,06	0,00
4	6715,92	2178,12	-6715,92	0,00
5	6672,39	2111,11	-6672,39	0,00
6	6650,71	2017,17	-6650,71	0,00
7	6640,96	1923,12	-6640,96	0,00
8	6637,20	1832,35	-6637,20	0,00
9	6636,27	1727,05	-6636,27	0,00
10	6637,20	1598,98	-6637,20	0,00
11	6640,96	1473,56	-6640,96	0,00
12	6650,71	1363,93	-6650,71	0,00
13	6672,39	1269,51	-6672,39	0,00
14	6715,92	1177,65	-6715,92	0,00
15	6797,06	1083,37	-6797,06	0,00
16	6940,34	997,73	-6940,34	0,00
17	7136,16	923,30	-7136,16	0,00

Azione orizzontale [N]

trasversale su ogni spalla		alcato	
Permanenti	Traff. $\Psi_E=0,20$	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0,20$
217398,70	52996,52	434797,40	65928,22

### 14.3.3.2 Combinazione sismica

Azione verticale [N]

Trave	Rz vert.max	Rz vert. min
1	101782,06	64676,33
2	100193,95	62832,33
3	99167,48	61535,20
4	98307,68	60800,61
5	97085,85	60406,50
6	95807,84	60210,22
7	94660,59	60122,01
8	93615,69	60087,92
9	92441,45	60079,49
10	91036,11	60087,92
11	89691,48	60122,01
12	88587,43	60210,22
13	87783,46	60406,50
14	87249,30	60800,61
15	87104,08	61535,20
16	87741,17	62832,33
17	89082,86	64605,10

Azione orizzontale [N]

	reazioni massime	reazioni minime
Reazione longitudinale totale	500725,62	-500725,62
Reazione trasversale su ogni pila	270395,22	-270395,22

## 14.4 Azioni sismiche SLU

### 14.4.1 Trave 1

#### 14.4.1.1 Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0,00	appoggio	0,00	126609,50	-31017120,53
100,00		11630644,65	108068,38	-23123884,25
200,00		21209192,80	89605,68	-4480305,64
300,00		28735644,43	71221,40	15078582,79
400,00		34209999,56	52915,55	25291266,58
500,00		37632258,17	34688,11	20876988,92
600,00		39002420,28	16539,11	4577282,01
622,50	mezzeria	39043803,82	-9709,62	158649,47
700,00		38501458,25	-26511,41	-14555530,90
800,00		36000940,08	-44703,61	-25123066,96
900,00		31448325,40	-62974,24	-21283232,73
1000,00		24843614,21	-81323,29	-4863976,05
1100,00		16186806,51	-99750,77	15525456,33
1200,00		5477902,30	-118256,67	29175231,84
1245,00	appoggio	0,00	-126609,50	31017120,53

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0,00	appoggio	0,00	-97470,64	31398217,24
100,00		-8961128,15	-81812,70	23760776,28
200,00		-16356880,28	-66154,77	5034572,82
300,00		-22187256,40	-50496,84	-14725015,58
400,00		-26452256,51	-34838,90	-25024710,59
500,00		-29151880,60	-19180,97	-20632976,50
600,00		-30286128,68	-3523,04	-4399266,55
622,50	mezzeria	-30337736,15	0,00	0,00
700,00		-29855000,74	12134,90	14335547,51
800,00		-27858496,79	27792,83	24865282,89
900,00		-24296616,82	43450,77	20985530,44
1000,00		-19169360,84	59108,70	4404818,98
1100,00		-12476728,84	74766,63	-16159417,86
1200,00		-4218720,84	90424,57	-29710404,48
1245,00	appoggio	0,00	97470,64	-31398217,24

#### 14.4.1.2 Combinazione sismica

$$E_d = E\{ \sum G_{k,i} + \psi_{2,E} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \pm A_{E,SLU} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0,00	appoggio	0,00	200360,15	-53379614,63
100,00		18411035,57	169999,58	-40046826,58
200,00		33585541,03	139773,28	-8066038,05
300,00		45523516,37	109681,26	25615169,14
400,00		54224961,60	79723,52	43160844,34
500,00		59689876,71	49900,05	35618234,19
600,00		61918261,71	20210,87	7753219,87
622,50	mezzeria	61998693,78	-9709,62	199257,91
700,00		61091088,98	-36523,39	-24810504,18
800,00		57079926,50	-66286,54	-42879116,63
900,00		49832233,90	-96183,97	-36276595,45
1000,00		39348011,20	-126215,68	-8056244,15
1100,00		25627258,37	-156381,66	27034545,65
1200,00		8669975,44	-186681,92	50335628,95
1245,00	appoggio	0,00	-200360,15	53379614,63

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0,00	appoggio	0,00	-28049,93	9035723,13
100,00		-2578817,53	-23543,91	6837833,95
200,00		-4707153,92	-19037,90	1448840,42
300,00		-6385009,20	-14531,89	-4237538,80
400,00		-7612383,34	-10025,88	-7201566,72
500,00		-8389276,37	-5519,87	-5937721,29
600,00		-8715688,26	-1013,85	-1266013,10
622,50	mezzeria	-8730539,77	0,00	0,00
700,00		-8591619,03	3492,16	4125458,37
800,00		-8017068,67	7998,17	7155686,90
900,00		-6992037,19	12504,18	6039178,64
1000,00		-5516524,58	17010,20	1267610,98
1100,00		-3590530,84	21516,21	-4650328,54
1200,00		-1214055,98	26022,22	-8550007,37
1245,00	appoggio	0,00	28049,93	-9035723,13

#### 14.4.2 Traverso

##### 14.4.2.1 Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-518,50	estremità dx	-26333,21	-27452,93
-500,00		-25393,65	-26473,42
-400,00		-7036,82	-15012,91
-300,00		733,90	-8628,87
-200,00		4606,14	-4797,60
-100,00		6521,49	-4284,68
0,00	mezzeria	7070,78	-4730,78
100,00		6521,49	-4284,68
200,00		4606,14	-4797,60
300,00		288,03	-8628,87
400,00		-7733,36	-15012,91
500,00		-25811,67	-26770,50
518,50	estremità sx	-30203,65	-30203,65

##### 14.4.2.2 Combinazione sismica

$$E_d = E\{ \sum G_{k,i} + \psi_{2,E} \cdot Q_{k, \text{gruppo 1}} \pm A_{E,SLU} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-518,50	estremità dx	-48388,34	-48583,44
-500,00		-42030,97	-43079,33
-400,00		-12919,57	-21956,06
-300,00		-144,59	-10779,54
-200,00		8412,98	-4543,43
-100,00		11451,97	-3144,87
0,00	mezzeria	12320,34	-3373,77
100,00		11451,97	-3144,87
200,00		8412,98	-4543,43
300,00		1577,80	-10779,54
400,00		-13695,29	-21956,06
500,00		-42120,35	-43186,65
518,50	estremità sx	-49394,42	-49394,42

#### 14.4.3 Appoggi

Le forze riportate in questo paragrafo devono essere intese come reazioni degli appoggi e non come azione sismica sugli stessi.

#### 14.4.3.1 Azione sismica caratteristica

Azione verticale [N]

Trave	valori massimi		valori minimi	
	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0,20$	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0,20$
1	100839,87	29138,87	-100839,87	0,00
2	97964,81	29985,87	-97964,81	0,00
3	95942,39	30697,45	-95942,39	0,00
4	94797,05	30744,80	-94797,05	0,00
5	94182,59	29798,95	-94182,59	0,00
6	93876,55	28472,92	-93876,55	0,00
7	93739,02	27145,40	-93739,02	0,00
8	93685,87	25864,17	-93685,87	0,00
9	93672,73	24377,77	-93672,73	0,00
10	93685,87	22569,97	-93685,87	0,00
11	93739,02	20799,69	-93739,02	0,00
12	93876,55	19252,25	-93876,55	0,00
13	94182,59	17919,51	-94182,59	0,00
14	94797,05	16622,91	-94797,05	0,00
15	95942,39	15292,13	-95942,39	0,00
16	97964,81	14083,29	-97964,81	0,00
17	100728,82	13032,66	-100728,82	0,00

Azione orizzontale [N]

trasversale su ogni spalla		alcato	
Permanenti	Traff. $\Psi_E=0,20$	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0,20$
855718,30	208603,32	1711436,59	259504,68

#### 14.4.3.2 Combinazione sismica

Azione verticale [N]

Trave	Rz vert.max	Rz vert. min
1	222552,42	-29019,52
2	219079,93	-28192,14
3	216835,49	-27610,13
4	214955,50	-27280,53
5	212283,89	-27103,70
6	209489,43	-27015,63
7	206980,92	-26976,05
8	204696,18	-26960,75
9	202128,64	-26956,97
10	199055,78	-26960,75
11	196115,67	-26976,05
12	193701,59	-27015,63
13	191943,66	-27103,70
14	190775,69	-27280,53
15	190458,17	-27610,13
16	191851,19	-28192,14
17	194784,88	-28987,56

Azione orizzontale [N]

	reazioni massime	reazioni minime
Reazione longitudinale totale	1970941,27	-1970941,27
Reazione trasversale su ogni pila	1064321,62	-1064321,62

# 1 TRAVE N. 1 - VERIFICA ELEMENTO PRECOMPRESSO

## 1.1 Oggetto della relazione

La presente relazione espone la verifica di una struttura lineare continua soggetta a forze esterne contenute nel piano verticale longitudinale alla struttura stessa e vincolata nel medesimo piano.

La struttura è in calcestruzzo armato precompresso, realizzata per fasi utilizzando travi prefabbricate in c.a.p. e getto successivo eseguito in opera per realizzare traversi di collegamento e soletta collaborante.

## 1.2 Normative, convenzioni ed ipotesi di base

### 1.2.1 Sistema di riferimento

Il sistema di riferimento delle grandezze geometriche e delle forze è una terna sinistrogira con l'asse X parallelo all'asse longitudinale della struttura, l'asse Z contenuto nel piano verticale e l'asse Y ortogonale a tale piano e orientato verso l'osservatore che veda le X positive a destra e le Z positive in alto.

I carichi agenti sulla struttura e le reazioni dei vincoli sono positivi se sono diretti verso l'alto e verso destra. I momenti flettenti sulla trave sono positivi quando tendono la fibra inferiore della sezione.

Tensioni e deformazioni sono positive se di trazione, sia per il calcestruzzo che per l'acciaio.

### 1.2.2 Normativa

Sono rispettate le seguenti normative:

- Legge 05/11/1971 n. 1086: *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.*
- D.M. 17/01/2018: *Norme tecniche per le costruzioni - NTC 2018*

### 1.2.3 Unità di misura

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

lunghezza	[cm]
forza	[N]
angolo	[rad]

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in [mm], i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in [inch] ( = 25.4 [mm] ).

### 1.2.4 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).

### 1.2.5 Codice di calcolo

La verifica è stata condotta con il codice di calcolo automatico TCAP ed. 9.4 - 02/2019 sviluppato da SIGMAcSOFT - 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

## 1.3 Dati di calcolo

### 1.3.1 Dati geometrici

#### 1.3.1.1 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.

#### 1.3.1.1.1 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 = 22,50

Sbalzo destro = 22,50

#### 1.3.1.1.2 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	1245,00	1245,00

### 1.3.2 Armature trave prefabbricata

#### 1.3.2.1 Armature di precompressione pretesate

trefoli :	6/10"	
area trefolo =	139,000	[mm²]
acciaio :	prec.fpk=1860	

tensione di tesatura =	125550,00	[N/cm <sup>2</sup> ]
area totale A <sub>p</sub> =	25,020	[cm <sup>2</sup> ]
precompressione totale N <sub>p</sub> =	3141261,00	[N]
quota baricentro Z <sub>g,p</sub> =	14,17	[cm]

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
5,00	7		
10,00	7		
35,00	2		
40,00	2		
N. trefoli=	18	L tot guaine=	0,00

### 1.3.2.2 Armatura lenta

Armatura longitudinale :

pos.		armatura	y	z	x iniziale	x finale
P1-L1	1	4Ø14	0,00	4,00	56,00	1234,00
P1-L1	(simmetrica)				56,00	1234,00
P1-L2	2	4Ø14	0,00	16,00	56,00	1234,00
P1-L2	(simmetrica)				56,00	1234,00
P1-L3	3	2Ø14	0,00	20,00	56,00	1234,00
P1-L3	(simmetrica)				56,00	1234,00
P1-L4	4	2Ø14	0,00	36,00	56,00	1234,00
P1-L4	(simmetrica)				56,00	1234,00
P1-L5	5	2Ø14	0,00	46,00	56,00	1234,00
P1-L5	(simmetrica)				56,00	1234,00

Armatura trasversale :

pos.		armatura	x iniziale	x finale	
P1-S1		2Ø10/8,00	0,00	425,00	trave+colleg. con soletta
P1-S1	(simmetrica)		865,00	1290,00	
P1-S2		2Ø10/20,00	425,00	645,00	trave+colleg. con soletta
P1-S2	(simmetrica)		645,00	865,00	

armatura longit. appoggio :

n. barre	Ø	lunghezza	quota z
4	16	192,00	3,00

### 1.3.3 Armature getto in opera

#### 1.3.3.1 Armatura lenta

Armatura longitudinale :

pos.		armatura	Y	Z	X iniziale	X finale
S-L1	sup	5Ø20	0,00	56,00	80,00	1210,00
S-L2	inf	5Ø20	0,00	24,00	80,00	1210,00

Armatura trasversale :

pos.		armatura	X iniziale	X finale	funzione
S-S1		2Ø16/20,00	0,00	1290,00	getto in opera

### 1.3.4 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.

### 1.3.4.1 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 $R_{ck28,cub}$	5500,00
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$	3850,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,500
modulo elastico	3641611,39
peso specifico	0,0245
ritiro totale	-0,00030
% ritiro prima del taglio trefoli	25,5%
% ritiro taglio trefoli-getto soletta	25,5%
% ritiro da getto soletta a $t=\infty$ .	49%
coeff. di viscosità	2,300
% viscosità taglio trefoli-getto soletta	33%
% viscosità da getto soletta a $t=\infty$ .	67%

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	$f_{ck}$	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 5500,00 = 4565,00$	N/cm <sup>2</sup>
al taglio dei trefoli	$f_{ckj}$	$= 0.83 \cdot R_{ckj}$	$= 0.83 \cdot 3850,00 = 3195,50$	N/cm <sup>2</sup>

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	$f_{cd}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 4565,00 / 1,5 = 2586,83$	N/cm <sup>2</sup>
al taglio dei trefoli	$f_{cdj}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 3195,50 / 1,5 = 1810,78$	N/cm <sup>2</sup>

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

$$f_{cd} = 2586,83 \text{ N/cm}^2$$

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

a tempo infinito	$f_{ct}$	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 383,19 / 1.2 = 319,33$
al taglio dei trefoli	$f_{ctj}$	$= f_{ctmj} / 1.2$	$= 302,10 / 1.2 = 251,75$

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

al taglio dei trefoli :

$\sigma_{cj}$	$< 0.70 \cdot f_{ckj}$	$= 2236,85$	N/cm <sup>2</sup>
---------------	------------------------	-------------	-------------------

a cadute avvenute :

$\sigma_c$	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 2739,00$	N/cm <sup>2</sup>	(per comb. caratteristica rara)
$\sigma_c$	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 2054,25$	N/cm <sup>2</sup>	(per comb. quasi permanente)

### 1.3.4.2 Calcestruzzo gettato in opera

Calcestruzzo	C32/40
resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$	4000,00
coefficiente sicurezza del materiale	1,5
modulo elastico	3364277,77

peso specifico	0,0245
coeff. di omogeneizzazione con cls travi	0,924

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	$f_{ck}$	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 4000,00 = 3320,00$	N/cm <sup>2</sup>
------------------	----------	-----------------------	----------------------------------	-------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	$f_{cd}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 3320,00 / 1,5 = 1881,33$	N/cm <sup>2</sup>
------------------	----------	---	--	-------------------

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

$$f_{cd} = 1881,33$$

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

a tempo infinito	$f_{ct}$	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 309,89 / 1.2 = 258,25$
------------------	----------	-------------------	---------------------------

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

$\sigma_c$	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 1992,00$	N/cm <sup>2</sup>	(per comb. caratteristica rara)
$\sigma_c$	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 1494,00$	N/cm <sup>2</sup>	(per comb. quasi permanente)

#### 1.3.4.3 Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	167400,00
Modulo elastico	19500000,00
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:

$\sigma_{spi}$	$\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$	$= 0.80 \cdot 184140,00 = 147312,00$	N/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{spi}$	$\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$	$= 0.90 \cdot 167400,00 = 150660,00$	N/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):

$\sigma_{sp}$	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	133920,00	N/cm <sup>2</sup>
---------------	-----------------------------	-----------	-------------------

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

$f_{ptd}$	$= f_{p(1)k} / \gamma_s$	$= 167400,00 / 1,15 = 145565,22$	N/cm <sup>2</sup>
-----------	--------------------------	----------------------------------	-------------------

#### 1.3.4.4 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 $f_{yk}$	45000,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,15
modulo elastico	21000000,00

coeff. di omogeneizzazione a cls travi	-6
--	----

La tensione massima consentita (4.1.2.2.5.2 DM 17/01/2018) nella combinazione rara deve rispettare la seguente limitazione:

$\sigma_s$	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 45000,00 = 36000,00$	N/cm <sup>2</sup>
------------	--------------------------	------------------------------------	-------------------

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

$f_{yd}$	$= f_{yk}/\gamma_s$	$= 45000,00/1,15 = 39130,43$	N/cm <sup>2</sup>
----------	---------------------	------------------------------	-------------------

### 1.3.5 Cadute di tensione

#### 1.3.5.1 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	$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot (t/1000)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}]$

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	$\mu$	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	
Trave 1 - gruppo 1	2	0,682	0,036	3,60%

#### 1.3.5.2 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	$-0,00030 \cdot 19500000,00 =$	-5850,00	4,66%

### 1.3.5.3 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 :

$$\phi_{inf,1} = 2,3 \quad (\text{cavi pretesi nei prefabbricati})$$

### 1.3.5.4 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

### 1.3.6 Sollecitazioni esterne

<nessun carico applicato in prima fase>

## 1.4 Stati limite di esercizio

### 1.4.1 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

### 1.4.2 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.
-----------------------	------------	-----------------	-------------------

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>
	$\sigma_{traz.} \leq f_{ctm}/1.2$		

### 1.4.3 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:

$$E_{travi} = 3641611,39$$

$$E_{soletta} = 3364277,77$$

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.

#### 1.4.3.1 Prima fase

tr 50 rev2 :

	accorciamento [cm]	rotaz. testata sinistra [rad]	rotaz. testata destra [rad]	frecce in mezzeria [cm]
al taglio trefoli	-0,5148	0,00286	-0,00286	0,8668
prima del getto in opera	-0,7570	0,00336	-0,00336	1,0510
al getto soletta	-0,7570	-0,00007	0,00007	-0,2865
dopo maturazione	-0,7592	-0,00007	0,00007	-0,2878

#### 1.4.3.2 Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0,0000	0,0000	0,0000
Spalla finale	0,0000	0,0000	-0,1942

Rotazioni in asse appoggi [rad] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0,00000	0,00000	0,00373
Spalla finale	0,00000	0,00000	-0,00373

Frecce in mezzeria [cm] :

campata	X	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf. comb. rara max	t=inf. comb. rara min
1	622,50	-0,2878	-0,2878	-0,7809	-1,9775

## 1.5 Stati limite ultimi

### 1.5.1 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.

### 1.5.2 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$A_k$ : 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.

### 1.5.3 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 2<sup>a</sup> fase
- $z$  è il braccio della coppia interna della sezione composta

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

in cui:

Larghezza superficie contatto / spess. tot. anime	$b_l/b_w$	1,000	[-]
Fattore di coesione tra le superfici	$c$	0,350	[-]
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	309,89	[N/cm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di attrito tra le superfici	$\mu$	0,600	[-]
Compressione normale alle superfici di contatto	$\sigma_n$	14,00	[N/cm <sup>2</sup> ]
Area complessiva staffa di collegamento	$A_{sw}$	<variabile>	[cm <sup>2</sup> ]
Passo staffe di collegamento	$s$	<variabile>	[cm]
Resistenza calcestruzzo più debole	$f_{cd}$	1881,33	[N/cm <sup>2</sup> ]

## 1.6 Verifica delle sezioni

### 1.6.1 Verifica sezione X=0,00 - Sezione all'appoggio

#### 1.6.1.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-30,00	0,00	prefabb.:
2	-30,00	20,00	non reag.trazione
3	-10,00	20,00	
4	-10,00	50,00	
5	10,00	50,00	
6	10,00	20,00	
7	30,00	20,00	
8	30,00	0,00	fine prefabb.

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
1800,000	335000,0000	18,33

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	3,00	8,042	armatura longit. appoggio 4Ø16

Sezione ideale (n=15,000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f,id</sub>	Z <sub>g,id</sub>
	1920,637	361581,6190	17,37

Sollecitazioni	M <sub>esterno</sub>
prima del getto in opera	818324,14
dopo getto 2a fase	0,00

#### 1.6.1.1.1 Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
prima del getto in opera	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.
prima del getto in opera	0,00	0,00	1	0,00	1
dopo getto 2a fase	0,00	0,00	1	0,00	1

#### 1.6.1.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

<sollecitazioni flettenti nulle>

#### 1.6.1.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
	0,785	0,00		0,19635

d	K	$A_{sl}$	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
47,00	0,000	8,042	0,0000	0,00	0,000

$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$
0,00	0,00	0,00

$V_{Ed,max} = 80998,07 > 0,00$  \* verifica non soddisfatta

#### 1.6.1.2 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  $t=\infty$  :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	2858,44	2,3%
rilassamento acciaio	32,6%	1473,32	1,2%
viscosità cls	100,0%	11093,10	8,8%

#### 1.6.1.2.1 Verifiche in esercizio

##### 1.6.1.2.1.1 1 Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-30,00	0,00	prefabb.:
2	-30,00	20,00	non reag.trazione
3	-10,00	20,00	
4	-10,00	50,00	
5	10,00	50,00	

n.	Y	Z	
6	10,00	20,00	
7	30,00	20,00	
8	30,00	0,00	fine prefabb.
9	-30,00	0,00	
10	30,50	10,00	getto in opera
11	30,00	0,00	(m=0,924)
12	30,00	20,00	non reag.trazione
13	10,00	20,00	
14	10,00	50,00	
15	-10,00	50,00	
16	-10,00	20,00	
17	-30,00	20,00	
18	-30,00	50,00	
19	-30,00	65,00	
20	30,50	65,00	
21	30,50	10,00	

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
3767,786	1329237,2917	32,00

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	3,00	8,042	armatura longit. appoggio 4Ø16

Sezione ideale (n=15,000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	3888,423	1427562,1624	31,10

Tensioni sul cls - tr 50 rev2 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
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	

1.6.1.2.1. 1 Verifica a rottura per flessione t=inf.

<sollecitazioni flettenti nulle>

1.6.1.2.1. 1 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	b <sub>w</sub>	Staffe:	A <sub>sw</sub>
	0,785	0,00		0,39741

d	K	A <sub>sl</sub>	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
62,00	0,000	8,042	0,0000	0,00	0,000

$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$
0,00	0,00	0,00

$V_{Ed,max} = 234925,48 > 0,00$  \* verifica non soddisfatta

Trazione per taglio ( $V=234925,48$ ) = 0,00 [N]

#### 1.6.1.2.1. 1 Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 0,000 [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	2758,56	[N/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-1577,93	[N/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±0,00	[N/cm]
staffe di collegamento	0,1963	[cm <sup>2</sup> /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±0,00	[N/cm]

### 1.6.2 Verifica sezione X=922,50 - Sezione di mezzeria

#### 1.6.2.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-30,00	0,00	prefabb.:
2	-30,00	20,00	reag.trazione
3	-10,00	20,00	
4	-10,00	50,00	
5	10,00	50,00	
6	10,00	20,00	
7	30,00	20,00	
8	30,00	0,00	fine prefabb.

<b>A</b>	<b>J<sub>f</sub></b>	<b>Z<sub>g</sub></b>
1800,000	335000,0000	18,33

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	5,00	9,730
2	10,00	9,730
3	35,00	2,780
4	40,00	2,780

<b>Z<sub>g,p</sub></b>	<b>A<sub>p</sub></b>
14,17	25,020

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	4,00	6,158	1 4Ø14
2	16,00	6,158	2 4Ø14
3	20,00	3,079	3 2Ø14
4	36,00	3,079	4 2Ø14
5	46,00	3,079	5 2Ø14

<b>Sezione ideale (n=5,355)</b>	<b>A<sub>id</sub></b>	<b>J<sub>f,id</sub></b>	<b>Z<sub>g,id</sub></b>
	2049,379	383713,9201	18,17

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	1491,75	1,2%
rilassamento acciaio	41,4%	1870,57	1,5%

Sollecitazioni	$M_{esterno}$	$N_{precomp.}$	$M_{precomp.}$
t=0 dopo taglio trefoli	6563673,86	-3057135,83	-12738065,96
prima del getto in opera	9351100,16	-2833456,96	-11806070,66
dopo getto 2a fase	14330687,93	-2832370,07	-11801541,96

#### 1.6.2.1.1 Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-1014,50	-1754,29
prima del getto in opera	0,00	0,00
dopo getto 2a fase	-1620,80	-1237,13

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	113916,25	-6191,59	5	-9775,15	1
prima del getto in opera	0,00	0,00	1	0,00	1
dopo getto 2a fase	106041,05	-7311,11	1	-9169,63	5

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	1491,75	1,2%
rilassamento acciaio	25,9%	1170,23	0,9%
viscosità cls	36,1%	6278,02	5,0%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0,1%	8,06	0,0%
rilassamento acciaio	0,1%	4,15	0,0%
viscosità cls	0,2%	31,23	0,0%

#### 1.6.2.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese :  $\varepsilon_{sp,z=14,17}=0,00581$

fless.	Z asse neutro	Mr	$\varepsilon_{sup}$	$Z_{gsup}$	$\varepsilon_{inf}$	$Z_{ginf}$
(+)	6,92	46820735,78	-0,00350	50,00	0,00024	4,00
(-)	18,66	-32681116,85	0,00513	46,00	-0,00350	0,00

$$M_{d,max} = 19346428,70 < 46820735,78 \quad K_r=2,420$$

#### 1.6.2.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
	0,785	0,00		0,19635

d	K	$A_{sl}$	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
46,00	0,000	34,854	0,0000	0,00	0,000

$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$
0,00	0,00	0,00

$V_{Ed,max} = 39035,22 > 0,00$  \* verifica non soddisfatta

### 1.6.2.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-1620,63	-1236,39
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%	2858,44	2,3%
rilassamento acciaio	32,6%	1473,32	1,2%
viscosità cls	63,7%	11093,10	8,8%

### 1.6.2.2.1 Verifiche in esercizio

#### 1.6.2.2.1.1 Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-30,00	0,00	prefabb.: reag.trazione
2	-30,00	20,00	
3	-10,00	20,00	
4	-10,00	50,00	
5	10,00	50,00	
6	10,00	20,00	
7	30,00	20,00	
8	30,00	0,00	fine prefabb.
9	-30,00	0,00	
10	30,50	10,00	getto in opera (m=0,924)
11	30,00	0,00	
12	30,00	20,00	non reag.trazione
13	10,00	20,00	
14	10,00	50,00	
15	-10,00	50,00	
16	-10,00	20,00	
17	-30,00	20,00	
18	-30,00	50,00	
19	-30,00	65,00	
20	30,50	65,00	
21	30,50	10,00	

A	$J_f$	$Z_g$
3767,786	1329237,2917	32,00

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	5,00	9,730
2	10,00	9,730
3	35,00	2,780
4	40,00	2,780

$Z_{g,p}$	$A_p$
14,17	25,020

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	4,00	6,158	1 4Ø14
2	16,00	6,158	2 4Ø14
3	20,00	3,079	3 2Ø14
4	36,00	3,079	4 2Ø14
5	46,00	3,079	5 2Ø14
6	56,00	15,708	sup 5Ø20
7	24,00	15,708	inf 5Ø20

Sezione ideale (n=5,355)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	4185,390	1486155,4942	31,43

Tensioni sul cls - tr 50 rev2 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-1566,99	-1566,99	-985,12	-985,12
t=inf.-SLE Rare	-1566,99	-1923,68	-401,06	-985,12
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-1566,99	-1613,60	-931,74	-985,12

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-5,22	-5,22	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	-5,22	-595,47	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-5,22	-76,00	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
t=inf.-senza carichi	86819,70	901,96	inf	-8767,89	5
t=inf.-SLE Rare	82362,02	1666,05	inf	-10390,80	5
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	933,02	inf	-8990,57	5

1.6.2.2.1. 1 Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta\epsilon_{sp}$
Armature pretese	14,17	0,00477

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	Z <sub>g</sub> sup	$\epsilon_{inf}$	Z <sub>g</sub> inf
(+)	30,83	152453126,42	-0,00350	65,00	0,00275	4,00
(-)	20,05	-64108776,50	0,00628	56,00	-0,00350	0,00

$$M_{d,max} = 55642535,74 < 152453126,42 \quad K_r=2,740$$

$$M_{d,min} = -6699738,49 > -64108776,50 \quad K_r=9,569$$

1.6.2.2.1. 1 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	b <sub>w</sub>	Staffe:	A <sub>sw</sub>
	0,785	0,00		0,39741

d	K	A <sub>sl</sub>	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
61,00	0,000	62,279	0,0000	0,00	0,000

V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>
0,00	0,00	0,00

$$V_{Ed,max} = 142443,04 > 0,00 \quad \text{* verifica non soddisfatta}$$

$$\text{Trazione per taglio (V=142443,04) = 0,00 [N]}$$

#### 1.6.2.2.1. 1 Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 0,000 [cm<sup>2</sup>] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=922,50 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	772,91	[N/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-1883,57	[N/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±0,00	[N/cm]
staffe di collegamento	0,1963	[cm <sup>2</sup> /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±0,00	[N/cm]