



COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA  
 DETERMINATASI NEL SETTORE DEL TRAFFICO E DELLA MOBILITÀ NEL  
 TERRITORIO DELLE PROVINCE DI TREVISO E VICENZA

# SUPERSTRADA A PEDAGGIO PEDEMONTANA VENETA

### CONCESSIONARIO



**SPV srl**  
 Via Inverio, 24/A  
 10146 Torino

Società di progetto ai sensi dell'art. 156 D.LGS 163/06  
 subentrato all'ATI



SIS Scpa  
 Via Inverio, 24/A  
 10146 Torino

Consorzio Stabile fra le Imprese:



Sacyr Construcción S.A.U. INC S.p.A.



INFRAESTRUCTURAS S.A.  
 Paseo de la Castellana, 63-65  
 28048 Madrid

### PROGETTISTA



**SIPAL**

Your global engineering partner

**SIPAL S.p.A.**  
 Via Inverio, 24/A  
 10146 Torino



### RESPONSABILE PROGETTAZIONE



**ORDINE DEGLI INGEGNERI  
 DELLA PROVINCIA DI CUNEO**  
 1211 *Dott. Ing. Claudio Dogliani*

### RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



### SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE CIVILI



### COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



### GEOLOGO



N. Progr. \_\_\_\_\_  
 Cartella N. \_\_\_\_\_

**PROGETTO DEFINITIVO**  
 (C.U.P. H51B03000050009)

LOTTO 3 - TRATTA "C"  
 dal Km. 74+075 al Km 75+625

### TITOLO ELABORATO:

**PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA  
 OPERE D'ARTE MINORI: OPERE DI ATTRAVERSAMENTO  
 CAVALCAVIA SVINCOLO MONTEBELLUNA EST**  
 Relazione di calcolo soletta

P V D S R A P C A 3 C 0 0 2 - 0 0 1 0 0 0 2 R A 0

SCALA: -

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
0	PRIMA EMISSIONE	SETECO	24/03/2014	SIPAL	26/03/2014	SIS	28/03/2014

### IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Giuseppe FASIOL

### IL COMMISSARIO:

Ing. Silvano VERNIZZI

### VALIDAZIONE:

PROTOCOLLO : \_\_\_\_\_

DEL: \_\_\_\_\_



**INDICE**

<b>1</b>	<b><u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</u></b>	<b><u>3</u></b>
<b>2</b>	<b><u>DESCRIZIONE E MODALITÀ DI CALCOLO DELLA SOLETTA .....</u></b>	<b><u>4</u></b>
<b>3</b>	<b><u>MATERIALI.....</u></b>	<b><u>6</u></b>
<b>3.1</b>	<b>MATERIALI .....</b>	<b>6</b>
<b>3.2</b>	<b>UNITÀ DI MISURA.....</b>	<b>6</b>
<b>3.3</b>	<b>RESISTENZE DI PROGETTO .....</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b><u>CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE I .....</u></b>	<b><u>7</u></b>
<b>4.1</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>7</b>
<b>4.2</b>	<b>VERIFICA TRALICCI PREDALLES NELLA FASE DI GETTO .....</b>	<b>8</b>
<b>4.2.1</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI TRALICCI .....</b>	<b>8</b>
<b>4.2.2</b>	<b>VERIFICA TRALICCI.....</b>	<b>9</b>
<b>5</b>	<b><u>CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE II .....</u></b>	<b><u>11</u></b>
<b>5.1</b>	<b>CARICHI PERMANENTI PORTATI.....</b>	<b>11</b>
<b>5.1.1</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>11</b>
<b>5.1.2</b>	<b>CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE .....</b>	<b>12</b>
<b>6</b>	<b><u>CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE III .....</u></b>	<b><u>13</u></b>
<b>6.1</b>	<b>CARICHI DA TRAFFICO .....</b>	<b>13</b>
<b>6.1.1</b>	<b>SCHEMI DI CARICO .....</b>	<b>13</b>
<b>6.1.2</b>	<b>COEFFICIENTI DINAMICI .....</b>	<b>15</b>
<b>6.2</b>	<b>LARGHEZZE COLLABORANTI.....</b>	<b>16</b>
<b>6.3</b>	<b>EFFETTI DEL CARICO DA TRAFFICO .....</b>	<b>21</b>
<b>6.3.1</b>	<b>SBALZO.....</b>	<b>21</b>
<b>6.3.2</b>	<b>MASSIMO MOMENTO FLETTENTE IN CAMPATA.....</b>	<b>23</b>
<b>6.3.3</b>	<b>MINIMO MOMENTO FLETTENTE SU APPOGGIO CENTRALE.....</b>	<b>25</b>
<b>6.3.4</b>	<b>TAGLIO SU APPOGGIO CENTRALE.....</b>	<b>26</b>
<b>6.4</b>	<b>VENTO .....</b>	<b>27</b>
<b>6.5</b>	<b>URTO DEL VEICOLO IN SVIO .....</b>	<b>28</b>
<b>6.5.1</b>	<b>SBALZO.....</b>	<b>29</b>
<b>7</b>	<b><u>AZIONI DI VERIFICA .....</u></b>	<b><u>30</u></b>
<b>7.1</b>	<b>RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI DI VERIFICA PER LA SEZIONE CORRENTE .....</b>	<b>31</b>
<b>7.2</b>	<b>RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI DI VERIFICA PER LE SEZIONI DI ESTREMITÀ .....</b>	<b>32</b>
<b>8</b>	<b><u>VERIFICHE A FESSURAZIONE (S.L.E.) .....</u></b>	<b><u>33</u></b>
<b>8.1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>33</b>

8.2	SEZIONE IN CAMPATA.....	34
8.3	SEZIONE SU APPOGGIO .....	37
8.4	SEZIONE SU SBALZO .....	40
9	<b><u>VERIFICHE DI RESISTENZA (S.L.U.) .....</u></b>	<b><u>43</u></b>
9.1	SBALZO - SEZIONE CORRENTE .....	44
9.2	CAMPATA – SEZIONE CORRENTE .....	47
9.3	APPOGGIO INTERNO – SEZIONE CORRENTE.....	50
9.4	SBALZO – SEZIONE DI ESTREMITÀ .....	53
9.5	CAMPATA – SEZIONE DI ESTREMITÀ.....	56
9.6	APPOGGIO INTERNO – SEZIONE DI ESTREMITÀ .....	59
10	<b><u>VERIFICHE A TAGLIO (S.L.U.).....</u></b>	<b><u>62</u></b>
10.1	SEZIONE CORRENTE.....	64
10.2	SEZIONE DI ESTREMITÀ (APPOGGIO INTERNO) .....	65

⊗ - ⊗ - ⊗ - ⊗ - ⊗

## 1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'eseguire il dimensionamento dell'opera di cui alla presente relazione, si è fatto riferimento alla seguente normativa tecnica:

Legge 05.11.71 armato, n. 1086	Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica.
D.M. 14.01.2008	Norme tecniche per le costruzioni.
Circolare del 02/02/2009	Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.
UNI EN1991 -2.	EUROCODICE 1. Azioni sulle strutture. Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
UNI EN1994 -1-1.	EUROCODICE 4. Progettazione delle strutture composte acciaio– cls. Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
UNI EN1994 -2.	EUROCODICE 4. Progettazione delle strutture composte acciaio– cls. Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.
CNR-UNI 10016/00	Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni
CNR-UNI 10011/97	Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

## 2 PREMESSA

N.B: Nel presente documento si riportano le verifiche della soletta del cavalcavia SV Breganze realizzato nell'ambito dei lavori previsti per la superstrada a pedaggio Pedemontana Veneta - tratta 2B (2.18.1.1). In via del tutto cautelativa esse risultano valide anche per il cavalcavia Svincolo Montebelluna Est – tratta 3C, dal momento che l'altezza della soletta è uguale (26 cm con dalla da 6 cm), la sezione trasversale in retto è identica mentre la sezione nella direzione di orditura dell'armatura trasversale (parallela ai diaframmi intermedi) presenta una luce inferiore.

## 3 DESCRIZIONE E MODALITÀ DI CALCOLO DELLA SOLETTA

La soletta d'impalcato viene realizzata mediante getto in opera su predalles prefabbricate in cls armato, ordine in direzione parallela ai diaframmi.

Le predalles hanno uno spessore di 6 cm, sono armate con idonei tralicci con altezza pari a 16.0 cm e contengono l'armatura integrativa inferiore.

L'intero impalcato viene coperto appoggiando le predalles isostaticamente sulle travi principali. Si considerano le seguenti tre fasi di carico:

### Fase 1

Le predalles sono posate sulle travi con schema statico di trave semplicemente appoggiata.

Gli sbalzi presentano luci di 2.31 m in obliquo (2.0 m in retto), mentre le campate ha luce pari a 4.33 m in obliquo (3.75 m in retto).

Ciascuna predalle sostiene se stessa, l'armatura integrativa ed il getto di completamento a spessore definitivo (26 cm).

### Fase 2

Lo schema statico è di trave continua, costituita dall'intero spessore di soletta (26 cm predalle compresa); i carichi in gioco sono i permanenti portanti.

### Fase 3

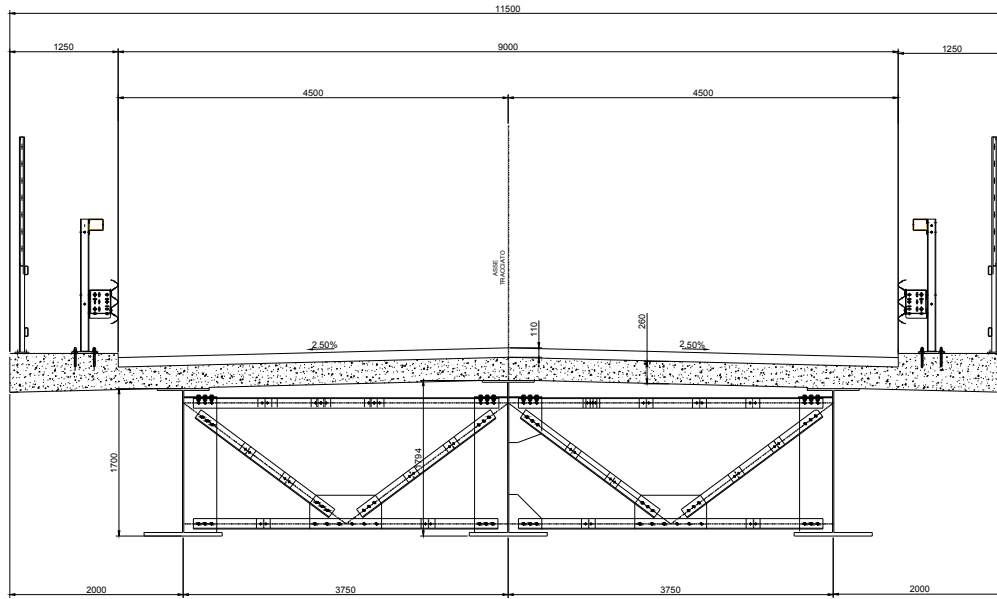
Lo schema statico è trave continua appoggiata sulle travi; i carichi sono i sovraccarichi accidentali.

Le coppelle sono inoltre provviste di aree libere in corrispondenza delle piattabande superiori delle travi sottostanti al fine di consentire la disposizione dei connettori di tipo Nelson. Una volta disposte le lastre prefabbricate si procede alla posa delle barre di orditura longitudinali e delle barre di orditura integrativa trasversale.

Alla suddetta fase seguono infine il getto della soletta a spessore definitivo e il getto dei cordoli laterali.

*N.B.: Per il dimensionamento dell'armatura trasversale il valore del momento flettente (di fase II e fase III) viene calcolato con riferimento alla sezione trasversale in retto e riportato nella direzione di orditura dei ferri (parallela ai diaframmi intermedi) per il tramite del fattore 1.157.*

Cavalcavia Svincolo Montebelluna est – Relazione di calcolo soletta



## 4 MATERIALI

### 4.1 Materiali

Soletta in c.a.:

Calcestruzzo – C35/45 ( $R_{ck}$  45 N/mm<sup>2</sup>), secondo D.M. 14/01/2008.

Acciaio per armatura lenta: B450C, controllato in stabilimento, saldabile e con proprietà meccaniche secondo UNI EN ISO 15630-1: 2004.

### 4.2 Unità di misura

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

- per i carichi  $\Rightarrow$  **kN, kN/m<sup>2</sup>, kN/m<sup>3</sup>**
- per le azioni di calcolo  $\Rightarrow$  **kN, kNm**
- per le tensioni  $\Rightarrow$  **kN/cm<sup>2</sup>, daN/cm<sup>2</sup>, N/cm<sup>2</sup>**

### 4.3 Resistenze di progetto

- Calcestruzzo C35/45 ( $R_{ck}$  450)

In accordo con i punti 4.3.3 e 11.2.10.1 del DM2008 risulta:

$$\gamma_M = 1.5 \quad \text{C35/45 (} R_{ck} \text{ 450)}$$

$$f_{ck} = 0.83 \times 450 = 373 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / \gamma_M = 211.65 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctfk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \times (1.2 \times 0.30 f_{ck}^{2/3}) = 28.16 \text{ daN/cm}^2$$

- Armatura

$$\gamma_M = 1.15 \quad \text{B450C}$$

$$f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2.$$

N.B. In via cautelativa per le verifiche si considera un calcestruzzo C32/40.



## 5 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE I

### 5.1 Analisi dei carichi

Le dimensioni geometriche della soletta sono:

Interasse travi L = 4.33 m

Spessore medio soletta s = 0.26 m

#### Analisi dei carichi di fase I

Spessore medio soletta (sbalzi)	s=	0.26	m
Spessore medio soletta (campata)	s=	0.26	m
Peso proprio predalle	qpd=	1.50	kN/m
Peso proprio della soletta (sbalzi)	q1cls=	6.50	kN/m
Peso proprio della soletta(campata)	q2cls=	6.50	kN/m
Carichi accidentali di getto	acc=	1.00	kN/m
Peso proprio veletta sbalzo	qv1=	1.00	kN

Momento negativo da getto	-27.41
Momento negativo da veletta	-3.12
Momento negativo da predalle	0.00

#### Caratteristiche di sollecitazione

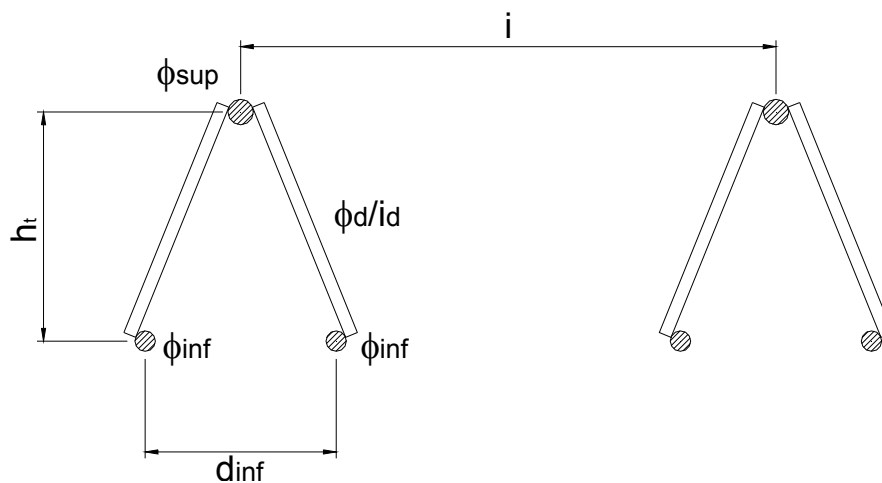
Momento negativo massimo sull'appoggio	MB=	-30.53 kNm
Momento positivo massimo in campata	MC=	19.04 kNm
Taglio sx sull'appoggio	Vb sx=	19.78 kN
Taglio dx sull'appoggio	Vb dx=	19.78 kN

## 5.2 Verifica tralicci predalles nella fase di getto

### 5.2.1 Caratteristiche dei tralicci

#### Caratteristiche tralicci

Altezza totale traliccio: $h_t$	16 cm		
Altezza utile traliccio: $h_t$	14.5 cm	=	0.145 m
Distanza ferri inf: $d_{inf}$	10 cm	=	0.1 m
Diametro ferro sup: $\phi_{sup}$	1.6 cm	=	0.016 m
Diametro ferro sup: $\phi_{sup}$	0.0 cm	=	0 m
Diametro ferri inf: $\phi_{inf}$	0.0 cm	=	0 m
Diametro ferri inf: $\phi_{inf}$	1.4 cm	=	0.014 m
Diametro diagonali: $\phi_d$	1.0 cm	=	0.01 m
Interasse tralicci: $i$	35.5 cm	=	0.355 m
Interasse diagonali: $i_d$	20 cm	=	0.2 m
Peso totale sola armatura:		=	17.61 kg/m <sup>2</sup>



## 5.2.2 Verifica tralicci

**Verifica a momento negativo**

M= -30.53 kNm  
 N= -210.57 kN per ogni metro di soletta

n° di tralicci per ogni metro di soletta 2.82

Sforzo normale nei correnti N= 74.8 kN

**Corrente superiore (teso)**

Verifica di resistenza  $\sigma = 3718 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

**Corrente inferiore (compresso)**

Verifica di resistenza  $\sigma = 2428 \text{ daN/cm}^2$

Verifica di stabilità  $i = 0.35 \text{ cm}$

$L_0 = 20.00 \text{ cm}$

$\lambda = 57.14$

$\omega = 1.49$

$\sigma = 3615 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

**Azioni nei diagonalali dei tralicci**

Verifica di stabilità Nd= 443 daN

$\sigma = 564 \text{ daN/cm}^2$

$i = 0.25 \text{ cm}$

$L_d = 18.31 \text{ cm}$

$\beta = 0.7$

$\lambda = (L_d - 3) * \beta / i = 42.87$

$\omega = 1.26$

$\sigma = 713 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Portata residua dei diagonalali s= 3200 daN/cm<sup>2</sup>

**Verifica a momento positivo**

M= 19.04 kNm  
 N= 131.29 kN per ogni metro di soletta

n° di tralicci per ogni metro di soletta 2.82  
 Sforzo normale nei correnti N= 46.6 kN

Corrente superiore (compresso)

Verifica di resistenza  $\sigma = 2318 \text{ daN/cm}^2$   
 Verifica di stabilità  $i = 0.4 \text{ cm}$   
 $L_0 = 20.00 \text{ cm}$   
 $\lambda = 50.00$   
 $\omega = 1.36$

$\sigma = 3163 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Corrente inferiore (teso)

Verifica di resistenza  $\sigma = 1514 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

**Azioni nei diagonali dei tralicci**

Verifica di stabilità Nd= 443 daN  
 $\sigma = 564 \text{ daN/cm}^2$   
 $i = 0.25 \text{ cm}$   
 $L_d = 18.31 \text{ cm}$   $\beta = 0.7$   
 $\lambda = (\Lambda\delta - 3) * \beta / i = 42.87$   
 $\omega = 1.26$

$\sigma = 713 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Portata residua dei diagonali s= 3200 daN/cm<sup>2</sup>

## 6 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE II

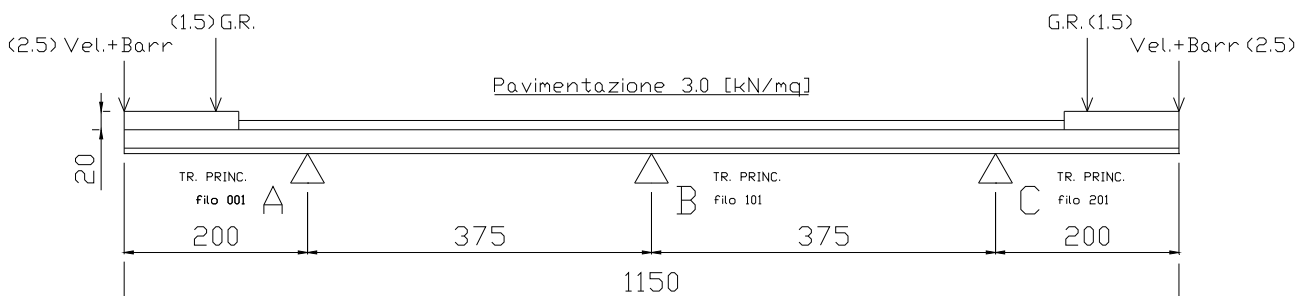
### 6.1 Carichi permanenti portati

#### 6.1.1 Analisi dei carichi

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

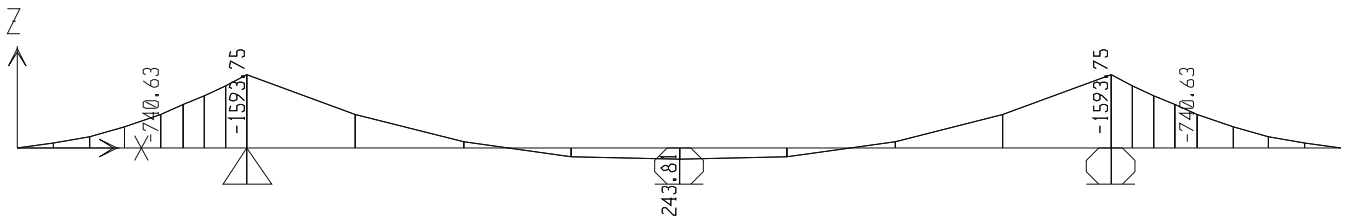
Pavimentazione	$3 \text{ kN/m}^2 \times 9.0 \text{ m}$	= 27.00 kN/m
Cordoli	$25 \text{ kN/m}^3 \times 2 \times 1.25 \text{ m} \times 0.20$	= 12.50 kN/m
Guard Rail	$2 \times 1.5$	= 3.00 kN/m
Veletta	$2 \times 1.0$	= 2.00 kN/m
Barriera	$2 \times 1.5$	= 3.00 kN/m
-----		
Totale		$\cong 47.50 \text{ kN/m}$

Schema statico:

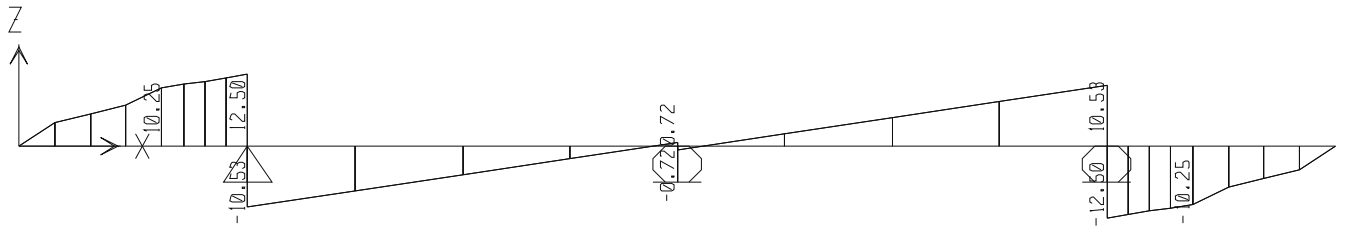


### 6.1.2 Caratteristiche di sollecitazione

#### Diagramma del momento flettente



#### Diagramma del taglio



## 7 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE III

### 7.1 Carichi da traffico

#### 7.1.1 Schemi di carico

Coerentemente con quanto indicato al par. 5.1.3.3.3 del DM 14/01/08 le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di carico:

**Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

**Schema di Carico 2:** è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

**Schema di Carico 3:** è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

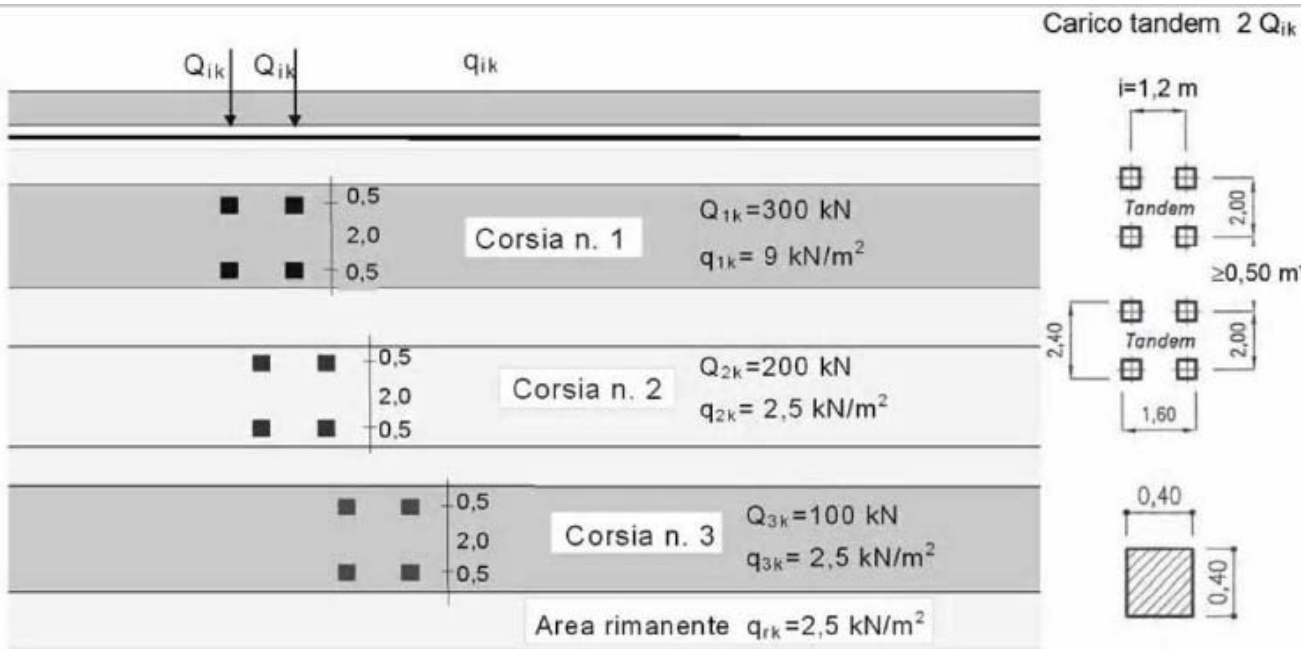
**Schema di Carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

**Schema di Carico 5:** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m<sup>2</sup>. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

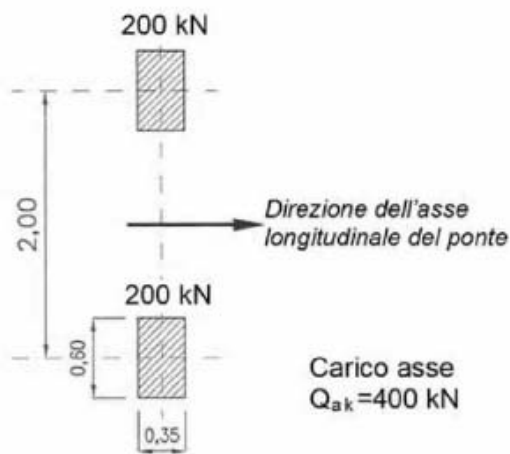
**Schemi di Carico 6.a, b, c:** In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi  $q_{L,a}$ ,  $q_{L,b}$  e  $q_{L,c}$

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

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

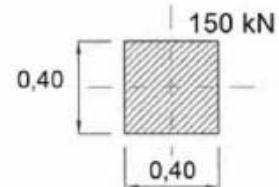


Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

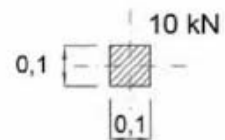


Schema di carico 2 (dimensioni in [m])

Carico asse  $Q_{ak} = 400 \text{ kN}$



Schema di carico 3 (dimensioni in [m])



Schema di carico 4 (dimensioni in [m])



Schema di carico 5



### 7.1.2 Coefficienti dinamici

#### Sezioni correnti

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

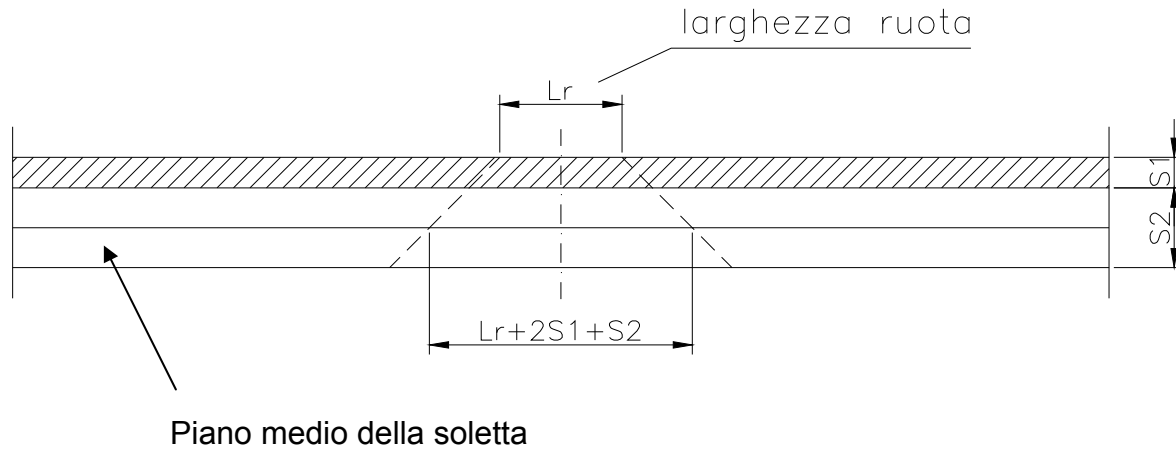
#### Sezioni d'estremità

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

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

## 7.2 Larghezze collaboranti

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



### Schema di carico 1

- $L_r$  = larghezza ruota = 40 cm  
 $s_1$  = spessore del manto di usura = 11 cm  
 $s_2$  = spessore minimo getto di cls = 26 cm

Sezione corrente:  $D_{SOL} = L_r + 2 \cdot s_1 + 2 \cdot \frac{s_2}{2} = 40 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot \frac{26}{2} = 88 \text{ cm.}$

Sezione d'estremità:  $D_{SOL} = L_r + s_1 + \frac{s_2}{2} = 40 + 11 + \frac{26}{2} = 64 \text{ cm.}$

### Schema di carico 2

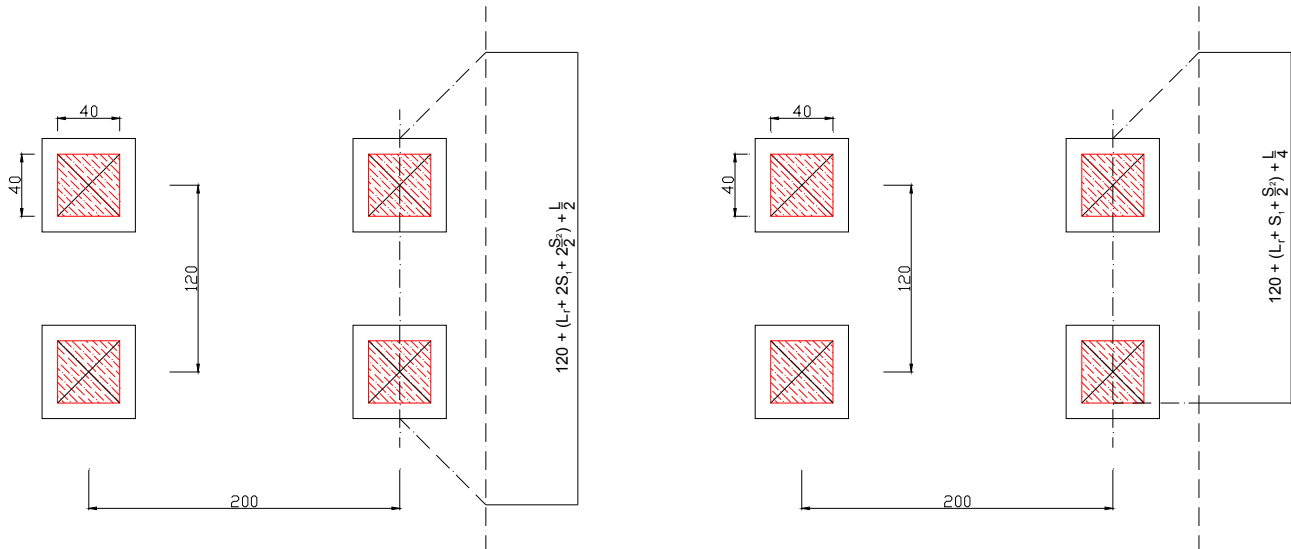
- $L_r$  = larghezza ruota = 35 cm  
 $s_1$  = spessore del manto di usura = 11 cm  
 $s_2$  = spessore minimo getto di cls = 26 cm

Sezione corrente:  $D_{SOL} = L_r + 2 \cdot s_1 + 2 \cdot \frac{s_2}{2} = 35 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot \frac{26}{2} = 83 \text{ cm}$

Sezione d'estremità:  $D_{SOL} = L_r + s_1 + \frac{s_2}{2} = 35 + 11 + \frac{26}{2} = 59 \text{ cm.}$

Campata L=375 cm

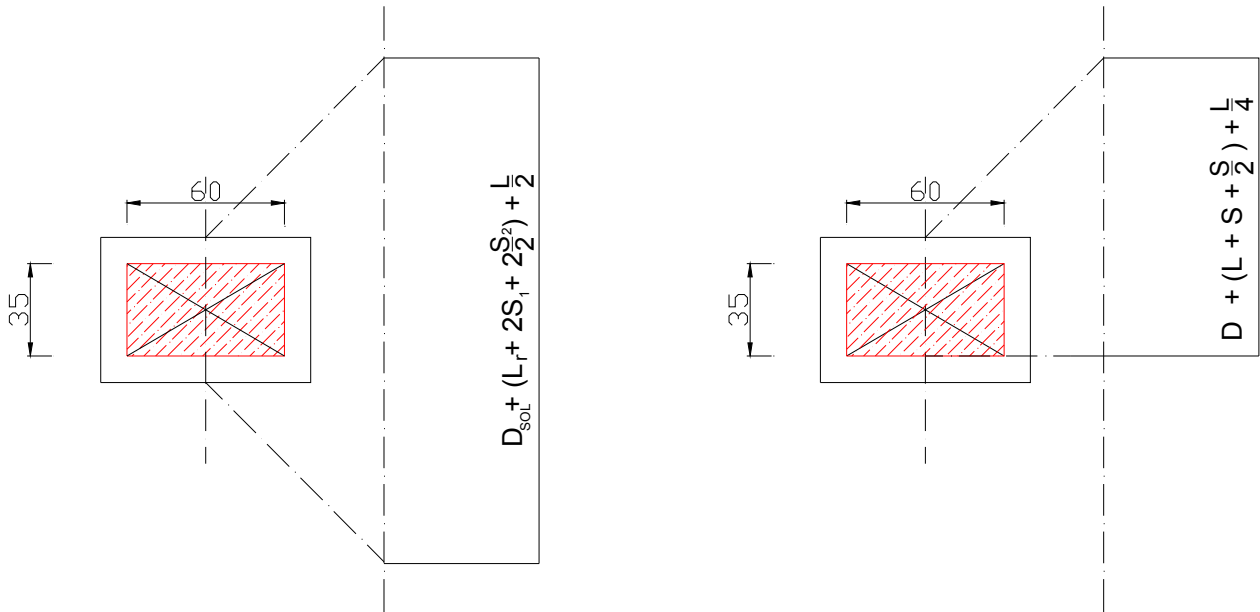
## Schema di carico 1



sez. corrente:  $120 + 88 + L / 2 = 395.50$  cm

sez. estremità:  $120 + 64 + L / 4 = 277.75$  cm

## Schema di carico 2



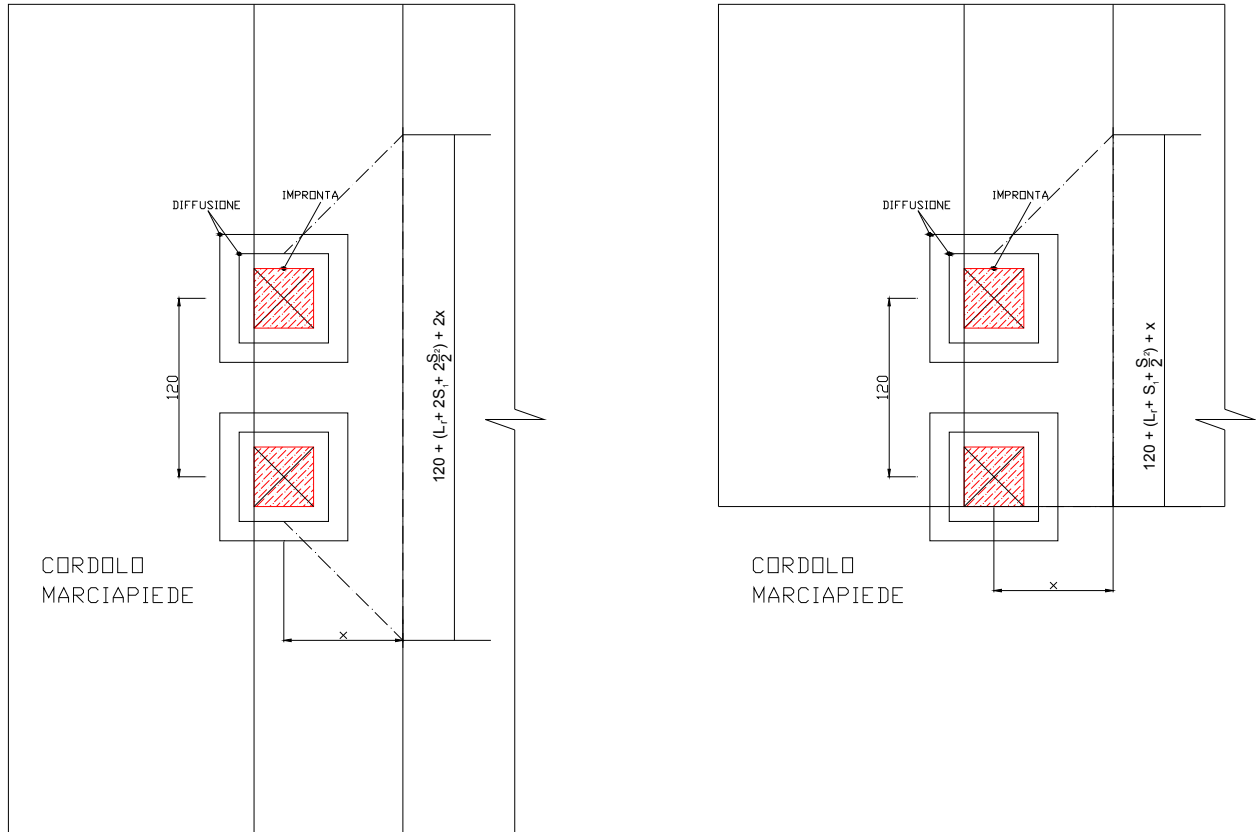
sez. corrente:  $83.0 + L / 2 = 270.50 \text{ cm}$   
 sez. estremità:  $59.0 + L / 4 = 152.75 \text{ cm}$

TAGLIO

sez. corrente:  $= 83.0 + 2 \times (60/2 + 26/2 + 11) = 191 \text{ cm}$   
 sez. estremità:  $= 59.0 + (60/2 + 26/2 + 11) = 113 \text{ cm}$

Sbalzo lato destro (trave interno curva)MOMENTO FLETTENTE

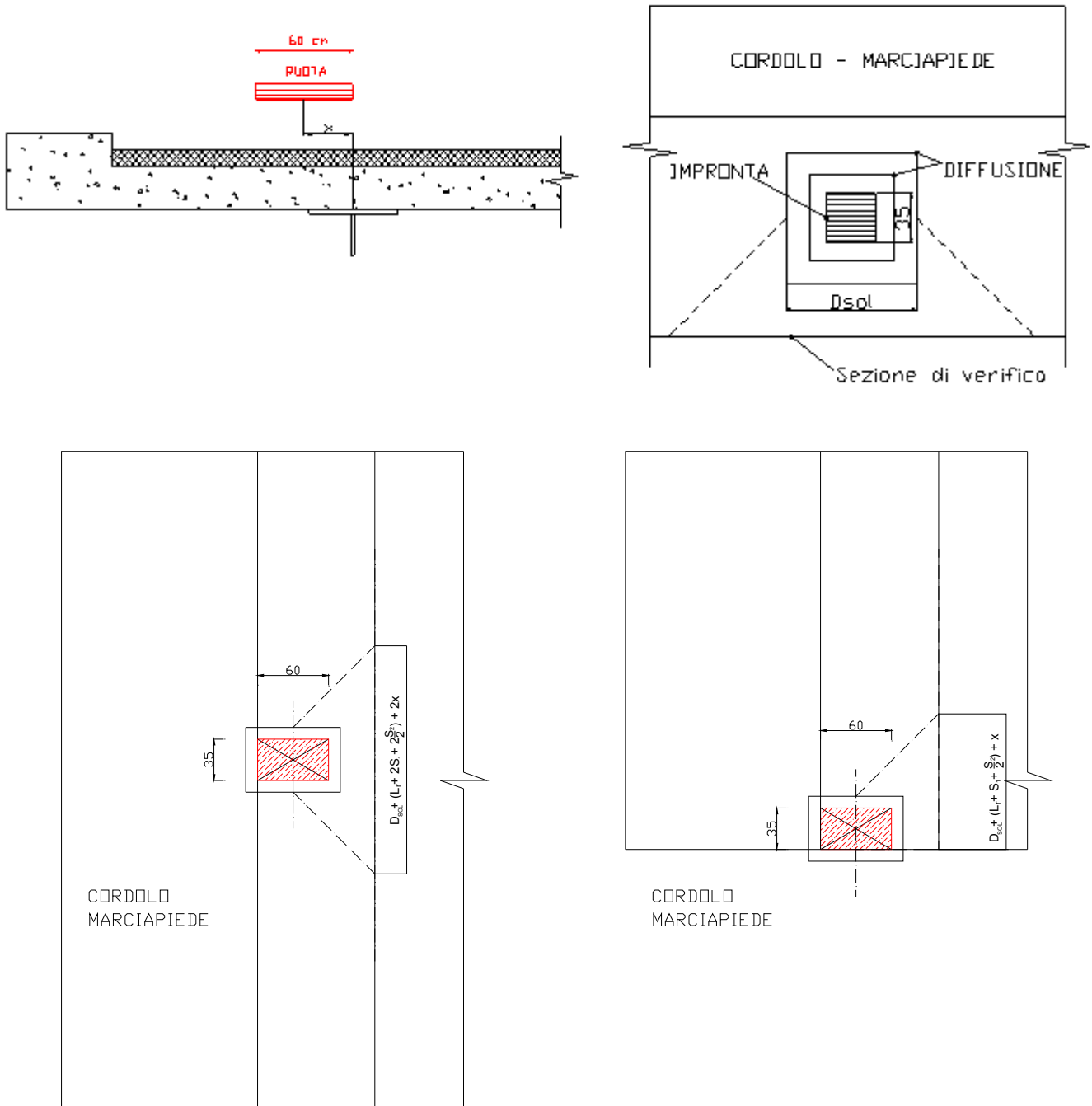
## Schema di carico 1



sez. corrente:  $120 + 88 + 2 \times (200 - 125 - 50) = 258 \text{ cm}$

sez. estremità:  $120 + 64 + (200 - 125 - 50) = 209 \text{ cm}$

## Schema di carico 2



sez. corrente:  $83 + 2 \times (200 - 125 - 30) = 173 \text{ cm}$   
 sez. estremità:  $59 + (200 - 125 - 30) = 104 \text{ cm}$ .

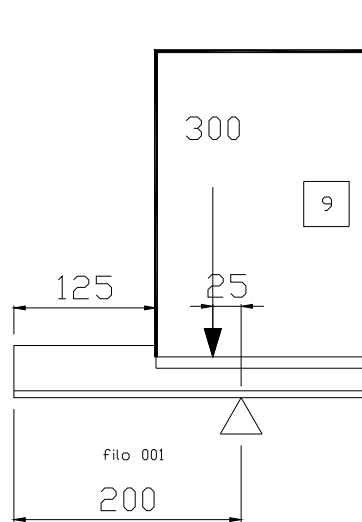
TAGLIOSchema di carico 2

sez. corrente:  $83 + 2 \times (60/2 + 26/2 + 11) = 191 \text{ cm}$   
 sez. estremità:  $59 + (60/2 + 26/2 + 11) = 113 \text{ cm}$

### 7.3 Effetti del carico da traffico

#### 7.3.1 Sbalzo

##### Schema di carico 1



##### Sezione corrente

$$l_{coll} = 2.58 \text{ m}$$

$$\phi = 1.0$$

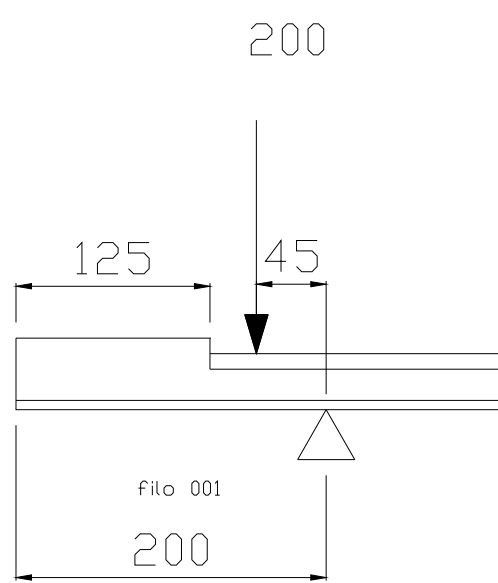
$$M_D = -300 \cdot 0.25 / 2.58 - 9 \times 0.75^2 / 2 \cong -31.6 \text{ kNm/m}$$

##### Sezione d'estremità

$$l_{coll} = 2.09 \text{ m}$$

$$\phi = 1.3$$

$$M_D = -(300 \cdot 0.25 / 2.09 + 9 \times 0.75^2 / 2) \times 1.3 \cong -49.95 \text{ kNm/m.}$$

Schema di carico 2Momento flettente

Sezione corrente

$$l_{coll} = 1.73 \text{ m}$$

$$\phi = 1.0$$

$$M_D = -200 \times 0.45 / 1.73 \cong -52.03 \text{ kNm/m}$$

Sezione d'estremità

$$l_{coll} = 1.04 \text{ m}$$

$$\phi = 1.3$$

$$M_D = (200 \times 0.45 / 1.04) \times 1.3 \cong -112.5 \text{ kNm/m.}$$

Taglio

Sezione corrente

$$l_{coll} = 1.91 \text{ m}$$

$$\phi = 1.0$$

$$V_{D,dx} = -200 / 1.91 \cong -104.72 \text{ kN/m.}$$

Sezione d'estremità

$$l_{coll} = 1.13 \text{ m}$$

$$\phi = 1.3$$

$$V_{D,dx} = (200 / 1.13) \times 1.3 \cong -230.09 \text{ kN/m.}$$



### 7.3.2 Massimo momento flettente in campata

Schema di carico 1

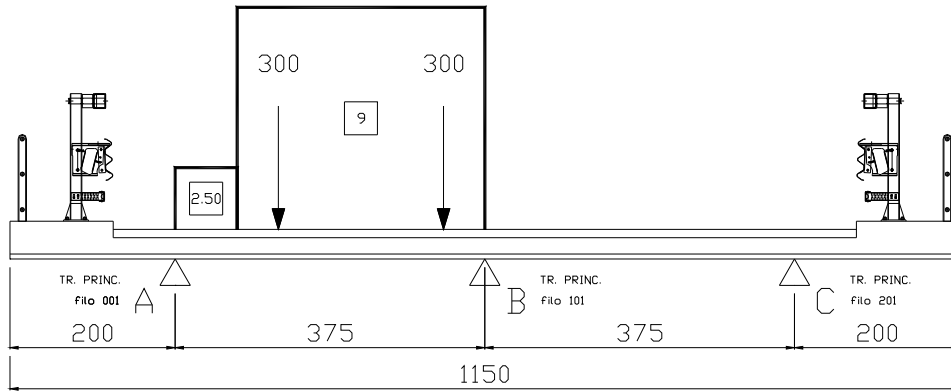


Diagramma del momento flettente per carichi concentrati

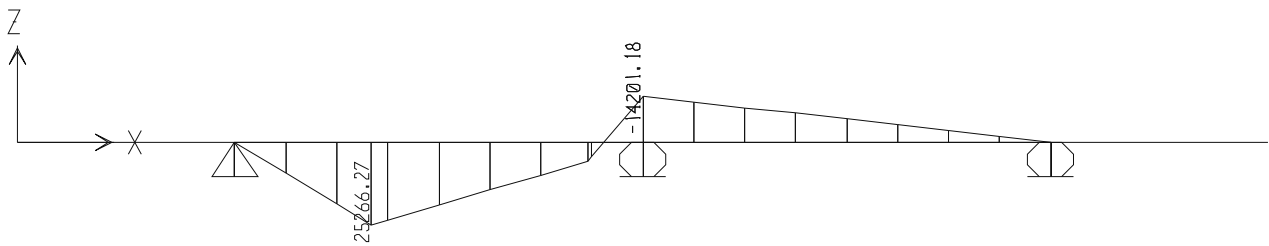
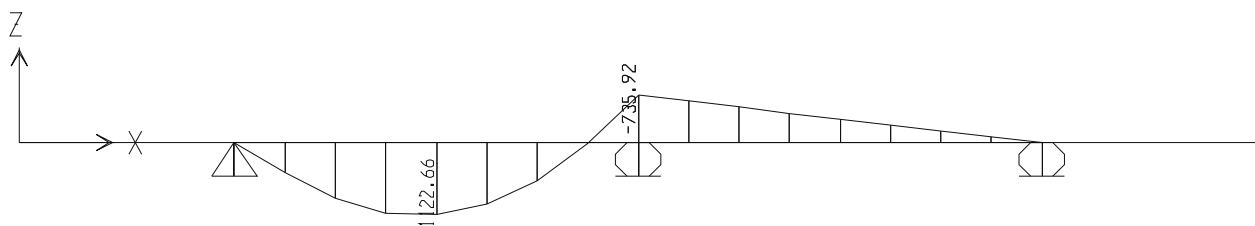


Diagramma del momento flettente per carichi distribuiti





### 7.3.3 Minimo momento flettente su appoggio centrale

Si considera lo schema di carico 1

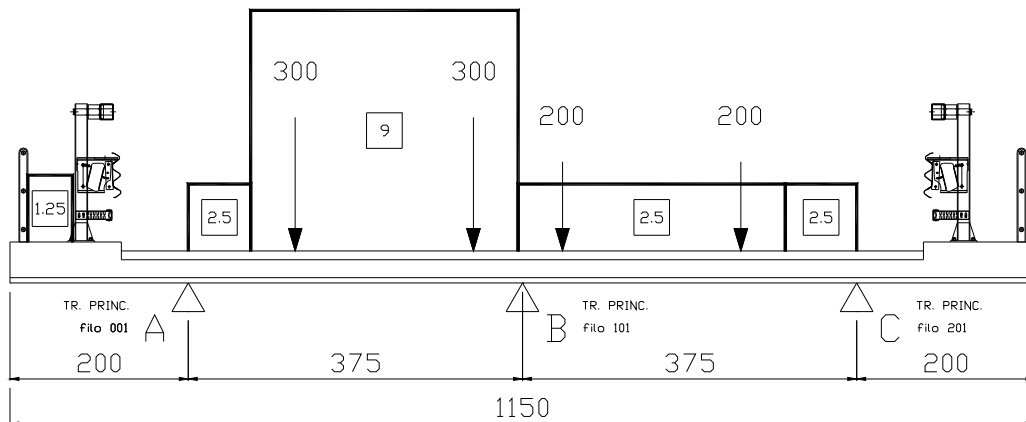


Diagramma del momento flettente per carichi concentrati

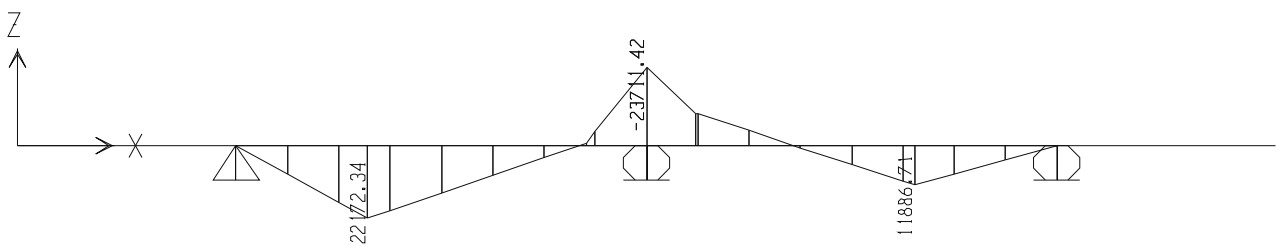
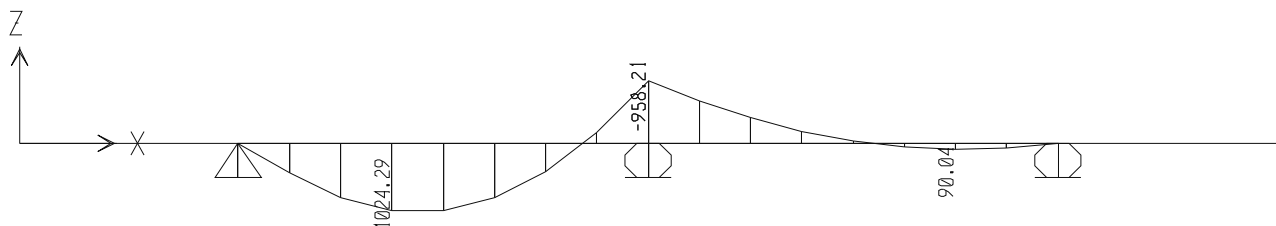


Diagramma del momento flettente per carichi distribuiti



Sezione corrente

$$l_{\text{coll}} = 3.955 \text{ m}$$

$$\phi = 1.0$$

$$M_B = -237.11 / 3.955 - 9.58 \cong -69.53 \text{ kNm/m}$$

Sezione d'estremità

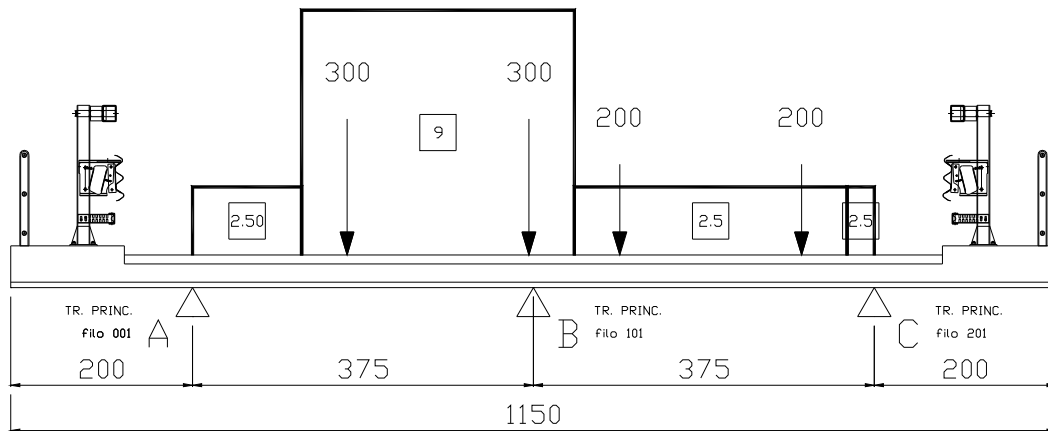
$$l_{\text{coll}} = 2.778 \text{ m}$$

$$\phi = 1.3$$

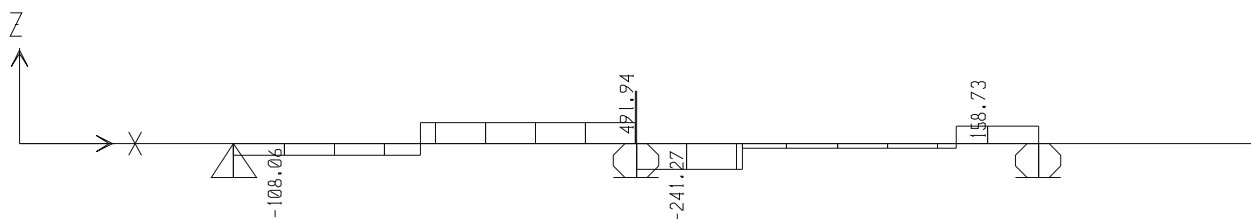
$$M_B = -(237.11 / 2.778 + 9.58) \times 1.3 \cong -123.42 \text{ kNm/m.}$$

### 7.3.4 Taglio su appoggio centrale

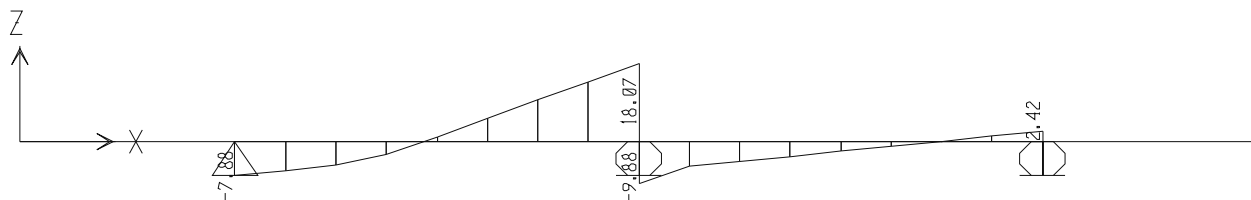
Si considera lo schema di carico 1



#### Diagramma del taglio per carichi concentrati



#### Diagramma del taglio e per carichi distribuiti



#### Sezione corrente

$$l_{coll} = 3.955 \text{ m}$$

$$\phi = 1.0$$

$$T_{AB} = 491.94 / 3.955 + 18.05 \cong 142.45 \text{ kN/m}$$

#### Sezione d'estremità

$$l_{coll} = 2.778 \text{ m}$$

$$\phi = 1.3$$

$$T_{AB} = (491.94 / 2.778 + 18.05) \times 1.3 \cong 253.71 \text{ kN/m}$$

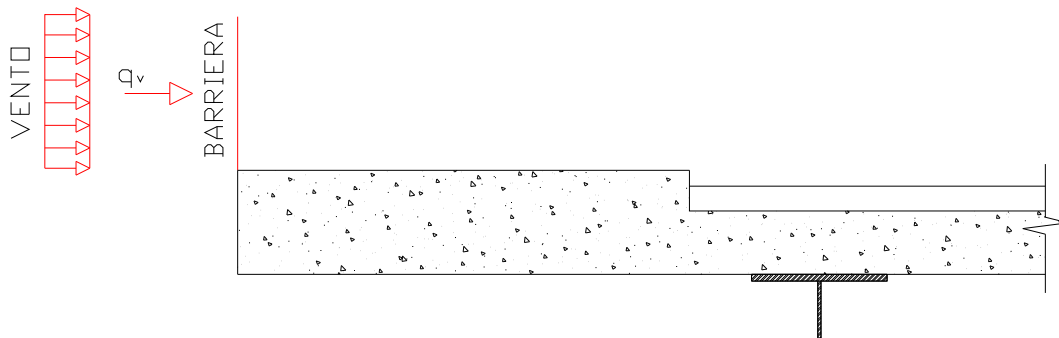
## 7.4 Vento

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

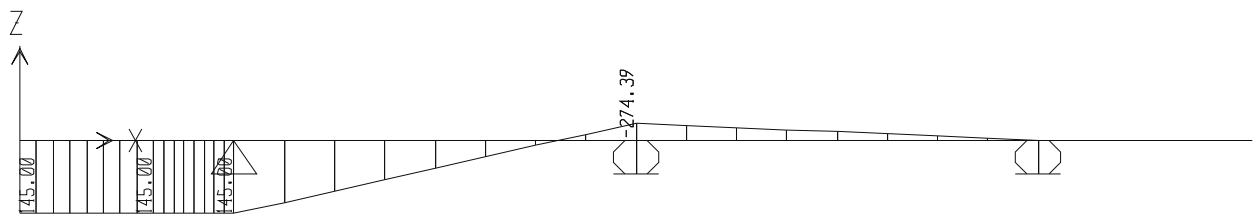
$$p_{\text{sopravento}} = 1.225 \text{ kN/m}^2.$$

Cautelativamente le verifiche vengono condotte considerando una pressione agente sulla barriera sopravvento pari alla pressione totale agente sull'intera struttura metallica:

$$p_{\text{tot}} = 2.068 \text{ kN/m}^2$$



Diaframma del momento flettente



$$M_A = [2.067 \times (3+0.26/2+0.20)^2/2] \cong \pm 11.46 \text{ kNm.}$$

$$M_{AB} (x=L/2) = \pm 4.35 \text{ kNm;}$$

$$M_B = \pm 2.75 \text{ kNm.}$$

## 7.5 Urto del veicolo in svio

Veicolo in svio: In accordo con i par. 5.1.3.10 e 3.6.3.3.2 del DM 2008 si considera un'azione orizzontale di 100 kN distribuita su 50 cm ed applicata a 1 m dal piano viario; il momento conseguente viene ripartito su una larghezza collaborante dovuta alla diffusione a 45° fino a metà soletta e fino all'asse travi.

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

$$M = -100 \times (1.00 + 0.20 + 0.11 + 0.26 / 2) = -144 \text{ kNm.}$$

Ipotizzando una diffusione rigida a 45° dall'alto verso il basso (per G.R. fortemente elastici è lecito considerare una diffusione maggiore) e considerando uno spessore minimo del cordolo di 20 cm, si ottiene che la diffusione sul piano medio della soletta è:

$$D_{sol} = 0.5 + 2 \times (1.0 + 0.20 + 0.26 / 2) = 3.16 \text{ m}$$

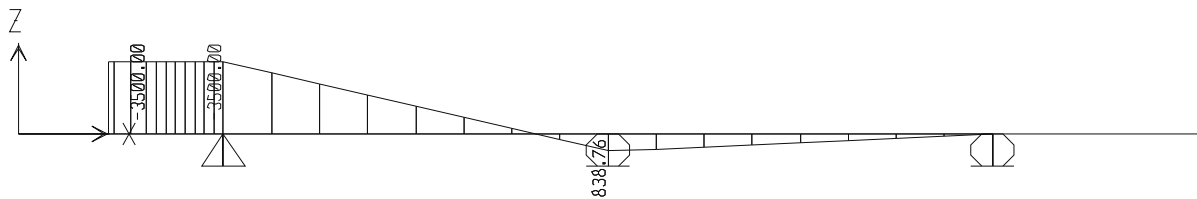
### 7.5.1 Sbalzo

Assumendo una larghezza collaborante

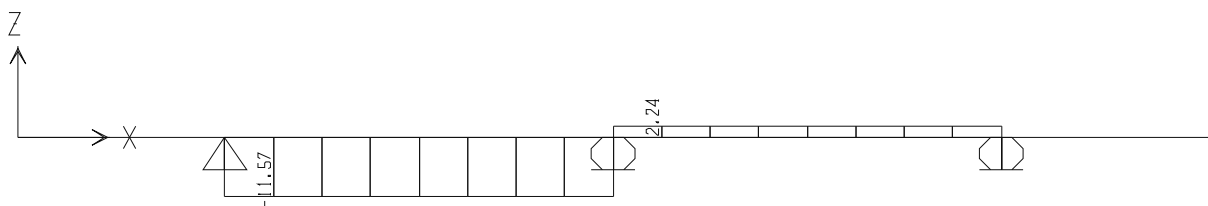
$$L_{coll} = 3.16 + 2 \times 0.5 = 4.16 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_A = - 144.0 / 4.16 \cong - 35 \text{ kNm/m}$$

Diaframma del momento flettente



Diaframma del taglio



$$M_A = - 35 \text{ kNm/m};$$

$$M_{AB(x = L/2 \text{ cm})} \cong - 13.3 \text{ kNm/m};$$

$$T_{AB} \cong -11.57 \text{ kN/m};$$

$$M_B \cong 8.38 \text{ kNm/m};$$

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

## 8 AZIONI DI VERIFICA

In accordo con i paragrafi. 2.5.3 e 5.1.3.12 del DM 14/01/2008 si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- **combinazione frequente (SLE):**

Fasell x 1 + Acc. Traff. x 0.75

- **combinazione quasi permanente(SLE):**

Fasell x 1 + Acc. Traff. x 0

- **combinazione A1 STR (SLU):**

Fase II x 1.5 + carichi mobili x 1.35 + vento x 0.9.

- **combinazione eccezionale E (SLU):**

Fase II x 1.0 + carichi mobili (SCHEMA 2) x 1.0 + urto x 1.0.



## 8.1 Riepilogo delle sollecitazioni di verifica per la sezione corrente

### Sbalzo

$$\begin{aligned}
 \mathbf{f} \quad \mathbf{M}_D &= 1.157 \times (-15.93 \times 1.0 - 52.03 \times 0.75) \cong -63.58 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{q.p.} \quad \mathbf{M}_D &= 1.157 \times (-15.93 \times 1.0 - 52.03 \times 0) \cong -18.43 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{A1STR} \quad \mathbf{M}_D &= 1.157 \times (-15.93 \times 1.5 - 52.03 \times 1.35 - 11.46 \times 0.9) \cong -120.85 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{V}_{D,dx} &= 1.157 \times (12.50 \times 1.5 + 104.72 \times 1.35) \cong 185.26 \text{ kN/m} \\
 \mathbf{E} \quad \mathbf{M}_D &= 1.157 \times (-15.93 \times 1.0 - 52.03 \times 1.0 - 35 \times 1.0) \cong -119.12 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{V}_{D,dx} &= 1.157 \times (12.50 \times 1.0 + 104.72 \times 1.0) \cong 136.62 \text{ kN/m}.
 \end{aligned}$$

### Campata

$$\begin{aligned}
 \mathbf{f} \quad \mathbf{M}_{AB} &= 1.157 \times (+2.43 + 75.11 \times 0.75) \cong +67.99 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{q.p.} \quad \mathbf{M}_{AB} &\cong 1.157 \times (2.43) \cong +2.84 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{A1STR} \quad \mathbf{M}_{AB} &= 1.157 \times (2.43 \times 1.5 + 75.11 \times 1.35 + 4.35 \times 0.9) \cong +126.06 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{E} \quad \mathbf{M}_{AB} &= 1.157 \times (2.43 + 75.11 \times 1.0 - 13.5 \times 1.0) \cong +105.33 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

### Appoggio interno

$$\begin{aligned}
 \mathbf{f} \quad \mathbf{M}_B &= 1.157 \times (-2.43 \times 1.0 - 69.53 \times 0.75) \cong -63.14 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{q.p.} \quad \mathbf{M}_B &= 1.157 \times (-2.43 \times 1.0 - 69.53 \times 0) \cong -2.83 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{A1STR} \quad \mathbf{M}_B &= 1.157 \times (-2.43 \times 1.5 - 69.53 \times 1.35 - 2.75 \times 0.9) \cong -115.68 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{V}_{BA} &= 1.157 \times (0.72 \times 1.5 + 142.45 \times 1.35) \cong 223.75 \text{ kN/m} \\
 \mathbf{E} \quad \mathbf{M}_B &= 1.157 \times (-2.43 \times 1.0 - 69.53 \times 1.0 + 8.38 \times 1.0) \cong -92.95 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{V}_{BA} &= 1.157 \times (0.72 \times 1.0 + 142.45 \times 1.0 + 11.57) = 179.03 \text{ kN/m}.
 \end{aligned}$$

*N.B. A favore di sicurezza si trascurano gli effetti relativi a faselli e urto, se di segno opposto a quelli relativi ai carichi mobili.*

## 8.2 Riepilogo delle sollecitazioni di verifica per le sezioni di estremità

### Sbalzo

$$\begin{aligned}
 \mathbf{f} \quad \mathbf{M}_D &= 1.157 \times (-15.93 \times 1.0 - 112.5 \times 0.75) \cong -116.05 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{q.p.} \quad \mathbf{M}_D &= 1.157 \times (-15.93 \times 1.0 - 112.5 \times 0) \cong -18.43 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{A1STR} \quad \mathbf{M}_D &= 1.157 \times (-15.93 \times 1.5 - 112.5 \times 1.35 - 11.46 \times 0.9) \cong -215.30 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{V}_{D,dx} &= 1.157 \times (12.50 \times 1.5 + 230.09 \times 1.35) \cong 381.08 \text{ kN/m} \\
 \mathbf{E} \quad \mathbf{M}_D &= 1.157 \times (-15.93 \times 1.0 - 112.5 \times 1.0 - 35 \times 1.0) \cong -189.09 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{V}_{D,dx} &= 1.157 \times (12.50 \times 1.0 + 230.09 \times 1.0) \cong 280.68 \text{ kN/m}.
 \end{aligned}$$

### Campata

$$\begin{aligned}
 \mathbf{f} \quad \mathbf{M}_{AB} &= 1.157 \times (+2.43 + 143.11 \times 0.75) \cong +127.00 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{q.p.} \quad \mathbf{M}_{AB} &\cong 1.157 \times (2.43) \cong +2.83 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{A1STR} \quad \mathbf{M}_{AB} &= 1.157 \times (2.43 \times 1.5 + 143.11 \times 1.35 + 4.35 \times 0.9) \cong +232.28 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{E} \quad \mathbf{M}_{AB} &= 1.157 \times (2.43 + 143.11 \times 1.0 - 13.5 \times 1.0) \cong +182.03 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

### Appoggio interno

$$\begin{aligned}
 \mathbf{f} \quad \mathbf{M}_B &= 1.157 \times (-2.43 \times 1.0 - 123.42 \times 0.75) \cong -109.91 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{q.p.} \quad \mathbf{M}_B &= 1.157 \times (-2.43 \times 1.0 - 123.42 \times 0) \cong -2.83 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{A1STR} \quad \mathbf{M}_B &= 1.157 \times (-2.43 \times 1.5 - 123.42 \times 1.35 - 2.75 \times 0.9) \cong -199.86 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{V}_{BA} &= 1.157 \times (0.72 \times 1.5 + 253.71 \times 1.35) \cong 397.53 \text{ kN/m} \\
 \mathbf{E} \quad \mathbf{M}_B &= 1.157 \times (-2.43 \times 1.0 - 123.42 \times 1.0 + 8.38 \times 1.0) \cong -155.23 \text{ kNm/m} \\
 \mathbf{V}_{BA} &= 1.157 \times (0.72 \times 1.0 + 253.71 \times 1.0 + 11.57) = 307.76 \text{ kN/m}.
 \end{aligned}$$

N.B. A favore di sicurezza si trascurano gli effetti relativi a flessione e urto, se di segno opposto a quelli relativi ai carichi mobili.

## 9 VERIFICHE A FESSURAZIONE (S.L.E.)

### 9.1 Introduzione

In accordo con il par. 5.1.4.4 del DM 14/01/08 nel caso di struttura in cls ordinario si rispettano le limitazioni di tab. 4.1.IV relative al caso di armature poco sensibili. Si verificano unicamente le combinazioni di carico delle sezioni correnti.

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

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

Essendo, in accordo con il par. 4.1.2.2.4:

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

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

## 9.2 Sezione in campata

### Sezione corrente- campata

#### Dimensioni della sezione di calcolo

Altezza totale	h =	26 cm
Altezza utile	d =	21 cm
Larghezza di calcolo	b =	100 cm
Area Acciaio teso	As =	25.75 cm <sup>2</sup>
Area Acciaio compresso	As' =	15.70 cm <sup>2</sup>

lembo superiore: 1  $\Phi$  20/20

lembo inferiore: 1  $\Phi$  16/20 + 1  $\Phi$  20/20

Calcestruzzo  $R_{ck} =$  400 daN/cm<sup>2</sup>

Copriferro teso (da baric arm tesa) c = 5 cm

Copriferro compresso (da baric arm compr) d' = 3 cm

Ricoprimento acciaio teso  $r_t =$  4.0945 cm

Ricoprimento acciaio compresso  $r_c =$  2 cm

Momento sollecitante II comb. MII 68.00 kN m

Momento sollecitante III comb. MIII 3.00 kN m

asse neutro (distanza dal bordo compresso) x = 8.45 cm

Momento di inerzia della sezione omog. Ji = 87937 cm<sup>4</sup>

Area omogeneizzata Ai = 1466.3 cm<sup>2</sup>

### **Verifica a flessione**

#### Tensione di prima fessurazione a trazione

Tensione nell'acciaio teso  $\sigma_{ar} =$  1011.9 daN/cm<sup>2</sup>

#### Verifica di seconda combinazione

Tensione nel calcestruzzo  $\sigma_{cII} =$  -65.3 daN/cm<sup>2</sup>

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase  $\sigma_{a2-3II} =$  1456.2 daN/cm<sup>2</sup>

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$\sigma_{sII} =$  1456.2 daN/cm<sup>2</sup>

Tensione nell'acciaio compresso  $\sigma_{a'II} =$  -631.6 daN/cm<sup>2</sup>

Verifica di terza combinazione

Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{cII} =$	-2.9 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio teso - fase 1	$\sigma_{s1II} =$	0 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase	$\sigma_{a2-3II} =$	64.2 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio teso - complessiva	$\sigma_{sII} =$	64.2 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio compresso	$\sigma_{a'II} =$	-27.9 daN/cm <sup>2</sup>

**Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure**

diametro medio barre tese	$\Phi_t =$	1.81 cm
interasse medio barre tese	$f_c =$	10.00 cm
diametro medio barre compresse	$\Phi_c =$	2.00 cm
interasse medio barre compresse	$f_c =$	20.00 cm
baric. sez.fess.dal lembo inferiore	$y_{gf} =$	8.45 cm
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	13.23 cm
asse neutro x	$y_n =$	8.45 cm
braccio coppia interna	$z =$	18.18 cm
Momento d'inerzia sezione fessurata	$I_f =$	87937 cm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia sez.interamente reagente	$I_i =$	194735 cm <sup>4</sup>
Momento di prima fessurazione a flessione	$M_{1f} =$	5670 daN m
Momento di prima fessurazione a trazione	$M_{1t} =$	4725 daN m
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	3307 daN m
	$b_{eff} =$	100 cm
	$d_{eff} =$	8.78 cm
Area efficace	$A_{eff} =$	878 cm <sup>2</sup>

Verifica di seconda combinazione

	$k_2 =$	0.4
	$k_3 =$	0.125
	$\beta_1 =$	1
	$\beta_2 =$	0.5
Distanza media tra le fessure	$s_{rm} =$	13.28 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.00054
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.07 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_{1adm} =$	0.30 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.12 mm
VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_{1adm}$		

Verifica di terza combinazione

	$k_2 =$	0.4
	$k_3 =$	0.125
	$\beta_1 =$	1
	$\beta_2 =$	0.5
Distanza media tra le fessure	$s_{rm} =$	13.28 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.00001 mm
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.00 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_{1adm} =$	0.2 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.00 mm
VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_{1adm}$		

### 9.3 Sezione su appoggio

#### Sezione corrente - Pila

##### Dimensioni della sezione di calcolo

Altezza totale	h =	26 cm
Altezza utile	d =	23 cm
Larghezza di calcolo	b =	100 cm
Area Acciaio teso	As =	15.70 cm <sup>2</sup>
Area Acciaio compresso	As' =	15.70 cm <sup>2</sup>

lembo superiore: 1  $\Phi$  20/20

lembo inferiore: 1  $\Phi$  20/20

Calcestruzzo  $R_{ck} = 400 \text{ daN/cm}^2$

Copriferro teso (da baric arm tesa) c = 3 cm

Copriferro compresso (da baric arm compr) d' = 6 cm

Ricoprimento acciaio teso  $r_t = 2 \text{ cm}$

Ricoprimento acciaio compresso  $r_c = 5 \text{ cm}$

Momento sollecitante II comb. MII 64.00 kN m

Momento sollecitante III comb. MIII 3.00 kN m

asse neutro (distanza dal bordo compresso) x = 7.89 cm

Momento di inerzia della sezione omog. Ji = 70981 cm<sup>4</sup>

Area omogeneizzata Ai = 1260.1 cm<sup>2</sup>

#### **Verifica a flessione**

##### Tensione di prima fessurazione a trazione

Tensione nell'acciaio teso  $\sigma_{ar} = 1406.8 \text{ daN/cm}^2$

##### Verifica di seconda combinazione

Tensione nel calcestruzzo  $\sigma_{cII} = -71.1 \text{ daN/cm}^2$

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase  $\sigma_{a2-3II} = 2043.5 \text{ daN/cm}^2$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$\sigma_{sII} = 2043.5 \text{ daN/cm}^2$

Tensione nell'acciaio compresso

$\sigma_{a'II} = -255.7 \text{ daN/cm}^2$

Verifica di terza combinazione

Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{cII} =$	-3.3 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio teso - fase 1	$\sigma_{s1II} =$	0 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase	$\sigma_{a2-3II} =$	95.8 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio teso - complessiva	$\sigma_{sII} =$	95.8 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio compresso	$\sigma_{a'II} =$	-12.0 daN/cm <sup>2</sup>

**Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure**

diametro medio barre tese	$\Phi_t =$	2.00 cm
interasse medio barre tese	$f_c =$	20.00 cm
diametro medio barre compresse	$\Phi_c =$	2.00 cm
interasse medio barre compresse	$f_c =$	20.00 cm
baric. sez.fess.dal lembo inferiore	$y_{gf} =$	7.89 cm
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	13.23 cm
asse neutro x	$y_n =$	7.89 cm
braccio coppia interna	$z =$	20.37 cm
Momento d'inerzia sezione fessurata	$I_f =$	70981 cm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia sez.interamente reagente	$I_i =$	181556 cm <sup>4</sup>
Momento di prima fessurazione a flessione	$M_{1f} =$	5287 daN m
Momento di prima fessurazione a trazione	$M_{1t} =$	4406 daN m
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	3084 daN m
	$b_{eff} =$	100 cm
	$d_{eff} =$	9.05 cm
Area efficace	$A_{eff} =$	905 cm <sup>2</sup>



Verifica di seconda combinazione

	$k_2 =$	0.4
	$k_3 =$	0.125
	$\beta_1 =$	1
	$\beta_2 =$	0.5
Distanza media tra le fessure	$s_{rm} =$	13.77 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.00076
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.10 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_{1adm} =$	0.30 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.18 mm
VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_{1adm}$		

Verifica di terza combinazione

	$k_2 =$	0.4
	$k_3 =$	0.125
	$\beta_1 =$	1
	$\beta_2 =$	0.5
Distanza media tra le fessure	$s_{rm} =$	13.77 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.00002 mm
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.00 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_{1adm} =$	0.2 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.00 mm
VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_{1adm}$		

## 9.4 Sezione su sbalzo

### Sezione corrente - Pila

#### Dimensioni della sezione di calcolo

Altezza totale	h =	26 cm
Altezza utile	d =	23 cm
Larghezza di calcolo	b =	100 cm
Area Acciaio teso	As =	20.10 cm <sup>2</sup>
Area Acciaio compresso	As' =	10.05 cm <sup>2</sup>

lembo superiore: 1  $\Phi$  16/10

lembo inferiore: 1  $\Phi$  16/20

Calcestruzzo	R <sub>ck</sub> =	400 daN/cm <sup>2</sup>
Copriferro teso (da baric arm tesa)	c =	3 cm
Copriferro compresso (da baric arm compr)	d' =	6 cm
Ricoprimento acciaio teso	r <sub>t</sub> =	2.2 cm
Ricoprimento acciaio compresso	r <sub>c</sub> =	5.2 cm
Momento sollecitante II comb.	MII	64.00 kN m
Momento sollecitante III comb.	MIII	19.00 kN m

asse neutro (distanza dal bordo compresso) x= 8.79 cm

Momento di inerzia della sezione omog. Ji= 84680 cm<sup>4</sup>

Area omogeneizzata Ai= 1331.1 cm<sup>2</sup>

### **Verifica a flessione**

#### Tensione di prima fessurazione a trazione

Tensione nell'acciaio teso  $\sigma_{ar} = 1161.4 \text{ daN/cm}^2$

#### Verifica di seconda combinazione

Tensione nel calcestruzzo  $\sigma_{cII} = -66.4 \text{ daN/cm}^2$

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase  $\sigma_{a2-3II} = 1611.0 \text{ daN/cm}^2$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$\sigma_{sII} = 1611.0 \text{ daN/cm}^2$

Tensione nell'acciaio compresso

$\sigma_{a'II} = -316.3 \text{ daN/cm}^2$

Verifica di terza combinazione

Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{cII} =$	-19.7 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio teso - fase 1	$\sigma_{s1II} =$	0 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase	$\sigma_{a2-3II} =$	478.3 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio teso - complessiva	$\sigma_{sII} =$	478.3 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio compresso	$\sigma_{aII} =$	-93.9 daN/cm <sup>2</sup>

**Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure**

diametro medio barre tese	$\Phi_t =$	1.60 cm
interasse medio barre tese	$f_c =$	10.00 cm
diametro medio barre compresse	$\Phi_c =$	1.60 cm
interasse medio barre compresse	$f_c =$	20.00 cm
baric. sez.fess.dal lembo inferiore	$y_{gf} =$	8.79 cm
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	13.64 cm
asse neutro x	$y_n =$	8.79 cm
braccio coppia interna	$z =$	20.07 cm
Momento d'inerzia sezione fessurata	$I_f =$	84680 cm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia sez.interamente reagente	$I_i =$	183996 cm <sup>4</sup>
Momento di prima fessurazione a flessione	$M_{1f} =$	5537 daN m
Momento di prima fessurazione a trazione	$M_{1t} =$	4614 daN m
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	3230 daN m
	$b_{eff} =$	100 cm
	$d_{eff} =$	8.61 cm
Area efficace	$A_{eff} =$	861 cm <sup>2</sup>

Verifica di seconda combinazione

	$k_2 =$	0.4
	$k_3 =$	0.125
	$\beta_1 =$	1
	$\beta_2 =$	0.5
Distanza media tra le fessure	$s_{rm} =$	9.83 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.00058
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.06 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_{1adm} =$	0.30 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.10 mm
VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_{1adm}$		

Verifica di terza combinazione

	$k_2 =$	0.4
	$k_3 =$	0.125
	$\beta_1 =$	1
	$\beta_2 =$	0.5
Distanza media tra le fessure	$s_{rm} =$	9.83 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.00009 mm
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.01 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_{1adm} =$	0.2 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.02 mm
VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_{1adm}$		

## **10            VERIFICHE DI RESISTENZA (S.L.U.)**

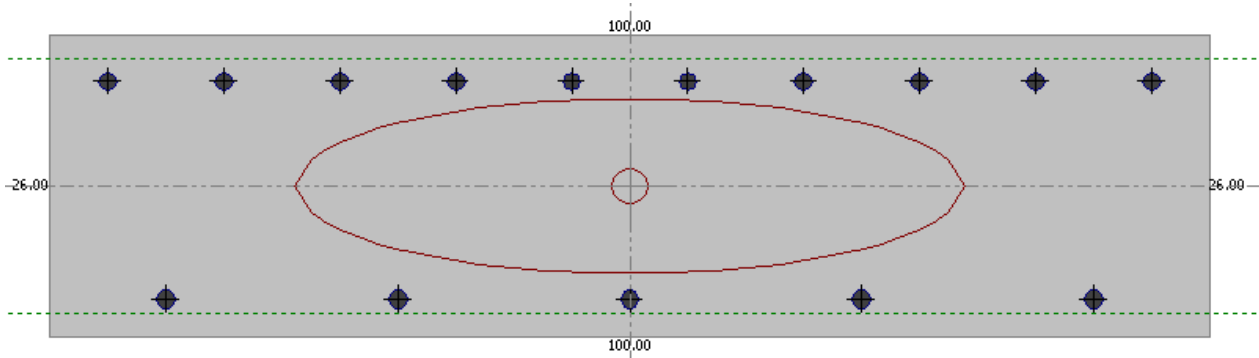
Nelle verifiche di resistenza di seguito riportate, cautelativamente, si trascura il contributo dell'armatura costituente i tralici delle predalles. Per la disposizione dell'armatura trasversale, si rimanda agli elaborati grafici relativi alla carpenteria ed armatura soletta.

### 10.1 Sbalzo - Sezione corrente

Momento flettente: = **-120.85 kNm/m**

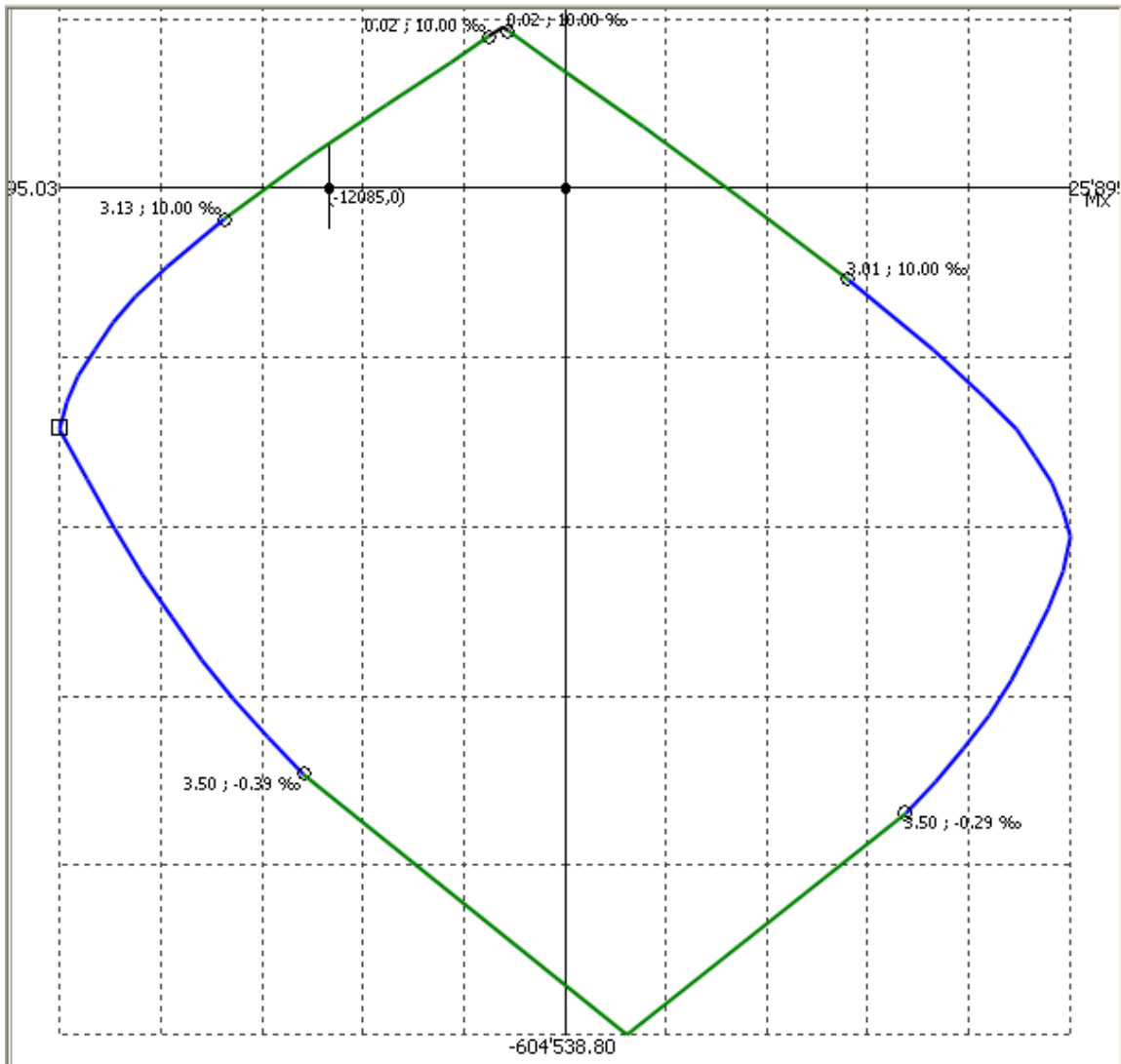
Ferri superiori: **1Φ16/10**

Ferri inferiori: **1Φ16/20 annegati nella predalles**



Si riporta di seguito il dominio di resistenza della sezione soggetta al momento di progetto della condizione ASTR1.

Cavalcavia Svincolo Montebelluna est – Relazione di calcolo soletta



<b>Parametri geometrici e statici</b>		
Area	A =	2600.0 cm <sup>2</sup>
Baricentro	xg =	0.0 cm
	yg =	0.0 cm
Momenti statici	Sx =	0.0 cm
	Sy =	0.0 cm
Momenti di inerzia	Ix =	146466.7 cm <sup>4</sup>
	Iy =	2166666.7 cm <sup>4</sup>
	Ixy =	0.0 cm <sup>4</sup>
	I1 =	146466.7 cm <sup>4</sup>
Inclinazione asse d'inerzia	I2 =	2166666.7 cm <sup>4</sup>
	a =	0.00 °
Raggi d'inerzia	i1 =	7.5 cm
	i2 =	28.9 cm
<b>Materiali sezioni</b>		
<b>Cls 400</b>		
Resistenza compressione cubica	Rck =	400.00 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Materiali armatura</b>		
<b>Fe B 44 k</b>		
Coefficiente omogeneizzazione	m =	15
Tensione ammissibile	s =	2'600.00 kg/cm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	fyk =	4'400.00 kg/cm <sup>2</sup>
Allungamento massimo	e =	‰
<b>Armatura</b>		
Rapporto armatura trazione	r =	0.77 % (trazione)
Rapporto armatura compressione	r =	0.39 % (compressione)
Armatura compressione	As' =	5Ø16
Armatura trazione	As =	10Ø16
<b>Carichi agenti</b>		
Azione assiale	N =	0.00 kg
Momenti flettenti	Mx =	-12'085.00 kg m
	My =	0.00 kg m
<b>Verifica di resistenza</b>		
Coefficiente di sicurezza	ks =	1.27
x/d	x =	0.210
Regione di rottura		IIb
Deformazione cls	e =	2.65 ‰
Deformazione Acciaio	e =	10.00 ‰ Acciaio snervato
<b>Deformazioni punto di lavoro</b>		
Cls compresso	e =	1.92 ‰
Cls teso	e =	-0.87 ‰
Ferro teso	e =	1.49 ‰
Ferro compresso	e =	-0.52 ‰



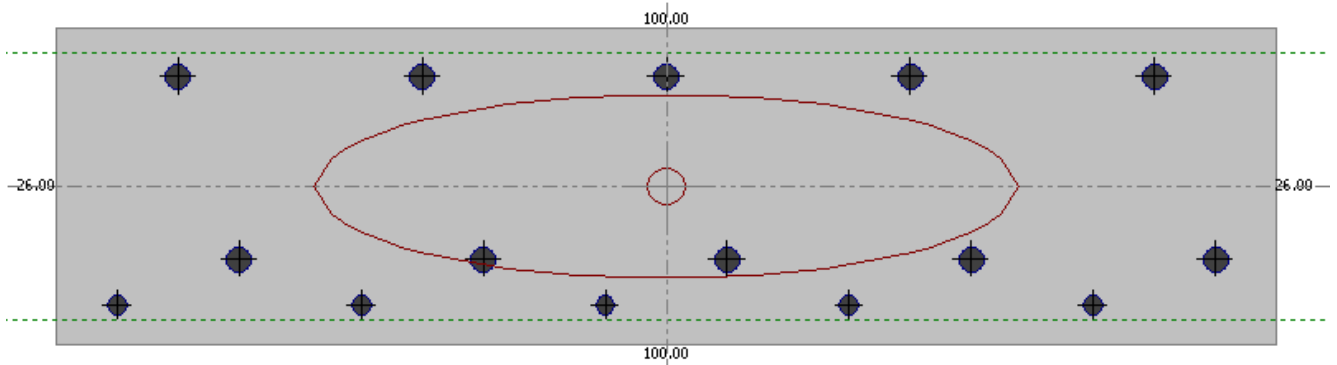
## 10.2 Campata – Sezione corrente

Momento flettente: = **126.06 kNm/m**

Ferri superiori: **1 $\Phi$ 20/20**

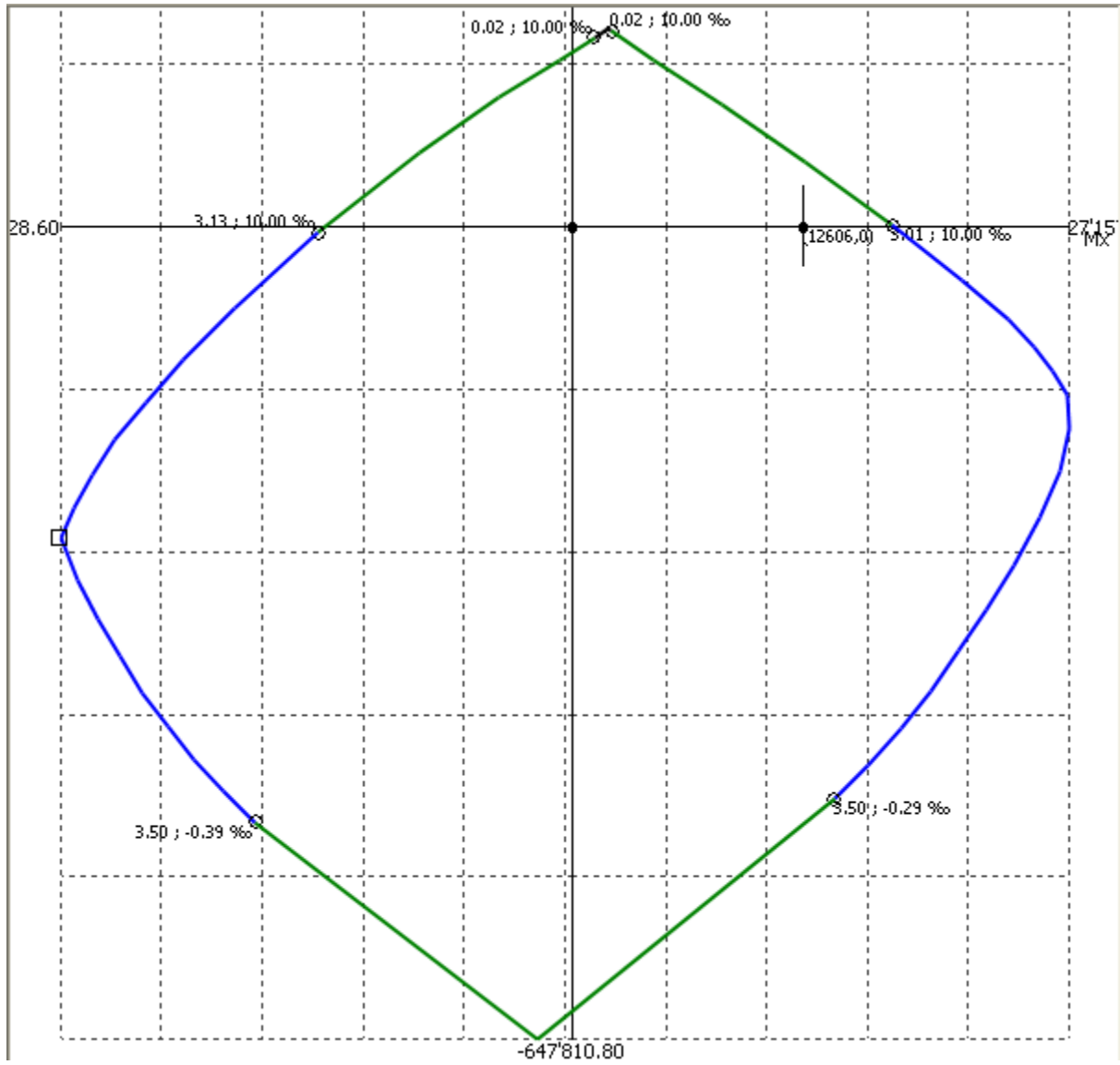
Ferri inferiori: **1 $\Phi$ 16/20 annegati nella predalles**

**1 $\Phi$ 20/20 appoggiati sulle predalles**



Si riporta di seguito il dominio di resistenza della sezione soggetta al momento di progetto della condizione ASTR1.

Cavalcavia Svincolo Montebelluna est – Relazione di calcolo soletta



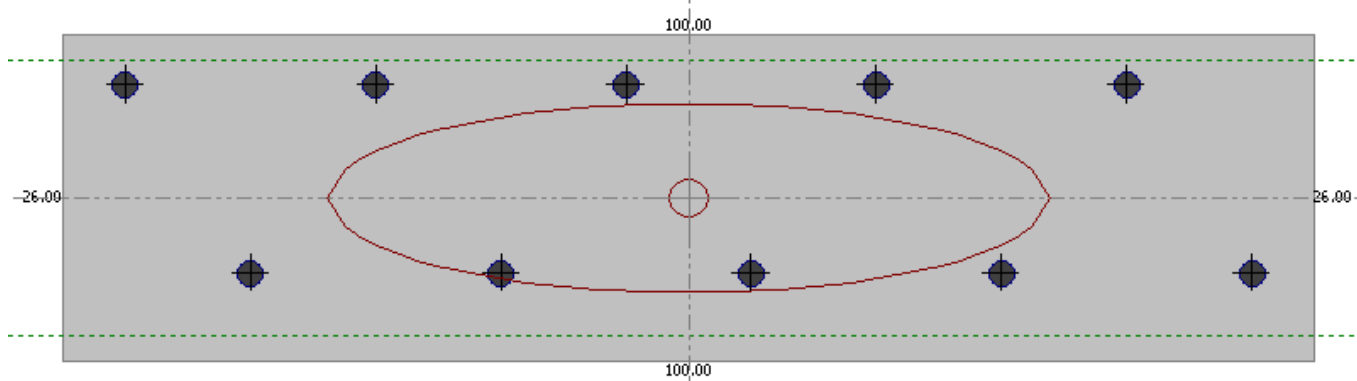
<b>Parametri geometrici e statici</b>		
Area	A =	2600.0 cm <sup>2</sup>
Baricentro	xg =	0.0 cm
	yg =	0.0 cm
Momenti statici	Sx =	0.0 cm
	Sy =	0.0 cm
Momenti di inerzia	Ix =	146466.7 cm <sup>4</sup>
	Iy =	2166666.7 cm <sup>4</sup>
	Ixy =	0.0 cm <sup>4</sup>
	I1 =	146466.7 cm <sup>4</sup>
Inclinazione asse d'inerzia	I2 =	2166666.7 cm <sup>4</sup>
	a =	0.00 °
Raggi d'inerzia	i1 =	7.5 cm
	i2 =	28.9 cm
<b>Materiali sezioni</b>		
<b>Cls 400</b>		
Resistenza compressione cubica	Rck =	400.00 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Materiali armatura</b>		
<b>Fe B 44 k</b>		
Coefficiente omogeneizzazione	m =	15
Tensione ammissibile	s =	2'600.00 kg/cm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	fyk =	4'400.00 kg/cm <sup>2</sup>
Allungamento massimo	e =	‰
<b>Armatura</b>		
Rapporto armatura trazione	r =	0.99 % (trazione)
Rapporto armatura compressione	r =	0.60 % (compressione)
Armatura compressione	As' =	5Ø20
Armatura trazione	As =	5Ø16+5Ø20
<b>Carichi agenti</b>		
Azione assiale	N =	0.00 kg
Momenti flettenti	Mx =	12'606.00 kg m
	My =	0.00 kg m
<b>Verifica di resistenza</b>		
Coefficiente di sicurezza	ks =	1.40
x/d	x =	0.233
Regione di rottura		IIb
Deformazione cls	e =	3.02 ‰
Deformazione Acciaio	e =	9.96 ‰ Acciaio snervato
<b>Deformazioni punto di lavoro</b>		
Cls compresso	e =	-0.92 ‰
Cls teso	e =	1.93 ‰
Ferro teso	e =	1.57 ‰
Ferro compresso	e =	-0.49 ‰

### 10.3 Appoggio interno – Sezione corrente

Momento flettente: = **-115.68 kNm/m**

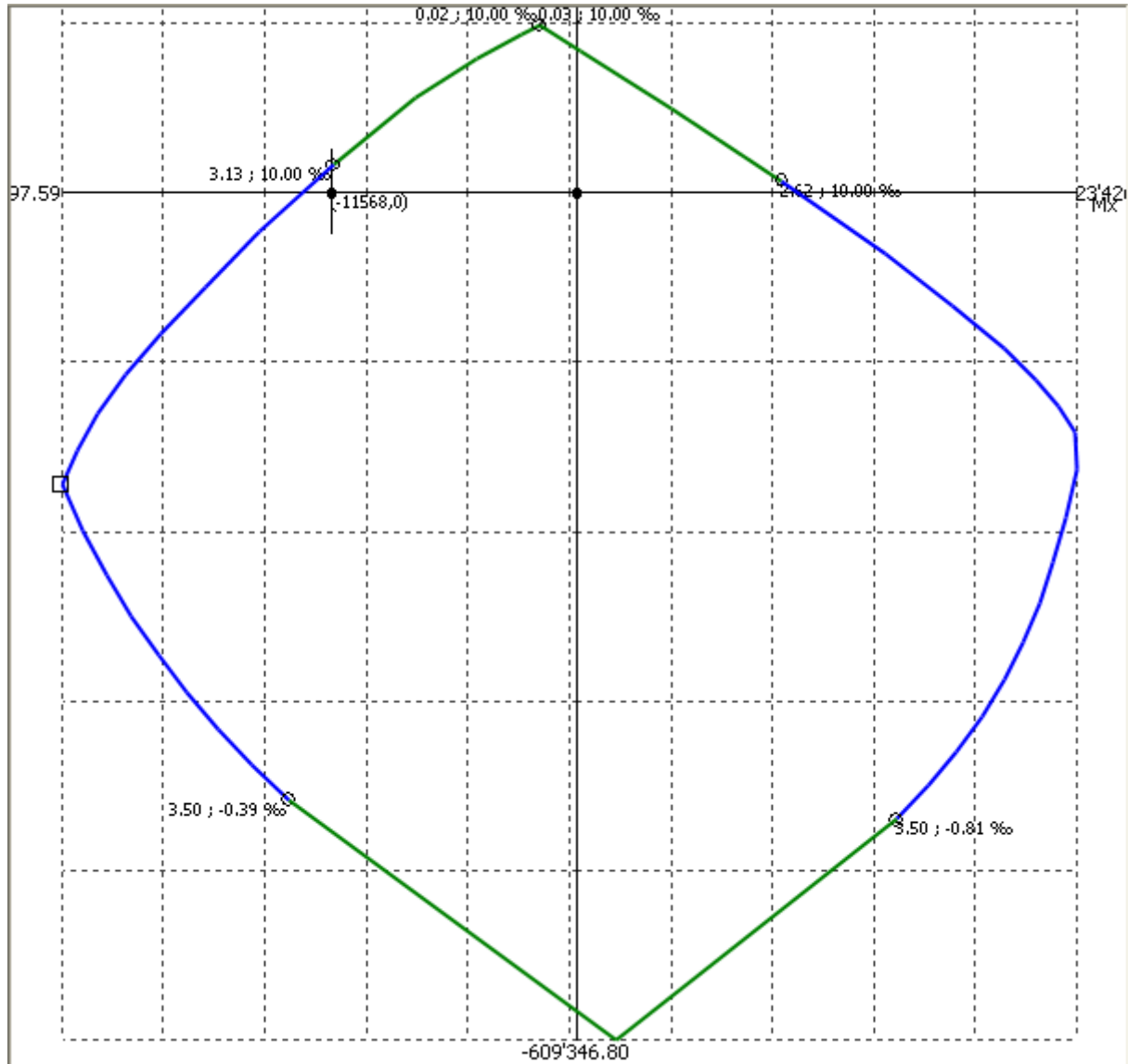
Ferri superiori: **1 $\Phi$ 20/20**

Ferri inferiori: **1 $\Phi$ 20/20 appoggiati sulle predalles**



Si riporta di seguito il dominio di resistenza della sezione soggetta al momento di progetto della condizione ASTR1.

Cavalcavia Svincolo Montebelluna est - Relazione di calcolo soletta



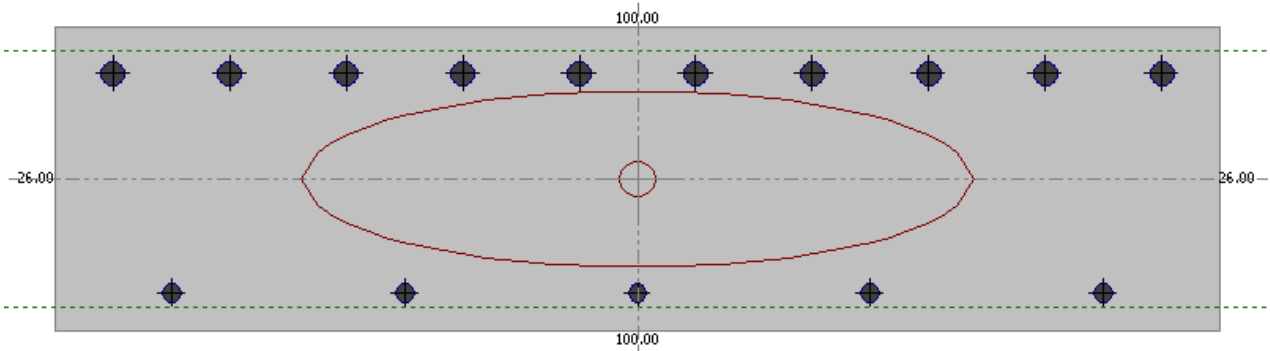
<b>Parametri geometrici e statici</b>		
Area	A =	2600.0 cm <sup>2</sup>
Baricentro	xg =	0.0 cm
	yg =	0.0 cm
Momenti statici	Sx =	0.0 cm
	Sy =	0.0 cm
Momenti di inerzia	Ix =	146466.7 cm <sup>4</sup>
	Iy =	2166666.7 cm <sup>4</sup>
	Ixy =	0.0 cm <sup>4</sup>
	I1 =	146466.7 cm <sup>4</sup>
	I2 =	2166666.7 cm <sup>4</sup>
Inclinazione asse d'inerzia	a =	0.00 °
Raggi d'inerzia	i1 =	7.5 cm
	i2 =	28.9 cm
<b>Materiali sezioni</b>		
<b>Cls 400</b>		
Resistenza compressione cubica	Rck =	400.00 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Materiali armatura</b>		
<b>Fe B 44 k</b>		
Coefficiente omogeneizzazione	m =	15
Tensione ammissibile	s =	2'600.00 kg/cm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	fyk =	4'400.00 kg/cm <sup>2</sup>
Allungamento massimo	e =	‰
<b>Armatura</b>		
Rapporto armatura trazione	r =	0.60 % (trazione)
Rapporto armatura compressione	r =	0.60 % (compressione)
Armatura compressione	As' =	5Ø20
Armatura trazione	As =	5Ø20
<b>Carichi agenti</b>		
Azione assiale	N =	0.00 kg
Momenti flettenti	Mx =	-11'568.00 kg m
	My =	0.00 kg m
<b>Verifica di resistenza</b>		
Coefficiente di sicurezza	ks =	1.12
x/d	x =	0.262
Regione di rottura		III
Deformazione cls	e =	3.29 ‰
Deformazione Acciaio	e =	9.27 ‰ Acciaio snervato
<b>Deformazioni punto di lavoro</b>		
Cls compresso	e =	1.35 ‰
Cls teso	e =	-0.82 ‰
Ferro teso	e =	1.02 ‰
Ferro compresso	e =	-0.27 ‰

#### 10.4 Sbalzo – Sezione di estremità

Momento flettente: = **-215.30 kNm/m**

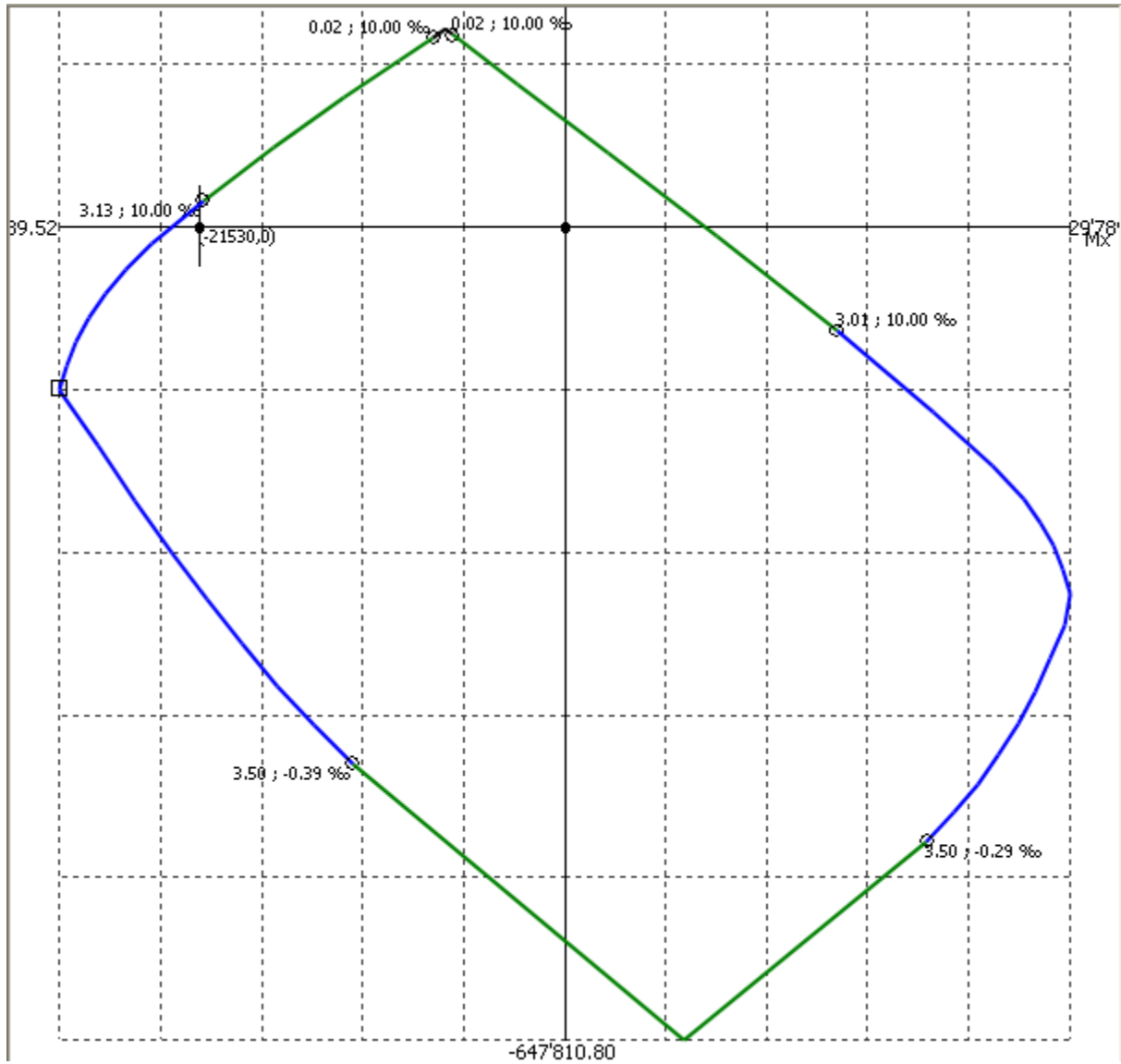
Ferri superiori: **1Φ20/10**

Ferri inferiori: **1Φ16/20 annegati nella predalles**



Si riporta di seguito il dominio di resistenza della sezione soggetta al momento di progetto della condizione ASTR1.

Cavalcavia Svincolo Montebelluna est – Relazione di calcolo soletta





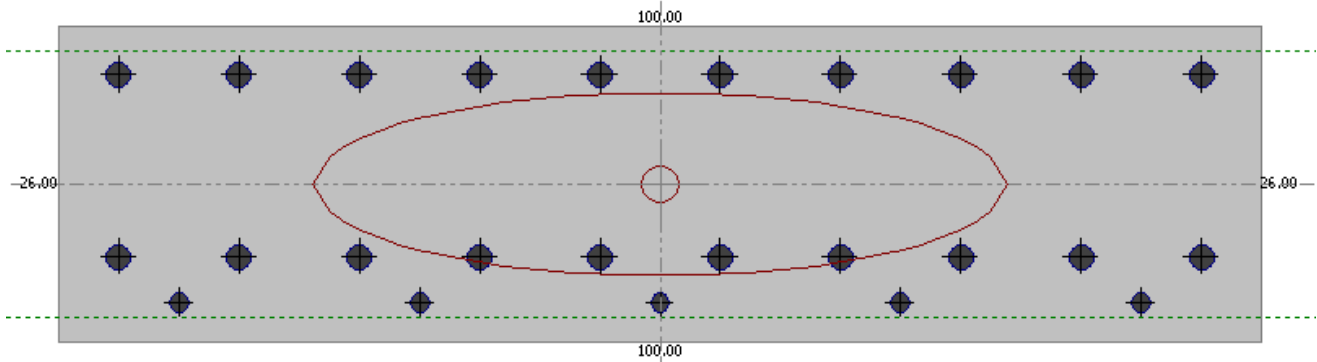
<b>Parametri geometrici e statici</b>		
Area	A =	2600.0 cm <sup>2</sup>
Baricentro	xg =	0.0 cm
	yg =	0.0 cm
Momenti statici	Sx =	0.0 cm
	Sy =	0.0 cm
Momenti di inerzia	Ix =	146466.7 cm <sup>4</sup>
	Iy =	2166666.7 cm <sup>4</sup>
	Ixy =	0.0 cm <sup>4</sup>
	I1 =	146466.7 cm <sup>4</sup>
Inclinazione asse d'inerzia	I2 =	2166666.7 cm <sup>4</sup>
	a =	0.00 °
Raggi d'inerzia	i1 =	7.5 cm
	i2 =	28.9 cm
<b>Materiali sezioni</b>		
<b>Cls 400</b>		
Resistenza compressione cubica	Rck =	400.00 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Materiali armatura</b>		
<b>Fe B 44 k</b>		
Coefficiente omogeneizzazione	m =	15
Tensione ammissibile	s =	2'600.00 kg/cm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	fyk =	4'400.00 kg/cm <sup>2</sup>
Allungamento massimo	e =	‰
<b>Armatura</b>		
Rapporto armatura trazione	r =	1.21 % (trazione)
Rapporto armatura compressione	r =	0.39 % (compressione)
Armatura compressione	As' =	5Ø16
Armatura trazione	As =	10Ø20
<b>Carichi agenti</b>		
Azione assiale	N =	0.00 kg
Momenti flettenti	Mx =	-21'530.00 kg m
	My =	0.00 kg m
<b>Verifica di resistenza</b>		
Coefficiente di sicurezza	ks =	1.08
x/d	x =	0.274
Regione di rottura		III
Deformazione cls	e =	3.36 ‰
Deformazione Acciaio	e =	8.91 ‰ Acciaio snervato
<b>Deformazioni punto di lavoro</b>		
Cls compresso	e =	2.34 ‰
Cls teso	e =	-1.46 ‰
Ferro teso	e =	1.75 ‰
Ferro compresso	e =	-0.98 ‰

### 10.5 Camapata – Sezione di estremità

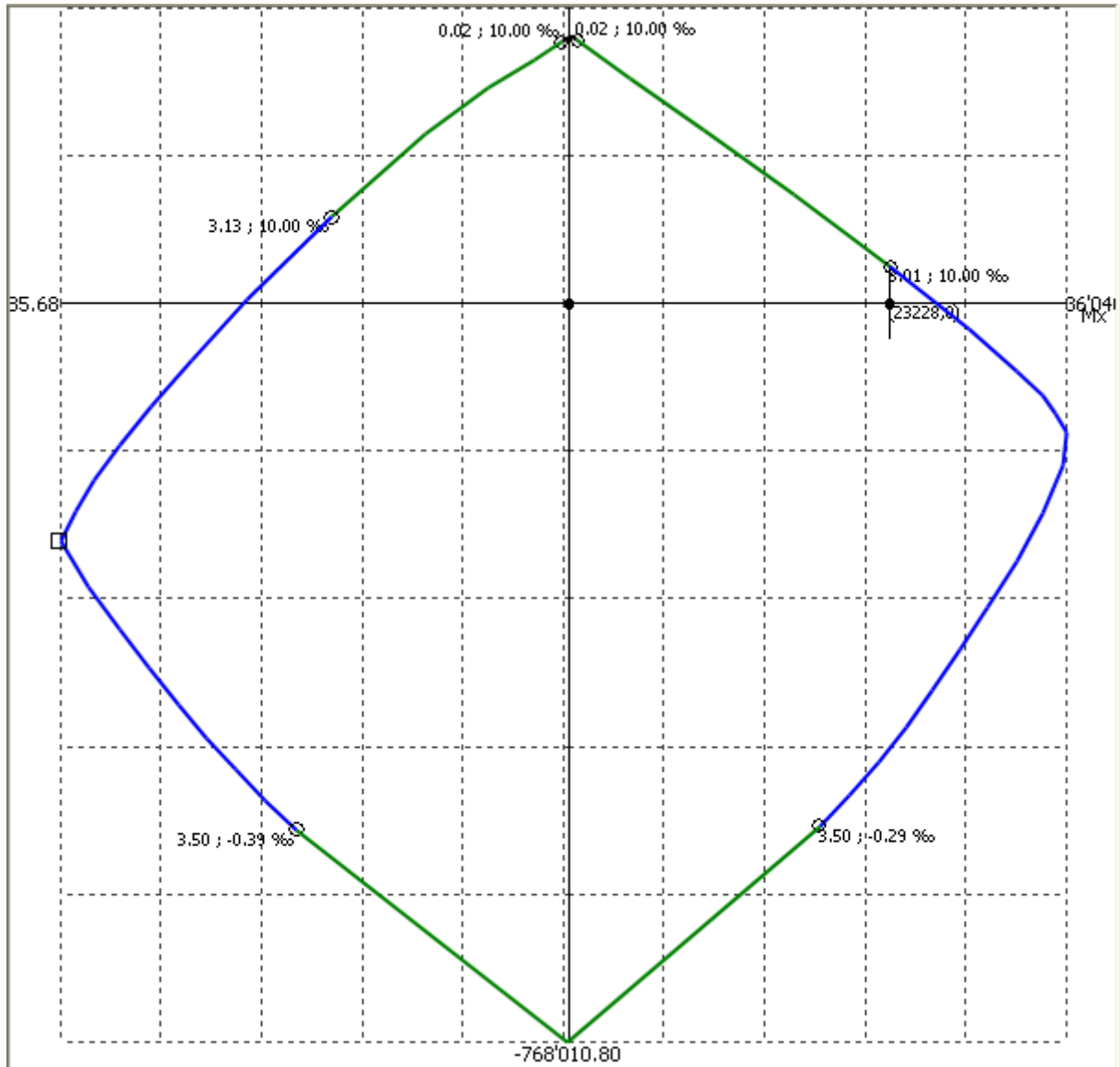
Momento flettente: = + 232.28 kNm/m

Ferri superiori: **1Φ20/10**

Ferri inferiori: **1Φ16/20 annegati nella predalles**  
**2Φ20/20 appoggiati sulle predalles**



Si riporta di seguito il dominio di resistenza della sezione soggetta al momento di progetto della condizione ASTR1.



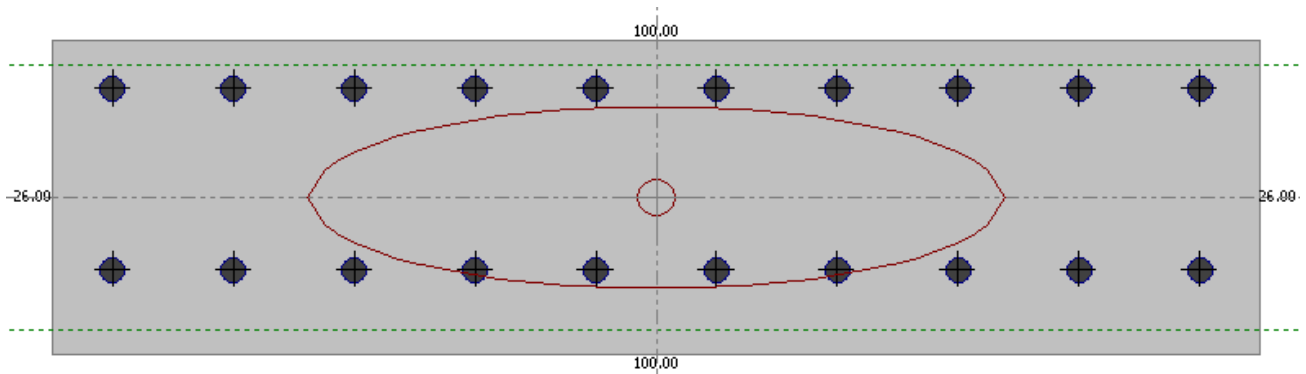
<b>Parametri geometrici e statici</b>		
Area	A =	2600.0 cm <sup>2</sup>
Baricentro	xg =	0.0 cm
	yg =	0.0 cm
Momenti statici	Sx =	0.0 cm
	Sy =	0.0 cm
Momenti di inerzia	Ix =	146466.7 cm <sup>4</sup>
	Iy =	2166666.7 cm <sup>4</sup>
	Ixy =	0.0 cm <sup>4</sup>
	I1 =	146466.7 cm <sup>4</sup>
Inclinazione asse d'inerzia	I2 =	2166666.7 cm <sup>4</sup>
	a =	0.00 °
Raggi d'inerzia	i1 =	7.5 cm
	i2 =	28.9 cm
<b>Materiali sezioni</b>		
<b>Cls 400</b>		
Resistenza compressione cubica	Rck =	400.00 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Materiali armatura</b>		
<b>Fe B 44 k</b>		
Coefficiente omogeneizzazione	m =	15
Tensione ammissibile	s =	2'600.00 kg/cm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	fyk =	4'400.00 kg/cm <sup>2</sup>
Allungamento massimo	e =	‰
<b>Armatura</b>		
Rapporto armatura trazione	r =	1.59 % (trazione)
Rapporto armatura compressione	r =	1.21 % (compressione)
Armatura compressione	As' =	10Ø20
Armatura trazione	As =	5Ø16+10Ø20
<b>Carichi agenti</b>		
Azione assiale	N =	0.00 kg
Momenti flettenti	Mx =	23'228.00 kg m
	My =	0.00 kg m
<b>Verifica di resistenza</b>		
Coefficiente di sicurezza	ks =	1.14
x/d	x =	0.264
Regione di rottura		III
Deformazione cls	e =	3.29 ‰
Deformazione Acciaio	e =	9.20 ‰ Acciaio snervato
<b>Deformazioni punto di lavoro</b>		
Cls compresso	e =	0.94 ‰
Cls teso	e =	-0.90 ‰
Ferro teso	e =	0.83 ‰
Ferro compresso	e =	-0.76 ‰

## 10.6 Appoggio interno – Sezione di estremità

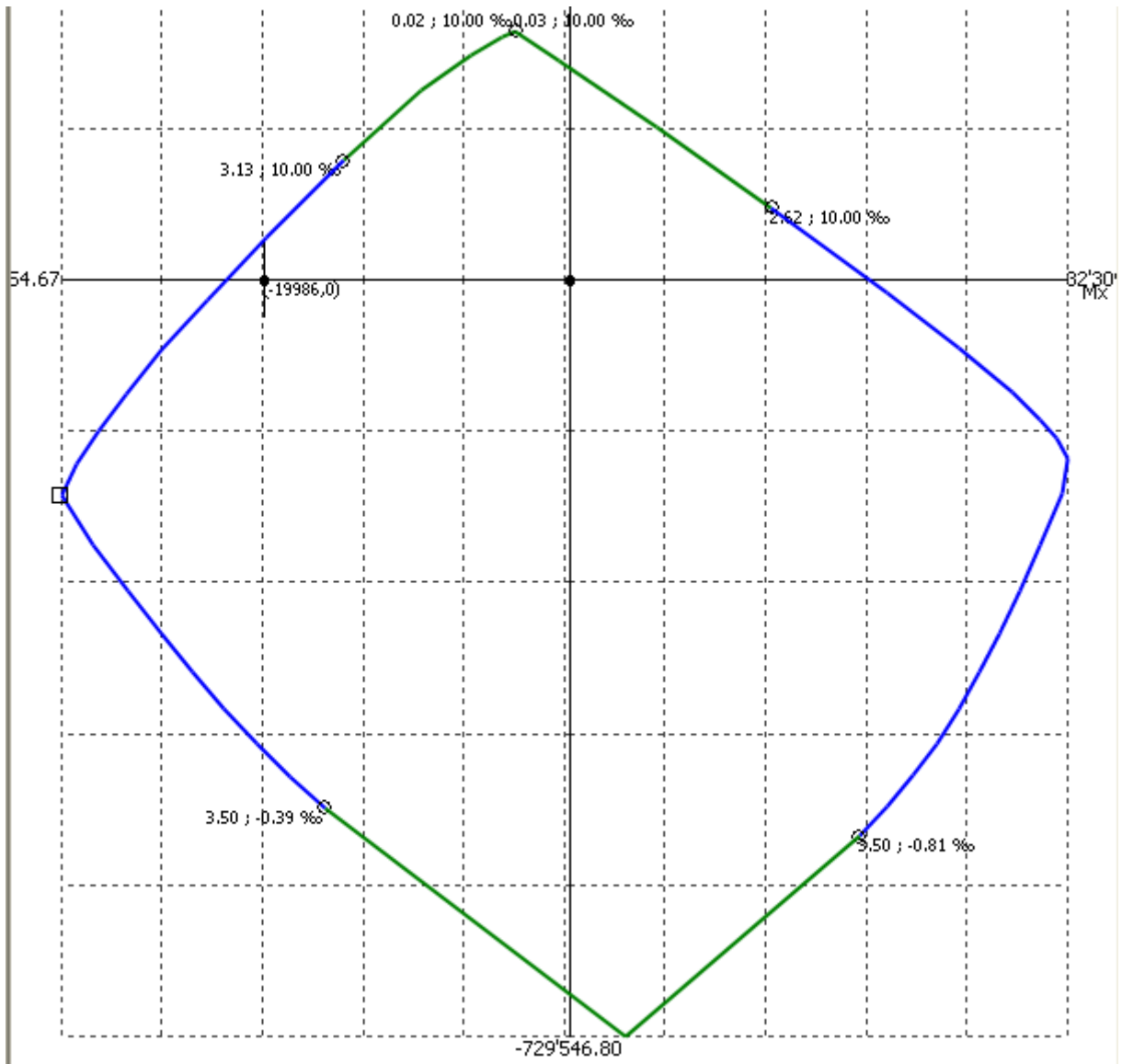
Momento flettente: = **-199.86 kNm/m**

Ferri superiori: **1Φ20/10**

Ferri inferiori: **1Φ20/10 appoggiati sulle predalles**



Si riporta di seguito il dominio di resistenza della sezione soggetta al momento di progetto della condizione ASTR1.



<b>Parametri geometrici e statici</b>		
Area	A =	2600.0 cm <sup>2</sup>
Baricentro	xg =	0.0 cm
	yg =	0.0 cm
Momenti statici	Sx =	0.0 cm
	Sy =	0.0 cm
Momenti di inerzia	Ix =	146466.7 cm <sup>4</sup>
	Iy =	2166666.7 cm <sup>4</sup>
	Ixy =	0.0 cm <sup>4</sup>
	I1 =	146466.7 cm <sup>4</sup>
	I2 =	2166666.7 cm <sup>4</sup>
Inclinazione asse d'inerzia	a =	0.00 °
Raggi d'inerzia	i1 =	7.5 cm
	i2 =	28.9 cm
<b>Materiali sezioni</b>		
<b>Cls 400</b>		
Resistenza compressione cubica	Rck =	400.00 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Materiali armatura</b>		
<b>Fe B 44 k</b>		
Coefficiente omogeneizzazione	m =	15
Tensione ammissibile	s =	2'600.00 kg/cm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	fyk =	4'400.00 kg/cm <sup>2</sup>
Allungamento massimo	e =	‰
<b>Armatura</b>		
Rapporto armatura trazione	r =	1.21 % (trazione)
Rapporto armatura compressione	r =	1.21 % (compressione)
Armatura compressione	As' =	10Ø20
Armatura trazione	As =	10Ø20
<b>Carichi agenti</b>		
Azione assiale	N =	0.00 kg
Momenti flettenti	Mx =	-19'986.00 kg m
	My =	0.00 kg m
<b>Verifica di resistenza</b>		
Coefficiente di sicurezza	ks =	1.12
x/d	x =	0.335
Regione di rottura		III
Deformazione cls	e =	3.50 ‰
Deformazione Acciaio	e =	6.96 ‰ Acciaio snervato
<b>Deformazioni punto di lavoro</b>		
Cls compresso	e =	1.21 ‰
Cls teso	e =	-0.90 ‰
Ferro teso	e =	0.89 ‰
Ferro compresso	e =	-0.33 ‰

## 11 VERIFICHE A TAGLIO (S.L.U.)

In accordo con il DM 14.01.2008, la resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono le armature trasversali specifiche a taglio, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima ad inclinazione variabile.

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

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

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

Dove

$$V_{Rs,d} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \vartheta) \cdot sen \alpha \quad \text{resistenza a taglio trazione dell'armatura}$$

$$V_{Rc,d} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} \cdot (ctg \alpha + ctg \vartheta) / (1 + ctg^2 \vartheta) \quad \text{resistenza a taglio compressione}$$

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



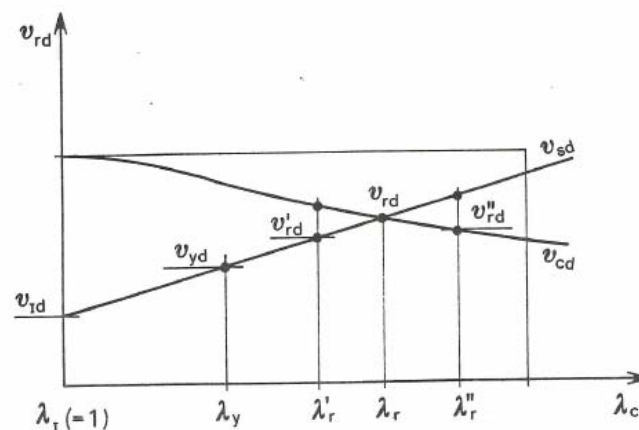
La schematizzazione a traliccio ad inclinazione variabile permette infatti di considerare in maniera corretta il contributo di resistenza al taglio fornito dagli effetti iperstatici, principalmente l'ingranamento degli inerti, i quali permettono un passaggio degli sforzi attraverso le fessure. Ciò determina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

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

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

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

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



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

## 11.1 Sezione corrente

### Verifica a Taglio soletta secondo DM 14.01.2008

$R_{ck}$ =	400	kg/cm <sup>2</sup>	
$f_{cd}$ =	188	kg/cm <sup>2</sup>	
$f'_{cd}$ =	94	kg/cm <sup>2</sup>	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c$ =	1		coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd}$ =	3167	kg/cm <sup>2</sup>	portata residua dei tralici da analisi traliccio di fase 1
$h$ =	26	cm	altezza della soletta
$h_t$ =	16	cm	altezza del traliccio
$c$ =	3	cm	copriferro armatura superiore
$d$ =	23	cm	altezza utile delle sezioni
$b_w$ =	100	cm	
$f$ =	10	mm	diametro delle staffe / armatura diagonale traliccio
n braccia=	5		
$A_{sw}$ =	3.93	cm <sup>2</sup> /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s$ =	20	cm	passo dell'armatura trasversale
$\alpha$ =	58.0	°	inclinazione dei diagonali del traliccio sull'orizzontale
$\alpha$ =	1.01	rad	

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

$\theta$ =	13.70	°	inclinazione dei puntoni d'anima
------------	-------	---	----------------------------------

$V_{rsd}$ =	516	daN	taglio trazione
-------------	-----	-----	-----------------

$V_{rcd}$ =	516	daN	taglio compressione
-------------	-----	-----	---------------------

ctg $\theta$ =	4.10	=> si assume ctg $\theta$ = 2.5
----------------	------	---------------------------------

$V_{rsd}$ =	34111	daN
-------------	-------	-----

$V_{rcd}$ =	83930	daN
-------------	-------	-----

$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rdc}]$	341	kN
-----------------------------------	-----	----

$V_{ed}$	224	kN	$V_{rd} > V_{ed}$ => verifica soddisfatta
----------	-----	----	---

## 11.2 Sezione di estremità (appoggio interno)

### Verifica a Taglio soletta secondo DM 14.01.2008

$R_{ck} =$	400 kg/cm <sup>2</sup>	
$f_{cd} =$	188 kg/cm <sup>2</sup>	
$f'_{cd} =$	94 kg/cm <sup>2</sup>	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1	coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	3167 kg/cm <sup>2</sup>	portata residua dei tralicci da analisi traliccio i fase1
$h =$	26 cm	altezza della soletta
$h_t =$	16.0 cm	altezza del traliccio
$c =$	3 cm	copriferro armatura superiore
$d =$	23 cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100 cm	
$f =$	10 mm	diametro delle staffe / armatura diagonale traliccio
n braccia =	5	
$A_{sw} =$	3.93 cm <sup>2</sup> /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s =$	20 cm	passo dell'armatura trasversale
$\alpha =$	58.0 °	inclinazione dei diagonali del traliccio sull'orizzontale
$\alpha =$	1.01 rad	

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

$\theta = 13.70$  ° inclinazione dei puntoni d'anima

$V_{rsd} =$	516 daN	taglio trazione
$V_{rcd} =$	516 daN	taglio compressione
ctg $\theta =$	4.10	=> si assume ctg $\theta = 2.5$
$V_{rsd} =$	34111 daN	
$V_{rcd} =$	83930 daN	

$$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rcd}] \quad \mathbf{341 \text{ kN}}$$

$V_{ed} \quad \mathbf{398 \text{ kN}} \quad \text{Verifica non soddisfatta: inserire armature aggiuntive a taglio}$

## Verifica a taglio con armature aggiuntive

$R_{ck} =$	400	kg/cm <sup>2</sup>	
$f_{cd} =$	188	kg/cm <sup>2</sup>	
$f'_{cd} =$	94	kg/cm <sup>2</sup>	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1		coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	3167	kg/cm <sup>2</sup>	resistenza armatura aggiuntiva a taglio
$h =$	26	cm	altezza della soletta
$c =$	3	cm	copriferro armatura superiore
$d =$	23	cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100	cm	
$f =$	10	mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	5		ferri a pettine passo 20 cm
$A_{sw} =$	3.93	cm <sup>2</sup> /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s =$	20	cm	interasse meccanismo resistente del traliccio
$\alpha =$	90 °		inclinazione armatura aggiuntiva: 90° ferri pettine, 45°
$\alpha =$	1.57	rad	

Il valore di  $\theta$  che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione  $V_{sd}$  e a taglio compressivo

$$\theta = 14.90 \text{ °} \quad \text{inclinazione dei puntoni d'anima}$$

$V_{rsd} =$	484	daN	taglio trazione
$V_{rcd} =$	484	daN	taglio compressione
ctg $\theta =$	3.76		=> si assume ctg $\theta = 2.5$
$V_{rsd} =$	32180	daN	
$V_{rcd} =$	67144	daN	

$$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rdc}] \quad \mathbf{663 \text{ kN}} \quad \text{tenuto conto di traliccio e armature aggiuntive}$$

$$V_{ed} \quad \mathbf{398 \text{ kN}} \quad \mathbf{V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}}$$