

ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROV. DI TRENTO

dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**

INSCRIZIONE ALBO N° 1027

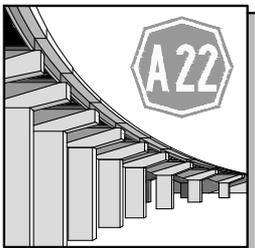
IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

dott. ing. Roberto Bosetti

# autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE  
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO  
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE  
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

<b>A1</b>	<b>LOTTO 2 - dal km 223+100 al km 230+717</b>
<b>4.5.2.2.</b>	<b>INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE</b> Sottopasso F.S. Venezia-Milano (pr km 225+706) Relazioni di calcolo Soletta

0	MAR. 2021	EMISSIONE	PRADELLI	M. ZINI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			<b>DIREZIONE TECNICA GENERALE</b>		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 31/09					



## INDICE

<b>1</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA</b>	<b>5</b>
<b>1.1</b>	<b>ASPETTI GENERALI</b>	<b>5</b>
<b>1.2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>	<b>8</b>
<b>3.2</b>	<b>PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE</b>	<b>9</b>
<b>3.3</b>	<b>CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO</b>	<b>9</b>
<b>3.4</b>	<b>ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO</b>	<b>10</b>
<b>4</b>	<b>PROGRAMMI DI CALCOLO</b>	<b>11</b>
<b>4.1</b>	<b>SAP2000 ADVANCED REL. 14.2.3</b>	<b>11</b>
<b>4.2</b>	<b>ENG – SIGMA C</b>	<b>11</b>
<b>5</b>	<b>METODO DI CALCOLO</b>	<b>12</b>
<b>5.1</b>	<b>COMBINAZIONI DELLE AZIONI</b>	<b>12</b>
<b>5.1.1</b>	<b>COMBINAZIONE FONDAMENTALE (SLU)</b>	<b>12</b>
<b>5.1.2</b>	<b>COMBINAZIONE RARA O CARATTERISTICA (SLE)</b>	<b>14</b>
<b>5.1.3</b>	<b>COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE)</b>	<b>14</b>
<b>5.1.4</b>	<b>COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE)</b>	<b>14</b>
<b>5.1.5</b>	<b>COMBINAZIONE ECCEZIONALE (SLU)</b>	<b>14</b>
<b>6</b>	<b>VERIFICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE</b>	<b>15</b>
<b>6.1</b>	<b>FASE PROVVISORIALE</b>	<b>15</b>
<b>6.1.1</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>15</b>
<b>6.1.2</b>	<b>VERIFICHE</b>	<b>16</b>
<b>6.1.2.1</b>	<b>Lastre laterali (sbalzi)</b>	<b>16</b>
<b>6.1.2.2</b>	<b>Lastre centrali</b>	<b>18</b>
<b>6.2</b>	<b>FASE DEFINITIVA</b>	<b>20</b>
<b>6.2.1</b>	<b>SBALZO (VERIFICA IN ASSE TRAVE)</b>	<b>20</b>
<b>6.2.1.1</b>	<b>Carichi permanenti</b>	<b>20</b>
<b>6.2.1.2</b>	<b>Carichi accidentali</b>	<b>22</b>
<b>6.2.1.2.1</b>	<b>Carichi mobili (<math>q_1</math>)</b>	<b>22</b>
<b>6.2.1.2.2</b>	<b>Urto di veicolo in svio (<math>q_8</math>)</b>	<b>24</b>
<b>6.2.1.2.3</b>	<b>Carico accidentale (<math>q_5</math>)</b>	<b>25</b>

COMMITTENTE AUTOSTRADA DEL BRENNERO	CODIFICA DOCUMENTO AI_4_5_2_2_RELAZIONE_CALCULO_SOLETTA.DOC	FOGLIO 3 DI 79
6.2.1.2.4	Vento ( $q_5'$ )	25
6.2.1.3	Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazioni di carico	27
6.2.1.4	Verifiche di resistenza SLV	28
6.2.1.5	Verifiche di resistenza SLV eccezionale	30
6.2.1.6	Verifiche a fessurazione (SLE)	32
6.2.1.7	Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)	34
6.2.2	<b>SBALZO (VERIFICA A FILO CORDOLO)</b>	35
6.2.2.1	Carichi permanenti	35
6.2.2.2	Carichi accidentali	37
6.2.2.2.1	Urto di veicolo in svio ( $q_8$ )	37
6.2.2.2.2	Vento ( $q_5'$ )	38
6.2.2.3	Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico	39
6.2.2.4	Verifiche di resistenza SLU	40
6.2.2.5	Verifiche di resistenza SLU eccezionale	42
6.2.2.6	Verifiche a fessurazione (SLE)	44
6.2.2.7	Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)	45
6.2.3	<b>ZONA CENTRALE</b>	46
6.2.3.1	Carichi permanenti	46
6.2.3.2	Carichi accidentali	46
6.2.3.2.1	Carichi mobili ( $q_1$ )	47
6.2.3.2.2	Vento ( $q_5$ )	49
6.2.3.3	Diagrammi delle sollecitazioni	51
6.2.3.4	Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico	53
6.2.3.5	Verifiche di resistenza SLV	55
6.2.3.6	Verifiche a fessurazione (SLE)	57
6.2.3.7	Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)	59
6.2.4	<b>FASCE DI ESTREMITA' SOLETTA – SBALZO</b>	60
6.2.4.1	Carichi permanenti	60
6.2.4.2	Carichi accidentali	62
6.2.4.2.1	Carichi mobili ( $q_1$ )	62
6.2.4.2.2	Carico accidentale ( $q_5$ )	63
6.2.4.3	Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico	64
6.2.4.4	Verifiche di resistenza SLV	64
6.2.4.5	Verifiche a fessurazione (SLE)	66
6.2.4.6	Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)	69
6.2.5	<b>FASCIE DI ESTREMITA' SOLETTA – CAMPATA</b>	70
7	<b>VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE</b>	71
7.1	<b>FASCIA DI ESTREMITA' SOLETTA</b>	71

<b>7.1.1</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI E SOLLECITAZIONI</b>	<b>71</b>
7.1.1.1	Carichi permanenti	71
7.1.1.2	Carichi accidentali	72
7.1.1.2.1	Carichi mobili ( $q_1$ )	72
<b>7.1.2</b>	<b>RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME E COMBINAZIONE DI CARICO</b>	<b>73</b>
<b>7.1.3</b>	<b>VERIFICHE</b>	<b>74</b>
7.1.3.1	Verifiche di resistenza SLV	74
7.1.3.2	Verifiche a fessurazione (SLE)	77
7.1.3.3	Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)	79

## 1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

### 1.1 ASPETTI GENERALI

Nel presente elaborato si riportano i calcoli e le verifiche della soletta dell'impalcato del Viadotto FS Venezia-Milano la cui realizzazione è prevista nell'ambito dei lavori occorrenti per l'adeguamento del tracciato A22 tra lo svincolo di Verona Nord (Km 225+372) ed il sovrappasso della linea ferroviaria Verona-Mantova (Km 230+163). Il viadotto sovrappassa la linea Ferroviaria Venezia-Milano con la campata 2 tra la pila 1 e la pila 2.

Il viadotto presenta due carreggiate separate, ciascuna in travata continua a tre campate di luci  $L = 28.00\text{m}$ , per una lunghezza totale di  $84.00\text{m}$ .

Si prevede, per entrambe le vie di corsa, un impalcato continuo a struttura mista con travi in acciaio e soletta superiore in conglomerato cementizio armato. La realizzazione della soletta d'impalcato è prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci tipo Bausta (o similari), autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta ( $s=6+24=30\text{cm}$ ). Le due vie di corsa presentano uguale numero di travi ed ugual interasse fra le stesse ( $2.80\text{m}$ ), mentre differiscono per la larghezza dell'impalcato:

- Via Sud: larghezza complessiva  $16.83\text{m}$  ( $16.90\text{m}$  da asse tracciamento), dovuta dalla somma delle larghezze di due cordoli ( $0.55\text{m}$  lato esterno,  $0.90\text{m}$  lato interno) e ad una superficie carrabile totale di  $15.38\text{m}$  ( $3.60+3*3.75+0.53\text{m}$ );
- Via Nord: larghezza complessiva  $17.48\text{m}$  ( $17.55\text{m}$  da asse tracciamento), dovuta dalla somma delle larghezze di due cordoli ( $1.20\text{m}$  lato esterno,  $0.90\text{m}$  lato interno) e ad una superficie carrabile totale di  $15.38\text{m}$  ( $3.60+3*3.75+0.53\text{m}$ );

Presso il lato esterno della carreggiata nord (direzione Trento) è previsto l'inserimento di barriere antirumore aventi  $h=4.50\text{m}$ , i cui montanti sono fissati alla soletta tramite piastre metalliche convenientemente tirafondate al cordolo.

Si riporta di seguito la sezione trasversale dell'impalcato.

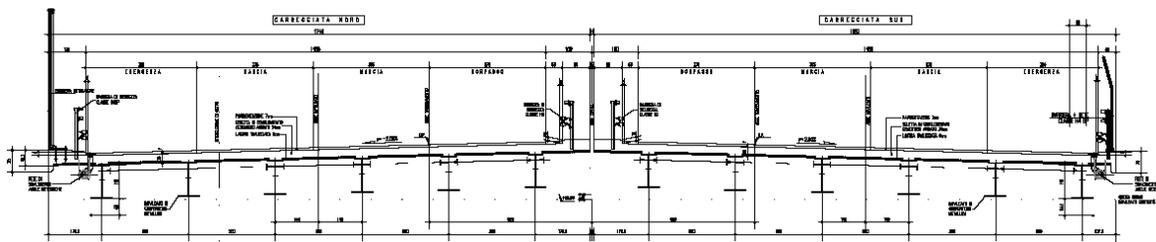


Figura 1.1 Sezione trasversale impalcato

Nella presente relazione si eseguono le verifiche considerando il comportamento della soletta in senso trasversale. Le verifiche inerenti il comportamento in senso longitudinale sono riportate nella Relazione di calcolo dell'impalcato.

Le verifiche riportate nei paragrafi successivi sono relative alla via Nord in quanto per essa si osservano condizioni più sfavorevoli sia in termini di geometria che di carichi.

## 1.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La presente relazione è inscindibile dagli elaborate grafici e dai seguenti documenti:

A1_4_5_1	Relazione Tecnica Illustrativa
A1_4_5_2_1	Relazione di Calcolo Impalcato
A1_4_5_2_3	Relazione di Calcolo apparecchi di Appoggio e Giunti
A1_4_5_2_4	Relazione di Calcolo Spalle
A1_4_5_2_5	Relazione di Calcolo Pile
A1_4_5_2_6	Relazione di Calcolo Muri

## 2    **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli sviluppati nel seguito sono svolti secondo il Metodo degli Stati Limite e nel rispetto della normativa vigente; in particolare si sono osservate le prescrizioni riportate nel cap.2 della relazione A1\_4\_5\_1-Relazione Tecnica e Illustrativa, facente parte del progetto in oggetto.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per le parti strutturali di nuova costruzione si prevede l'impiego di materiali come prescritti dal Decreto Ministeriale 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni": le parti esistenti fanno riferimento a materiali con proprietà relative all'epoca di realizzazione (vedasi cap.3 della relazione A1\_4\_5\_1).

#### 3.1 TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1

Tab 2

<b>Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1</b>								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9888	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m <sup>3</sup>	Rok minima N/mm <sup>2</sup>	Contenuto minimo di aria %	Copri ferro minimo Mm
<b>1 Assenza di rischio di corrosione o attacco</b>								
XD	Molto secco	Cis per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
<b>2 Composizione delle armature per effetto della carbonatazione</b>								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cis per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cis per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
<b>3 Composizione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</b>								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggi	5c	0,45	320	C35/45	-	40
<b>4 Composizione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
<b>5 Attacco dei cicli di gelo/sgelo con o senza sali disgelanti</b>								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	40
<b>6 Attacco chimico</b>								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4*, 5b	0,50	320 cemento resistente ai solati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solati	C35/45	-	40

Le prescrizioni relative all'elemento in oggetto sono riportate nella tabella seguente.

**Conglomerato cementizio per elementi strutturali:**

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	CLASSE DI CONTENUTO IN CLORURI	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+XF4	C32/40	40	S4/S5	0.45 (+4%)	25

**3.2 PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE**

Nel capitolo 4 del DM 14.01.2008 si identificano i parametri a cui fare riferimento per la verifica a fessurazione.

**Tabella 4.LIII – Descrizione delle condizioni ambientali**

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

**Tabella 4.LIV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione**

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w <sub>d</sub>	Stato limite	w <sub>d</sub>
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>3</sub>
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>

w<sub>1</sub>, w<sub>2</sub>, w<sub>3</sub> sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w<sub>d</sub> è definito al § 4.1.2.2.4.6.

ELEMENTO	Classe di esposizione	Gruppo di esigenza	Combinazione	w <sub>d</sub>
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+ XF4	c	frequente	0.2
			quasi permanente	0.2

**3.3 CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO**

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C32/40, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	33.20 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	18.81 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	19.92 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3.10 N/mm <sup>2</sup>

Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.169 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.446 N/mm <sup>2</sup>

### 3.4 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→ $f_{yk} \geq$	450.00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{tk} \geq$	540.00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di calcolo elastica	→ $\sigma_c = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 N/mm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm <sup>2</sup>

## 4 PROGRAMMI DI CALCOLO

Per la descrizione dei programmi utilizzati si rimanda alla relazione tecnica illustrativa A1\_4\_5\_1, mentre di seguito si elencano quelli utilizzati per il dimensionamento delle solette.

### 4.1 SAP2000 ADVANCED REL. 14.2.3

Il calcolo delle sollecitazioni è stato in parte effettuato utilizzando il noto codice SAP2000 (versione 14) prodotto dalla "CSI Computer and Structures Inc.", Berkeley, CA, USA.

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto e Revisione	N° Licenza	Modulo di verifica
SAP 2000	14.2.3	11 Ottobre 2010	CSI	10.09.2009 11/10/2010	3667-D1267	Casa Produttrice

### 4.2 ENG – SIGMA C

Il programma ENG consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo stato limite ultimo che con il metodo n.

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto e Revisione	N° Licenza	Modulo di verifica
Eng	8.24	Ottobre 2011	SIGMAc Soft	12/2009 10/2011	C14 BTZNJN-JV3A8- MO0AP	Casa Produttrice

## 5 METODO DI CALCOLO

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM14/01/2008 “Norme Tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni (circolare n.617/2009).

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

Ai fini delle verifiche degli stati limite si considerano le seguenti combinazioni delle azioni (paragrafo 2.5.3 delle NTC).

### 5.1 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

#### 5.1.1 COMBINAZIONE FONDAMENTALE (SLU)

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

dove:

- G1 peso di tutti gli elementi strutturali
- G2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
- Q<sub>k1</sub> azione variabile dominante
- Q<sub>ki</sub> azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante

Fra i carichi variabili si distinguono:

- Q carichi da traffico
- Q<sub>w</sub> azione del vento
- Q<sub>m</sub> azione eccezionale da manutenzione (o in alternativa da neve)

I valori dei coefficienti parziali e dei coefficienti di combinazione  $\psi$  nel caso dei ponti stradali sono indicati rispettivamente nelle Tab.5.1.V e Tab.5.1.VI delle NTC, tabelle che vengono di seguito riportate.

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno, altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

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

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

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture, sentito il Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

**5.1.2 COMBINAZIONE RARA O CARATTERISTICA (SLE)**

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} * Q_{k2} + \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione  $\psi$  (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 5.1.1.

**5.1.3 COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE)**

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione  $\psi$  (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 5.1.1.

**5.1.4 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE)**

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione  $\psi$  (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 5.1.1.

**5.1.5 COMBINAZIONE ECCEZIONALE (SLU)**

$$G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \dots$$

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione  $\psi$  (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 5.1.1.

## 6 VERIFICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE

Stante la forte obliquità dell'impalcato, per ragioni costruttive le lastre prédalles e conseguentemente le armature trasversali della soletta verranno disposte secondo una direzione inclinata rispetto all'asse delle travi principali di circa 71°, parallela all'asse dei traversi.

Le luci di calcolo e le larghezze collaboranti definite nel seguito per la determinazione delle sollecitazioni e per le verifiche della soletta saranno quindi riferite a tale direzione obliqua, che sarà quella lungo cui verranno disposte le armature trasversali

### 6.1 FASE PROVVISORIALE

Le verifiche vengono condotte con riferimento a due fasi distinte:

- una prima fase, detta "provvisoriale", in cui il getto integrativo è ancora in fase fluida e risultano efficaci le sole armature inserite nelle prédalles. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre, dal getto integrativo e da un temporaneo sovraccarico accidentale dovuto al personale, ai piccoli mezzi d'opera e ad accumuli di conglomerato cementizio;
- una seconda fase, detta "definitiva", in cui nella soletta monolitica risultano efficaci sia le armature delle prédalles che quelle inserite in opera. Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti verrà effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta assumendo una striscia di larghezza unitaria.

Nella prima fase le prédalles hanno un comportamento schematizzabile a trave continua (5 campate centrali e due sbalzi), soggetta al peso proprio, al getto integrativo ed al sovraccarico "di lavorazione". Le lastre non si sviluppano monoliticamente per tutta la larghezza dell'impalcato ma sono interrotte in corrispondenza delle piattabande delle travi principali.

Si prescrive di effettuare il getto degli sbalzi dopo avere effettuato quello della parte centrale della soletta, per scongiurare pericoli di ribaltamento delle lastre.

Il calcolo delle sollecitazioni sugli sbalzi laterali e sulle campate centrali verrà condotto assumendo come luci di calcolo le lunghezze massime delle coppelle delle prédalles e detraendo da esse la misura della parte appoggiata (5.3 cm in direzione parallela ai tralicci). I momenti si considerano di segno positivo se tendono le fibre inferiori.

#### 6.1.1 ANALISI DEI CARICHI

Si considera il coefficiente di fattorizzazione per i carichi permanenti pari a 1.5.

- |   |                               |  |
|---|-------------------------------|--|
| - | Peso proprio prédalles        | $g_1 = 1.5 * 0.06 * 25.00 = 2.25 \text{ kN/m}^2$ |
| - | Getto integrativo             | $g_2 = 1.5 * 0.24 * 25.00 = 9.00 \text{ kN/m}^2$ |
| - | Elementi di bordo             | $g_3 = 9.15 \text{ kN/m}$                        |
| - | Sovraccarico 'di lavorazione' | $q = 1.5 * 1.50 = 2.25 \text{ kN/m}^2$           |

Per elementi di bordo si intendono:

Parapetto provvisorio	$g_{3'} = 1.5 * 0.4 = 0.6 \text{ kN/m}$
-----------------------	---

Veletta prefabbricata

$$g_{3'''} = 1.5 * 0.25 * 0.15 * 25.00 = 1.4 \text{ kN/m}$$

Cordolo

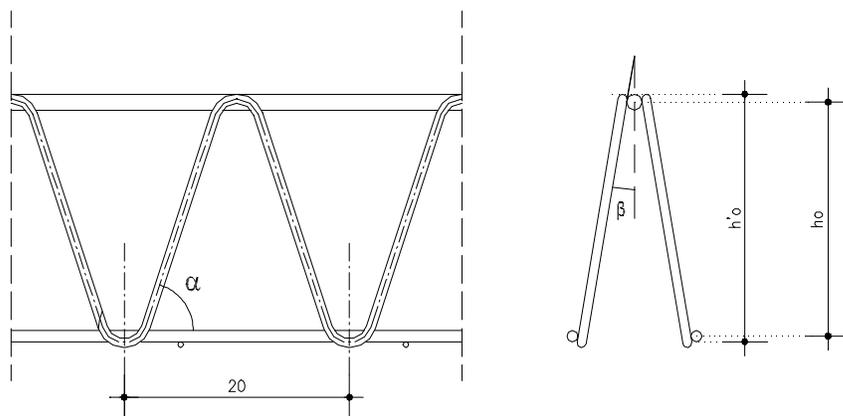
$$g_{3'''} = 1.5 * 1.27 * 0.15 * 25 = 7.15 \text{ kN/m}$$

### 6.1.2 VERIFICHE

Le verifiche vengono eseguite facendo riferimento allo Stato Limite Ultimo della sezione.

Si verifica che le tensioni sugli elementi metallici che costituiscono il traliccio siano inferiori alla tensione di calcolo (Resistenza a trazione di calcolo  $391.30 \text{ N/mm}^2$  per acciaio B450C) e che la stabilità degli elementi compressi risulti soddisfatta.

Di seguito si riporta una rappresentazione schematica del traliccio.



Altezza totale del traliccio:  $h'_0 = 19.5 \text{ cm}$

$\Phi_{cs} = 16 \text{ mm}$  (diametro corrente superiore)

$\Phi_{ci} = 14 \text{ mm}$  (diametro corrente inferiore)

Braccio della coppia resistente:  $h_0 = h'_0 - (\Phi_{cs} + \Phi_{ci}) / 2 = 18.0 \text{ cm}$

#### 6.1.2.1 Lastre laterali (sbalzi)

Data l'esigua lunghezza degli sbalzi, il getto di questi ultimi si effettuerà in un'unica fase.

Analizzando la sezione trasversale dell'impalcato si osserva che ai fini delle verifiche provvisionali le due situazioni più significative sono:

- massimo sbalzo assoluto (185.5 cm in direzione parallela ai tralicci) e cordolo "stretto" (95.1 cm in direzione parallela ai tralicci);
- massimo sbalzo (182.3 cm in direzione parallela ai tralicci) relativo al bordo con cordolo "largo" (126.8 cm in direzione parallela ai tralicci)

Essendo irrilevante la differenza tra la lunghezza del massimo sbalzo assoluto e quella dello sbalzo relativo al bordo con cordolo "largo", a favore di sicurezza le verifiche vengono effettuate sullo sbalzo di lunghezza massima (185.5 cm in direzione parallela ai tralicci) considerando il cordolo "largo" (126.8 cm in direzione parallela ai tralicci).

La larghezza dello sbalzo è misurata dall'asse della trave principale al filo esterno dello sbalzo stesso, per cui il valore di calcolo di tale grandezza sarà al netto di metà della larghezza della piattabanda (26.4 cm in direzione parallela ai tralicci), e quindi pari a:

$$l_c = 1.855 - 0.264 = 1.591 \text{ m (si considera } l_c = 1.6 \text{ m)}$$

Di seguito si riportano i carichi definiti in precedenza, i dati geometrici dei trallici e il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni presenti nei singoli elementi dei trallici.

Si precisa che l'area corrente inferiore del traliccio indicata in tabella è relativa ad una singola barra, quella messa in conto nell'analisi è invece relativa a due barre.

Verifica getto unico

		Carichi	
	peso proprio predalles	2.25	kN/mq
	getto integrativo	9.00	kN/mq
	sovraccarico	2.25	kN/mq
	elementi di bordo (parapetto provvisorio, veletta prefabbricata, cordolo)	9.15	kN/m
		Geometria trallici	
	larghezza lastra	1.20	m
	interasse trallici	0.40	m
corr. Sup.	Ø corrente superiore traliccio	16	mm
	area correnti sup. / lastra	603	mmq
	Ø correnti inferiori traliccio	14	mm
	area corrente inf.	154	mmq
	area correnti inf. / lastra	924	mmq
	momento di inerzia correnti inf.	1886	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	3.50	mm
	lunghezza libera di inflessione	20.6	cm
	lambda correnti inf.	58.79	
	lambda correnti inf.	59	
	coeff. Omega	1.50	
	Ø corrente inf. integrativo	16	mm
	area corrente inf. Integrativo	201	mmq
	numero correnti inf. Integrativi	0	num
	area correnti inf. / lastra	0	mmq
	momento di inerzia correnti inf.	3217	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	4.00	mmc
	lunghezza libera di inflessione	29.6	cm
	lambda correnti inf.	74.03	
	lambda correnti inf.	74	
	coeff. Omega	1.82	
	altezza totale traliccio	19.50	cm
	altezza utile traliccio	18.00	cm
	Ø staffa traliccio	10	mm
	area staffa	79	mmq
	area staffe / lastra	471	mmq
	momento di inerzia staffa	491	mmq x mmq
	raggio di inerzia staffa.	2.50	mmc
	lunghezza libera di inflessione	19.25	cm
	lambda staffe	77	
	coeff. Omega	1.89	
	alfa	1.2490	rad
	beta	0.1705	rad
	lunghezza sbalzo	1.60	m
	lunghezza del tratto gettato	1.60	m
		Sollecitazioni unitarie	
	M	31.92	kNm/m
	T	30.75	kN/m
		Sollecitazioni sulla lastra	
	M	38.30	kNm/lastra
	T	36.90	kN/lastra
	S staffe	39.47	kN/lastra
		Tensioni sugli elementi	
	Trazione sui correnti sup. dei trallici	352.8	N/mm <sup>2</sup>
	Compressione nei correnti inf. dei trallici	345.6	N/mm <sup>2</sup>
	Compressione nei correnti inf. integrativi	0.0	N/mm <sup>2</sup>
	Compressione nelle staffe	158.3	N/mm <sup>2</sup>

Le verifiche risultano soddisfatte, in quanto le tensioni ottenute sono inferiori a  $f_{yd}$ .

### 6.1.2.2 Lastre centrali

Come già precisato tali elementi presentano schema statico di trave continua a 5 campate, con luce pari a 2.96 m (in direzione parallela ai tralicci). Quest'ultima è misurata a partire dall'asse delle travi principali per cui il valore di calcolo di tale grandezze sarà al netto della larghezza della piattabanda (52.85 cm in direzione parallela ai tralicci), e quindi pari a:

$$l_c = 2.96 - 0.53 = 2.43 \text{ m (si considera } l_c = 2.45 \text{ m)}$$

Si effettua la verifica sia per la sezione di mezzeria della campata esterna, laddove si paleserà il massimo momento flettente positivo che per la sezione di appoggio intermedia, dove si avrà il massimo momento flettente negativo. A favore di sicurezza sono stati utilizzati degli schemi statici semplificati: i valori di calcolo dei momenti e dei tagli sono stati assunti pari a:

- $M = ql^2/8$  (trave su 2 appoggi) per la sezione di mezzeria
- $M = ql^2/9$  e  $T = ql/2 + M/l$  (trave su 3 appoggi) per la sezione di appoggio

Di seguito si riportano i carichi definiti in precedenza, i dati geometrici dei tralicci e il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni presenti nei singoli elementi dei tralicci.

Si precisa che l'area corrente del inferiore del traliccio indicata in tabella è relativa ad una singola barra, quella messa in conto nell'analisi è invece relativa a due barre.

#### Verifica sezione di campata (Momento positivo)

	Carichi		
	Carichi	peso proprio predalle	2.25
getto integrativo		9.00	kN/mq
sovraccarico		2.25	kN/mq
	Geometria tralicci		
	numero di tralicci nella lastra	3	n
Corrente Superiore	∅ corrente superiore traliccio	16	mm
	area corrente sup.	201	mmq
	area correnti sup. / lastra	603	mmq
	momento di inerzia corrente sup.	3217	mmq x mmq
	raggio di inerzia corrente sup.	4.00	mm
	lunghezza libera di inflessione	20	cm
	lambda correnti sup.	50	
	coeff. Omega	1.46	
Corrente Inferiore	∅ corrente inferiore traliccio	14	mm
	area corrente inf.	154	mmq
	numero di ferri inf. aggiuntivi	0	
	∅ ferri inf. aggiuntivi	14	mm
	area ferri aggiuntivi	154	mmq
	altezza totale traliccio	19.50	cm
	altezza utile traliccio	18.00	cm
staffe	∅ staffa traliccio	10	mm
	area staffa	79	mmq
	area staffe / lastra	471	mmq
	momento di inerzia staffa	491	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	2.50	mmc
	lunghezza libera di inflessione	19.25	cm
	lambda staffe	77.01	
	lambda staffe	77	
		coeff. Omega	2.72
	alfa	1.25	rad
	beta	0.1705	rad
	larghezza piattabanda	0.53	m
	lunghezza sbalzo	0.00	m
	lunghezza campata	2.45	m
	Momento indotto dagli sbalzi	0.00	kNm/m
	Sollecitazioni unitarie		
	M=	10.13	kNm/m
	T=	20.67	KN/m
	Sollecitazioni sulla lastra		
	larghezza lastra	1.20	m

M=	12.16	kNm/lastra
T=	24.81	kN/lastra
S staffe	26.53	kN/lastra
<b>Tensioni sugli elementi</b>		
Trazione sui correnti inf.	73.1	N/mm <sup>2</sup>
Compressione nei correnti sup.	163.5	N/mm <sup>2</sup>
Compressione nelle staffe	153.1	N/mm <sup>2</sup>

Le verifiche risultano soddisfatte, in quanto le tensioni ottenute sono inferiori a  $f_{yd}$ .

Verifica sezione di campata (Momento negativo)

	<b>Carichi</b>		
	peso proprio predalle	2.25	kN/mq
	getto integrativo	9.00	kN/mq
	sovraccarico	2.25	kN/mq
	parapetto provvisorio	0.00	kN/m
	<b>Geometria tralicci</b>		
	larghezza lastra	1.20	m
	interasse tralicci	0.40	m
corr. Sup.	∅ corrente superiore traliccio	16	mm
	area correnti sup. / lastra	603	mmq
corr. Inferiore	∅ correnti inferiori traliccio	14	mm
	area corrente inf.	154	mmq
	area correnti inf. / lastra	924	mmq
	momento di inerzia correnti inf.	1886	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	3.50	mm
	lunghezza libera di inflessione	20.0	cm
	lambda correnti inf.	57.14	
	lambda correnti inf.	57	
	coeff. Omega	1.44	
corr. Inferiore integrativo	∅ corrente inf. integrativo	14	mm
	area corrente inf. Integrativo	154	mmq
	numero correnti inf. Integrativi	0	num
	area correnti inf. / lastra	0	mmq
	momento di inerzia correnti inf.	1886	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	3.50	mmc
	lunghezza libera di inflessione	37.1	cm
	lambda correnti inf.	106.00	
	lambda correnti inf.	106	
	coeff. Omega	5.51	
	altezza totale traliccio	19.50	cm
	altezza utile traliccio	18.00	cm
staffe	∅ staffa traliccio	10	mm
	area staffa	79	mmq
	area staffe / lastra	471	mmq
	momento di inerzia staffa	491	mmq x mmq
	raggio di inerzia staffa.	2.50	mmc
	lunghezza libera di inflessione	19.25	cm
	lambda staffe	77.01	
	lambda staffe	77	
	coeff. Omega	2.51	
	alfa	1.2490	rad
	beta	0.1705	rad
	luce della lastra	2.45	m
	<b>Sollecitazioni unitarie</b>		
	M	9.00	kNm/m
	T	20.21	kN/m
	<b>Sollecitazioni sulla lastra</b>		
	M	10.80	kNm/lastra
	T	24.26	kN/lastra
	S staffe	25.94	kN/lastra
	<b>Tensioni sugli elementi</b>		
	Trazione sui correnti sup. dei tralicci	99.5	N/mm <sup>2</sup>
	Compressione nei correnti inf. dei tralicci	93.6	N/mm <sup>2</sup>
	Compressione nei correnti inf. integrativi	0.0	N/mm <sup>2</sup>
	Compressione nelle staffe	138.2	N/mm <sup>2</sup>

## 6.2 FASE DEFINITIVA

Nella fase definitiva, corrispondente all'esercizio del ponte, risultano efficaci le armature di forza inserite in opera, mentre non si tengono in conto quelle dei tralicci delle predalles.

Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti è stato effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta assumendo una striscia di larghezza unitaria, orientata, come già ricordato, secondo una direzione inclinata di circa  $71^\circ$  rispetto alle travi principali e corrispondente alla direzione di orditura delle armature.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato avvalendosi dei seguenti schema statici:

- Schema a mensola per la valutazione delle sollecitazioni negli sbalzi;
- Schema statico di trave continua su 6 appoggi (a favore di sicurezza senza sbalzo) per lo studio delle sollecitazioni nelle campate e negli appoggi intermedi.

### 6.2.1 SBALZO (VERIFICA IN ASSE TRAVE)

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle armature sono state effettuate sia per il caso di massimo sbalzo (182.3 cm in direzione parallela ai tralicci) relativo al bordo con cordolo "largo" (126.8 cm in direzione parallela ai tralicci) che per il caso di massimo sbalzo assoluto (185.5 cm in direzione parallela ai tralicci) e cordolo "stretto" (95.1 cm in direzione parallela ai tralicci). Per brevità vengono riportate solo le verifiche e il calcolo delle sollecitazioni relative al primo caso.

#### 6.2.1.1 Carichi permanenti

La valutazione delle sollecitazioni è stata fatta considerando lo schema statico di trave a sbalzo di luce pari a 1.82 m. La luce di calcolo è riferita all'asse verticale della trave metallica, la larghezza di calcolo è assunta pari a 1.0 m. I momenti flettenti sono assunti positivi se tendono le fibre inferiori.

##### 1) Pesi strutturali

- |                           |           |  |
|---------------------------|-----------|--|
| - Peso proprio predalles: | $g_{1'}$  | $= 0.06 * 25.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$ |
| - Peso proprio soletta:   | $g_{1''}$ | $= 0.24 * 25.00 = 6.00 \text{ kN/m}^2$ |

##### 2) Pesi permanenti portati

- |                                      |            |   |
|--------------------------------------|------------|---|
| - Cordoli:                           | $g_{2'}$   | $= 0.15 * 25.00 = 3.75 \text{ kN/m}^2$      |
| - Pavimentazione:                    | $g_{2''}$  | $= 3.00 \text{ kN/m}^2$                     |
| - Veletta:                           | $p_{2'}$   | $= 0.25 * 0.15 * 25.00 = 0.95 \text{ kN/m}$ |
| - Barriera antirumore+sicurvita:     | $p_{2''}$  | $= 6.70 \text{ kN/m}$                       |
| - Rete smaltimento acque meteoriche: | $p_{2'''}$ | $= 1 \text{ kN/m}$                          |

Nel seguito si definiscono le sollecitazioni relative a tali carichi, riferendosi alla successiva Figura 6-1

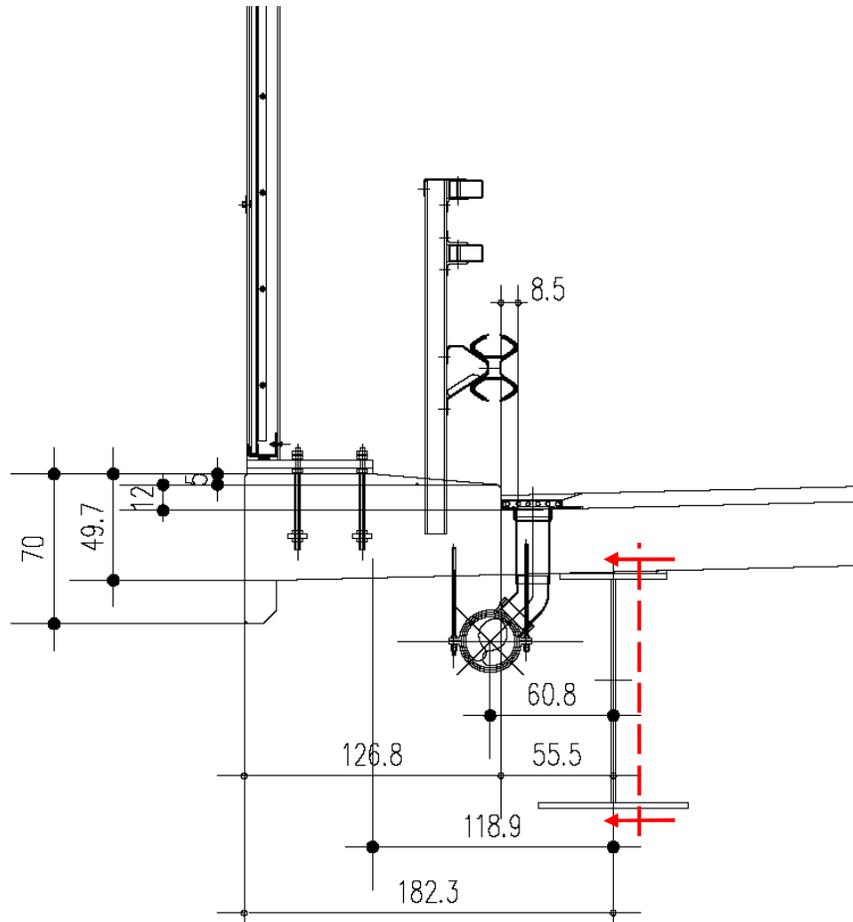


Figura 6-1 Geometria dello sbalzo

PESO PROPRIO SOLETTA E LASTRE PREDALLES

$$M = g_1 \cdot l_1^2 / 2 = 7.50 \cdot 1.82^2 / 2 = 12.42 \text{ kNm}$$

$$T = g_1 \cdot l_1 = 7.50 \cdot 1.82 = 13.65 \text{ Kn}$$

PESO CORDOLI

$$M = g_2 \cdot b_{\text{cord}} \cdot l_2 = 3.75 \cdot 1.27 \cdot 1.19 = 5.67 \text{ kNm}$$

$$T = g_2 \cdot b_{\text{cord}} = 3.75 \cdot 1.27 = 4.76 \text{ kN}$$

PESO PAVIMENTAZIONE

$$M = g_2 \cdot l_3^2 / 2 = 3.00 \cdot 0.56^2 / 2 = 0.47 \text{ kNm}$$

$$T = g_2 \cdot l_3 = 3.00 \cdot 0.56 = 1.68 \text{ kN}$$

PESO VELETTA

$$M = p_2 \cdot l_1 = 0.95 \cdot 1.82 = 1.73 \text{ kNm}$$

$$T = p_2 = 0.95 \text{ kN}$$

PESO BARRIERA+ SICURVIA

Per semplicità per il calcolo del momento generato dal peso del sicurvia si considera lo stesso braccio utilizzato per il calcolo del momento generato dal peso della barriera.

$$M = p_{2'''} \cdot l_1 = 6.70 \cdot 1.82 = 12.19 \text{ kNm}$$

$$T = p_{2'''} = 6.70 \text{ kN}$$

PESO RETE SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

$$M = p_{2'''} \cdot l_4 = 1 \cdot 0.61 = 0.61 \text{ kNm}$$

$$T = p_{2'''} = 1 \text{ kN}$$

**6.2.1.2 Carichi accidentali**

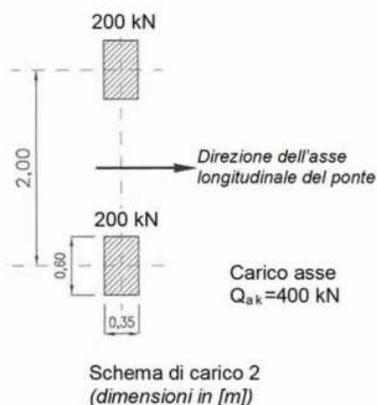
I carichi accidentali agenti sono i carichi mobili da traffico  $q_1$ , l'urto del veicolo in svio  $q_8$ , il vento ed il carico accidentale per manutenzione  $q_5$  definiti nei punti 5.1 delle NTC sui ponti stradali.

La disposizione sarà quella più sfavorevole per la determinazione dei massimi negativi e delle massime sollecitazioni taglianti. Gli effetti dinamici sono compresi nei valori considerati.

**6.2.1.2.1 Carichi mobili ( $q_1$ )**

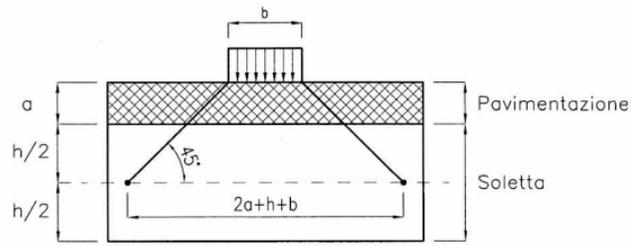
Si considerano gli Schemi di Carico 1 e 2 al fine di valutare quale dei due sia maggiormente gravoso, sia per le azioni flessionali che per quelle taglianti.

Si dispongono le ruote rispettivamente in adiacenza al cordolo per lo studio delle sollecitazioni flessionali ed in prossimità dell'asse verticale della trave metallica per quelle taglianti come illustrato nelle figure di seguito riportate.



**Figura 6-2: Disposizione dello Schema di Carico 2**

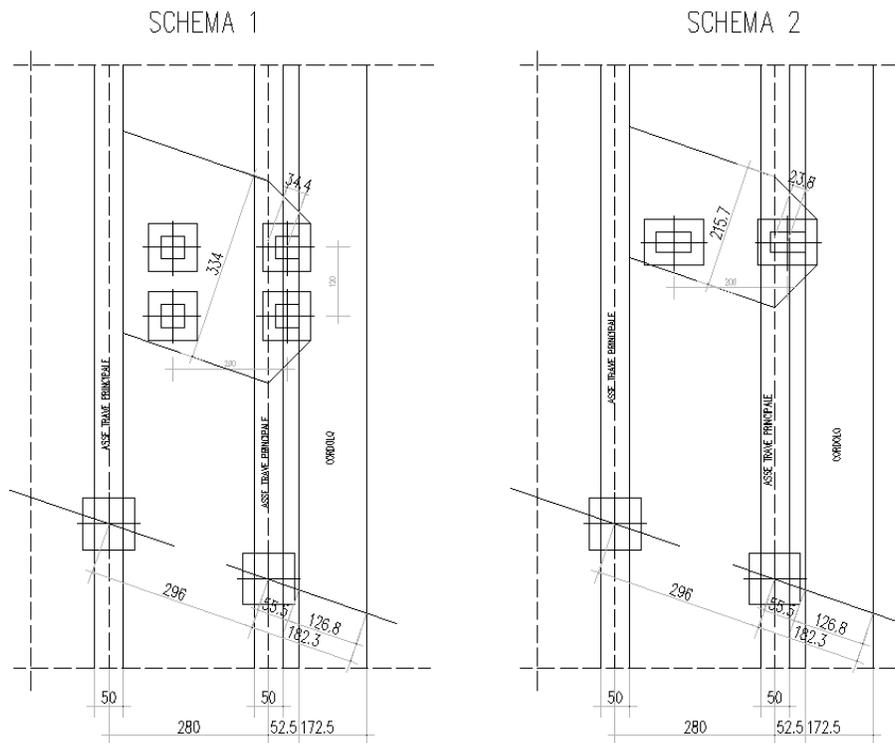
I carichi concentrati considerati ai fini delle verifiche locali ed associati agli schemi di carico 1 e 2, si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta; si considera inoltre una diffusione a  $45^\circ$  fino al piano medio della soletta e verso l'asse della trave.



**Figura 6-3: Diffusione dei carichi concentrati nella soletta**

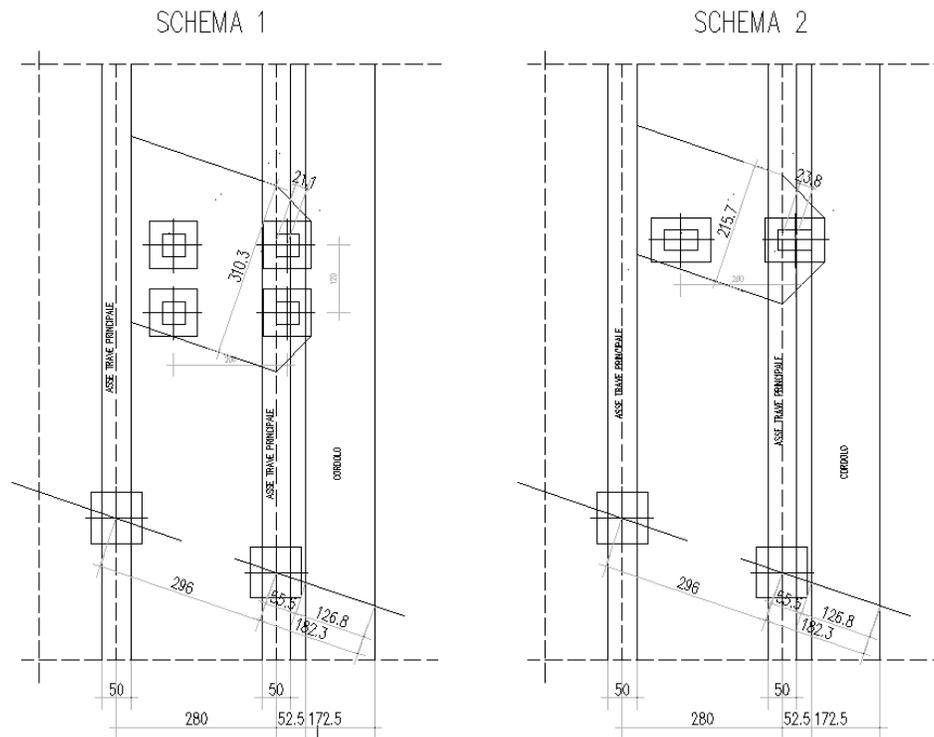
Le immagini seguenti riportano i posizionamenti dei mezzi, le aree di diffusione dei carichi e le basi collaboranti dei casi analizzati. Si rammenta che nello schema 1 alle azioni concentrate del mezzo si somma il carico distribuito sulla corsia pari a  $9.00\text{kN/m}^2$ .

MASSIMA FLESSIONE SULLO SBALZO



**Figura 6-4: Base resistente per momento flettente**

MASSIMO TAGLIO SULLO SBALZO



**Figura 6-5 Base resistente per taglio**

MOMENTO FLETTENTE

Analizzando la Figura 6-4 avremo le seguenti sollecitazioni unitarie per i due schemi di carico

- Schema 1:  $M_1 = 300 \cdot 0.34 / 3.34 + 9.00 \cdot 0.34^2 / 2 = 31.06 \text{ kNm/m}$
- Schema 2:  $M_2 = 200 \cdot 0.24 / 2.16 = 22.22 \text{ kNm}^* / \text{m}$

Lo schema 1 risulta quindi essere quello più significativo.

TAGLIO

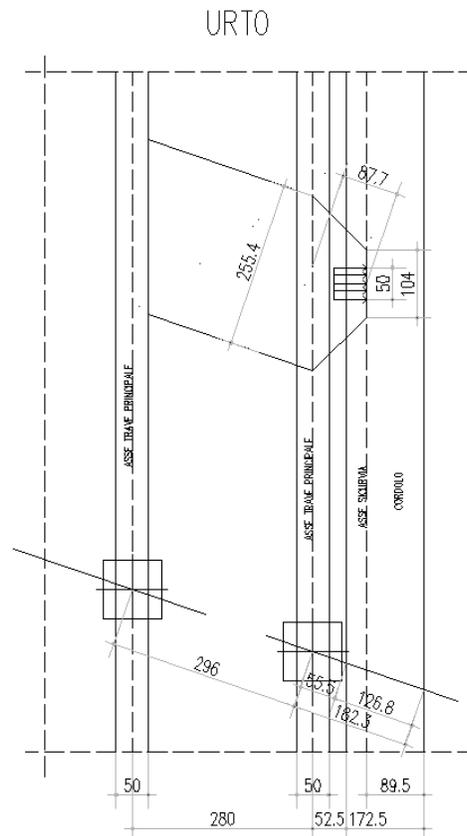
Analizzando la Figura 6-5 avremo le seguenti sollecitazioni unitarie per i due schemi di carico

- Schema 1:  $T_1 = 300 / 3.1 + 9.00 = 105.77 \text{ kN/m}$
- Schema 2:  $T_2 = 200 / 2.16 = 92.59 \text{ kNm}$

Lo schema 1 risulta quindi essere quello più significativo.

6.2.1.2.2 Urto di veicolo in svio ( $q_8$ )

La forza orizzontale equivalente di collisione è assunta pari a 100 kN e viene considerata distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera - 0,10 m) , h2 = 1,00 m (punto 3.6.3.3.2 delle NTC).



**Figura 6-6 Base resistente per urto del veicolo in svio**

Con riferimento alla Figura 6-6 si avranno le seguenti sollecitazioni:

$$M_{q8} = 100 \cdot (1.00 + 0.15) / 2.55 = 45.1 \text{ kNm/m}$$

$$N_{q8} = 100 / 2.55 = 39.21 \text{ kN/m}$$

#### 6.2.1.2.3 Carico accidentale ( $q_5$ )

Si assume la presenza di un carico accidentale pari a

$$q = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

agente sulla parte praticabile di soletta.

Avremo

$$M_{q5} = 1.50 \cdot 1.82^2 / 2 = 2.48 \text{ kNm/m}$$

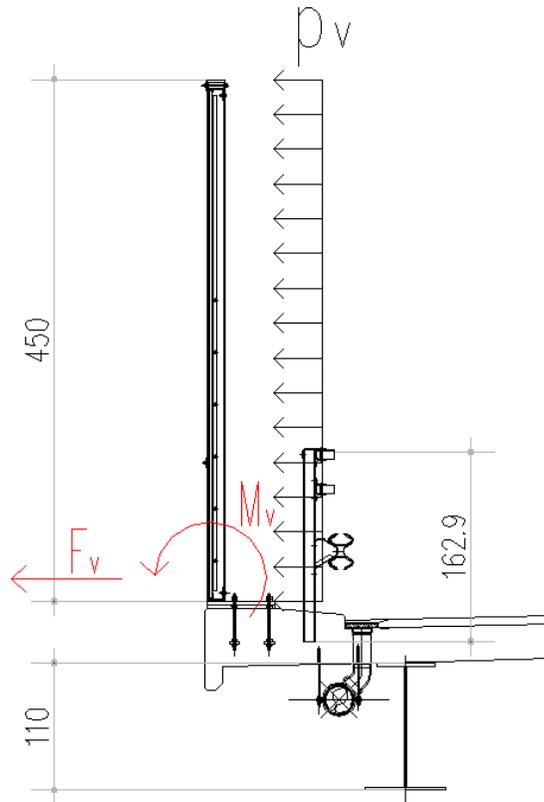
$$T_{q5} = 1.50 \cdot 1.82 = 2.73 \text{ kN/m}$$

#### 6.2.1.2.4 Vento ( $q_5'$ )

A favore di sicurezza si assume l'azione del vento agente sulla barriera antirumore, con pressione pari a  $p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$ . Lo schema statico ed il caricamento relativo a tale azione è riportato nella figura seguente.

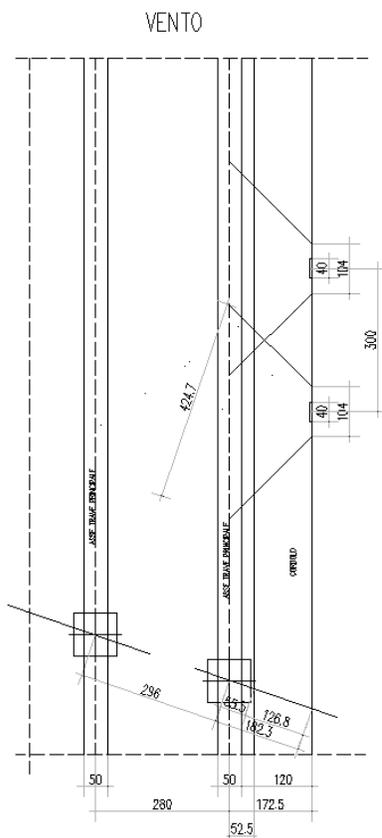
Per la verifica dello sbalzo in asse trave si assume il vento agente verso l'esterno dell'impalcato: questa risulta essere la condizione più sfavorevole per la sezione in questione poiché il momento negativo  $M_v$

causato dal vento si somma ai restanti momenti negativi generati sia dai carichi permanenti che da quelli mobili.



**Figura 6-7 Schema dell'azione del vento sulla barriera**

Anche per il vento si considera una diffusione a  $45^\circ$  fino al piano medio della soletta e verso l'asse della trave. Si riporta di seguito un'immagine dell'area di diffusione del carico e la base collaborante considerata.



**Figura 6-8 Schema della diffusione dell'azione del vento sulla barriera**

Con riferimento alla Figura 6-67 e alla Figura 6-68 si hanno le seguenti sollecitazioni:

$$M_{q5'} = (2.50 \cdot 4.5^2 / 2) / 3 = 8.44 \text{ kNm/m}$$

$$N_{q5'} = 2.50 \cdot 4.5 / 3 = 3.75 \text{ kN/m}$$

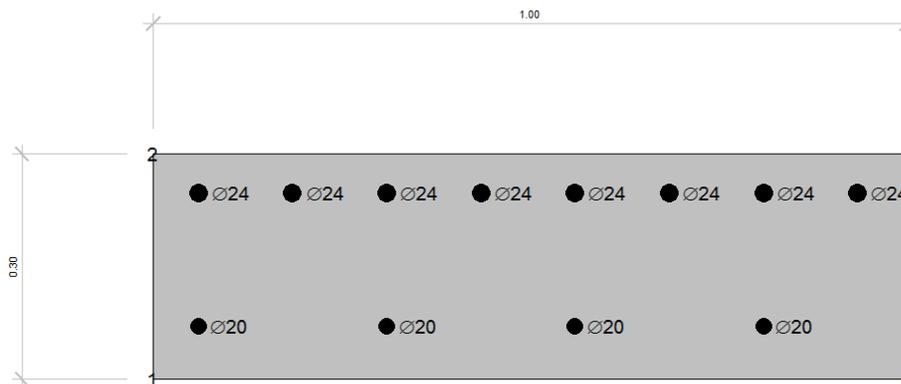
### 6.2.1.3 Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazioni di carico

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni relative ai carichi elementari agenti, e le relative combinazioni di carico.

	Momento flettente	Taglio	Sforzo assiale (trazione)
Carichi	M (kNm)	T (kN)	N (kN)
Peso proprio predalles+getto ( $G_1$ )	-12.42	13.65	-
Carichi permanenti ( $G_2$ )	-20.67	15.09	-
Urto di veicolo ( $q8$ )	-45.1	-	39.2
Neve (o accidentale per manutenzione)	-2.48	2.73	-
Vento	-8.44	-	3.8
Mobili ( $Q$ )	-31.06	105.77	-
<b>Combinazioni</b>			
Fondamentale <b>SLU</b>	-99.5	186.3	3.375
Caratteristica <b>SLE</b>	-69.2	134.5	2.25
Frequente <b>SLE</b>	-56.4	108.1	-
Eccezionale <b>SLU</b>	-78.2	28.7	39.2

La geometria e le caratteristiche resistenti della sezione di verifica sono riportate nella tabella e nell'immagine seguente.

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ24/12.5 ( $A'_s=36.16\text{cm}^2$ )
Copriferro armatura superiore (cm)	5.20cm
Armatura Intradosso	1Φ20/25 ( $A_s=12.56\text{cm}^2$ )
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00cm



#### 6.2.1.4 Verifiche di resistenza SLV

Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi utilizzando le sollecitazioni della combinazione fondamentale:

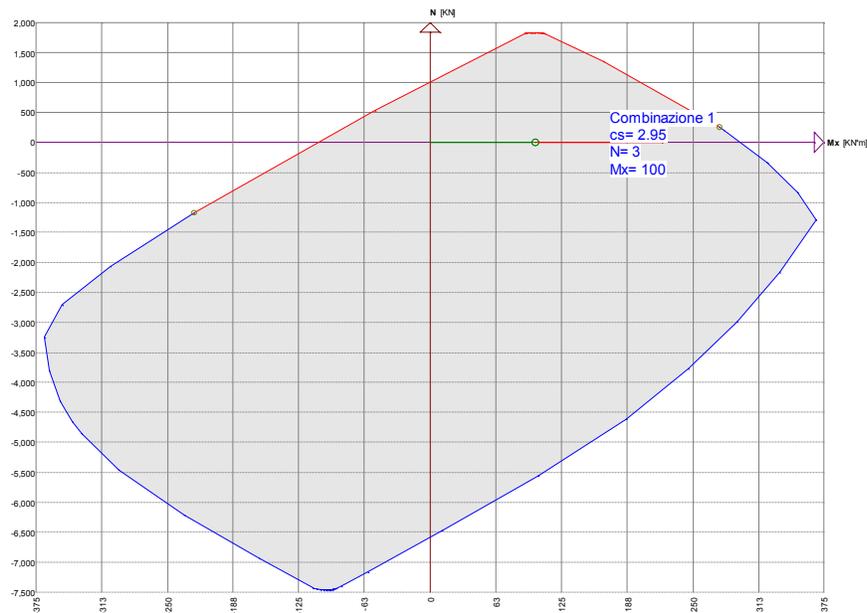
$$1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot G_2 + 1.35 \cdot Q_1 + 0.6 \cdot 1.5 \cdot (Q_5 + Q_5')$$

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci i ferri in opera.

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza a tensoflessione e taglio. Le unità di misura dei tabulati e dei grafici sono kN-m.

VERIFICA A TENSOFLESSIONE

My costante= 0 [KN\*m]



**Sezione di calcestruzzo C32/40**

C32/40

Fattore di sicurezza parziale= 1.500

Coefficiente riduttivo carichi lunga durata= 0.85

Fattore di conversione  $R_{ck} \rightarrow f_{ck} = 0.83$

Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck} = 40000.00$

Resistenza di calcolo  $0.85 \times f_{cd} = 18813.33$

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf} = -0.0035$   $\epsilon_{sup} = 1$

**Armatura B450**

B450

Fattore di sicurezza parziale= 1.150

Resistenza caratteristica  $f_{yk} = 450000.00$

Resistenza di calcolo  $f_{yd} = 391304.30$

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf} = -0.01$   $\epsilon_{sup} = 0.01$

**Sollecitazioni Resistenti (M,N)**

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-6583	-0.0035 (sez)	1003	0.01 (arm)
Mx	-107	0.01 (arm)	295	-0.0035 (sez)
My	-712	-0.0035 (sez)	660	-0.0035 (sez)

**Sollecitazioni di progetto**

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	Combinazione 1	3	0.00	0.00	100	0

**Verifiche**

Comb Coeff. di sicurezza Mat. limitazione  
1 2.9473 sezione

VERIFICA A TAGLIO (Sezione in asse trave)

La verifica al taglio per sezioni prive di specifica armatura è riportata nel seguito, con riferimento alla simbologia delle NTC2008.

$V_{Ed}$	<b>186.30</b>	kN
$N_{Ed}$	0	kN
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	33.2	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$f_{cd}$	18.8	
$b_w$	1000	mm
$h$	300	mm
$c$	52	mm
$d$	248	mm
$\phi$	24	mm
$n^\circ$	8	
$A_{sl}$	3616.00	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.015	
$\sigma_{cp}$	0.0	N/mm <sup>2</sup>
$k$	1.8980	
$v_{min}$	0.5273	
	205.86	kN
	130.78	kN
$V_{rd}$	<b>205.86</b>	kN
<b>SEZIONE VERIFICATA A</b>		
<b>TAGLIO</b>		

**6.2.1.5 Verifiche di resistenza SLV eccezionale**

Per tale verifica ci si riferisce alla combinazione per carichi eccezionali:

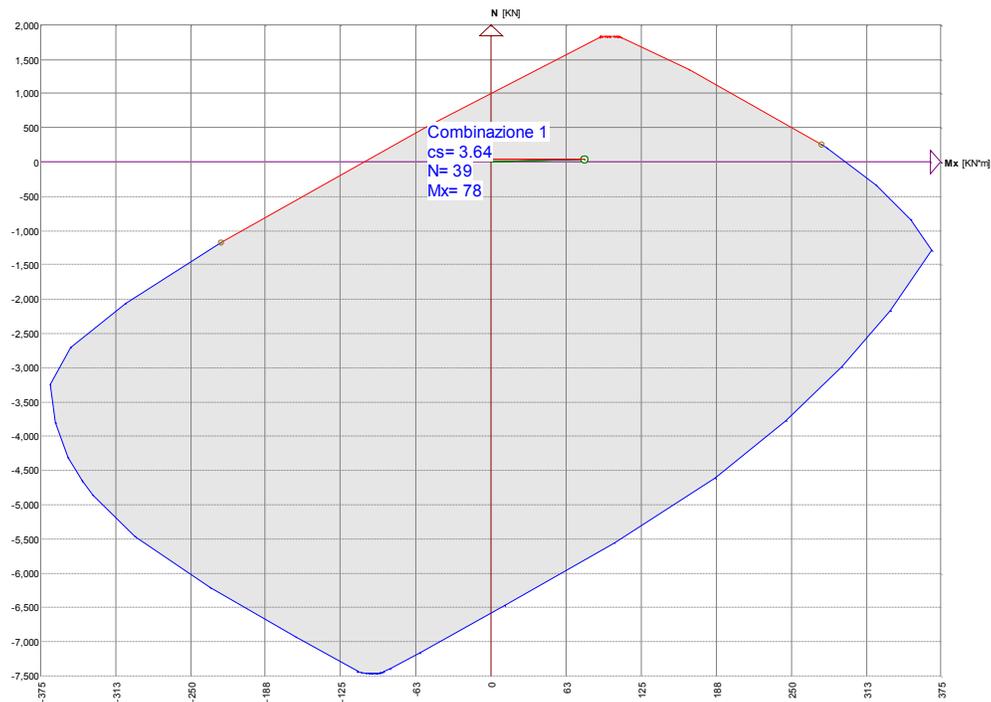
$$G_1 + G_2 + Q_8$$

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci i ferri in opera.

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza a tensoflessione e taglio. Le unità di misura dei tabulati e dei grafici sono kN-m

VERIFICA A TENSOFFLESSIONE

My costante= 0 [kN\*m]



**Sezione di calcestruzzo C32/40**

C32/40

Fattore di sicurezza parziale= 1.500

Coefficiente riduttivo carichi lunga durata= 0.85

Fattore di conversione  $R_{ck}$  ---->  $f_{ck}$ = 0.83

Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck}$ = 40000.00

Resistenza di calcolo  $0.85 \times f_{cd}$ = 18813.33

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf}$ = -0.0035  $\epsilon_{sup}$  = 1

**Armatura B450**

B450

Fattore di sicurezza parziale= 1.150

Resistenza caratteristica  $f_{yk}$ = 450000.00

Resistenza di calcolo  $f_{yd}$ = 391304.30

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf}$  = -0.01  $\epsilon_{sup}$  = 0.01

**Sollecitazioni Resistenti (M,N)**

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-6583	-0.0035 (sez)	1003	0.01 (arm)
Mx	-107	0.01 (arm)	295	-0.0035 (sez)
My	-712	-0.0035 (sez)	660	-0.0035 (sez)

**Sollecitazioni di progetto**

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	Combinazione 1	39	0.00	0.00	78	0

**Verifiche**

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	3.6381	sezione

VERIFICA A TAGLIO

Non significativa

**6.2.1.6 Verifiche a fessurazione (SLE)**

Le prescrizioni relative ai limiti per le verifiche a fessurazione prevedono di considerare condizioni “molto aggressive” per l’elemento in oggetto (vedi par. 3.2).

Le armature, essendo di acciaio ordinario, sono di tipo “poco sensibile”.

La combinazione quasi permanente non è significativa poiché non comprende i carichi mobili che generano la quota parte preponderante delle sollecitazioni.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico frequente:

$$G_1 + G_2 + 0.75Q_{\text{tandem}} + 0.40Q_{\text{mobili,unif}}$$

In ambiente di tipo “molto aggressivo”, sotto l’azione della combinazione frequente, il valore limite di apertura della fessura ammesso vale  $w_1 = 0.2\text{mm}$ .

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

- Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$  confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ : se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.
- Verifica di apertura delle fessure: Il valore di calcolo di apertura delle fessure non deve superare il valore nominale  $w_1$ .

La verifica si effettua mediante un foglio di calcolo di cui si riporta nel seguito il tabulato di output.

<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15	
Classe cls	$R_{ck} =$	40	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.0E+05	N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>			
Altezza	$H =$	30	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	36.16	cm <sup>2</sup>
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	5.2	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	12.56	cm <sup>2</sup>
Copriferro acciaio compresso	$c's =$	7	cm
Ricoprimento barre più esterne tese	$c =$	4.0	cm
Ricoprimento barre più interne tese	$c+S =$	4.0	cm
Diametro massimo barre tese	$\phi =$	2.4	cm
<b>Sezione non fessurata: formazione fessure</b>			
Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	56.40	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	$f_{ctk} =$	2.60	N/mm <sup>2</sup>
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	16.02	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	20406	cm <sup>3</sup>
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	53.12	kNm
Trazione nel cls prodotta da $M_{es}$ ed $N_{es}$	$\sigma_{ct} =$	2.76	N/mm <sup>2</sup>
<b>Sezione fessurata: apertura fessure</b>			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	56.40	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x =$	11.37	cm
Tensione cls	$\sigma_c =$	-4.26	N/mm <sup>2</sup>
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	75.54	N/mm <sup>2</sup>
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	63.2	kNm
Tensione nell'acciaio prodotta da $M_{sr}$	$\sigma_{sr} =$	84.7	N/mm <sup>2</sup>
<b>Distanza media fra due fessure attigue</b>			
Distanza fra le barre	$s =$	12.5	cm
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.4	
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	2.76	N/mm <sup>2</sup>
	$\sigma_2 =$	-3.17	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	0.125	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	12.5	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	9.3	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	116.4	cm <sup>2</sup>
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	4.52	cm <sup>2</sup>
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	13.59	cm
<b>Deformazione unitaria media</b>			
Coefficiente $\beta_1$	$\beta_1 =$	1.0	
Coefficiente $\beta_2$	$\beta_2 =$	0.5	
Deformazione unitaria media	$\epsilon_{sm} =$	1.511E-04	
<b>Ampiezza fessura</b>			
	$w_k =$	0.03	mm

### 6.2.1.7 Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti della normativa di seguito riportati.

#### 4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

#### 4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$

La combinazione quasi permanente non è significativa poiché non comprende i carichi mobili che generano la quota parte preponderante delle sollecitazioni.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico caratteristica (rara):

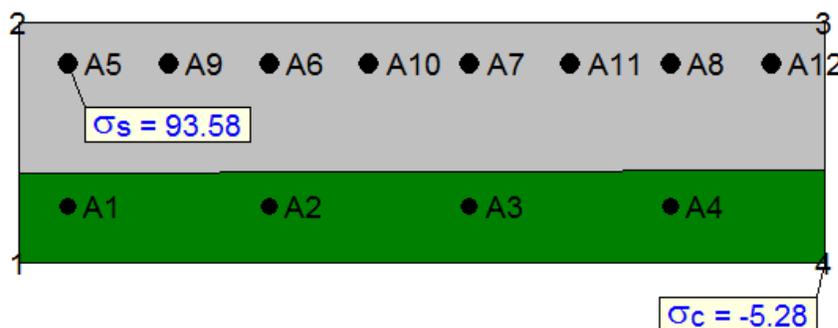
$$G_1 + G_2 + Q_{\text{tandem}} + Q_{\text{mobili,unif}} + 0.6 \cdot Q_5'$$

Le tensioni limite sono quindi

$$\sigma_{c, \text{max}} = 0.6 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 0.83 \cdot 40 = 19.92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s, \text{max}} = 0.8 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 450 = 360.00 \text{ N/mm}^2$$

### VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO



Unità di misura: [L]=mm [F]=N

#### Combinazione 1

N= 2250

M x-x= 69200000

#### Sezione parzializzata

asse neutro: da x=-500.00 y=112.34

a x=500.00 y=114.60

Le tensioni rilevate sono inferiori a quelle limite. La verifica è soddisfatta.

## 6.2.2 SBALZO (VERIFICA A FILO CORDOLO)

Questa sezione è sollecitata in particolare dall'urto del veicolo sul sicurvia, in quanto presenta la minore base collaborante rispetto a questa forte azione localizzata. Oltre alla verifica allo stato limite ultimo eccezionale, si effettuano anche le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio in cui si considerano solo i carichi permanenti (sia strutturali che portati) e l'azione del vento agente verso l'interno dell'impalcato: il momento positivo che si genera viene utilizzato per il dimensionamento di eventuali ferri aggiuntivi inferiori. Il calcolo si effettua riferendosi al caso di cordolo "largo".

### 6.2.2.1 Carichi permanenti

La valutazione delle sollecitazioni è stata fatta considerando lo schema statico di trave a sbalzo di luce pari a 1.27 m. La luce di calcolo è riferita all'asse verticale del filo cordolo, la larghezza di calcolo è assunta pari a 1.0m. I momenti flettenti sono assunti positivi se tendono le fibre inferiori.

#### 1) Pesi strutturali

- Peso proprio prédalles:	$g_{1'}$	$= 0.06 * 25.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
- Peso proprio soletta:	$g_{1''}$	$= 0.24 * 25.00 = 6.00 \text{ kN/m}^2$

#### 2) Pesi permanenti portati

- Cordoli:	$g_{2'}$	$= 0.15 * 25.00 = 3.75 \text{ kN/m}^2$
- Veletta:	$p_{2'}$	$= 0.25 * 0.15 * 25.00 = 0.95 \text{ kN/m}$
- Barriera antirumore+sicurvia:	$p_{2''}$	$= 6.70 \text{ kN/m}$
- Rete smaltimento acque meteoriche:	$p_{2'''}$	$= 1 \text{ kN/m}$

Nel seguito si definiscono le sollecitazioni relative a tali carichi, riferendosi alla successiva Figura 6-19.

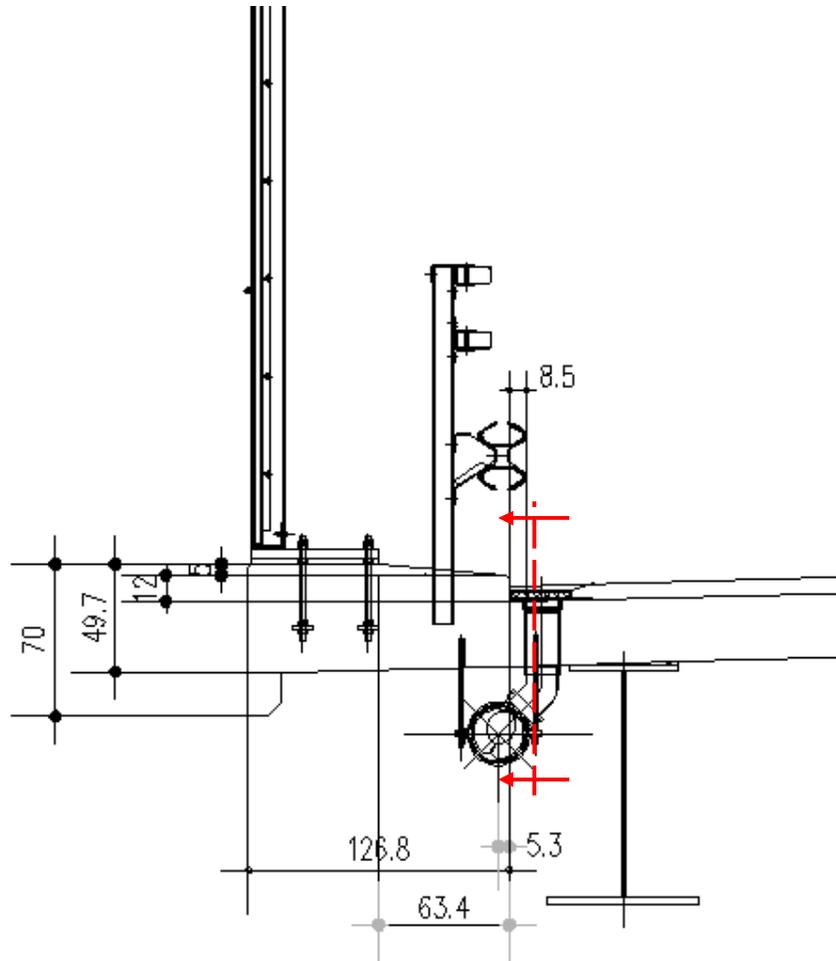


Figura 6-9 Geometria dello sbalzo

PESO PROPRIO SOLETTA E LASTRE PREDALLES

$$M = g_1 \cdot l_1^2 / 2 = 7.50 \cdot 1.27^2 / 2 = 6.05 \text{ kNm}$$

$$T = g_1 \cdot l_1 = 7.50 \cdot 1.27 = 9.52 \text{ KN}$$

PESO CORDOLI

$$M = g_2 \cdot b_{\text{cord}} \cdot l_2 = 3.75 \cdot 1.27 \cdot 0.64 = 3.05 \text{ kNm}$$

$$T = g_2 \cdot b_{\text{cord}} = 3.75 \cdot 1.27 = 4.76 \text{ kN}$$

PESO VELETTA

$$M = p_2 \cdot l_1 = 0.95 \cdot 1.27 = 1.20 \text{ kNm}$$

$$T = p_2 = 0.95 \text{ kN}$$

PESO BARRIERA+ SICURVIA

Per semplicità per il calcolo del momento generato dal peso del sicurvia si considera lo stesso braccio utilizzato per il calcolo del momento generato dal peso della barriera.

$$M = p_2 \cdot l_1 = 6.70 \cdot 1.27 = 8.51 \text{ kNm}$$

$$T = p_2 = 6.70 \text{ kN}$$

PESO RETE SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

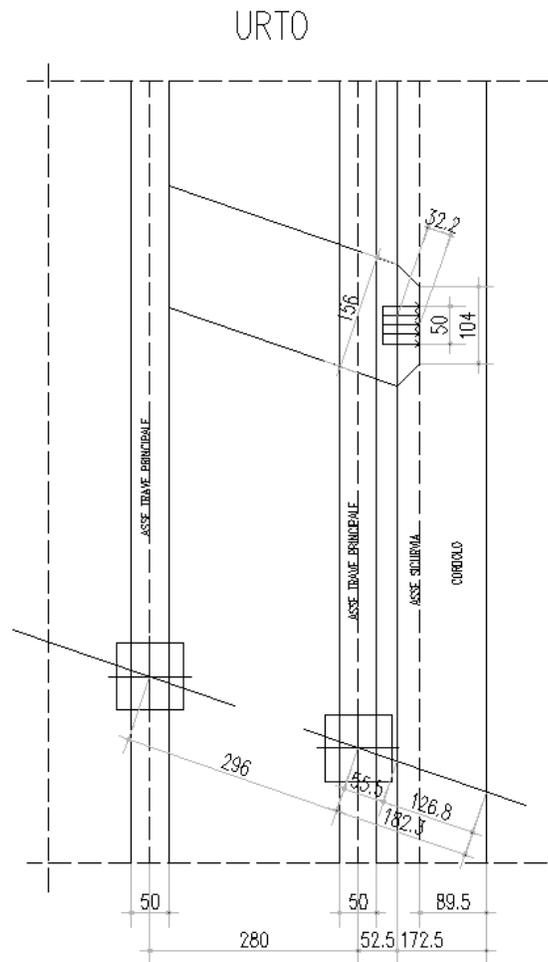
$$M = p_{2,00} \cdot l_4 = 1 \cdot 0.06 = 0.06 \text{ kNm}$$

$$T = p_{2,00} = 1 \text{ kN}$$

**6.2.2.2 Carichi accidentali**

6.2.2.2.1 Urto di veicolo in svio (q<sub>8</sub>)

La forza orizzontale equivalente di collisione è assunta pari a 100 kN e viene considerata distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h<sub>1</sub>, h<sub>2</sub>, dove h<sub>1</sub> = (altezza della barriera - 0,10m), h<sub>2</sub> = 1,00m (punto 3.6.3.3.2 delle NTC).



**Figura 6-10 Base resistente per urto del veicolo in svio**

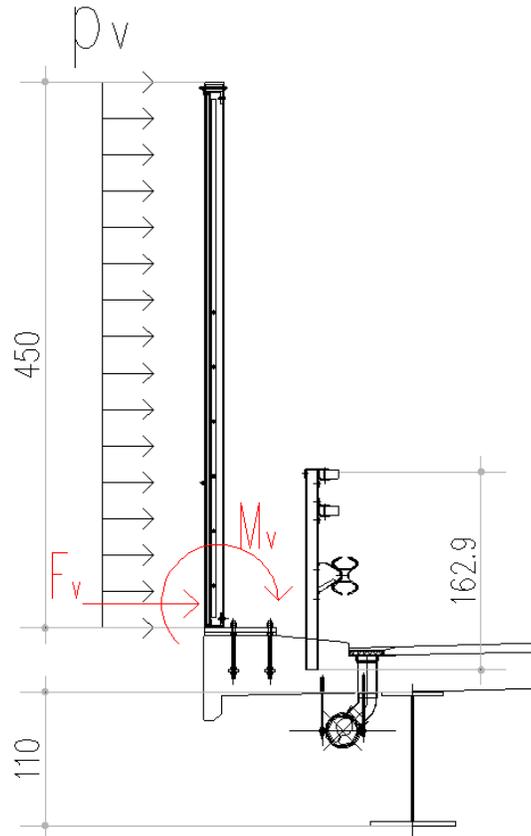
Con riferimento alla Figura 6-610 si avranno le seguenti sollecitazioni:

$$M_{q8} = 100 \cdot (1.00 + 0.15) / 1.56 = 73.72 \text{ kNm/m}$$

$$N_{q8} = 100 / 1.56 = 64.1 \text{ kN/m (trazione)}$$

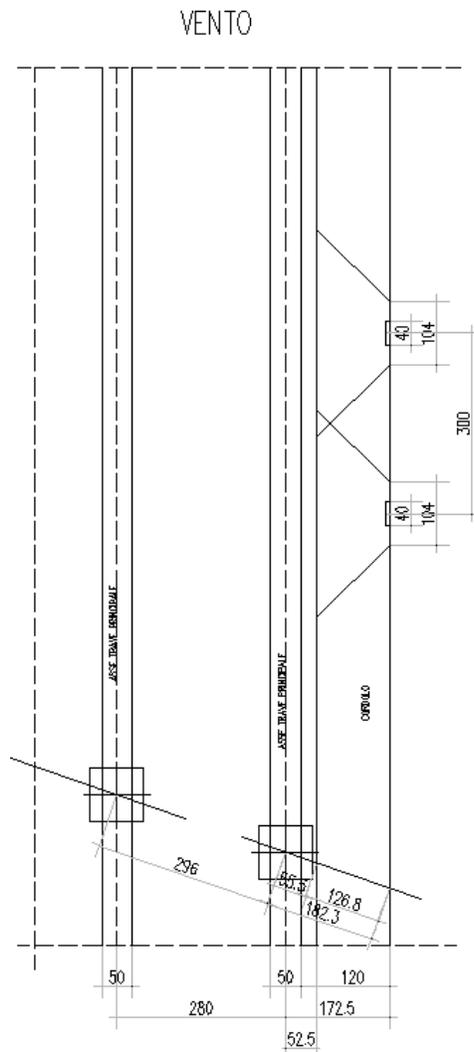
#### 6.2.2.2.2 Vento ( $q_5'$ )

A favore di sicurezza si assume l'azione del vento agente sulla barriera antirumore, con pressione pari a  $p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$ . Lo schema statico ed il caricamento relativo a tale azione è riportato nella figura seguente. Come già anticipato, per la verifica dello sbalzo a filo cordolo si assume il vento agente verso l'interno dell'impalcato: il momento positivo  $M_v$ , che si genera viene utilizzato per il dimensionamento di eventuali ferri aggiuntivi.



**Figura 6-11 Schema dell'azione del vento sulla barriera**

Anche per il vento si considera una diffusione a  $45^\circ$  fino al piano medio della soletta e verso l'asse della trave. Si riporta di seguito un'immagine dell'area di diffusione del carico e la base collaborante considerata.



**Figura 6-12 Schema dell'azione del vento sulla barriera**

Riferendoci alla Figura 6-611 e alla Figura 6-612 avremo le seguenti sollecitazioni:

$$M_{q5'} = (2.50 * 4.5^2 / 2) / 3 = 8.44 \text{ kNm/m}$$

$$N_{q5'} = 2.50 * 4.5 / 3 = 3.75 \text{ kN/m (compressione)}$$

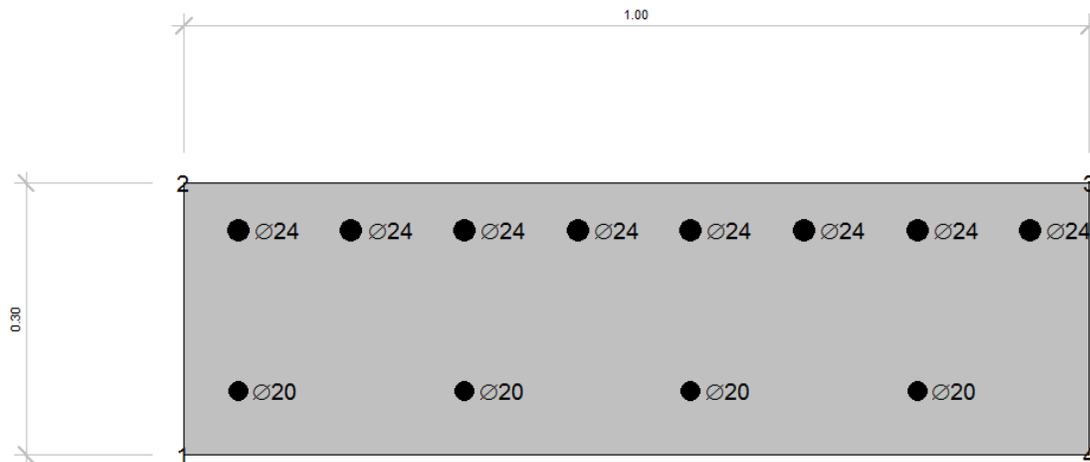
### 6.2.2.3 Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni relative ai carichi elementari agenti, e le relative combinazioni di carico.

	Momento flettente	Taglio	Sforzo assiale
Carichi	M (kNm)	T (kN)	N (kN)
Peso proprio predalles+getto ( $G_1$ )	-6.05	9.52	0.00
Carichi permanenti ( $G_2$ )	-12.82	13.41	0.00
Vento	8.44		-3.75
Urto di veicolo ( $q_8$ )	-73.72	0	64.1
Combinazioni			
Fondamentale <b>SLU</b>	6.6	33.0	-5.6
Eccezionale <b>SLU vento</b>	-92.6	22.9	64.1
Caratteristica <b>SLE vento</b>	-10.4	22.9	-3.8
Frequente <b>SLE vento</b>	-17.2	22.9	-0.8

La geometria e le caratteristiche resistenti della sezione di verifica sono riportate nella tabella e nell'immagine seguente.

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ24/12.5 ( $A_s=36.16\text{cm}^2$ )
Copriferro armatura superiore (cm)	5.20cm
Armatura Intradosso	1Φ20/25'' ( $A_s=12.56\text{cm}^2$ )
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00cm



#### 6.2.2.4 Verifiche di resistenza SLU

Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi. A favore di sicurezza, essendo la verifica in questione finalizzata al dimensionamento dei ferri inferiori aggiuntivi sottostanti i montanti delle barriere antirumore, si utilizzano le seguenti combinazioni fondamentali:

- $1 \cdot G_1 + 0 \cdot G_2 + 1.5 \cdot Q_5'$  per il momento
- $1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot G_2 + 1.5 \cdot Q_5'$  per il taglio

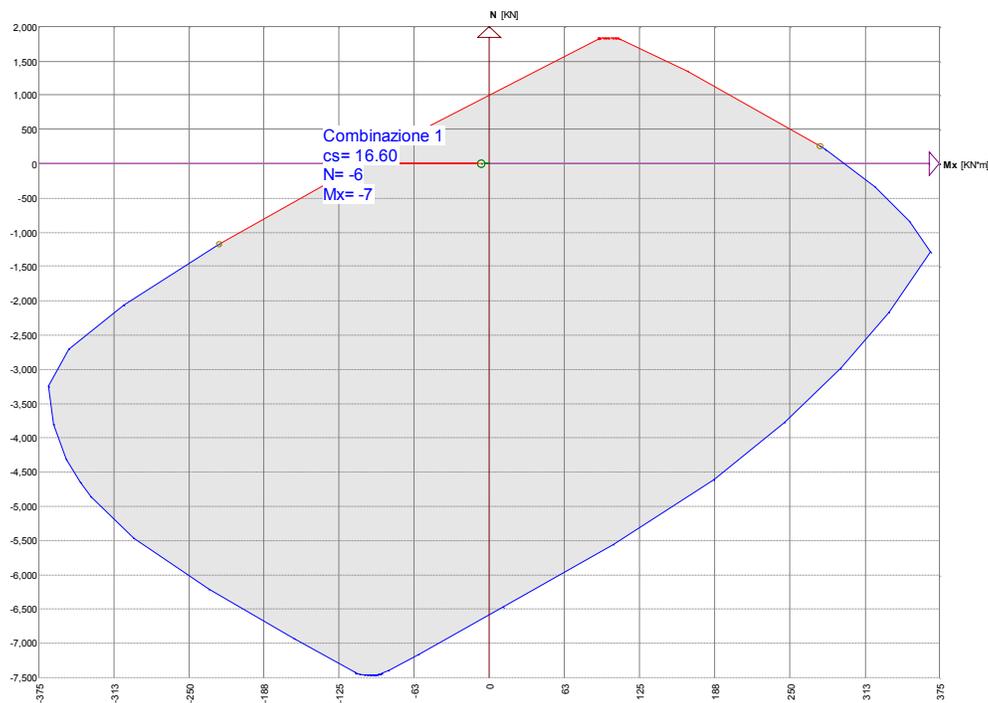
Nella combinazione utilizzata per il calcolo del momento sollecitante i coefficienti parziali  $\gamma$  per i carichi  $G_1$  e  $G_2$  sono stati assunti rispettivamente pari a 0 e 1 in quanto la presenza di tali carichi non è a favore di sicurezza per il dimensionamento dei ferri inferiori aggiuntivi.

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci i ferri in opera.

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza a pressoflessione e taglio. Le unità di misura dei tabulati e dei grafici sono kN-m

### VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

My costante= 0 [kN\*m]



#### **Sezione di calcestruzzo C32/40**

C32/40

Fattore di sicurezza parziale= 1.500

Coefficiente riduttivo carichi lunga durata= 0.85

Fattore di conversione  $R_{ck}$  ---->  $f_{ck}$ = 0.83

Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck}$ = 40000.00

Resistenza di calcolo  $0.85 \times f_{cd}$ = 18813.33

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf}$  = -0.0035  $\epsilon_{sup}$  = 1

#### **Armatura B450**

B450

Fattore di sicurezza parziale= 1.150

Resistenza caratteristica  $f_{yk}$ = 450000.00

Resistenza di calcolo  $f_{yd}$ = 391304.30

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf}$  = -0.01  $\epsilon_{sup}$  = 0.01

**Sollecitazioni Resistenti (M,N)**

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-6583	-0.0035 (sez)	1003	0.01 (arm)
Mx	-107	0.01 (arm)	295	-0.0035 (sez)
My	-712	-0.0035 (sez)	660	-0.0035 (sez)

**Sollecitazioni di progetto**

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	Combinazione 1	-6	0.00	0.00	-7	0

**Verifiche**

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	16.6034	sezione

VERIFICA A TAGLIO (Sezione a filo cordolo)

La verifica al taglio per sezioni prive di specifica armatura è riportata nel seguito, con riferimento alla simbologia delle NTC2008.

$V_{Ed}$	<b>33.00</b>	kN
$N_{Ed}$	0	kN
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	33.2	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$f_{cd}$	18.8	
$b_w$	1000	mm
$h$	300	mm
$c$	52	mm
$d$	248	mm
$\phi$	24	mm
$n^\circ$	8	
$A_{sl}$	3616.00	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.015	
$\sigma_{cp}$	0.0	N/mm <sup>2</sup>
$k$	1.8980	
$v_{min}$	0.5273	
	205.86	kN
	130.78	kN
$V_{rd}$	<b>205.86</b>	kN
<b>SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO</b>		

**6.2.2.5 Verifiche di resistenza SLU eccezionale**

Per tale verifica ci si riferisce alla combinazione per carichi eccezionali:

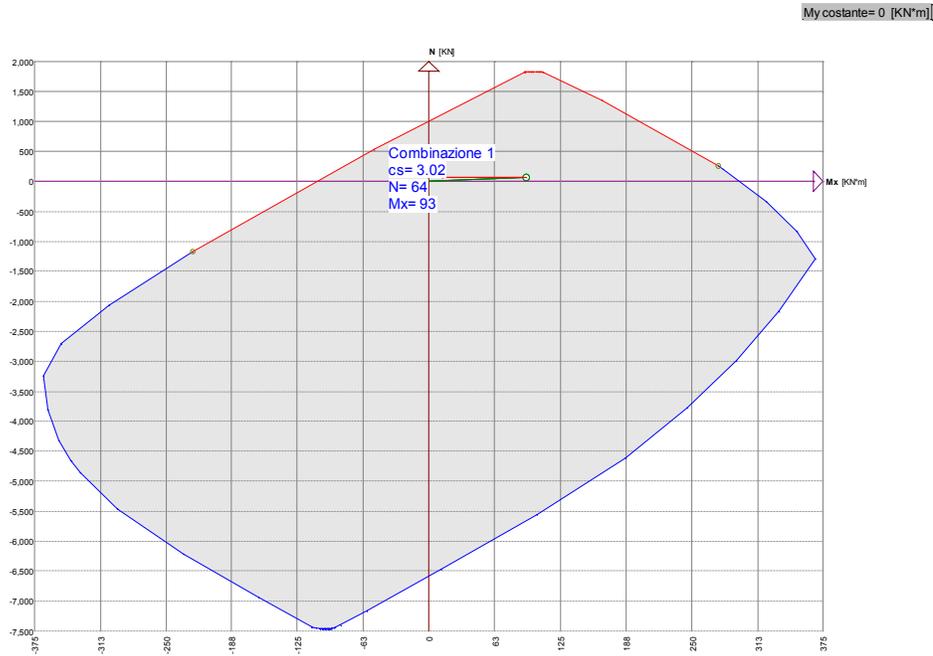
$$G_1 + G_2 + Q_8$$

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci i ferri in opera.

I coefficienti di sicurezza parziali per i materiali sono in questo caso pari a  $\gamma_s = \gamma_c = 1$ .

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza a tensoflessione e taglio. Le unità di misura dei tabulati e dei grafici sono kN-m.

VERIFICA A TENSOFLESSIONE



**Sezione di calcestruzzo C32/40**

C32/40

Fattore di sicurezza parziale= 1.500

Coefficiente riduttivo carichi lunga durata= 0.85

Fattore di conversione  $R_{ck} \rightarrow f_{ck} = 0.83$

Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck} = 40000.00$

Resistenza di calcolo  $0.85 \times f_{cd} = 18813.33$

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf} = -0.0035$   $\epsilon_{sup} = 1$

**Armatura B450**

B450

Fattore di sicurezza parziale= 1.150

Resistenza caratteristica  $f_{yk} = 450000.00$

Resistenza di calcolo  $f_{yd} = 391304.30$

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf} = -0.01$   $\epsilon_{sup} = 0.01$

**Sollecitazioni Resistenti (M,N)**

	Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N		-6583	-0.0035 (sez)	1003	0.01 (arm)
Mx		-107	0.01 (arm)	295	-0.0035 (sez)
My		-712	-0.0035 (sez)	660	-0.0035 (sez)

**Sollecitazioni di progetto**

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	Combinazione 1	64	0.00	0.00	93	0

### Verifiche

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	3.0175	sezione

### VERIFICA A TAGLIO

Non significativa

#### 6.2.2.6 Verifiche a fessurazione (SLE)

Le prescrizioni relative ai limiti per le verifiche a fessurazione prevedono di considerare condizioni “molto aggressive” per l’elemento in oggetto (vedi par. 3.2).

Le armature, essendo di acciaio ordinario, sono di tipo “poco sensibile”.

La combinazione quasi permanente non è significativa poiché non comprende l’azione del vento di cui si vogliono studiare gli effetti. Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico frequente:

$$G_1 + G_2 + 0.2 * Q_3'$$

In ambiente di tipo “molto aggressivo”, sotto l’azione della combinazione frequente, il valore limite di apertura della fessura ammesso vale  $w_1 = 0.2\text{mm}$ .

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

- Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$  confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ : se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.
- Verifica di apertura delle fessure: Il valore di calcolo di apertura delle fessure non deve superare il valore nominale  $w_1$ .

La verifica si effettua mediante un foglio di calcolo di cui si riporta nel seguito il tabulato di output.

<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15	
Classe cls	R <sub>ck</sub> =	40	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico acciaio	E <sub>s</sub> =	2.0E+05	N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>			
Altezza	H =	30	cm
Larghezza	B =	100	cm
Area acciaio teso	A <sub>s</sub> =	36.16	cm <sup>2</sup>
Copriferro baricentro acciaio teso	c <sub>s</sub> =	5.2	cm
Area acciaio compresso	A' <sub>s</sub> =	12.56	cm <sup>2</sup>
Copriferro acciaio compresso	c's =	7	cm
Ricoprimento barre più esterne tese	c =	4.0	cm
Ricoprimento barre più interne tese	c+S =	4.0	cm
Diametro massimo barre tese	Φ =	2.4	cm
<b>Sezione non fessurata: formazione fessure</b>			
Momento flettente in condizioni di esercizio	M <sub>es</sub> =	17.20	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	N <sub>es</sub> =	-0.80	kN
Resistenza media a trazione semplice del cls	f <sub>ctm</sub> =	3.10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	f <sub>ctk</sub> =	2.60	N/mm <sup>2</sup>
Distanza baricentro da lembo compresso	x <sub>g</sub> =	16.02	cm
Modulo di resistenza non fessurato	W <sub>sr</sub> =	20406	cm <sup>3</sup>
Momento di formazione delle fessure	M <sub>ff</sub> =	53.12	kNm
Trazione nel cls prodotta da Mes ed Nes	σ <sub>ct</sub> =	0.84	N/mm <sup>2</sup> < f <sub>ctk</sub>

### 6.2.2.7 Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti della normativa di seguito riportati.

#### 4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

#### 4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico caratteristica (rara):

$$G_1 + G_2 + 0.6 * Q_5'$$

Le tensioni limite sono quindi

$$\sigma_{c, \max} = 0.6 * f_{ck} = 0.6 * 0.83 * 40 = 19.92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s, \max} = 0.8 * f_{yk} = 0.8 * 450 = 360.00 \text{ N/mm}^2$$

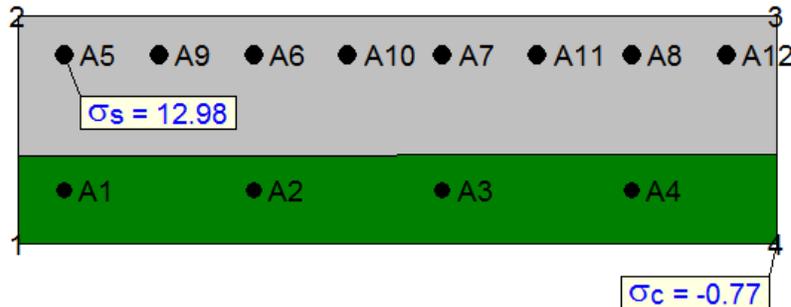
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Unità di misura: [L]=mm [F]=N

**Combinazione 1**

N= -4000

M x-x= 10000000

**Sezione parzializzata**asse neutro: da x=-500.00 y=115.71  
a x=500.00 y=118.24

Le tensioni rilevate sono inferiori a quelle limite. La verifica è soddisfatta.

**6.2.3 ZONA CENTRALE**

La zona centrale della soletta presenta schema statico di trave continua su 6 appoggi; a favore di sicurezza nel calcolo delle sollecitazioni non si considera la presenza degli sbalzi.

La luce di calcolo, riferita all'asse verticale delle travi metalliche, è pari a 2.96 m per ciascuna campata.

I momenti flettenti sono assunti positivi se tendono le fibre inferiori.

Le azioni sono riferite ad una fascia di soletta di larghezza unitaria.

Come precedentemente specificato tale fascia risulta essere inclinata rispetto alla giacitura delle travi principali di circa 71°, e quindi parallela alla direzione delle armature trasversali.

Le sollecitazioni di calcolo per i vari carichi sono determinate mediante un semplice modello piano sviluppato con il programma SAP2000. Di seguito si riporta la determinazione delle azioni elementari implementate in tale modello.

**6.2.3.1 Carichi permanenti**1) Pesi strutturali

- Peso proprio soletta:  $g_1 = 0.30 * 25.00 = 7.5 \text{ kN/m}$

2) Pesi permanenti portati

- Pavimentazione:  $g_2 = 3.00 \text{ kN/m}$

**6.2.3.2 Carichi accidentali**

I carichi accidentali agenti sono i carichi mobili da traffico  $q_1$  ed il vento  $q_5$ , definiti nei punti 5.1 delle NTC sui ponti stradali.

La disposizione sarà quella più sfavorevole per la determinazione dei massimi negativi e delle massime sollecitazioni taglianti. Gli effetti dinamici sono compresi nei valori considerati.

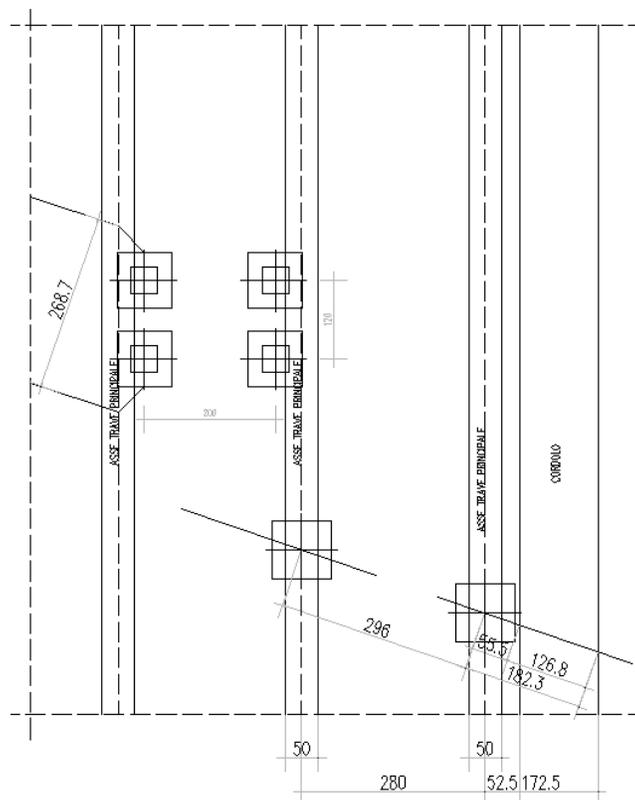
6.2.3.2.1 Carichi mobili ( $q_1$ )

Gli effetti dei carichi accidentali sono valutati disponendo i carichi mobili definiti nei punti 5.1 delle NTC nelle posizioni più sfavorevoli per il calcolo dei massimi momenti positivi e negativi e delle massime sollecitazioni taglianti. Gli effetti dinamici sono compresi nei valori considerati.

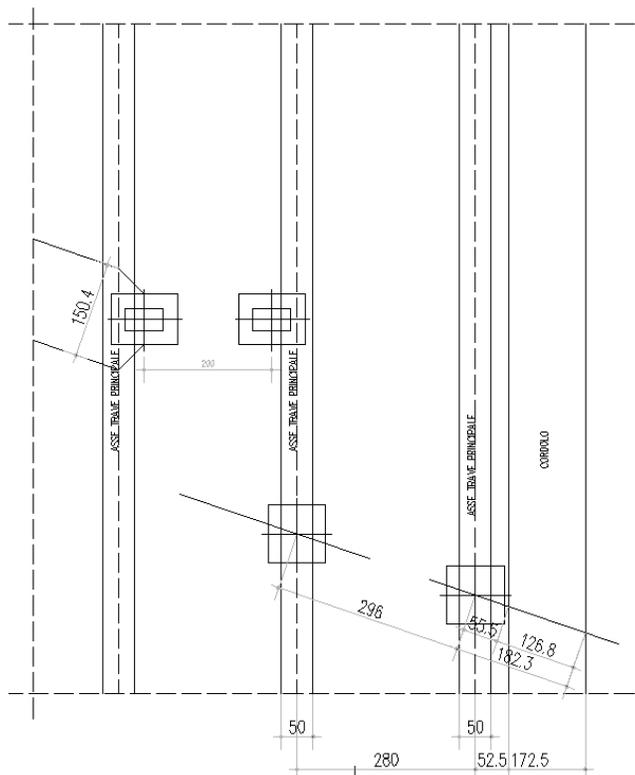
Si considerano gli schemi di carico 1 e 2 al fine di valutare quale dei due sia maggiormente gravoso.

Le immagini seguenti riportano i posizionamenti dei mezzi, le aree di diffusione dei carichi e le basi collaboranti dei casi analizzati.

Si rammenta che nello schema 1 alle azioni concentrate del mezzo si somma il carico distribuito sulla corsia pari a  $9.00\text{kN/m}^2$ .



**Figura 6-13: Base collaborante considerata per lo schema di carico 1**



**Figura 6-14: Base collaborante considerata per lo schema di carico 2**

Per entrambi gli schemi di carico considerati, si assume come base resistente per il calcolo del carico equivalente l'ingombro del carico diffuso a 45° sia trasversalmente che sino al piano medio della soletta.

Per le diverse corsie il carico equivalente è dato da:

$$P_{eq} = P / B \text{ [kN/m]}$$

dove B è pari a:

$$B^{schema\ 1} = 2.69 \text{ m} \quad B^{schema\ 2} = 1.5 \text{ m}$$

Considerando che il carico viene diffuso nella soletta a 45° si ottiene un carico equivalente distribuito pari a:

$$p_{eq} = P_{eq} / b \text{ [kN/m]} \text{ (per metro di larghezza di soletta)}$$

dove b è pari a:

$$b^{schema\ 1} = 0.4 + 0.3 + 2*0.07 = 0.84 \text{ m} \quad b^{schema\ 2} = 0.6 + 0.3 + 2*0.07 = 1.04 \text{ m}$$

Di seguito si riporta una sintesi del calcolo del carico equivalente  $p_{eq}$  sia per le diverse corsie dello schema 1 sia per lo schema 2.

Schema 1 B=2.69 m b=0.84 m				
Corsia	P [kN]	$P_{eq}$ [kN/m]	$p_{eq}$ [kN/m]	$q_{eq}$ [kN/m]
1	300	111.52	132.77	9
2	200	74.35	85.51	2.5
3	100	37.17	44.26	2.5
altre	0	0	0	2.5

Schema 2 B=1.5 m b=1.04 m			
Corsia	P [kN]	P <sub>eq</sub> [kN/m]	p <sub>eq</sub> [kN/m]
1	200	133.33	128.2

Lo schema di carico più gravoso risulta essere il primo. Con la teoria delle linee di influenza sono stati costruiti i diagrammi delle sollecitazioni massime e minime generate dal carico agente in tutte le possibili posizioni della sede stradale.

6.2.3.2.2 Vento (q<sub>5</sub>)

Si considera l'azione del vento sui mezzi costituenti lo "schema di carico 1", secondo lo schema di Figura 6-15.

A favore di sicurezza la pressione del vento è stata assunta pari a:

$$p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

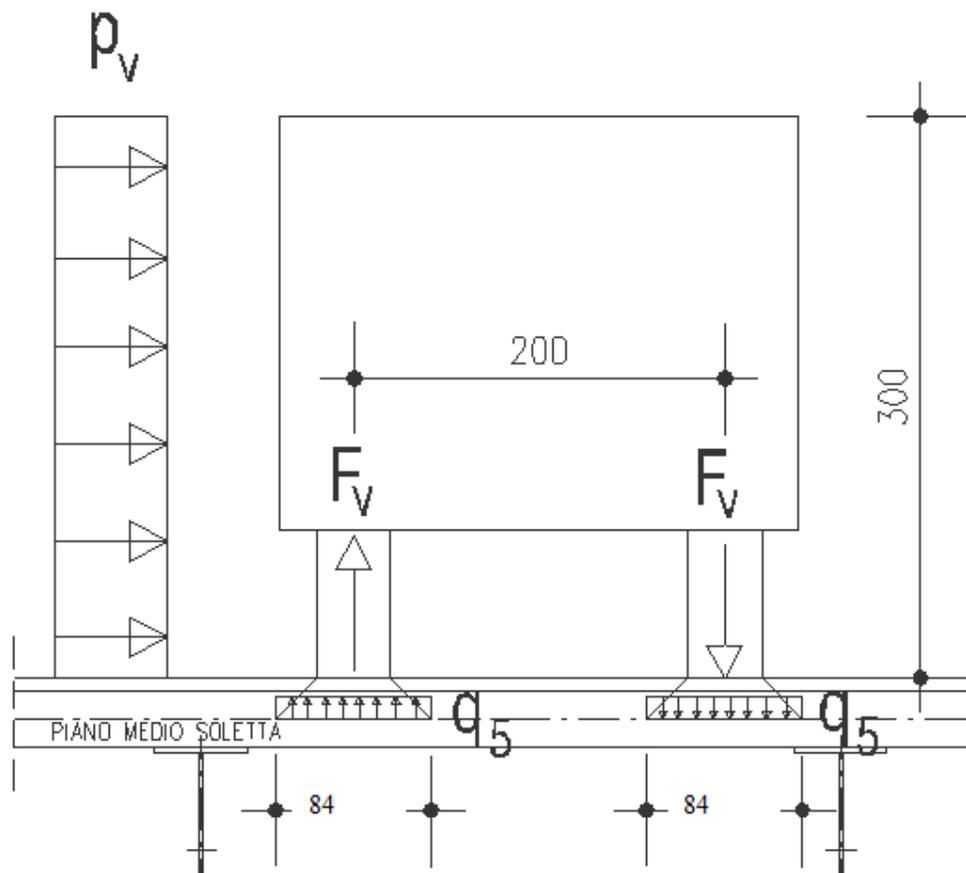


Figura 6-15 Azioni dovute al vento agente sui mezzi stradali

Avremo quindi

$$m_v = 2.50 * 3.00^2 / 2 = 11.25 \text{ kNm/m}$$

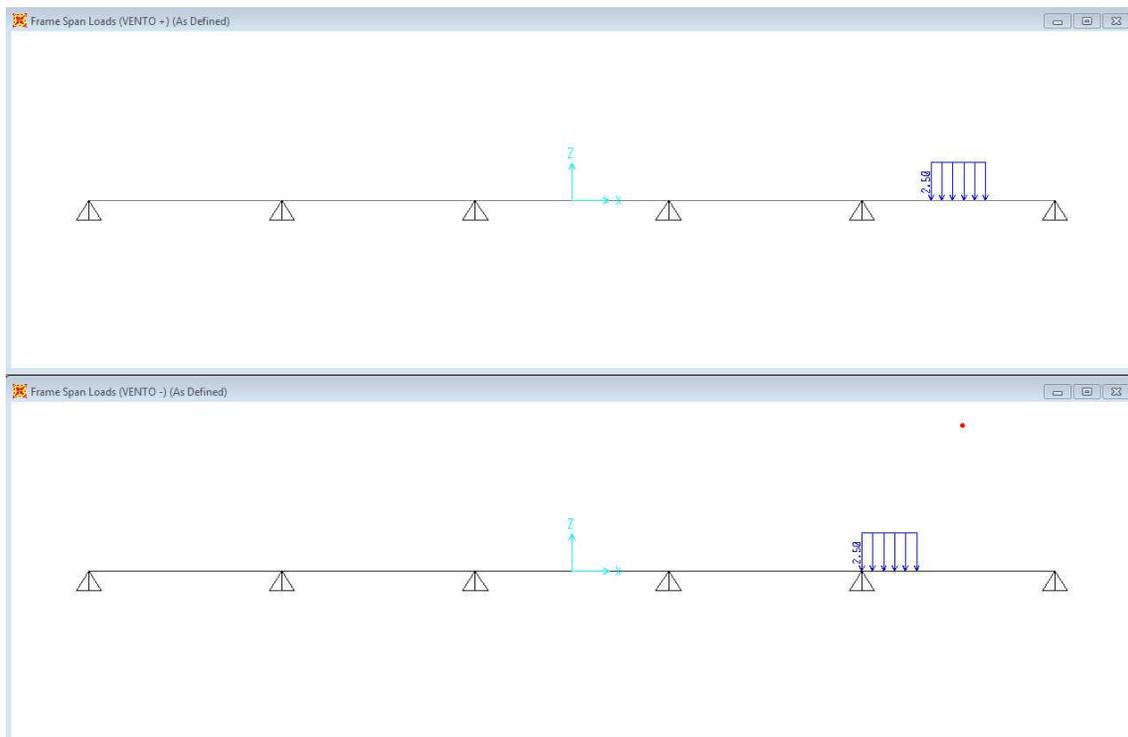
$$F_v = m_v / 2.00 = 5.625 \text{ kN/m}$$

Con riferimento alla base resistente di Figura 6-13 si hanno le seguenti sollecitazioni compressive:

$$f_v = 5.625/2.69 = 2.09 \text{ kN/m (per metro di larghezza di soletta)}$$

$$q_{5r} = F_v/b = 2.09/0.84 = 2.5 \text{ kN/m}$$

Si effettuano due posizionamenti di carichi dovuti al vento, rappresentati nella sottostante Figura 6-16, caratterizzati dalla presenza di una sola delle due ruote del mezzo sulla campata in oggetto. Non si considera il caso di entrambe le due ruote sulla stessa campata perché meno gravoso.



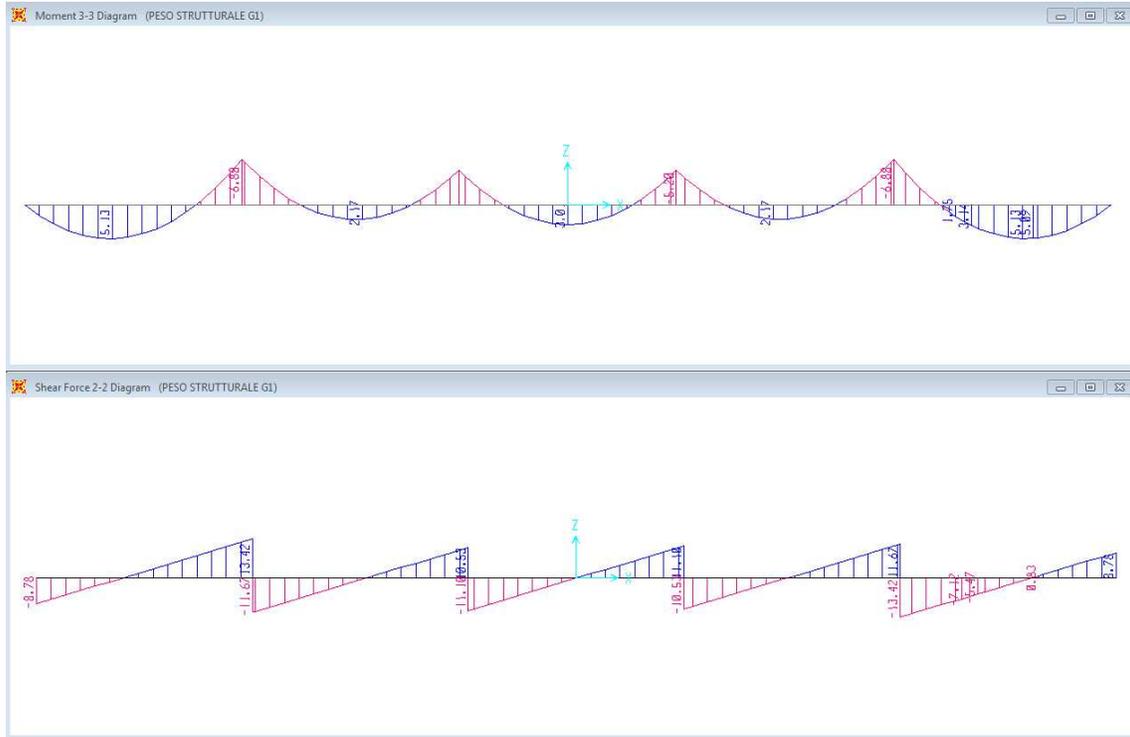
**Figura 6-16 Condizioni di carico relative al vento**

Il posizionamento della condizione "VENTO +" determina il massimo momento flettente nella sezione di mezzeria della campata esterna, quello della condizione "VENTO -" il massimo taglio nella sezione di appoggio adiacente alla campata esterna.

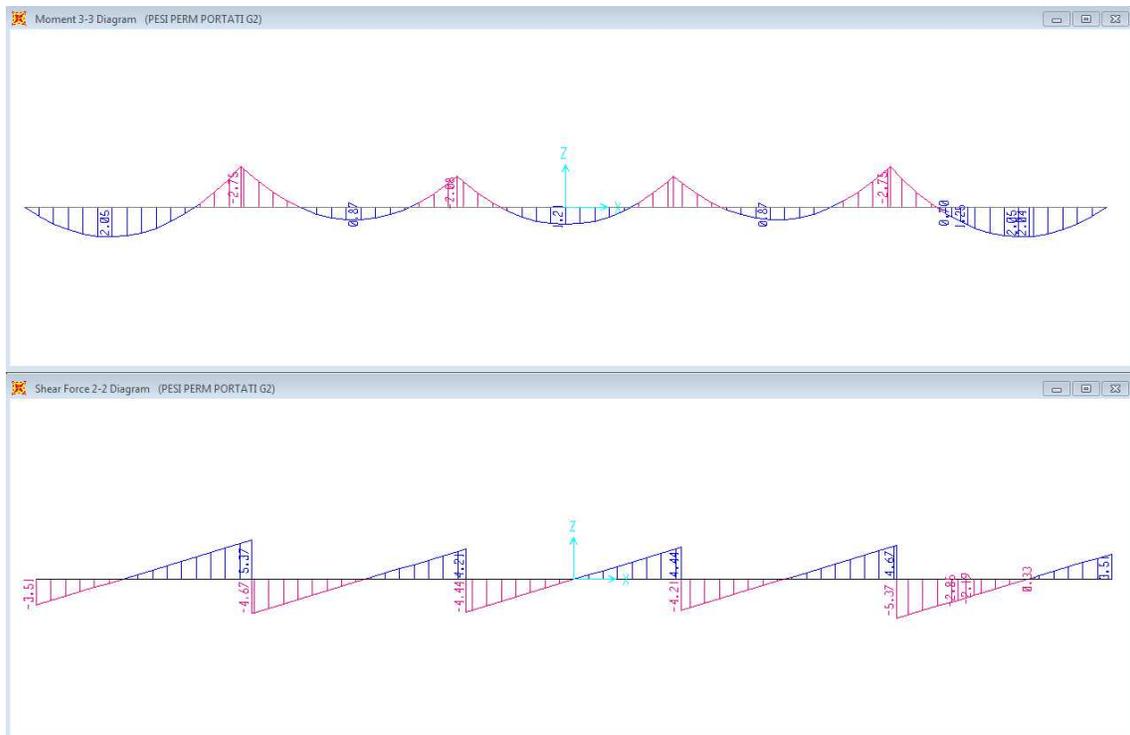
### 6.2.3.3 Diagrammi delle sollecitazioni

Nel seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni dovuti ai carichi elementari, riferiti ad una fascia di soletta di larghezza unitaria.

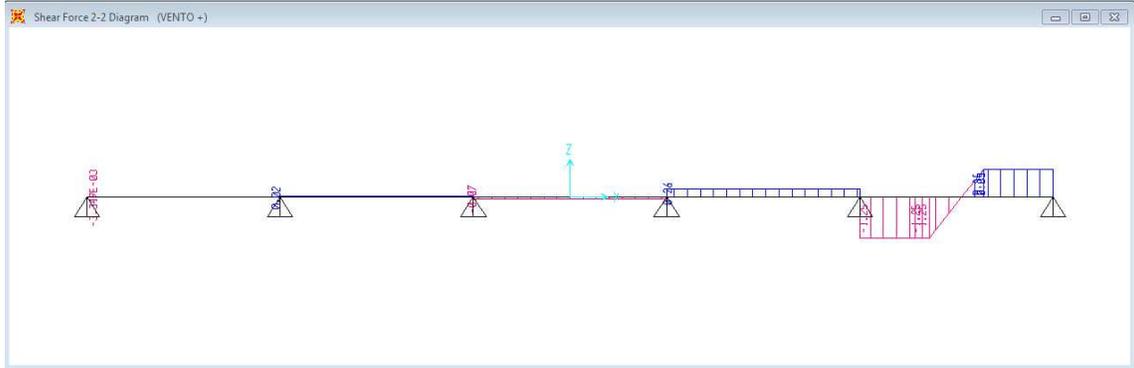
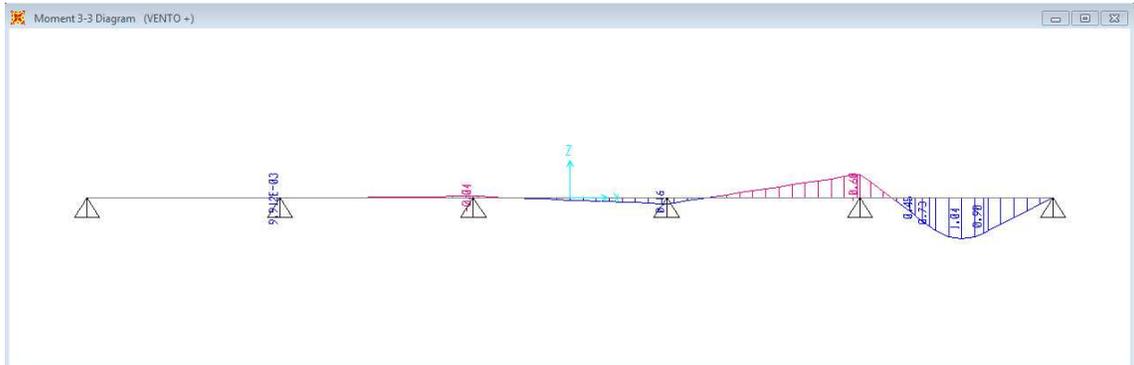
#### PESO PROPRIO SOLETTA ( $G_1$ )



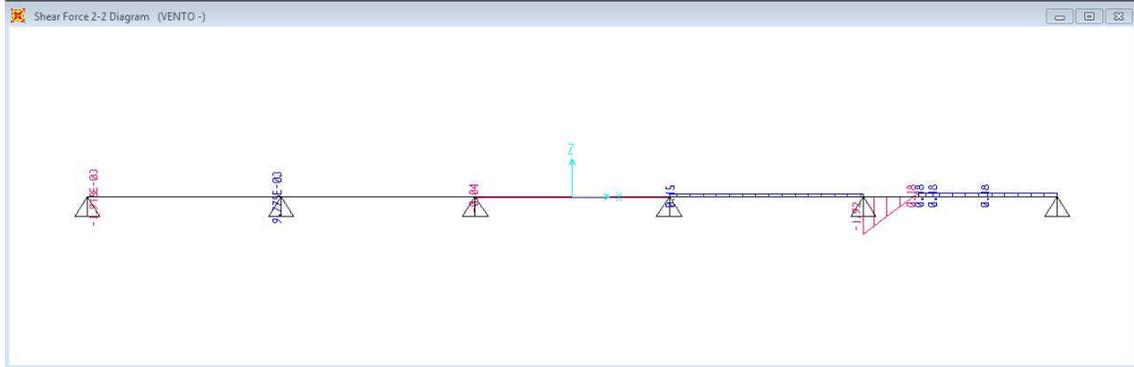
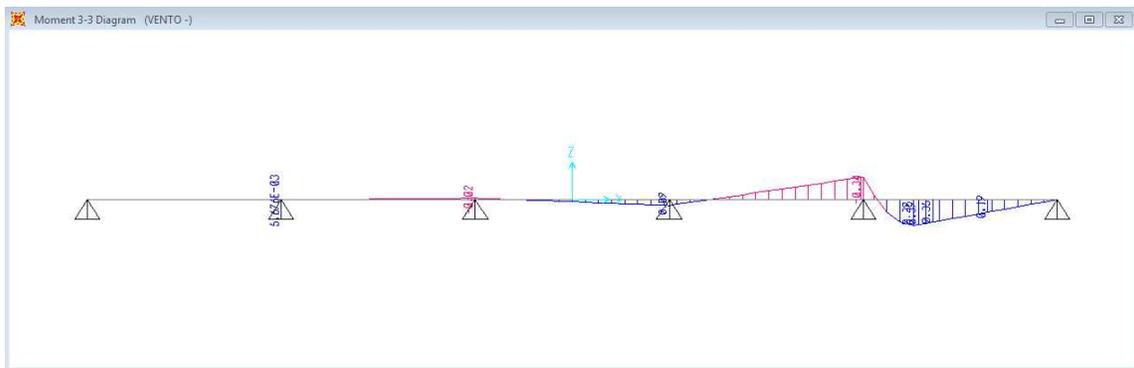
#### PESO PAVIMENTAZIONE ( $G_2$ )



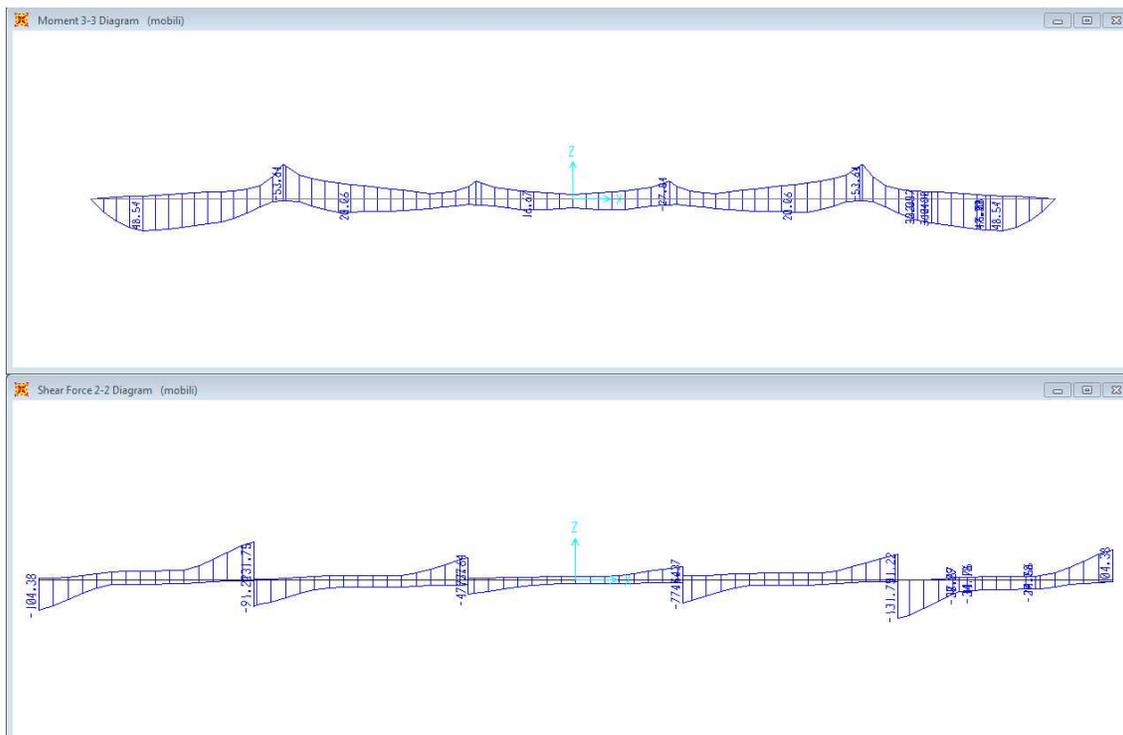
VENTO +



VENTO -



CARICHI MOBILI – INVILUPPI



**6.2.3.4 Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico**

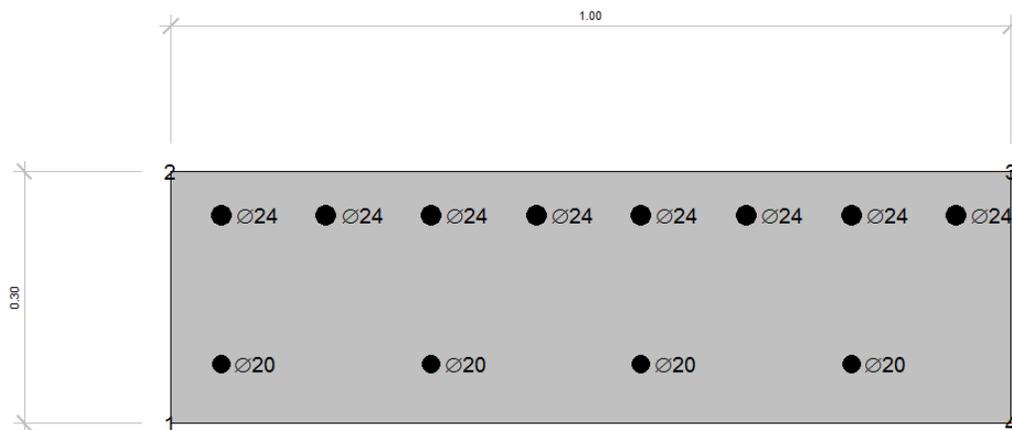
Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni relative ai carichi elementari agenti nelle sezioni di mezzeria delle campate esterne ed in quelle di appoggio adiacente alle stesse. Esse sono riferite ad una fascia di soletta di larghezza unitaria.

Sezione campata	
	Momento flettente
<b>Carichi</b>	M (kNm)
<i>Peso proprio predalles+getto (<math>G_1</math>)</i>	5.13
<i>Carichi permanenti (<math>G_2</math>)</i>	2.05
<i>Vento</i>	1.04
<i>Mobili (Q)</i>	48.54
<b>Combinazioni</b>	
<i>Fondamentale SLU</i>	76.5
<i>Caratteristica SLE</i>	56.344
<i>Frequente SLE</i>	43.585

Sezione appoggio		
	Momento flettente	Taglio
<b>Carichi</b>	M (kNm)	T (kN)
<i>Peso proprio predalles+getto (<math>G_1</math>)</i>	-6.88	13.42
<i>Carichi permanenti (<math>G_2</math>)</i>	-2.05	5.37
<i>Vento</i>	-0.6	1.92
<i>Mobili (Q)</i>	-53.64	131.75
<b>Combinazioni</b>		
<i>Fondamentale SLU</i>	-85.3	205.8
<i>Caratteristica SLE</i>	-62.9	151.7
<i>Frequente SLE</i>	-49.2	117.6

La geometria e le caratteristiche resistenti della sezione di verifica sono riportate di seguito.

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1 $\Phi$ 24/12.5 ( $A_s=36.16\text{cm}^2$ )
Copriferro armatura superiore (cm)	5.20cm
Armatura Intradosso	1 $\Phi$ 20/25'' ( $A_s=12.56\text{cm}^2$ )
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00cm



### 6.2.3.5 Verifiche di resistenza SLV

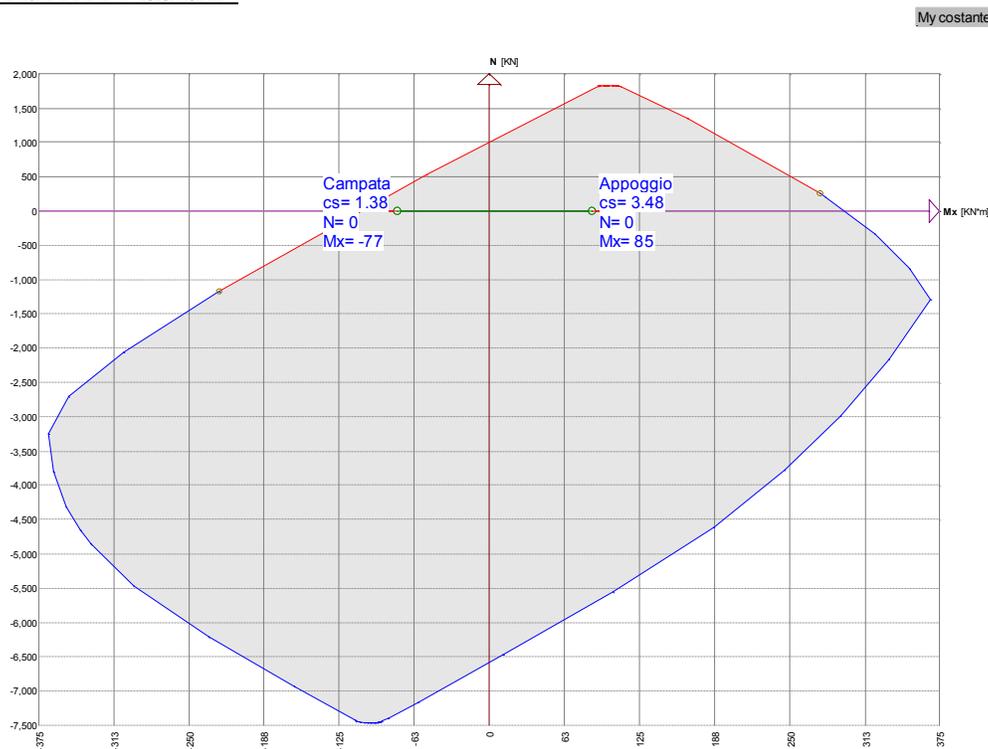
Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi utilizzando le sollecitazioni della combinazione fondamentale:

$$1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot G_2 + 1.35 \cdot Q_1 + 0.6 \cdot 1.35 \cdot Q_5'$$

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci i ferri in opera.

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza a flessione e taglio. Le unità di misura dei tabulati e dei grafici sono kN-m.

#### VERIFICA A FLESSIONE



#### Sezione di calcestruzzo C32/40

C32/40

Fattore di sicurezza parziale= 1.500

Coefficiente riduttivo carichi lunga durata= 0.85

Fattore di conversione  $R_{ck} \rightarrow f_{ck} = 0.83$

Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck} = 40000.00$

Resistenza di calcolo  $0.85 \times f_{cd} = 18813.33$

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf} = -0.0035$   $\epsilon_{sup} = 1$

#### Armatura B450

B450

Fattore di sicurezza parziale= 1.150

Resistenza caratteristica  $f_{yk} = 450000.00$

Resistenza di calcolo  $f_{yd} = 391304.30$

Valori limite deformazione:  $\varepsilon_{inf} = -0.01$   $\varepsilon_{sup} = 0.01$

### Sollecitazioni Resistenti (M,N)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-6583	-0.0035 (sez)	1003	0.01 (arm)
Mx	-107	0.01 (arm)	295	-0.0035 (sez)
My	-712	-0.0035 (sez)	660	-0.0035 (sez)

### Sollecitazioni di progetto

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	Appoggio	0	0.00	0.00	85	0
2	Campata	0	0.00	0.00	-77	0

### Verifiche

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	3.4754	sezione
2	1.3909	sezione

### VERIFICA A TAGLIO (sezione sull'appoggio)

Si riporta di seguito la verifica a taglio per sezioni prive di specifica armatura. Per la simbologia si faccia riferimento a quella delle NTC2008.

$V_{Ed}$	<b>205.80</b>	kN
$N_{Ed}$	0	kN
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	33.2	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$f_{cd}$	18.8	
$b_w$	1000	mm
$h$	300	mm
$c$	52	mm
$d$	248	mm
$\phi$	24	mm
$n^\circ$	8	
$A_{sl}$	3616.00	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.015	
$\sigma_{cp}$	0.0	N/mm <sup>2</sup>
$k$	1.8980	
$v_{min}$	0.5273	
	205.86	kN
	130.78	kN
$V_{rd}$	<b>205.86</b>	kN
<b>SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO</b>		

### 6.2.3.6 Verifiche a fessurazione (SLE)

Le prescrizioni relative ai limiti per le verifiche a fessurazione prevedono di considerare condizioni “molto aggressive” per l’elemento in oggetto (vedi par. 3.2).

Le armature, essendo di acciaio ordinario, sono di tipo “poco sensibile”.

La combinazione quasi permanente non è significativa poiché non comprende i carichi mobili che generano la quota parte preponderante delle sollecitazioni.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico frequente:

$$G_1 + G_2 + 0.75Q_{\text{tandem}} + 0.40Q_{\text{mobili,unif}}$$

In ambiente di tipo “molto aggressivo”, sotto l’azione della combinazione frequente, il valore limite di apertura della fessura ammesso vale  $w_1 = 0.2\text{mm}$ .

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

- Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$  confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ : se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.
- Verifica di apertura delle fessure: Il valore di calcolo di apertura delle fessure non deve superare il valore nominale  $w_1$ .

La verifica si effettua mediante un foglio di calcolo di cui si riporta nel seguito il tabulato di output.

#### SEZIONE DI CAMPATA

<b>Caratteristiche dei materiali</b>				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15		
Classe cls	$R_{ck}$ =	40	N/mm <sup>2</sup>	
Modulo elastico acciaio	$E_s$ =	2.0E+05	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>				
Altezza	H =	30	cm	
Larghezza	B =	100	cm	
Area acciaio teso	$A_s$ =	12.56	cm <sup>2</sup>	
Copriferro baricentro acciaio teso	cs =	7	cm	
Area acciaio compresso	$A'_s$ =	36.16	cm <sup>2</sup>	
Copriferro acciaio compresso	c's =	5.2	cm	
Ricoprimento barre più esterne tese	c =	6	cm	
Ricoprimento barre più interne tese	c+S =	6.0	cm	
Diametro massimo barre tese	$\Phi$ =	2	cm	
<b>Sezione non fessurata: formazione fessure</b>				
Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es}$ =	43.59	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es}$ =	0.00	kN	
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm}$ =	3.10	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	$f_{ctk}$ =	2.60	N/mm <sup>2</sup>	
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g$ =	13.98	cm	
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr}$ =	17806	cm <sup>3</sup>	
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff}$ =	46.35	kNm	
Trazione nel cls prodotta da $M_{es}$ ed $N_{es}$	$\sigma_{ct}$ =	2.45	N/mm <sup>2</sup>	< $f_{ctk}$

Non si ha apertura delle fessure e la verifica è soddisfatta.

### SEZIONE DI APPOGGIO

<b>Caratteristiche dei materiali</b>				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15		
Classe cls	R <sub>ck</sub> =	40	N/mm <sup>2</sup>	
Modulo elastico acciaio	E <sub>s</sub> =	2.0E+05	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>				
Altezza	H =	30	cm	
Larghezza	B =	100	cm	
Area acciaio teso	A <sub>s</sub> =	36.16	cm <sup>2</sup>	
Copriferro baricentro acciaio teso	cs =	5.2	cm	
Area acciaio compresso	A' <sub>s</sub> =	12.56	cm <sup>2</sup>	
Copriferro acciaio compresso	c's =	7	cm	
Ricoprimento barre più esterne tese	c =	4.0	cm	
Ricoprimento barre più interne tese	c+S =	4.0	cm	
Diametro massimo barre tese	Φ =	2	cm	
<b>Sezione non fessurata: formazione fessure</b>				
Momento flettente in condizioni di esercizio	M <sub>es</sub> =	49.20	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	N <sub>es</sub> =	0.00	kN	
Resistenza media a trazione semplice del cls	f <sub>ctm</sub> =	3.10	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	f <sub>ctk</sub> =	2.60	N/mm <sup>2</sup>	
Distanza baricentro da lembo compresso	x <sub>g</sub> =	16.02	cm	
Modulo di resistenza non fessurato	W <sub>sr</sub> =	20406	cm <sup>3</sup>	
Momento di formazione delle fessure	M <sub>ff</sub> =	53.12	kNm	
Trazione nel cls prodotta da M <sub>es</sub> ed N <sub>es</sub>	σ <sub>ct</sub> =	2.41	N/mm <sup>2</sup>	< f <sub>ctk</sub>

Non si ha apertura delle fessure e la verifica è soddisfatta.

**6.2.3.7 Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)**

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti della normativa di seguito riportati.

*4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio*

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

*4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio*

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico caratteristica (rara):

$$G_1 + G_2 + Q_{\text{tandem}} + Q_{\text{mobili,unif}} + 0.6 * Q_5$$

Le tensioni limite sono:

$$\sigma_{c, \text{max}} = 0.6 * f_{ck} = 0.6 * 0.83 * 40 = 19.92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s, \text{max}} = 0.8 * f_{yk} = 0.8 * 450 = 360.00 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

SEZIONE DI CAMPATA

Unità di misura: [L]=mm [F]=N

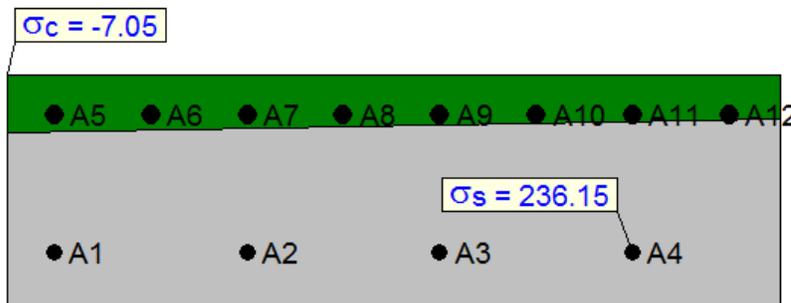
**Campata**

M x-x= -57000000

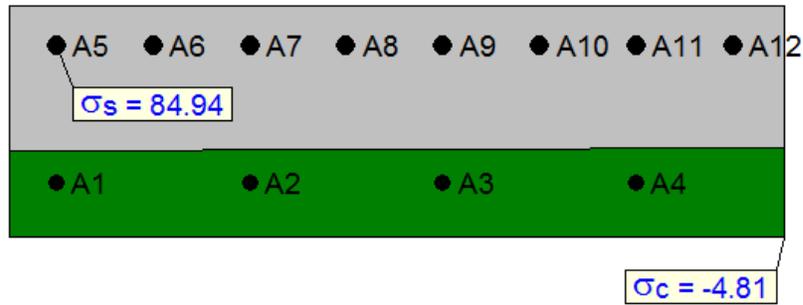
**Sezione parzializzata**

asse neutro: da x=-500.00 y=224.61

a x=500.00 y=241.70



SEZIONE DI APPOGGIO



Unità di misura: [L]=mm [F]=N

**Appoggio**

M x-x= 63000000

**Sezione parzializzata**

asse neutro: da x=-500.00 y=112.59

a x=500.00 y=114.87

Le tensioni rilevate sono inferiori a quelle limite. La verifica è soddisfatta.

#### 6.2.4 FASCE DI ESTREMITA' SOLETTA – SBALZO

In presenza di discontinuità strutturali le NTC (paragrafo 5.1.3.4) prescrivono di considerare un coefficiente dinamico addizionale per i carichi mobili  $q_2$ . Per il calcolo delle sollecitazioni sulla zona di estremità dell'impalcato, presso le spalle, si assume quindi il coefficiente  $q_2 = 2$  per tenere conto dell'effetto 'martellamento', ovvero degli effetti dinamici provocati dall'urto delle ruote sul giunto stesso.

La modalità di calcolo delle sollecitazioni è analoga a quanto visto ai precedenti paragrafi 6.2.1 e 6.2.3.

Per quanto precisato al successivo par. 6.2.4.2.1 ci si riferisce al cordolo "stretto" con sbalzo totale di luce 1.85 m, per il quale è massimo l'effetto dei carichi mobili.

##### 6.2.4.1 Carichi permanenti

La valutazione delle sollecitazioni è stata fatta considerando lo schema statico di trave a sbalzo di luce pari a 1.85 m. La luce di calcolo è riferita all'asse verticale della trave metallica, la larghezza di calcolo è assunta pari a 1.0m. I momenti flettenti sono assunti positivi se tendono le fibre inferiori.

##### 1) Pesi strutturali

- Peso proprio prédalles:  $g_{1'}$  =  $0.06 * 25.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
- Peso proprio soletta:  $g_{1''}$  =  $0.24 * 25.00 = 6.00 \text{ kN/m}^2$

##### 2) Pesi permanenti portati

- Cordoli:  $g_{2'}$  =  $0.12 * 25.00 = 3.00 \text{ kN/m}^2$
- Pavimentazione:  $g_{2''}$  =  $3.00 \text{ kN/m}^2$
- Sicurvia:  $p_2$  =  $2.00 \text{ kN/m}$

Nel seguito si definiscono le sollecitazioni relative a tali carichi, con riferimento alla Figura 6-1 Geometria dello sbalzo.

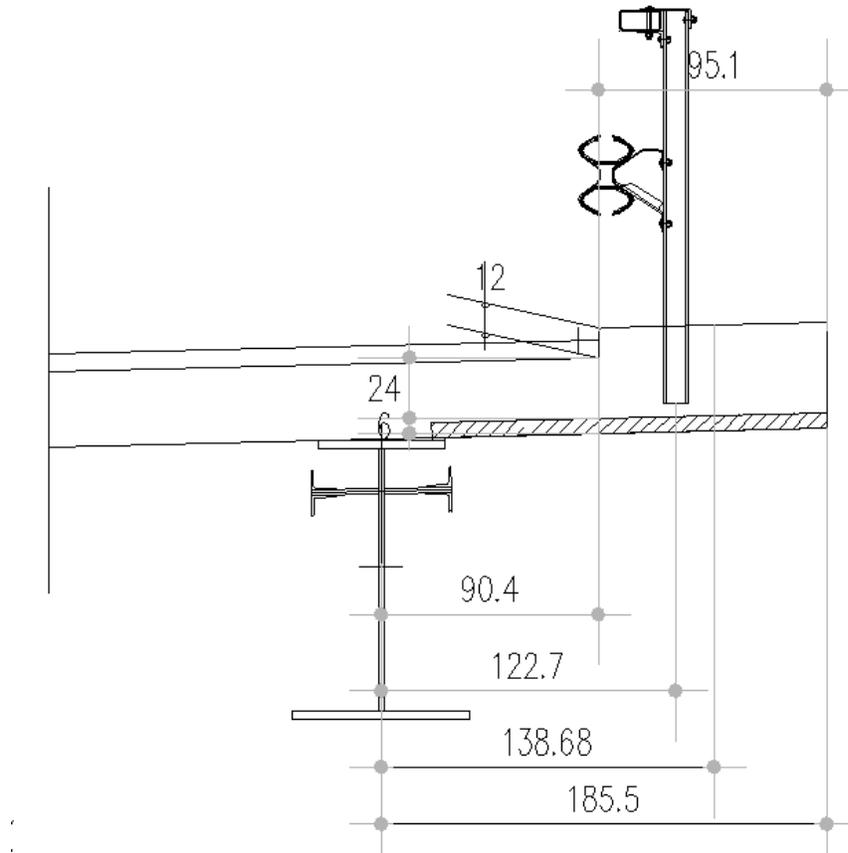


Figura 6-17: Geometria dello sbalzo.

PESO PROPRIO SOLETTA

$$M = g_1 \cdot l_1^2 / 2 = 7.50 \cdot 1.86^2 / 2 = 12.97 \text{ kNm}$$

$$T = g_1 \cdot l_1 = 7.50 \cdot 1.86 = 13.95 \text{ kN}$$

PESO CORDOLI

$$M = g_2 \cdot b_{\text{cord}} \cdot l_2^2 = 3 \cdot 0.95 \cdot 1.39 = 3.96 \text{ kNm}$$

$$T = g_2 \cdot b_{\text{cord}} = 3 \cdot 0.95 = 2.85 \text{ kN}$$

PESO PAVIMENTAZIONE

$$M = g_2 \cdot l_3^2 / 2 = 3.00 \cdot 0.9^2 / 2 = 1.21 \text{ kNm}$$

$$T = g_2 \cdot l_3 = 3.00 \cdot 0.9 = 2.70 \text{ kN}$$

PESO SICURVIA

$$M = p_2 \cdot l_4 = 2.0 \cdot 1.23 = 2.46 \text{ kNm}$$

$$T = p_2 = 2.00 \text{ kN}$$

### 6.2.4.2 Carichi accidentali

I carichi accidentali agenti sono i carichi mobili da traffico  $q_1$  definiti nel punti 5.1 delle NTC sui ponti stradali.

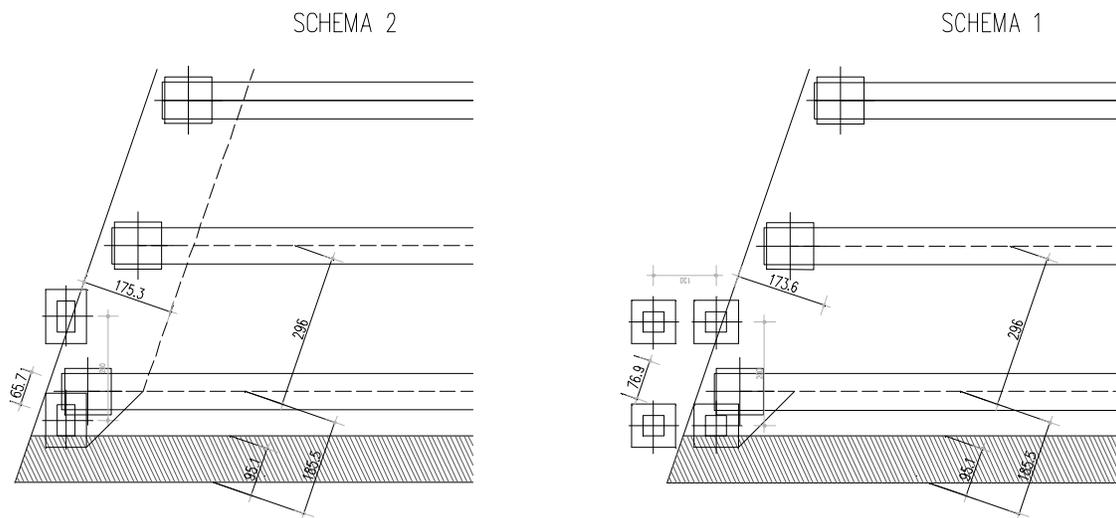
La disposizione sarà quella più sfavorevole per la determinazione dei massimi negativi e delle massime sollecitazioni taglianti. Gli effetti dinamici sono compresi nei valori considerati.

#### 6.2.4.2.1 Carichi mobili ( $q_1$ )

Si considerano gli Schemi di Carico 1 e 2 al fine di valutare quale dei due sia maggiormente gravoso, sia per le azioni flessionali che per quelle taglianti.

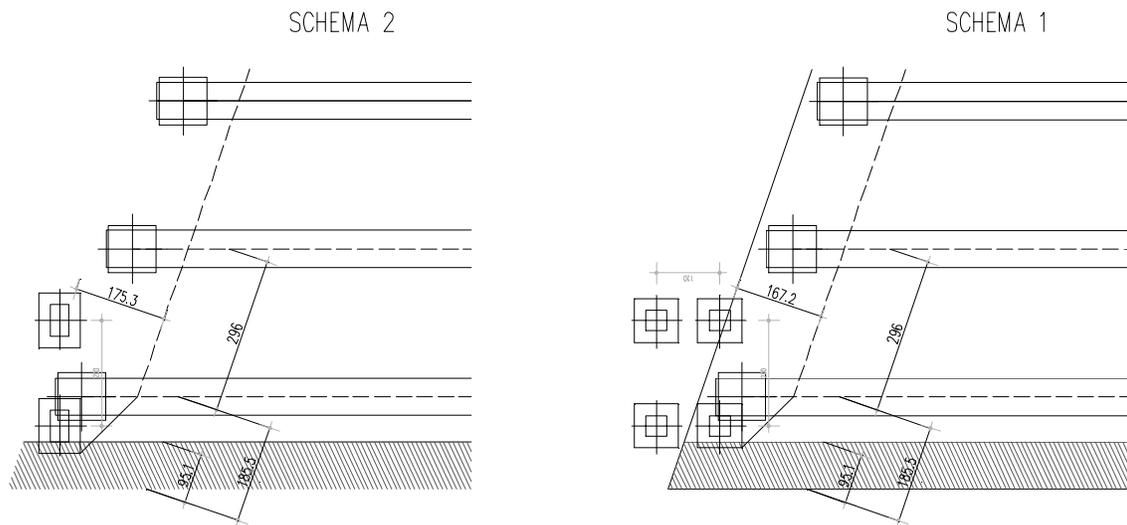
Si dispongono le ruote rispettivamente in adiacenza al cordolo per lo studio delle sollecitazioni flessionali ed in prossimità dell'asse verticale della trave metallica per quelle taglianti come illustrato nelle figure di seguito riportate. Per entrambi gli schemi i carichi vengono incrementati tramite un coefficiente dinamico  $q_2$  assunto pari a 2.

### MOMENTO FLETTENTE



**Figura 6-18: Base resistente per momento flettente**

## TAGLIO



**Figura 6-19: Base resistente per il taglio**

### MOMENTO FLETTENTE

Analizzando la Figura 6-418 si hanno le seguenti sollecitazioni unitarie per i due schemi di carico

- *Schema 1:*  $M_1 = 150 \cdot 2 \cdot 0.77 / 1.74 + 9.00 \cdot 2 \cdot 0.77^2 / 2 = 138.09 \text{ kNm/m}$
- *Schema 2:*  $M_2 = 200 \cdot 2 \cdot 0.66 / 1.75 = 150.86 \text{ kNm/m}$

### TAGLIO

Analizzando la Figura 6-519 si hanno le seguenti sollecitazioni unitarie per i due schemi di carico

- *Schema 1:*  $T_1 = 150 \cdot 2 / 1.67 + 9.00 \cdot 2 = 197.64 \text{ kN/m}$
- *Schema 2:*  $T_2 = 200 \cdot 2 / 1.75 = 288.57 \text{ kN/m}$

Lo schema 2 risulta quindi essere quello più significativo sia per il momento che per il taglio.

#### 6.2.4.2.2 Carico accidentale ( $q_5$ )

Si assume la presenza di un carico accidentale pari a

$$q = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

agente sulla parte praticabile di soletta.

Avremo

$$M_{q_5} = 1.50 \cdot 1.86^2 / 2 = 2.59 \text{ kNm/m}$$

$$T_{q_5} = 1.50 \cdot 1.86 = 2.79 \text{ kN/m}$$

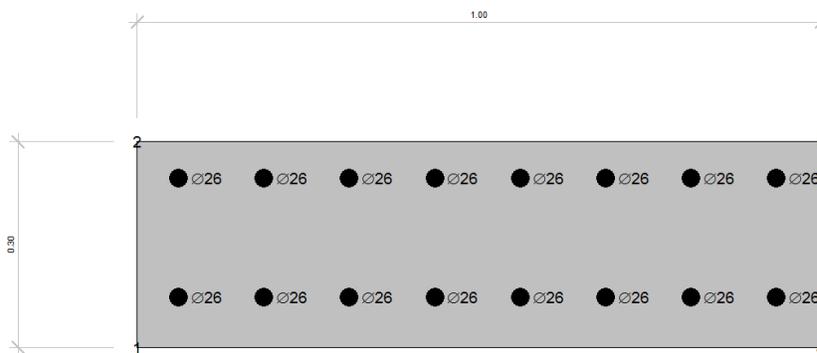
**6.2.4.3 Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico**

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni relative ai carichi elementari agenti, e le relative combinazioni di carico.

	<b>Momento flettente</b>	<b>Taglio</b>
<b>Carichi</b>	M (kNm)	T (kN)
<i>Peso proprio predalles+getto (G<sub>1</sub>)</i>	-12.97	13.95
<i>Carichi permanenti (G<sub>2</sub>)</i>	-7.63	7.55
<i>Urto di veicolo (q8)</i>	0	0
<i>Neve (o accidentale per manutenzione)</i>	-2.59	2.79
<i>Vento</i>	0	0
<i>Mobili (Q)</i>	-150.86	288.57
<b>Combinazioni</b>		
<i>Fondamentale SLU</i>	-234.9	422.2
<i>Caratteristica SLE</i>	-171.5	310.1
<i>Frequente SLE</i>	-133.7	237.9

La geometria e le caratteristiche resistenti della sezione di verifica sono riportate nella tabella e nell'immagine seguente.

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ26/10 (A <sub>s</sub> '=53 cm <sup>2</sup> )
Copriferro armatura superiore (cm)	5.30cm
Armatura Intradosso	1Φ26/10 (A <sub>s</sub> '=53cm <sup>2</sup> )
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.30cm



**6.2.4.4 Verifiche di resistenza SLV**

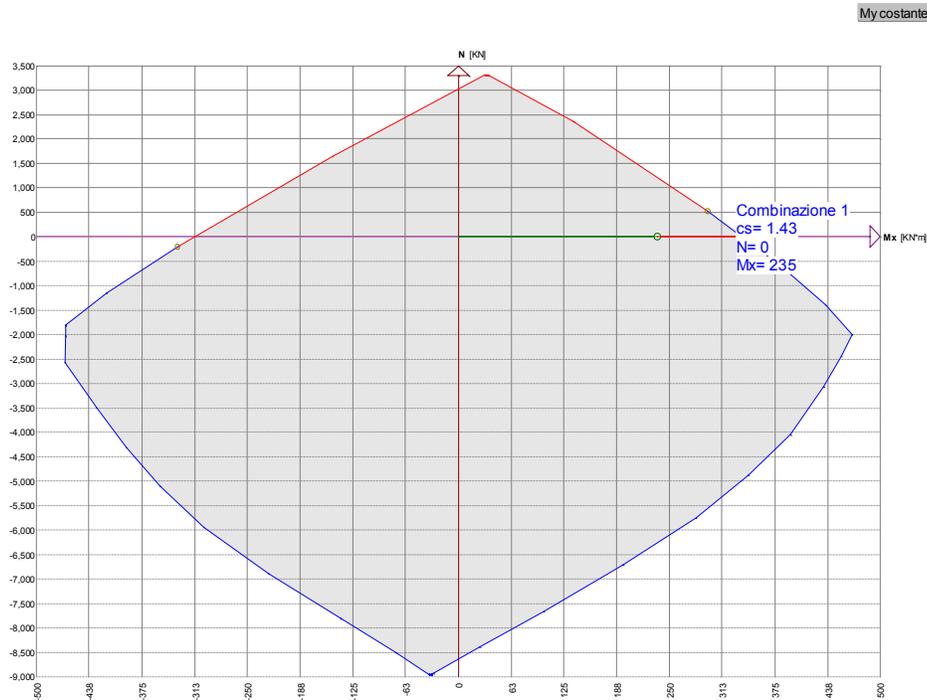
Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi utilizzando le sollecitazioni della combinazione fondamentale:

$$1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot G_2 + 1.35 \cdot Q_1 + 0.6 \cdot 1.35 \cdot (Q_5 + Q_5')$$

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci i ferri in opera.

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza a tensoflessione e taglio. Le unità di misura dei tabulati e dei grafici sono kN-m.

VERIFICA A FLESSIONE



**Sezione di calcestruzzo C32/40**

C32/40

Fattore di sicurezza parziale= 1.500

Coefficiente riduttivo carichi lunga durata= 0.85

Fattore di conversione  $R_{ck} \rightarrow f_{ck} = 0.83$

Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck} = 40000.00$

Resistenza di calcolo  $0.85 \times f_{cd} = 18813.33$

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf} = -0.0035$   $\epsilon_{sup} = 1$

**Armatura B450**

B450

Fattore di sicurezza parziale= 1.150

Resistenza caratteristica  $f_{yk} = 450000.00$

Resistenza di calcolo  $f_{yd} = 391304.30$

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf} = -0.01$   $\epsilon_{sup} = 0.01$

**Sollecitazioni Resistenti (M,N)**

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-8641	-0.0035 (sez)	3017	0.01 (arm)
Mx	-314	-0.0035 (sez)	337	-0.0035 (sez)
My	-1144	-0.0035 (sez)	1137	-0.0035 (sez)

### Sollecitazioni di progetto

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	Combinazione 1	0	0.00	0.00	235	0

### Verifiche

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.4323	sezione

#### VERIFICA A TAGLIO (Sezione in asse trave)

La porzione di bordo della soletta in corrispondenza della spalla è stata armata disponendo specifiche staffe diametro pari a 14 mm con passo 25 (dir. trasv.) x 20 (dir. long.) cm. Il tabulato di verifica è riportato di seguito, con riferimento alla simbologia delle NTC2008.

$V_{rd}$	=	471.45	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
$V_{ed}$	=	422.20	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
$V_{rsd}$	=	471.45	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
$V_{rcd}$	=	507.93	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
$N_{ed}$	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				
$\theta$	=	21.80	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
$b$	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
$d$	=	17.40	cm	Altezza utile della sezione
$\phi_{staf}$	=	14	mm	Diametro staffe
$A_{sw}$	=	769.3	mm <sup>2</sup>	Area armatura trasversale
	=	5	cm	n°braccia staffe
$s$	=	25	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha$	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
$f_{yk}$	=	450	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

#### 6.2.4.5 Verifiche a fessurazione (SLE)

Le prescrizioni relative ai limiti per le verifiche a fessurazione prevedono di considerare condizioni “molto aggressive” per l’elemento in oggetto (vedi par. 3.2).

Le armature, essendo di acciaio ordinario, sono di tipo “poco sensibile”.

La combinazione quasi permanente non è significativa poiché non comprende i carichi mobili che generano la quota parte preponderante delle sollecitazioni.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico frequente:

$$G_1 + G_2 + 0.75Q_{tandem} + 0.40Q_{mobili,unif}$$

In ambiente di tipo “molto aggressivo”, sotto l’azione della combinazione frequente, il valore limite di apertura della fessura ammesso vale  $w_1 = 0.2\text{mm}$ .

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

- a) Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$  confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ : se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

b) Verifica di apertura delle fessure: Il valore di calcolo di apertura delle fessure non deve superare il valore nominale  $w_1$ .

La verifica si effettua mediante un foglio di calcolo di cui si riporta nel seguito il tabulato di output.

<b>Caratteristiche dei materiali</b>				
Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15		
Classe cls	$R_{ck} =$	40	$N/mm^2$	
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.0E+05	$N/mm^2$	
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>				
Altezza	$H =$	30	cm	
Larghezza	$B =$	100	cm	
Area acciaio teso	$A_s =$	53	$cm^2$	
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	5.3	cm	
Area acciaio compresso	$A'_s =$	53	$cm^2$	
Copriferro acciaio compresso	$c's =$	7.3	cm	
Ricoprimento barre più esterne tese	$c =$	4	cm	
Ricoprimento barre più interne tese	$c+S =$	4.0	cm	
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2.6	cm	
<b>Sezione non fessurata: formazione fessure</b>				
Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	133.70	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN	
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	$N/mm^2$	
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	$f_{ctk} =$	2.60	$N/mm^2$	
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	15.35	cm	
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	23638	$cm^3$	
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	61.53	kNm	
Trazione nel cls prodotta da $M_{es}$ ed $N_{es}$	$\sigma_{ct} =$	5.66	$N/mm^2$	> $f_{ctk}$
<b>Sezione fessurata: apertura fessure</b>				
Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	133.70	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x =$	11.70	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-7.70	$N/mm^2$	
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	128.37	$N/mm^2$	
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	73.3	kNm	
Tensione nell'acciaio prodotta da $M_{sr}$	$\sigma_{sr} =$	70.3	$N/mm^2$	
<b>Distanza media fra due fessure attigue</b>				
Distanza fra le barre	$s =$	10.0	cm	
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.4		
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	5.66	$N/mm^2$	
	$\sigma_2 =$	-5.92	$N/mm^2$	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	0.125		
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	10.0	cm	
Altezza efficace	$d_{eff} =$	9.2	cm	
Area efficace	$A_{ceff} =$	91.5	$cm^2$	
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	5.3	$cm^2$	
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	12.24	cm	
<b>Deformazione unitaria media</b>				
Coefficiente $\beta_1$	$\beta_1 =$	1.0		
Coefficiente $\beta_2$	$\beta_2 =$	0.5		
Deformazione unitaria media	$\epsilon_{sm} =$	5.455E-04		
<b>Ampiezza fessura</b>				
	$w_k =$	0.11	mm	< $w_{amm}$

### 6.2.4.6 Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti della normativa di seguito riportati.

#### 4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

#### 4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$

La combinazione quasi permanente non è significativa poiché non comprende i carichi mobili che generano la quota parte preponderante delle sollecitazioni.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico caratteristica (rara):

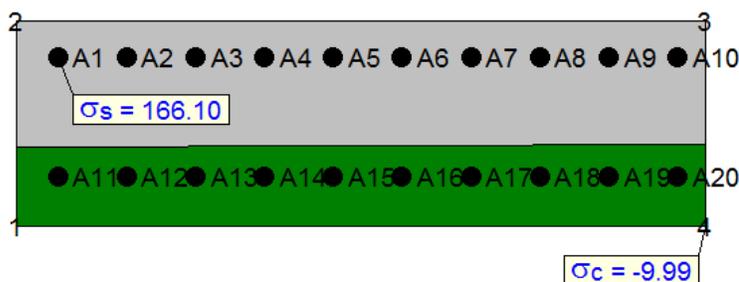
$$G_1 + G_2 + Q_{\text{tandem}} + Q_{\text{mobili,unif}}$$

Le tensioni limite sono quindi

$$\sigma_{c, \text{max}} = 0,6 * f_{ck} = 0,6 * 0,83 * 40 = 19,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s, \text{max}} = 0,8 * f_{yk} = 0,8 * 450 = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

### VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO



Unità di misura: [L]=mm [F]=N

#### Combinazione 1

M x-x= 171500000

#### Sezione parzializzata

asse neutro: da x=-500.00 y=115.50

a x=500.00 y=118.49

Le tensioni rilevate sono inferiori a quelle limite. La verifica è soddisfatta.

### **6.2.5 FASCIE DI ESTREMITA' SOLETTA – CAMPATA**

In queste zone il calcolo si effettua in analogia a quanto vista al precedente par. 6.2.4, assumendo un coefficiente dinamico addizionale per i carichi mobili  $q_2$  pari a 2.

Poiché si mantengono le medesime armature adottate per lo sbalzo a fronte di sollecitazioni inferiori, le verifiche di questo tratto sono certamente soddisfatte senza necessità di ulteriori verifiche.

## 7 VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE

### 7.1 FASCIA DI ESTREMITA' SOLETTA

Le verifiche della soletta in direzione longitudinale sono state svolte nella Relazione di calcolo dell'impalcato, in cui è stato indagato in dettaglio il comportamento delle sezioni miste acciaio-calcestruzzo dell'impalcato.

Per quanto riguarda la fascia di estremità della soletta, in cui si risentono gli effetti della discontinuità strutturale, la verifica si effettua di seguito, tenendo conto di un coefficiente dinamico addizionale sui carichi mobili  $q_2$  pari a 2 in analogia ai precedenti paragrafi 6.2.4 e 6.2.5.

Le sollecitazioni sulla parte terminale della soletta si determinano riferendosi allo schema statico di trave a sbalzo, con luce  $l_c$  pari a 0.8 m corrispondente alla distanza fra il filo esterno della soletta e l'asse del traverso di spalla, calcolata secondo la direzione parallela alle travi principali (coincidente con la direzione d'orditura dell'armatura longitudinale).

Nel seguito si definiscono le azioni elementari che agiscono su questa parte della struttura. Il calcolo si effettua per una striscia di soletta larga 1.00m, i momenti flettenti sono assunti positivi se tendono le fibre inferiori.

#### 7.1.1 ANALISI DEI CARICHI E SOLLECITAZIONI

##### 7.1.1.1 Carichi permanenti

###### 1) Pesi strutturali

$$\text{- Peso proprio soletta: } g_1 = 0.30 * 25.00 = 7.50 \text{ kN/m}^2$$

###### 2) Pesi permanenti portati

$$\text{- Pavimentazione: } g_2 = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

Nel seguito si definiscono le sollecitazioni relative a tali carichi

###### PESO PROPRIO SOLETTA

$$M = g_1 * l_c^2 / 2 = 7.50 * 0.8^2 / 2 = 2.40 \text{ kNm}$$

$$T = g_1 * l_c = 7.50 * 0.8 = 6.00 \text{ kN}$$

###### PESO PAVIMENTAZIONE

$$M = g_2 * l_c^2 / 2 = 3.00 * 0.8^2 / 2 = 0.96 \text{ kNm}$$

$$T = g_2 * l_c = 3.00 * 0.8 = 2.40 \text{ kN}$$

### 7.1.1.2 Carichi accidentali

I carichi accidentali agenti sono i carichi mobili da traffico  $q_1$  definiti nei punti 5.1 delle NTC sui ponti stradali.

La disposizione sarà quella più sfavorevole per la determinazione dei massimi negativi e delle massime sollecitazioni taglianti. Gli effetti dinamici sono compresi nei valori considerati.

#### 7.1.1.2.1 Carichi mobili ( $q_1$ )

Si considerano gli Schemi di Carico 1 e 2 al fine di valutare quale dei due sia maggiormente gravoso, sia per le azioni flessionali che per quelle taglianti.

Si dispongono le ruote rispettivamente in adiacenza al bordo della soletta per lo studio delle sollecitazioni flessionali ed a filo dell'asse verticale della trave metallica per quelle taglianti come illustrato nelle figure di seguito riportate. Le immagini seguenti riportano i posizionamenti dei mezzi, le aree di diffusione dei carichi e le basi collaboranti dei casi analizzati. Si rammenta che nello schema 1 alle azioni concentrate del mezzo si somma il carico distribuito sulla corsia pari a  $9.00\text{kN/m}^2$ .

Tali carichi saranno incrementati tramite il coefficiente dinamico  $q_2 = 2$ .

## MOMENTO FLETTENTE

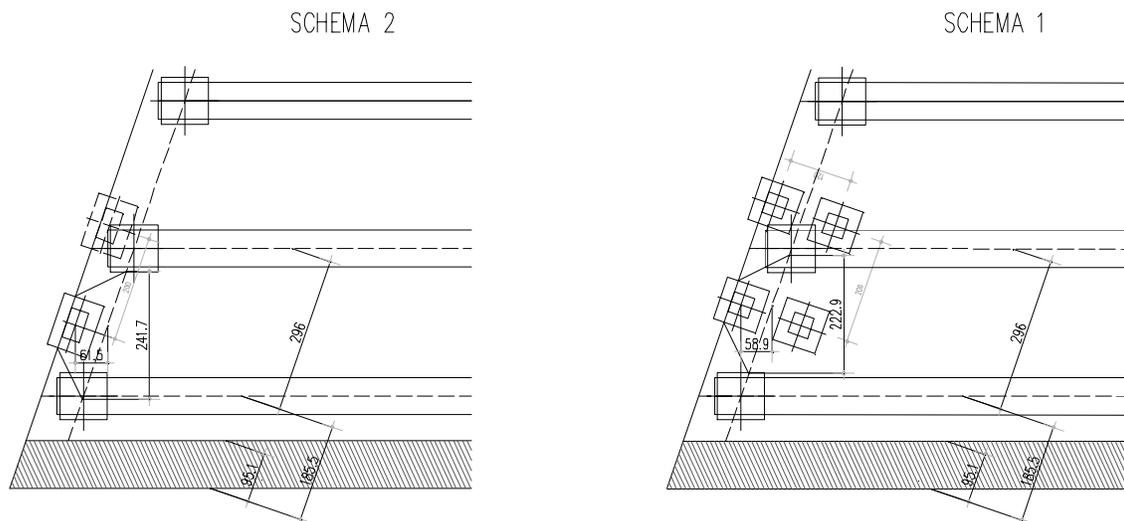
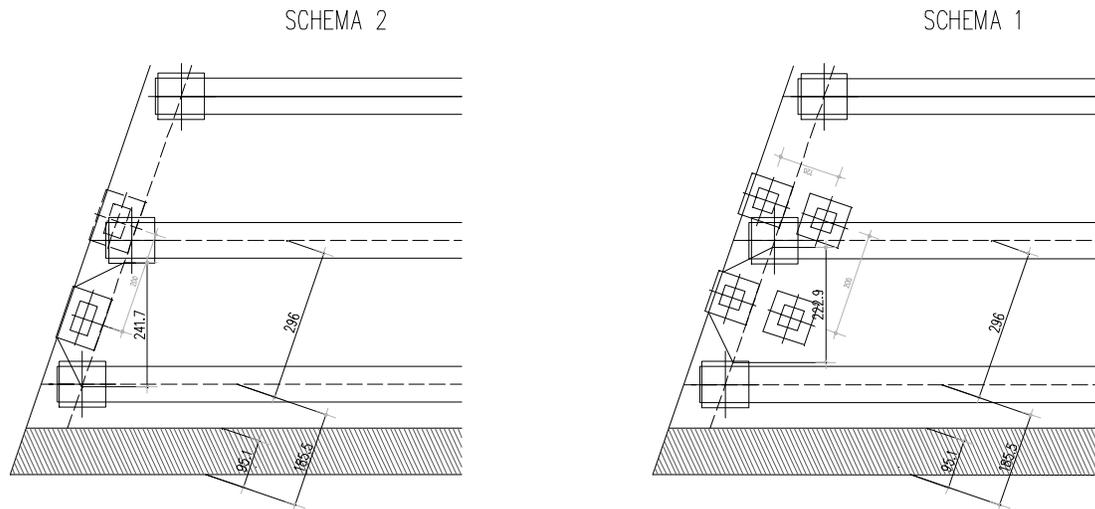


Figura 7-1: Base resistente per momento flettente

## TAGLIO



**Figura 7-2 Base resistente per taglio**

### MOMENTO FLETTENTE

Analizzando la Figura 7-1 si hanno le seguenti sollecitazioni unitarie per i due schemi di carico

- *Schema 1:*  $M_1 = 150 \cdot 2 \cdot 0.59 / 2.23 + 2 \cdot 9.00 \cdot 0.8^2 / 2 = 85.13 \text{ kNm/m}$
- *Schema 2:*  $M_2 = 200 \cdot 2 \cdot 0.62 / 2.42 = 102.50 \text{ kNm/m}$

Lo schema 2 risulta quindi essere quello più significativo.

### TAGLIO

Analizzando la Figura 7-2 si hanno le seguenti sollecitazioni unitarie per i due schemi di carico

- *Schema 1:*  $T_1 = 150 \cdot 2 / 2.23 + 9.00 = 143.53 \text{ kN/m}$
- *Schema 2:*  $T_2 = 200 \cdot 2 / 2.42 = 165.29 \text{ kN/m}$

Lo schema 2 risulta quindi essere quello più significativo.

Le sollecitazioni assunte per il calcolo sono quindi pari a

$$M = 102.50 \text{ kNm/m}$$

$$T = 165.29 \text{ kN/m}$$

### **7.1.2 RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME E COMBINAZIONE DI CARICO**

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni relative ai carichi elementari agenti, e le relative combinazioni di carico.

	Momento flettente	Taglio
<b>Carichi</b>	M (kNm)	T (kN)
<i>Peso proprio predalles+getto (G<sub>1</sub>)</i>	-2.4	6
<i>Carichi permanenti (G<sub>2</sub>)</i>	-0.96	2.4
<i>Urto di veicolo (q<sub>8</sub>)</i>	0	0
<i>Neve (o accidentale per manutenzione)</i>	0	0
<i>Vento</i>	0	0
<i>Mobili (Q)</i>	-102.5	165.29
<b>Combinazioni</b>		
<b>Fondamentale SLU</b>	-143.1	234.8
<b>Caratteristica SLE</b>	-105.9	173.7
<b>Frequente SLE</b>	-80.2	132.4

La geometria e le caratteristiche resistenti della sezione di verifica sono riportate nella tabella e nell'immagine seguente.

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ16/25+1Φ20/12.5 (A <sub>s</sub> = 33.16 cm <sup>2</sup> )
Copriferro armatura superiore (cm)	7.60 cm
Armatura Intradosso	1Φ16/25 (A <sub>s</sub> '= 8.04 cm <sup>2</sup> )
Copriferro armatura inferiore (cm)	9.40cm



### 7.1.3 VERIFICHE

#### 7.1.3.1 Verifiche di resistenza SLV

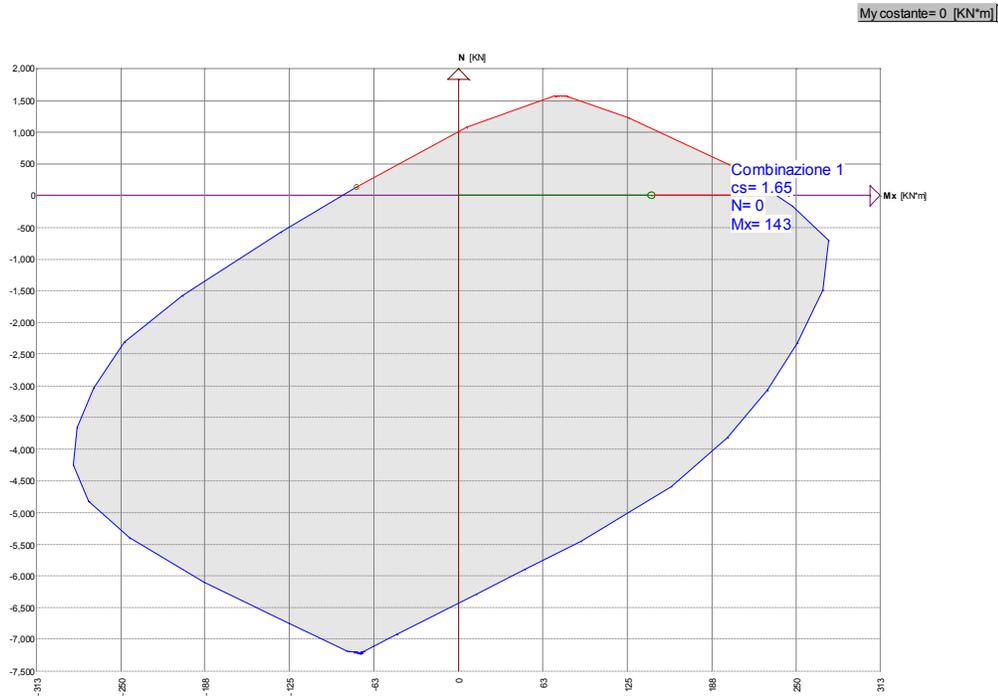
Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi utilizzando le sollecitazioni della combinazione fondamentale:

$$1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot G_2 + 1.35 \cdot Q_1 + 0.6 \cdot 1.35 \cdot (Q_5 + Q_5')$$

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci i ferri in opera.

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza a tensoflessione e taglio. Le unità di misura dei tabulati e dei grafici sono kN-m.

VERIFICA A FLESSIONE



**Materiali**

**Sezione di calcestruzzo C32/40**

C32/40

Fattore di sicurezza parziale= 1.500

Coefficiente riduttivo carichi lunga durata= 0.85

Fattore di conversione  $R_{ck} \rightarrow f_{cd} = 0.83$

Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck} = 40000.00$

Resistenza di calcolo  $0.85 \times f_{cd} = 18813.33$

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf} = -0.0035$   $\epsilon_{sup} = 1$

**Armatura B450**

B450

Fattore di sicurezza parziale= 1.150

Resistenza caratteristica  $f_{yk} = 450000.00$

Resistenza di calcolo  $f_{yd} = 391304.30$

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf} = -0.01$   $\epsilon_{sup} = 0.01$

**Sollecitazioni Resistenti (M,N)**

	Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N		-6427	-0.0035 (sez)	1035	0.01 (arm)
Mx		-86	-0.0035 (sez)	234	-0.0035 (sez)
My		-601	-0.0035 (sez)	595	-0.0035 (sez)

**Sollecitazioni di progetto**

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	Combinazione 1	0	0.00	0.00	143	0

**Verifiche**

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.6518	sezione

VERIFICA A TAGLIO (Sezione in asse trave)

La porzione di bordo della soletta in corrispondenza della spalla è stata armata disponendo specifiche staffe diametro pari a 14 mm con passo 20 (dir. long.) x 25 (dir. trasv.) cm. Il tabulato di verifica è riportato di seguito, con riferimento alla simbologia delle NTC2008.

$V_{rd}$	=	558.15	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
$V_{ed}$	=	234.80	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
$V_{rsd}$	=	558.15	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
$V_{rcd}$	=	601.35	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
$N_{ed}$	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				
$\theta$	=	21.80	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
$b$	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
$d$	=	20.60	cm	Altezza utile della sezione
$\phi_{staf}$	=	14	mm	Diametro staffe
$A_{sw}$	=	615.44	mm <sup>2</sup>	Area armatura trasversale
	=	4	cm	n°braccia staffe
$s$	=	20	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha$	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
$f_{yk}$	=	450	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

### 7.1.3.2 Verifiche a fessurazione (SLE)

Le prescrizioni relative ai limiti per le verifiche a fessurazione prevedono di considerare condizioni “molto aggressive” per l’elemento in oggetto (vedi par. 3.2).

Le armature, essendo di acciaio ordinario, sono di tipo “poco sensibile”.

La combinazione quasi permanente non è significativa poiché non comprende i carichi mobili che generano la quota parte preponderante delle sollecitazioni.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico frequente:

$$G_1 + G_2 + 0.75Q_{\text{tandem}} + 0.40Q_{\text{mobili,unif}}$$

In ambiente di tipo “molto aggressivo”, sotto l’azione della combinazione frequente, il valore limite di apertura della fessura ammesso vale  $w_1 = 0.2\text{mm}$ .

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

- a) Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$  confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ : se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.
- b) Verifica di apertura delle fessure: Il valore di calcolo di apertura delle fessure non deve superare il valore nominale  $w_1$ .

La verifica si effettua mediante un foglio di calcolo di cui si riporta nel seguito il tabulato di output.

<b>Caratteristiche dei materiali</b>				
Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15		
Classe cls	$R_{ck} =$	40	$N/mm^2$	
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.0E+05	$N/mm^2$	
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>				
Altezza	$H =$	30	cm	
Larghezza	$B =$	100	cm	
Area acciaio teso	$A_s =$	33.16	$cm^2$	
Copriferro baricentro acciaio teso	$cs =$	7.6	cm	
Area acciaio compresso	$A'_s =$	8.04	$cm^2$	
Copriferro acciaio compresso	$c's =$	9.6	cm	
Ricoprimento barre più esterne tese	$c =$	4.0	cm	
Ricoprimento barre più interne tese	$c+S =$	4.0	cm	
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2	cm	
<b>Sezione non fessurata: formazione fessure</b>				
Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	80.20	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN	
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	$N/mm^2$	
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	$f_{ctk} =$	3.96	$N/mm^2$	
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	15.84	cm	
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	17879	$cm^3$	
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	70.75	kNm	
Trazione nel cls prodotta da $M_{es}$ ed $N_{es}$	$\sigma_{ct} =$	4.49	$N/mm^2$	> $f_{ctk}$
<b>Sezione fessurata: apertura fessure</b>				
Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	80.20	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x =$	10.68	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-7.85	$N/mm^2$	
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	157.97	$N/mm^2$	
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	55.4	kNm	
Tensione nell'acciaio prodotta da $M_{sr}$	$\sigma_{sr} =$	109.1	$N/mm^2$	
<b>Distanza media fra due fessure attigue</b>				
Distanza fra le barre	$s =$	12.5	cm	
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.4		
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	4.49	$N/mm^2$	
	$\sigma_2 =$	-5.02	$N/mm^2$	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	0.125		
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	12.5	cm	
Altezza efficace	$d_{eff} =$	9.7	cm	
Area efficace	$A_{ceff} =$	120.8	$cm^2$	
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	2.01	$cm^2$	
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	16.51	cm	
<b>Deformazione unitaria media</b>				
Coefficiente $\beta_1$	$\beta_1 =$	1.0		
Coefficiente $\beta_2$	$\beta_2 =$	0.5		
Deformazione unitaria media	$\epsilon_{sm} =$	6.014E-04		
<b>Ampiezza fessura</b>				
	$w_k =$	0.17	mm	< $w_{amm}$

### 7.1.3.3 Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti della normativa di seguito riportati.

#### 4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

#### 4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$

La combinazione quasi permanente non è significativa poiché non comprende i carichi mobili che generano la quota parte preponderante delle sollecitazioni.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico caratteristica (rara):

$$G_1 + G_2 + Q_{\text{tandem}} + Q_{\text{mobili,unif}}$$

Le tensioni limite sono quindi

$$\sigma_{c, \text{max}} = 0,6 * f_{ck} = 0,6 * 0,83 * 40 = 19,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s, \text{max}} = 0,8 * f_{yk} = 0,8 * 450 = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

### VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Unità di misura: [L]=mm [F]=N

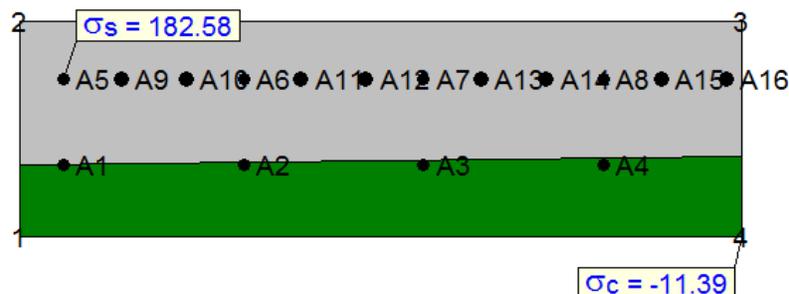
#### Combinazione 1

M x-x= 106000000

Sezione parzializzata

asse neutro: da x=-500.00 y=99.60

a x=500.00 y=112.01



Le tensioni rilevate sono inferiori a quelle limite. La verifica è soddisfatta.