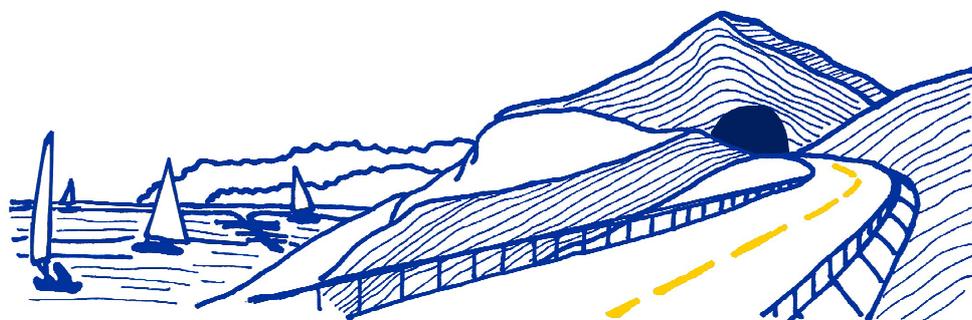


**VARIANTE ALLA S.S.1 AURELIA (AURELIA BIS)  
VIABILITA' DI ACCESSO ALL' HUB PORTUALE DI LA SPEZIA  
INTERCONNESSIONE TRA I CASELLI DELLA A-12 E IL PORTO DI LA SPEZIA  
3° LOTTO TRA FELETTINO E IL RACCORDO AUTOSTRADALE**

**PROGETTO ESECUTIVO DI STRALCIO E COMPLETAMENTO C - 3° TRATTO**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**GE265**



**CESI**  
Shaping a Better Energy Future  
Mandante

**TECHINT**  
Engineering & Construction  
Mandataria

**IIGEOG**  
ENGINEERING s.r.l.  
SERVIZI INTEGRATI DI INGEGNERIA  
Mandante

VISTO: IL RESPONSABILE  
DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE  
DELL'INTEGRAZIONE DELLE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTISTA SPECIALISTA

IL COORDINATORE DELLA  
SICUREZZA IN FASE DI  
PROGETTAZIONE

Ing. Fabrizio CARDONE

Ing. Alessandro RODINO

Ing. Alessandro RODINO

Dott. Domenico TRIMBOLI

**OPERE MAGGIORI  
SVINCOLO MELARA  
PARTE GENERALE  
IMPALCATO - TRAVI IN C.A.P.  
RELAZIONE DI CALCOLO - SOLETTA E TRASVERSI**

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPGE0265 E 20

NOME FILE

0000\_V04VI12STRRE11\_C

CODICE  
ELAB.

V04VI12STRRE11

REVISIONE

C

SCALA:

-

<b>C</b>	EMISSIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	Dicembre 2021	M. Barale	A. Rodino	D. Morgera
<b>B</b>	EMISSIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	Dicembre 2021	M. Barale	A. Rodino	D. Morgera
<b>A</b>	EMISSIONE	Marzo 2021	M. Barale	A. Rodino	D. Morgera
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



INDICE	pag.
1. PREMESSA .....	1
2. SVOLGIMENTO DEL PROGETTO STRUTTURALE .....	2
3. NORMA DI RIFERIMENTO .....	4
4. MATERIALI PREVISTI E RESISTENZE DI CALCOLO .....	6
5. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA .....	7
6. ANALISI DEI CARICHI .....	9
6.1 Peso proprio .....	9
6.2 Carichi permanenti .....	9
6.3 Carichi variabili da folla .....	9
6.4 Carichi variabili da traffico (I° categoria) .....	9
6.5 Urto da veicolo in svio .....	12
7. SOLETTA SU TRAVI .....	13
7.1 Analisi delle sollecitazioni .....	15
7.2 Verifica SLU .....	17
7.3 Verifica SLErara – Limitazione delle tensioni .....	19
7.4 Verifica SLEfreq – Fessurazione .....	22
7.5 Verifica SLEqp – Limitazione delle tensioni e fessurazione .....	26
8. SBALZI LATERALI .....	29
8.1 Discretizzazione del problema .....	29
8.2 Sintesi dei risultati ottenuti .....	30
8.3 Verifiche sbalzo tipo F3 .....	31
8.3.1 Peso proprio .....	32
8.3.2 Permanenti .....	33
8.3.3 Variabili da traffico – LM1 .....	33
8.3.4 Variabili da traffico – LM2 .....	37
8.3.5 Verifiche a SLU .....	41
8.3.6 Verifiche a SLErara – Limitazione delle tensioni .....	44
8.3.7 Verifiche a SLEfreq – Fessurazione .....	45
8.3.8 Verifiche a SLEqp – Limitazione tensioni e fessurazione .....	48
9. TRAVERSI DI ESTREMITÀ IN CORRISPONDENZA DI GIUNTI .....	50
9.1 Sollecitazioni derivanti dai modelli globali .....	50
9.1.1 MELAS1 .....	50
9.1.2 MELAS2 .....	53

9.1.3	MELAS3.....	56
9.1.4	MELAS4.....	59
9.1.5	MELAS5.....	62
9.2	Sollecitazioni derivanti da sollevamento .....	65
9.2.1	MELAS1.....	67
9.2.2	MELAS2.....	69
9.2.3	MELAS3.....	70
9.2.4	MELAS4.....	71
9.2.5	MELAS5.....	72
9.3	Verifiche a SLU .....	73
9.4	Verifiche a SLerara – Limitazione delle tensioni.....	75
9.5	Verifiche a SLEfreq – Fessurazione .....	78
9.6	Verifiche a SLEqp – Limitazione delle tensioni e fessurazione .....	81
10.	TRAVERSI DI ESTREMITÀ IN CORRISPONDENZA NODI DI CONTINUITÀ.....	82
10.1	Sollecitazioni derivanti dai modelli globali .....	82
10.1.1	MELAS1.....	83
10.1.2	MELAS4.....	86
10.2	Sollecitazioni derivanti da sollevamento .....	89
10.2.1	MELAS1.....	90
10.2.2	MELAS4.....	91
10.3	Verifiche a SLU .....	92
10.4	Verifiche a SLerara – Limitazione delle tensioni.....	94
10.5	Verifiche a SLEfreq – Fessurazione .....	97
10.6	Verifiche a SLEqp – Limitazione delle tensioni e fessurazione .....	99
11.	GIUNTI TRASVERSALI E LONGITUDINALI – NODI DI CONTINUITÀ .....	100
11.1	Verifica nodi di continuità .....	100
11.1.1	Verifiche a SLU (STR).....	109
11.1.2	Verifica a SLU (STR) - Viadotto rampa N .....	112
11.1.3	Verifica a SLU (STR) - Viadotto rampa P .....	112
11.1.4	Verifica a SLU (STR) - Viadotto rampa S .....	113
11.1.5	Risultati delle verifiche SLU (STR).....	113
11.1.6	Verifica a SLE Rara – Limitazione delle tensioni .....	117

11.1.7 Verifica a SLE Freq – Fessurazione .....	119
11.1.8 Verifica a SLE QP – Limitazione delle tensioni e fessurazione.....	121



## 1. Premessa

La presente Relazione viene redatta nell'ambito del Contratto applicativo per la Progettazione Esecutiva dell'intervento S.S. 1 "Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Aurelia (Aurelia bis), viabilità di accesso all'HUB portuale di La Spezia, interconnessione tra i caselli della A 12 e il porto di La Spezia – 3° Lotto tra Felettino ed il raccordo autostradale - Progetto Esecutivo di Stralcio e completamento C – 3° tratto".

Il progetto in argomento riguarda un'infrastruttura che ha subito nel corso della sua esecuzione la rescissione contrattuale con l'impresa appaltatrice dei lavori. L'opera, nel suo complesso, si trova in una avanzata fase realizzativa e, per il suo completamento è stato deciso da ANAS S.p.A. di suddividerla in tre progetti di completamento definiti Stralci funzionali A, B e C..

La presente relazione si riferisce ai Viadotti delle rampe dello svincolo Melara che connette la Variante stradale al Raccordo autostradale (A15).

Nella progettazione delle opere e parti d'opera da realizzare, trattandosi di progetto di completamento, non è stato possibile e neanche necessario, apportare modifiche di rilievo alle opere così come precedentemente progettate ed autorizzate, sia in sede della Progettazione Definitiva e sia nella successiva sede della Progettazione Esecutiva e Costruttiva.

Relativamente ai Viadotti di cui trattasi, le parti d'opera realizzate sono sostanzialmente sono le sottostrutture (Pile e Spalle) che sono quasi interamente realizzate come descritto nella Relazione Tecnico Illustrativa (Rif.: 01 V04VII2GENRE01\_B).

Le strutture realizzate, come risulta dagli elaborati di As-Built e dai Certificati di Idoneità Statica, sono state eseguite in piena conformità al Progetto Esecutivo originario. Come altresì è stato rilevato e nel corso dei numerosi sopralluoghi effettuali, le parti d'opera realizzate appaiono in ottimo stato conservativo e, come da confronti avuti con la Direzione Lavori, durante la loro costruzione non si sono verificate criticità al riguardo della qualità e accettabilità dei materiali.

Con riferimento al quadro normativo di riferimento progettuale per le strutture, si evidenzia che, per le opere progettate secondo le norme tecniche di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, il D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»", prevede, all'Art. 2 "Ambito di applicazione e disposizioni transitorie", che "per le opere pubbliche o di pubblica utilità in corso di esecuzione, per i contratti pubblici di lavori già affidati, nonché per i progetti definitivi o esecutivi già affidati prima della data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni, si possono continuare ad applicare le previgenti norme tecniche per le costruzioni fino all'ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi".

Pertanto, essendo l'attività da svolgere relativa alla progettazione del completamento di opere già parzialmente realizzate ed essendo rimaste in corso di esecuzione le attività di Direzione Lavori, con sorveglianza e manutenzione delle aree di cantiere, nonché la gestione delle stesse aree, il riferimento normativo di riferimento rimangono le "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

Nell'attuale Progetto di Completamento sono stati riportati, al fine di garantire la completezza e migliorare la comprensione del progetto, stralci degli elaborati relativi alle parti d'opera realizzate desunti da quelli di As-Built trasmessi dalla Stazione appaltante.

## 2. Svolgimento del progetto strutturale

Essendo le strutture realizzate già oggetto di emissione di Collaudo di Idoneità statica, in qualità di progettisti delle parti d'opera necessarie al completamento (alcune elevazioni e gli impalcati), come descritto nelle Relazioni relative ai Viadotti di tutte le Rampe dello Svincolo Melara, si ritiene che l'attuale progetto strutturale delle parti di completamento, non possa che far riferimento ai Progetti Esecutivi sulla base dei quali le sottostrutture sono state realizzate. Progetti Esecutivi che sono comunque stati analizzati e condivisi.

Si ritiene anche questo essenziale al fine della successiva fase di collaudo delle opere completate, che potrà inoltre far riferimento allo stesso quadro normativo di per l'opera nel suo complesso.

Per quanto riguarda le caratteristiche degli appoggi, dei giunti trasversali tra una campata e la successiva e dei giunti longitudinali tra il viadotto esistente e le nuove rampe, si rimanda a quanto sviluppato all'interno del Progetto Esecutivo.

Per le rampe di svincolo N, P, S del Viadotto Melara è previsto l'impiego di nodi longitudinali di continuità in corrispondenza dei tratti a 3 travi affiancate, con adozione di isolatori sismici.

I nodi di continuità presenti tra una campata e l'altra devono resistere alle sollecitazioni indotte dalle rotazioni dell'impalcato e pertanto sono verificati a partire dai risultati ottenuti dai modelli di calcolo globale degli impalcati.

Nella presente sede progettuale sono state approfondite le tematiche relative alle verifiche strutturali al fine di tenere conto della possibile variazione di rigidità nel tempo degli isolatori sismici, che possono subire modifiche dovute all'invecchiamento, alla temperatura e alla storia di carico. Tenendo conto delle predette variazioni delle caratteristiche degli isolatori, le sollecitazioni derivanti dalle analisi di calcolo sono state opportunamente variate.

Di questa variabilità della rigidità si è tenuto in conto, in particolare, come richiesto per le costruzioni in classe d'uso III e IV al paragrafo 7.10.5.1 del D.M. 14.01.2008, in

accordo alla Norma EN1998-2 [punto 7.5.2.4 (2)P], considerando i *limiti superiori* [*Upper Bound Design Properties* (UBDP)] e quelli inferiori [*Lower Bound Design Properties* (LBDP)].

Sono state effettuate due distinte verifiche, una usando l'UBDP, ed un'altra usando l'LBDP. I valori di progetto UBDP e LBDP, per la rigidezza K, sono calcolati in accordo alle EN1998-2 (Appendici J e JJ).

L'analisi con UBDP conduce in genere alle azioni massime su sottostrutture ed impalcato, mentre quella con LBDP porta ai massimi spostamenti dei dispositivi di isolamento.

Le anzidette verifiche sono riportate nella presente Relazione.

Viene inoltre dichiarato che tutte le azioni che saranno trasmesse dalle opere di completamento non genereranno sulle parti d'opera già eseguite e collaudate, stati di sollecitazione maggiori di quelli per le quali le stesse sono state dimensionate in origine. Questo in particolare per quanto riguarda alle sottostrutture, ossia Spalle e Pile e i loro elementi costituenti.

### 3. Norma di riferimento

La normativa di riferimento per il calcolo e la verifica delle strutture risulta essere la seguente:

- NTC 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- Circolare 2 febbraio 2009 n°617
- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Circolare Ministero dei Lavori pubblici 14 febbraio 1974, n.11951 – Applicazione delle norme sul cemento armato.
- Legge 5 febbraio 1974, n. 64 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Eurocodici UNI EN 1990; UNI EN 1991; UNI EN 1992; UNI EN 1993; UNI EN 1994; UNI EN 1997; UNI EN 1998
- Calcestruzzo - specificazione, prestazione, produzione e conformità (UNI EN 206-1:2006)
- UNI EN 1992-1-1– EC 2: PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI CALCESTRUZZO;
- UNI EN 1992-1-2 - EC 2 parte 2: CONCRETE BRIDGES (per quanto applicabile);
- UNI EN 13369: REGOLE COMUNI PER PRODOTTI PREFABBRICATI DI CALCESTRUZZO;
- UNI EN 15050: PRODOTTI PREFABBRICATI DI CALCESTRUZZO - ELEMENTI DA PONTE.
- MODEL CODE 90 CEB/FIP
- UNI EN 15129: DISPOSITIVI ANTISISMICI

Con riferimento al quadro normativo di riferimento progettuale per le strutture, si evidenzia che, per le opere progettate secondo le norme tecniche di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, il D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”, prevede, all’Art. 2 “Ambito di applicazione e disposizioni transitorie”, che “per le opere pubbliche o di pubblica utilità in corso di esecuzione, per i contratti pubblici di lavori già affidati, nonché per i progetti definitivi o esecutivi già affidati prima della data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni, si possono continuare ad applicare le previgenti norme tecniche per le costruzioni fino

all'ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi".

Pertanto, essendo l'attività da svolgere relativa alla progettazione del completamento di opere già parzialmente realizzate ed essendo rimaste in corso di esecuzione le attività di Direzione Lavori, con sorveglianza e manutenzione delle aree di cantiere, nonché la gestione delle stesse aree, il riferimento normativo di riferimento rimangono le "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

#### 4. Materiali previsti e resistenze di calcolo

Le caratteristiche dei materiali previsti in fase di progetto dell'impalcato sono i seguenti:

##### Calcestruzzo in opera – Soletta collaborante e traversi

- Classe C32/40
- Resistenza a compressione cubica  $R_{ck}$ :  $400 \text{ kg/cm}^2$
- Resistenza a compressione cilindrica  $f_{ck}$ :  $332 \text{ kg/cm}^2$
- Modulo elastico  $E_c$ :  $336430 \text{ kg/cm}^2$
- Fattore di sicurezza  $\gamma_c$ : 1.50
- Coefficiente di fluage  $\alpha_{cc}$ : 0.85
- Resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd}$ :  $188.1 \text{ kg/cm}^2$
- Resistenza a trazione media  $f_{ctm}$ :  $31.0 \text{ kg/cm}^2$
- Resistenza a trazione  $f_{ctk}$ :  $21.7 \text{ kg/cm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo  $f_{ctd}$ :  $14.5 \text{ kg/cm}^2$
- Massima tensione in combinazione rara  $\sigma_{c,max}$ :  $199.2 \text{ kg/cm}^2$
- Massima tensione in combinazione quasi permanente  $\sigma_{c,max}$ :  $149.4 \text{ kg/cm}^2$
- Copriferro minimo netto: 40mm

(classe di esposizione soletta collaborante: XF3)

(classe di esposizione traversi: XS1)

##### Acciaio ordinario

- Tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk}$ :  $4500 \text{ kg/cm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura  $f_{tk}$ :  $5400 \text{ kg/cm}^2$
- Fattore di sicurezza acciaio  $\gamma_s$ : 1.15
- Resistenza a trazione di calcolo  $f_{yd}$ :  $3913 \text{ kg/cm}^2$
- Tensione massima in combinazione rara  $\sigma_{s,max}$ :  $3600 \text{ kg/cm}^2$
- Modulo elastico  $E_s$ :  $2100000 \text{ kg/cm}^2$

## 5. Descrizione della struttura

La struttura oggetto della presente Relazione di Calcolo è composta dagli impalcati dei viadotti delle seguenti rampe dello Svincolo Melara:

- Rampa S
- Rampa N
- Rampa P
- Rampa W

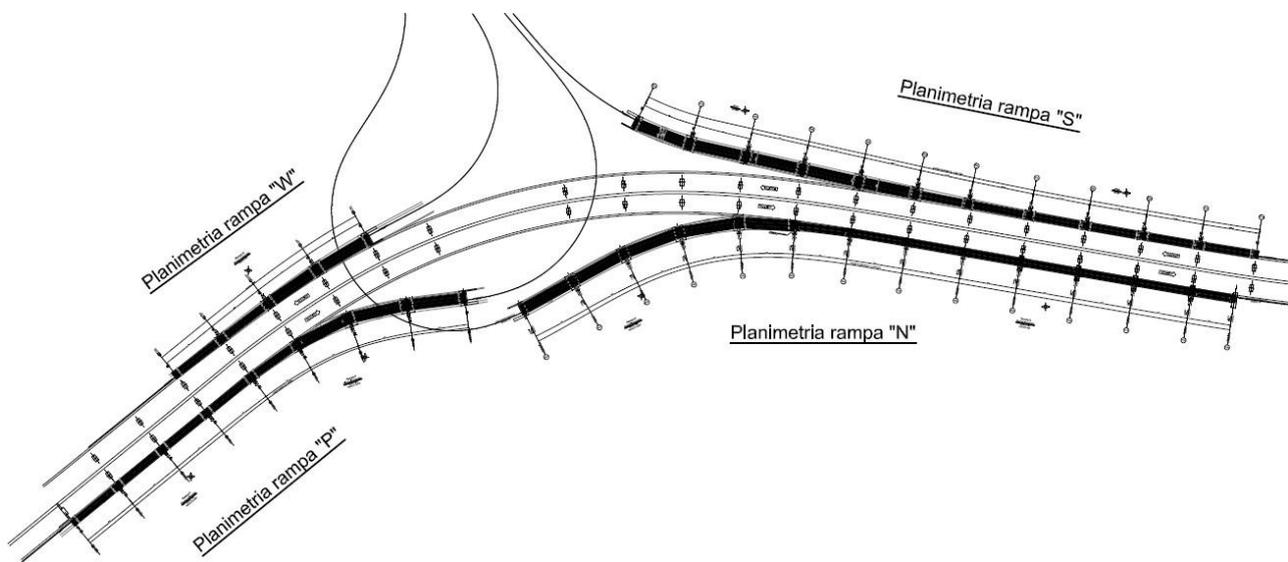


Fig. 5.1 – Planimetria generale svincolo Melara

Si evidenzia che, come noto, ai fini del dimensionamento delle strutture principali dell'impalcato, risultano maggiormente significative le combinazioni nelle quali si assumono i carichi mobili come azioni variabili dominanti, che pertanto sono state prese di riferimento.

Tutti gli impalcati delle rampe di svincolo sono composti da travi prefabbricate tipo "CIR accostate" (2 o 3 travi a seconda della larghezza dell'impalcato) aventi altezza pari a 160cm, larghezza rispettivamente di 214cm e 198cm e anime di spessore pari a 14cm ringrossate a 28cm alle estremità. Tali travi sono rese collaboranti mediante una soletta gettata in opera, oggetto della presente relazione, di spessore variabile da 30cm a 42cm a causa della pendenza trasversale degli impalcati e della posa in piano delle travi prefabbricate. A tali spessori va sottratta, in sede di verifica ove opportuno, lo spessore delle predalles assunto pari a 6cm. Sono impiegati traversi gettati in opera in

corrispondenza delle testate della trave mentre non sono previsti traversi intermedi di campata.

Si precisa che, gli svincoli di nuova progettazione, sono da realizzarsi senza alcun collegamento con la struttura e l'impalcato esistenti del Viadotto Melara in accordo con il Progetto Esecutivo della struttura.

## 6. Analisi dei carichi

### 6.1 Peso proprio

Il peso proprio della soletta è calcolato in funzione dello spessore della stessa, considerando come peso di volume del calcestruzzo armato  $2500 \text{ kg/m}^3$ .

Nel calcolo degli sbalzi, il peso della soletta e dei cordoli sarà valutato di volta in volta in base alla reale sagoma, mentre per il calcolo delle sollecitazioni relative alla soletta tra le travi, sarà considerato per il peso uno spessore medio di 36cm, ovvero  $900 \text{ kg/m}^2$ , come assunto nella relazione di calcolo generale.

### 6.2 Carichi permanenti

Di seguito si riportano i carichi permanenti impiegati:

- Pp pavimentazione  $300 \text{ kg/m}^2$
- Pp sicurvia  $150 \text{ kg/m}$
- Pp rete e veletta  $150 \text{ kg/m}$

### 6.3 Carichi variabili da folla

In accordo con quanto indicato nelle NTC2008, il carico da folla è assunto pari a  $500 \text{ kg/m}^2$  se considerato come folla compatta, altrimenti pari a  $250 \text{ kg/m}^2$  se impiegato in combinazione ad altri carichi accidentali (traffico, i.e.).

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

### 6.4 Carichi variabili da traffico (I° categoria)

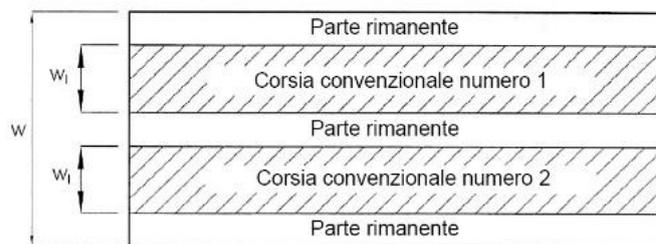
In accordo con quanto indicato nelle NTC2008 per i ponti stradali di I° Categoria, i carichi da traffico veicolare vengono applicati considerando sulla carreggiata un numero di corsie convenzionali definite in funzione dell'ampiezza della sede stradale come:

### 5.1.3.3.2 Definizione delle corsie convenzionali

Le larghezze  $w_i$  delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I).

Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- a) se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- b) se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.



**Figura 5.1.1 – Esempio di numerazione delle corsie**

**Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie**

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_i = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_i)$

La posizione delle corsie deve essere tale da restituire le condizioni di carico di progetto peggiori. Ogni corsia convenzionale (in funzione del proprio numero identificativo) è caratterizzata da un carico uniformemente distribuito e da due carichi asse disposti a tandem in asse alla corsia stessa come di seguito riportato. Lo schema di carico considerato è lo schema 1, comprensivo degli effetti dinamici.

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

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

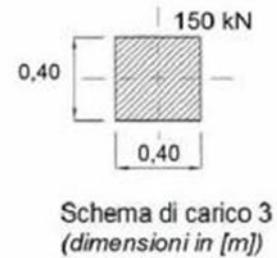
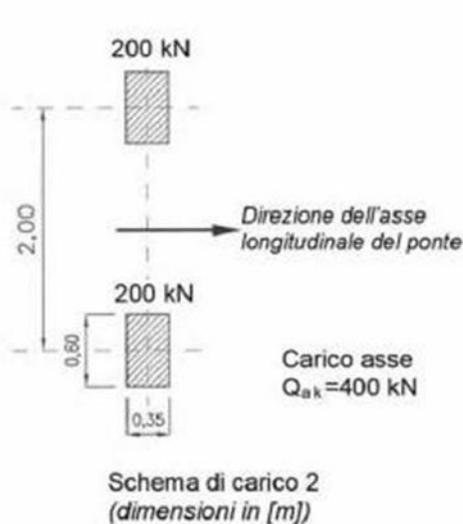
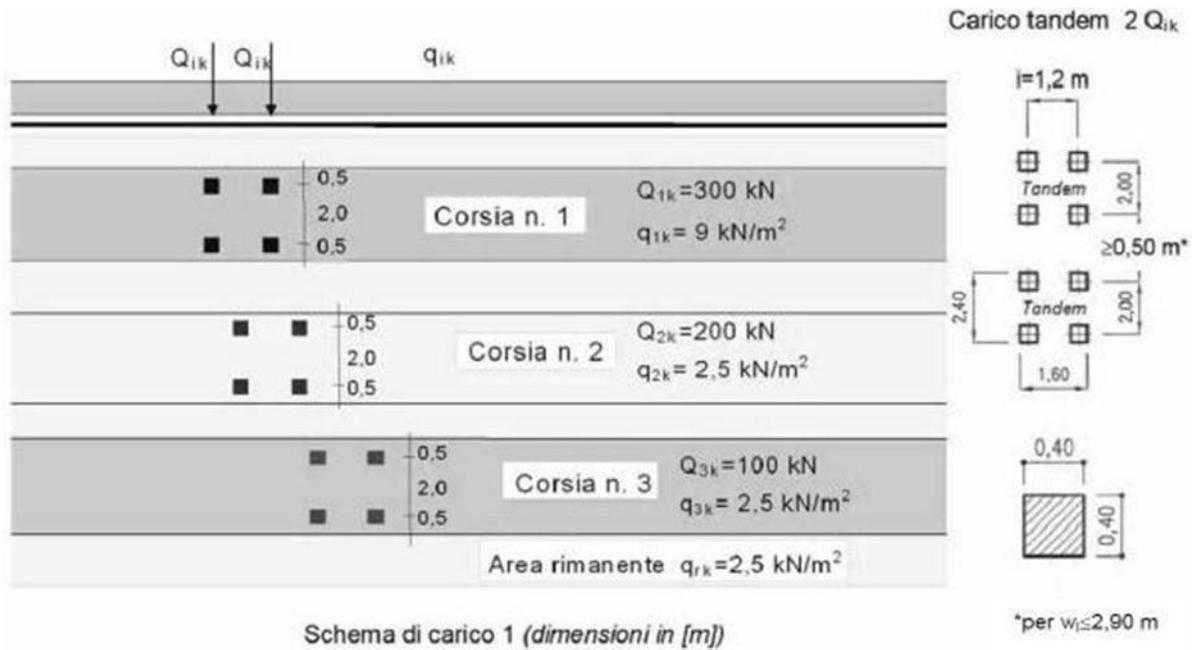


Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie

I

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

A tali valori non si applica alcuna riduzione dato che il viadotto è identificato come “Ponte di I Categoria”.

## 6.5 Urto da veicolo in svio

In accordo con quanto indicato nelle NTC2008 al punto 5.1.3.10 si considera la possibilità che un veicolo in svio urti le barriere stradali di bordo ponte.

### 5.1.3.10 Azioni sui parapetti. Urto di veicolo in svio: $q_8$

L'altezza dei parapetti non potrà essere inferiore a 1,10 m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano.

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367). Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota  $h$ , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni  $h_1$ ,  $h_2$ , dove  $h_1 =$  (altezza della barriera - 0,10m) ,  $h_2 = 1,00$ m.

Nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di Carico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

Per altri elementi si può fare riferimento al § 3.6.3.3.2.

Allo stesso modo, al punto 3.6.3.3.2 delle NTC2008, viene enunciato:

#### 3.6.3.3.2 Traffico veicolare sopra i ponti

In assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo.

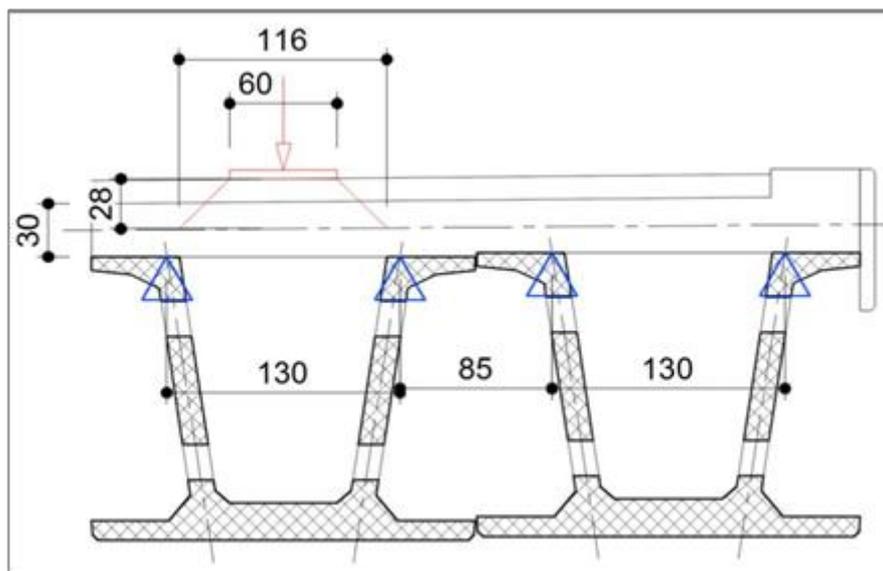
Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0,5 m.

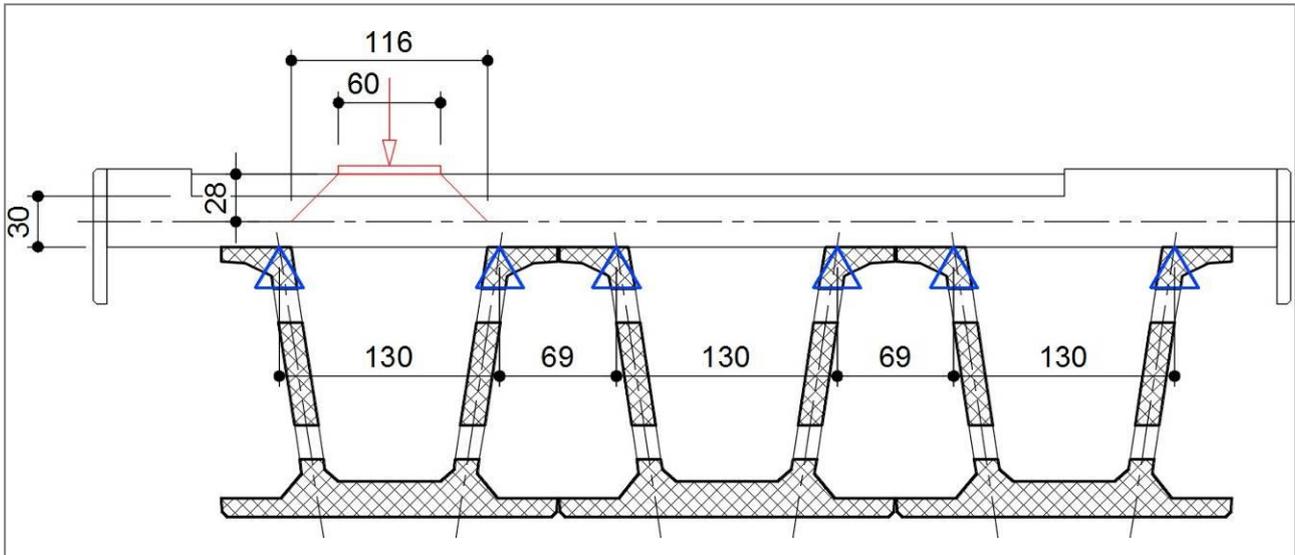
Cautelativamente, su ogni elemento verticale del sicurvia, sarà considerata una forza orizzontale ortogonale ad esso pari a 10000kg ed applicata 100cm sopra al piano di marcia.

## 7. Soletta su travi

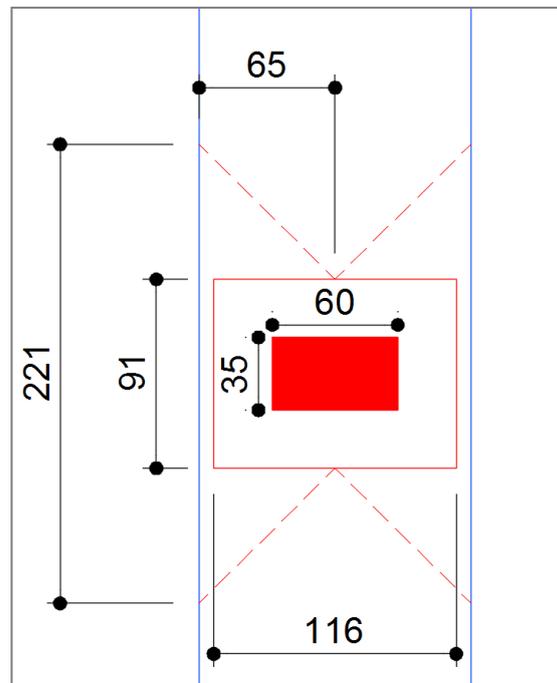
Per calcolare le sollecitazioni nella soletta tra le travi, bisogna adeguatamente ripartire il carico derivante dalla ruota dei mezzi, secondo lo *schema di carico 2*. A vantaggio di sicurezza, per quanto riguarda la ripartizione si considera lo spessore minimo della soletta, ovvero 30 cm.

Considerando la soletta come trave continua su più appoggi (per metro di profondità), dove gli appoggi sono le anime delle travi, si hanno i seguenti due schemi statici, a seconda del numero di travi dell'impalcato; per il momento, si trascura il contributo degli sbalzi, il quale verrà trattato nel seguito.





Il carico subisce una prima diffusione a 45° attraverso lo spessore della soletta: all'asse della soletta, il carico è ripartito su un'impronta maggiore, costruita riportando un margine attorno all'impronta originale pari alla distanza da finito ad asse soletta, ovvero 28 cm; per prescindere, come anticipato, della dimensione longitudinale dell'impalcato, bisogna considerare la diffusione in pianta del carico e rapportarlo alla dimensione della zona che ne risulta interessata, ottenendo così il carico equivalente da poter implementare nel calcolo.



Il carico concentrato della ruota viene visto dalla soletta come un carico ripartito

sull'impronta di cui sopra, larga 116 cm; tale carico interessa 221 cm di profondità di soletta; pertanto, per analizzare la soletta come esposto in precedenza, bisogna applicare un carico equivalente pari a:

$$q_{eq} = 20000\text{kg} / (221\text{cm} * 1.16\text{m}) = 78 \text{ kg}/(\text{cm}*\text{m})$$

sulla larghezza della nuova impronta, ovvero 116 cm.

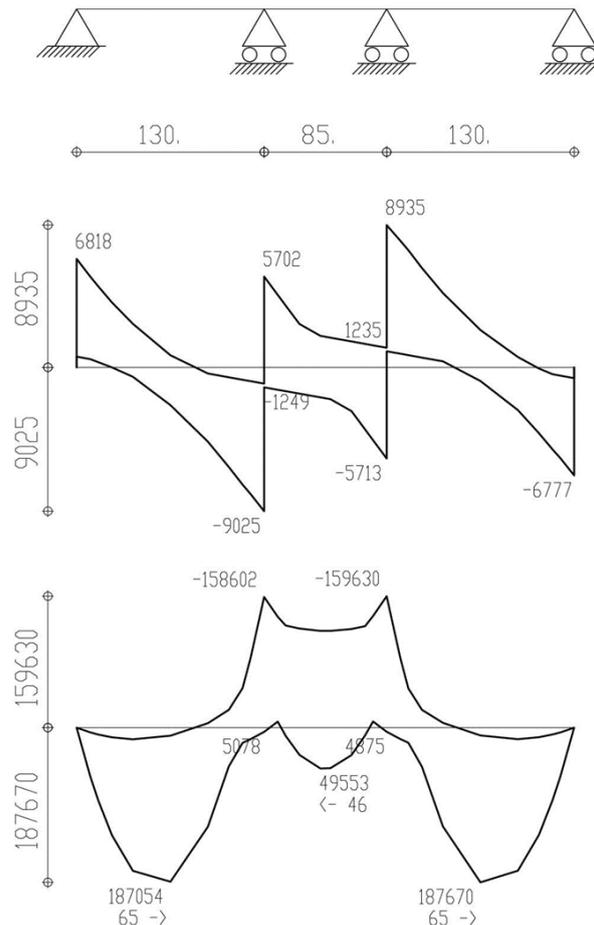
Ovviamente, oltre al carico dovuto agli accidentali, si ribadisce che viene applicato anche il carico dovuto al peso proprio ed alla pavimentazione, pari rispettivamente a 900 e 300 kg/m<sup>2</sup>.

### 7.1 Analisi delle sollecitazioni

Dallo schema dell'impalcato con due travi, si ottengono le sollecitazioni flettenti caratteristiche:

$$M_k^+ = 187670 \text{ kg*cm/m}; \quad M_k^- = 159630 \text{ kg*cm/m}$$

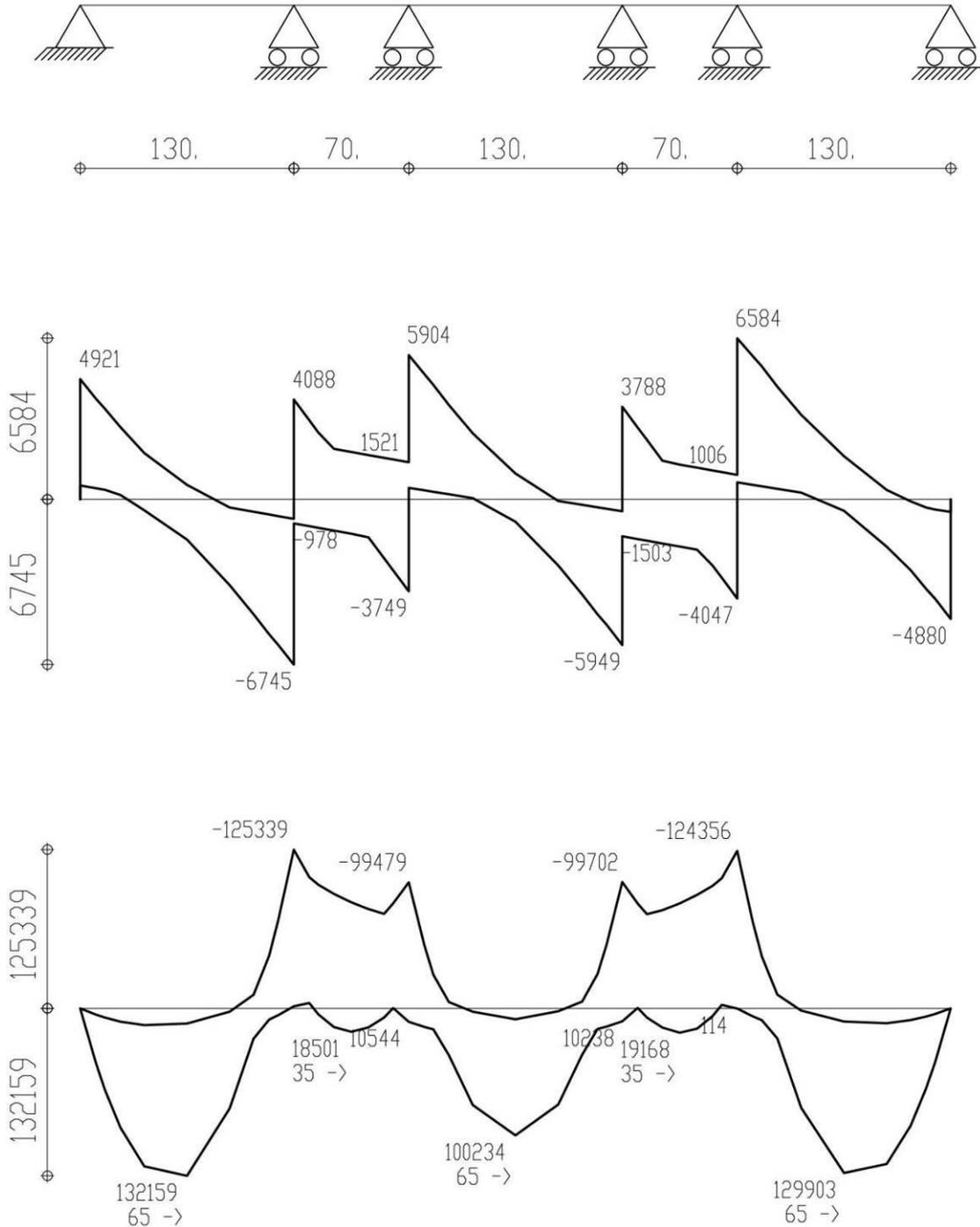
Unita' di misura: cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>.



Dallo schema dell'impalcato con tre travi, si ottengono le sollecitazioni flettenti caratteristiche:

$$M_k^+ = 132159 \text{ kg*cm/m}; \quad M_k^- = 125339 \text{ kg*cm/m}$$

Unita' di misura: cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>.



Alle sollecitazioni dovute ai carichi appena calcolate, bisogna aggiungere quelle derivanti dagli effetti distorsivi, le quali nascono all'interno della soletta nell'assolvere al compito di elemento di collaborazione e ripartizione tra le travi. Queste sollecitazioni sono calcolate attraverso i modelli globali dei vari impalcati, esposti nella relazione di calcolo generale identificata dal codice "V04VII2STRRE08"; l'involuppo delle sollecitazioni derivanti dalle varie configurazioni fornisce i seguenti valori caratteristici massimi:

$$Mk^+ = 194749 \text{ kg*cm/m (MELAS1)}; Mk^- = -619764 \text{ kg*cm/m (MELAS3)}$$

## 7.2 Verifica SLU

Allo stato limite ultimo, oltre a sommare le sollecitazioni derivanti dai diversi contributi, bisogna moltiplicarle per i coefficienti parziali relativi. Essendo i carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti, il coefficiente parziale per il peso proprio, per i permanenti e per il traffico veicolare è sempre 1.35.

**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

Le sollecitazioni di verifica risultano:

$$Mk^+ = (187670 + 194749) * 1.35 = 516266 \text{ kg*cm/m}$$

$$Mk^- = (-159630 - 619764) * 1.35 = -1052182 \text{ kg*cm/m}$$

Lo spessore minimo della soletta collaborante è pari 30cm. Per la verifica a momento positivo si trascura il contributo della predalle posta dal lato teso e pertanto la sezione diventa (100x24)cm. A momento negativo la predalle risulta essere compressa e pertanto la sezione di verifica risulta essere pari a (100x30)cm.

L'armatura minima disposta è costituita da barre Ø18/20 al lembo superiore e Ø14/20 al lembo inferiore. Si riporta di seguito il tabulato di verifica allo SLU della sezione per momento negativo.

Descrizione : Sezione in C.A.  
 Nome lavoro : MELAS5  
 Nome file : Soletta interna SLU M-.VSE  
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm<sup>2</sup>.

simboli:  
 Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 400. ; fck = 332. ; fcd = 188.13 (.35%)  
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]
1- 1	-50.	30.	1	45.	25.	18.	2.5447
1- 2	50.	30.	2	22.5	25.	18.	2.5447
1- 3	50.	0.	3	0.	25.	18.	2.5447
1- 4	-50.	0.	4	-22.5	25.	18.	2.5447
			5	-45.	25.	18.	2.5447
			6	45.	9.	14.	1.5394
			7	22.5	9.	14.	1.5394
			8	0.	9.	14.	1.5394
			9	-22.5	9.	14.	1.5394
			10	-45.	9.	14.	1.5394

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata  
 1 | | 0. | -1375920. | 0. | Mz-:-1375920./-1052182.=1.3077

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

sol.	muz	muy	lambda
1.	.00065365632	0.	-.00349764712

Deformazioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento				
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 3	-3.4976	-188.1	si	1.	12.8438	4043.	si

Il minimo fattore di sicurezza M- è pari a FS = 1.3077 e pertanto la verifica risulta essere superata.

Di seguito si riporta il tabulato di verifica a SLU per momento positivo.

Descrizione : Sezione in C.A.  
 Nome lavoro : MELAS5  
 Nome file : Soletta interna SLU M+.VSE  
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:  
 Vert. = contorno vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 400. ; fck = 332. ; fcd = 188.13 (.35%)  
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:						
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]	
1- 1	-50.	24.	1	45.	19.	18.	2.5447	
1- 2	50.	24.	2	22.5	19.	18.	2.5447	
1- 3	50.	0.	3	0.	19.	18.	2.5447	
1- 4	-50.	0.	4	-22.5	19.	18.	2.5447	
			5	-45.	19.	18.	2.5447	
			6	50.	3.	14.	1.5394	
			7	25.	3.	14.	1.5394	
			8	0.	3.	14.	1.5394	
			9	-25.	3.	14.	1.5394	
			10	-50.	3.	14.	1.5394	

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 12. (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata  
 1 | 0. | 701246. | 0. | Mz+:701246./516266.=1.3583

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00091341954	0.	.01842008003

Deformazioni massime sui materiali:

sol	Cls				Acciaio lento			
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	-3.502	-188.1	si	6.	15.6798	4076.9	si

Il minimo fattore di sicurezza M+ è pari a FS = 1.3583 e pertanto la verifica risulta essere superata.

### 7.3 Verifica SLerara – Limitazione delle tensioni

Di seguito si riportano le verifiche allo SLerara per la sezione scelta. Le sollecitazioni di verifica risultano:

- $Mk^+ = 187670 + 194749 = 382419 \text{ kg*cm/m}$
- $Mk^- = -159630 - 619764 = -779394 \text{ kg*cm/m}$

Lo spessore minimo della soletta collaborante è pari 30cm. Per la verifica a momento positivo si trascura il contributo della predalle posta dal lato teso e pertanto la sezione

diventa (100x24)cm. A momento negativo la predalle risulta essere compressa e pertanto la sezione di verifica risulta essere pari a (100x30)cm.

L'armatura minima disposta è costituita da barre Ø18/20 al lembo superiore e Ø14/20 al lembo inferiore. Si riporta di seguito il tabulato di verifica allo SLerara della sezione per momento negativo.

```

Descrizione      : Sezione in C.A.
Nome lavoro     : MELAS5
Nome file       : Soletta interna SLerara M-.VSE
Tipo verifica   : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni*1000.
ferri          : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:
  Vert. = contorno_vertice del CLS;      d = diametro;
  S      = Sigma (tensioni sui materiali);
  Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo:  Rck = 400. ;;E =336428. ;; Samm= 122.5
Acciaio       :  Tipo= B450C ;Sam= 2550. ;; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: RETTANGOLARE
Cls:
vert. | Z | Y |
1- 1 | -50. | 30. |
1- 2 | 50. | 30. |
1- 3 | 50. | 0. |
1- 4 | -50. | 0. |

Acciaio lento:
ferro | Z | Y | d[mm] | Af[cm2] |
1 | 45. | 25. | 18. | 2.5447 |
2 | 22.5 | 25. | 18. | 2.5447 |
3 | 0. | 25. | 18. | 2.5447 |
4 | -22.5 | 25. | 18. | 2.5447 |
5 | -45. | 25. | 18. | 2.5447 |
6 | 45. | 9. | 14. | 1.5394 |
7 | 22.5 | 9. | 14. | 1.5394 |
8 | 0. | 9. | 14. | 1.5394 |
9 | -22.5 | 9. | 14. | 1.5394 |
10 | -45. | 9. | 14. | 1.5394 |

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata
1 | | 0. | -779394. | 0. |

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):
sol. | muz | muy | lambda |
1. | .00003203576 | 0. | -.00026088745 |

Tensioni massime sui materiali:
cls          Acciaio lento
sol vert. |s cls |ve| ferro |s ferri |ve|
1 1- 3 | -87.8 |si| 1 | 2725.1 |si|
  
```

6

Le NTC2008 stabiliscono delle limitazioni tensionali per la combinazione SLE rara pari a:

- Lato CLS:  $\sigma^{c,max} = 0.60 * f_{ck} = 0.60 * 332.0 \text{ kg/cm}^2 = 199.2 \text{ kg/cm}^2$  RARA
- Lato ACCIAIO:  $\sigma_{s,max} = 0.80 * f_{yk} = 0.80 * 4500 \text{ kg/cm}^2 = 3600 \text{ kg/cm}^2$  RARA

Entrambe le condizioni di limitazione delle tensioni in esercizio risultano essere soddisfatte. Di seguito si riporta il tabulato di verifica a SLErara per momento positivo.

Descrizione : Sezione in C.A.  
 Nome lavoro : MELAS5  
 Nome file : Soletta interna SLErara M+.VSE  
 Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:  
 Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 400. ;;E =336428. ;; Samm= 122.5  
 Acciaio : Tipo= B450C ;Sam= 2550. ;; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-50.	24.	1	45.	19.	18.	2.5447
1- 2	50.	24.	2	22.5	19.	18.	2.5447
1- 3	50.	0.	3	0.	19.	18.	2.5447
1- 4	-50.	0.	4	-22.5	19.	18.	2.5447
			5	-45.	19.	18.	2.5447
			6	50.	3.	14.	1.5394
			7	25.	3.	14.	1.5394
			8	0.	3.	14.	1.5394
			9	-25.	3.	14.	1.5394
			10	-50.	3.	14.	1.5394

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 12. (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata  
 1 | 0. | 382419. | 0. |

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00003414904	0.	.00062424609

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento		
	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1- 1	-65.7	si	6	2633.2	si

Le NTC2008 stabiliscono delle limitazioni tensionali per la combinazione SLE rara pari a:

- Lato CLS:  $\sigma_{c,max} = 0.60 * f_{ck} = 0.6 * 332.0 \text{ kg/cm}^2 = 199.2 \text{ kg/cm}^2$  RARA
- Lato ACCIAIO:  $\sigma_{s,max} = 0.80 * f_{yk} = 0.80 * 4500 \text{ kg/cm}^2 = 3600 \text{ kg/cm}^2$  RARA

Entrambe le condizioni di limitazione delle tensioni in esercizio risultano essere soddisfatte.

## 7.4 Verifica SLEfreq – Fessurazione

Di seguito si riportano le verifiche allo SLEfreq per la sezione scelta.

Le sollecitazioni di verifica risultano (a favore di sicurezza si considera l'intero contributo dei carichi variabili per gli effetti locali mentre per gli effetti globali si applica il coefficiente di combinazione  $\psi_{1i} = 0.75$ ):

- $Mk^+ = 187670 + 149132 = 336802 \text{ kg*cm/m}$
- $Mk^- = -159630 - 523422 = -683052 \text{ kg*cm/m}$

Lo spessore minimo della soletta collaborante è pari 30cm. Per la verifica a momento positivo si trascura il contributo della predalle posta dal lato teso e pertanto la sezione diventa (100x24)cm. A momento negativo la predalle risulta essere compressa e pertanto la sezione di verifica risulta essere pari a (100x30)cm.

L'armatura minima disposta è costituita da barre Ø18/20 al lembo superiore e Ø14/20 al lembo inferiore. Si riporta di seguito il tabulato di verifica allo SLEfreq della sezione per momento negativo.

```

Descrizione      : Sezione in C.A.
Nome lavoro     : MELAS5
Nome file      : Soletta interna SLEfreq M-.VSE
Tipo verifica  : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni*1000.
ferri         : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:
Vert. = contorno_vertice del CLS;      d = diametro;
S     = Sigma (tensioni sui materiali);
Ve    = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 400. ;; E = 336428. ;; Samm = 122.5
Acciaio      : Tipo= B450C ; Samm= 2550. ;; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: RETTANGOLARE
CLS:
vert. | Z | Y | Acciaio lento:
ferro | Z | Y | d[mm] | Af[cm2]
1- 1 | -50. | 30. | 1 | 45. | 25. | 18. | 2.5447|
1- 2 | 50. | 30. | 2 | 22.5 | 25. | 18. | 2.5447|
1- 3 | 50. | 0. | 3 | 0. | 25. | 18. | 2.5447|
1- 4 | -50. | 0. | 4 | -22.5 | 25. | 18. | 2.5447|
      |      |      | 5 | -45. | 25. | 18. | 2.5447|

6 | 45. | 9. | 14. | 1.5394|
7 | 22.5 | 9. | 14. | 1.5394|
8 | 0. | 9. | 14. | 1.5394|
9 | -22.5 | 9. | 14. | 1.5394|
10 | -45. | 9. | 14. | 1.5394|

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata
1 | 0. | -683052. | 0. |

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muez * y + muy * z + lam):
sol. | muez | muy | lambda
1. | .00002807577 | 0. | -.00022863878|

Tensioni massime sui materiali:
sol | CLS | vert. | s | c | s | |Vel| | Acciaio lento | ferros | ferri | |Vel|
1 | 1- 3 | -76.9 | | | | | | 1 | 2388.2 | | |
  
```

Di seguito si riporta il tabulato di verifica a SLEfreq per momento positivo.

Descrizione : Sezione in C.A.  
 Nome lavoro : MELAS5  
 Nome file : Soletta interna SLEfreq M+.VSE  
 Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm<sup>2</sup>.  
 Simboli:  
 Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 400. ;; E = 336428. ;; Samm= 122.5  
 Acciaio : Tipo= B450C ; Samm= 2550. ;; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.  
 Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]
1- 1	-50.	24.	1	45.	19.	18.	2.5447
1- 2	50.	24.	2	22.5	19.	18.	2.5447
1- 3	50.	0.	3	0.	19.	18.	2.5447
1- 4	-50.	0.	4	-22.5	19.	18.	2.5447
			5	-45.	19.	18.	2.5447
			6	50.	3.	14.	1.5394
			7	25.	3.	14.	1.5394
			8	0.	3.	14.	1.5394
			9	-25.	3.	14.	1.5394
			10	-50.	3.	14.	1.5394

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 12. (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata  
 1 | 0. | 336802. | 0. |

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00003007556	0.	.00054978265

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento		
	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1- 1		-57.9 si	6		2319.1 si

Il momento di prima fessurazione per la sezione composta da CLS C32/40 (considerando un  $f_{ctm}/1.2 = 25.8 \text{ kg/cm}^2$ ) è pari a:

- $M_{fess+} = +285000 \text{ kg*cm}$
- $M_{fess-} = - 437000 \text{ kg*cm}$

In entrambi i casi la sollecitazione flettente agente supera quella di prima fessurazione e pertanto si riporta la verifica di apertura delle fessure.

Le NTC2008 stabiliscono, per una condizione ambientale aggressiva (XF3) i seguenti

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

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

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

limiti di apertura delle fessure.

Il limite massimo di apertura delle fessure per la combinazione SLEfreq è pari a  $W_2 = 0,3\text{mm}$ .

Di seguito si riporta il calcolo diretto di apertura delle fessure per momento negativo.

### FESSURAZIONE

C	49 [mm]	copriferro
S	200 [mm]	distanza fra le due file di barre
n°ferri	5 [-]	numero ferri
phi	18 [mm]	diametro delle barre
bw=	1000 [mm]	larghezza anima
d,eff=	72.86666667 [mm]	altezza zona efficace intorno alle barre
Ac,eff=	72866.66667 [mmq]	area di cls efficace intorno alle barre
k2	0.4 [-]	coefficiente per barre ad aderenza migliorata
k3	0.125 [-]	coefficiente per diagramma triangolare presso-flessione
pr	0.0175 [-]	rapporto fra armatura e area efficace di cls
$\sigma_s$	238.8 [N/mmq]	tensione acciaio sez parzializzata
$\sigma_{sr}$	152.8 [N/mmq]	tensione acciaio sez con fctm
Es	210000 [N/mmq]	modulo elasticità acciaio
$\beta_1$	1 [-]	coefficiente per barre ad aderenza migliorata
$\beta_2$	0.5 [-]	coefficiente per azioni di lunga durata
$\epsilon_{sm}$	0.0009 [-]	deformazione media
S <sub>rm</sub>	189.54 [mm]	distanza media fra le fessure
W <sub>m</sub>	0.17 [mm]	valore medio apertura delle fessure
W <sub>k</sub>	0.29 [mm]	valore di calcolo apertura delle fessure
Ambiente	<b>ordinaria</b>	
LIMITE DI NORMA	w <sub>k</sub> <	0.3
VERIFICA	<b>VERIFICA SUPERATA</b>	

Di seguito si riporta il calcolo diretto di apertura delle fessure per momento positivo.

## FESSURAZIONE

C	27 [mm]	copriferro
S	200 [mm]	distanza fra le due file di barre
n°ferri	5 [-]	numero ferri
phi	14 [mm]	diametro delle barre
bw=	1000 [mm]	larghezza anima
d,eff=	60.93333333 [mm]	altezza zona efficace intorno alle barre
Ac,eff=	60933.33333 [mmq]	area di cls efficace intorno alle barre
k2	0.4 [-]	coefficiente per barre ad aderenza migliorata
k3	0.125 [-]	coefficiente per diagramma triangolare presso-flessione
pr	0.0126 [-]	rapporto fra armatura e area efficace di cls
σs	231.9 [N/mmq]	tensione acciaio sez parzializzata
σsr	196.2 [N/mmq]	tensione acciaio sez con fctm
Es	210000 [N/mmq]	modulo elasticità acciaio
β1	1 [-]	coefficiente per barre ad aderenza migliorata
β2	0.5 [-]	coefficiente per azioni di lunga durata
ε_sm	0.0007 [-]	deformazione media
Srm	149.42 [mm]	distanza media fra le fessure
Wm	0.11 [mm]	valore medio apertura delle fessure
Wk	0.18 [mm]	valore di calcolo apertura delle fessure
Ambiente	<b>ordinaria</b>	
LIMITE DI NORMA	wk <	0.3
VERIFICA	<b>VERIFICA SUPERATA</b>	

Si fa notare come, a momento positivo, la verifica di apertura delle fessure per la combinazione dei carichi SLEqp ( $W1 = 0.2\text{mm}$ ) sia già soddisfatta per la combinazione SLEfreq e pertanto tale verifica non sarà esplicitata nel seguito.

## 7.5 Verifica SLEqp – Limitazione delle tensioni e fessurazione

Di seguito si riportano le verifiche allo SLEqp per la sezione scelta.

Le sollecitazioni di verifica risultano (a favore di sicurezza si considera l'intero contributo dei carichi variabili per gli effetti locali mentre per gli effetti globali si applica il coefficiente di combinazione  $\psi_{2i} = 0.00$ ):

- $Mk^+ = 187670 + 12281 = 199951 \text{ kg*cm/m}$
- $Mk^- = -159630 - 234396 = -394026 \text{ kg*cm/m}$

```

1. | .00001619582 | 0. | -0.00013189278 |
Tensioni massime sui materiali:
      Cls                Acciaio lento
sol  vert. |s cls |Ve|   ferro |s ferri |Ve|
  1  1- 3 | -44.4 |si|    1 | 1377.7 |si|
  
```

Lo spessore minimo della soletta collaborante è pari 30cm. Per la verifica a momento positivo si trascura il contributo della predalle posta dal lato teso e pertanto la sezione diventa (100x24)cm. A momento negativo la predalle risulta essere compressa e pertanto la sezione di verifica risulta essere pari a (100x30)cm.

L'armatura minima disposta è costituita da barre Ø18/20 al lembo superiore e Ø14/20 al lembo inferiore. Si riporta di seguito il tabulato di verifica allo SLEqp della sezione per momento negativo.

```

Descrizione : Sezione in C.A.
Nome lavoro : MELAS5
Nome file   : Soletta interna SLEqp M--VSE
Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: daN; cm; daN/cm; daN/cm2; d in mm; deformazioni*1000.
                ferri : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
  Vert. = contorno vertice del CLS; d = diametro;
  S      = Sigma (tensioni sui materiali);
  Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI
Calcestruzzo: Rck = 400. ;; E = 336428. ;; Samm = 122.5
Acciaio : Tipo= B450C ; Samm= 2550. ;; n=15 .

SEZIONE
L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: Rettangolare
Cls:
vert. | Z | Y |
1- 1 | -50. | 30. |
1- 2 | 50. | 30. |
1- 3 | 50. | 0. |
1- 4 | -50. | 0. |
      Acciaio lento:
      ferro | Z | Y | d[mm] | Af[cm2] |
      1 | 45. | 25. | 18. | 2.5447 |
      2 | 22.5 | 25. | 18. | 2.5447 |
      3 | 0. | 25. | 18. | 2.5447 |
      4 | -22.5 | 25. | 18. | 2.5447 |
      5 | -45. | 25. | 18. | 2.5447 |
      6 | 45. | 9. | 14. | 1.5394 |
      7 | 22.5 | 9. | 14. | 1.5394 |
      8 | 0. | 9. | 14. | 1.5394 |
      9 | -22.5 | 9. | 14. | 1.5394 |
      10 | -45. | 9. | 14. | 1.5394 |

SOLLECITAZIONI AGENTI
Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata
1 | 0. | -394026. | 0. |

RESULTATI
Piani di equilibrio (eps= muz * y + muy * z + lam):
sol. | muz | muy | lambda |
  
```

1. | .00001619582 | 0. | | -.00013189278 |

Tensioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento			
sol	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve	
1	1- 3		-44.4  si	1		1377.7  si	

Le NTC2008 stabiliscono delle limitazioni tensionali per la combinazione SLEqp pari a:

- Lato CLS:  $\sigma_{c,max} = 0.45 * f_{ck} = 0.45 * 332.0 \text{ kg/cm}^2 = 149.4 \text{ kg/cm}^2$  Q.P.

La condizione di limitazione delle tensioni in esercizio risulta essere soddisfatta. Di seguito si riporta il tabulato di verifica a SLEqp per momento positivo.

Descrizione : Sezione in C.A.  
 Nome lavoro : MELAS5  
 Nome file : Soletta interna SLEqp M+.VSE  
 Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:  
 Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 400. ;; E = 336428. ;; Sarm = 122.5  
 Acciaio : Tipo= B450C ; Sarm= 2550. ;; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:				Acciaio lento:				
vert.	Z	Y		ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-50.	24.		1	45.	19.	18.	2.5447
1- 2	50.	24.		2	22.5	19.	18.	2.5447
1- 3	50.	0.		3	0.	19.	18.	2.5447
1- 4	-50.	0.		4	-22.5	19.	18.	2.5447
				5	-45.	19.	18.	2.5447
				6	50.	3.	14.	1.5394
				7	25.	3.	14.	1.5394
				8	0.	3.	14.	1.5394
				9	-25.	3.	14.	1.5394
				10	-50.	3.	14.	1.5394

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 12. (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata

1		0.	199951.	0.
---	--	----	---------	----

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y + muy \* z + lam):

sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00001785511	0.	.00032639233

Tensioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento			
sol	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve	
1	1- 2		-34.4  si	6		1376.8  si	

Le NTC2008 stabiliscono delle limitazioni tensionali per la combinazione SLEqp pari a:

- Lato CLS:  $\sigma_{c,max} = 0.45 * f_{ck} = 0.45 * 332.0 \text{ kg/cm}^2 = 149.4 \text{ kg/cm}^2$  Q.P.

La condizione di limitazione delle tensioni in esercizio risulta essere soddisfatta.

Il momento di prima fessurazione per la sezione composta da CLS C32/40 (considerando un  $f_{ctm}/1.2 = 25.8 \text{ kg/cm}^2$ ) è pari a:

- $M_{fess+} = +285000 \text{ kg*cm}$
- $M_{fess-} = - 437000 \text{ kg*cm}$

In entrambi i casi la sollecitazione flettente agente è inferiore a quella di prima fessurazione e pertanto la verifica di apertura delle fessure risulta essere automaticamente soddisfatta.

## 8. Sbalzi laterali

### 8.1 Discretizzazione del problema

Per ottimizzare al meglio lo studio degli sbalzi della soletta, ovvero per involuppare la totale varietà di configurazioni possibili, si suddividono dapprima i casi in base alla geometria del problema:

1. La soletta prevede un cordolo da 125 cm, atto all'alloggiamento del sicurvia ed al transito pedonale;
2. La soletta prevede un cordolo da 50 cm, atto all'alloggiamento del solo sicurvia;
3. La soletta non prevede alcun cordolo, poiché è adiacente alla strada esistente.

Le casistiche appena elencate sono state ulteriormente suddivise in funzione dell'oggetto rispetto al filo esterno della trave, ovvero:

- A. 50 cm circa da filo trave a filo soletta;
- B. 100 cm circa da filo trave a filo soletta;
- D. 150 cm circa da filo trave a filo soletta;
- F. 200 cm circa da filo trave a filo soletta.

La combinazione delle suddivisioni sopra riportate applicate ai casi reali delle 4 rampe di svincolo hanno permesso di ottenere un numero di condizioni di verifica pari a 11, involuppanti pertanto tutte le casistiche possibili in termini di carico e geometria. Tali combinazioni sono:

- A1
- A2 (A3)
- B1
- B2
- B3
- D1
- D2
- D3
- F1
- F2
- F3

## 8.2 Sintesi dei risultati ottenuti

Per ogni condizione di verifica si è provveduto al calcolo delle sollecitazioni (nella condizione di carico più gravosa) ed al confronto con i valori resistenti.

In termini di sollecitazioni, i valori flettenti massimi sono condensati nel prospetto di *Fig. 7.1* (espressi in kg\*cm).

		A1	A2	B1	B2	B3	D1	D2	D3	F1	F2	F3
M	SLU	141 518	1 222 001	572 067	1 081 999	1 874 468	942 861	1 323 562	2 183 120	1 250 596	1 909 811	3 303 756
	RARA	95 800	905 186	414 003	801 481	1 388 495	685 777	980 416	1 617 126	915 895	1 414 675	2 447 227

Fig. 7.1 – Massime sollecitazioni soletta

Le verifiche flessionali a SLU, per ognuno dei casi di cui sopra, dipendono dal quantitativo effettivo di armatura disposta. Il grafico di *Fig. 7.2* mostra il confronto tra i valori sollecitanti di *Fig. 7.1* ed i valori resistenti.

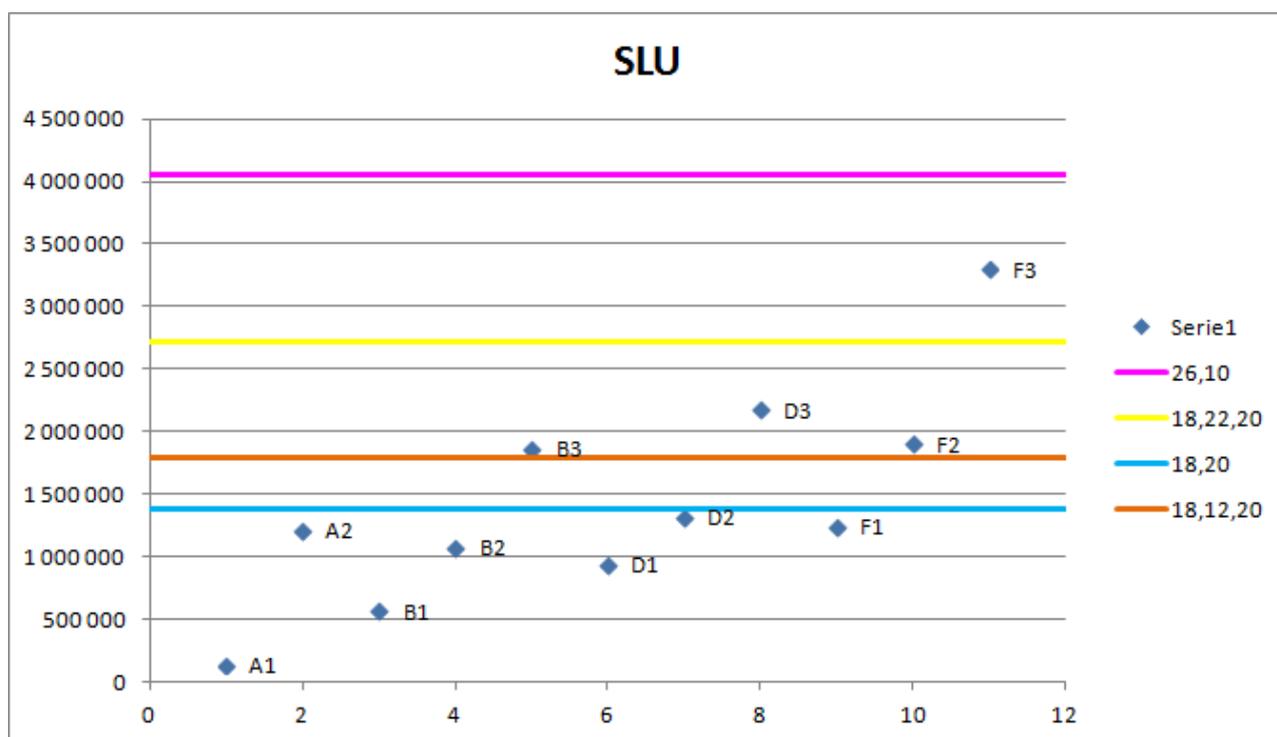


Fig. 7.2 – Valori resistenti e sollecitanti solette

In *Fig. 7.2*, i valori resistenti sono forniti dalle linee orizzontali caratterizzate da colore differente, il che permette una rapida scelta delle armature da disporre nelle varie

casistiche di verifica della soletta. Trattandosi di sbalzi, ovviamente, le armature riportate in legenda sono quelle disposte al negativo. In particolare:

- 26,10 → barre  $\phi 26$  poste a passo 10cm;
- 18,22,20 → barre  $\phi 18$  poste a passo 20cm + barre  $\phi 22$  poste a passo 20cm;
- 18,20 → barre  $\phi 18$  poste a passo 20cm;
- 18,12,20 → barre  $\phi 18$  poste a passo 20cm + barre  $\phi 12$  poste a passo 20cm.

Di seguito si esplicita il calcolo delle sollecitazioni e la verifica della soletta F3 che è quella caratterizzata dalle sollecitazioni maggiori.

### 8.3 Verifiche sbalzo tipo F3

Come rappresentativa delle sezioni con sbalzo tipo F3, è stata scelta la sezione trasversale della rampa P posta in campata (circa in mezzeria) tra le pile P5P e P6P. Per una migliore comprensione si riporta, in Fig. 7.3, una vista planimetrica che identifica la posizione della sezione di verifica.

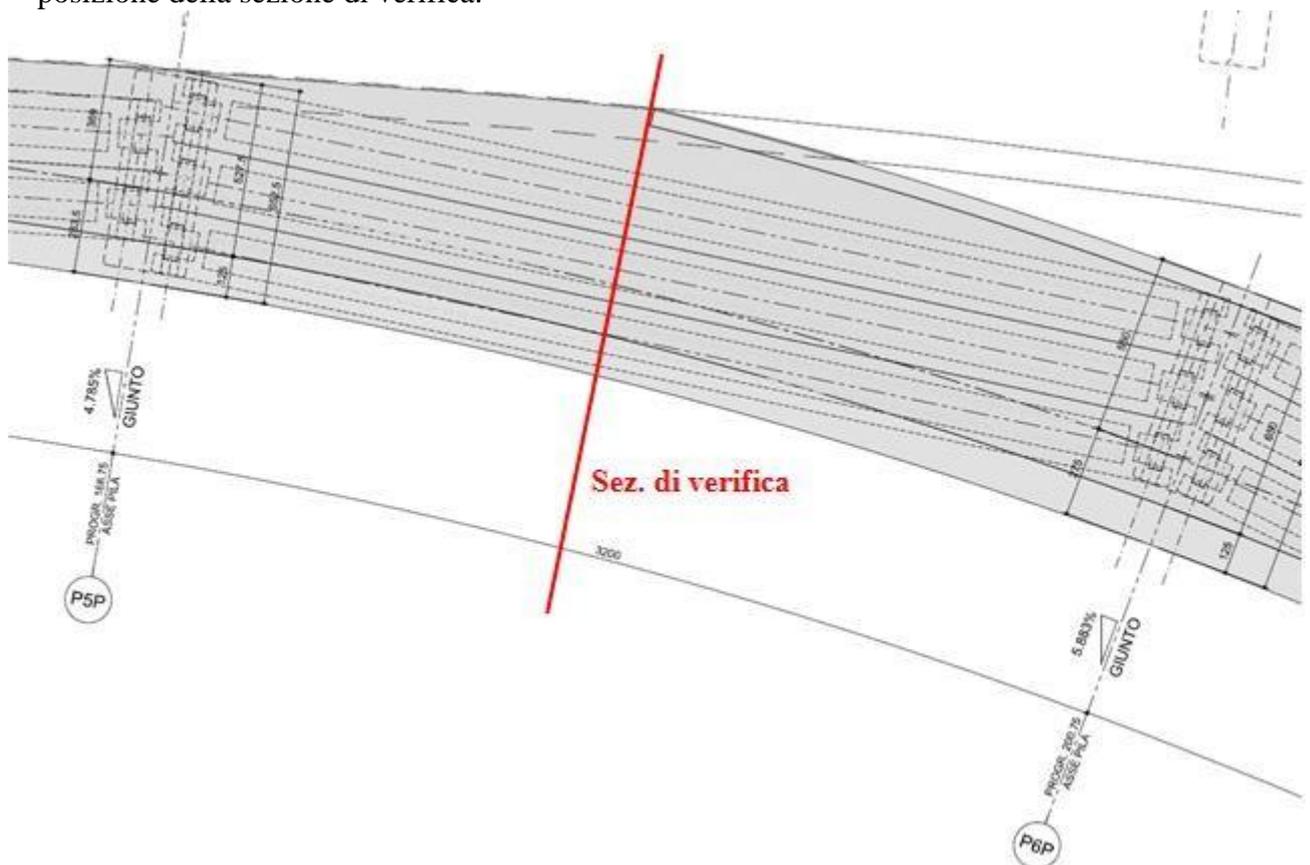


Fig. 7.3 – Vista planimetrica rampa P – Sezione di verifica soletta F3

In Fig. 7.4 si riporta la sezione trasversale di verifica.

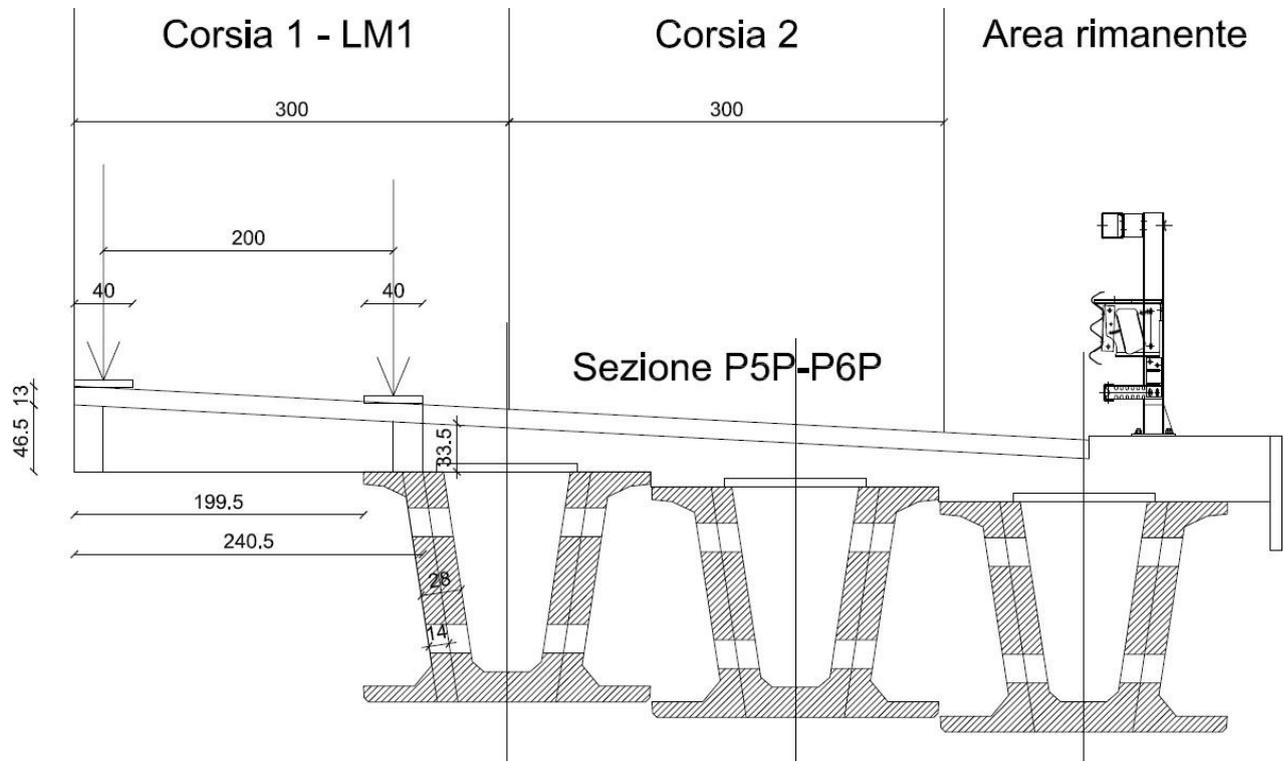


Fig. 7.4 – Sezione trasversale di verifica tipo F3

Appartenendo al gruppo F3 (quale condizione peggiore), si verifica una sezione caratterizzata dall'assenza sia del marciapiede da 125cm e sia dal cordolo di 50cm, con una soletta a tutto sbalzo su cui ogni punto può essere soggetto a carico da traffico.

La considerazione di una trave con anima da 28cm è cautelativa per la sezione di verifica della soletta dato che sposta l'asse dell'anima della trave all'interno dell'impalcato (poiché il filo esterno della trave rimane invariato) incrementando lo sbalzo di calcolo rispetto alla configurazione reale. Ciò viene fatto per considerare eventuali sbalzi simili posti in zone con anime ringrossate ed ottenere così un caso peggiorativo.

### 8.3.1 Peso proprio

Il peso proprio della soletta è valutato considerando l'effettiva sezione trasversale di verifica valutando un contributo rettangolare ed uno triangolare:

- Contributo rettangolare  $M_{pp1,k} = -241200 \text{ kg*cm/m}$
- Contributo triangolare  $M_{pp2,k} = -62400 \text{ kg*cm/m}$

La somma delle 2 componenti fornisce il valore totale (caratteristico) pari a 303600 kg\*cm/m Il taglio caratteristico assume valore pari a  $V_{pp,k} = 2400$  kg/m

### 8.3.2 Permanenti

I carichi permanenti agenti per il caso in esame sono rappresentati dalla pavimentazione stradale per un carico caratteristico di 300 kg/m<sup>2</sup>.

Il momento sollecitante valutato su uno sbalzo di 240cm è pari a.

- $M_{perm,k} = 86400$  kg\*cm/m

Il taglio caratteristico assume valore pari a  $V_{perm,k} = 720$  kg/m

### 8.3.3 Variabili da traffico – LM1

Lo *schema di carico 1* prevede carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte quadrate di lato 40 cm, e da un carico distribuito. Dato che gli sbalzi hanno sempre dimensioni inferiori a 3 m, si considera sempre solo la prima corsia nominale, dunque i carichi assumono i seguenti valori:

$$Q_{1k} = 30000 \text{ kg (asse);} \quad q_{1k} = 900 \text{ kg/m}^2$$

Sebbene la normativa prescriva che la ruota vada posizionata a 50 cm dal bordo della corsia, in questo caso, non essendoci nessun elemento di ritenuta, bisogna posizionare l'impronta al limite dello sbalzo (caso di transito del veicolo da rampa a strada esistente).

In *Fig. 7.5* si riporta il posizionamento e la ripartizione del carico per il calcolo delle sollecitazioni flessionali, in sezione ed in pianta.

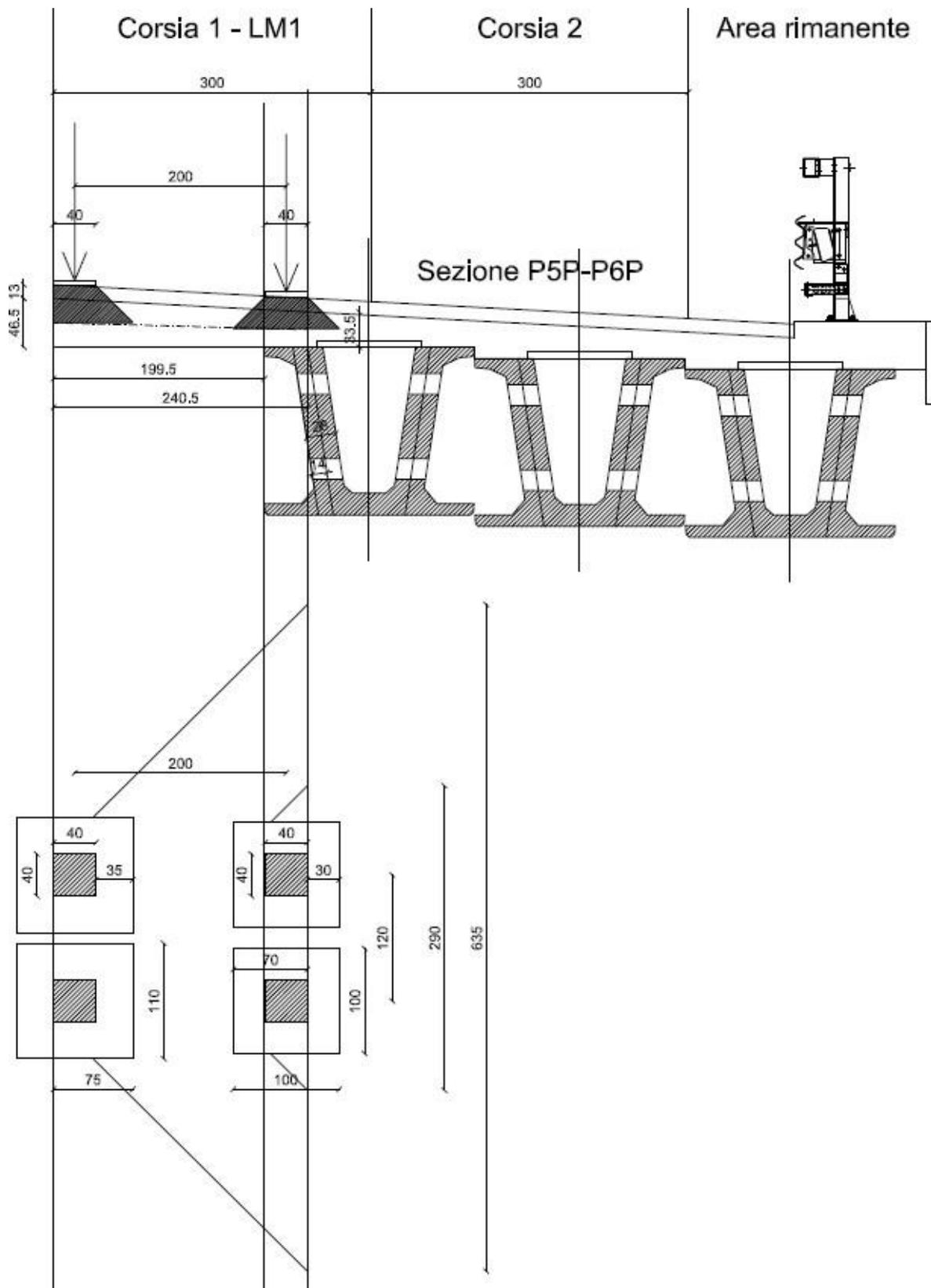


Fig. 7.5 – Diffusione dei carichi variabili concentrati per flessione – LM1

La diffusione nello spessore dell'impalcato utilizzata è pari a 35cm ottenuta considerando 13cm di spessore della pavimentazione e 22cm di spessore soletta per le ruote poste all'estremità, mentre è pari a 30cm (13cm + 17cm) per le ruote poste più internamente.

La superficie di diffusione della gomma di estremità è pari a (75x110)cm sulla quale finisce l'intero carico della singola gomma pari a 15000kg (dato che il giunto non trasmette taglio all'impalcato esistente). Per la gomma posta più internamente, invece, l'impronta diffusa è pari a (100x100)cm, ma solamente la porzione di carico sulla superficie (70x100)cm deve essere utilizzata per il calcolo della sollecitazione flettente. A favore di sicurezza, per le verifiche, si applicheranno valori concentrati delle forze di intensità così calcolata:

- Gomme di estremità:  $Q_{est,k} = \frac{2 \times 15000 \text{ kg}}{6.35 \text{ m}} = 4725 \text{ kg/m}$
- Gomme interne:  $Q_{int,k} = \frac{2 \times 15000 \text{ kg}}{2.90 \text{ m}} * 0.7 = 7241 \text{ kg/m}$

Il momento flettente caratteristico dato dal LM1 su 1 metro di profondità della soletta è valutabile attraverso la seguente espressione:

$$MLM1,k = \frac{9 \text{ kg} * (240 \text{ cm})^2}{2} + 4725 \text{ kg} * 202.5 \text{ cm} + 7241 \text{ kg} * 35 \text{ cm} * 1.4 = 2057227 \frac{\text{kg cm}}{\text{m}}$$

Si noti che, per considerare l'incremento dinamico delle sollecitazioni in corrispondenza di giunti come indicato al punto 5.1.3.4 delle NTC2008, si è applicato un fattore amplificativo pari a 1.4.

Il taglio viene diffuso secondo uno schema differente dato che la sezione di verifica si sposta a filo della trave prefabbricata. Per una migliore comprensione si rimanda alla Fig. 7.6.

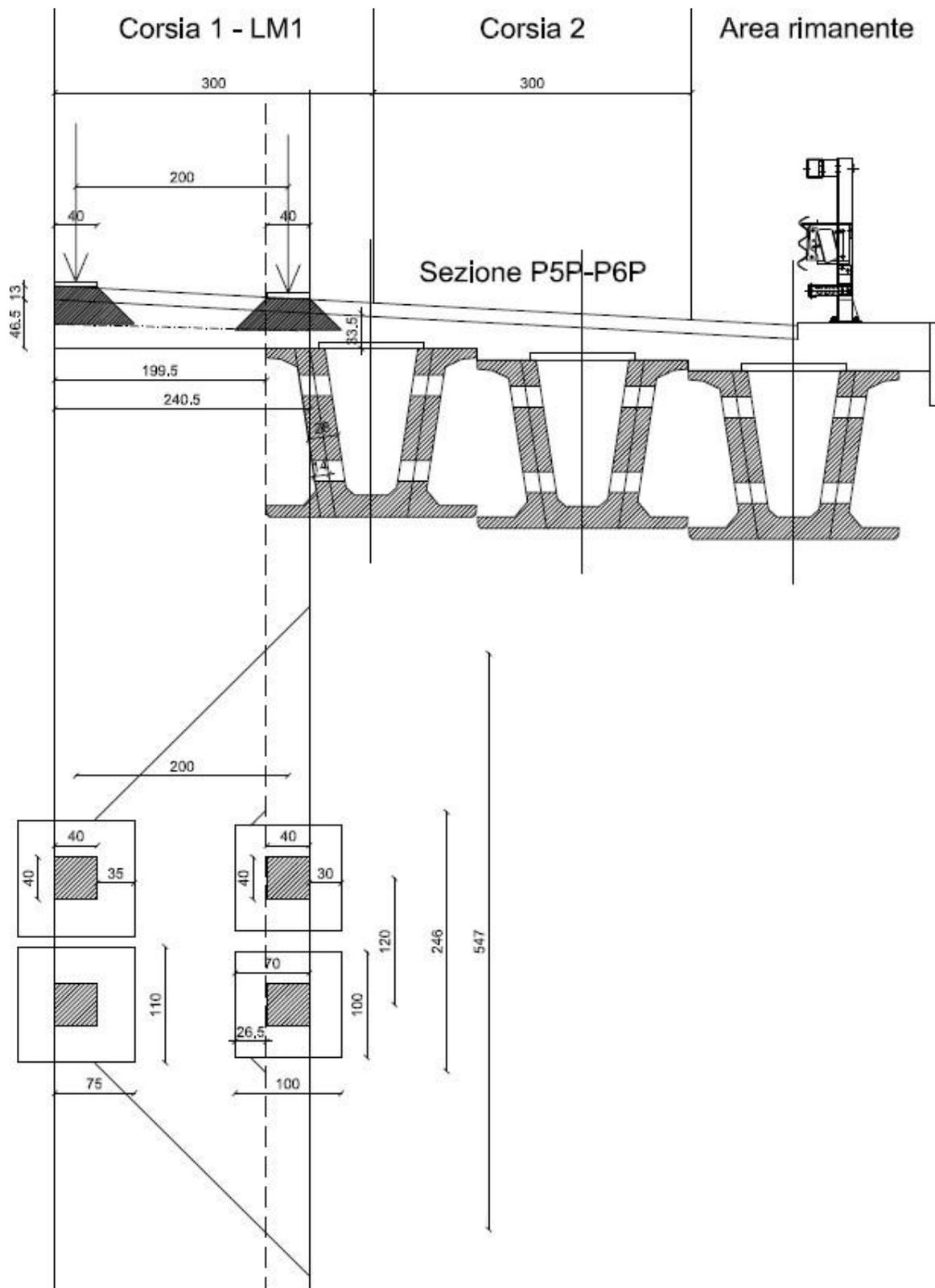


Fig. 7.6 – Diffusione dei carichi variabili concentrati per taglio – LM1

Il taglio caratteristico di verifica è valutato tramite la seguente relazione:

$$V_{LM1,k} = \left( \frac{30000kg}{5.47m} + \frac{30000kg}{2.46m} * 0.265 + 9 \frac{kg}{cm} * 196cm \right) * 1.4 = 14672kg$$

Si noti che, anche in questo caso, per considerare l'incremento dinamico delle sollecitazioni in corrispondenza di giunti come indicato al punto 5.1.3.4 delle NTC2008, si è applicato un fattore amplificativo pari a 1.4.

### 8.3.4 Variabili da traffico – LM2

Lo *schema di carico 2* prevede carichi concentrati su un asse, applicati su impronte rettangolari di lati (60x35)cm, e nessun carico distribuito. I carichi assumono i seguenti valori:

$$Q_{1k} = 40000 \text{ kg (asse);} \quad q_{1k} = 0 \text{ kg/m}^2$$

In *Fig. 7.7* si riporta il posizionamento e la ripartizione del carico per il calcolo delle sollecitazioni flessionali, in sezione ed in pianta.

- Gomme di estremità:  $Q_{est,k} = \frac{1x20000kg}{4.91m} = 4073kg/m$
- Gomme interne:  $Q_{int,k} = \frac{1x20000kg}{1.66m} * 0.58 = 6987kg/m$

Il momento flettente caratteristico dato dal LM1 su 1 metro di profondità della soletta è valutabile attraverso la seguente espressione:

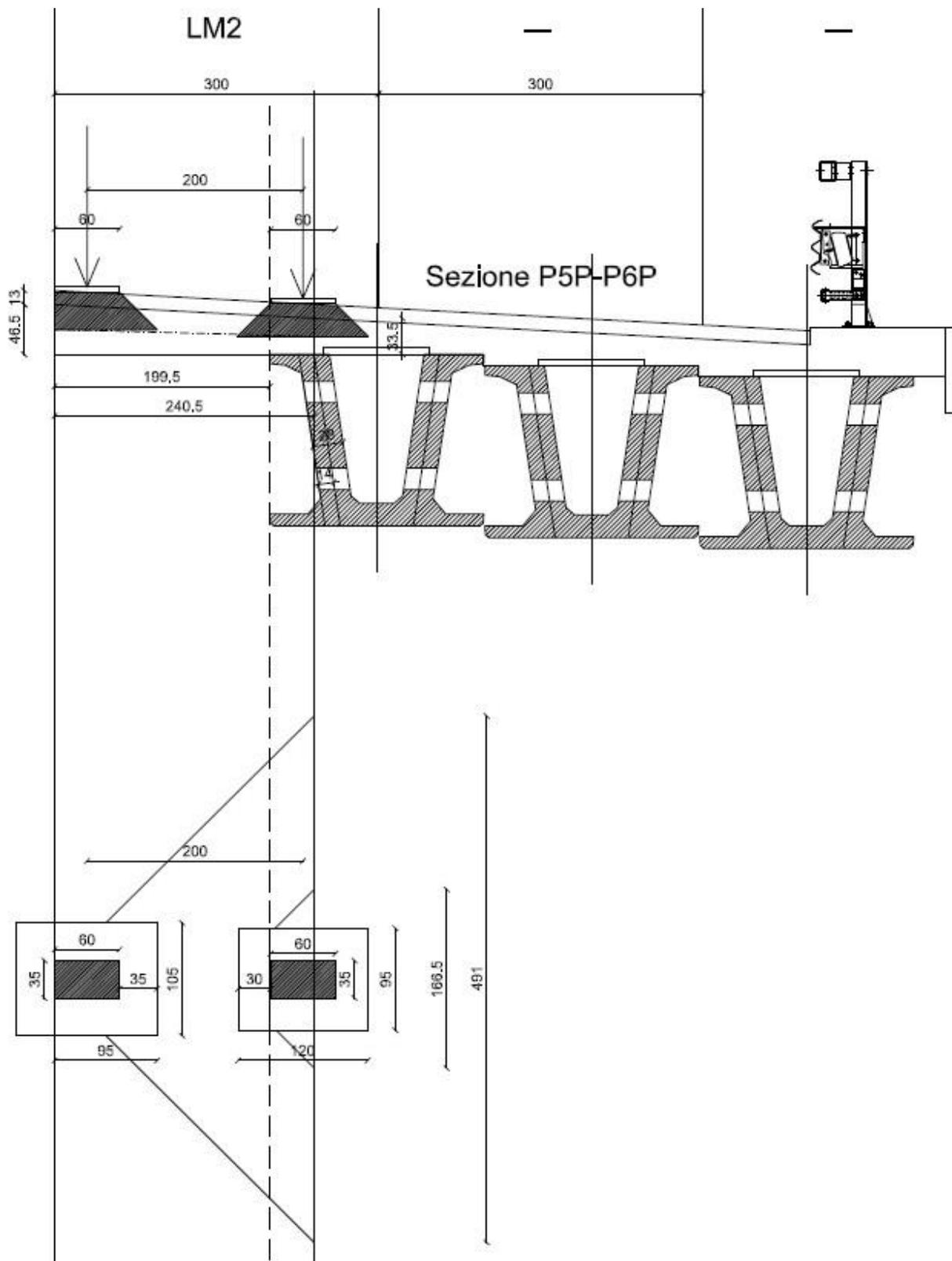


Fig. 7.7 – Diffusione dei carichi variabili concentrati per flessione – LM2

La diffusione nello spessore dell'impalcato utilizzata è pari a 35cm ottenuta considerando 13cm di spessore della pavimentazione e 22cm di spessore soletta per le ruote poste all'estremità, mentre è pari a 30cm (13cm + 17cm) per le ruote poste più internamente.

La superficie di diffusione della gomma di estremità è pari a (95x105)cm sulla quale finisce l'intero carico della singola gomma pari a 20000kg (dato che il giunto non trasmette taglio all'impalcato esistente). Per la gomma posta più internamente, invece, l'impronta diffusa è pari a (120x95)cm, ma solamente la porzione di carico sulla superficie (70x95)cm deve essere utilizzata per il calcolo della sollecitazione flettente. A favore di sicurezza, per le verifiche, si applicheranno valori concentrati delle forze di intensità così calcolata:

$$M_{LM2,k} = \frac{(4073kg * 193cm + 6987kg * 36cm) * 1.4}{2} = 1452670 \frac{kg \cdot cm}{m}$$

Si noti che, per considerare l'incremento dinamico delle sollecitazioni in corrispondenza di giunti come indicato al punto 5.1.3.4 delle NTC2008, si è applicato un fattore amplificativo pari a 1.4.

Il taglio viene diffuso secondo uno schema differente dato che la sezione di verifica si sposta a filo della trave prefabbricata. Per una migliore comprensione si rimanda alla Fig. 7.8.

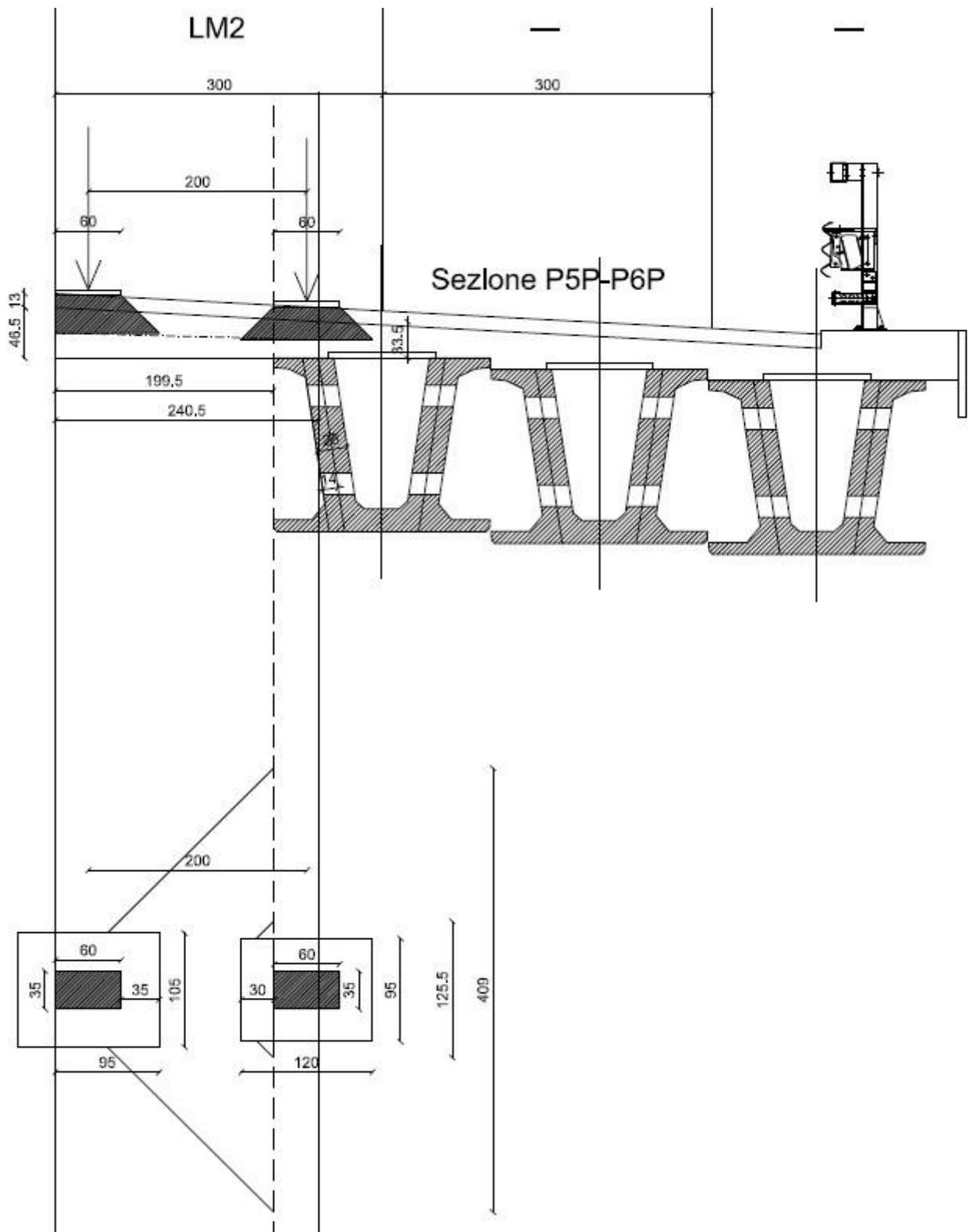


Fig. 7.8 – Diffusione dei carichi variabili concentrati per taglio – LM2

Il taglio caratteristico di verifica è valutato tramite la seguente relazione:

$$V_{LM1,k} = \left( \frac{20000kg}{4.09m} + \frac{20000kg}{1.25m} * 0.25 \right) * 1.4 = 12445kg$$

Si noti che, anche in questo caso, per considerare l'incremento dinamico delle sollecitazioni in corrispondenza di giunti come indicato al punto 5.1.3.4 delle NTC2008, si è applicato un fattore amplificativo pari a 1.4.

Come è possibile notare, il LM1 fornisce sollecitazioni peggiori rispetto al LM2.

### 8.3.5 Verifiche a SLU

Per condurre le verifiche a SLU è necessario amplificare i valori di sollecitazione caratteristica riportati in precedenza per un coefficiente amplificativo delle azioni pari a  $\gamma = 1.35$  (dato che i carichi permanenti sono compiutamente definiti). Le sollecitazioni flettenti di progetto sono:

- Pp soletta:  $M_{pp,SLU} = 1.35 * (-303600kgcm) = -409860 kg*cm$ ;
- Perm:  $M_{perm,SLU} = 1.35 * (-86400kgcm) = -116640 kg*cm$ ;
- Perm:  $M_{LM1,SLU} = 1.35 * (-2057227kgcm) = -2777256 kg*cm$ ;

La somma dei valori sopra riportati è pari a  $M_{tot, SLU} = -3303756 kg*cm$ .

Lo spessore minimo della soletta collaborante è pari 30cm. A momento negativo la predalle risulta essere compressa e pertanto la sezione di verifica risulta essere pari a (100x30)cm. La sezione di verifica è armata con barre  $\phi 26/10$  poste all'estradosso e con barre  $\phi 14/20$  poste all'intradosso.

```

Descrizione      : Sezione in C.A.
Nome lavoro     : MELAS5
Nome file      : Soletta Tipo 4 SLU.VSE
Tipo verifica  : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni*1000.
                ferri   : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
  Vert. = contorno_vertice del CLS;          d = diametro;
  S      = Sigma (tensioni sui materiali);
  D      = Deformazioni x 1000 (epsilon);
  Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI
Calcestruzzo:  Rck = 400. ; fck = 332. ; fcd = 188.13 (.35%)
Acciaio       :  Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)

SEZIONE
L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
  
```

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:				Acciaio lento:			
vert.	Z	Y		ferro	Z	Y	d[mm]   Af[cm2]
1- 1	-50.	0.		1	45.	9.	14.   1.5394
1- 2	-50.	30.		2	22.5	9.	14.   1.5394
1- 3	50.	30.		3	0.	9.	14.   1.5394
1- 4	50.	0.		4	-22.5	9.	14.   1.5394
				5	-45.	9.	14.   1.5394
				6	45.	25.	26.   5.3093
				7	35.	25.	26.   5.3093
				8	25.	25.	26.   5.3093
				9	15.	25.	26.   5.3093
				10	5.	25.	26.   5.3093
				11	-5.	25.	26.   5.3093
				12	-15.	25.	26.   5.3093
				13	-25.	25.	26.   5.3093
				14	-35.	25.	26.   5.3093
				15	-45.	25.	26.   5.3093

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata  
 1 | | 0. | -4060110. | 0. | Mz:-4060110./-3303756.=1.2289

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

sol.	muz	muy	lambda
1.	.00027628218	0.	-.00349830695

Deformazioni massime sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento		
	vert.	D cls	S cls  Ve	ferro	D ferri	S ferri  Ve
1	1- 1	-3.4983	-188.1 si	6.	3.4087	3930.4 si

La sezione risulta essere verificata con un fattore di sicurezza pari a  $FS = 1.2289$ . Le sollecitazioni di taglio di progetto sono:

- Pp soletta:  $V_{pp,SLU} = 1.35 * 2400kg = 3240 kg$ ;
- Perm:  $V_{perm,SLU} = 1.35 * 720kg = 972 kg$ ;
- Perm:  $V_{LM1,SLU} = 1.35 * 14672kg = 19807 kg$ ;

La somma dei valori sopra riportati è pari a  $V_{tot,SLU} = 24019 kg * cm$ .

Il calcolo del taglio resistente per una sezione non armata a taglio è riportato nel prospetto seguente (considerando 1m di profondità della soletta).

<b>Verifiche a taglio travi non armate a taglio</b>			
<i>Verifiche a taglio svolte secondo il Cap 4 NTC2008 § 4.1.2.1.3.1</i>			
<b>GEOMETRIA DELLA SEZIONE</b>			
Larghezza della sezione o anima	$b_w$	[mm]	1000
Altezza complessiva della sezione	$h$	[mm]	360
Area complessiva sezione di CLS	$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	360000
Copriferro di calcolo	$c$	[mm]	53
Area di acciaio long. tesa sez. di verifica	$A_{s1}$	[mm <sup>2</sup> ]	5300
Sforzo normale agente nella sezione	$N_{ed}$	[N]	0
Sollecitazione tagliante a SLU	$V_{ed}$	[N]	240190
<b>MATERIALI UTILIZZATI</b>			
Resistenza caratteristica cubica del CLS	$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	40
<b>FATTORI DI SICUREZZA MATERIALI</b>			
Fattore di sicurezza lato CLS	$\gamma_c$	[a.d.]	1.50
Fattore sicurezza lato acciaio	$\gamma_s$	[a.d.]	1.15
Coeff. di fluage lato CLS	$\alpha_{ce}$	[a.d.]	0.85
<b>CARATTERISTICHE DERIVATE DEI MATERIALI</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica del CLS	$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33.20
Resistenza cilindrica di progetto CLS	$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	18.813333
<b>RESISTENZA MINIMA A TAGLIO DEL CLS</b>			
Altezza utile della sezione	$d$	[mm]	307
Fattore d'ingranamento CLS calcolato	$K_{calc}$	[a.d.]	1.807
Fattore d'ingranamento CLS massimo	$K_{max}$	[a.d.]	2.000
Fattore d'ingranamento CLS usato	$K_{used}$	[a.d.]	1.807
Resistenza minima cls	$v_{min}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.490
Tensione media di comprex nella sez. calcolo	$\sigma_{cp,calc}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.000
Valore limite tensione di compressione	$\sigma_{cp,max}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3.763
Tensione di compressione usata	$\sigma_{cp,used}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.000
Resistenza a taglio minimo del CLS	$V_{rd,min}$	[N]	150405
---	---	[daN]	15040
<b>RESISTENZA A TAGLIO DEL CLS CON ARMATURE LONGITUDINALI</b>			
Percentuale geometrica di armatura tesa calc	$\rho_{L,calc}$	[a.d.]	0.01726
Percentuale geometrica di armatura tesa max	$\rho_{L,max}$	[a.d.]	0.02000
Percentuale geometrica di armatura tesa usata	$\rho_{L,used}$	[a.d.]	0.01726
Resistenza a taglio CLS con $A_{s1}$	$V_{rd,As1}$	[N]	256686
---	---	[daN]	25669
<b>RESISTENZA A TAGLIO SEZIONE</b>			
Resistenza a taglio della sezione	$V_{rd}$	[daN]	25669
Sollecitazione tagliante a SLU	$V_{ed}$	[daN]	24019
Esito verifica	<i>Sezione verificata</i>		

La sezione risulta essere verificata a taglio con un FS = 1.0687 (considerando un'amplificazione dinamica per discontinuità da giunti pari a 1.40). L'armatura attiva che si è considerata nel calcolo è composta da 10 barre  $\phi 26$  poste lato teso (estradosso).

### 8.3.6 Verifiche a SLErara – Limitazione delle tensioni

Le sollecitazioni flettenti per la combinazione SLErara delle azioni sono:

- Pp soletta:  $M_{pp,SLErara} = 1.00 * (-303600 \text{kgcm}) = -303600 \text{ kg*cm};$
- Perm:  $M_{perm,SLErara} = 1.00 * (-86400 \text{kgcm}) = -86400 \text{ kg*cm};$
- Perm:  $M_{LM1,SLErara} = 1.00 * (-2057227 \text{kgcm}) = -2057227 \text{ kg*cm};$

La somma dei valori sopra riportati è pari a  $M_{tot, SLErara} = -2447227 \text{ kg*cm}.$

Lo spessore minimo della soletta collaborante è pari 30cm. A momento negativo la predalle risulta essere compressa e pertanto la sezione di verifica risulta essere pari a (100x30)cm. La sezione di verifica è armata con barre  $\phi 26/10$  poste all'estradosso e con barre  $\phi 14/20$  poste all'intradosso.

```

Descrizione      : Sezione in C.A.
Nome lavoro     : MELAS5
Nome file       : Soletta Tipo 4 SLErara F3.VSE
Tipo verifica   : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni*1000.
                ferri      : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:
  Vert. = contorno_vertice del CLS;      d = diametro;
  S      = Sigma (tensioni sui materiali);
  Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo:  Rck = 400. ;;E =336428. ;; Samm= 122.5
Acciaio       :  Tipo= B450C ;Sam= 2550. ;; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: RETTANGOLARE
Cls:
vert. | Z | Y |
1- 1 | -50. | 0. |
1- 2 | -50. | 30. |
1- 3 | 50. | 30. |
1- 4 | 50. | 0. |

          Acciaio lento:
          ferro | Z | Y | d[mm] | Af[cm2] |
          1 | 45. | 9. | 14. | 1.5394 |
          2 | 22.5 | 9. | 14. | 1.5394 |
          3 | 0. | 9. | 14. | 1.5394 |
          4 | -22.5 | 9. | 14. | 1.5394 |
          5 | -45. | 9. | 14. | 1.5394 |
          6 | 45. | 25. | 26. | 5.3093 |
          7 | 35. | 25. | 26. | 5.3093 |
          8 | 25. | 25. | 26. | 5.3093 |
          9 | 15. | 25. | 26. | 5.3093 |
          10 | 5. | 25. | 26. | 5.3093 |
          11 | -5. | 25. | 26. | 5.3093 |
          12 | -15. | 25. | 26. | 5.3093 |
          13 | -25. | 25. | 26. | 5.3093 |
          14 | -35. | 25. | 26. | 5.3093 |
          15 | -45. | 25. | 26. | 5.3093 |

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N. | N | Mz | My |
1 | 0. | -2447227. | 0. |

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):
  
```

So1.	muz	muy	lambda
1.	.00003839979	0.	-.00051088832

Tensioni massime sui materiali:

sol	cls	vert.	cls	ve	Acciaio	tento	ferro	s	ferri	ve
1	1- 1	-171.9	si		6	2266.4	si			

Le NTC2008 stabiliscono delle limitazioni tensionali per la combinazione SLE rara pari a:

- Lato CLSrara:  $\sigma_{c,max} = 0.60 * f_{ck} = 0.60 * 332.0 \text{ kg/cm}^2 = 199.2 \text{ kg/cm}^2$
- Lato ACCIAIORara:  $\sigma_{s,max} = 0.8 * f_{yk} = 0.8 * 4500 \text{ kg/cm}^2 = 3600 \text{ kg/cm}^2$

Le massime tensioni agenti nei materiali risultano essere inferiori ai limiti di normativa e pertanto la verifica di limitazione tensionale per la combinazione SLE rara delle azioni risulta essere soddisfatta.

### 8.3.7 Verifiche a SLEfreq – Fessurazione

Le sollecitazioni flettenti per la combinazione SLEfreq delle azioni sono:

- Pp soletta:  $M_{pp,SLEfreq} = 1.00 * (-303600 \text{ kgcm}) = -303600 \text{ kg*cm}$ ;
- Perm:  $M_{perm,SLEfreq} = 1.00 * (-86400 \text{ kgcm}) = -86400 \text{ kg*cm}$ ;
- Perm:  $M_{LM1,SLEfreq} = 0.75 * (-2057227 \text{ kgcm}) = -1542920 \text{ kg*cm}$ ;

La somma dei valori sopra riportati è pari a  $M_{tot, SLEfreq} = -1932920 \text{ kg*cm}$ .

Lo spessore minimo della soletta collaborante è pari 30cm. A momento negativo la predalle risulta essere compressa e pertanto la sezione di verifica risulta essere pari a (100x30)cm. La sezione di verifica è armata con barre  $\phi 26/10$  poste all'estradosso e con barre  $\phi 14/20$  poste all'intradosso.

Descrizione : Sezione in C.A.  
 Nome lavoro : MELAS5  
 Nome file : Soletta Tipo 4 SLEfreq F3.VSE  
 Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:  
 Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

#### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 400. ;; E = 336428. ;; Samm= 122.5  
 Acciaio : Tipo= B450C ; Samm= 2550. ;; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.  
 Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:				Acciaio lento:				
vert.	Z	Y		ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-50.	0.		1	45.	9.	14.	1.5394
1- 2	-50.	30.		2	22.5	9.	14.	1.5394
1- 3	50.	30.		3	0.	9.	14.	1.5394
1- 4	50.	0.		4	-22.5	9.	14.	1.5394
				5	-45.	9.	14.	1.5394
				6	45.	25.	26.	5.3093
				7	35.	25.	26.	5.3093
				8	25.	25.	26.	5.3093
				9	15.	25.	26.	5.3093
				10	5.	25.	26.	5.3093
				11	-5.	25.	26.	5.3093
				12	-15.	25.	26.	5.3093
				13	-25.	25.	26.	5.3093
				14	-35.	25.	26.	5.3093
				15	-45.	25.	26.	5.3093

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata  
 1 | 0. | -1932920. | 0. |

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

sol.	muz	muy	lambda
1.	.00003032973	0.	-.00040352049

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento		
	vert.	s cls	Ve	ferro	s ferri	Ve
1	1- 1	-135.8	si	6	1790.1	si

Le NTC2008 stabiliscono, per una condizione ambientale aggressiva (XF3) i seguenti limiti di apertura delle fessure.

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

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w <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>

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Il momento negativo di prima fessurazione per la soletta, valutato considerando un cls C32/40 ( $f_{ctm}/1.2 = 25.8 \text{ kg/cm}^2$ ) è pari a:

- $M_{fess-} = -580000 \text{ kg*cm}$

Essendo il momento sollecitante maggiore del momento di prima fessurazione si riporta il calcolo diretto di apertura delle fessure.

## FESSURAZIONE

C	53 [mm]	copriferro
S	100 [mm]	distanza fra le due file di barre
n°ferri	10 [-]	numero ferri
phi	26 [mm]	diametro delle barre
bw=	1000 [mm]	larghezza anima
d,eff=	55.66666667 [mm]	altezza zona efficace intorno alle barre
Ac,eff=	55666.66667 [mmq]	area di cls efficace intorno alle barre
k2	0.4 [-]	coefficiente per barre ad aderenza migliorata
k3	0.125 [-]	coefficiente per diagramma triangolare presso-flessione
pr	0.0954 [-]	rapporto fra armatura e area efficace di cls
$\sigma_s$	179.0 [N/mmq]	tensione acciaio sez parzializzata
$\sigma_{sr}$	53.7 [N/mmq]	tensione acciaio sez con fctm
Es	210000 [N/mmq]	modulo elasticità acciaio
$\beta_1$	1 [-]	coefficiente per barre ad aderenza migliorata
$\beta_2$	0.5 [-]	coefficiente per azioni di lunga durata
$\epsilon_{sm}$	0.0008 [-]	deformazione media
S <sub>rm</sub>	139.63 [mm]	distanza media fra le fessure
W <sub>m</sub>	0.11 [mm]	valore medio apertura delle fessure
W <sub>k</sub>	0.19 [mm]	valore di calcolo apertura delle fessure
Ambiente	<b>ordinaria</b>	
LIMITE DI NORMA	wk <	0.3
VERIFICA	<b>VERIFICA SUPERATA</b>	

L'apertura delle fessure prevista per la combinazione SLEfreq è pari a 0.19mm < 0.30mm e pertanto la verifica risulta essere superata.

### 8.3.8 Verifiche a SLEqp – Limitazione tensioni e fessurazione

Le sollecitazioni flettenti per la combinazione SLEqp delle azioni sono:

- Pp soletta:  $M_{pp,SLEqp} = 1.00 * (-303600 \text{kgcm}) = -303600 \text{kg*cm}$ ;
- Perm:  $M_{perm,SLEqp} = 1.00 * (-86400 \text{kgcm}) = -86400 \text{kg*cm}$ ;
- Perm:  $M_{LM1,SLEqp} = 0.00 * (-2057227 \text{kgcm}) = -0 \text{kg*cm}$ ;

La somma dei valori sopra riportati è pari a  $M = -390000 \text{kg*cm}$ .

Lo spessore minimo della soletta collaborante è pari 30cm. A momento negativo la predalle risulta essere compressa e pertanto la sezione di verifica risulta essere pari a (100x30)cm. La sezione di verifica è armata con barre  $\phi 26/10$  poste all'estradosso e con barre  $\phi 14/20$  poste all'intradosso.

```

Descrizione      : Sezione in C.A.
Nome lavoro     : MELAS5
Nome file      : Soletta Tipo 4 SLEqp F3.VSE
Tipo verifica  : tensioni ammissibili - presso flessione deviata.
Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni*1000.
ferri         : diametri in mm; aree in cm2.
  
```

```

Simboli:
Vert. = contorno_vertice del CLS;          d = diametro;
S      = Sigma (tensioni sui materiali);
Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.
  
```

#### MATERIALI

```

Calcestruzzo: Rck = 400. ;; E = 336428. ;; Samm = 122.5
Acciaio      : Tipo = B450C ; Samm = 2550. ;; n = 15 .
  
```

#### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.  
 Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-50.	0.	1	45.	9.	14.	1.5394
1- 2	-50.	30.	2	22.5	9.	14.	1.5394
1- 3	50.	30.	3	0.	9.	14.	1.5394
1- 4	50.	0.	4	-22.5	9.	14.	1.5394
			5	-45.	9.	14.	1.5394
			6	45.	25.	26.	5.3093
			7	35.	25.	26.	5.3093
			8	25.	25.	26.	5.3093
			9	15.	25.	26.	5.3093
			10	5.	25.	26.	5.3093
			11	-5.	25.	26.	5.3093
			12	-15.	25.	26.	5.3093
			13	-25.	25.	26.	5.3093
			14	-35.	25.	26.	5.3093
			15	-45.	25.	26.	5.3093

#### SOLLECITAZIONI AGENTI

```

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata
1 | 0. | -390000. | 0. |
  
```

#### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y + muy \* z + lam):

sol.	muz	muy	lambda
1.	.00000611955	0.	-.00008141723

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls	vert.	S cls	Ve	Acciaio lento	ferro	S ferri	Ve
1	1- 1			-27.4	6			361.2

Le NTC2008 stabiliscono delle limitazioni tensionali per la combinazione SLEqp pari a:

- Lato CLSq:  $\sigma_{c,max} = 0.45 * f_{ck} = 0.45 * 332.0 \text{ kg/cm}^2 = 149.4 \text{ kg/cm}^2$

Le massime tensioni agenti nei materiali risultano essere inferiori ai limiti di normativa e pertanto la verifica di limitazione tensionale per la combinazione SLEqp delle azioni risulta essere soddisfatta.

Il momento sollecitante è inferiore al momento di prima fessurazione già esplicitato al punto precedente e pertanto la verifica di apertura delle fessure risulta essere automaticamente soddisfatta.

## 9. Traversi di estremità in corrispondenza di giunti

Il presente capitolo riporta le verifiche svolte sui traversi in opera posti alle estremità di ogni campata delle rampe di svincolo del Viadotto Melara posti in corrispondenza dei giunti trasversali di impalcato.

Le verifiche che vengono condotte sono a SLU ed SLE. Le sollecitazioni di calcolo vengono estratte a partire dai modelli di calcolo globale delle rampe riportati nella relazione di calcolo generale identificata dal codice "V04VII2STRRE08".

### 9.1 Sollecitazioni derivanti dai modelli globali

Di seguito si espongono le sollecitazioni di calcolo dei traversi di testata ricavate dai modelli di calcolo generali delle singole rampe. I valori nel seguito riportati sono da intendersi come CARATTERISTICI.

Le sollecitazioni sono estratte con riferimento ai seguenti Casi/Condizioni di Carico:

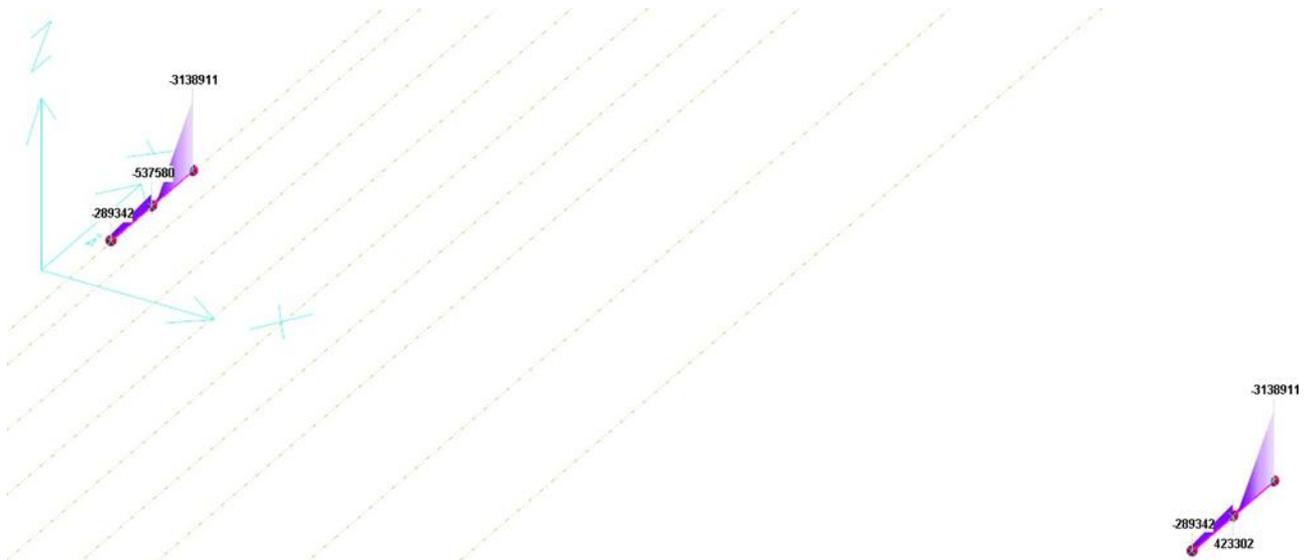
- Condizione di Carico 2: contributo soletta (\*);
- Caso di Carico 35: contributo carichi permanenti di II fase;
- Involuppo Casi di Carico 1-8: contributo dei carichi variabili da traffico.

(\*) il contributo della soletta viene considerato in modo cautelativo per poter prendere in considerazione eventuali sollecitazioni derivanti da porzioni di getto in II fase della soletta stessa nelle zone di sbalzo che andrebbero a sollecitare i traversi.

#### 9.1.1 MELAS1



Condizione di Carico 2 (effetto soletta) - Sollecitazione flettente



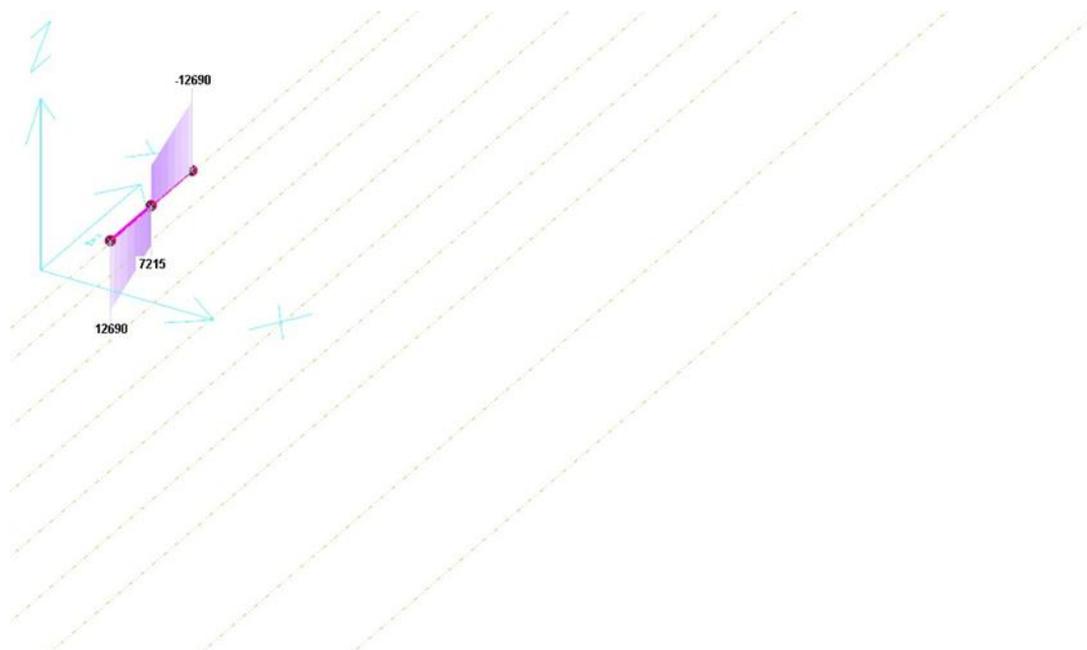
Caso di Carico 35 (effetto perm. II fase) - Sollecitazione flettente



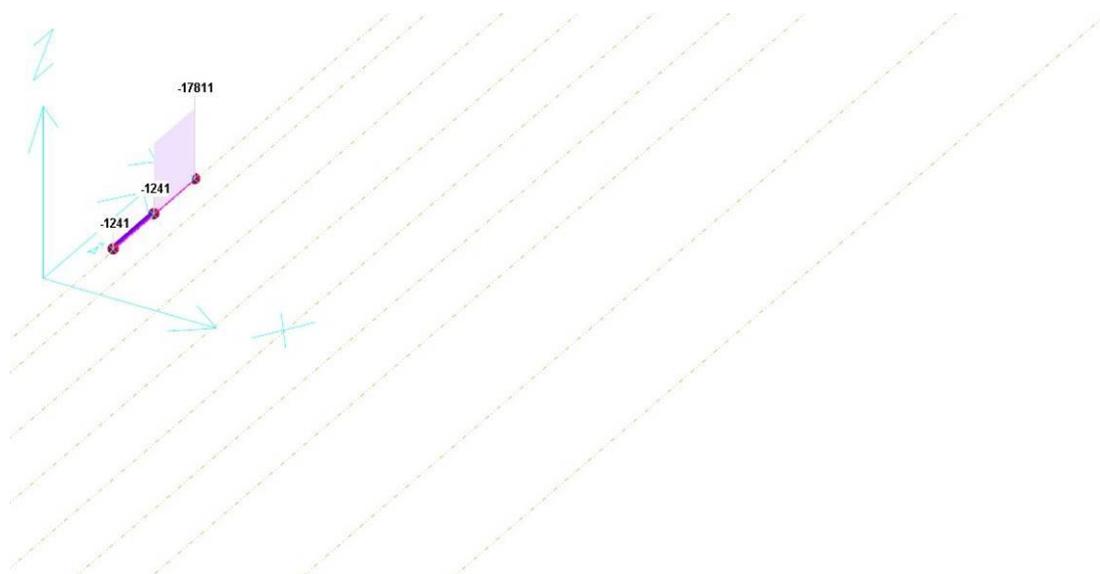
Involuppo Casi di Carico 1-8 (effetto variabili traffico) - Sollecitazione flettente

La somma dei valori sopra riportati fornisce nelle sezioni più sollecitate i seguenti risultati caratteristici:

- $M_{k+} = 2477139 \text{ kg*cm}$
- $M_{k-} = -10474878 \text{ kg*cm}$



Condizione di Carico 2 (effetto soletta) - Sollecitazione tagliante



Caso di Carico 35 (effetto perm. II fase) - Sollecitazione tagliante



Inviluppo Casi di Carico 1-8 (effetto variabili traffico) - Sollecitazione tagliante

Sommando cautelativamente tutti i valori massimi in modulo si ottiene un taglio caratteristico pari a  $V_k = 78456$  kg.

### 9.1.2 MELAS2



Condizione di Carico 2 (effetto soletta) - Sollecitazione flettente



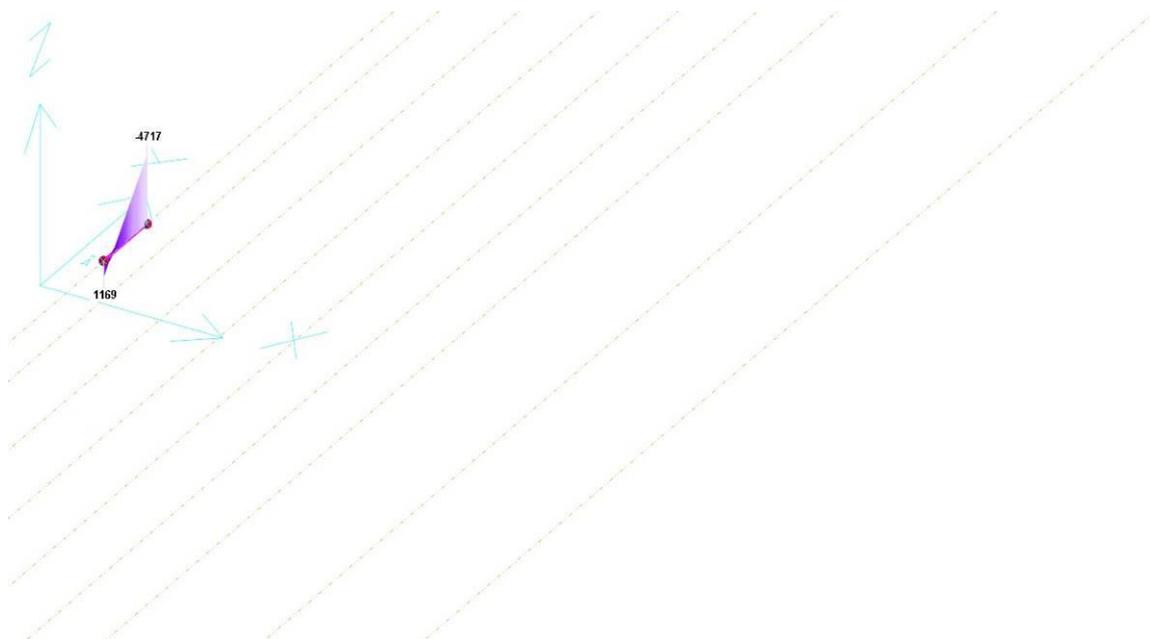
Caso di Carico 35 (effetto perm. II fase) - Sollecitazione flettente



Involuppo Casi di Carico 1-8 (effetto variabili traffico) - Sollecitazione flettente

La somma dei valori sopra riportati fornisce nelle sezioni più sollecitate i seguenti risultati caratteristici:

- $M_{k+} = 2877172 \text{ kg*cm}$
- $M_{k-} = -7320514 \text{ kg*cm}$



Condizione di Carico 2 (effetto soletta) - Sollecitazione tagliante



Caso di Carico 35 (effetto perm. II fase) - Sollecitazione tagliante



Inviluppo Casi di Carico 1-8 (effetto variabili traffico) - Sollecitazione tagliante

Sommando cautelativamente tutti i valori massimi in modulo si ottiene un taglio caratteristico pari a  $V_k = 60479$  kg.

### 9.1.3 MELAS3



Condizione di Carico 2 (effetto soletta) - Sollecitazione flettente



Caso di Carico 35 (effetto perm. II fase) - Sollecitazione flettente



Involuppo Casi di Carico 1-8 (effetto variabili traffico) - Sollecitazione flettente

La somma dei valori sopra riportati fornisce nelle sezioni più sollecitate i seguenti risultati caratteristici:

- $M_{k+} = 820093 \text{ kg*cm}$
- $M_{k-} = -12110032 \text{ kg*cm}$



Condizione di Carico 2 (effetto soletta) - Sollecitazione tagliante



Caso di Carico 35 (effetto perm. II fase) - Sollecitazione tagliante



Inviluppo Casi di Carico 1-8 (effetto variabili traffico) - Sollecitazione tagliante

Sommando cautelativamente tutti i valori massimi in modulo si ottiene un taglio caratteristico pari a  $V_k = 64935$  kg.

### 9.1.4 MELAS4



Condizione di Carico 2 (effetto soletta) - Sollecitazione flettente



Caso di Carico 35 (effetto perm. II fase) - Sollecitazione flettente



Involuppo Casi di Carico 1-8 (effetto variabili traffico) - Sollecitazione flettente

La somma dei valori sopra riportati fornisce nelle sezioni più sollecitate i seguenti risultati caratteristici:

- $M_{k+} = 1874510 \text{ kg*cm}$
- $M_{k-} = -14469567 \text{ kg*cm}$



Condizione di Carico 2 (effetto soletta) - Sollecitazione tagliante



Caso di Carico 35 (effetto perm. II fase) - Sollecitazione tagliante



Inviluppo Casi di Carico 1-8 (effetto variabili traffico) - Sollecitazione tagliante

Sommando cautelativamente tutti i valori massimi in modulo si ottiene un taglio caratteristico pari a  $V_k = 80521 \text{ kg}$ .

### 9.1.5 MELAS5



Condizione di Carico 2 (effetto soletta) - Sollecitazione flettente



Caso di Carico 35 (effetto perm. II fase) - Sollecitazione flettente



Involuppo Casi di Carico 1-8 (effetto variabili traffico) - Sollecitazione flettente

La somma dei valori sopra riportati fornisce nelle sezioni più sollecitate i seguenti risultati caratteristici:

- $M_{k+} = 1848610 \text{ kg*cm}$
- $M_{k-} = -2374070 \text{ kg*cm}$



Condizione di Carico 2 (effetto soletta) - Sollecitazione tagliante



Caso di Carico 35 (effetto perm. II fase) - Sollecitazione tagliante



### Inviluppo Casi di Carico 1-8 (effetto variabili traffico) - Sollecitazione tagliante

Sommando cautelativamente tutti i valori massimi in modulo si ottiene un taglio caratteristico pari a  $V_k = 27299$  kg.

## 9.2 Sollecitazioni derivanti da sollevamento

Durante la propria vita, l'impalcato sarà soggetto a sollevamento per la sostituzione periodica degli apparecchi di appoggio. Questo fenomeno comporta l'insorgere di sollecitazioni all'interno dei traversi di testata che pertanto devono essere verificati anche in questa condizione.

Gli schemi di sollevamento che dovranno essere utilizzati sono raggruppabili in due categorie:

- 4 martinetti: per le campate interessate da 3 travi;
- 3 martinetti: per le campate interessate da due travi.

Gli elementi di sollevamento sono da disporsi a metà tra una trave prefabbricata e l'altra ed all'estremità dell'impalcato in corrispondenza della fine del traverso. Per una migliore

compressione si rimanda alle Fig. 8.1 e Fig. 8.2. Non è possibile utilizzare un numero di martinetti inferiore in quanto non sarebbe garantita la stabilità dell'opera.

### Sollevamento tipologico 3 travi

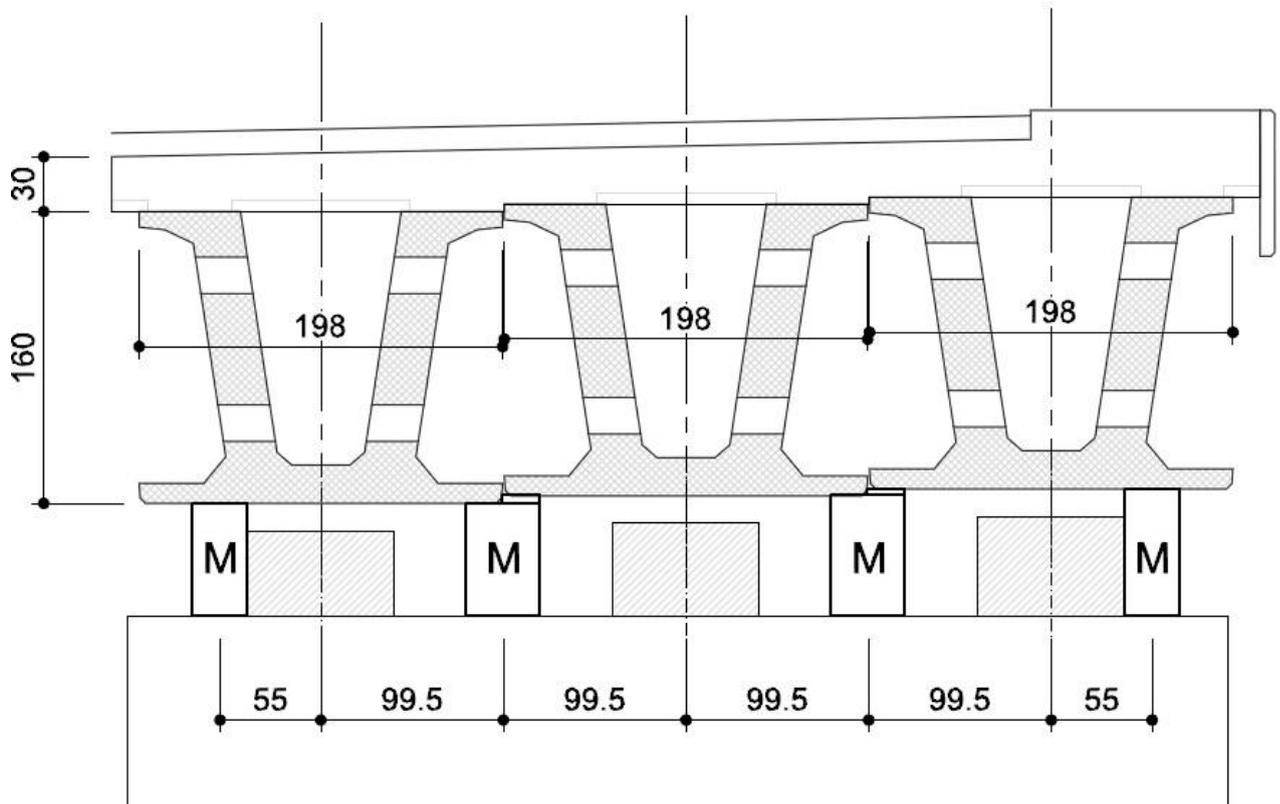


Fig. 8.1 – Sollevamento tipologico 3 travi

### Sollevamento tipologico 2 travi

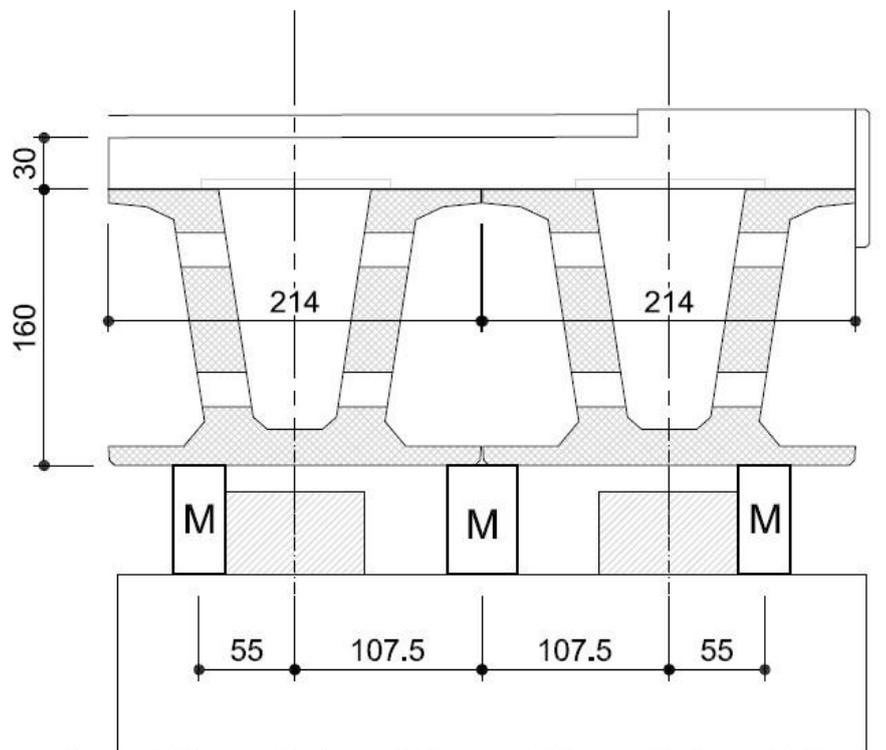


Fig. 8.2 – Sollevamento tipologico 2 travi

Le sollecitazioni che insorgono all'interno dei traversi sono valutate considerando solamente i carichi di peso proprio ed i carichi permanenti senza alcuna azione variabile presente sull'impalcato. Lo schema di calcolo è quello di trave continua su più appoggi. Le reazioni vincolari utilizzate per caricare lo schema di trave continua sono tratte dai modelli di calcolo globale dell'impalcato considerando il Caso di Carico 9 (solo permanenti comprensivi di peso proprio trave e soletta).

#### 9.2.1 MELAS1

Di seguito si riporta lo schema di calcolo per la fase di sollevamento. Carichi e sollecitazioni sono da intendersi come valori caratteristici.

### TRAVATA T001

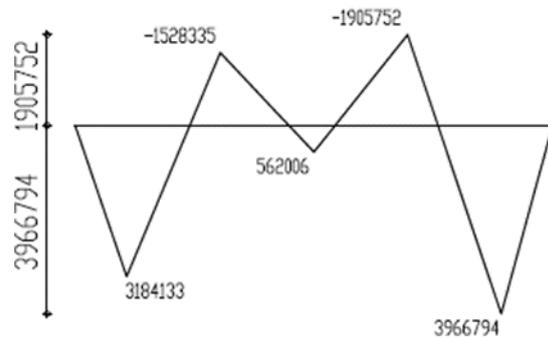
Unita' di misura: cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2.



Perman.strutturali - mc=1 - g=1

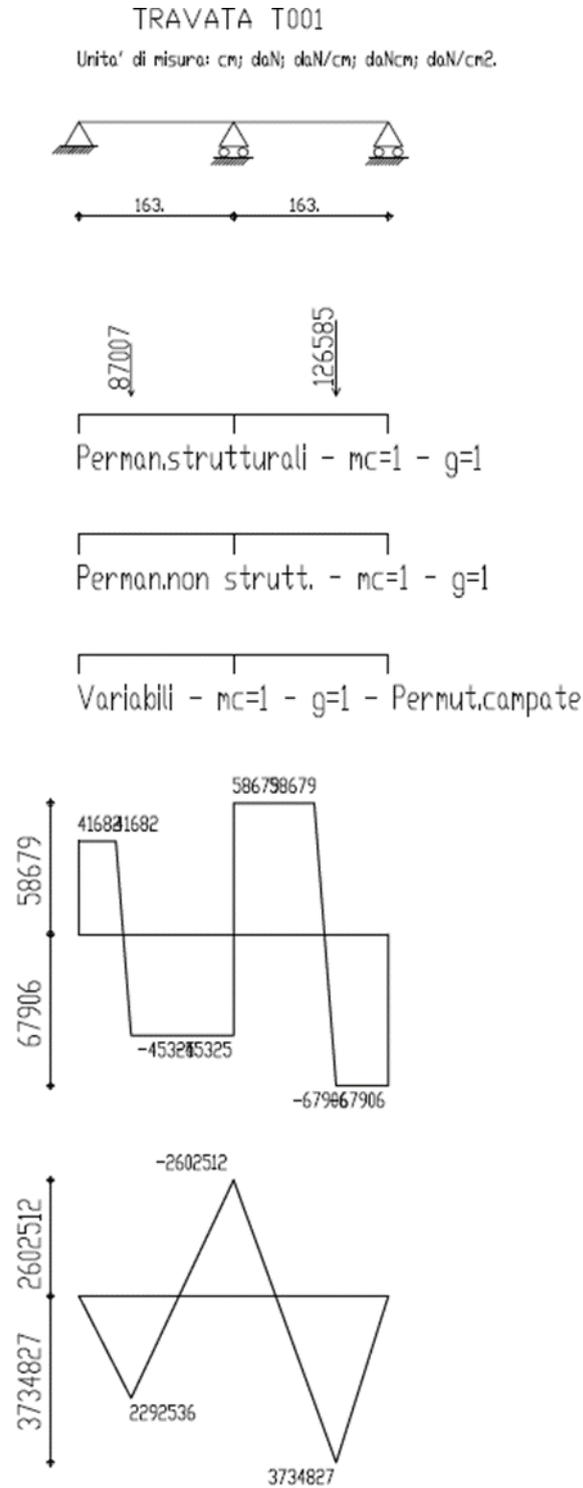
Perman.non strutt. - mc=1 - g=1

Variabili - mc=1 - g=1 - Permut.campate



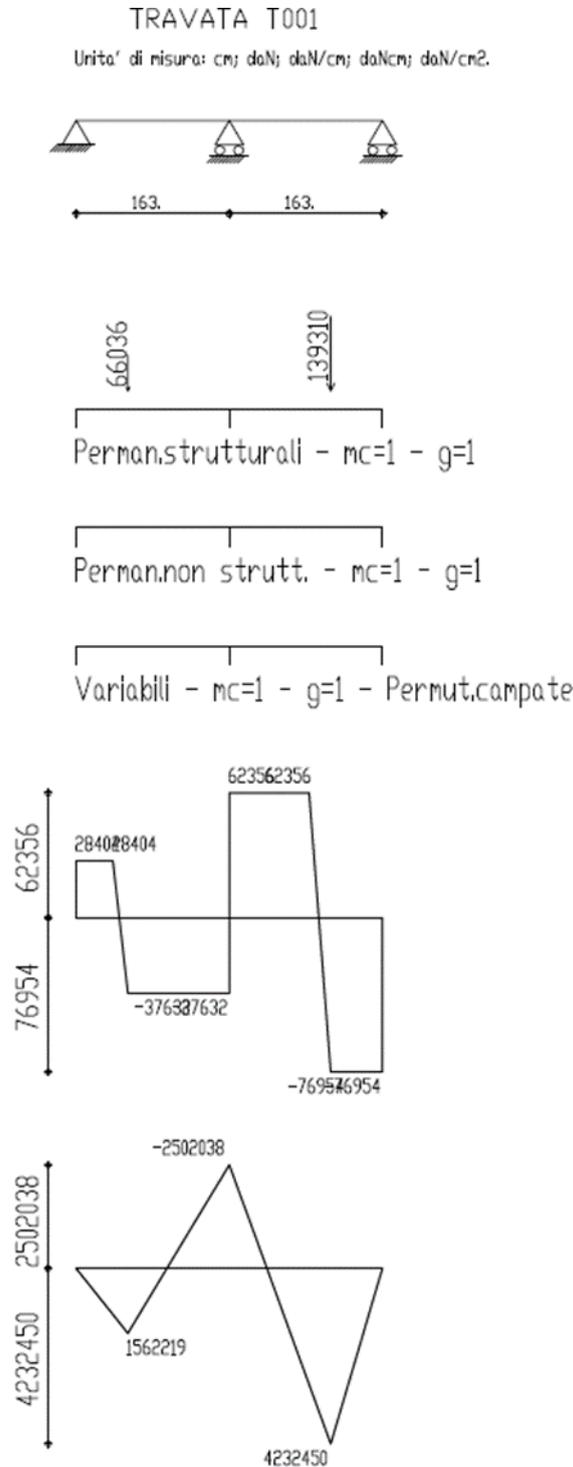
### 9.2.2 MELAS2

Di seguito si riporta lo schema di calcolo per la fase di sollevamento. Carichi e sollecitazioni sono da intendersi come valori caratteristici.



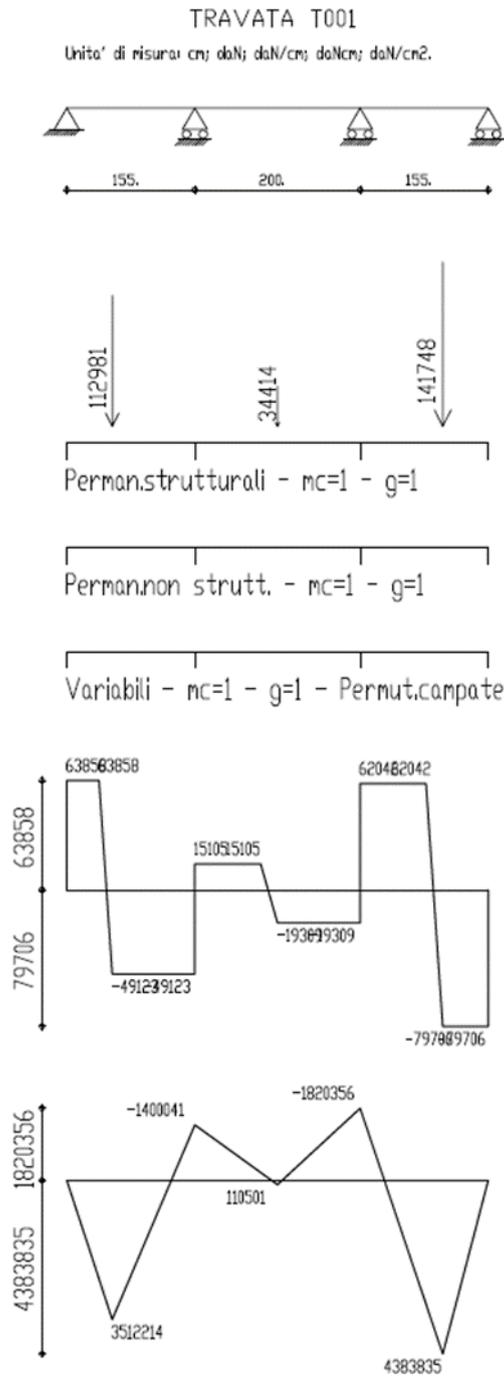
### 9.2.3 MELAS3

Di seguito si riporta lo schema di calcolo per la fase di sollevamento. Carichi e sollecitazioni sono da intendersi come valori caratteristici.



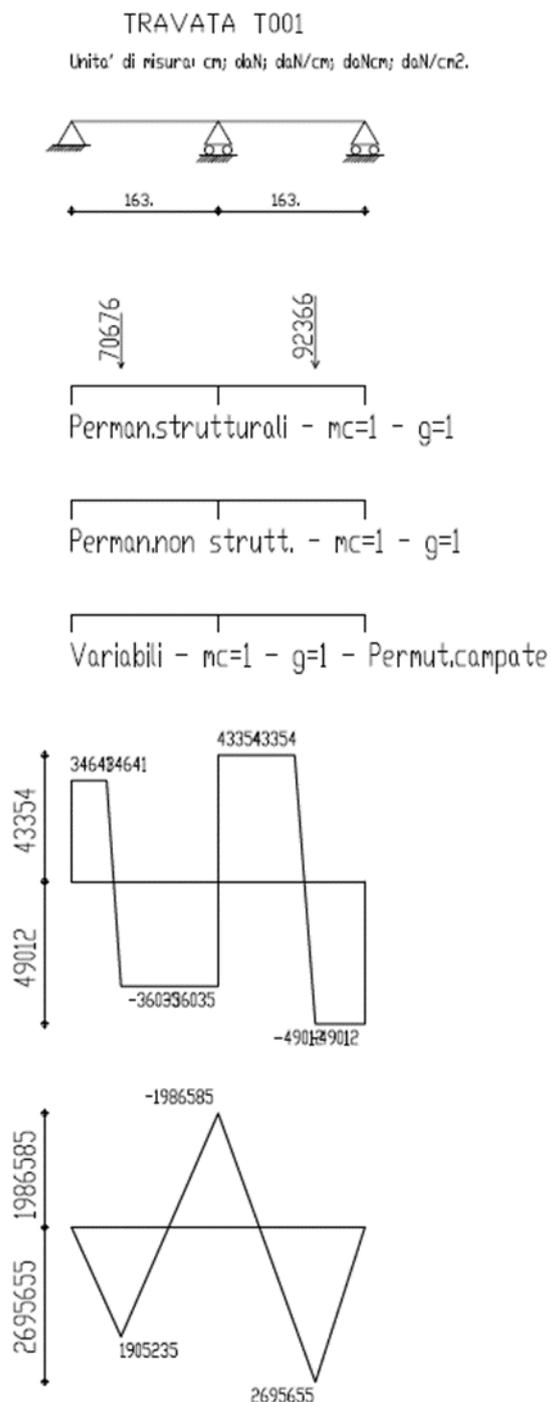
### 9.2.4 MELAS4

Di seguito si riporta lo schema di calcolo per la fase di sollevamento. Carichi e sollecitazioni sono da intendersi come valori caratteristici.



### 9.2.5 MELAS5

Di seguito si riporta lo schema di calcolo per la fase di sollevamento. Carichi e sollecitazioni sono da intendersi come valori caratteristici.

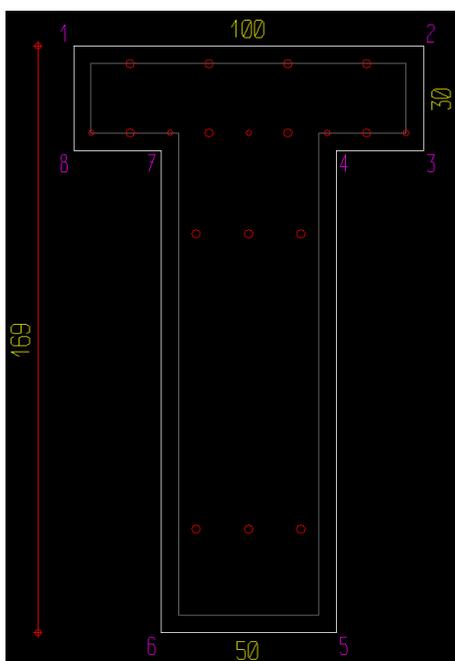


### 9.3 Verifiche a SLU

Le sollecitazioni massime di verifica per il traverso a SLU, come involucro delle condizioni ordinarie e quelle di sollevamento di tutti e 5 i modelli di calcolo, sono:

- Massimo negativo:  $MSLU_- = 1.35 * (-14469567 \text{ kg} * \text{cm}) = -19533915 \text{ kg} * \text{cm}$
- Massimo positivo:  $MSLU_+ = 1.35 * 4383835 \text{ kg} * \text{cm} = 5918177 \text{ kg} * \text{cm}$
- Massimo taglio  $VSLU = 1.35 * 80521 \text{ kg} = 108703 \text{ kg} * \text{cm}$

La sezione del traverso (comprensiva di spessore soletta) considerata nei calcoli è pari a (100x169)cm in asse alle travi prefabbricate e ridotta a T con anima pari a (50x169)cm tra una trave e l'altra. Per semplicità si verifica direttamente la sezione minore quale quella a T. Di seguito si riporta la sezione di verifica.



Sezione di verifica del traverso di testata

La staffatura minima da impiegarsi secondo NTC2008 è pari a  $1.5 * 1000 \text{ mm} = 1500 \text{ mm}^2/\text{m}$  soddisfatta con staffe  $\phi 10/20$  a 4 braccia ( $A_{sw} = 1560 \text{ mm}^2/\text{m}$  utilizzata) per la sezione a base 100cm.

La staffatura minima da impiegarsi secondo NTC2008 è pari a  $1.5 * 500 \text{ mm} = 750 \text{ mm}^2/\text{m}$  soddisfatta con staffe  $\phi 12/20$  a 2 braccia ( $A_{sw} = 1130 \text{ mm}^2/\text{m}$  utilizzata) per la sezione a base 50cm.

Il traverso risulta essere armato con n°3 barre  $\phi 24$  passanti all'interno dei 2 livelli di fori

presenti nelle travi prefabbricate e con 4+4 barre  $\phi 24$  integrative presenti all'interno dello spessore della soletta (oltre ai ferri di armatura della soletta secondo relativi elaborati grafici). Si fa notare che, nella verifica di sezione del traverso, non si considera la presenza delle armature di soletta poste all'estradosso della soletta stessa dato che già impegnate a sostenere lo sbalzo della medesima oltre il traverso. Si considerano invece quelle poste all'intradosso dato che nella verifica di sbalzo della soletta risultano essere soggette a compressione pari a  $5\phi 14$ .

Di seguito si riporta il tabulato di verifica a SLU.

```

Descrizione      : Sezione in C.A.
Nome lavoro     : MELAS5
Nome file       : TRAVERSO AGGIORNATO SLU RC.VSE
Tipo verifica   : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni*1000.
ferri          : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:
Vert. = contorno_vertice del CLS;      d = diametro;
S     = Sigma (tensioni sui materiali);
D     = Deformazioni x 1000 (epsilon);
Ve    = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI
Calcestruzzo: Rck = 400. ; fck = 332. ; fcd = 188.13 (.35%)
Acciaio      : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)

SEZIONE
L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: a T
CLS:
vert. | Z | Y | Acciaio lento:
ferro | Z | Y | d[mm] | Af[cm2] |
1- 1 | -50. | 169. | 1 | 15. | 30. | 24. | 4.5239 |
1- 2 | 50. | 169. | 2 | 0. | 30. | 24. | 4.5239 |
1- 3 | 50. | 139. | 3 | -15. | 30. | 24. | 4.5239 |
1- 4 | 25. | 139. | 4 | 15. | 115. | 24. | 4.5239 |
1- 5 | 25. | 0. | 5 | 0. | 115. | 24. | 4.5239 |
1- 6 | -25. | 0. | 6 | -15. | 115. | 24. | 4.5239 |
1- 7 | -25. | 139. | 7 | 33.8 | 164. | 24. | 4.5239 |
1- 8 | -50. | 139. | 8 | 11.2 | 164. | 24. | 4.5239 |
9 | -11.2 | 164. | 24. | 4.5239 |
10 | -33.8 | 164. | 24. | 4.5239 |
11 | 45. | 144. | 14. | 1.5394 |
12 | 33.8 | 144. | 24. | 4.5239 |
13 | 22.5 | 144. | 14. | 1.5394 |
14 | 11.2 | 144. | 24. | 4.5239 |
15 | 0. | 144. | 14. | 1.5394 |
16 | -11.2 | 144. | 24. | 4.5239 |
17 | -22.5 | 144. | 14. | 1.5394 |
18 | -33.8 | 144. | 24. | 4.5239 |
19 | -45. | 144. | 14. | 1.5394 |

SOLLECITAZIONI AGENTI
Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 94.98 (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata
1 | 0. | -30420632. | 0. | Mz:-30420632./-19553915.=1.5557
2 | 0. | 12920052. | 0. | Mz+:12920052./59181777.=2.1831

RISULTATI
Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):
Sol. | muz | muy | lambda |
1. | .0001154622 | 0. | -.00350286731 |
2. | -.00034803613 | 0. | .05531607494 |

Deformazioni massime sui materiali:

CLS
sol | vert. | D cls | S cls | Ve |
1 | 1- 5 | -3.5029 | -188.1 | |si|
2 | 1- 1 | -3.502 | -188.1 | |si|

Acciaio lento
ferro | D ferri | S ferri | Ve |
7. | 15.4329 | 4074. | |si|
1. | 44.875 | 4425.5 | |si|
  
```

Il minimo fattore di sicurezza è pari a 1.5557 e pertanto la verifica di sezione risulta essere soddisfatta.

Il taglio resistente per la sezione a T armata con staffe  $\phi 12/20$  a 2 braccia è condensato nel prospetto seguente.

<b>FOGLIO DI CALCOLO PER LA VERIFICA A TAGLIO - Sezioni piene con armatura a taglio</b>			
<u>Geometria sezione</u>			
Altezza della sezione	h	[mm]	1690
Larghezza della sezione	bw	[mm]	500
Copriferro di calcolo	c	[mm]	50
Area acciaio staffe	Asw	[mm <sup>2</sup> ]	226
Passo staffe	s	[mm]	200
Inclinazione delle staffe	$\alpha$	[rad]	1.57
Altezza utile della sezione	d	[mm]	1640
<u>Coefficienti parziali utilizzati lato materiali</u>			
Lato calcestruzzo	$\gamma_c$	[a.d.]	1.50
Lato acciaio	$\gamma_s$	[a.d.]	1.15
Coefficiente fluage CLS	$\alpha_{cc}$	[a.d.]	0.85
<u>Materiali impiegati</u>			
Resistenza cubica del CLS	Rck	[N/mm <sup>2</sup> ]	40
Snervamento acciaio	fyk	[N/mm <sup>2</sup> ]	450
Resistenza cilindrica del CLS	fck	[N/mm <sup>2</sup> ]	33.20
Resistenza CLS di design	fcd	[N/mm <sup>2</sup> ]	18.81333
Resistenza CLS di design ridotta	f'cd	[N/mm <sup>2</sup> ]	9.41
Resistenza acciaio di design	fyd	[N/mm <sup>2</sup> ]	391.30
<u>Verifica a taglio sezione in c.a.</u>			
Cotg angolo bielle di cls	Cotg $\theta$	[a.d.]	2.500
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	a.d.]	1.00
Resistenza armatura trasversale taglio/trazione	VRds	[N]	1631622
Resistenza cls anima a taglio/compressione	VRcd	[N]	2393834
Resistenza a taglio della trave	VRd	[N]	1631622
	VRd	[daN]	163162

Il minimo fattore di sicurezza a SLU è pari a 1.5010 e pertanto la verifica di sezione risulta essere soddisfatta.

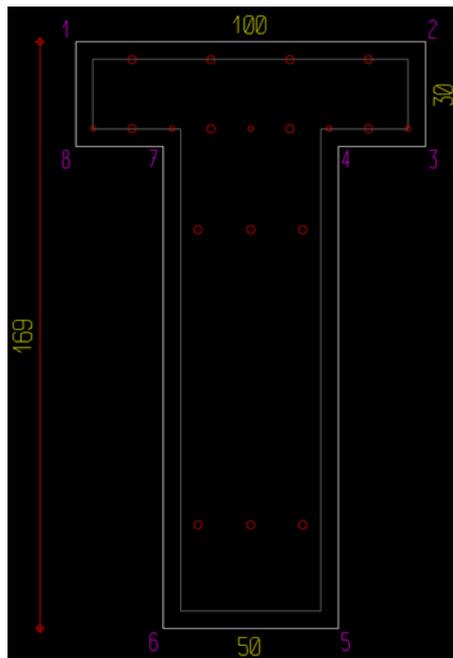
#### 9.4 Verifiche a SL<sub>Erara</sub> – Limitazione delle tensioni

Le sollecitazioni massime di verifica per il traverso a SL<sub>Erara</sub>, come involucro delle condizioni ordinarie e quelle di sollevamento di tutti e 5 i modelli di calcolo, sono:

- Massimo negativo:  $M_{SL_{Erara}^-} = 1.00 * (-14469567 \text{kg} * \text{cm}) = -14469567 \text{kg} * \text{cm}$

- Massimo positivo:  $M_{SLErara+} = +1.00 \cdot 4383835 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 4383835 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

La sezione del traverso (comprensiva di spessore soletta) considerata nei calcoli è pari a (100x169)cm in asse alle travi prefabbricate e ridotta a T con anima pari a (50x169)cm tra una trave e l'altra. Per semplicità si verifica direttamente la sezione minore quale quella a T. Di seguito si riporta la sezione di verifica.



Sezione di verifica del traverso di testata

Il traverso risulta essere armato con n°3 barre  $\phi 24$  passanti all'interno dei 2 livelli di fori presenti nelle travi prefabbricate e con 4+4 barre  $\phi 24$  integrative presenti all'interno dello spessore della soletta (oltre ai ferri di armatura della soletta secondo relativi elaborati grafici). Si fa notare che, nella verifica di sezione del traverso, non si considera la presenza delle armature di soletta poste all'estradosso della soletta stessa dato che già impegnate a sostenere lo sbalzo della medesima oltre il traverso. Si considerano invece quelle poste all'intradosso dato che nella verifica di sbalzo della soletta risultano essere soggette a compressione pari a  $5\phi 14$ .

Di seguito si riporta il tabulato di verifica a  $SLErara$ .

Descrizione : Sezione in C.A.  
 Nome lavoro : MELAS5  
 Nome file : TRAVERSO AGGIORNATO SLErara RC.VSE  
 Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.  
 Simboli:  
 Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 400. ;;E =336428. ;; Samm= 122.5  
 Acciaio : Tipo= B450C ; Samm= 2550. ;; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: a T

CLS:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-50.	169.	1	15.	30.	24.	4.5239
1- 2	50.	169.	2	0.	30.	24.	4.5239
1- 3	50.	139.	3	-15.	30.	24.	4.5239
1- 4	25.	139.	4	15.	115.	24.	4.5239
1- 5	25.	0.	5	0.	115.	24.	4.5239
1- 6	-25.	0.	6	-15.	115.	24.	4.5239
1- 7	-25.	139.	7	33.8	164.	24.	4.5239
1- 8	-50.	139.	8	11.2	164.	24.	4.5239
			9	-11.2	164.	24.	4.5239
			10	-33.8	164.	24.	4.5239
			11	45.	144.	14.	1.5394
			12	33.8	144.	24.	4.5239
			13	22.5	144.	14.	1.5394
			14	11.2	144.	24.	4.5239
			15	0.	144.	14.	1.5394
			16	-11.2	144.	24.	4.5239
			17	-22.5	144.	14.	1.5394
			18	-33.8	144.	24.	4.5239
			19	-45.	144.	14.	1.5394

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 94.98 (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata  
 1 | 0. | -14469567. | 0. |  
 2 | 0. | 4383835. | 0. |

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

so1.	muz	muy	lambda
1.	.00000434024	0.	-.00023395131
2.	-.00000380552	0.	.00055596005

Tensioni massime sui materiali:

so1	cls	vert.	S	cls	Ve	Acciaio lento	ferro	S	ferri	Ve
1	1- 5	-78.7	si			7	2411.4	si		
2	1- 1	-29.3	si			1	2229.5	si		

Le NTC2008 stabiliscono delle limitazioni tensionali per la combinazione SLE rara pari a:

- Lato CLSrara:  $\sigma_{c,max} = 0.60 * f_{ck} = 0.60 * 332.0 \text{ kg/cm}^2 = 199.2 \text{ kg/cm}^2$
- Lato ACCIAIORara:  $\sigma_{s,max} = 0.8 * f_{yk} = 0.8 * 4500 \text{ kg/cm}^2 = 3600 \text{ kg/cm}^2$
- Lato CLSq:  $\sigma_{c,max} = 0.45 * f_{ck} = 0.45 * 332.0 \text{ kg/cm}^2 = 149.4 \text{ kg/cm}^2$

Le massime tensioni agenti nei materiali risultano essere inferiori ai limiti di normativa e

pertanto la verifica di limitazione tensionale per la combinazione SLErara delle azioni risulta essere soddisfatta. Dai valori sopra riportati emerge come già per la combinazione SLErara si abbia il rispetto dei limiti massimi di tensione previsti per la combinazione di carico SLEqp e pertanto la verifica per tale condizione può ritenersi automaticamente soddisfatta.

Il momento di prima fessurazione per la sezione composta da CLS C32/40 (considerando un  $f_{ctm}/1.2 = 25.8 \text{ kg/cm}^2$ ) è pari a:

- $M_{fess+} = +7780000 \text{ kg*cm}$
- $M_{fess-} = - 10680000 \text{ kg*cm}$

La sezione soggetta a momento positivo non risulta essere fessurata già per la combinazione SLErara e pertanto la verifica di apertura delle fessure per la combinazione a SLEfreq e SLEqp risulta essere automaticamente soddisfatta. Il momento negativo agente a SLErara supera il momento di prima fessurazione e pertanto, nei paragrafi seguenti, si riporta il calcolo esatto di apertura delle fessure per le condizioni di verifica.

### 9.5 Verifiche a SLEfreq – Fessurazione

Come riportato in precedenza, la condizione che fornisce il massimo momento flettente negativo per i traversi è dato dal modello di calcolo globale MELAS4. Pertanto, a partire dalle sollecitazioni riportate al punto 8.1.4 della presente R.C., si valuta il momento sollecitante massimo per la combinazione SLEfreq considerando un coefficiente di combinazione delle azioni variabili da traffico pari a  $\psi_{1i} = 0.75$  come riportato al punto 5.1.3.12 delle NTC2008.

Momento negativo massimo SLEfreq = - 12456415 kg\*cm

Tale valore è maggiore del momento di prima fessurazione e pertanto è necessario condurre la verifica di apertura delle fessure.

Di seguito si riporta lo stato di tensione della sezione.

```

Descrizione      : Sezione in C.A.
Nome lavoro     : MELAS5
Nome file      : TRAVERSO AGGIORNATO SLEFREQ RC.VSE
Tipo verifica  : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni*1000.
                ferri   : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:
  Vert. = contorno_vertice del CLS;      d = diametro;
  S      = Sigma (tensioni sui materiali);
  Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo:  Rck = 400. ;;E =336428. ;; Samm= 122.5
Acciaio       :  Tipo= B450C ;Sam= 2550. ;; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: a T
Cls:
vert. | Z | Y |
1- 1 | -50. | 169. |
1- 2 | 50. | 169. |
1- 3 | 50. | 139. |
1- 4 | 25. | 139. |
1- 5 | 25. | 0. |
1- 6 | -25. | 0. |
1- 7 | -25. | 139. |
1- 8 | -50. | 139. |

Acciaio lento:
ferro | Z | Y | d[mm] | Af[cm2] |
1 | 15. | 30. | 24. | 4.5239 |
2 | 0. | 30. | 24. | 4.5239 |
3 | -15. | 30. | 24. | 4.5239 |
4 | 15. | 115. | 24. | 4.5239 |
5 | 0. | 115. | 24. | 4.5239 |
6 | -15. | 115. | 24. | 4.5239 |
7 | 33.8 | 164. | 24. | 4.5239 |
8 | 11.2 | 164. | 24. | 4.5239 |
9 | -11.2 | 164. | 24. | 4.5239 |
10 | -33.8 | 164. | 24. | 4.5239 |
11 | 45. | 144. | 14. | 1.5394 |
12 | 33.8 | 144. | 24. | 4.5239 |
13 | 22.5 | 144. | 14. | 1.5394 |
14 | 11.2 | 144. | 24. | 4.5239 |
15 | 0. | 144. | 14. | 1.5394 |
16 | -11.2 | 144. | 24. | 4.5239 |
17 | -22.5 | 144. | 14. | 1.5394 |
18 | -33.8 | 144. | 24. | 4.5239 |
19 | -45. | 144. | 14. | 1.5394 |

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 94.98 (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata
1 | 0. | -12456415. | 0. |

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):
Sol. | muz | muy | lambda |
1. | .00000373639 | 0. | -.00020140165 |

Tensioni massime sui materiali:

Cls          Acciaio lento
sol vert. |s cls |ve| ferro |s ferri |ve|
1 1- 6 | -67.8 |si| 7 | 2075.9 |si|
  
```

La massima tensione nelle barre di acciaio è pari a 208MPa. La Circolare Esplicativa, al punto 4.1.2.2.4.6, riporta le seguenti tabelle di verifica:

**Tabella C4.1.II** Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

La classe di esposizione del traverso è la XS1 e pertanto appartenente a condizioni ambientali aggressive. Le NTC2008 definiscono le seguenti aperture delle fessure:

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

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

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Limite di apertura delle fessure per la combinazione delle azioni SLEfreq:  $W_2 = 0.3\text{mm}$  (armatura poco sensibile).

Sia la condizione di spaziatura delle barre di armatura che il massimo diametro utilizzato risultano essere verificati e garantiscono pertanto un'ampiezza di fessurazione  $< 0.3\text{mm}$ .

### 9.6 Verifiche a SLEqp – Limitazione delle tensioni e fessurazione

La condizione che fornisce il massimo momento flettente negativo per i traversi per la combinazione SLEqp è dato dal modello di calcolo globale MELAS3. Pertanto, a partire dalle sollecitazioni riportate al punto 8.1.3 della presente R.C., si valuta il momento sollecitante massimo per la combinazione SLEqp considerando un coefficiente di combinazione delle azioni variabili da traffico pari a  $\psi_{1i} = 0.00$  come riportato al punto 5.1.3.12 delle NTC2008.

Momento negativo massimo SLEqp = - 7254727 kg\*cm

Tale valore è minore del momento di prima fessurazione riportato al punto 8.4 della presente R.C. e pertanto la verifica di apertura delle fessure risulta essere automaticamente soddisfatta.

Per la verifica di limitazione delle tensioni in esercizio si rimanda al punto 8.4 della presente R.C.

## 10. Traversi di estremità in corrispondenza nodi di continuità

Il presente capitolo riporta le verifiche svolte sui traversi in opera posti alle estremità di ogni campata delle rampe di svincolo del Viadotto Melara posti in corrispondenza dei nodi di continuità della soletta.

Le verifiche che vengono condotte sono a SLU ed SLE. Le sollecitazioni di calcolo vengono estratte a partire dai modelli di calcolo globale delle rampe riportati nella relazione di calcolo generale identificata dal codice "V04VII12STRRE08".

Per questa tipologia di traversi è opportuno segnalare che:

- In corrispondenza dell'asse delle travi la soletta risulta essere collegata al traverso tramite una fila di staffe (nonostante il parziale scollegamento per poter garantire la lunghezza libera di inflessione della soletta) e pertanto la sezione di verifica del traverso è come quella già riportata al punto 8.3 della presente R.C. Per le verifiche del traverso in tale zona si rimanda pertanto a quanto già riportato nel capitolo 8;
- Tra le travi prefabbricate, per poter garantire la lunghezza libera di inflessione della soletta, è invece necessario scollegare completamente il traverso dalla soletta medesima e pertanto la sezione di verifica del traverso si modifica rispetto a quanto riportato nel capitolo 8. Nel seguente capitolo saranno riportate le verifiche di tale sezione trasversale.

### 10.1 Sollecitazioni derivanti dai modelli globali

Di seguito si espongono le sollecitazioni di calcolo dei traversi di testata ricavate dai modelli di calcolo generali delle singole rampe. I valori nel seguito riportati sono da intendersi come CARATTERISTICI.

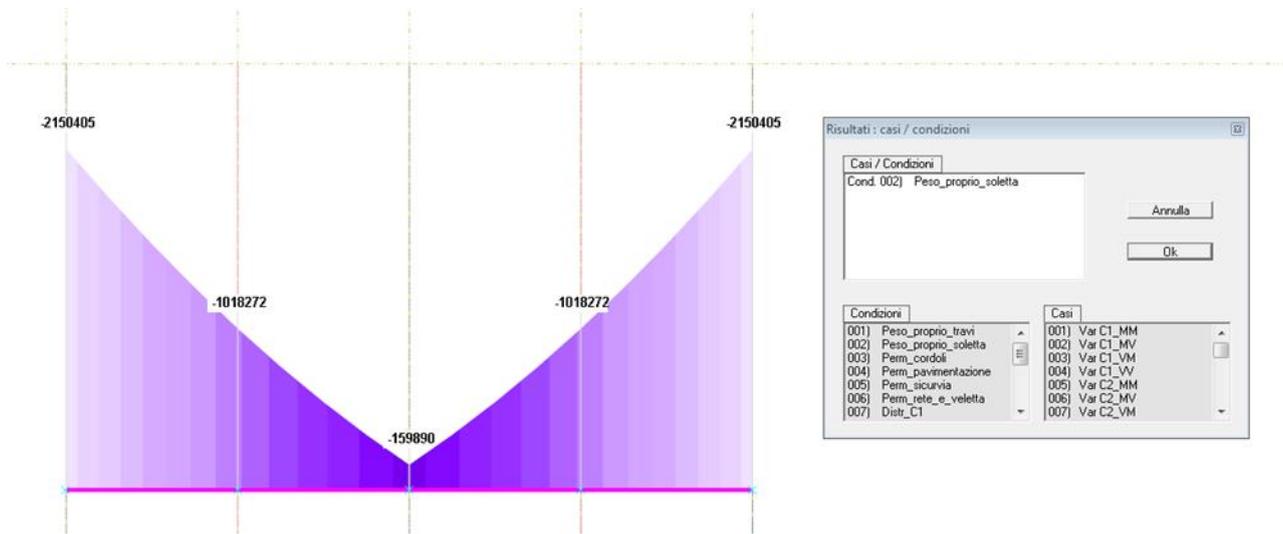
Le sollecitazioni sono estratte con riferimento ai seguenti Casi/Condizioni di Carico:

- Condizione di Carico 2: contributo soletta (\*);
- Caso di Carico 35: contributo carichi permanenti di II fase;
- Involuppo Casi di Carico 1-8: contributo dei carichi variabili da traffico.

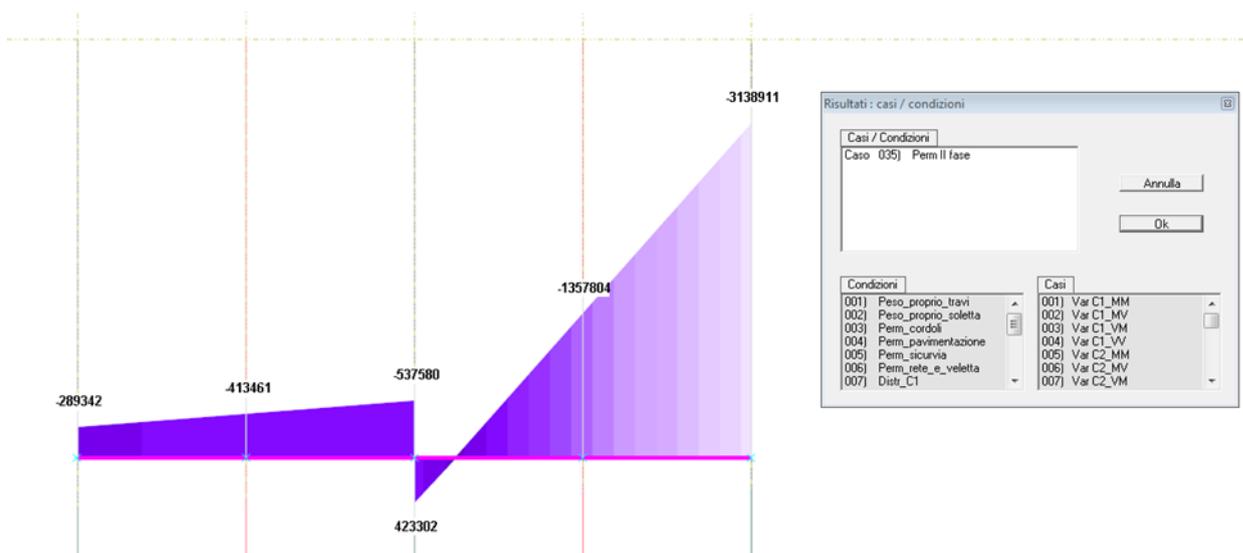
(\*) il contributo della soletta viene considerato in modo cautelativo per poter prendere in considerazione eventuali sollecitazioni derivanti da porzioni di getto in II fase della soletta stessa nelle zone di sbalzo che andrebbero a sollecitare i traversi.

Essendo i giunti di continuità posti solamente in corrispondenza di impalcati a 3 travi, i modelli di riferimento globali per le sollecitazioni derivanti dallo schema grigliato sono solamente MELAS1 e MELAS4.

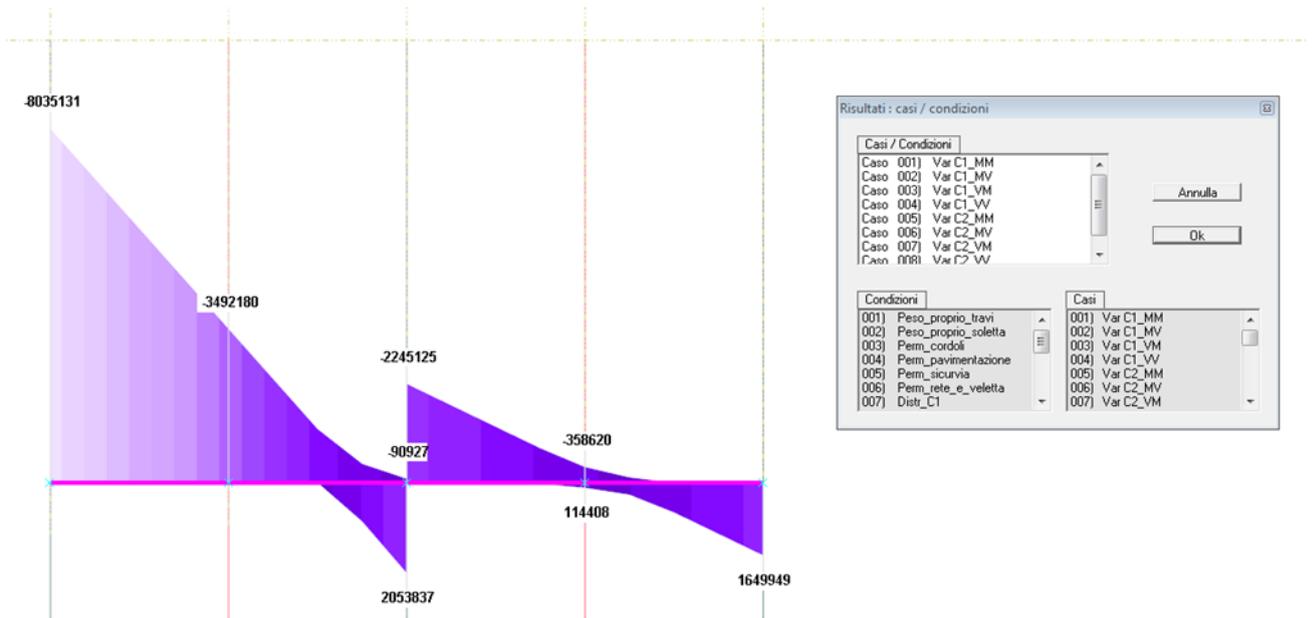
### 10.1.1 MELAS1



Condizione di Carico 2 (effetto soletta) - Sollecitazione flettente



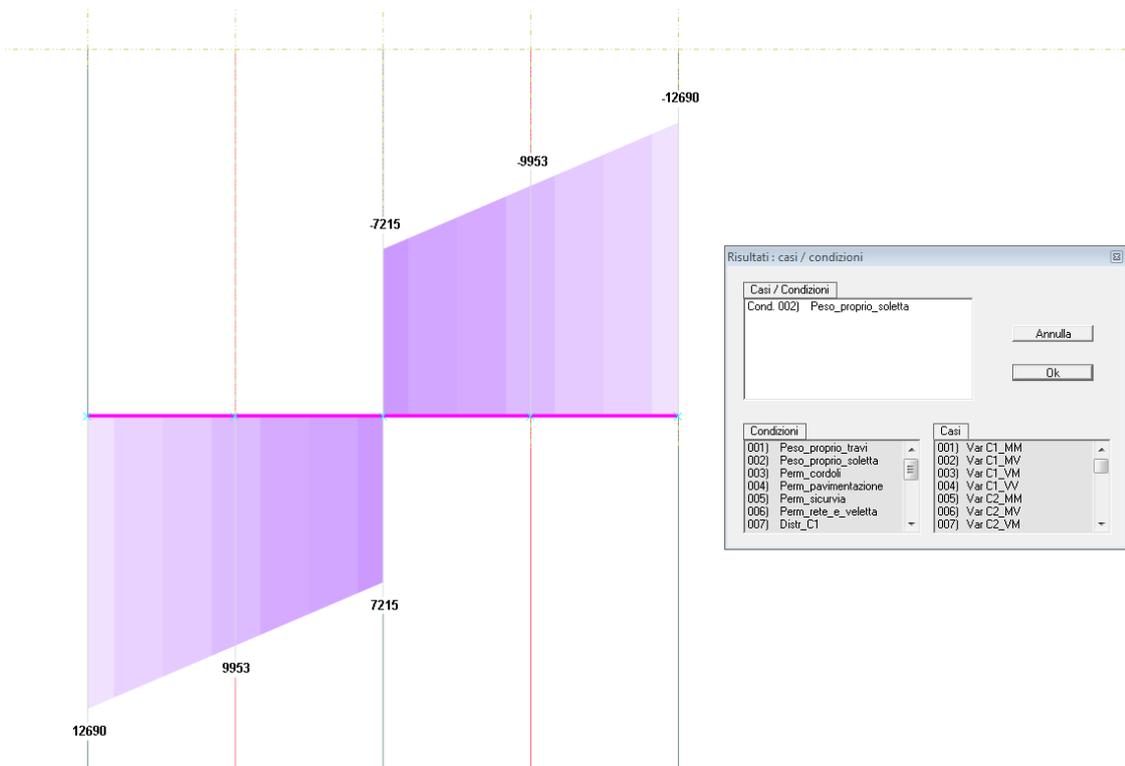
Caso di Carico 35 (effetto perm. II fase) - Sollecitazione flettente



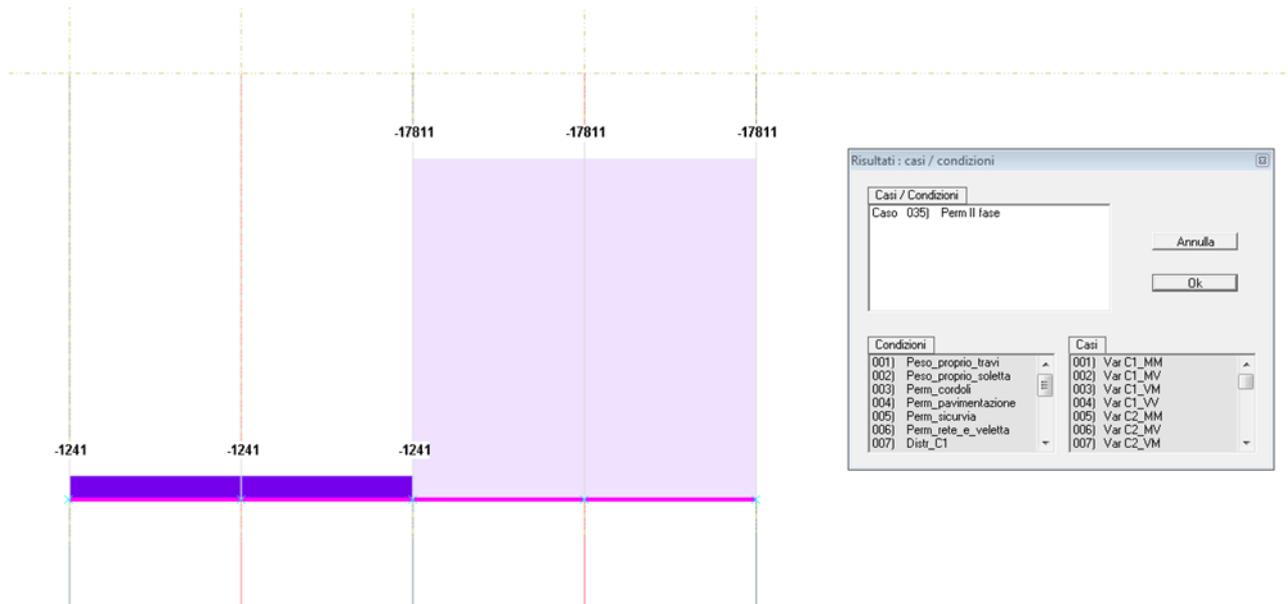
Inviluppo Casi di Carico 1-8 (effetto variabili traffico) - Sollecitazione flettente

La somma dei valori sopra riportati per le sezioni di verifica evidenziate da linea rossa fornisce, nelle sezioni più sollecitate, i seguenti risultati caratteristici:

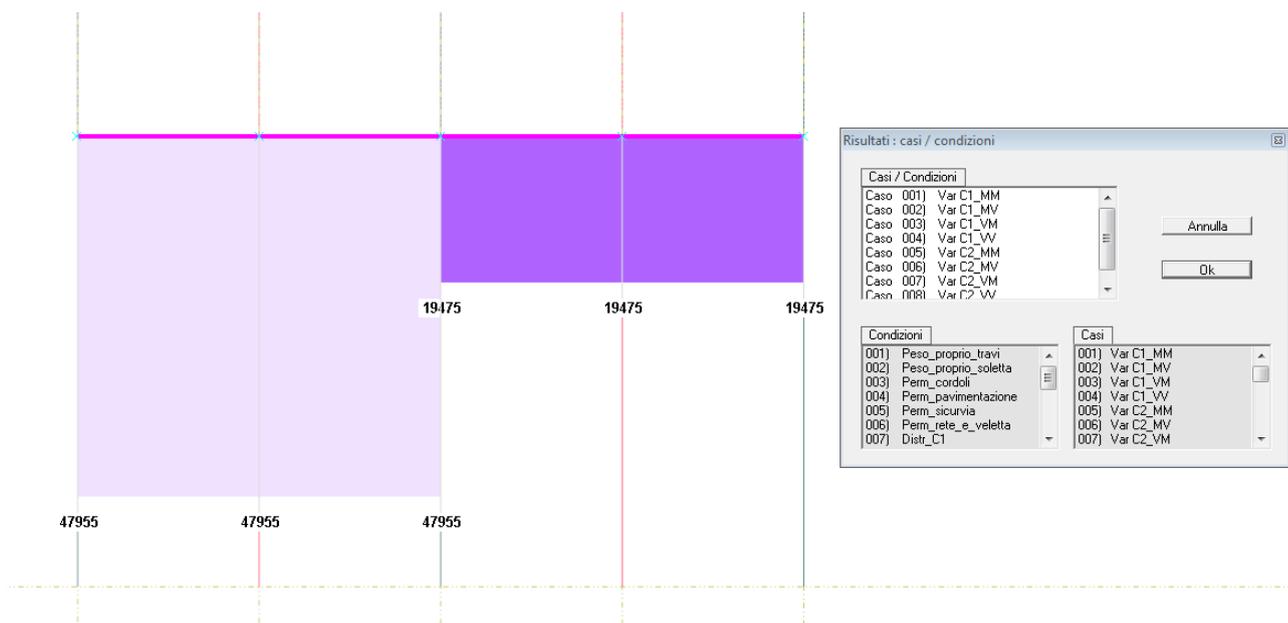
- $M_k = -4923913 \text{ kg*cm}$



### Condizione di Carico 2 (effetto soletta) - Sollecitazione tagliante



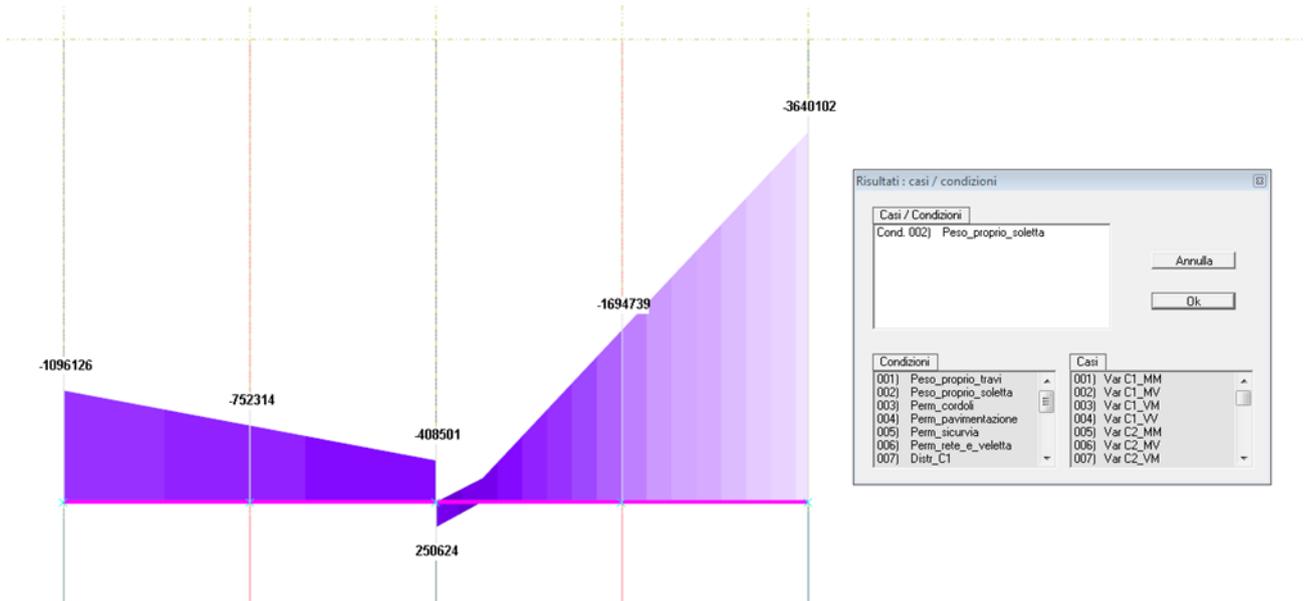
### Caso di Carico 35 (effetto perm. II fase) - Sollecitazione tagliante



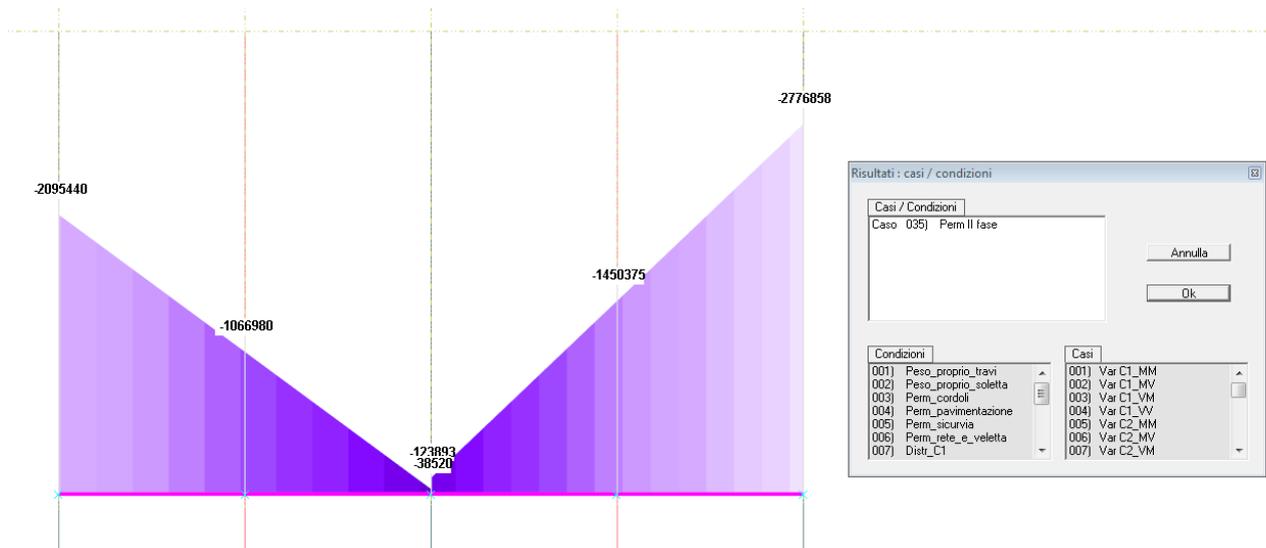
### Inviluppo Casi di Carico 1-8 (effetto variabili traffico) - Sollecitazione tagliante

Sommando cautelativamente tutti i valori massimi in modulo si ottiene un taglio caratteristico pari a  $V_k = 59149 \text{ kg}$ .

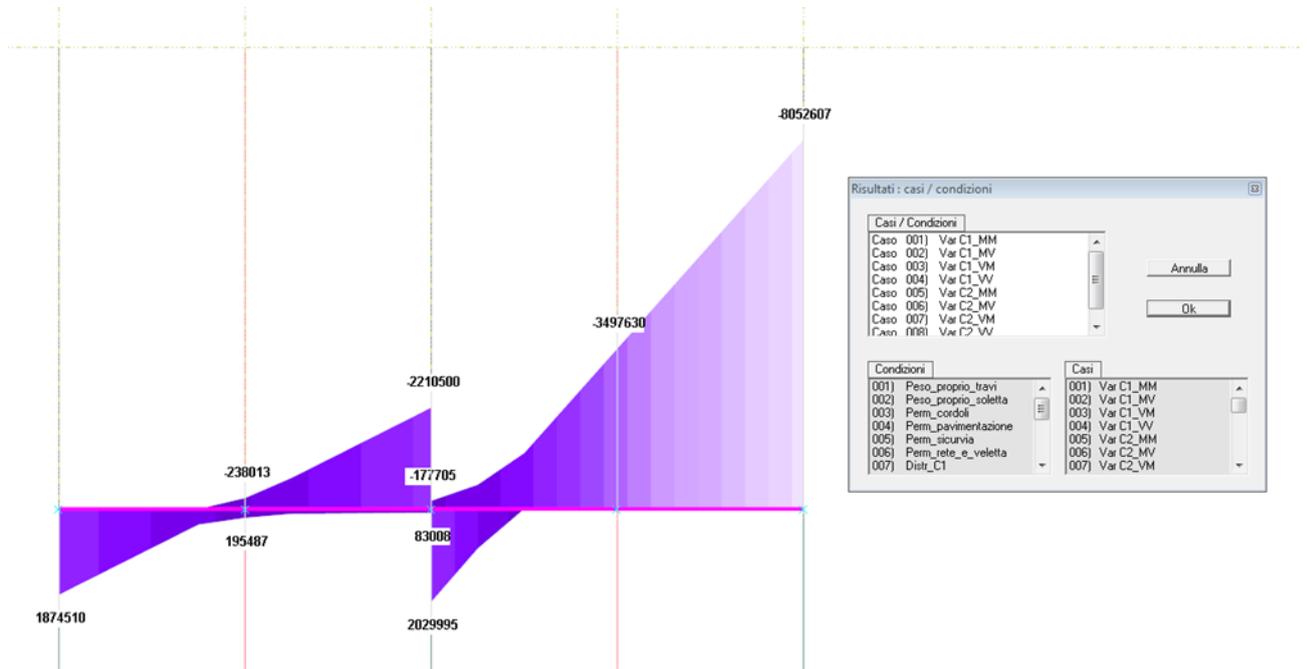
**10.1.2 MELAS4**



Condizione di Carico 2 (effetto soletta) - Sollecitazione flettente



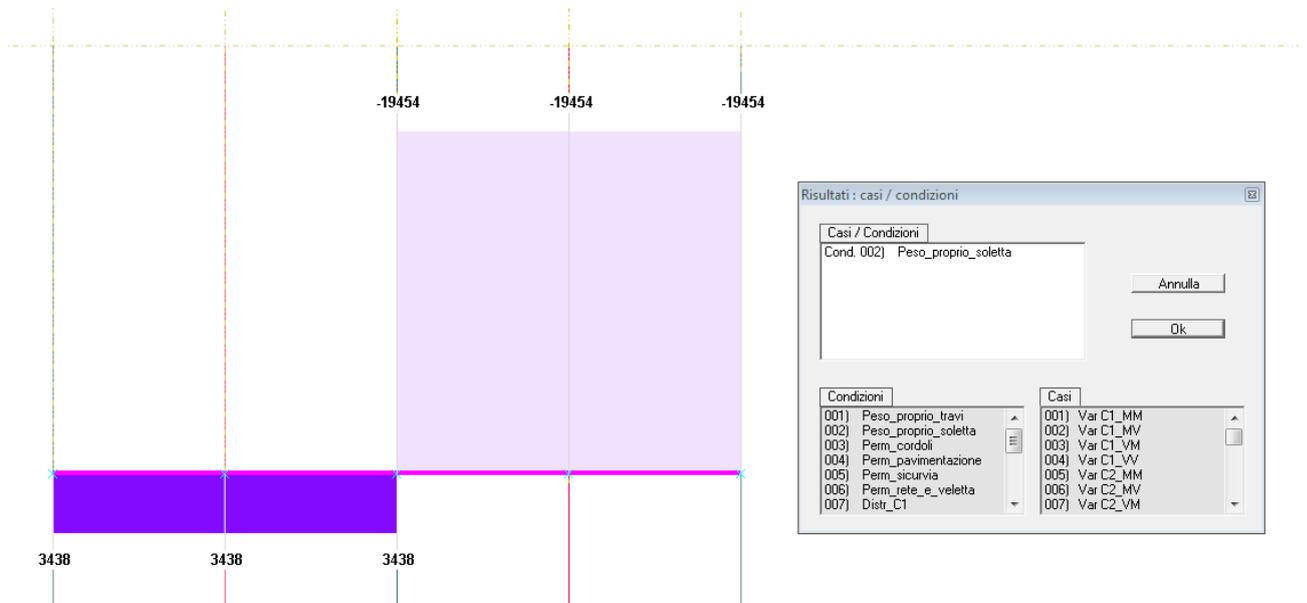
Caso di Carico 35 (effetto perm. II fase) - Sollecitazione flettente



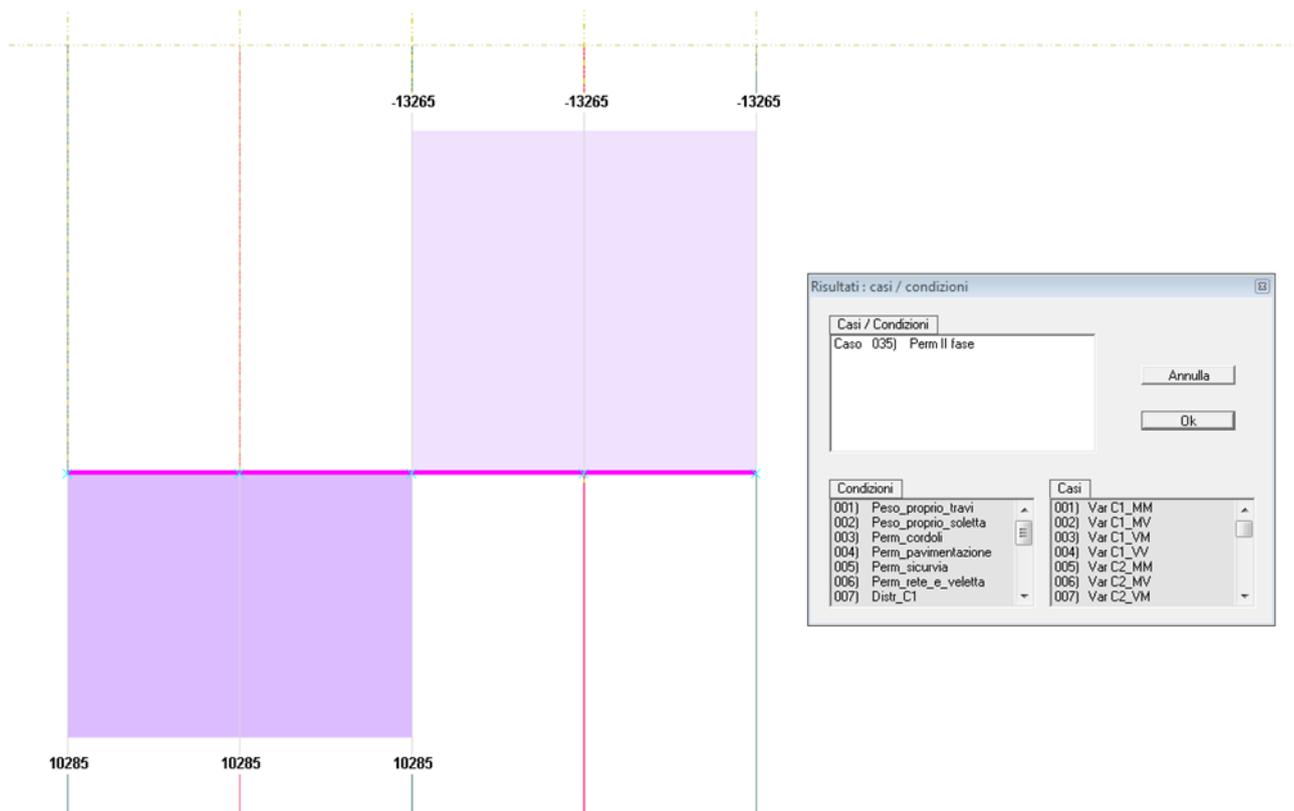
Inviluppo Casi di Carico 1-8 (effetto variabili traffico) - Sollecitazione flettente

La somma dei valori sopra riportati per le sezioni di verifica evidenziate da linea rossa fornisce, nelle sezioni più sollecitate, i seguenti risultati caratteristici:

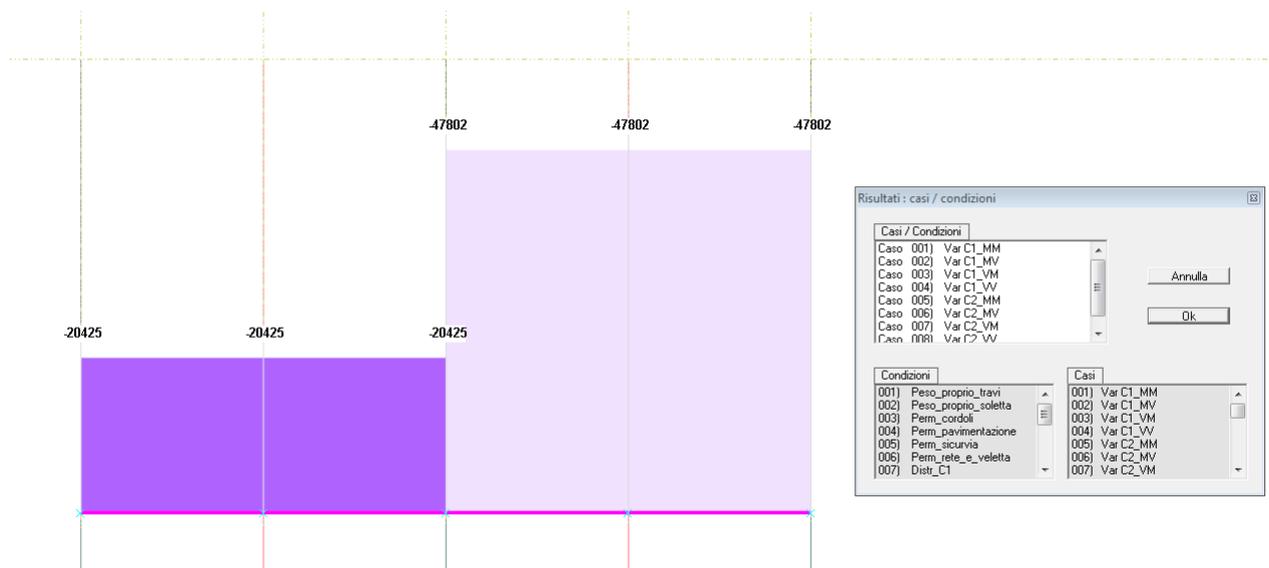
- $M_k = -6642744 \text{ kg}\cdot\text{cm}$



Condizione di Carico 2 (effetto soletta) - Sollecitazione tagliante



Caso di Carico 35 (effetto perm. II fase) - Sollecitazione tagliante



Inviluppo Casi di Carico 1-8 (effetto variabili traffico) - Sollecitazione tagliante

Sommando cautelativamente tutti i valori massimi in modulo si ottiene un taglio caratteristico pari a  $V_k = 80521$  kg.

## 10.2 Sollecitazioni derivanti da sollevamento

Durante la propria vita, l'impalcato sarà soggetto a sollevamento per la sostituzione periodica degli apparecchi di appoggio. Questo fenomeno comporta l'insorgere di sollecitazioni all'interno dei traversi di testata che pertanto devono essere verificati anche in questa condizione.

Gli schemi di sollevamento che dovranno essere utilizzati, per i traversi posti in corrispondenza dei nodi di continuità, sono raggruppabili in una categoria:

- 4 martinetti: per le campate interessate da 3 travi;

Gli elementi di sollevamento sono da disporsi a metà tra una trave prefabbricata e l'altra ed all'estremità dell'impalcato in corrispondenza della fine del traverso. Per una migliore comprensione si rimanda alla *Fig. 9.1*. Non è possibile utilizzare un numero di martinetti inferiore in quanto non sarebbe garantita la stabilità dell'opera

### Sollevamento tipologico 3 travi

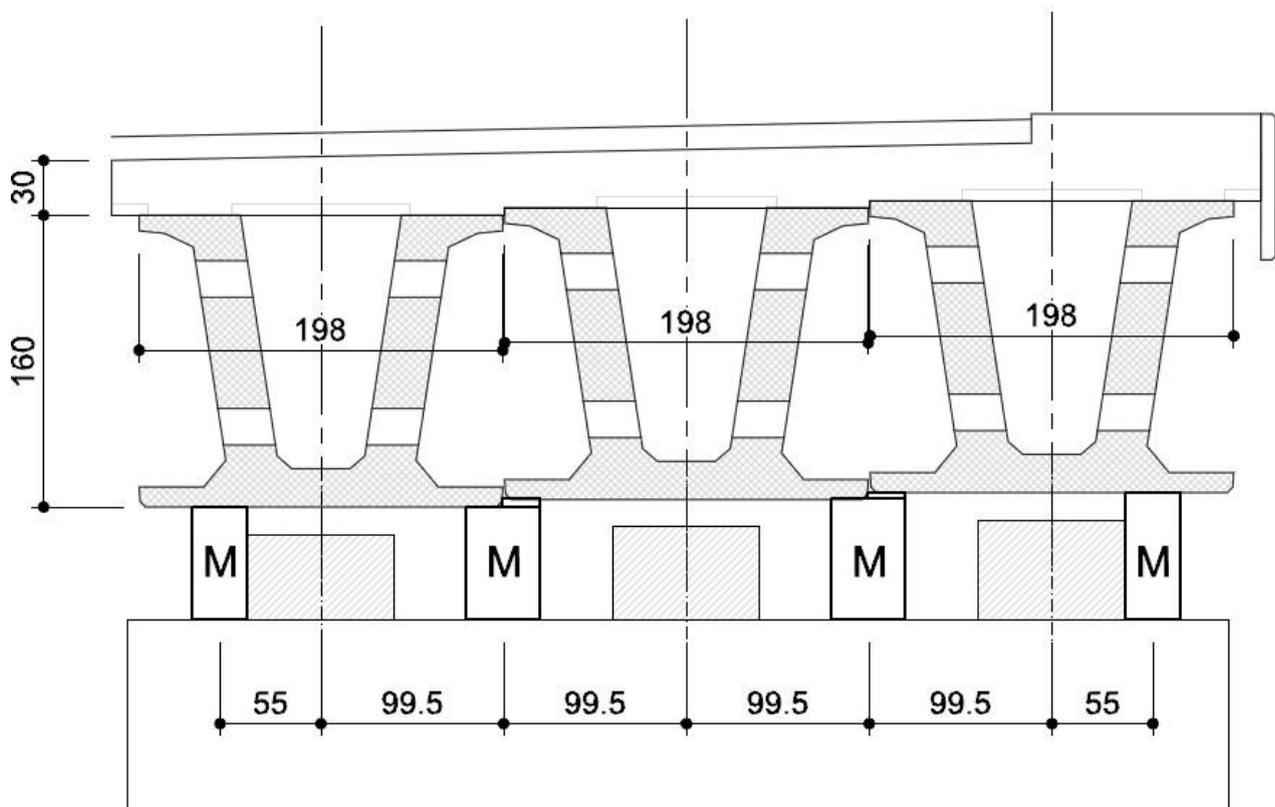


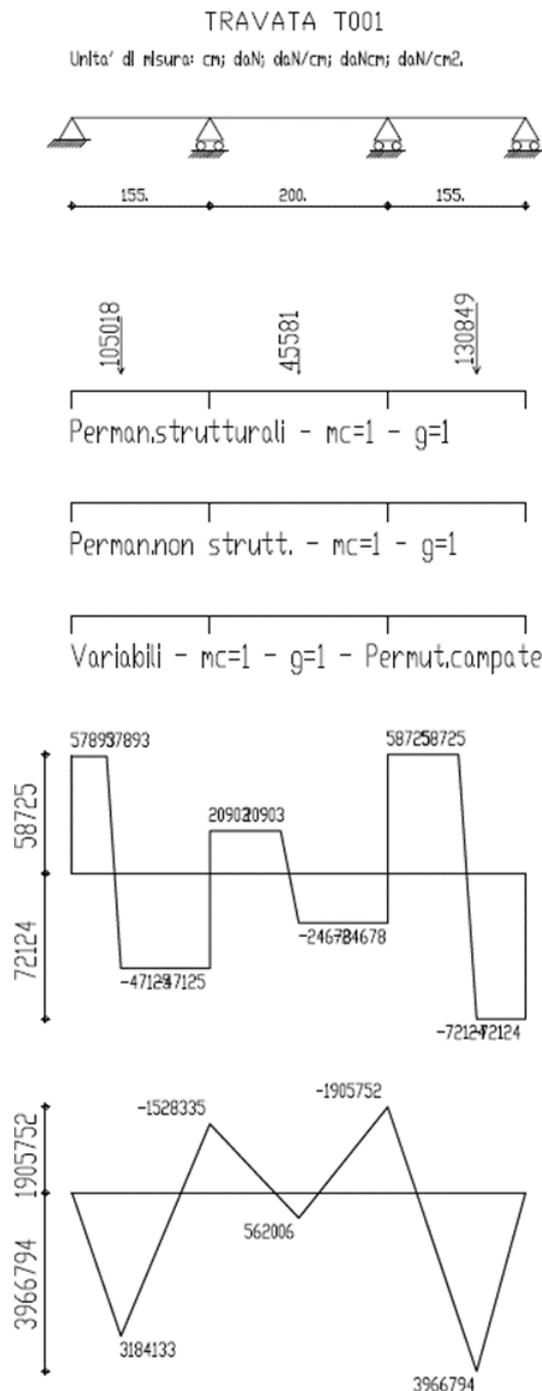
Fig. 9.1 – Sollevamento tipologico 3 travi

Le sollecitazioni che insorgono all'interno dei traversi sono valutate considerando solamente i carichi di peso proprio ed i carichi permanenti senza alcuna azione variabile

presente sull'impalcato. Lo schema di calcolo è quello di trave continua su più appoggi. Le reazioni vincolari utilizzate per caricare lo schema di trave continua sono tratte dai modelli di calcolo globale dell'impalcato considerando il Caso di Carico 9 (solo permanenti comprensivi di peso proprio trave e soletta).

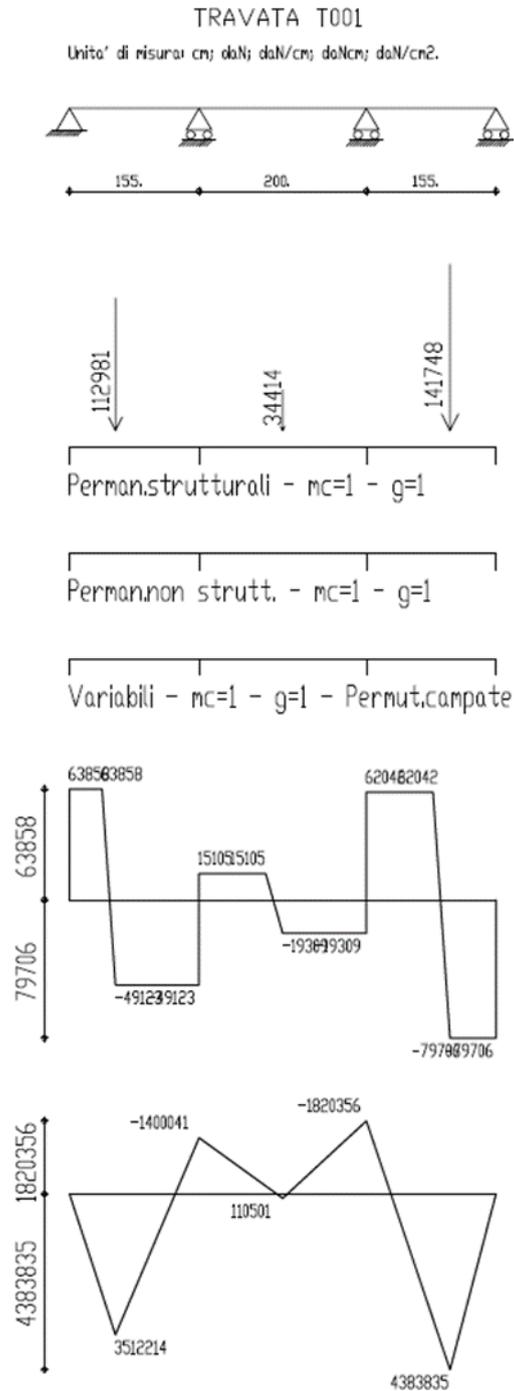
### 10.2.1 MELAS1

Di seguito si riporta lo schema di calcolo per la fase di sollevamento. Carichi e sollecitazioni sono da intendersi come valori caratteristici.



### 10.2.2 MELAS4

Di seguito si riporta lo schema di calcolo per la fase di sollevamento. Carichi e sollecitazioni sono da intendersi come valori caratteristici.

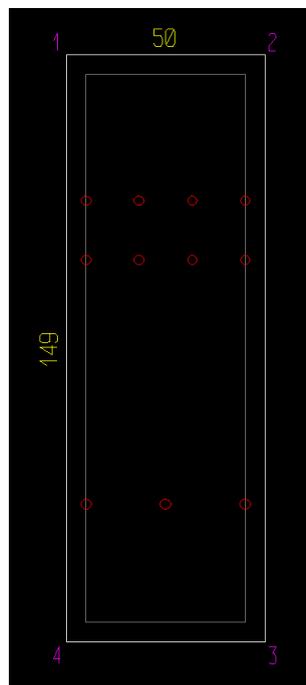


### 10.3 Verifiche a SLU

Le sollecitazioni massime di verifica per il traverso a SLU in corrispondenza della sezione posta tra le travi prefabbricate, come inviluppo delle condizioni ordinarie e quelle di sollevamento di tutti e 2 i modelli di calcolo, sono:

- Massimo negativo:  $M_{SLU^-} = 1.35 * (-6642744 \text{ kg} * \text{cm}) = -8967704 \text{ kg} * \text{cm}$
- Massimo taglio  $V_{SLU} = 1.35 * 80521 \text{ kg} = 108703 \text{ kg} * \text{cm}$

La sezione del traverso tra le travi prefabbricate (escluso lo spessore della soletta) considerata nei calcoli è pari a (50x149)cm. Di seguito si riporta la sezione di verifica.



Sezione di verifica del traverso di testata tra le travi prefabbricate

La staffatura minima da impiegarsi secontò NTC2008 è pari a  $1.5 * 500 \text{ mm} = 750 \text{ mm}^2 / \text{m}$  soddisfatta con staffe  $\phi 12 / 20$  a 2 braccia ( $A_{sw} = 1130 \text{ mm}^2 / \text{m}$  utilizzata) per la sezione a base 50cm.

Il traverso risulta essere armato con n°3 barre  $\phi 26$  passanti all'interno del foro posto lato intradosso di impalcato mentre per il foro superiore sono presenti n°4+4 barre  $\Phi 24$ . Non si considera alcun contributo delle armature di soletta dato che la medesima risulta essere scollegata.

Di seguito si riporta il tabulato di verifica a SLU.

Descrizione : Sezione in C.A.  
 Nome lavoro : MELAS4  
 Nome file : Traverso senza soletta SLU.VSE  
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm<sup>2</sup>.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 400. ; fck = 332. ; fcd = 188.13 (.35%)  
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]
1- 1	-25.	149.	1	20.	35.	26.	5.3093
1- 2	25.	149.	2	0.	35.	26.	5.3093
1- 3	25.	0.	3	-20.	35.	26.	5.3093
1- 4	-25.	0.	4	20.	97.	24.	4.5239
			5	6.7	97.	24.	4.5239
			6	-6.7	97.	24.	4.5239
			7	-20.	97.	24.	4.5239
			8	20.	112.	24.	4.5239
			9	6.7	112.	24.	4.5239
			10	-6.7	112.	24.	4.5239
			11	-20.	112.	24.	4.5239

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 74.5 (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata  
 1 | 0. | -14808645. | 0. | Mz:-14808645./-8967705.=1.6513

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	.00014011929	0.	-.0034982911

Deformazioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls  Ve	ferro	D ferri	S ferri  Ve	
1	1- 3	-3.4983	-188.1 si	8.	12.1951	4035.3 si	

Il minimo fattore di sicurezza è pari a 1.6513 e pertanto la verifica di sezione risulta essere soddisfatta.

Il calcolo del taglio resistente per la sezione rettangolare armata con staffe  $\phi 12/20$  a 2 braccia è condensato nel prospetto seguente.

<b>FOGLIO DI CALCOLO PER LA VERIFICA A TAGLIO - Sezioni piene con armatura a taglio</b>			
<i>Geometria sezione</i>			
Altezza della sezione	h	[mm]	1490
Larghezza della sezione	bw	[mm]	500
Copriferro di calcolo	c	[mm]	50
Area acciaio staffe	Asw	[mm <sup>2</sup> ]	226
Passo staffe	s	[mm]	200
Inclinazione delle staffe	α	[rad]	1.57
Altezza utile della sezione	d	[mm]	1440
<i>Coefficienti parziali utilizzati lato materiali</i>			
Lato calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	[a.d.]	1.50
Lato acciaio	γ <sub>s</sub>	[a.d.]	1.15
Coefficiente fluage CLS	α <sub>cc</sub>	[a.d.]	0.85
<i>Materiali impiegati</i>			
Resistenza cubica del CLS	R <sub>ck</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	40
Snervamento acciaio	f <sub>yk</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	450
Resistenza cilindrica del CLS	f <sub>ck</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	33.20
Resistenza CLS di design	f <sub>cd</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	18.81333
Resistenza CLS di design ridotta	f' <sub>cd</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	9.41
Resistenza acciaio di design	f <sub>yd</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	391.30
<i>Verifica a taglio sezione in c.a.</i>			
Cotg angolo bielle di cls	Cotg θ	[a.d.]	2.500
Coefficiente maggiorativo	α <sub>c</sub>	a.d.]	1.00
Resistenza armatura trasversale taglio/trazione	VR <sub>ds</sub>	[N]	1432643
Resistenza cls anima a taglio/compressione	VR <sub>cd</sub>	[N]	2101903
Resistenza a taglio della trave	VR <sub>d</sub>	[N]	1432643
	VR <sub>d</sub>	[daN]	143264

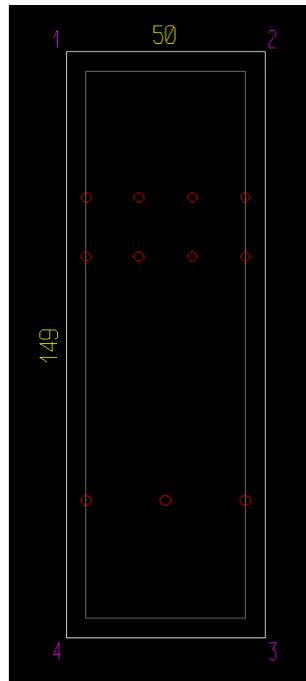
Il minimo fattore di sicurezza a SLU è pari a 1.3179 e pertanto la verifica di sezione risulta essere soddisfatta.

#### 10.4 Verifiche a SLErara – Limitazione delle tensioni

Le sollecitazioni massime di verifica per il traverso a SLErara, come involuppo delle condizioni ordinarie e quelle di sollevamento di tutti e 2 i modelli di calcolo per le sezioni considerate, sono:

- Massimo negativo:  $M_{SLErara-} = 1.00 * (-6642744 \text{ kg*cm}) = -6642744 \text{ kg*cm}$

La sezione del traverso tra le travi prefabbricate (escluso lo spessore della soletta) considerata nei calcoli è pari a (50x149)cm. Di seguito si riporta la sezione di verifica.



Sezione di verifica del traverso di testata

Il traverso risulta essere armato con n°3 barre  $\phi 26$  passanti all'interno del foro posto lato intradosso di impalcato mentre per il foro superiore sono presenti n°4+4 barre  $\Phi 24$ . Non si considera alcun contributo delle armature di soletta dato che la medesima risulta essere scollegata.

Di seguito si riporta il tabulato di verifica a SLErara.

```

Descrizione   : Sezione in C.A.
Nome lavoro  : MELAS4
Nome file    : Traverso senza soletta SLErara.VSE
Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni*1000.
ferri       : diametri in mm; aree in cm2.
  
```

```

Simboli:
Vert. = contorno_vertice del CLS;      d = diametro;
S      = Sigma (tensioni sui materiali);
Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.
  
```

MATERIALI

```

Calcestruzzo: Rck = 400. ;;E =336428. ;; Samm= 122.5
Acciaio      : Tipo= B450C ;Sam= 2550. ;; n=15 .
  
```

SEZIONE

```

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: RETTANGOLARE
Cls:          Acciaio lento:
vert.| Z | Y | ferro| Z | Y | d[mm] |Af[cm2]|
  
```

1- 1	-25.	149.		1	20.	35.	26.	5.3093
1- 2	25.	149.		2	0.	35.	26.	5.3093
1- 3	25.	0.		3	-20.	35.	26.	5.3093
1- 4	-25.	0.		4	20.	97.	24.	4.5239
				5	6.7	97.	24.	4.5239
				6	-6.7	97.	24.	4.5239
				7	-20.	97.	24.	4.5239
				8	20.	112.	24.	4.5239
				9	6.7	112.	24.	4.5239
				10	-6.7	112.	24.	4.5239
				11	-20.	112.	24.	4.5239

**SOLLECITAZIONI AGENTI**

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 74.5 (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata  
 1 | 0. | -6642744. | 0. |

**RISULTATI**

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

sol.	muz	muy	lambda
1.	.00000589823	0.	-.00022265047

Tensioni massime sui materiali:

sol	cls	vert.	cls	ve	Acciaio lento	ferro	ferri	ve
1	1- 3	-74.9	si		8	2210.1	si	

Le NTC2008 stabiliscono delle limitazioni tensionali per la combinazione SLE rara pari a:

- Lato CLSrara:  $\sigma_{c,max} = 0.60 * f_{ck} = 0.60 * 332.0 \text{ kg/cm}^2 = 199.2 \text{ kg/cm}^2$
- Lato ACCIAIORara:  $\sigma_{s,max} = 0.8 * f_{yk} = 0.8 * 4500 \text{ kg/cm}^2 = 3600 \text{ kg/cm}^2$
- Lato CLSq:  $\sigma_{c,max} = 0.45 * f_{ck} = 0.45 * 332.0 \text{ kg/cm}^2 = 149.4 \text{ kg/cm}^2$

Le massime tensioni agenti nei materiali risultano essere inferiori ai limiti di normativa e pertanto la verifica di limitazione tensionale per la combinazione SLE rara delle azioni risulta essere soddisfatta. Dai valori sopra riportati emerge come già per la combinazione SLE rara si abbia il rispetto dei limiti massimi di tensione previsti per la combinazione di carico SLEqp e pertanto la verifica per tale condizione può ritenersi automaticamente soddisfatta.

Il momento di prima fessurazione per la sezione composta da CLS C32/40 (considerando un  $f_{ctm}/1.2 = 25.8 \text{ kg/cm}^2$ ) è pari a:

- $M_{fess} = - 5140000 \text{ kg*cm}$

Il momento negativo agente a SLE rara supera il momento di prima fessurazione e pertanto, nei paragrafi seguenti, si riporta il calcolo esatto di apertura delle fessure per le condizioni di verifica.

## 10.5 Verifiche a SLEfreq – Fessurazione

A partire dalle sollecitazioni riportate ai punti 9.1 e 9.2 della presente R.C., si valuta il momento sollecitante massimo per la combinazione SLEfreq considerando un coefficiente di combinazione delle azioni variabili da traffico pari a  $\psi_{li} = 0.75$  come riportato al punto 5.1.3.12 delle NTC2008.

Momento negativo massimo SLEfreq = - 5768337 kg\*cm

Tale valore è maggiore del momento di prima fessurazione e pertanto è necessario condurre la verifica di apertura delle fessure.

Di seguito si riporta lo stato di tensione della sezione.

Descrizione : Sezione in C.A.  
 Nome lavoro : MELAS4  
 Nome file : Trasverso senza soletta SLEfreq.VSE  
 Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:  
 Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 400. ;; E = 336428. ;; Samm= 122.5  
 Acciaio : Tipo= B450C ; Samm= 2550. ;; n=15 .

### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-25.	149.	1	20.	35.	26.	5.3093
1- 2	25.	149.	2	0.	35.	26.	5.3093
1- 3	25.	0.	3	-20.	35.	26.	5.3093
1- 4	-25.	0.	4	20.	97.	24.	4.5239
			5	6.7	97.	24.	4.5239
			6	-6.7	97.	24.	4.5239
			7	-20.	97.	24.	4.5239
			8	20.	112.	24.	4.5239
			9	6.7	112.	24.	4.5239
			10	-6.7	112.	24.	4.5239
			11	-20.	112.	24.	4.5239

### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 74.5 (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata  
 1 | 0. | -5768337. | 0. |

### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y + muy \* z + lam):

sol.	muz	muy	lambda
1.	.00000512182	0.	-.00019334223

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls	vert.	S cls	Ve	Acciaio lento	ferro	S ferri	Ve
1	1- 3	-65.	si		8	1919.2	si	

La massima tensione nelle barre di acciaio è pari a 192MPa. La Circolare Esplicativa, al punto 4.1.2.2.4.6, riporta le seguenti tabelle di verifica:

**Tabella C4.1.II** *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

La classe di esposizione del traverso è la XS1 e pertanto appartenente a condizioni ambientali aggressive. Le NTC2008 definiscono le seguenti aperture delle fessure:

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

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi perm	$w_1 = 0,2$ mm compressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Limite di apertura delle fessure per la combinazione delle azioni SLEfreq:  $w_2 = 0.3\text{mm}$  (armatura poco sensibile).

Sia la condizione di spaziatura delle barre di armatura che il massimo diametro utilizzato risultano essere verificati e garantiscono pertanto un'ampiezza di fessurazione  $< 0.3\text{mm}$ .

### 10.6 Verifiche a SLEqp – Limitazione delle tensioni e fessurazione

A partire dalle sollecitazioni riportate ai punti 9.1 e 9.2 della presente R.C., si valuta il momento sollecitante massimo per la combinazione SLEqp considerando un coefficiente di combinazione delle azioni variabili da traffico pari a  $\psi_{1i} = 0.00$  come riportato al punto 5.1.3.12 delle NTC2008.

Momento negativo massimo SLEqp = - 3145114 kg\*cm

Tale valore è minore del momento di prima fessurazione riportato al punto 9.4 della presente R.C. e pertanto la verifica di apertura delle fessure risulta essere automaticamente soddisfatta.

Per la verifica di limitazione delle tensioni in esercizio si rimanda al punto 9.4 della presente R.C.

## 11. Giunti trasversali e longitudinali – nodi di continuità

Per le soluzioni da adottarsi circa i giunti trasversali tra una campata e la successiva dei nuovi svincoli e circa i giunti longitudinali tra il viadotto esistente e le nuove rampe si rimanda a quanto già sviluppato all'interno del Progetto Esecutivo.

Si rimanda al Progetto Esecutivo anche per quanto riguarda l'ampiezza dei giunti da utilizzarsi (sia in senso longitudinale che trasversale) essendo funzione del comportamento globale dell'intera rampa di svincolo.

Le tavole grafiche riportanti le informazioni necessarie sono identificate dai seguenti codici elaborato:

- Rampa N: “V04VI12STRDC05 Appoggi e dispositivi di protezione sismica”;
- Rampa P: “V04VI13STRDC06 Appoggi e dispositivi di protezione sismica”;
- Rampa S: “V04VI14STRDC06 Appoggi e dispositivi di protezione sismica”;
- Rampa W: “V04VI15STRDC03 Appoggi e dispositivi di protezione sismica”.

### 11.1 Verifica nodi di continuità

Per le rampe di svincolo S, P, N del Viadotto Melara è previsto l'impiego di nodi longitudinali di continuità in corrispondenza dei tratti a 3 travi affiancate. Un esempio di tale nodo è riportato in Fig. 10.1.

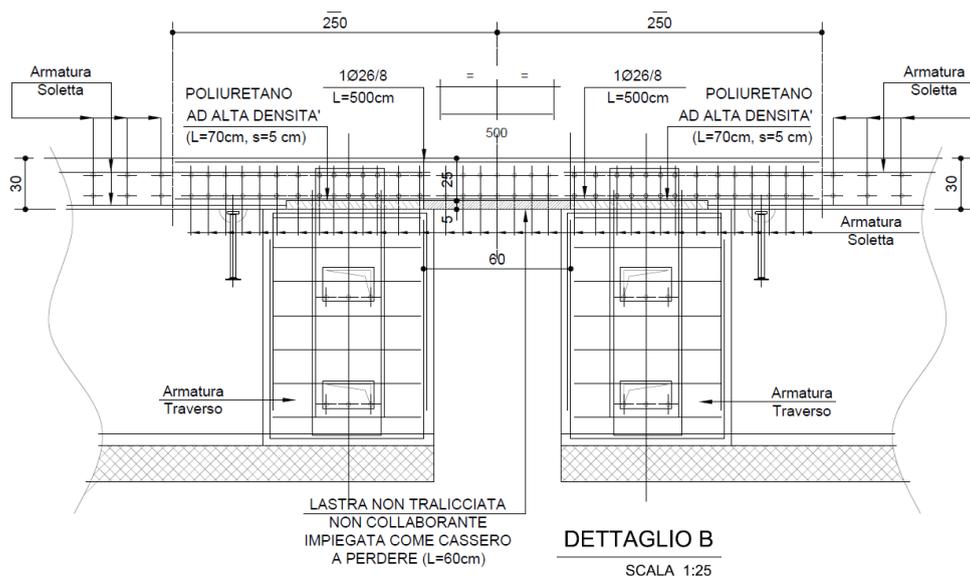


Fig. 10.1 – Nodo di continuità rampa N

Tali nodi di continuità devono resistere alle sollecitazioni indotte dalle rotazioni dell'impalcato e pertanto sono verificati a partire dai risultati ottenuti dai modelli di calcolo globale degli impalcato riportati all'interno del documento "V04VI12STRRE08". Il modello di riferimento che sarà utilizzato è quello che maggiormente sollecita gli impalcato a 3 travi denominato MELAS4.

Per la valutazione delle rotazioni da imporre alla soletta di continuità è necessario considerare le fasi realizzative della struttura; da ciò si evidenzia che la soletta è soggetta a sollecitazioni derivanti dai carichi permanenti e di ritiro di II fase e dai carichi variabili da traffico, mentre non risente di tutto ciò che accade prima non essendo ancora maturata.

Dal modello di impalcato MELAS4 si riportano le rotazioni in corrispondenza degli appoggi (valori caratteristici) dovute ai carichi permanenti di II fase (Caso di carico 35) e dei carichi variabili (Casi di carico da 1 a 8). In grassetto si evidenziano i valori massimi.

SPOSTAMENTI NODI		
CASO DI CARICO :	35 Perm II fase	COMBINAZIONE
N. 4 CONDIZIONI ANALISI STATICA		
3 Perm_cordoli	+ 1.00	

4 Perm\_pavimentazione + 1.00  
5 Perm\_sicurvia + 1.00  
6 Perm\_rete\_e\_veletta + 1.00

1) +1.00\*c003 +1.00\*c004 +1.00\*c005 +1.00\*c006  
Unità di misura: SX,SY,SZ [cm]; RX,RV,RZ [rad]

Coefficiente moltiplicativo: 1.000000

Nodo	SX	SY	SZ	RX	RY	RZ
94	0.000000	0.000000	0.000000	0.00002	0.00066	0.00000
95	0.000000	0.000000	0.000000	0.00000	0.00062	0.00000
96	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00003	<b>0.00066</b>	0.00000
97	0.000000	0.000000	0.000000	0.00002	-0.00066	0.00000
98	0.000000	0.000000	0.000000	0.00000	-0.00062	0.00000
99	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00003	-0.00066	0.00000

SPOSTAMENTI NODI

CASO DI CARICO : 1 Var CL\_MM COMBINAZIONE

N. 5 CONDIZIONI ANALISI STATICA

7 Distr\_C1 + 3.60  
8 Distr\_C2 + 1.00  
9 Distr\_Area\_rimantent + 1.00  
10 Q\_C1\_MM + 1.50  
14 Q\_C2\_MM + 1.00

1) +3.60\*c007 +1.00\*c008 +1.00\*c009 +1.50\*c010 +1.00\*c014  
Unità di misura: SX,SY,SZ [cm]; RX,RV,RZ [rad]

Coefficiente moltiplicativo: 1.000000

Nodo	SX	SY	SZ	RX	RY	RZ
94	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00002	0.00132	0.00000
95	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00002	0.00143	0.00000
96	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00007	0.00163	0.00000
97	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00002	-0.00132	0.00000
98	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00002	-0.00143	0.00000
99	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00007	-0.00163	0.00000

SPOSTAMENTI NODI

CASO DI CARICO : 2 Var CL\_MV COMBINAZIONE

N. 5 CONDIZIONI ANALISI STATICA

7 Distr\_C1 + 3.60  
8 Distr\_C2 + 1.00  
9 Distr\_Area\_rimantent + 1.00  
11 Q\_C1\_MV + 1.50  
15 Q\_C2\_MV + 1.00

1) +3.60\*c007 +1.00\*c008 +1.00\*c009 +1.50\*c011 +1.00\*c015  
Unità di misura: SX,SY,SZ [cm]; RX,RV,RZ [rad]

Coefficiente moltiplicativo: 1.000000

Nodo	SX	SY	SZ	RX	RY	RZ
94	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00002	0.00130	0.00000
95	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00002	0.00142	0.00000
96	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00007	<b>0.00165</b>	0.00000
97	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00002	-0.00119	0.00000
98	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00002	-0.00129	0.00000
99	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00006	-0.00145	0.00000

SPOSTAMENTI NODI

CASO DI CARICO : 3 Var CL\_VM COMBINAZIONE

N. 5 CONDIZIONI ANALISI STATICA

7 Distr\_C1 + 3.60  
8 Distr\_C2 + 1.00  
9 Distr\_Area\_rimantent + 1.00

12	Q_C1_VM	+	1.50			
16	Q_C2_VM	+	1.00			
1) +3.60*c007 +1.00*c008 +1.00*c009 +1.50*c012 +1.00*c016						
Unità di misura: SX,SY,SZ [cm]; RX,RY,RZ [rad]						
Coefficiente moltiplicativo: 1.000000						
Nodo	SX	SY	SZ	RX	RY	RZ
94	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00002	0.00109	0.00000
95	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00002	0.00121	0.00000
96	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00008	0.00144	0.00000
97	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00001	-0.00096	0.00000
98	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00001	-0.00103	0.00000
99	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00005	-0.00117	0.00000
SPOSTAMENTI NODI						
CASO DI CARICO : 4 Var C1_VV COMBINAZIONE						
N. 5 CONDIZIONI ANALISI STATICA						
7	Distr_C1	+	3.60			
8	Distr_C2	+	1.00			
9	Distr_Area_rimantent	+	1.00			
13	Q_C1_VV	+	1.50			
17	Q_C2_VV	+	1.00			
1) +3.60*c007 +1.00*c008 +1.00*c009 +1.50*c013 +1.00*c017						
Unità di misura: SX,SY,SZ [cm]; RX,RY,RZ [rad]						
Coefficiente moltiplicativo: 1.000000						
Nodo	SX	SY	SZ	RX	RY	RZ
94	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00001	0.00069	0.00000
95	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00001	0.00077	0.00000
96	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00008	0.00091	0.00000
97	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00001	-0.00066	0.00000
98	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00001	-0.00072	0.00000
99	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00004	-0.00083	0.00000
SPOSTAMENTI NODI						
CASO DI CARICO : 5 Var C2_MM COMBINAZIONE						
N. 5 CONDIZIONI ANALISI STATICA						
7	Distr_C1	+	1.00			
8	Distr_C2	+	3.60			
9	Distr_Area_rimantent	+	1.00			
10	Q_C1_MM	+	1.00			
14	Q_C2_MM	+	1.50			
1) +1.00*c007 +3.60*c008 +1.00*c009 +1.00*c010 +1.50*c014						
Unità di misura: SX,SY,SZ [cm]; RX,RY,RZ [rad]						
Coefficiente moltiplicativo: 1.000000						
Nodo	SX	SY	SZ	RX	RY	RZ
94	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00001	0.00144	0.00000
95	0.000000	0.000000	0.000000	0.00000	0.00147	0.00000
96	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00002	0.00149	0.00000
97	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00001	-0.00144	0.00000
98	0.000000	0.000000	0.000000	0.00000	-0.00147	0.00000
99	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00002	-0.00149	0.00000
SPOSTAMENTI NODI						
CASO DI CARICO : 6 Var C2_MV COMBINAZIONE						
N. 5 CONDIZIONI ANALISI STATICA						
7	Distr_C1	+	1.00			
8	Distr_C2	+	3.60			
9	Distr_Area_rimantent	+	1.00			
11	Q_C1_MV	+	1.00			

15 Q\_C2\_MV + 1.50

1) +1.00\*c007 +3.60\*c008 +1.00\*c009 +1.00\*c011 +1.50\*c015  
 Unità di misura: SX,SY,SZ [cm]; RX,RY,RZ [rad]

Coefficiente moltiplicativo: 1.000000

Nodo	SX	SY	SZ	RX	RY	RZ
94	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00001	0.00143	0.00000
95	0.000000	0.000000	0.000000	0.00000	0.00146	0.00000
96	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00002	0.00150	0.00000
97	0.000000	0.000000	0.000000	0.00000	-0.00130	0.00000
98	0.000000	0.000000	0.000000	0.00000	-0.00132	0.00000
99	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00001	-0.00133	0.00000

SPOSTAMENTI NODI

CASO DI CARICO : 7 Var C2\_VM COMBINAZIONE

N. 5 CONDIZIONI ANALISI STATICA

7	Distr_C1	+	1.00
8	Distr_C2	+	3.60
9	Distr_Area_rimament	+	1.00
12	Q_C1_VM	+	1.00
16	Q_C2_VM	+	1.50

1) +1.00\*c007 +3.60\*c008 +1.00\*c009 +1.00\*c012 +1.50\*c016  
 Unità di misura: SX,SY,SZ [cm]; RX,RY,RZ [rad]

Coefficiente moltiplicativo: 1.000000

Nodo	SX	SY	SZ	RX	RY	RZ
94	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00001	0.00122	0.00000
95	0.000000	0.000000	0.000000	0.00000	0.00126	0.00000
96	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00002	0.00129	0.00000
97	0.000000	0.000000	0.000000	0.00000	-0.00105	0.00000
98	0.000000	0.000000	0.000000	0.00000	-0.00106	0.00000
99	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00001	-0.00106	0.00000

SPOSTAMENTI NODI

CASO DI CARICO : 8 Var C2\_VW COMBINAZIONE

N. 5 CONDIZIONI ANALISI STATICA

7	Distr_C1	+	1.00
8	Distr_C2	+	3.60
9	Distr_Area_rimament	+	1.00
13	Q_C1_VW	+	1.00
17	Q_C2_VW	+	1.50

1) +1.00\*c007 +3.60\*c008 +1.00\*c009 +1.00\*c013 +1.50\*c017  
 Unità di misura: SX,SY,SZ [cm]; RX,RY,RZ [rad]

Coefficiente moltiplicativo: 1.000000

Nodo	SX	SY	SZ	RX	RY	RZ
94	0.000000	0.000000	0.000000	0.00000	0.00079	0.00000
95	0.000000	0.000000	0.000000	0.00000	0.00080	0.00000
96	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00003	0.00080	0.00000
97	0.000000	0.000000	0.000000	0.00000	-0.00075	0.00000
98	0.000000	0.000000	0.000000	0.00000	-0.00075	0.00000
99	0.000000	0.000000	0.000000	0.00000	-0.00073	0.00000

Le massime rotazioni sono relative al nodo 96 e assumono valore:

- Perm II fase 0.00066 rad
- Variabili da traffico 0.00165 rad

Per le verifiche da condurre sull'elemento soletta è necessario combinare tali valori per le varie combinazioni di carico previste dalla normativa. I valori combinati che si ottengono sono:

- $SLU = 1.35 \cdot (0.00066 + 0.00165) = 0.00312 \text{ rad};$
- $SLE_{rara} = 1.00 \cdot (0.00066 + 0.00165) = 0.00231 \text{ rad};$
- $SLE_{freq} = 1.00 \cdot 0.00066 + 0.75 \cdot 0.00165 = 0.00190 \text{ rad};$
- $SLE_{qp} = 1.00 \cdot 0.00066 + 0.00 \cdot 0.00165 = 0.00066 \text{ rad}.$

Gli schemi di carico significativi a cavallo del nodo di continuità che sono trattati sono 2 e consistono in:

- Schema 1: campata di SX e campata di DX caricate entrambe con carichi permanenti di II fase + carichi variabili da traffico → caso simmetrico;
- Schema 2: campata di SX caricata con permanenti di II fase + carichi variabili da traffico e campata di DX caricata solamente con carichi permanenti di II fase → caso asimmetrico.

Lo schema di carico 3 che prevede solo carichi permanenti di II fase sia lato SX che lato DX non risulta essere significativo.

Per poter valutare gli effetti delle rotazioni degli impalcati sulla soletta si è sviluppato un modello locale della soletta stessa imponendo le rotazioni di cui sopra alle due estremità. La sezione della soletta modellata è pari a quella reale (825x25) cm essendo presenti 5cm di predalle non tralicciata e non collaborante come cassero a perdere nella parte inferiore. La lunghezza libera di inflessione dell'asta della soletta è pari a 200cm dato che si considerano 50cm presenti tra una trave e l'altra + 75cm da ogni lato trave dove la soletta non è collegata né alla trave prefabbricata e né al traverso e pertanto libera di inflettersi.

Un dettaglio di quanto esposto è riportato in *Fig. 10.2*.

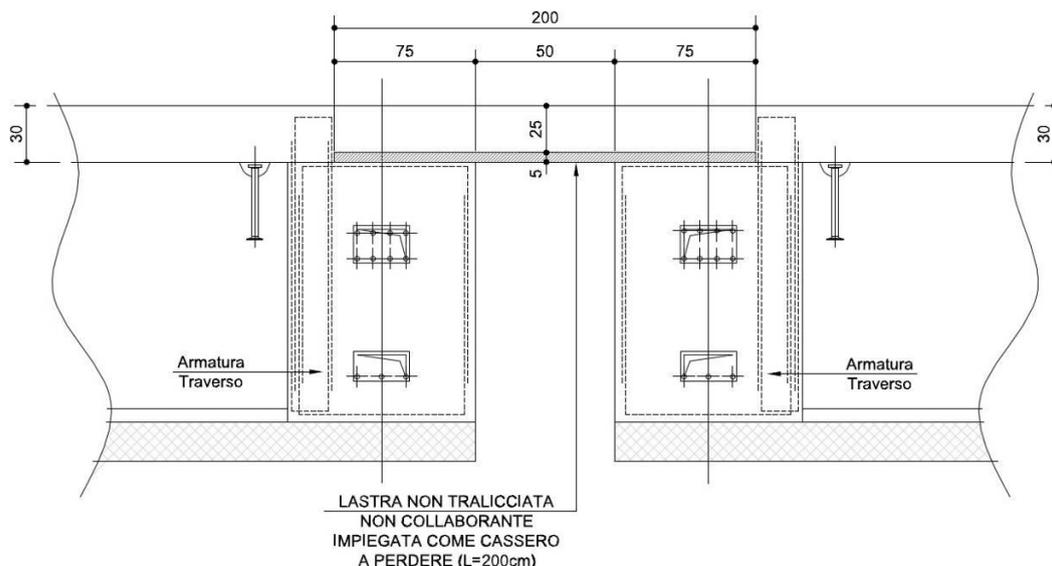


Fig. 10.2 – Dettaglio per valutazione lunghezza libera di inflessione soletta

In *Fig. 10.3* si riporta una vista di carpenteria del modello locale generato ed in *Fig. 10.4* la schematizzazione asta con definizione del sistema di riferimento globale. Le solette generate sono due per vedere simultaneamente su quella rossa l'effetto del carico simmetrico e su quella verde l'effetto del carico asimmetrico.

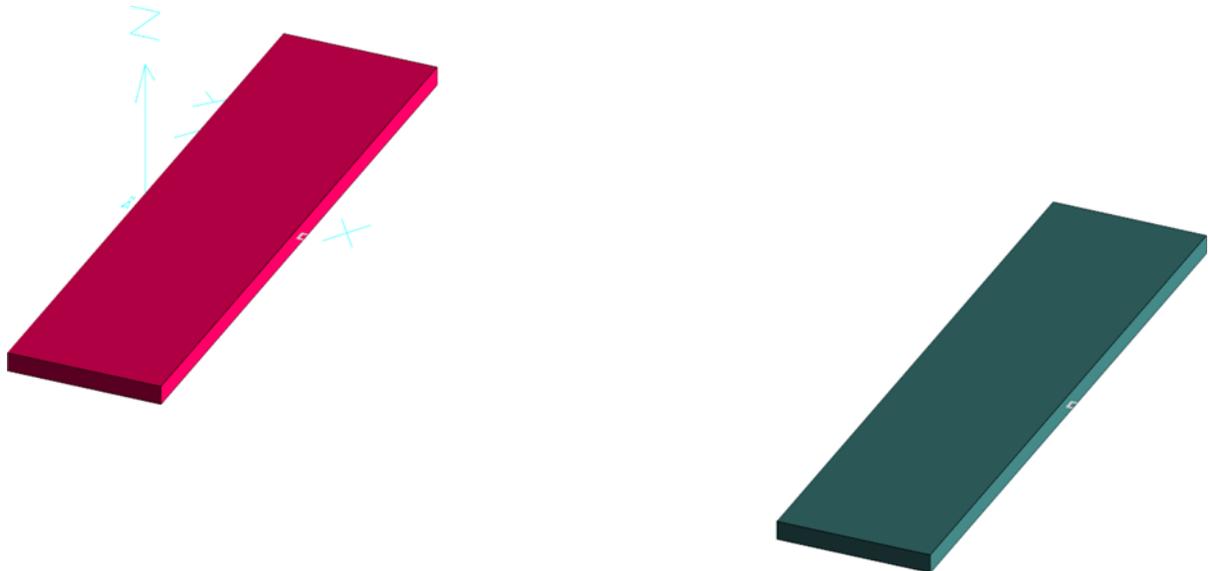


Fig. 10.3 – Modello locale soletta – Ingombri di carpenteria



Fig. 10.4 – Modello locale soletta – Asta e sist. Riferimento globale

Il modulo elastico della soletta utilizzato è quello valutato secondo la formulazione proposta dalle NTC2008 e, per un CLS C32/40, assume valore pari a  $E_{cm} = 336430 \text{ kg/cm}^2$ . In *Fig. 10.5* si riporta la schermata tratta dal software di calcolo.

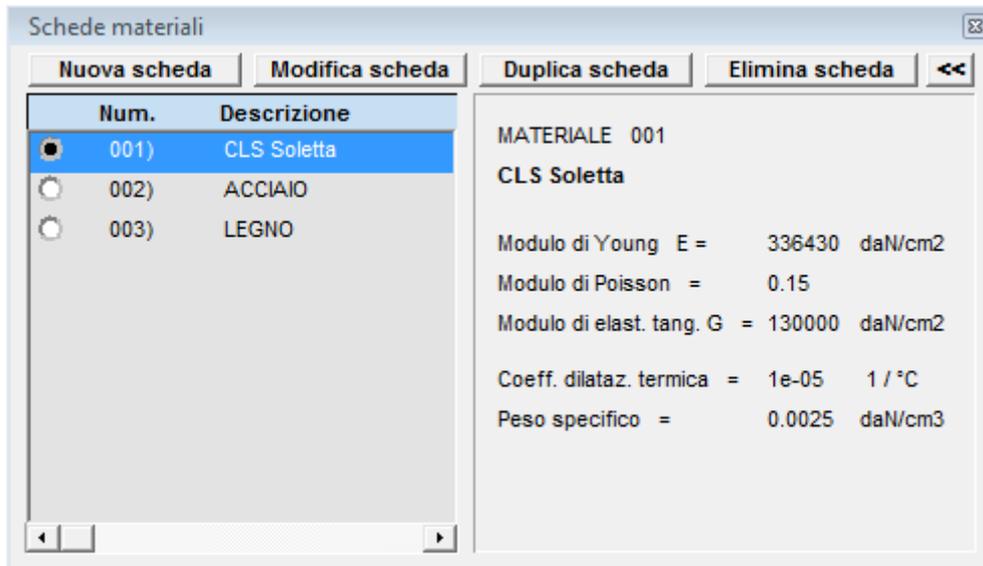


Fig. 10.5 – Modulo elastico soletta

In Fig. 10.6 si riporta un immagine della soletta deformata per effetto delle rotazioni caratteristiche dove è possibile apprezzare la differenza di deformazione tra il caso simmetrico ed il caso asimmetrico.

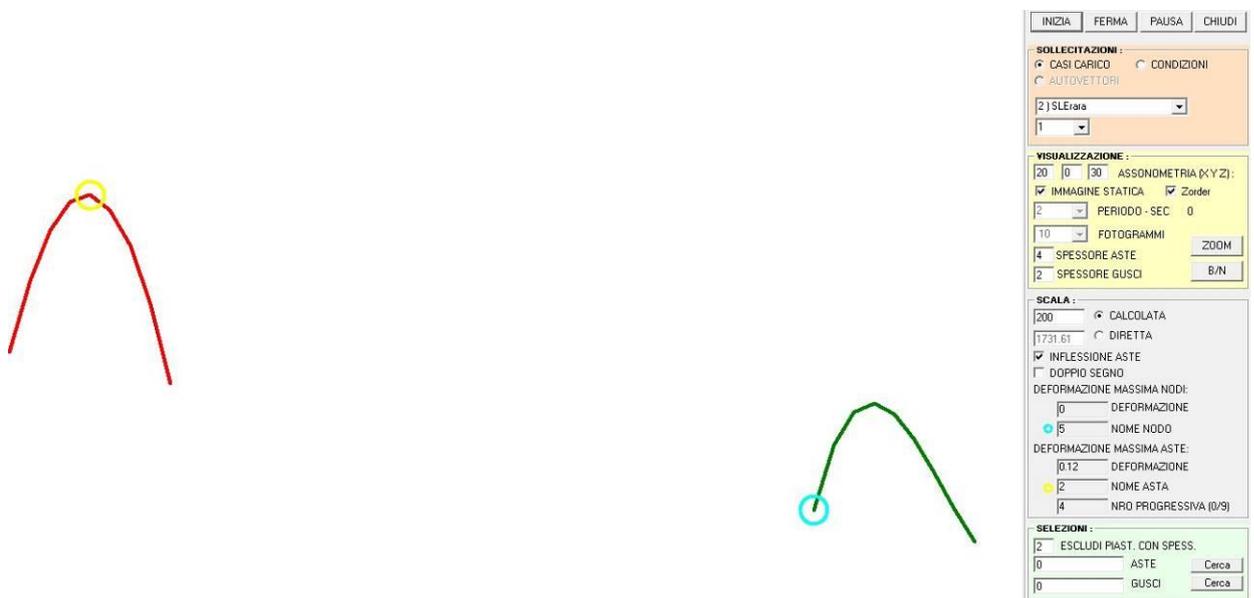


Fig. 10.6 – Deformata soletta di continuità SLerara

Di seguito si riportano le rotazioni di modello, le sollecitazioni e le verifiche condotte.

Per una migliore comprensione, in Fig. 10.7, si riporta la numerazione dei nodi di modello.

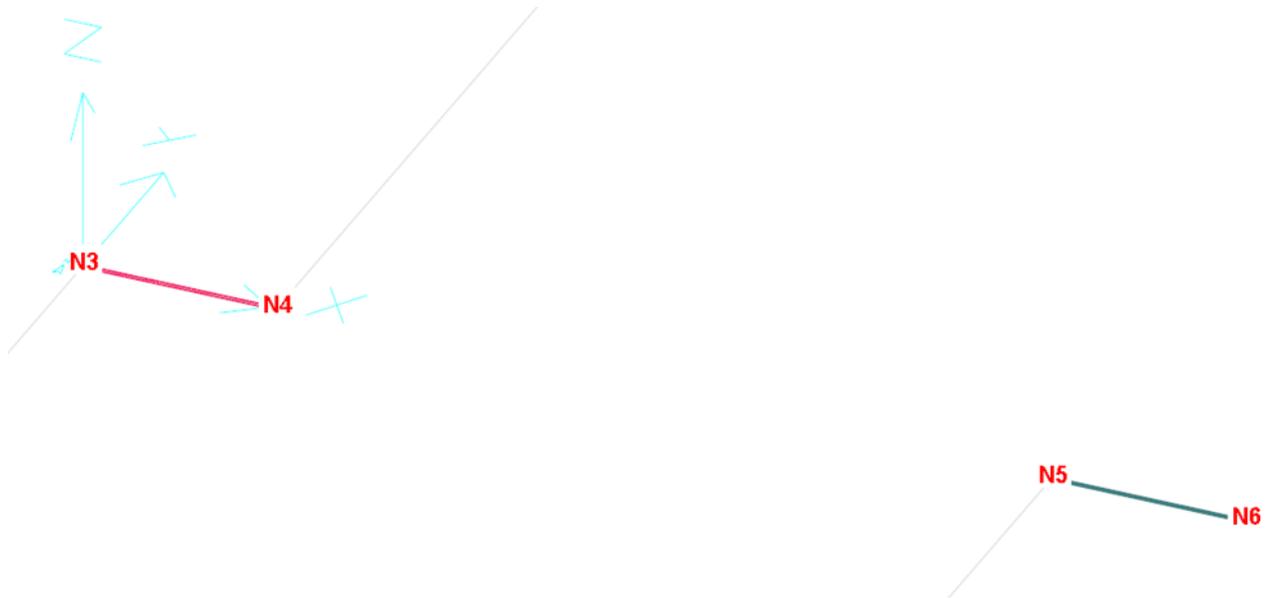


Fig. 10.7 – Numerazione dei nodi di modello

### 11.1.1 Verifiche a SLU (STR)

Le rotazioni alle estremità restituite dal modello locale della soletta sono riportate nel tabulato seguente.

SPOSTAMENTI NODI

CASO DI CARICO : 1 SLU COMBINAZIONE

N. 2 CONDIZIONI ANALISI STATICA

1	Perm_II_fase	+	1.35
2	Var._traffico	+	1.35

1) +1.35\*c001      +1.35\*c002  
 Unità di misura: SX,SY,SZ [cm]; RX,RY,RZ [rad]

Coefficiente moltiplicativo: 1.000000

Nodo	SX	SY	SZ	RX	RY	RZ
3	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00312	0.000000
4	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.00312	0.000000
5	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00312	0.000000
6	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.00089	0.000000

I valori di rotazione imposti sono verificati. Si riportano ora le sollecitazioni sviluppate all'interno dell'asta soletta.

**IMPORTA SOLLECITAZIONI DA 3D**

**SEZIONI ASTE O NODI**

ASTE:  TUTTE CERCA

PROGR.:  TUTTE

NODI:  TUTTI CERCA

COMPONENTI STRINGA DI ELEMENTI ANALIZZATI DA RICERCA

**SOLLECITAZIONI**

CASI DI CARICO:  TUTTI A

SESTETTI:  TUTTI

CONDIZ.:  TUTTI A

Esempio per selezionare: 1,3,5-7

RICERCA   IMPORTA   CHIUDI

ELIMINA DOPPI AUTOMATICO    NUMERO DECIMALI

ELIMINA PREESISTENTI

MASSIMO	Mdz	Mdy	Nor	Tz	Ty	Mt	Caso	Ses.	Coa.	Asta	Prog.
<input checked="" type="checkbox"/> Mdz -	-18761450	0	0	0	115163	0	1	1	-	3	1
<input checked="" type="checkbox"/> Mdz +	4271192	0	0	0	115163	0	1	1	-	3	9
<input type="checkbox"/> Mdy -	-11270201	0	0	0	0	0	1	1	-	2	1
<input type="checkbox"/> Mdy +	-11270201	0	0	0	0	0	1	1	-	2	1
<input type="checkbox"/> Nor -	-11270201	0	0	0	0	0	1	1	-	2	1
<input type="checkbox"/> Nor +	-11270201	0	0	0	0	0	1	1	-	2	1
<input type="checkbox"/> Ecc.Z -	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<input type="checkbox"/> Ecc.Z +	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<input type="checkbox"/> Ecc.Y -	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<input type="checkbox"/> Ecc.Y +	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<input type="checkbox"/> Tdz -	-11270201	0	0	0	0	0	1	1	-	2	1
<input type="checkbox"/> Tdz +	-11270201	0	0	0	0	0	1	1	-	2	1
<input type="checkbox"/> Tdy -	-11270201	0	0	0	0	0	1	1	-	2	1
<input type="checkbox"/> Tdy +	-18761450	0	0	0	115163	0	1	1	-	3	1
<input type="checkbox"/> Mt -	-11270201	0	0	0	0	0	1	1	-	2	1
<input type="checkbox"/> Mt +	-11270201	0	0	0	0	0	1	1	-	2	1

Sollecitazioni soletta di continuità a SLU

La sezione risulta essere armata con  $\Phi 26/8$  lato superiore e con  $\Phi 26/8$  lato inferiore.

La massima sollecitazione flettente agente nella sezione è, come detto, ricavata a partire dai modelli di calcolo globale degli impalcati riportati nella relazione "V04VII2STRRE08" e fa riferimento ai carichi permanenti, di ritiro di II fase e dai carichi variabili da traffico:

$$M_{Ed} = 2002 \text{ kNm}$$

Per quanto riguarda la sollecitazione assiale questa viene valutata, in riferimento allo stato limite in condizioni sismiche SLC, tenendo conto delle possibili variazioni nel tempo delle proprietà caratteristiche degli isolatori, che possono subire modifiche dovute all'invecchiamento, alla temperatura e alla storia di carico.

La sollecitazione assiale derivante dalle analisi di calcolo viene quindi opportunamente maggiorata in funzione del possibile aumento di rigidità nel tempo degli isolatori.

Questa variabilità è tenuta in conto (come richiesto per le costruzioni in classe d'uso III e IV al paragrafo 7.10.5.1 del D.M. 14.01.2008) in accordo alla Norma EN1998-2 [punto 7.5.2.4 (2)P], tramite l'utilizzo di due gruppi di caratteristiche del sistema di isolamento:

- proprietà di progetto limiti superiori [*Upper Bound Design Properties* (UBDP)]
- proprietà di progetto limiti inferiori [*Lower Bound Design Properties* (LBDP)]

In generale devono essere effettuate due distinte analisi, una usando l'UBDP, ed un'altra usando l'LBDP.

L'analisi con UBDP conduce in genere alle azioni massime su sottostrutture ed impalcato, mentre quella con LBDP porta ai massimi spostamenti dei dispositivi di isolamento.

I valori di progetto UBDP e LBDP per la rigidità  $K$  sono calcolati in accordo alle EN1998-2 (Appendici J e JJ), secondo quanto riportato di seguito.

### **Fattori correttivi per la soglia superiore della costante di rigidità $K$**

- Fattore di invecchiamento (Tab. JJ.1):  $\lambda_{\max,f1} = 1.20$   $\lambda_{U,f1} = 1.18$
  - Fattore di temperatura (J.1 (2)):  $\lambda_{\max,f2} = 1.18$   $\lambda_{U,f2} = 1.16$
- Min. temp. in condizioni sismiche:  $T_{\min,b} = \psi_2 T_{\min} + \Delta t_1 = 7.5 \text{ }^\circ\text{C}$
- $T_{\min} = 0^\circ\text{C}$
- $\psi_2 = 0.50$
- $\Delta t_1 = 7.5 \text{ }^\circ\text{C}$

- Fattore di alterazione sup. (Tab. JJ.3):  $\lambda_{\max,f3} = 1.00$   $\lambda_{U,f3} = 1.00$
- Fattore di accumulo dello spost. (Tab. JJ.4):  $\lambda_{\max,f4} = 1.00$   $\lambda_{U,f4} = 1.00$
  
- Fattore di combinazione (Tab. J.2):  $\psi_{f1} = 0.90$  (classe di importanza 3)
- Coefficienti correttivi (J.2 (2)):  $\lambda_{U,fi} = 1 + (\lambda_{\max,fi} - 1) \cdot \psi_{f1}$

### Fattori correttivi per la soglia inferiore della costante di rigidezza K

In generale, per gli isolatori elastomerici più comunemente utilizzati, si assumono i coefficienti unitari (J.2 (3)):

$$\lambda_{\min,f1} = \lambda_{\min,f2} = \lambda_{\min,f3} = \lambda_{\min,f4} = 1.00$$

Si hanno quindi i seguenti fattori correttivi da utilizzare nelle analisi (i valori calcolati devono essere corretti del  $\pm 20\%$  in accordo al punto 8.3.1.1 della EN 15129):

- UBDP:  $K_{UB} = (K + 20\%) \cdot (\lambda_{U,f1} \cdot \lambda_{U,f2} \cdot \lambda_{U,f3} \cdot \lambda_{U,f4}) = K \cdot 1.64$
- LBDP:  $K_{LB} = (K - 20\%) = K \cdot 0.80$

Le caratteristiche degli smorzatori in progetto sono:

- smorzamento:  $\xi_b \geq 10\%$
- rigidezza nominale:  $k_b = 1,60 \text{ kN/mm}$

Per la verifica del corretto dimensionamento del sistema di isolamento si è seguita una procedura di calcolo semplificata iterativa adottando una rigidezza totale equivalente iniziale, per determinare il periodo di oscillazione, e confrontando la rigidezza ottenuta, data dal rapporto tra il taglio sismico e lo spostamento, con quella ipotizzata. Le iterazioni si ripetono fino a quando la rigidezza ottenuta risulta uguale al valore ipotizzato.

Il periodo di oscillazione viene valutato come:  $T = 2\pi\sqrt{(M/K)}$

dove M è la massa sismica eccitata.

Il taglio sismico viene quindi ottenuto moltiplicando la massa sismica per il valore della accelerazione di progetto corrispondente al periodo di oscillazione.

Il riferimento è lo spettro di accelerazione relativo allo stato limite SLC valutato con uno smorzamento pari al 10%.

Nei paragrafi seguenti, si riportano i dettagli delle valutazioni eseguite per i viadotti delle rampe N, P ed S, provvisti di isolatori sismici (valori riportati sono quelli ottenuti al termine delle iterazioni di calcolo).

### 11.1.2 Verifica a SLU (STR) - Viadotto rampa N

	n.ro isolatori	SLC	Carico	Fh	Fh	Rigid.	rig. tot.	Rigid.	Rigid.	Rigid.	Rigid.	Fh UBDDP singolo appoggio	Fh UBDDP totale
		Carico verticale singolo appoggio	verticale totale	singolo appoggio	totale	singolo isolatore		singolo isolatore	Totale	singolo isolatore	Totale		
		kN	kN	kN	kN	kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN	kN
spalla	3	1030	3090	119,99	359,97	1,41	4,23	2,32	6,97	1,13	3,39	197,43	592,29
pila 1	6	1070	6420	124,65	747,90	1,47	8,80	2,41	14,48	1,17	7,04	205,10	1230,59
pila 2	6	1135	6810	132,22	793,33	1,56	9,33	2,56	15,36	1,24	7,47	217,56	1305,34
pila 3	6	1141	6846	132,92	797,53	1,56	9,38	2,57	15,44	1,25	7,51	218,71	1312,24
pila 4	3	984	2952	114,63	343,89	1,35	4,05	2,22	6,66	1,08	3,24	188,61	565,84
			26118		3042,62		35,80		58,90		28,64		5006,31

- Massa sismica totale:  $M = 26118 \text{ kN} / g = 2662.39 \text{ kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$
- Rigidezza totale equivalente:  $K = 35.80 \text{ kN/mm} = 35800 \text{ kN/m}$
- Periodo di oscillazione:  $T = 1.7136 \text{ s}$
- Accelerazione (da spettro SLC):  $S_E(T) = 0.1165 \text{ g}$
- Taglio sismico totale:  $H_E = 26118 \text{ kN} \cdot 0.1165 = 3042.62 \text{ kN}$
- Spostamento:  $\delta = 3042.62 / 35.80 = 85 \text{ mm}$

### 11.1.3 Verifica a SLU (STR) - Viadotto rampa P

	n.ro isolatori	SLC	Carico	Fh	Fh	Rigid.	rig. tot.	Rigid.	Rigid.	Rigid.	Rigid.	Fh UBDDP singolo appoggio	Fh UBDDP totale
		Carico verticale singolo appoggio	verticale totale	singolo appoggio	totale	singolo isolatore		singolo isolatore	Totale	singolo isolatore	Totale		
		kN	kN	kN	kN	kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN	kN
pila 6	3	1036	3108	120,69	362,07	1,42	4,26	2,34	7,01	1,14	3,41	198,58	595,75
pila 7	6	1093	6558	127,33	763,99	1,50	8,99	2,46	14,79	1,20	7,19	209,51	1257,06
Spalla B	3	1056	3168	123,02	369,06	1,45	4,34	2,38	7,14	1,16	3,47	202,42	607,25
			12834		1495,13		17,59		28,94		14,07		2460,07

- Massa sismica totale:  $M = 12834 \text{ kN} / g = 1308.26 \text{ kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$
- Rigidezza totale equivalente:  $K = 17.59 \text{ kN/mm} = 17590 \text{ kN/m}$
- Periodo di oscillazione:  $T = 1.7135 \text{ s}$
- Accelerazione (da spettro SLC):  $S_E(T) = 0.1165 \text{ g}$
- Taglio sismico totale:  $H_E = 12834 \text{ kN} \cdot 0.1165 = 1495.13 \text{ kN}$
- Spostamento:  $\delta = 1495.13 / 17.59 = 85 \text{ mm}$

### 11.1.4 Verifica a SLU (STR) - Viadotto rampa S

	n.ro isolatori	SLC	Carico	Fh	Fh	Rigid.	Rigid.	Rigid.	Rigid.	Rigid.	Fh	Fh		
		Carico verticale singolo appoggio	verticale totale	singolo appoggio	totale	singolo isolatore	singolo isolatore	Totale	singolo isolatore	Totale	UBDP	UBDP		
		kN	kN	kN	kN	kN/mm	rig. tot.	Upper Bound	Upper Bound	Lower Bound	Lower Bound	Lower Bound	kN	kN
spalla S	3	1040	3120	121,16	363,47	1,43	4,28	2,35	7,04	1,14	3,42	199,35	598,04	
pila 1	6	1088	6528	126,75	760,48	1,49	8,95	2,45	14,72	1,19	7,16	208,55	1251,29	
pila 2	6	1038	6228	120,92	725,53	1,42	8,54	2,34	14,04	1,14	6,83	198,96	1193,79	
pila 3	6	1036	6216	120,69	724,14	1,42	8,52	2,34	14,02	1,14	6,82	198,58	1191,49	
pila 4	3	1007	3021	117,31	351,93	1,38	4,14	2,27	6,81	1,10	3,31	193,02	579,07	
			25113		2925,55		34,42		56,63		27,53		4813,68	

- Massa sismica totale:  $M = 25113 \text{ kN} / g = 2559.94 \text{ kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$
- Rigidezza totale equivalente:  $K = 34.42 \text{ kN/mm} = 34420 \text{ kN/m}$
- Periodo di oscillazione:  $T = 1.7136 \text{ s}$
- Accelerazione (da spettro SLC):  $S_E(T) = 0.1165 \text{ g}$
- Taglio sismico totale:  $H_E = 25113 \text{ kN} \cdot 0.1165 = 2925.55 \text{ kN}$
- Spostamento:  $\delta = 2925.55 / 34.42 = 85 \text{ mm}$

### 11.1.5 Risultati delle verifiche SLU (STR)

Come si può rilevare dalle tabelle sopra riportate, le massime sollecitazioni assiali in condizioni sismiche SLC sono le seguenti:

- Viadotto rampa N:  $N_{\max} = \pm 797.53 \text{ kN}$
- Viadotto rampa P:  $N_{\max} = \pm 763.99 \text{ kN}$
- Viadotto rampa S:  $N_{\max} = \pm 760.48 \text{ kN}$

Nelle verifiche strutturali si adotta pertanto una sollecitazione assiale pari a:

$$N_{Ed} = \pm 800 \text{ kN}$$

Nelle stesse tabelle sopra riportate sono evidenziati i valori delle rigidezze degli isolatori sia per la condizione UBDP che per la LBDP.

Ai valori inferiori di rigidezza  $K_{(LBDP)} = K \cdot 0.80$ , corrisponde uno spostamento massimo pari a:

$$\delta_{\max} = H_E / K_{(LBDP)} = 106,25 \text{ mm}$$

Tale valore è quindi compatibile con i massimi spostamenti valutati con i modelli di calcolo e con le caratteristiche dei giunti di progetto.

I valori maggiori di rigidezza, corrispondenti alla condizione UBDP, determinano invece un aumento delle sollecitazioni agenti nell'impalcato del 64% ( $K_{UBDP} = K \cdot 1.64$ ).

Tale aumento viene quindi considerato nelle verifiche della soletta di continuità prevista sulle pile.

Le sollecitazioni di verifica per la soletta di continuità adottate sono pertanto le seguenti:

$$M_{Ed} = 2002 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = \pm 800 \cdot 1.64 = \pm 1312 \text{ kN}$$

Di seguito si riportano le schede di verifica strutturale SLU relative.

## Verifica a Tenso-Flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica SLU 1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	850	25	1	546,86	4
			2	546,86	21

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> -1312 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 2002 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

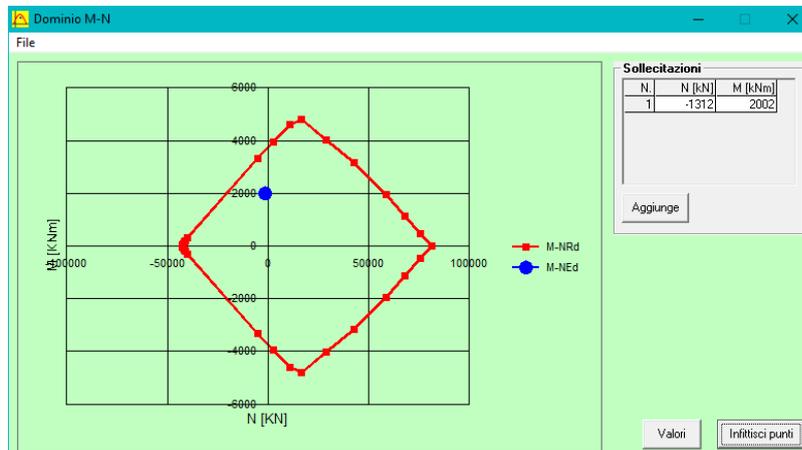
Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviate

Materiali  
 B450C C32/40  
 ε<sub>su</sub> 67.5 % ε<sub>c2</sub> 2 %  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 %  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18.13  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 % σ<sub>c,adm</sub> 12.25  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
 τ<sub>c1</sub> 2.114

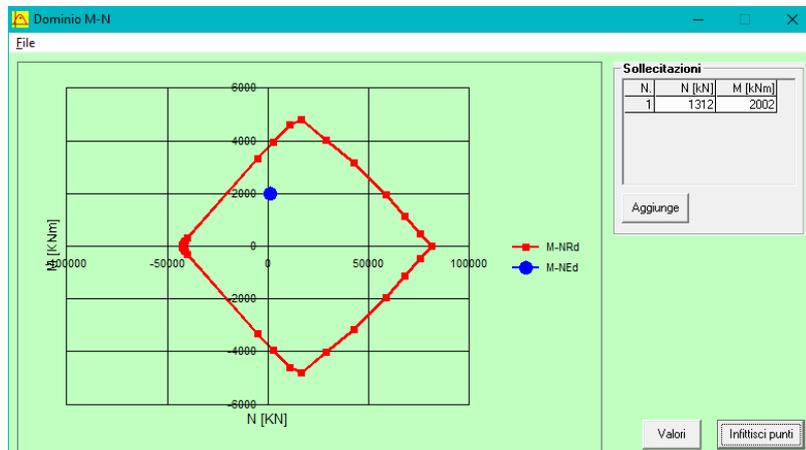
M<sub>xRd</sub> 3.639 kN m  
 σ<sub>c</sub> -18.13 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 3.5 %  
 ε<sub>s</sub> 8.81 %  
 d 21 cm  
 x 5.971 x/d 0.2843  
 δ 0.7954

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso



Il fattore di sicurezza ottenuto è pari a 1.82 e pertanto la verifica risulta essere soddisfatta.

## Verifica a Presso-Flessione



Il fattore di sicurezza ottenuto è pari a 1.93 e pertanto la verifica risulta essere soddisfatta.

Da evidenziare che stante le oggettive difficoltà di modellazione delle solette di continuità, anche in relazione alla concomitanza di azioni locali, trasversali e torsionali agenti in contemporanea sulle stesse, le armature previste si ritengono adeguate e non riducibili.

### 11.1.6 Verifica a SLE Rara – Limitazione delle tensioni

Le rotazioni alle estremità restituite dal modello locale della soletta sono riportate nel tabulato seguente.

SPOSTAMENTI NODI

CASO DI CARICO : 2 SLErara COMBINAZIONE

N. 2 CONDIZIONI ANALISI STATICA

1	Perm_II_fase	+	1.00
2	Var._traffico	+	1.00

1) +1.00\*c001      +1.00\*c002  
 Unità di misura:      SX,SY,SZ [cm]; RX,RY,RZ [rad]

Coefficiente moltiplicativo:      1.000000

Nodo		SX	SY	SZ	RX	RY	RZ
3		0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00231	0.000000
4		0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.00231	0.000000
5		0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00231	0.000000
6		0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.00066	0.000000

I valori di rotazione imposti sono verificati. Si riportano ora le sollecitazioni sviluppate all'interno dell'asta soletta.

**SEZIONI ASTE O NODI**

ASTE: 2,2-3    TUTTE    CERCA

PROGR.: 1-3    TUTTE

NODI: 1    TUTTI    CERCA

COMPONI STRINGA DI ELEMENTI ANALIZZATI DA RICERCA

**SOLLECITAZIONI**

CASI DI CARICO: 2    TUTTI    A

SESTETTI: 0    TUTTI

CONDIZ.: 0    TUTTI    A

Esempio per selezionare: 1,3,5-7

RICERCA    IMPORTA    CHIUDI     ELIMINA DOPPI AUTOMATICO    0    NUMERO DECIMALI

ELIMINA PREESISTENTI

MASSIMO	Mdz	Mdy	Nor	Tz	Ty	Mt	Caso	Ses.	Coa.	Asta	Prog.
<input checked="" type="checkbox"/>	Mdz -	-13897370	0	0	0	85306	2	1	-	3	1
<input checked="" type="checkbox"/>	Mdz +	3163846	0	0	0	85306	2	1	-	3	3
<input type="checkbox"/>	Mdy -	-8348297	0	0	0	0	2	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Mdy +	-8348297	0	0	0	0	2	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Nor -	-8348297	0	0	0	0	2	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Nor +	-8348297	0	0	0	0	2	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Ecc.Z -	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<input type="checkbox"/>	Ecc.Z +	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<input type="checkbox"/>	Ecc.Y -	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<input type="checkbox"/>	Ecc.Y +	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<input type="checkbox"/>	Tdz -	-8348297	0	0	0	0	2	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Tdz +	-8348297	0	0	0	0	2	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Tdy -	-8348297	0	0	0	0	2	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Tdy +	-13897370	0	0	0	85306	2	1	-	3	1
<input type="checkbox"/>	Mt -	-8348297	0	0	0	0	2	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Mt +	-8348297	0	0	0	0	2	1	-	2	1

Sollecitazioni soletta di continuità a SLE Rara

La sezione risulta essere armata con  $\Phi 26/8$  lato superiore e con  $\Phi 26/8$  lato inferiore.

Di seguito si riporta il tabulato di verifica a SLE Rara:

Sollecitazioni agenti:

$$M_{Ed} = 1389.74 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = \pm 300.00 \text{ kN}$$

N (kN)	M (kNm)	h (cm)	d (cm)	$\phi$ (mm)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	chk $\sigma_c$	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	chk $\sigma_s$
-300,00	1389,74	25,00	21,00	26,00	547,00	8,72	ok	149,40	ok
300,00	1389,74	25,00	21,00	26,00	547,00	8,86	ok	144,10	ok

Le NTC2008 stabiliscono delle limitazioni tensionali per la combinazione SLE rara pari a:

- Lato CLS:  $\sigma_{c,max} = 0.60 \cdot f_{ck} = 0.60 \cdot 32 \text{ N/mm}^2 = 19.20 \text{ N/mm}^2$
- Lato ACCIAIO:  $\sigma_{s,max} = 0.80 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 450 \text{ N/mm}^2 = 360 \text{ N/mm}^2$

Le massime tensioni agenti nei materiali risultano essere inferiori ai limiti di normativa e pertanto la verifica di limitazione tensionale per la combinazione SLE Rara delle azioni risulta essere soddisfatta.



La sezione risulta essere armata con  $\Phi 26/8$  lato superiore e con  $\Phi 26/8$  lato inferiore.

Di seguito si riporta il tabulato di verifica a SLE Freq:

Sollecitazioni agenti:

$$M_{Ed} = 1101.94 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = \pm 300.00 \text{ kN}$$

N (kN)	M (kNm)	h (cm)	d (cm)	$\phi$ (mm)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	chk $\sigma_c$	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	chk $\sigma_s$	x (cm)	hc,eff (cm)	Ac,eff (cm <sup>2</sup> )	$\rho$ ,eff	$\epsilon$ ,sm	$\Delta$ ,smax (mm)	Wd (mm)	chk w
-300,00	1101,94	25,00	21,00	26,00	547,00	6,90	ok	119,00	ok	9,77	5,08	4315,17	0,1268	0,000485	48	0,024	ok
300,00	1101,94	25,00	21,00	26,00	547,00	7,04	ok	113,70	ok	10,11	4,96	4218,83	0,1297	0,000461	48	0,022	ok

Le massime tensioni agenti nei materiali risultano essere inferiori ai limiti di normativa e pertanto la verifica di limitazione tensionale per la combinazione SLE Freq delle azioni risulta essere soddisfatta.

Le NTC2008 stabiliscono, per una condizione ambientale aggressiva (XF3) i seguenti limiti di apertura delle fessure.

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

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

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

La massima apertura delle fessure per la combinazione SLE Freq è pari a 0.024 mm < 0.30 mm e pertanto la verifica risulta essere superata.

### 11.1.8 Verifica a SLE QP – Limitazione delle tensioni e fessurazione

Le rotazioni alle estremità restituite dal modello locale della soletta sono riportate nel tabulato seguente.

SPOSTAMENTI NODI

CASO DI CARICO : 4 SLEqp COMBINAZIONE

N. 1 CONDIZIONI ANALISI STATICA  
 1 Perm\_II\_fase + 1.00

1) +1.00\*c001  
 Unità di misura: SX,SY,SZ [cm]; RX,RY,RZ [rad]

Coefficiente moltiplicativo: 1.000000

Nodo	SX	SY	SZ	RX	RY	RZ
3	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00066	0.000000
4	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.00066	0.000000
5	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.00066	0.000000
6	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.00066	0.000000

I valori di rotazione imposti sono verificati. Si riportano ora le sollecitazioni sviluppate all'interno dell'asta soletta.

**IMPORTA SOLLECITAZIONI DA 3D**

**SEZIONI ASTE O NODI**

ASTE:  TUTTE CERCA

PROGR:  TUTTE

NODI:  TUTTI CERCA

COMPONI STRINGA DI ELEMENTI ANALIZZATI DA RICERCA

**SOLLECITAZIONI**

CASI DI CARICO:  TUTTI A

SESTETTI:  TUTTI

CONDIZ.:  TUTTI A

Esempio per selezionare: 1,3, 5 - 7

RICERCA IMPORTA CHIUDI

ELIMINA DOPPI AUTOMATICO 0

ELIMINA PREESISTENTI

NUMERO DECIMALI

MASSIMO	Mdz	Mdy	Nor	Tz	Ty	Mt	Caso	Ses.	Coa.	Asta	Prog.
<input checked="" type="checkbox"/>	Mdz -	-2385228	0	0	0	0	4	1	-	2	1
<input checked="" type="checkbox"/>	Mdz •	-2385228	0	0	0	0	4	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Mdy -	-2385228	0	0	0	0	4	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Mdy •	-2385228	0	0	0	0	4	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Nor -	-2385228	0	0	0	0	4	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Nor •	-2385228	0	0	0	0	4	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Ecc.Z -	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<input type="checkbox"/>	Ecc.Z •	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<input type="checkbox"/>	Ecc.Y -	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<input type="checkbox"/>	Ecc.Y •	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<input type="checkbox"/>	Tdz -	-2385228	0	0	0	0	4	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Tdz •	-2385228	0	0	0	0	4	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Tdy -	-2385228	0	0	0	0	4	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Tdy •	-2385228	0	0	0	0	4	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Mt -	-2385228	0	0	0	0	4	1	-	2	1
<input type="checkbox"/>	Mt •	-2385228	0	0	0	0	4	1	-	2	1

Sollecitazioni soletta di continuità a SLE QP

La sezione risulta essere armata con  $\Phi 26/8$  lato superiore e con  $\Phi 26/8$  lato inferiore.

Di seguito si riporta il tabulato di verifica a SLE QP:

Sollecitazioni agenti:

$$M_{Ed} = 238.53 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = \pm 300.00 \text{ kN}$$

N (kN)	M (kNm)	h (cm)	d (cm)	$\phi$ (mm)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	chk $\sigma_c$	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	chk $\sigma_s$	x (cm)	hc,eff (cm)	Ac,eff (cm <sup>2</sup> )	$\rho$ ,eff	$\epsilon$ ,sm	$\Delta$ ,smax (mm)	Wd (mm)	chk w
-300,00	238,53	25,00	21,00	26,00	547,00	1,44	ok	27,83	ok	9,16	5,28	4488,00	0,1219	0,000080	50	0,004	ok
300,00	238,53	25,00	21,00	26,00	547,00	1,58	ok	22,59	ok	10,75	4,75	4037,50	0,1355	0,000065	46	0,003	ok

Le NTC2008 stabiliscono delle limitazioni tensionali per la combinazione SLE qp pari a:

- Lato CLS:  $\sigma_{c,max} = 0.45 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot 32 \text{ N/mm}^2 = 14.40 \text{ N/mm}^2$

Le massime tensioni agenti nei materiali risultano essere inferiori ai limiti di normativa e pertanto la verifica di limitazione tensionale per la combinazione SLE QP delle azioni risulta essere soddisfatta.

La massima apertura delle fessure per la combinazione SLE qp è pari a  $0.004 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$  e pertanto la verifica risulta essere superata.