



PROVINCIA DI BOLOGNA

Settore Lavori Pubblici

STRADA

S.P. 569 "DI VIGNOLA"

LAVORO

**COMPLETAMENTO DELLA VARIANTE GENERALE ALLA
S.P. 569 E VARIANTE ALLA S.P. 27 E ALLA S.P. 78 NEI
COMUNI DI CREPELLANO E BAZZANO**

ELABORATO

RELAZIONI E CALCOLI STRUTTURE
OPERE D'ARTE PRINCIPALI
VARIANTE S.P. N°569 DI "VIGNOLA"

SOTTOPASSI STRADALE E FERROVIARIO VIA CA' ROSSA prog. km 7+512
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

PROGETTAZIONE GENERALE

PROGETTISTA

Geom. Emanuele Tracchi

Dott. Ing. Marco Ferrarini

Dott. Ing. Chiara Ferrari

P.i.e. Stefano Romagnoli

Geom. Federico Vannucchi

IL DIRIGENTE DEL SERVIZIO
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Pietro Luminasi

Servizio
Progettazione
e Costruzioni
Stradali

DATA LUGLIO 2013

N.

B.2.1.13

SCALA

-

RIFERIMENTO :

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTAZIONE STRUTTURALE



1

09/12/2013

revisione

0

16/07/2013

emissione

REVISIONE

DATA

MODIFICA

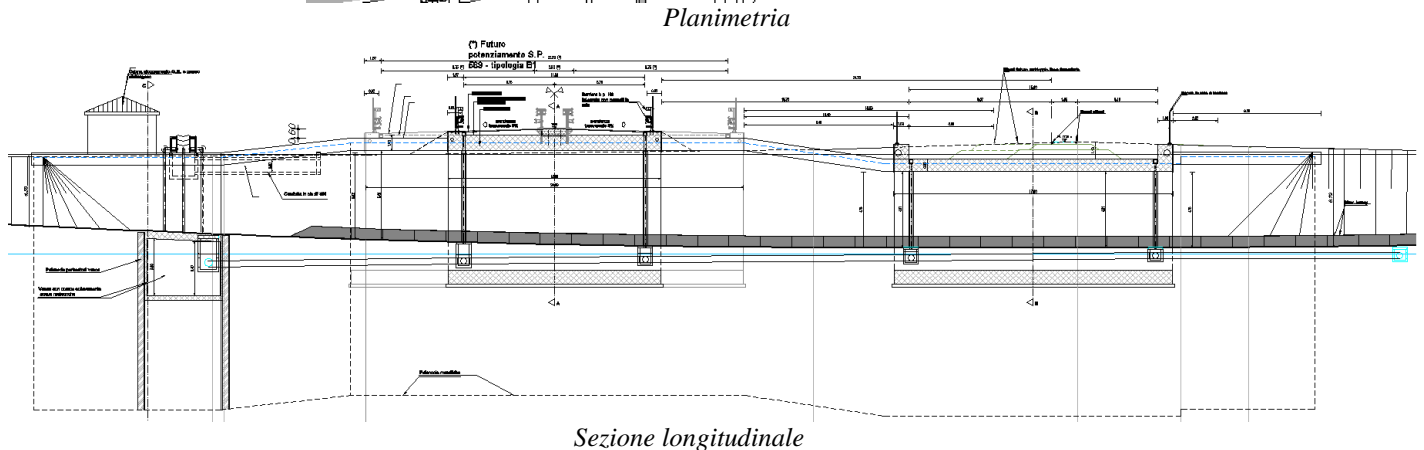
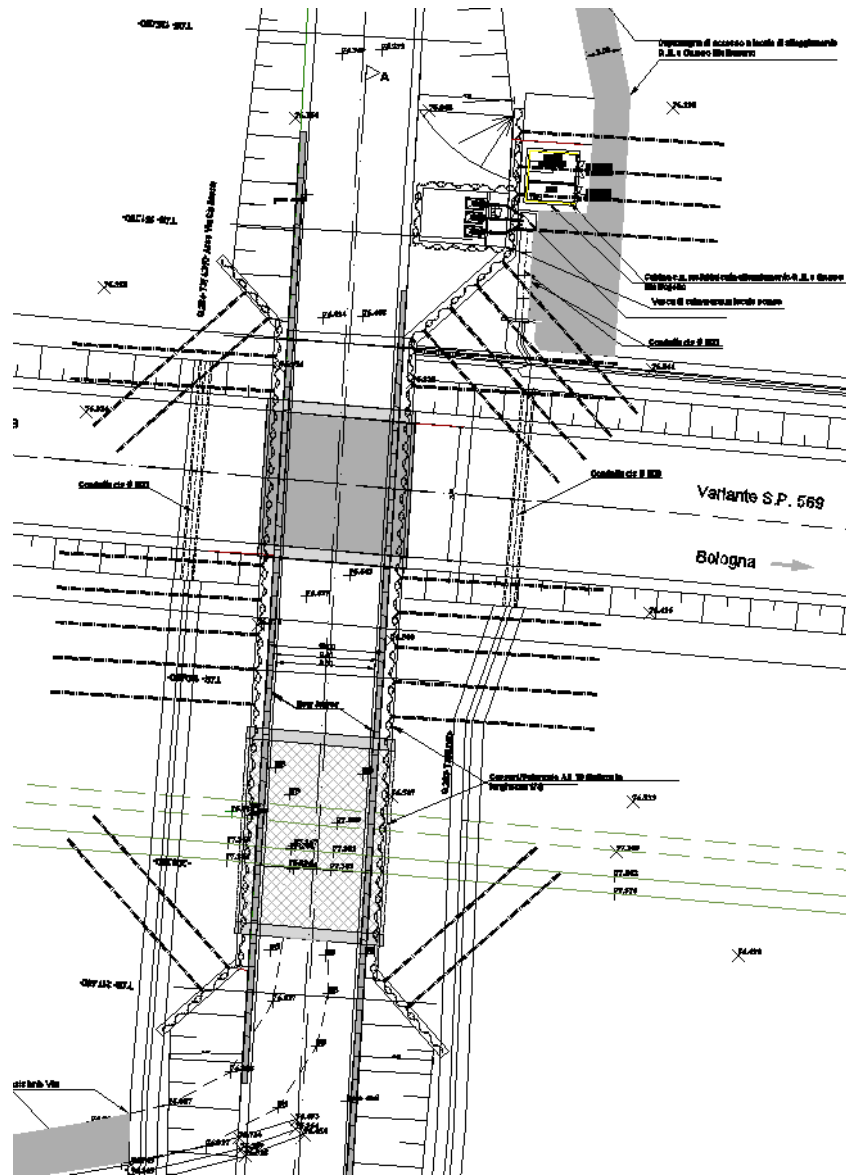
QUESTO DISEGNO E LA RELATIVA INVENZIONE SONO DI PROPRIETA' DELL'AMMINISTRAZIONE
NON NE E' CONSENTITO L'UTILIZZO SE NON SU ESPLICITA AUTORIZZAZIONE
OGNI DIRITTO A TALE RIGUARDO E' ESPRESSAMENTE RISERVATO ED ESCLUSIVO

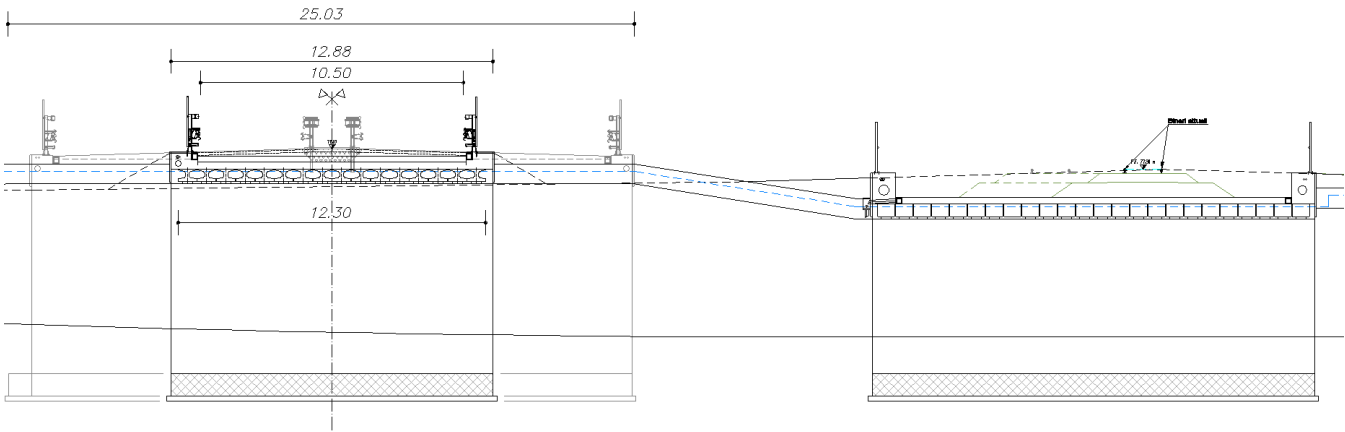
INDICE

1.	PREMESSA	2
2.	ANALISI IMPALCATO	22
2.1.	Impalcato FF.SS. Luce di calcolo 11.00 m	22
2.2.	Impalcato S.P. 569 Luce di calcolo 11.00 m.....	25
3.1.	Trave FF.SS. Luce di calcolo 11.00 m	28
3.2.	Trave S.P. 569 Luce di calcolo 11.00 m.....	49
4.	VERIFICA SOLETTA.....	71
5.	VERIFICA TRAVERSO	77
6.	VERIFICA URTO BARRIERA	82

1. PREMESSA

La presente relazione ha come oggetto l'impalcato in c.a.p. del sottopasso "Sottopasso Cà Rossa" a servizio della nuova S.P. 569 e della linea ferroviaria FER "Casalecchio-Vignola", in provincia di Bologna.





Sezione trasversale

I due impalcati sono simili in retto con travi accostate, costituiti da n.24-16 travi in c.a.p. H 50 cm, interasse 0.77-0.70 m, Base 75-70 cm e luce di calcolo 11.00 m con applicati carichi stradali e ferroviari. L'impalcato ferroviario è realizzato con travetti rettangolari pieni accostati e con n.2 traversi in campata come da normativa “**RFI DTC INC PO SP IFS 001 A 27/12/2011**” per luci superiori a 10 m e “**Cap. 5 Ponti e Cap. 5.2 Ponti Ferroviari delle NTC'08**”. Quello stradale è dimensionato come da normativa “**Cap. 5 Ponti e Cap. 5.1 Ponti Stradali delle NTC'08**” con travetti a doppio T accostati. I carichi agenti sono :

FF.SS.

Si riportano dalla normativa vigente i massimi carichi per linee ferroviarie.

Il coefficiente di adattamento ‘ α ’ è pari a 1.10 per i treni di carico LM71 e SW0, mentre è pari a 1.0 per il treno di carico SW2.

Risultano dalla normativa le seguenti azioni :

- LM71 : - carico assiale : $Q_v = 250.00 \times 1.10 = 275.00 \text{ kN}$
- carico distrib. : $q_v = 80.00 \times 1.10 = 88.00 \text{ kN/m}$
- SW0 : - carico distrib. : $q_v = 133.00 \times 1.10 = 146.30 \text{ kN/m}$
- SW2 : - carico distrib. : $q_v = 150.00 \times 1.00 = 150.00 \text{ kN/m}$

I carichi assiali del treno LM71 vengono sostituiti con il seguente carico uniformemente distribuito :

- LM71 : - carico unif. distrib. : $q_{uv} = \frac{275.00}{1.60} = 172.00 \text{ kN/m}$

Treno di carico LM 71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale così come descritto nelle fiches UIC 702 e 776-1 e, come mostrato nella Fig. 1.4.1.2-1, risulta costituito da:

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m;
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata

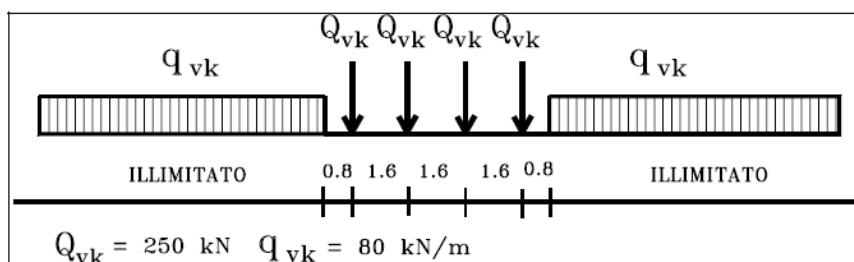


Fig. 1.4.1.2-1 - Treno di carico LM 71

Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

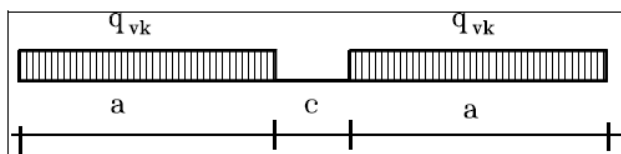


Fig. 1.4.1.2-2 - Treno di carico SW

L'articolazione del carico è mostrata in Fig. 1.4.1.2-2 e, per

tale modello di carico, sono considerati due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2; le caratterizzazioni di entrambe queste configurazioni sono indicate in Tabella 1.4.1.2.

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Tab.1.4.1.2 Caratteristiche Treni di Carico SW

In riferimento all'ispezionabilità e manutenzione (p. 5.2.1.1 delle NTC'08) si rimanda alle tavole allegate G.12.1 (ispezionabilità e mensole in c.a. predisposte per il posizionamento dei martinetti) e G.12.4 (sostituzione appoggi, carico massimo martinetti e relativa trave metallica di ripartizione) e la relazione di calcolo del sottopasso B.2.1.12 paragrafo 8.3.5 (verifica mensole in c.a. e trave metallica di ripartizione) :

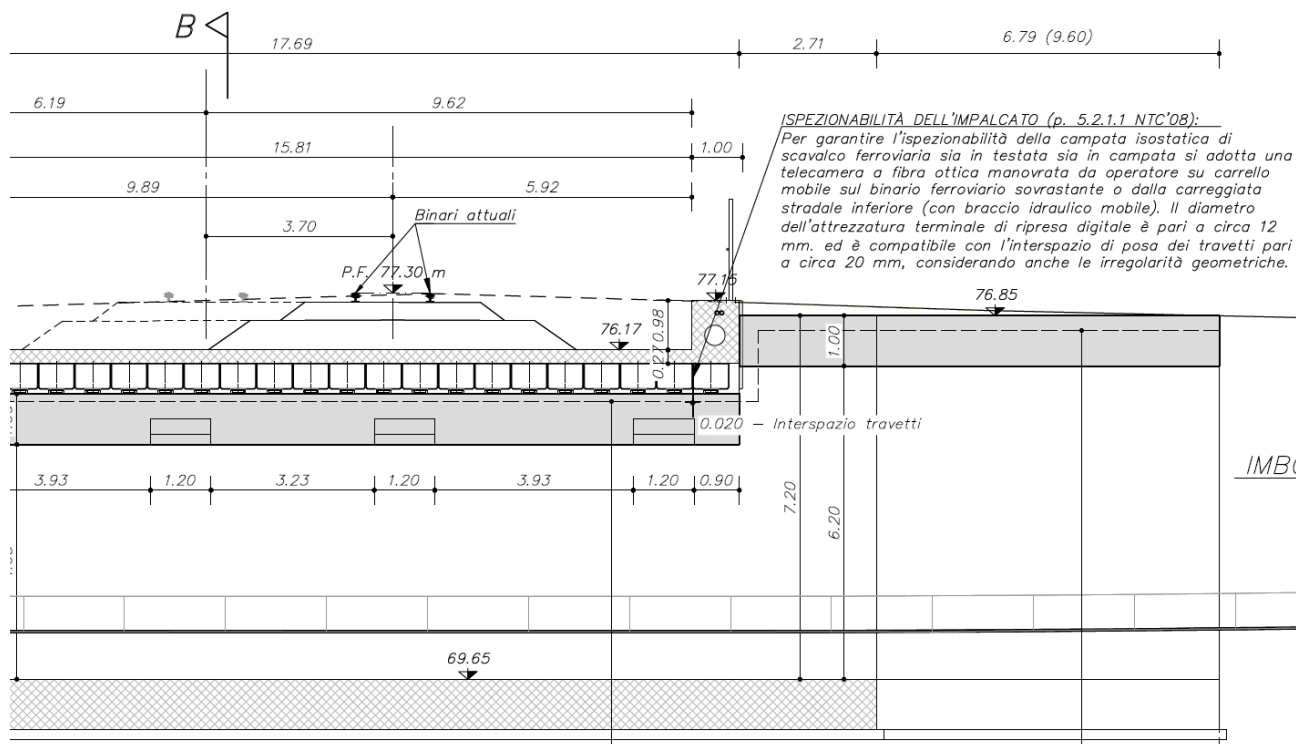
5.2.1.1 Ispezionabilità e manutenzione

Fin dalla fase di progettazione deve essere posta la massima cura nella concezione generale dell'opera e nella definizione delle geometrie e dei particolari costruttivi in modo da rendere possibile l'accessibilità e l'ispezionabilità, nel rispetto delle norme di sicurezza, di tutti gli elementi strutturali. Deve essere garantita la piena ispezionabilità degli apparecchi d'appoggio e degli eventuali organi di ritegno. Deve inoltre essere prevista la possibilità di sostituire questi elementi con la minima interferenza con l'esercizio ferroviario; a tale scopo i disegni di progetto devono fornire tutte le indicazioni al riguardo (numero, posizione e portata dei martinetti per il sollevamento degli impalcati, procedure da seguire anche per la sostituzione degli stessi apparecchi, ecc.).

Si riporta dalla tavola G.12.1 :

“ISPEZIONABILITÀ DELL'IMPALCATO (p. 5.2.1.1 NTC'08):

Per garantire l'ispezionabilità della campata isostatica di scavalco ferroviaria sia in testata sia in campata si adotta una telecamera a fibra ottica manovrata da operatore su carrello mobile sul binario ferroviario sovrastante o dalla carreggiata stradale inferiore (con braccio idraulico mobile). Il diametro dell'attrezzatura terminale di ripresa digitale è pari a circa 12 mm. ed è compatibile con l'interspazio di posa dei travetti pari a circa 20 mm, considerando anche le irregolarità geometriche.”



L'impalcato viene eseguito integralmente fuori opera e successivamente varato con l'ausilio di autogrù (vedasi relazione B.2.1.a).

In considerazione del fatto che il sollevamento avverrà in corrispondenza dei punti di appoggio della trave le sollecitazioni che nascono in tale fase transitoria sono nettamente inferiori a quelle definitive col passaggio del traffico ferroviario e della massiciata che verrà realizzata successivamente.

In riferimento alla verifica con la combinazione di carichi da traffico relativi al treno scarico (p. 5.2.2.3.1.3 delle NTC'08) si ritiene non dimensionante avendo nello specifico un carico distribuito inferiore a quelli già considerati :

5.2.2.3.1.3 Treno scarico

Per alcune particolari verifiche è utilizzato un particolare treno di carico chiamato "Treno Scarico" rappresentato da un carico uniformemente distribuito pari a 10,0 kN/m.

$$Q_{\text{scarico}} = 10 \text{ kN/m} < Q_{\text{sw}/2} = 150 \text{ kN/m}$$

In riferimento alla verifica con la combinazione di carichi da traffico relativi al deragliamento al di sopra del ponte (p. 5.2.2.9.2 delle NTC'08) si ritiene non dimensionante avendo nello specifico un carico distribuito inferiore a quelli già considerati anche considerando la differente geometria :

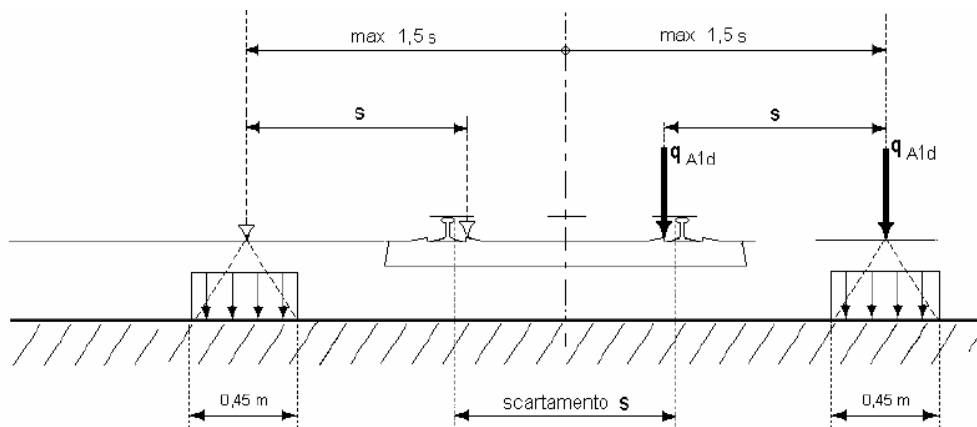


Figura 5.2.12 - Caso 1

5.2.2.9.2 Deragliamento al di sopra del ponte

Oltre a considerare i modelli di carico verticale da traffico ferroviario, ai fini della verifica della struttura si dovrà tenere conto della possibilità alternativa che un locomotore o un carro pesante deragli, esaminando separatamente le due seguenti situazioni di progetto:

Caso 1: Si considerano due carichi verticali lineari $q_{A1d} = 60 \text{ kN/m}$ (comprensivo dell'effetto dinamico) ciascuno.

Trasversalmente i carichi distano fra loro di S (scartamento del binario) e possono assumere tutte le posizioni comprese entro i limiti indicati in Fig. 5.2.12.

Per questa condizione sono tollerati danni locali, purché possano essere facilmente riparati, mentre sono da evitare danneggiamenti delle strutture portanti principali.

Caso 2: Si considera un unico carico lineare $q_{A2d} = 80 \text{ kN/m} \cdot 1,4$ esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di 1,5 s rispetto all'asse del binario (Fig. 5.2.13). Per questa condizione convenzionale di carico andrà verificata la stabilità globale dell'opera, come il ribaltamento d'impalcato, il collasso della soletta, ecc.

Per impalcati metallici con armamento diretto, il caso 2 dovrà essere considerato solo per le verifiche globali.

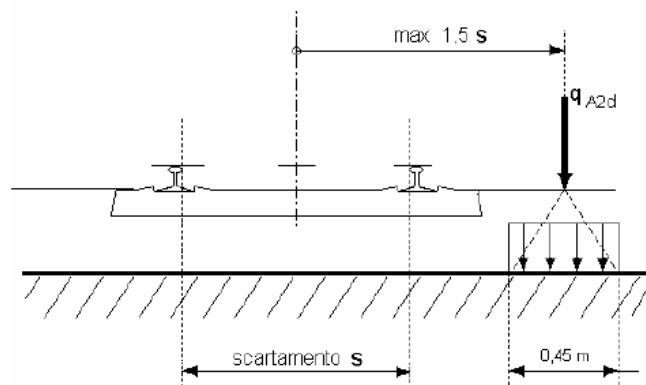


Figura 5.2.13 - Caso 2

$$Q_{\text{deragliamento}} = 60 \div 80 \text{ kN/m} < Q_{\text{sw}/2} = 150 \text{ kN/m}$$

Si adottano in conclusione i seguenti carichi:

$$C_{p_ballast} = 20 \text{ kN/mc} \times 1.00 \text{ m} = 20 \text{ kN/mq}$$

$$q_{1 \text{ SW2}} = \frac{\alpha * \Phi_3 * q_{vk}}{L_d} \cong \mathbf{50.00 \text{ kN/mq}}$$

Si devono anche ridurre le tensioni negli elementi in c.a.p. per gli attraversamenti ferroviari:

1.7.3.3 VALORI LIMITE DELLE TENSIONI

Al fine di garantire alle opere ferroviarie una adeguata durabilità, ai limiti sulle tensioni previsti dal vigente D.M. LL.PP. relativo alle "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso, e per le strutture metalliche" emanato ai sensi della legge 5 Novembre 1971, n. 1086, dovranno essere aggiunti quelli di seguito riportati, fermo restando l'obbligo delle verifiche a fatica di cui al punto 1.7.5. e, ove previsto, delle verifiche a fessurazione.

1.7.3.3.1 STRUTTURE IN C.A.

Valgono i limiti previsti nell'attuale D.M. LL. PP. oltre ai limiti costruttivi relativi al diametro delle armature, indicati al punto 2.2.2.3.

1.7.3.3.2 STRUTTURE IN C.A.P.

Tensioni ammissibili nel calcestruzzo

Tensioni iniziali

All'atto della precompressione le tensioni nel calcestruzzo non debbono superare, a compressione, il valore limite $\sigma_{cj} \leq 0,55 f_{ckj}$, ove f_{ckj} è la resistenza caratteristica a compressione del conglomerato a j giorni di stagionatura.

Non sono ammesse tensioni di trazione ai lembi.

Per spessori minori di 5 cm le tensioni normali iniziali sono ridotte del 30%.

Nelle zone di ancoraggio delle armature di precompressione si possono tollerare tensioni locali di compressione prodotte dagli apparecchi d'ancoraggio pari a:

$$\sigma_{cj} \leq \frac{f_{ckj}}{1.15}$$

Quando la testata della trave sia prefabbricata in calcestruzzo, f_{ckj} , rappresenta la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo su provino cilindrico della testata medesima. In tal caso si controllerà, inoltre, che la pressione di contatto sotto la testata

prefabbricata, valutata nell'ipotesi di distribuzione uniforme con diffusione a 45° attraverso la testata, rispetti la limitazione precedente.

Qualora gli apparecchi d'ancoraggio non siano applicati sulla superficie del calcestruzzo ma incassati nel corpo della trave, nella valutazione della pressione trasmessa si può tener conto anche della diffusione della forza operata per attrito laterale lungo le scabrosità delle superfici laterali dell'apparecchio: tale contributo, tanto maggiore quanto più elevata è la aderenza assicurata dalle scabrosità delle superfici laterali dell'apparecchio, non dovrà, in ogni caso, superare il limite del 50% della forza totale.

Qualora le zone di influenze di apparecchi vicini si sovrappongano, le pressioni vanno sommate.

Verifiche locali dovranno effettuarsi sugli ancoraggi annegati.

Tensioni in esercizio

Le tensioni normali di esercizio non debbono superare, a compressione, il valore di $0.40 f_{ck}$. Per spessori minori di 5 cm dette tensioni sono ridotte del 30%.

Non sono ammesse tensioni normali di trazione ai lembi delle sezioni.

La tensione principale di trazione, valutata in corrispondenza della fibra baricentrica della sezione non deve superare lo $0.036 f_{ck}$.

È richiesto, comunque, il calcolo delle armature resistenti a taglio, anche per valori della tensione principale di trazione, valutata in corrispondenza della fibra baricentrica della sezione in c.a.p., inferiori a $0.02 f_{ck}$, fermo restando il rispetto delle quantità minime costruttive richieste per esse dalla normativa vigente.

Se l'impalcato è costruito a sbalzo per conci successivi le sezioni dovranno risultare, per tutte le combinazioni di carico, sempre compresse con una tensione minima di compressione 1.0 MPa senza considerare le variazioni termiche differenziali di cui al punto 1.4.4.1.1. Considerando queste ultime, la tensione minima di compressione dovrà risultare non inferiore a 0.5 MPa.

Tensioni ammissibili per gli acciai da precompresso

Le tensioni devono essere limitate ai seguenti valori riferiti a quelli caratteristici garantiti dal produttore:

- strutture ad armatura post-tesa:

fili o trecce	$\sigma_{spi} \leq 0,85 f_{p(0,2)k}$
	$\sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk}$
trefoli	$\sigma_{spi} \leq 0,85 f_{p(1)k}$
	$\sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk}$
barre	$\sigma_{spi} \leq 0,85 f_{ptk}$
	$\sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk}$

Nelle barre sono ammesse curvature in grado di indurre sovratensioni non superiori al 10%.

- strutture ad armatura pre-tesa:

fili o trecce	$\sigma_{spi} \leq 0,90 f_{p(0,2)k}$
	$\sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk}$
trefoli	$\sigma_{spi} \leq 0,90 f_{p(1)k}$
	$\sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk}$

Il limite ammissibile indicato per σ_{sp} è il massimo di cui è consentito tener conto nella valutazione degli effetti favorevoli della precompressione.

Le sovratensioni introdotte per compensare l'attrito possono superare localmente tale limite; di ciò si dovrà tenere conto laddove gli effetti della precompressione possano indurre condizioni di lavoro più severe. Comunque non può superarsi il valore limite della tensione iniziale σ_{spi} .

S.P. 569

Ponte stradale I° cat.: Q_{1k} e q_k

Carichi da traffico

Verifiche globali | Verifiche locali

Carichi pedonali

Nome: Folla q: 5 [kN/m²]

Carichi stradali - Categoria 1

Nome: Schema 1 Blocca posizioni trasversali Y: ☐

n. corsia	Nome	Q [kN]	q [kN/m²]	alfaQ	alfa q
1	Corsia 1	300	9	1	1
2	Corsia 2	200	2,5	1	1
3	Corsia 3	100	2,5	1	1

Zona rimanente q= 2,5 [kN/m²]

Numero assi: 2

L'analisi del modello numerico dell'impalcato in oggetto è differente se è retta o inclinata la geometria in pianta; in particolare se è inclinata si inserisce la geometria nel pre-processore ENG 8.31 poi si esporta la geometria ed i carichi al modulo "Grigliato" per avere un modello 3D con elementi beam che modellano travi e soletta con le corrette rigidezze e lunghezze per valutare completamente l'obliquità e la ripartizione dei carichi.

Esporta dati 2a fase per GRAT

Divisione campi tra i traversi (aste soletta)

☒ n. sotto-campi: 1 ☐ lunghezza sotto-campi: 0

Campate

camp.	int. pile	dist. sx	dist. dx
1	0	0	0

Angolo sghembo in pianta (+ orario) [rad]: 0

Carichi di 2a fase

Cordoli: ☒
Pavimentazione: ☒
Carico aggiuntivo sull'impalcato: ☐
Carichi lineari 2a fase: ☒
Carichi da collaudo: ☐

Posizionamento longitudinale assi concentrati

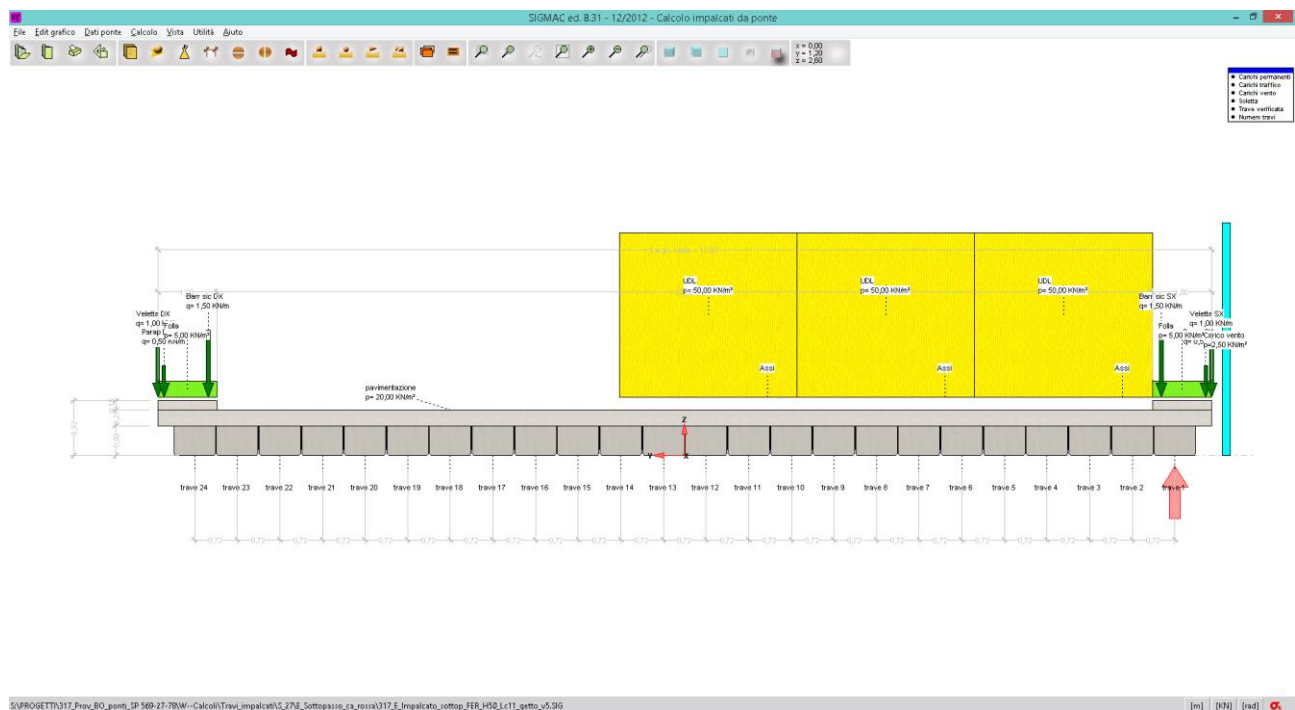
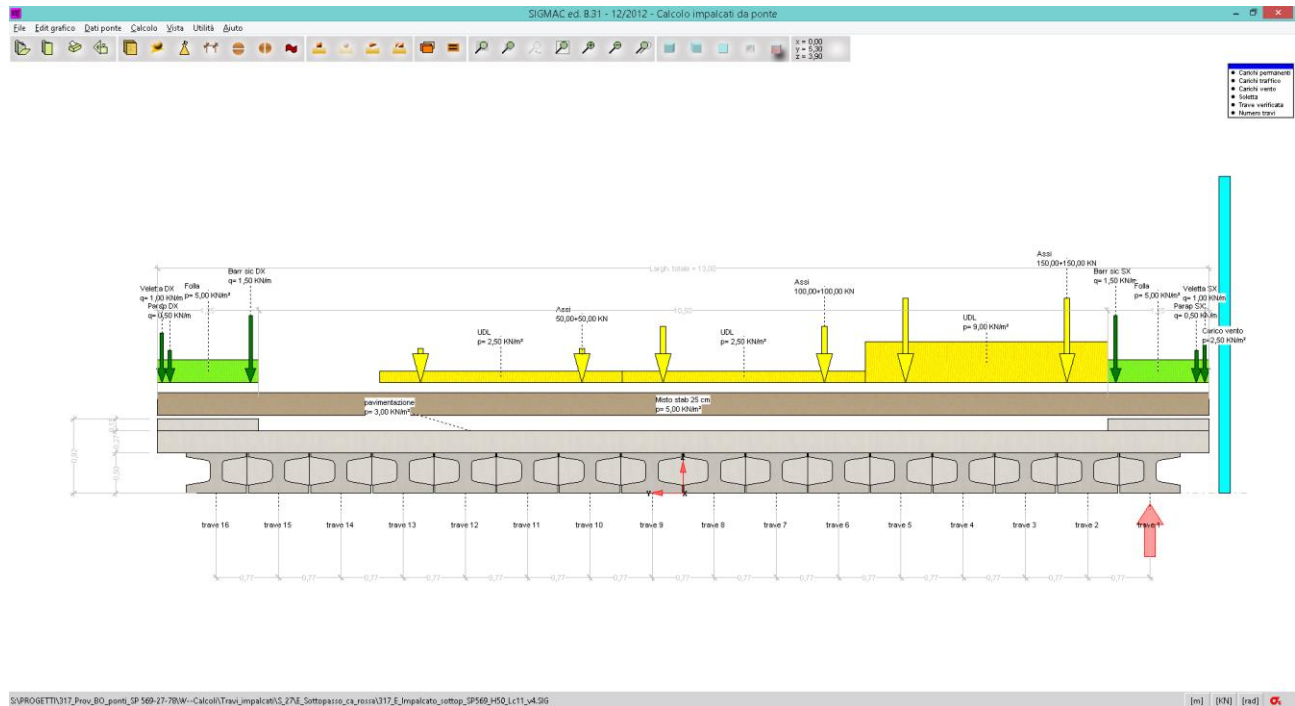
1 ascisse: X1

Apri immediatamente GRAT: ☐

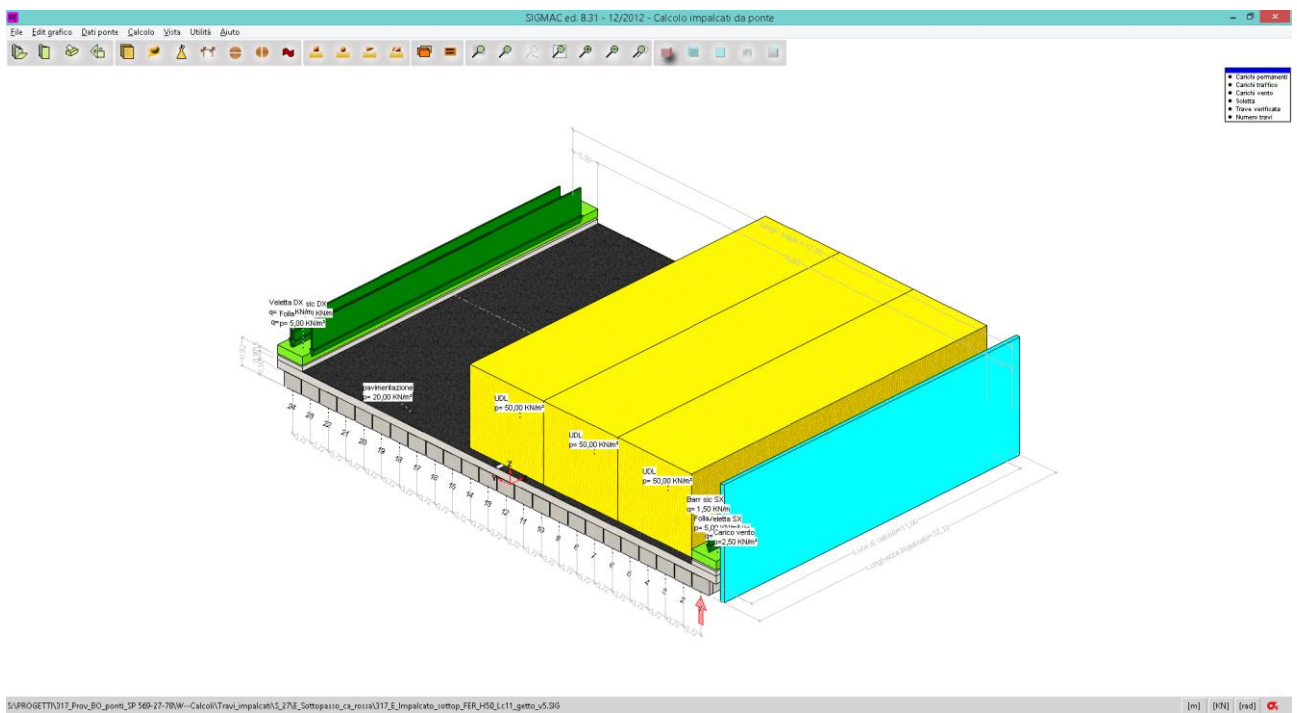
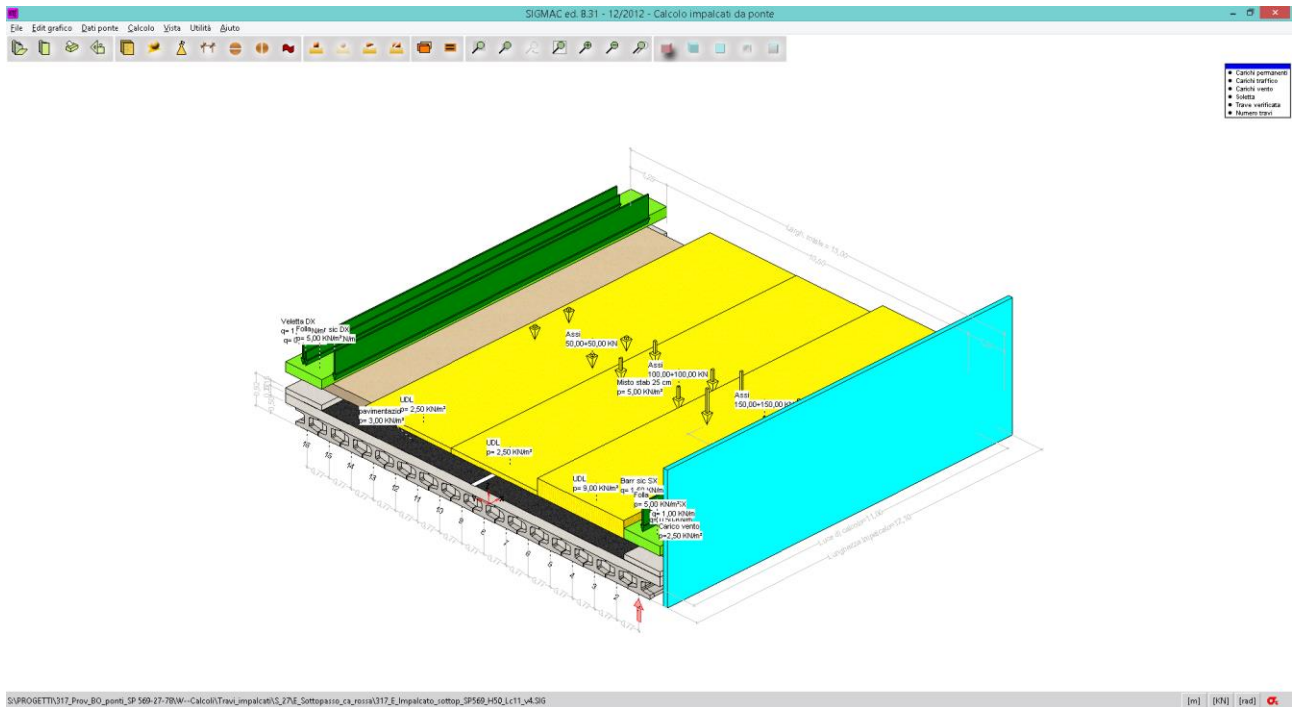
Finestra di esportazione "Grigliati"

Se l'impalcato è in retto il modulo iniziale conduce l'analisi secondo il metodo di ripartizione di Massonet e conduce direttamente alla verifica della trave in c.a.p. secondo le NTC'08. In particolare

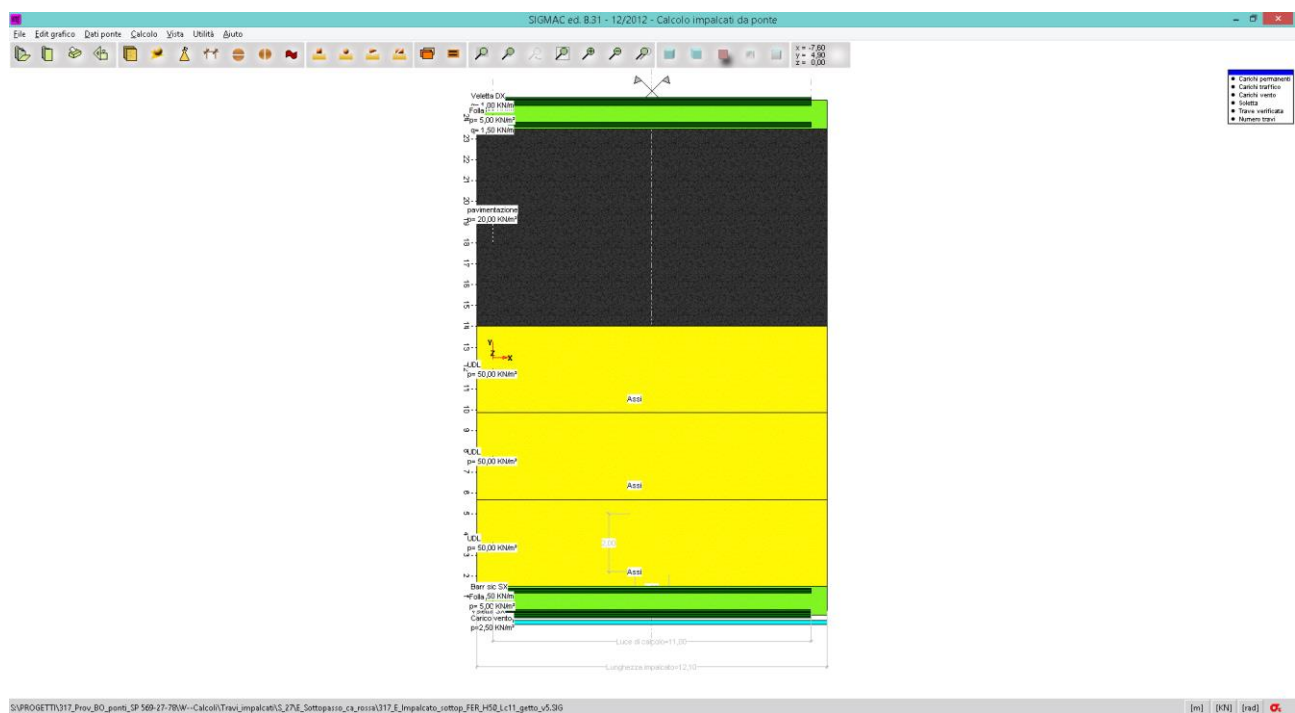
permuta le corsie di traffico in senso trasversale e longitudinale e calcola gli involuipi per le verifiche finali. La trave in fase di verifica è indicata al di sotto dell'impalcato da una freccia rossa. Anche a valle del modulo "Grigliati" con gli involuipi delle azioni ottenute si verifica la trave in c.a.p. secondo le NTC'08.



Sezione trasversale



Vista assonometrica



Si sono riportate sopra, le immagini derivanti dai vari moduli di analisi, e segue una breve spiegazione tratta dal manuale di ENG8.31-XPONTI e TCAP.

317_r 5xx Rel AGG calc impalcato ponte e-26 Ca Rossa FFSS v5_26 02 2014.docx

1 INTRODUZIONE

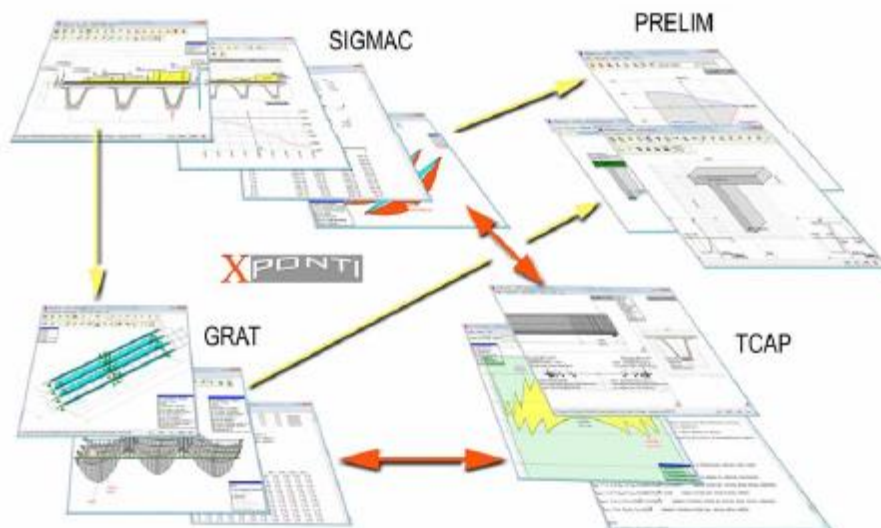
Il programma **XPONTI**, applicazione integrata nella suite **ENG8** per il calcolo strutturale, è dedicato specificatamente alla risoluzione di impalcati da ponte a travi e soletta collaborante.

Esso nasce da una lunga esperienza nel campo della progettazione e realizzazione di travi prefabbricate in c.a.p. e rappresenta uno strumento agile ed intuitivo capace di fornire una risposta completa ad un'ampia casistica di problematiche nell'impiego di tali manufatti.

Il programma è costituito da più moduli tra loro interfacciati riuscendo in tal modo a coniugare la facilità e velocità d'uso nei casi di strutture semplici alla completezza di tipologie risolvibili.

I moduli che compongono il pacchetto sono:

- **SIGMAC** soluzione di impalcati secondo il metodo di Massonnet
- **GRAT** soluzione di impalcati come grigliato, a geometria libera
- **TCAP** verifiche travi in c.a.p. realizzate in 2 fasi
- **PRELIM** verifiche di sezioni in c.a. e c.a.p.



Come illustrato dalla precedente figura **TCAP** costituisce il postprocessore in grado di verificare elementi in c.a. e in c.a.p. per sollecitazioni calcolate dai moduli **SIGMAC** e **GRAT**: qualsiasi modifica apportata in quest'ultimi aggiorna le verifiche condotte.

La valutazione del comportamento di una singola sezione, invece, può essere eseguita con il modulo **PRELIM**: i preprocessor che eseguono l'analisi forniscono i dati relativi alla geometria e alle sollecitazioni con le quali eseguire la verifica.

Il modulo **SIGMAC** esegue il calcolo di impalcati realizzati con travi prefabbricate in c.a.p., c.a., acciaio o altro materiale, e getto in opera di soletta collaborante, con eventuali traversi di collegamento in campata. Lo schema statico dell'impalcato utilizzato prevede travi semplicemente appoggiate alle estremità: nel caso di viadotti a più campate i singoli impalcati, quindi, risultano separati da un giunto. Il comportamento statico dell'impalcato, nei confronti delle azioni nei singoli elementi strutturali, risulta determinato dal rapporto fra le singole rigidezze elastiche.

Il programma posiziona automaticamente sulla carreggiata i carichi previsti dalla normativa adottata in modo da rendere massime in ogni sezione le sollecitazioni sulla trave che il progettista intende verificare. È previsto l'utilizzo della normativa italiana NTC2008 e dell'Eurocodice.

Il calcolo viene condotto con il metodo di Massonnet che permette di definire la ripartizione dei carichi sulle travi, specificatamente nei casi di impalcato con geometria regolare: vengono in questo modo determinate tutte le sollecitazioni flettenti, taglianti e torcenti sulle travi e le sollecitazioni flettenti sui traversi e sulla soletta, nonché le reazioni agli appoggi. L'implementazione di ulteriori semplici modelli consente di valutare gli effetti locali sulla soletta.

Il programma prevede accanto alla definizione dei carichi mobili anche quella di altri carichi, concentrati o distribuiti, agenti sull'impalcato (ad esempio pavimentazione, guard-rail, new jersey, cordoli, ecc.).

Viene fornito un ampio database, comunque espandibile, di carichi reali (autocarri a 3,4,5 assi) che possono essere posizionati in qualunque punto della struttura per simularne gli effetti in termini di sollecitazioni e deformazioni nelle fasi di collaudo.

Effettuata l'analisi della struttura il modulo SIGMAC fornisce i risultati in forma numerica e mediante l'utilizzo di grafici chiari ed intuitivi: viene lasciata all'utente ampia possibilità di come generare e cosa selezionare dei dati di input e dei risultati per le stampe di servizio, che possono prevedere un report sintetico o una relazione di calcolo completa, modificabile e dall'aspetto altamente professionale.

I grafici possono essere stampati su qualsiasi dispositivo gestito da Windows® mediante funzione di anteprima oppure esportati ed inseriti assai facilmente nelle relazioni di calcolo utilizzando un normale word processor.

Il programma prevede una voce di menù che consente di generare una struttura a griglia di travi e scaricarla in un file leggibile dal programma GRAT: in questo modo è possibile eseguire l'analisi dell'impalcato utilizzando come metodo di calcolo uno schema a graticcio.

Il modulo GRAT è un processore di calcolo per strutture a griglia di travi che permette di rappresentare tutte le geometrie che si trovano nella pratica quotidiana. Sebbene venga presentato in questo contesto come solutore di strutture per XPONTI, esso è in grado di risolvere anche graticci di fondazione, solai, ecc.

Il suo utilizzo è consigliato nel caso di forti inclinazioni in pianta dell'asse delle travi con l'asse delle pile, oppure nel caso di campate con travi di luce diversa; diviene, inoltre, fondamentale per l'analisi di impalcato a trave continua, assai utili per progetti nei quali è prevista l'eliminazione dei giunti.

Si possono inserire particolari condizioni di vincolo agli appoggi, utilizzando molle verticali e rotazionali. Il programma consente di definire elementi "trave prefabbricata" raggruppando insieme di aste e facilitando, di conseguenza, la comunicazione con il postprocessore TCAP.

TCAP è un postprocessore, interfacciato con i moduli SIGMAC e GRAT: esegue le verifiche di un elemento in c.a.p. realizzato in due fasi, prefabbricato e getto in opera, tenendo conto della storia delle sollecitazioni nelle varie fasi di costruzione. Il progetto prevede più travi prefabbricate precomprese a fili aderenti, anche inguainate in testata per ottimizzare lo stato di sollecitazione, e soggette a fasi transitorie di sollevamento e trasporto.

E' possibile inserire armature lente longitudinali in qualunque punto della sezione e descrivere le varie zone di staffatura per disporre un'adeguata armatura resistente a sollecitazioni di taglio e di torsione.

Se l'elaborazione è eseguita con GRAT, l'utente dovrà specificare in TCAP tutti i dati relativi alla prima fase: posizione appoggi, eventuali rompitratta, schema di sollevamento e di carico sull'automezzo. Al contrario se l'elaborazione viene fatta con SIGMAC tali dati saranno già presenti ed il calcolo avverrà automaticamente. I dati inputati in TCAP

vengono salvati in modo automatico con il salvataggio di quelli relativi al preprocessore: l'utente osserverà nella stessa posizione del problema elaborato con SIGMAC (file con estensione .sig) o con GRAT (file con estensione .grt) l'esistenza di un file con lo stesso nome assegnato ma con ulteriore estensione .tcp.

Il programma permette di inserire dei cavi di postensione in seconda fase, generando degli sforzi di precompressioni in opportune zone come ad esempio sulle pile nel caso di impalcati in continuità. Le sezioni oggetto di verifica vengono composte come nel modello reale accoppiando il prefabbricato, che può avere sezione variabile lungo la lunghezza ed è realizzato con calcestruzzi di resistenza elevata, al getto della soletta eseguito in opera, in genere non precompresso e di minore resistenza.

L'algoritmo memorizza lo stato tensionale nelle varie fasi di costruzione tenendo conto delle cadute di tensione nell'acciaio da precompressione per effetto del ritiro e della viscosità del calcestruzzo e del rilassamento dell'acciaio stesso.

Le verifiche delle sezioni vengono condotte secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, come indicato dalle normative previste dal programma; esse comprendono:

- verifica SLU per flessione della sezione in tutte le fasi
- verifica SLU per taglio verifica SLU per taglio e torsione
- verifica SLE tensioni dei materiali (calcestruzzo, acciai da precompressione, acciai lenti)
- verifica delle deformazioni
- verifica a fessurazione *[non disponibile]*
- verifiche locali (bursting, spalling, spreading) *[non disponibile]*

I risultati, oltre ad essere riprodotti con i classici tabulati personalizzabili da parte dell'utente con i più moderni e potenti editor testi, sono direttamente interpretabili a video tramite i diagrammi dello stato deformativo e tensionale nel calcestruzzo e nell'acciaio. Tali grafici, inoltre, possono essere stampati su qualsiasi dispositivo gestito da Windows® mediante funzione di anteprima oppure esportati ed inseriti agevolmente nelle relazioni di calcolo utilizzando un normale word processor.

PRELIM È un modulo di analisi e verifica di sezioni in c.a. e c.a.p. di forma generica (rettangolare, circolare, a T, a doppio T, a doppio T smussata, ad L, ad U, trapezia, circolare cava, generica anche pluriconnessa definita per punti dall'Utente e da sagomario). La definizione di tali sezioni avviene tramite le coordinate dei vertici della poligonale del perimetro della sezione stessa, appartenenti al piano XY di una terna di riferimento di assi cartesiani ortogonali XYZ: sono previsti una serie di controlli atti ad evitare errori di inserimento dei dati ed a facilitarne al massimo l'uso. Le sezioni di più frequente utilizzo nella pratica sono parametrizzate numericamente; in ogni caso è consentita l'importazione di sezioni personalizzate direttamente da DXF.

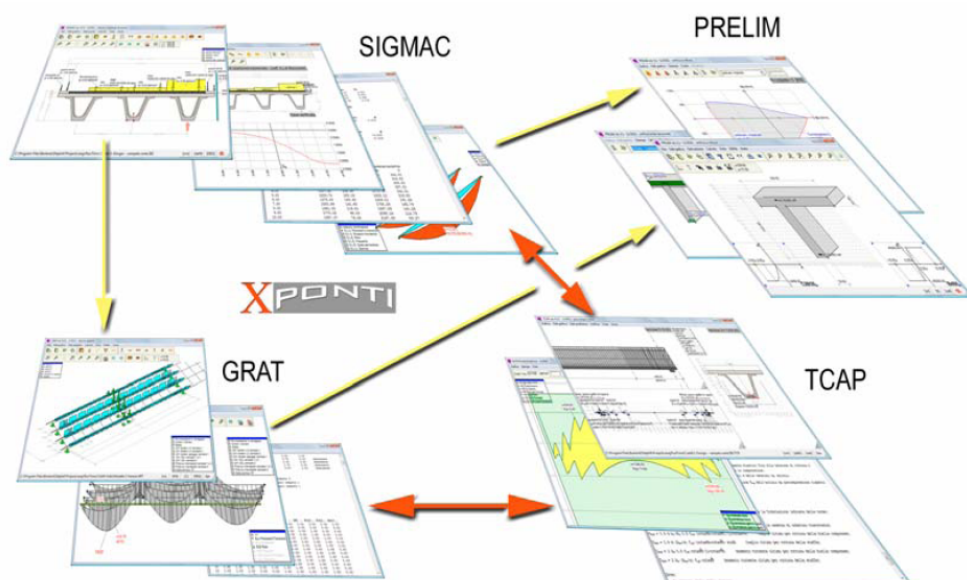
Il programma affronta un'analisi nell'ipotesi di linearità dei materiali al fine di eseguire una verifica tensionale (verifica delle tensioni normali in presso-tenso flessione retta e deviata; verifica a fessurazione mediante il calcolo dell'apertura delle fessure), oppure un'analisi nell'ipotesi di non linearità con tracciamento dei domini di rottura, valutazione dei coefficienti di sicurezza rispetto alle sollecitazioni agenti e determinazione dei valori resistenti per le sollecitazioni taglianti e torcenti (è stata implementata la nuova metodologia che prevede l'uso dell'inclinazione variabile delle bielle compresse).

Ulteriore potenzialità a disposizione dell'utente è rappresentata dal calcolo dei momenti resistenti nell'ipotesi di flessione retta con definizione di armature di 2 tipi distinti, una delle quali può essere anche pretesa: ciò influisce nella determinazione dei valori delle sollecitazioni flettenti ultime.

Il modulo **PRELIM**, infine, risulta assai utile per il semplice calcolo di aree, inerzie, baricentri ecc.

Software TCAP per la verifica di sezioni in C.A.P. :

Il programma **TCAP** è un postprocessore, interfacciato con i moduli **SIGMAC** e **GRAT**: esegue le verifiche di un elemento strutturale realizzato in due fasi, unendo un prefabbricato con un getto in opera, tenendo conto della storia delle sollecitazioni nelle varie fasi di costruzione. Il progetto prevede più travi prefabbricate precomprese a fili aderenti, anche inguainate in testata per ottimizzare lo stato di sollecitazione, e soggette a fasi transitorie di sollevamento e trasporto.



E' possibile inserire armature lente longitudinali in qualunque punto della sezione e descrivere le varie zone di staffatura per disporre un'adeguata armatura resistente a sollecitazioni di taglio e di torsione.

Se l'elaborazione è eseguita con **GRAT**, l'utente dovrà specificare in **TCAP** tutti i dati relativi alla prima fase: posizione appoggi, eventuali rompitratta, schema di sollevamento e di carico sull'automezzo. Al contrario se l'elaborazione viene fatta con **SIGMAC** tali dati saranno già presenti ed il calcolo avverrà automaticamente.

NOTA I dati inputati in **TCAP** vengono salvati in modo automatico contemporaneamente quando si esegue il salvataggio di quelli relativi al preprocessore: l'utente osserverà nella stessa posizione del problema elaborato con **SIGMAC** (file con estensione **.sig**) o con **GRAT** (file con estensione **.grt**) l'esistenza di un file con lo stesso nome assegnato ma con ulteriore estensione **.tcp**.

Il programma permette di inserire dei cavi di postensione in seconda fase, generando degli sforzi di precompressione in opportune zone come ad esempio sulle pile nel caso di impalcati in continuità. Le sezioni oggetto di verifica vengono composte come nel modello reale accoppiando il prefabbricato, che può avere sezione variabile lungo la lunghezza ed è realizzato con calcestruzzi di resistenza elevata, al getto della soletta eseguito in opera, in genere non precompresso e di minore resistenza.

Le verifiche delle sezioni vengono condotte secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, come indicato dalle normative previste dal programma; esse comprendono:

- verifica SLU per flessione della sezione in tutte le fasi
- verifica SLU per taglio verifica SLU per taglio e torsione
- verifica SLE tensioni dei materiali (calcestruzzo, acciai da precompressione, acciai lenti)
- verifica delle deformazioni

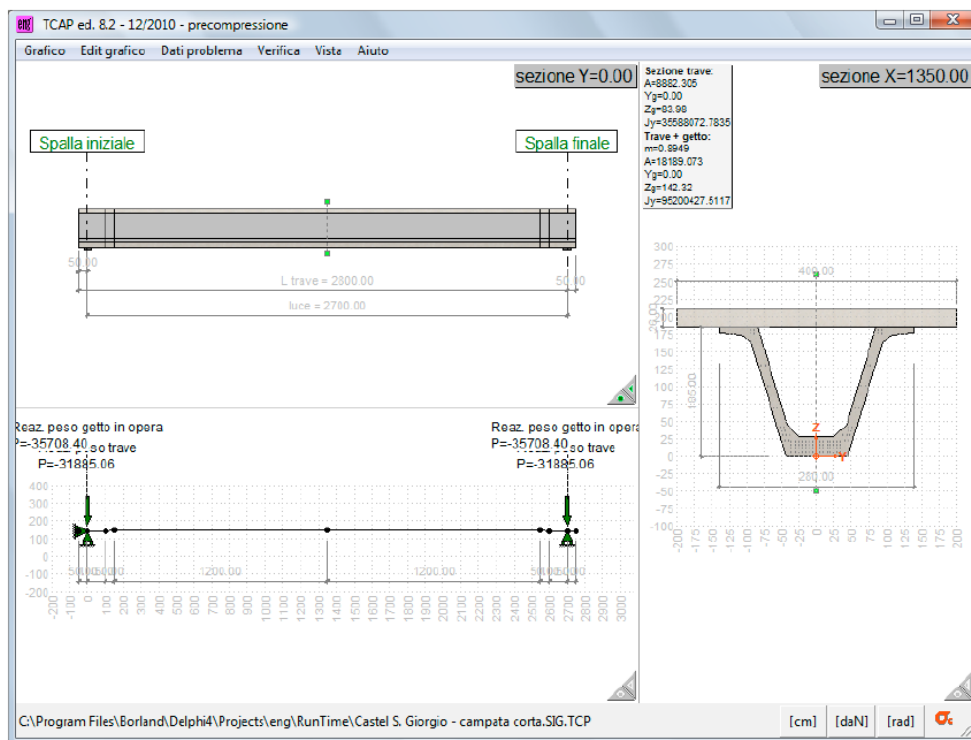
Il modulo **TCAP** permette di eseguire la progettazione e le verifiche di un elemento in prefabbricato a fili aderenti realizzato in due fasi, considerando la time history delle sollecitazioni nelle varie fasi di costruzione e i fenomeni reologici dei materiali con i quali viene realizzato. È possibile, inoltre, prevedere l'utilizzo di cavi di postensione da applicare dopo la maturazione del getto di seconda fase.

TCAP, pertanto, può essere impiegato per la progettazione di:

- elementi prefabbricati (esempio: tegolo di copertura)
- elementi prefabbricati con getto in opera collaborante (esempio: impalcati)
- elementi realizzati in opera (esempio: impalcato gettato in opera e posteso)

È utile ricordare che nel caso in cui l'elaborazione è stata eseguita con il programma **GRAT**, l'utente dovrà specificare in **TCAP** tutti i dati relativi alla prima fase: posizione appoggi, eventuali rompitratte, schema di sollevamento e di carico sull'automezzo; al contrario se l'elaborazione è stata svolta con **SIGMAC** tali dati risultano già presenti.

La finestra principale del modulo **TCAP** può essere suddivisa in tre porzioni:

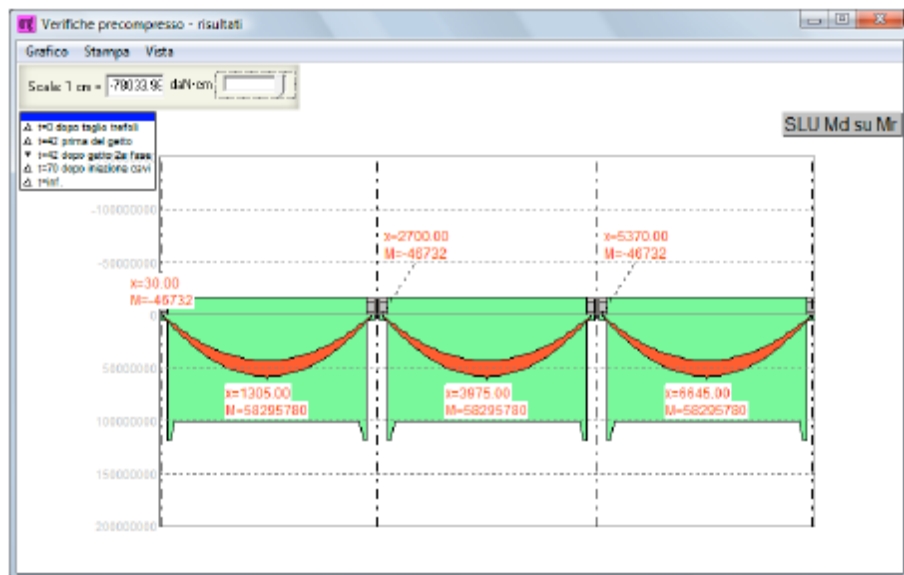


3 TCAP -IL MODULO DI OUTPUT

Nel seguito si illustra come leggere e visualizzare i risultati forniti dal modulo di verifica TCAP.

Eseguito il calcolo, ad esempio per mezzo del tasto di scelta rapida F3 all'interno del modulo TCAP, vengono visualizzate la finestra dei risultati e la finestra di bozza della relazione di calcolo se abilitata mediante il check "Bozza output automatica" nel pannello Gestione output (dopo aver eseguito la sequenza di operazioni File → Preferenze → Miscellanea).

Il programma aggiorna automaticamente il calcolo e le finestre di output ogni qualvolta viene modificato un dato di input, sia esso in TCAP (ad esempio i dati relativi ai cavi di precompressione) o nel preprocessore collegato.

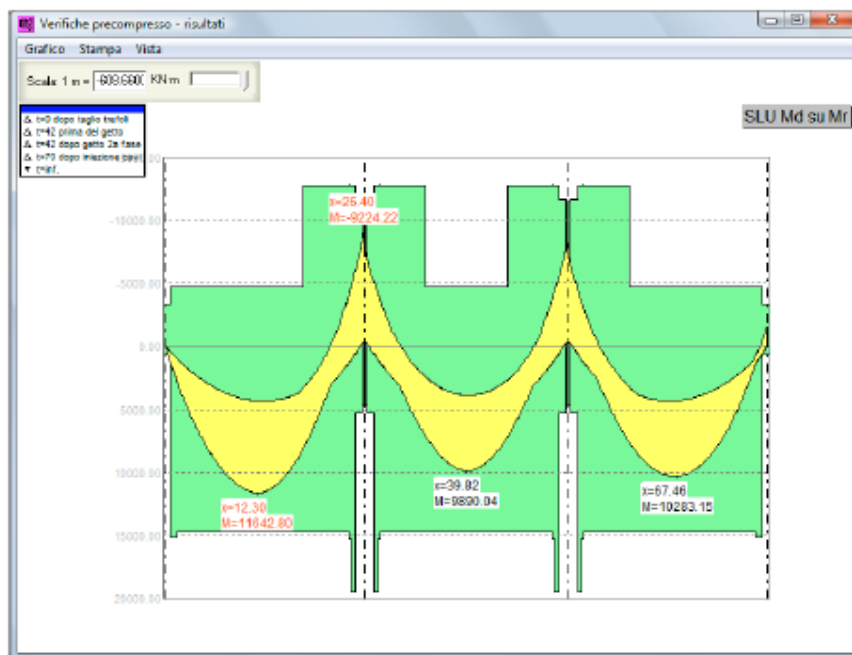


3.1.1 SLU

Il comando permette di visualizzare i diagrammi relativi alle seguenti sollecitazioni

3.1.1.1 M – MOMENTO FLETTENTE

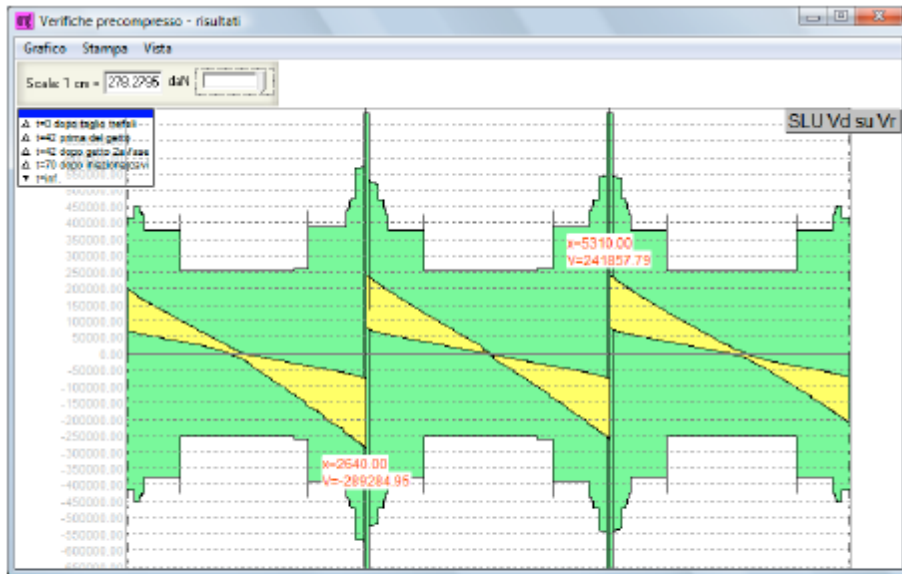
Nella finestra vengono visualizzati gli involuipi massimo e minimo, nelle unità di misura correnti, delle sollecitazioni flettenti per le combinazioni agli stati limite ultimi precedentemente definite (M_{Ed}) ed il diagramma del momento flettente massimo resistente (M_{Rd}): la verifica s'intende soddisfatta qualora in ogni punto risulti $M_{Rd} \geq M_{Ed}$, cioè il diagramma resistente "copre" quello di progetto.



L'utente può osservare "l'andamento nel tempo della verifica" selezionando nella vetrofania presente una specifica fase (t=0 taglio dei trefoli, t=0 sollevamento, t=42 trasporto, ecc...)

3.1.1.2 V – TAGLIO

Nella finestra vengono visualizzati gli involuipi massimo e minimo, nelle unità di misura correnti, delle sollecitazioni taglianti per le combinazioni agli stati limite ultimi precedentemente definite (V_{Ed}) ed il diagramma del taglio massimo resistente (V_{Rd}): la verifica s'intende soddisfatta qualora in ogni punto risulti $V_{Rd} \geq V_{Ed}$, cioè il diagramma resistente "copre" quello di progetto.



L'utente può osservare "l'andamento nel tempo della verifica" selezionando nella vetrofania presente una specifica fase (t=0 taglio dei trefoli, t=0 sollevamento, t=42 trasporto, ecc...)

Le unità di misura sono (se non diversamente indicato) :

Forze = kN

Lunghezze = m

Angoli = rad

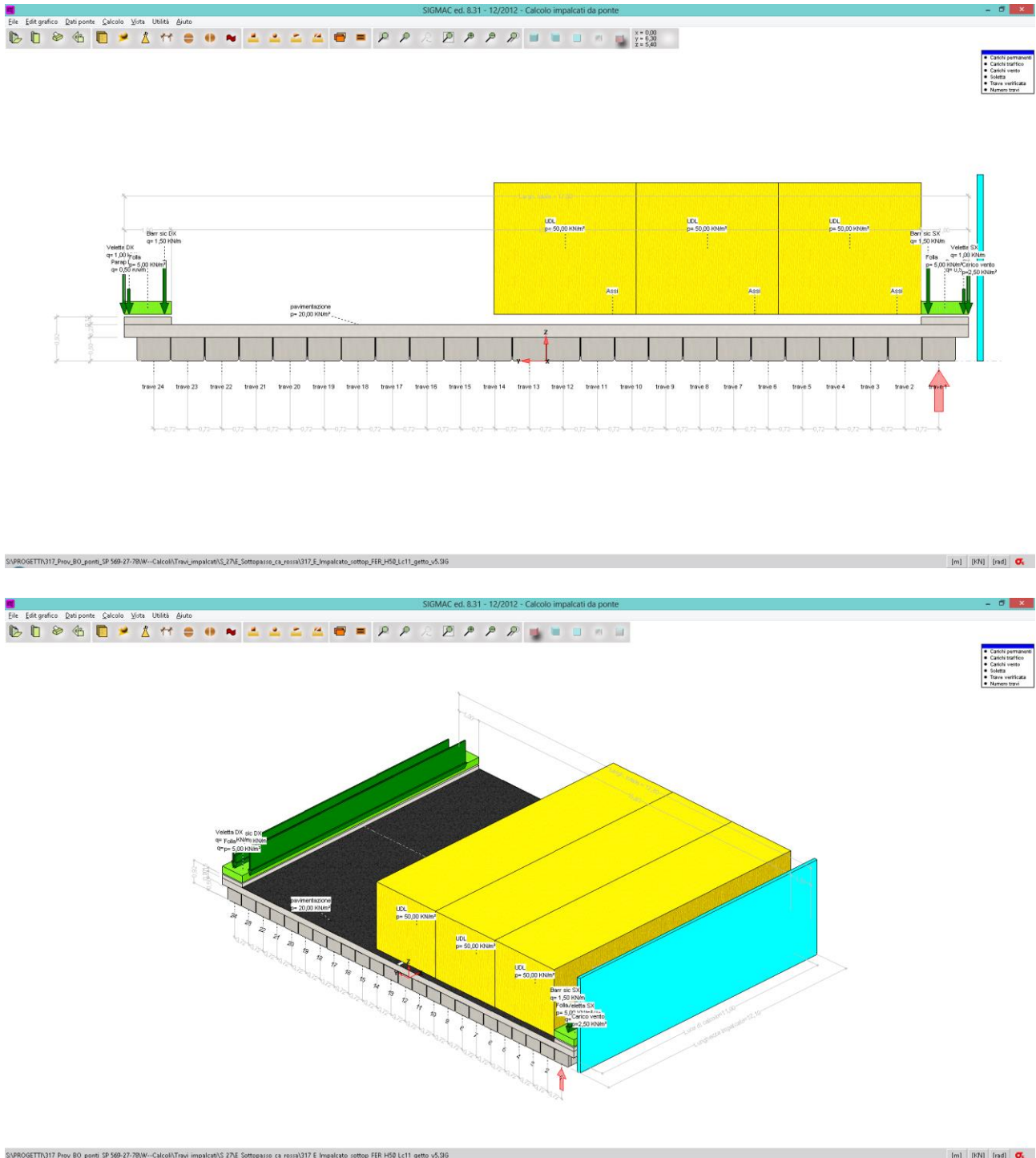
Si rimanda per approfondimenti ai manuali d'uso del software sopra indicato.

2. ANALISI IMPALCATO

Si riporta l'analisi dell'impalcato in c.a.p. in oggetto.

2.1. IMPALCATO FF.SS. LUCE DI CALCOLO 11.00 M

Si riporta input ed output dell'impalcato in oggetto.



Prov. BO
317 - ponti
E- H50 cm Lc 11 m FFSS 27 cm
Relazione di calcolo dell'impalcato

1 UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO

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

lunghezza	: m
forza	: KN

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

I carichi agenti sull'impalcato sono, come è naturale assumere, positivi se diretti verso il basso.
Le tensioni sono positive se di trazione, sia per quanto riguarda il calcestruzzo che l'acciaio.

2 SISTEMA DI RIFERIMENTO

Si considera l'impalcato come un piano in cui un sistema di assi ortogonali x,y individua ogni punto di esso.
L'asse x è assunto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente.
L'origine di questo sistema di riferimento è posizionata sulla intersezione tra l'asse di simmetria delle travi prefabbricate e un asse degli appoggi (è indifferente quale dei due assi appoggi viene assunto come origine x).

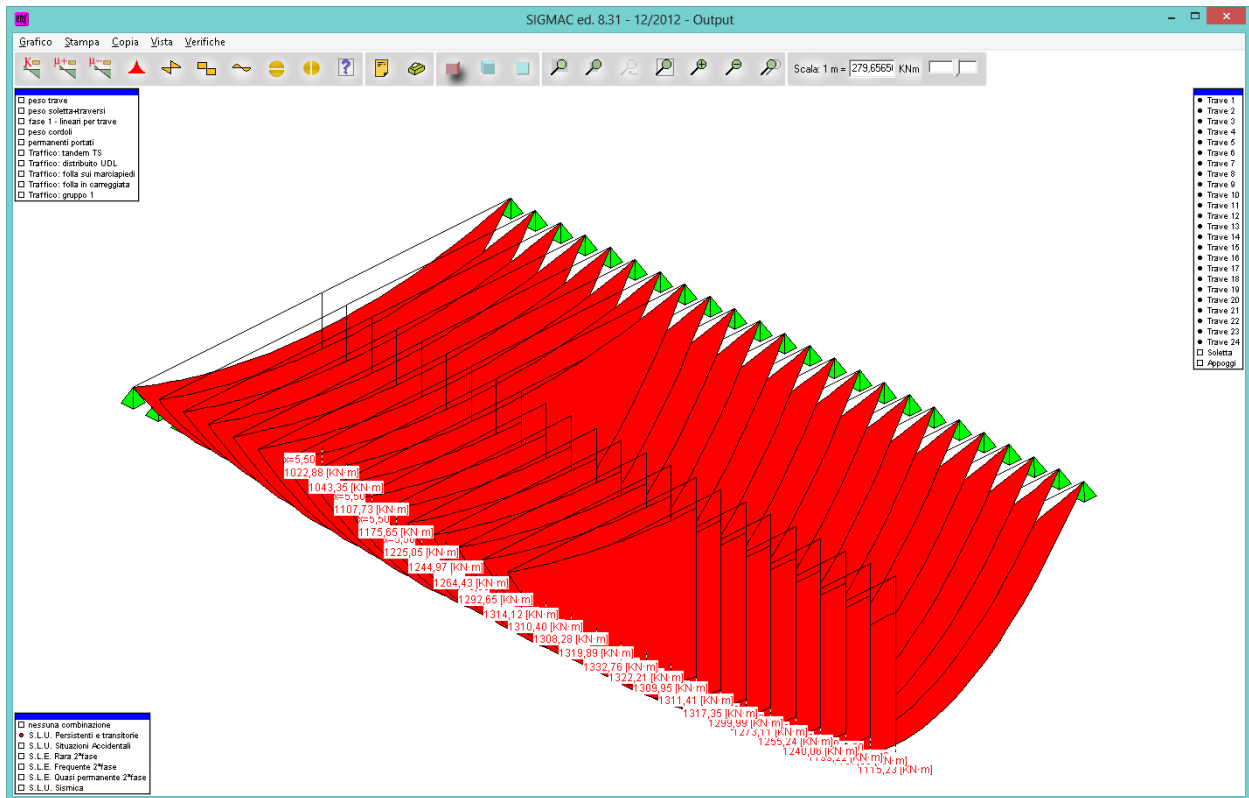
Le grandezze y rappresentano perciò le eccentricità dei carichi ed hanno segno negativo verso destra e positivo verso sinistra guardando le sezioni nelle figure allegate.

Le grandezze x sono sempre positive.

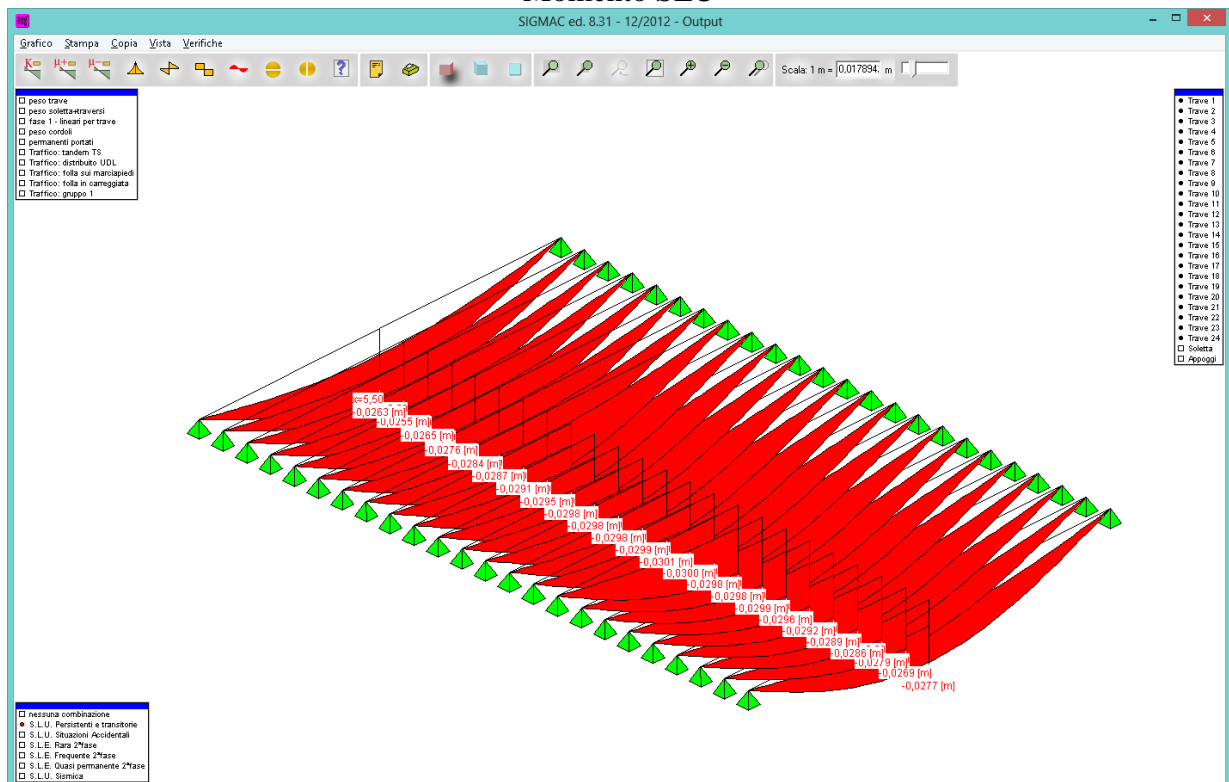
L'asse delle z, ortogonale al piano x,y , ha lo zero sul fondo delle travi prefabbricate ed ha valori positivi verso l'alto.

I tabulati completi di input ed output si possono trovare su supporto informatico.

Si riportano infine le immagini che descrivono l'analisi ed i risultati relativi all'utilizzo del modulo "Grigliati" :



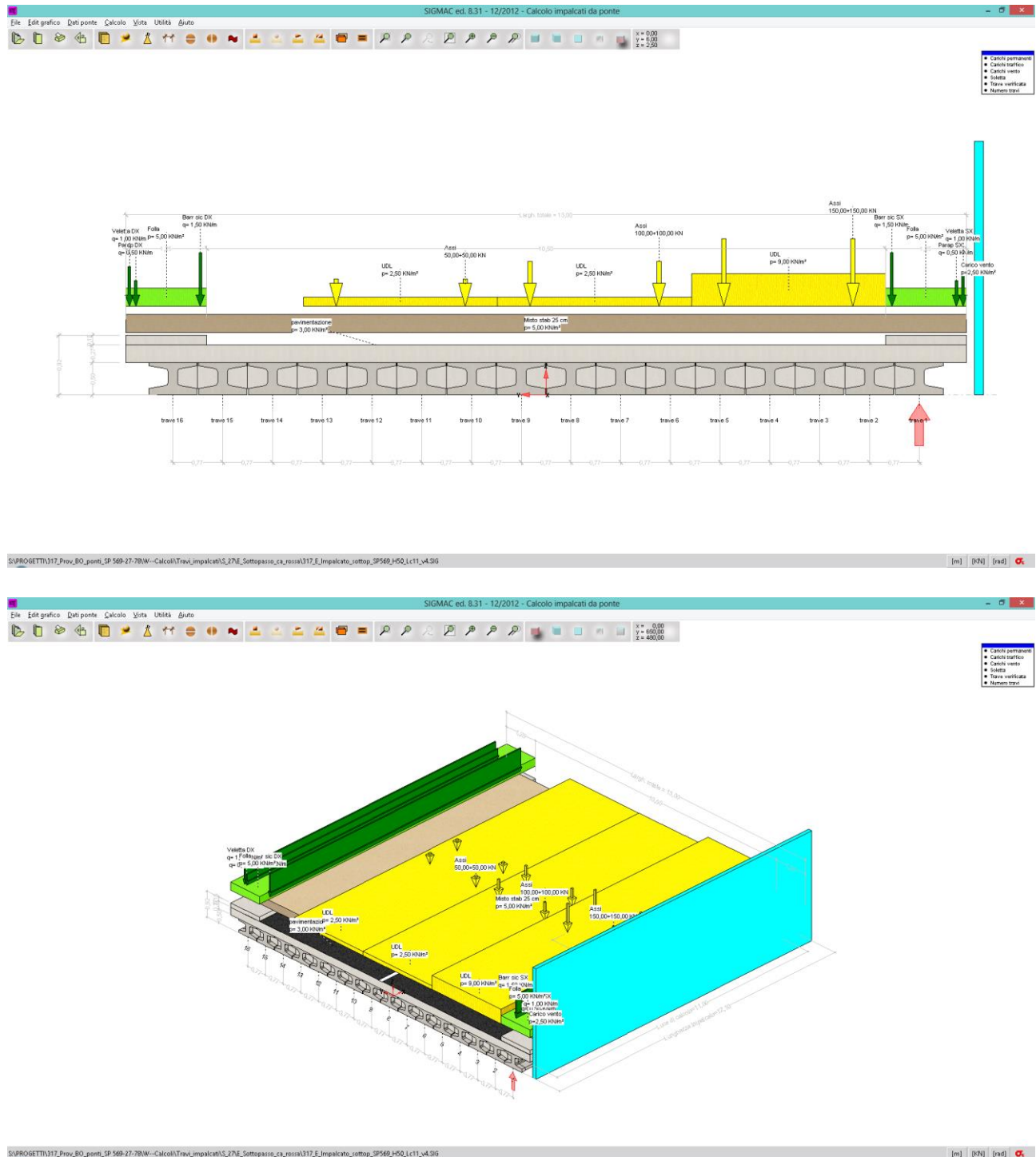
Momento SLU



Deformazioni SLE

2.2. IMPALCATO S.P. 569 LUCE DI CALCOLO 11.00 M

Si riporta input ed output dell'impalcato in oggetto.



Prov. BO
317 - ponti
E- H50 cm Lc 11 m SP569 27 cm
Relazione di calcolo dell'impalcato

3 UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO

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

lunghezza	: m
forza	: KN

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

I carichi agenti sull'impalcato sono, come è naturale assumere, positivi se diretti verso il basso.
Le tensioni sono positive se di trazione, sia per quanto riguarda il calcestruzzo che l'acciaio.

4 SISTEMA DI RIFERIMENTO

Si considera l'impalcato come un piano in cui un sistema di assi ortogonali x,y individua ogni punto di esso.
L'asse x è assunto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente.
L'origine di questo sistema di riferimento è posizionata sulla intersezione tra l'asse di simmetria delle travi prefabbricate e un asse degli appoggi (è indifferente quale dei due assi appoggi viene assunto come origine x).

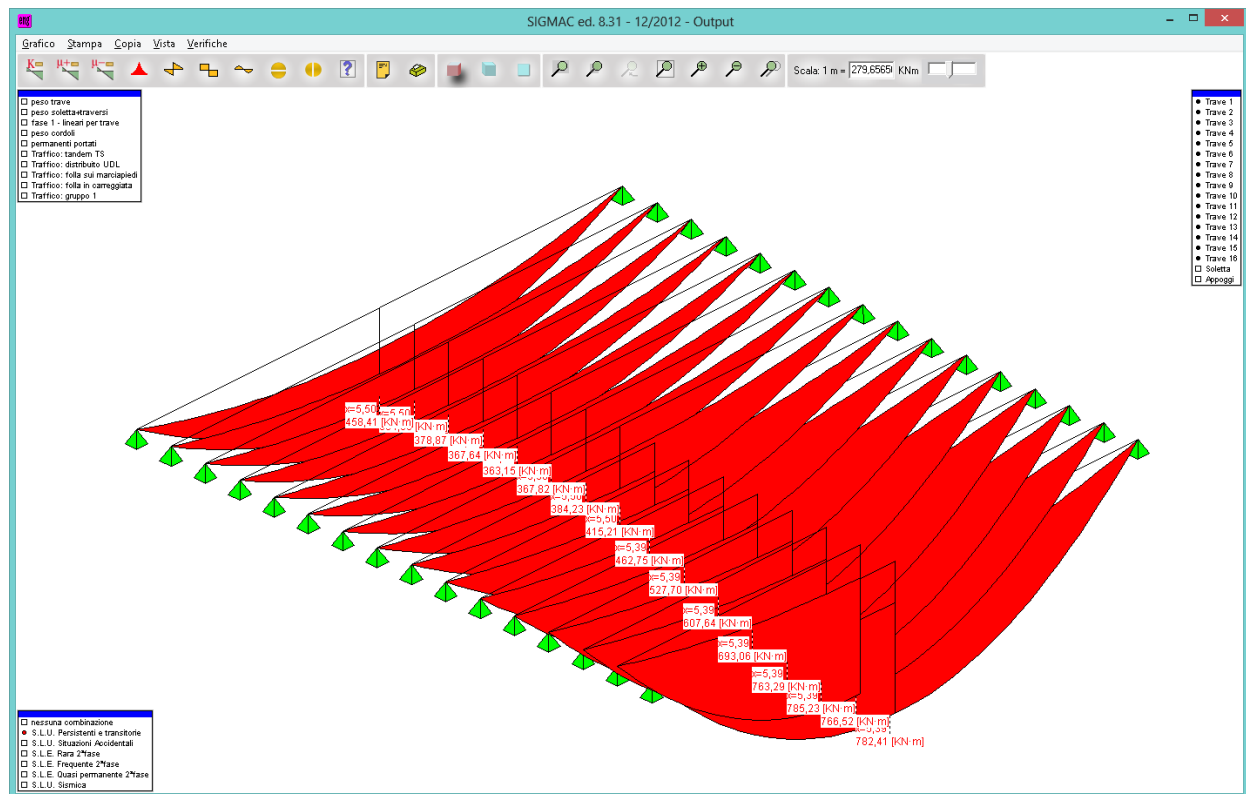
Le grandezze y rappresentano perciò le eccentricità dei carichi ed hanno segno negativo verso destra e positivo verso sinistra guardando le sezioni nelle figure allegate.

Le grandezze x sono sempre positive.

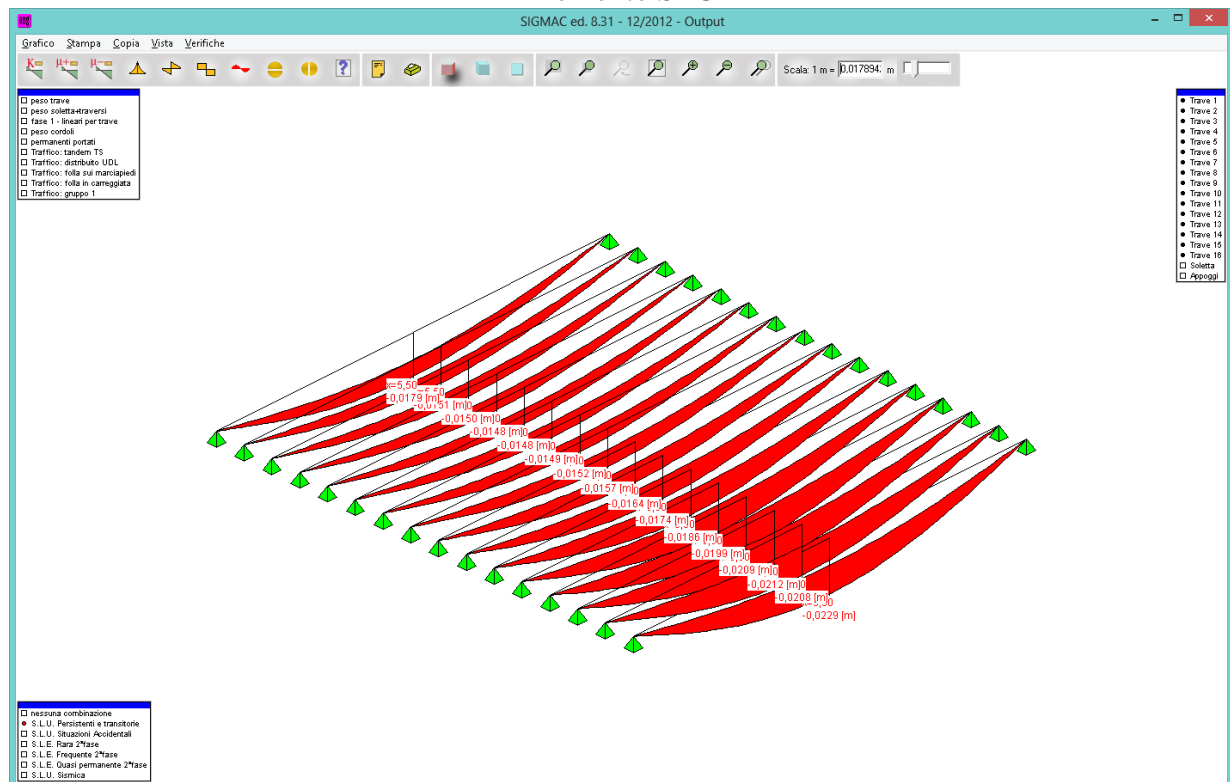
L'asse delle z, ortogonale al piano x,y , ha lo zero sul fondo delle travi prefabbricate ed ha valori positivi verso l'alto.

I tabulati completi di input ed output si possono trovare su supporto informatico.

Si riportano infine le immagini che descrivono l'analisi ed i risultati relativi all'utilizzo del modulo "Grigliati" :



Momento SLU



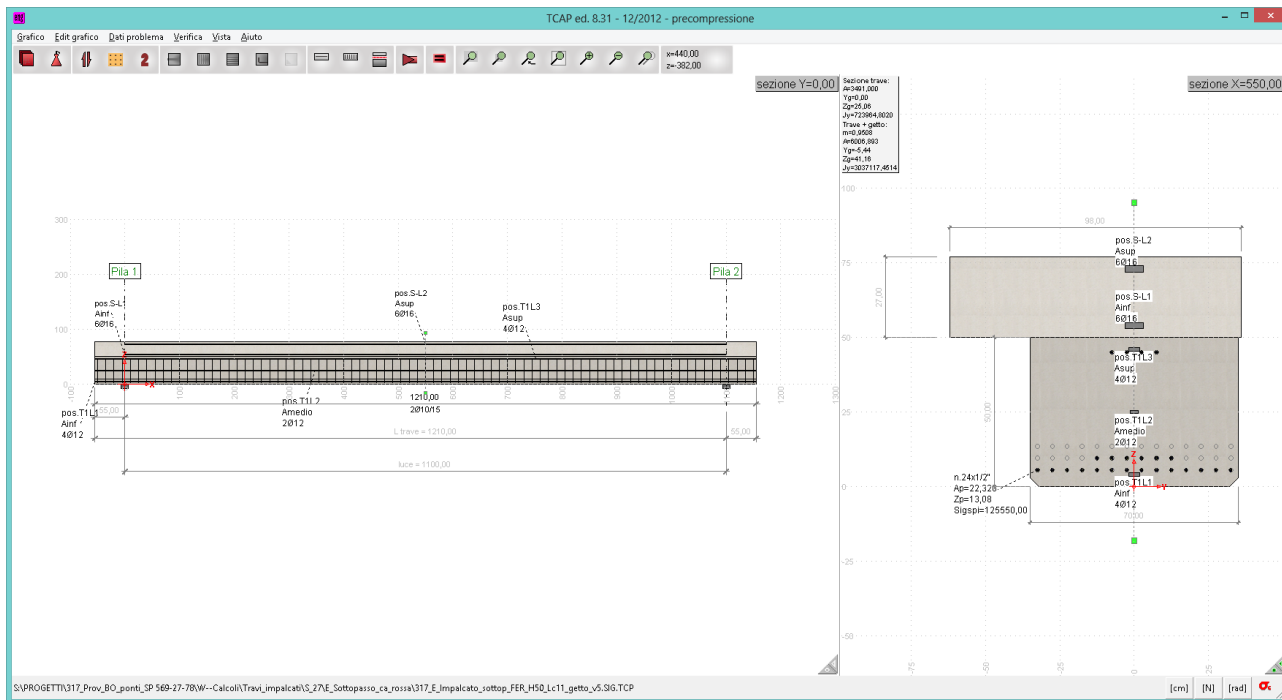
Deformazioni SLE

3. VERIFICA TRAVE

Si riporta la verifica della trave in c.a.p. in oggetto.

3.1. TRAVE FF.SS. LUCE DI CALCOLO 11.00 M

Si riportano le verifiche di resistenza, tensionali e deformative della trave in oggetto.



Geometria

Trefoli pretesati

Descrizione:

Sezione: 0.9300 [cm²]

Materiale:

Tensione iniziale:

livello	Z	n. max trefoli	n. trefoli	n. guaine	Lunghezza guaine
4	45	4	4		0
3	13,5	14			400
2	9,5	14	6	2	300
1	5,5	14	14	2	200

N. trefoli: 24 L. tot guaine: 1000,00

As tot: 22,320

Ok Annulla

Disposizione trefoli

5 317 - PONTI - E - H50 CM LC 11 FFSS M S=27 - VERIFICA ELEMENTO PRECOMPRESSO

5.1 OGGETTO DELLA RELAZIONE

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

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

5.2 NORMATIVE, CONVENZIONI ED IPOTESI DI BASE

5.2.1 Sistema di riferimento

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

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

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

5.2.2 Normativa

Sono rispettate le seguenti normative:

- Legge 05/11/1971 n. 1086: *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.*

- D.M. 14/01/2008: *Norme tecniche per le costruzioni - NTC 2008*

5.2.3 Unità di misura

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

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

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

5.2.4 Modello di calcolo

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

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

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

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

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

5.2.5 Codice di calcolo

La verifica è stata condotta con il codice di calcolo automatico TCAP ed. 8.31 - 12/2012 sviluppato da SIGMAc SOFT - Padova.

Procedura di calcolo tensionale per flessione: PREFLErett vers. TCAP/3.0 09/11 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per flessione: FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT

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

Modello iperstatico: TRSP ed. TCAP/1.0 04/10 - SIGMAcSOFT

5.3 DATI DI CALCOLO

5.3.1 Dati geometrici

5.3.1.1 Schemi statici

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

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

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

5.3.1.1.1 Prima fase

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

In opera al momento del getto di 2a fase:

Sbalzo sinistro = 55,00

Sbalzo destro = 55,00

5.3.1.1.2 Seconda fase

In seconda fase la struttura è vincolata sugli appoggi definitivi:

appoggio	descrizione	X	luce campata
1	Pila 1	0,00	
2	Pila 2	1100,00	1100,00

5.3.2 Armature trave prefabbricata

5.3.2.1 Armature di precompressione pretesate

trefoli : 1/2" area = 93,000 [mm²]

acciaio : prec.fpk=1860

tensione di tesatura = 125550,00 [N/cm²]

$A_p = 22,320$ $N_p = 2802276,00$ [N] $Z_{g,p} = 13,08$ [cm]

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
45,00	4		
13,50			
9,50	6	2	300,00
5,50	14	2	200,00
N. trefoli=	24	L tot guaine=	1000,00

5.3.2.2 Armatura lenta

Armatura longitudinale :

pos.		armatura	Y	Z	x iniziale	x finale
T1L1	Ainf	4Ø12	0,00	4,00	-7,00	1107,00
T1L1	(simmetrica)				-7,00	1107,00
T1L2	Amedio	2Ø12	0,00	25,00	-7,00	1107,00
T1L2	(simmetrica)				-7,00	1107,00
T1L3	Asup	4Ø12	0,00	46,00	-7,00	1107,00
T1L3	(simmetrica)				-7,00	1107,00

Armatura trasversale :

pos.		armatura	X iniziale	X finale	
T1S1		2Ø10/15,00	-55,00	1155,00	anima trave
T1S1	(simmetrica)		-55,00	1155,00	

armatura longit. appoggio :

n. barre	Ø	lunghezza	quota Z
4	16	192	3

5.3.3 Materiali - resistenze di calcolo

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

5.3.3.1 Calcestruzzo delle travi prefabbricate

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

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

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

Calcestruzzo	C45/55
resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$	5500,00
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$	3850,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,500
modulo elastico	3641611,39
peso specifico	0,0245
ritiro totale	-0,00030
% ritiro prima del taglio trefoli	25,5%
% ritiro taglio trefoli-getto soletta	25,5%
% ritiro da getto soletta a t=inf.	49%
coeff. di viscosità	2,300
% viscosità taglio trefoli-getto soletta	33%
% viscosità da getto soletta a t=inf.	67%

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

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

Resistenza di calcolo a compressione :

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

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

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

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

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

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

al taglio dei trefoli :

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

a cadute avvenute :

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

5.3.3.2 Calcestruzzo gettato in opera

Calcestruzzo	C35/45
resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$	4500,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,5
modulo elastico	3462548,52
peso specifico	0,0245
coeff. di omogeneizzazione con cls travi	0,951

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 4500,00 = 3735,00$	N/cm ²
------------------	----------	-----------------------	----------------------------------	-------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 3735,00 / 1,5 = 2116,50$	N/cm ²
------------------	----------	---	--	-------------------

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

$$f_{cd} = 2116,50$$

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

a tempo infinito	f_{ct}	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 335,21 / 1.2 = 279,34$
------------------	----------	-------------------	---------------------------

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

σ_c	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 2241,00$	N/cm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 1680,75$	N/cm ²	(per comb. quasi permanente)

5.3.3.3 Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	167400,00
Modulo elastico	20600000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6
coefficiente di sicurezza	1,15
% rilassam. prima del taglio trefoli	41,4%
% rilassam. taglio trefoli-getto soletta	25,9%
% rilassam. da getto soletta a t=inf.	32,7%

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

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

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

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

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

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

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

5.3.3.4 Acciaio per armatura lenta

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

tipo acciaio	B450C
tensione di snervamento f_{yk}	45000,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,15
modulo elastico	21000000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

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

σ_s	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 45000,00 = 36000,00$	N/cm ²
------------	--------------------------	------------------------------------	-------------------

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

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

5.3.4 Cadute di tensione

5.3.4.1 Rilassamento dell'acciaio da precompressione

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

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

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

dove:

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

Acciaio	classe	ρ_{1000}
1	2	2.5

- $\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$;
- f_{pk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;
- t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

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

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

5.3.4.2 Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a :

prefabbricati $\varepsilon_{cs1} = -0,00030$

getto in opera $\varepsilon_{cs2} = -0,00030$

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

Armatura	$\Delta\sigma_{ps}$		
Trave 1 - gruppo 1	$-0,00030 \cdot 20600000,00 =$	-6180,00	4,92%

5.3.4.3 Viscosità del calcestruzzo

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

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

5.3.4.4 Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione

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

	% rilassamento	% ritiro	% viscosità
dalla posa in tensione al taglio trefoli	41,40	25,50	0,00
dal taglio trefoli al getto in opera	25,90	25,50	33,00
dal getto in opera a tempo infinito	32,70	49,00	67,00

5.4 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

5.4.1 Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo

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

PRIMA FASE

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

SECONDA FASE

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

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

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

dove:

G_1 = permanenti strutturali

G_2 = permanenti non strutturali

P = precompressione

Q = azioni variabili

5.4.2 Stato limite di fessurazione travi prefabbricate

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

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

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

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

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

5.4.3 Stato Limite di deformazione

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

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

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

$$E_{soletta} = 3462548,52$$

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

$$\varphi_{inf} = 2,3$$

L'effetto della viscosità viene poi ridotto moltiplicando tutte le deformazioni conseguenti per il valore 0,5

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

5.4.3.1 Prima fase

H50 :

	accorciamento [cm]	rotaz. testata sinistra [rad]	rotaz. testata destra [rad]	frecce in mezzzeria [cm]
al taglio trefoli	-0,2089	0,00404	-0,00404	1,1488
al getto soletta	-0,3627	0,00372	-0,00372	1,0154
dopo maturazione	-0,3640	0,00373	-0,00373	1,0171

5.4.3.2 Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Pila 1	0,0000	0,0000	0,0000
Pila 2	0,0000	0,0000	-0,0959

Rotazioni in asse appoggi [rad] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Pila 1	0,00000	0,00000	0,00262
Pila 2	0,00000	0,00000	-0,00262

Frecce in mezzzeria [cm] :

campata	X	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf. comb. rara max	t=inf. comb. rara min
1	550,00	1,0171	1,0171	1,7030	0,8104

5.5 STATI LIMITE ULTIMI

5.5.1 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti

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

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

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

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

5.5.2 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti

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

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

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

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

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

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

Dove:

d: altezza utile della sezione

b_w : larghezza minima della sezione

A_{sw} : area armatura trasversale nella sezione

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

s: passo staffe

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

θ : inclinazione bielle compresse in cls

α_c : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{sl} : area acciaio in zona tesa

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

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

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

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

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

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

5.5.3 Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti

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

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

in cui:

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

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

in cui:

Larghezza superficie contatto / spess. tot. anme	b_i/b_w	1,000	[-]
Fattore di coesione tra le superfici	c	0,350	[-]
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	335,21	[N/cm ²]
Coefficiente di attrito tra le superfici	μ	0,600	[-]
Compressione normale alle superfici di contatto	σ_n	14,00	[N/cm ²]
Area complessiva staffa di collegamento	A_{sw}	<variabile>	[cm ²]
Passo staffe di collegamento	s	<variabile>	[cm]
Resistenza calcestruzzo più debole	f_{cd}	2116,50	[N/cm ²]

5.6 VERIFICA DELLE SEZIONI

5.6.1 Verifica sezione X=0,00 - appoggio

5.6.1.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-32,00	0,00
2	-35,00	3,00
3	-35,00	50,00
4	35,00	50,00
5	35,00	3,00
6	32,00	0,00

$$A = 3491,000$$

$$J_f = 723964,8020$$

$$Z_g = 25,06$$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	4,00	4,524	4Ø12 Ainf
2	25,00	2,262	2Ø12 Amedio
3	46,00	4,524	4Ø12 Asup
4	3,00	8,042	4Ø16 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15,000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	3781,283	840645,7000	24,36

Sollecitazioni	M _{esterno}
prima del getto	0,00
dopo getto 2a fase	0,00

5.6.1.1.1 Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	σ _{e, max}	σ _{i, max}
prima del getto	0,00	0,00
dopo getto 2a fase	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai	σ _{sp}	σ _{long, inf}	σ _{long, sup}
prima del getto	119357,40	0,00	0,00
dopo getto 2a fase	119357,40	0,00	0,00

5.6.1.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

<sollecitazioni flettenti nulle>

5.6.1.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,785	70,00		0,10472

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
47,00	1,652	14,828	0,0045	0,00	1,000

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Red}
178752,60	173334,00	1914903,00

$$V_{Ed,max} = 111753,62 < 178752,59$$

5.6.1.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$		$\sigma_{i,max}$	
trave prefabbricata	0,00		0,00	
getto in opera	0,00		0,00	

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

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	3019,69	2,4%
rilassamento acciaio	24,1%	1473,32	1,2%
viscosità cls	100,0%	7252,37	5,8%

5.6.1.2.1 Verifiche in esercizio

5.6.1.2.1.1 Verifica tensionale

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z	
1	-32,00	0,00	
2	-35,00	3,00	
3	-35,00	50,00	
4	35,00	50,00	
5	35,00	3,00	
6	32,00	0,00	fine prefabb.
7	-32,00	0,00	
8	-62,00	77,00	getto in opera
9	36,00	77,00	(m=1,000)
10	36,00	50,00	
11	-62,00	50,00	
12	-62,00	77,00	

$$A = 6137,000$$

$$J_f = 3108572,1078$$

$$Z_g = 41,63$$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	4,00	4,524	4Ø12 Ainf
2	25,00	2,262	2Ø12 Amedio
3	46,00	4,524	4Ø12 Asup
4	3,00	8,042	4Ø16 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15,000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	6427,283	3386722,0000	40,47

Tensioni sul cls - H50 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai :

	σ_{sp}	$\sigma_{long,inf}$	$\sigma_{long,sup}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	0,00

5.6.1.2.1.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

<sollecitazioni flettenti nulle>

5.6.1.2.1.3 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	θ [rad]	b _w	Staffe:	A _{sw}
	0,785	70,00		0,10472

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
74,00	1,520	19,352	0,0037	0,00	1,000

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
243182,80	272908,80	3014954,00

V_{Ed,max} = 405538,50 > 272908,79 * verifica soddisfatta

Trazione per taglio (V=405538,50) = 202769,25 [N]

5.6.1.2.1.4 Verifica rottura per torsione $t=inf$.

Calcestruzzo:	θ [rad]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0,785	1293,42		0,05236

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
2912,000	18,00	216,00	0,00	1,000

T_{Rcd}	T_{Rsd}
6,779573E7	1,193259E7

$$T_{Ed,max} = 10565985,62 < 11932588,44$$

$$\text{Trazione per torsione (T=11932588,44)} = 442554,79 \text{ [N]}$$

$$\text{Trazione per torsione (T=10565985,62)} = 391870,35 \text{ [N]}$$

$$\text{Sforzo di precompressione presente} = 0,00 \text{ [N]}$$

$$\text{armatura longitudinale minima (T=T}_{Ed,max}=10565985,62) = 10,014 \text{ [cm}^2\text{]}$$

5.6.1.2.1.5 Verifica a taglio/torsione $t=inf$.

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

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

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = 10565985,62/11932588,44 + 405538,50/272908,79 = 2,371$$

5.6.1.2.1.6 Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 70,000 [cm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=0,00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	6225,40	[N/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	0,00	[N/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±705,32	[N/cm]
staffe di collegamento	0,0000	[cm ² /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±705,32	[N/cm]

5.6.2 Verifica sezione X=5,50 - mezzeria

5.6.2.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-32,00	0,00
2	-35,00	3,00
3	-35,00	50,00
4	35,00	50,00
5	35,00	3,00
6	32,00	0,00

$$A = 3491,000$$

$$J_f = 723964,8020$$

$$Z_g = 25,06$$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	4,00	4,524	4Ø12 Ainf
2	25,00	2,262	2Ø12 Amedio
3	46,00	4,524	4Ø12 Asup
4	3,00	8,042	4Ø16 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15,000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	3781,283	840645,7000	24,36

Sollecitazioni	M _{esterno}
prima del getto	253705,22
dopo getto 2a fase	446000,84

5.6.2.1.1 Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	σ _{e,max}	σ _{i,max}
prima del getto	-12,17	0,00
dopo getto 2a fase	-21,39	0,00

Tensioni sugli acciai	σ _{sp}	σ _{long,inf}	σ _{long,sup}
prima del getto	119357,40	468,03	-127,12
dopo getto 2a fase	119357,40	822,77	-223,46

5.6.2.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Δε armature pretese: ε_{sp,z=0,00}=0,00579

fless.	Z asse neutro	Mr	ε _{sup}	Z _{g,sup}	ε _{inf}	Z _{g,inf}
(+)	44,34	2,389678E7	-0,00137	50,00	0,01000	3,00
(-)	3,73	-9972906,00	0,01000	46,00	-0,00088	0,00

$$M_{d,max} = 602101,13 < 23896780,42$$

5.6.2.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [rad]	b _w	Staffe:	A _{sw}
	0,785	70,00		0,10472

d	K	A _{sl}	ρ _l	σ _{cp}	α _c
47,00	1,652	14,828	0,0045	0,00	1,000

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
178752,60	173334,00	1914903,00

$$V_{Ed,max} = 110636,08 < 178752,59$$

5.6.2.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$		$\sigma_{i,max}$	
trave prefabbricata	-21,39		0,00	
getto in opera	0,00		0,00	

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

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	3019,69	2,4%
rilassamento acciaio	24,1%	1473,32	1,2%
viscosità cls	100,0%	7252,37	5,8%

5.6.2.2.1 Verifiche in esercizio

5.6.2.2.1.1 Verifica tensionale

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z	
1	-32,00	0,00	
2	-35,00	3,00	
3	-35,00	50,00	
4	35,00	50,00	
5	35,00	3,00	
6	32,00	0,00	fine prefabb.
7	-32,00	0,00	
8	-62,00	77,00	getto in opera
9	36,00	77,00	(m=1,000)
10	36,00	50,00	
11	-62,00	50,00	
12	-62,00	77,00	

$$A = 6137,000$$

$$J_f = 3108572,1078$$

$$Z_g = 41,63$$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	4,00	4,524	4Ø12 Ainf
2	25,00	2,262	2Ø12 Amedio
3	46,00	4,524	4Ø12 Asup
4	3,00	8,042	4Ø16 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15,000)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	6427,283	3386722,0000	40,47

Tensioni sul cls - H50 :

	$\sigma_{e,max}$		$\sigma_{e,min}$		$\sigma_{i,max}$		$\sigma_{i,min}$	
t=inf.-senza carichi	-21,39		-21,39		0,00		0,00	
t=inf.-SLE Rare	0,00		-21,39		0,00		0,00	
t=inf.-SLE Frequenti	-7,04		-21,39		0,00		0,00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-15,27		-21,39		0,00		0,00	

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$		$\sigma_{e,min}$		$\sigma_{i,max}$		$\sigma_{i,min}$	
t=inf.-senza carichi	0,00		0,00		0,00		0,00	
t=inf.-SLE Rare	0,00		-34,02		0,00		0,00	
t=inf.-SLE Frequenti	0,00		-20,43		0,00		0,00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00		-11,08		0,00		0,00	

Tensioni sugli acciai :

	σ_{sp}		$\sigma_{long,inf}$		$\sigma_{long,sup}$	
t=inf.-senza carichi	0,00		0,00		0,00	
t=inf.-SLE Rare	0,00		905,93		254,76	
t=inf.-SLE Frequenti	0,00		460,41		117,95	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00		222,26		52,49	

5.6.2.2.1.2 Verifica a rottura per flessione $t=inf.$

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta\epsilon_{sp}$
Armature pretese	0,00	0,00000

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	$Z_{\epsilon sup}$	ϵ_{inf}	$Z_{\epsilon inf}$
(+)	69,25	4,422708E7	-0,00117	77,00	0,01000	3,00
(-)	3,73	-9973077,00	0,01000	46,00	-0,00088	0,00

$$M_{d,max} = 2184942,14 < 44227082,35$$

5.6.2.2.1.3 Verifica rottura per taglio $t=inf.$

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,785	70,00		0,10472

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
74,00	1,520	19,352	0,0037	0,00	1,000

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
243182,80	272908,80	3014954,00

$$V_{Ed,max} = 401502,51 > 272908,79 \text{ * verifica soddisfatta}$$

$$\text{Trazione per taglio } (V=401502,51) = 200751,25 \text{ [N]}$$

5.6.2.2.1.4 Verifica rottura per torsione $t=inf$.

Calcestruzzo:	θ [rad]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0,785	1293,42		0,05236

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
2912,000	18,00	216,00	0,00	1,000

T_{Rcd}	T_{Rsd}
6,779573E7	1,193259E7

$$T_{Ed,max} = 10555062,14 < 11932588,44$$

$$\text{Trazione per torsione (T=11932588,44)} = 442554,79 \text{ [N]}$$

$$\text{Trazione per torsione (T=10555062,14)} = 391465,22 \text{ [N]}$$

$$\text{Sforzo di precompressione presente} = 0,00 \text{ [N]}$$

$$\text{armatura longitudinale minima (T=T}_{Ed,max}=10555062,14) = 10,004 \text{ [cm}^2\text{]}$$

5.6.2.2.1.5 Verifica a taglio/torsione $t=inf$.

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

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

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = 10555062,14/11932588,44 + 401502,51/272908,79 = 2,356$$

5.6.2.2.1.6 Forze di scorrimento tra i getti

Si esplicita la verifica a taglio fra trave e soletta e si indica l'armatura come da tavola della trave in CAP:

$$\text{Astiffe_min_appoggio} = \phi 10/4br/10 \text{ cm}$$

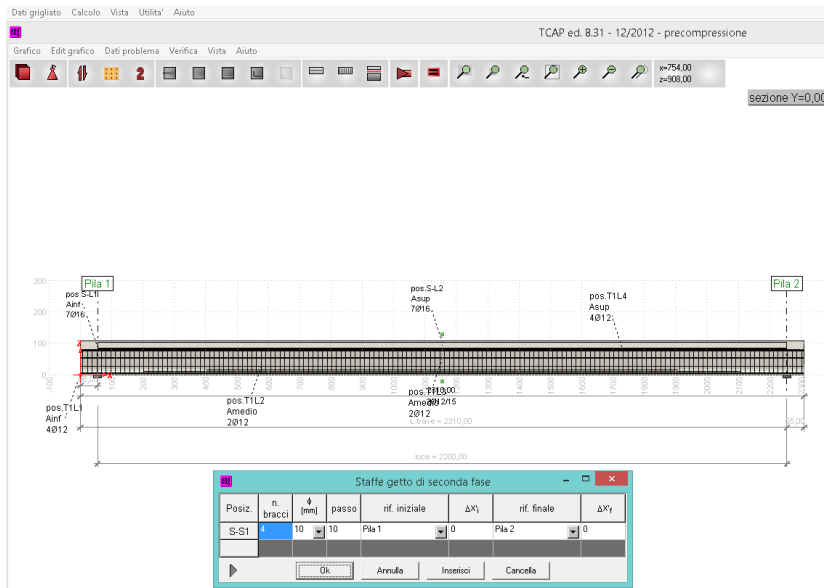
$$\text{Astiffe_tavola} = \phi 10/2br/10 \text{ cm} + \phi 12/2br/n.4$$

A favore di sicurezza si considera per la verifica un'armatura minima inferiore a quella reale in corrispondenza dell'appoggio della trave, ove si ha il taglio massimo, pari a $\phi 10/4br/10 \text{ cm}$.

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 70,000 [cm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=5,50 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	6179,70	[N/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	0,00	[N/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±705,32	[N/cm]
staffe di collegamento	0,0000	[cm ² /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±705,32	[N/cm]

Si riporta la finestra di input per la verifica delle staffe del software ENG:



$$S_{scorr} = 6179.70 \text{ N/cm} = 617.97 \text{ daN/cm}$$

$$F_{scorr} = S_{scorr} \times 100 = 61797 \text{ daN/1 m}$$

$$A_{staffe_min} = 4 \times 0.785 \times 100/10 = 31.40 \text{ cm}^2/1 \text{ m}$$

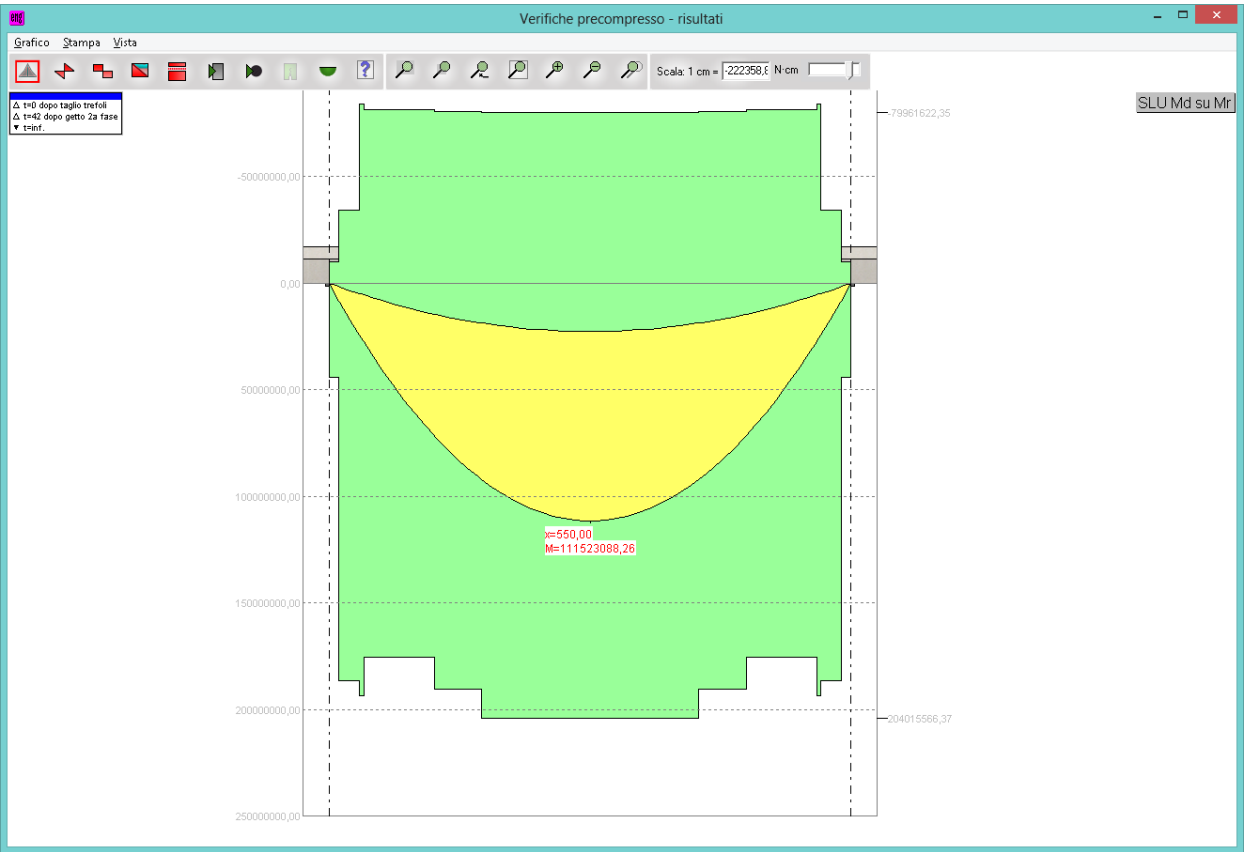
$$\sigma_{staffe} = F_{scorr} / A_{staffe_min} = 1968.06 \text{ daN/cm}^2 < f_{yB450C} / 1.15 = 3913 \text{ daN/cm}^2$$

quindi segue $S_d < R_d$

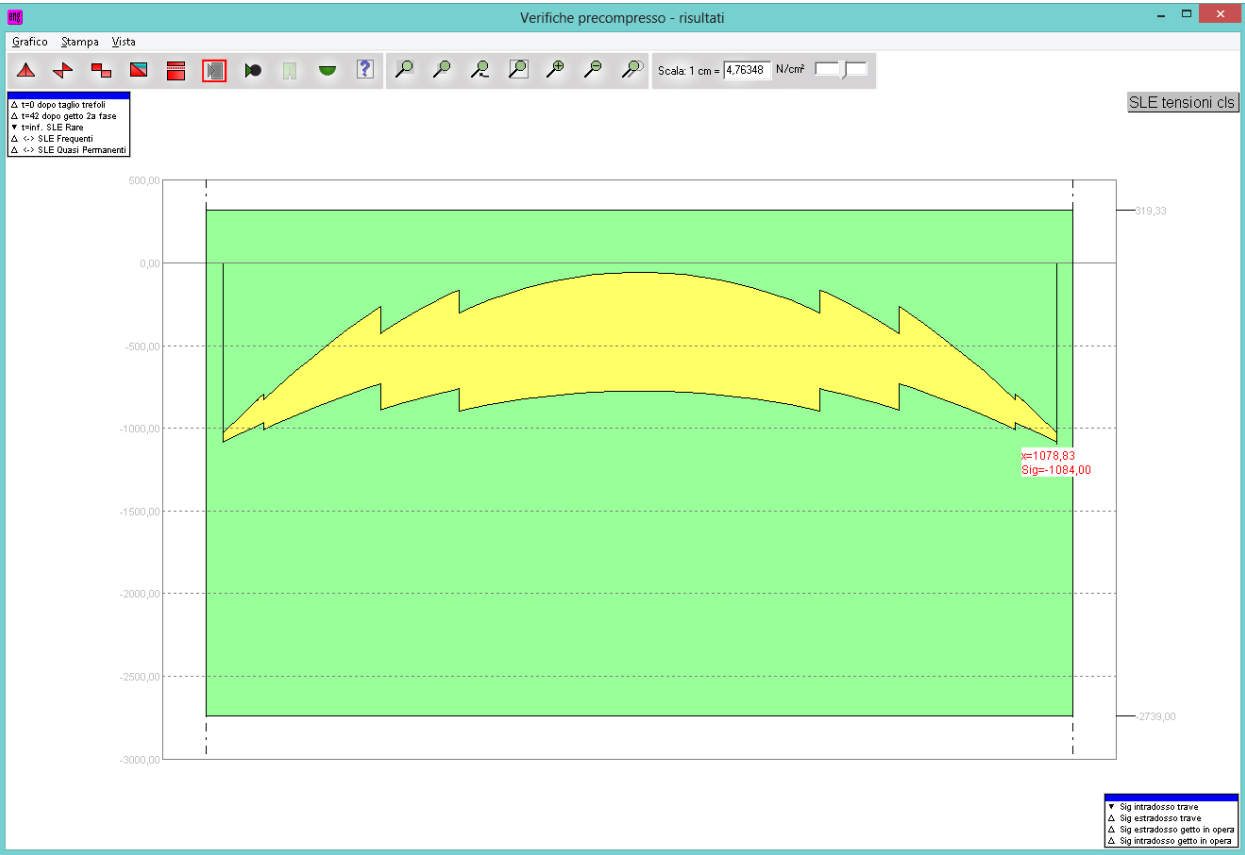
Verifica soddisfatta

La verifica è soddisfatta con un'armatura minima inferiore a quella riportata nella relativa tavola, di passo variabile, a favore di sicurezza.

Si riportano i grafici delle verifiche più significative per la trave in CAP con in giallo l'azione sollecitante ed in verde quella resistente :



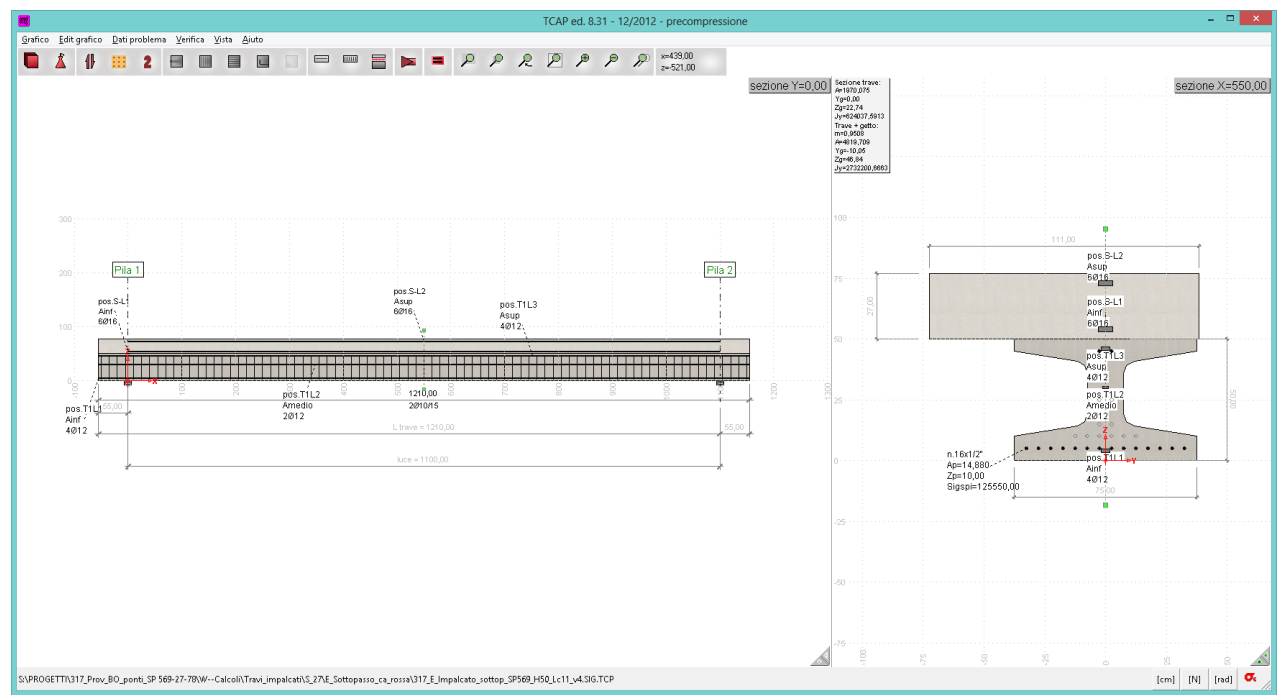
Momento



Tensioni nel calcestruzzo

3.2. TRAVE S.P. 569 LUCE DI CALCOLO 11.00 M

Si riportano le verifiche di resistenza, tensionali e deformative della trave in oggetto.



Geometria

Geometria

Trefoli pretesati

Descrizione:

Sezione: 0,9300 [cm²]

Materiale:

Tensione iniziale:

livello	Z	n. max trefoli	n. trefoli	n. guaine	Lunghezza guaine
5	45	2	2		0
4	25	2			0
3	15	2			400
2	10	6			300
1	5	14	14	4	200

N. trefoli 16 L tot guaine 800,00

As tot 14,880

Disposizione trefoli

6 317 - PONTI - E - H50 CM SP569 LC 11 M S=27 - VERIFICA ELEMENTO PRECOMPRESSO

6.1 OGGETTO DELLA RELAZIONE

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

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

6.2 NORMATIVE, CONVENZIONI ED IPOTESI DI BASE

6.2.1 Sistema di riferimento

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

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

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

6.2.2 Normativa

Sono rispettate le seguenti normative:

- Legge 05/11/1971 n. 1086: *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.*

- D.M. 14/01/2008: *Norme tecniche per le costruzioni - NTC 2008*

6.2.3 Unità di misura

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

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

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

6.2.4 Modello di calcolo

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

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

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

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

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

6.2.5 Codice di calcolo

La verifica è stata condotta con il codice di calcolo automatico TCAP ed. 8.31 - 12/2012 sviluppato da SIGMAc SOFT - Padova.

Procedura di calcolo tensionale per flessione: PREFLErett vers. TCAP/3.0 09/11 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per flessione: FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT

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

Modello iperstatico: TRSP ed. TCAP/1.0 04/10 - SIGMAcSOFT

6.3 DATI DI CALCOLO

6.3.1 Dati geometrici

6.3.1.1 Schemi statici

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

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

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

6.3.1.1.1 Prima fase

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

In opera al momento del getto di 2a fase:

Sbalzo sinistro = 55,00

Sbalzo destro = 55,00

6.3.1.1.2 Seconda fase

In seconda fase la struttura è vincolata sugli appoggi definitivi:

appoggio	descrizione	X	luce campata
1	Pila 1	0,00	
2	Pila 2	1100,00	1100,00

6.3.2 Armature trave prefabbricata

6.3.2.1 Armature di precompressione pretesate

trefoli : 1/2" area = 93,000 [mm²]

acciaio : prec.fpk=1860

tensione di tesatura = 125550,00 [N/cm²]

$A_p = 14,880$ $N_p = 1868184,00$ [N] $Z_{g,p} = 10,00$ [cm]

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
45,00	2		
25,00			
15,00			
10,00			
5,00	14	4	200,00
N. trefoli=	16	L tot guaine=	800,00

6.3.2.2 Armatura lenta

Armatura longitudinale :

pos.		armatura	Y	Z	x iniziale	x finale
T1L1	Ainf	4Ø12	0,00	4,00	-7,00	1107,00
T1L1	(simmetrica)				-7,00	1107,00
T1L2	Amedio	2Ø12	0,00	30,00	-7,00	1107,00
T1L2	(simmetrica)				-7,00	1107,00
T1L3	Asup	4Ø12	0,00	46,00	-7,00	1107,00
T1L3	(simmetrica)				-7,00	1107,00

Armatura trasversale :

pos.		armatura	X iniziale	X finale	
T1S1		2Ø10/15,00	-55,00	1155,00	anima trave
T1S1	(simmetrica)		-55,00	1155,00	

armatura longit. appoggio :

n. barre	Ø	lunghezza	quota Z
4	16	192	3

6.3.3 Materiali - resistenze di calcolo

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

6.3.3.1 Calcestruzzo delle travi prefabbricate

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

Le travi prefabbricate in c.a.p. sono precomprese a trefoli aderenti e devono perciò rispettare delle

limitazioni tensionali già in fase iniziale, al rilascio dei trefoli.

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

Calcestruzzo	C45/55
resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$	5500,00
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$	3850,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,500
modulo elastico	3641611,39
peso specifico	0,0245
ritiro totale	-0,00030
% ritiro prima del taglio trefoli	25,5%
% ritiro taglio trefoli-getto soletta	25,5%
% ritiro da getto soletta a t=inf.	49%
coeff. di viscosità	2,300
% viscosità taglio trefoli-getto soletta	33%
% viscosità da getto soletta a t=inf.	67%

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

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

Resistenza di calcolo a compressione :

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

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

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

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

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

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

al taglio dei trefoli :

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

a cadute avvenute :

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

6.3.3.2 Calcestruzzo gettato in opera

Calcestruzzo	C35/45
resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$	4500,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,5
modulo elastico	3462548,52
peso specifico	0,0245
coeff. di omogeneizzazione con cls travi	0,951

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 4500,00 = 3735,00$	N/cm ²
------------------	----------	-----------------------	----------------------------------	-------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 3735,00 / 1,5 = 2116,50$	N/cm ²
------------------	----------	---	--	-------------------

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

$$f_{cd} = 2116,50$$

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

a tempo infinito	f_{ct}	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 335,21 / 1.2 = 279,34$
------------------	----------	-------------------	---------------------------

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

σ_c	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 2241,00$	N/cm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 1680,75$	N/cm ²	(per comb. quasi permanente)

6.3.3.3 Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	167400,00
Modulo elastico	20600000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6
coefficiente di sicurezza	1,15
% rilassam. prima del taglio trefoli	41,4%
% rilassam. taglio trefoli-getto soletta	25,9%
% rilassam. da getto soletta a t=inf.	32,7%

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

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

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

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

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

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

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

6.3.3.4 Acciaio per armatura lenta

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

tipo acciaio	B450C
tensione di snervamento f_{yk}	45000,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,15
modulo elastico	21000000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

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

σ_s	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 45000,00 = 36000,00$	N/cm ²
------------	--------------------------	------------------------------------	-------------------

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

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

6.3.4 Cadute di tensione

6.3.4.1 Rilassamento dell'acciaio da precompressione

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

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

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

dove:

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

Acciaio	classe	ρ_{1000}
1	2	2.5

- $\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$;
- f_{pk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;
- t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

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

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

6.3.4.2 Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a :

prefabbricati $\varepsilon_{cs1} = -0,00030$

getto in opera $\varepsilon_{cs2} = -0,00030$

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

Armatura	$\Delta\sigma_{ps}$		
Trave 1 - gruppo 1	$-0,00030 \cdot 20600000,00 =$	-6180,00	4,92%

6.3.4.3 Viscosità del calcestruzzo

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

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

6.3.4.4 Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione

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

	% rilassamento	% ritiro	% viscosità
dalla posa in tensione al taglio trefoli	41,40	25,50	0,00
dal taglio trefoli al getto in opera	25,90	25,50	33,00
dal getto in opera a tempo infinito	32,70	49,00	67,00

6.4 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

6.4.1 Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo

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

PRIMA FASE

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

SECONDA FASE

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

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

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

dove:

G_1 = permanenti strutturali

G_2 = permanenti non strutturali

P = precompressione

Q = azioni variabili

6.4.2 Stato limite di fessurazione travi prefabbricate

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

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

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

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

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

6.4.3 Stato Limite di deformazione

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

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

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

$$E_{soletta} = 3462548,52$$

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

$$\varphi_{inf} = 2,3$$

L'effetto della viscosità viene poi ridotto moltiplicando tutte le deformazioni conseguenti per il valore 0,5

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

6.4.3.1 Prima fase

a_H50 :

	accorciamento [cm]	rotaz. testata sinistra [rad]	rotaz. testata destra [rad]	frecce in mezzera [cm]
al taglio trefoli	-0,2425	0,00352	-0,00352	1,0521
al getto soletta	-0,4056	0,00267	-0,00267	0,7484
dopo maturazione	-0,4069	0,00268	-0,00268	0,7496

6.4.3.2 Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Pila 1	0,0000	0,0000	0,0000
Pila 2	0,0000	0,0000	-0,0783

Rotazioni in asse appoggi [rad] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Pila 1	0,00000	0,00000	0,00251
Pila 2	0,00000	0,00000	-0,00251

Frecce in mezzzeria [cm] :

campata	X	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf. comb. rara max	t=inf. comb. rara min
1	550,00	0,7496	0,7496	1,2299	0,6184

6.5 STATI LIMITE ULTIMI

6.5.1 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti

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

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

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

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

6.5.2 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti

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

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

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

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

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

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

Dove:

d: altezza utile della sezione

b_w : larghezza minima della sezione

A_{sw} : area armatura trasversale nella sezione

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

s: passo staffe

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

θ : inclinazione bielle compresse in cls

α_c : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{sl} : area acciaio in zona tesa

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

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

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

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

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

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

6.5.3 Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti

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

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

in cui:

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

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

in cui:

Larghezza superficie contatto / spess. tot. anme	b_i/b_w	1,000	[-]
Fattore di coesione tra le superfici	c	0,350	[-]
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	335,21	[N/cm ²]
Coefficiente di attrito tra le superfici	μ	0,600	[-]
Compressione normale alle superfici di contatto	σ_n	14,00	[N/cm ²]
Area complessiva staffa di collegamento	A_{sw}	<variabile>	[cm ²]
Passo staffe di collegamento	s	<variabile>	[cm]
Resistenza calcestruzzo più debole	f_{cd}	2116,50	[N/cm ²]

6.6 VERIFICA DELLE SEZIONI

6.6.1 Verifica sezione X=0,00 - appoggio

6.6.1.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-37,50	0,00
2	-37,50	10,00
3	-11,68	14,30
4	-8,68	16,00
5	-7,50	19,24
6	-7,50	35,76
7	-8,68	39,00
8	-11,68	40,70
9	-37,50	45,00
10	-37,50	50,00
11	0,00	50,00
12	37,50	50,00
13	37,50	45,00
14	11,68	40,70
15	8,68	39,00
16	7,50	35,76
17	7,50	19,24
18	8,68	16,00
19	11,68	14,30
20	37,50	10,00
21	37,50	0,00
22	0,00	0,00
23	-37,50	0,00

$A = 1970,075$

$J_f = 624037,5913$

$Z_g = 22,74$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	4,00	4,524	4Ø12 Ainf
2	30,00	2,262	2Ø12 Amedio
3	46,00	4,524	4Ø12 Asup
4	3,00	8,042	4Ø16 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15,000)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	2260,358	731903,9000	21,93

Sollecitazioni	$M_{esterno}$
prima del getto	0,00
dopo getto 2a fase	0,00

6.6.1.1.1 Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$		$\sigma_{i,max}$	
---------------------------	------------------	--	------------------	--

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

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}		$\sigma_{long,inf}$		$\sigma_{long,sup}$	
prima del getto	119357,40		0,00		0,00	
dopo getto 2a fase	119357,40		0,00		0,00	

6.6.1.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

<sollecitazioni flettenti nulle>

6.6.1.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,785	15,00		0,10472

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
47,00	1,652	14,828	0,0200	0,00	1,000

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
62944,37	173334,00	410336,40

$$V_{Ed,max} = 90449,51 < 173333,96$$

6.6.1.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$		$\sigma_{i,max}$	
trave prefabbricata	0,00		0,00	
getto in opera	0,00		0,00	

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

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	3019,69	2,4%
rilassamento acciaio	24,1%	1473,32	1,2%
viscosità cls	100,0%	7558,88	6,0%

6.6.1.2.1 Verifiche in esercizio

6.6.1.2.1.1 Verifica tensionale

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z	
1	-37,50	0,00	
2	-37,50	10,00	
3	-11,68	14,30	

n.	Y	Z	
4	-8,68	16,00	
5	-7,50	19,24	
6	-7,50	35,76	
7	-8,68	39,00	
8	-11,68	40,70	
9	-37,50	45,00	
10	-37,50	50,00	
11	0,00	50,00	
12	37,50	50,00	
13	37,50	45,00	
14	11,68	40,70	
15	8,68	39,00	
16	7,50	35,76	
17	7,50	19,24	
18	8,68	16,00	
19	11,68	14,30	
20	37,50	10,00	
21	37,50	0,00	
22	0,00	0,00	fine prefabb.
23	-37,50	0,00	
24	-72,50	77,00	getto in opera
25	38,50	77,00	(m=1,000)
26	38,50	50,00	
27	-72,50	50,00	
28	-72,50	77,00	

$A = 4967,075$

$J_f = 2780843,3933$

$Z_g = 47,33$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	4,00	4,524	4Ø12 Ainf
2	30,00	2,262	2Ø12 Amedio
3	46,00	4,524	4Ø12 Asup
4	3,00	8,042	4Ø16 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15,000)	A_{id}	J_{f, id}	Z_{g, id}
	5257,358	3140402,0000	45,63

Tensioni sul cls - a_H50 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai :

	σ_{sp}		$\sigma_{long,inf}$		$\sigma_{long,sup}$	
t=inf.-senza carichi	0,00		0,00		0,00	
t=inf.-SLE Rare	0,00		0,00		0,00	
t=inf.-SLE Frequenti	0,00		0,00		0,00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00		0,00		0,00	

6.6.1.2.1.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

<sollecitazioni flettenti nulle>

6.6.1.2.1.3 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,785	15,00		0,10472

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
74,00	1,520	19,352	0,0174	0,00	1,000

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Red}
87081,98	272908,80	646061,60

$V_{Ed,max} = 290253,28 > 272908,79$ * verifica soddisfatta

Trazione per taglio ($V=290253,28$) = 145126,64 [N]

6.6.1.2.1.4 Verifica rottura per torsione t=inf.

Calcestruzzo:	θ [rad]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0,785	1293,42		0,05236

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
750,000	5,77	130,00	0,00	1,000

T_{Rd}	T_{Rsd}
5597261,00	3073297,00

$T_{Ed,max} = 124274,95 < 3073297,16$

Trazione per torsione ($T=3073297,16$) = 266352,42 [N]

Trazione per torsione ($T=124274,95$) = 10770,50 [N]

Sforzo di precompressione presente = 0,00 [N]

armatura longitudinale minima ($T=T_{Ed,max}=124274,95$) = 0,275 [cm²]

6.6.1.2.1.5 Verifica a taglio/torsione t=inf.

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

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

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = 104290,36/3073297,16 + 290253,28/272908,79 = 1,097$$

6.6.1.2.1.6 Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 15,000 [cm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=0,00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	3082,91	[N/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	0,00	[N/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±243,32	[N/cm]
staffe di collegamento	0,0000	[cm²/cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±243,32	[N/cm]

6.6.2 Verifica sezione X=5,50 - mezzeria

6.6.2.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-37,50	0,00
2	-37,50	10,00
3	-11,68	14,30
4	-8,68	16,00
5	-7,50	19,24
6	-7,50	35,76
7	-8,68	39,00
8	-11,68	40,70
9	-37,50	45,00
10	-37,50	50,00
11	0,00	50,00
12	37,50	50,00
13	37,50	45,00
14	11,68	40,70
15	8,68	39,00
16	7,50	35,76
17	7,50	19,24
18	8,68	16,00
19	11,68	14,30
20	37,50	10,00
21	37,50	0,00
22	0,00	0,00
23	-37,50	0,00

$$A = 1970,075$$

$$J_f = 624037,5913$$

$$Z_g = 22,74$$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	4,00	4,524	4Ø12 Ainf
2	30,00	2,262	2Ø12 Amedio

n.	Z	area	
3	46,00	4,524	4Ø12 Asup
4	3,00	8,042	4Ø16 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15,000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	2260,358	731903,9000	21,93

Sollecitazioni	M _{esterno}
prima del getto	143173,41
dopo getto 2a fase	360977,63

6.6.2.1.1 Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	σ _{e, max}	σ _{i, max}
prima del getto	-7,19	0,00
dopo getto 2a fase	-18,12	0,00

Tensioni sugli acciai	σ _{sp}	σ _{long, inf}	σ _{long, sup}
prima del getto	119357,40	264,49	-76,12
dopo getto 2a fase	119357,40	666,84	-191,92

6.6.2.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Δε armature pretese: ε_{sp, z=0,00}=0,00579

fless.	Z asse neutro	Mr	ε _{sup}	Z _{εsup}	ε _{inf}	Z _{εinf}
(+)	44,52	2,35028E7	-0,00132	50,00	0,01000	3,00
(-)	3,58	-1,045416E7	0,01000	46,00	-0,00084	0,00

$$M_{d, max} = 487319,80 < 23502797,95$$

6.6.2.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [rad]	b _w	Staffe:	A _{sw}
	0,785	15,00		0,10472

d	K	A _{sl}	ρ _l	σ _{cp}	α _c
47,00	1,652	14,828	0,0200	0,00	1,000

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
62944,37	173334,00	410336,40

$$V_{Ed, max} = 89545,01 < 173333,96$$

6.6.2.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

σ _{e, max}	σ _{i, max}
---------------------	---------------------

	$\sigma_{e,max}$		$\sigma_{i,max}$	
trave prefabbricata	-18,12		0,00	
getto in opera	0,00		0,00	

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

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	3019,69	2,4%
rilassamento acciaio	24,1%	1473,32	1,2%
viscosità cls	100,0%	7558,88	6,0%

6.6.2.2.1 Verifiche in esercizio

6.6.2.2.1.1 Verifica tensionale

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z	
1	-37,50	0,00	
2	-37,50	10,00	
3	-11,68	14,30	
4	-8,68	16,00	
5	-7,50	19,24	
6	-7,50	35,76	
7	-8,68	39,00	
8	-11,68	40,70	
9	-37,50	45,00	
10	-37,50	50,00	
11	0,00	50,00	
12	37,50	50,00	
13	37,50	45,00	
14	11,68	40,70	
15	8,68	39,00	
16	7,50	35,76	
17	7,50	19,24	
18	8,68	16,00	
19	11,68	14,30	
20	37,50	10,00	
21	37,50	0,00	
22	0,00	0,00	fine prefabb.
23	-37,50	0,00	
24	-72,50	77,00	getto in opera
25	38,50	77,00	(m=1,000)
26	38,50	50,00	
27	-72,50	50,00	
28	-72,50	77,00	

$$A = 4967,075$$

$$J_f = 2780843,3933$$

$$Z_g = 47,33$$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	4,00	4,524	4Ø12 Ainf
2	30,00	2,262	2Ø12 Amedio
3	46,00	4,524	4Ø12 Asup
4	3,00	8,042	4Ø16 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15,000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	5257,358	3140402,0000	45,63

Tensioni sul cls - a_H50 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-18,12	-18,12	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	-18,12	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	-2,93	-18,12	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-13,03	-18,12	0,00	0,00

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	-21,96	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	-17,34	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	-7,38	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai :

	σ_{sp}	$\sigma_{long,inf}$	$\sigma_{long,sup}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	605,17	172,99
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	440,21	120,85
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	164,85	42,00

6.6.2.2.1.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$
Armature pretese	0,00	0,00000

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	Z _g ^{sup}	ϵ_{inf}	Z _g ^{inf}
(+)	69,75	4,39271E7	-0,00109	77,00	0,01000	3,00
(-)	3,58	-1,045195E7	0,01000	46,00	-0,00084	0,00

$$M_{d,max} = 1563156,17 < 43927095,44$$

6.6.2.2.1.3 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	θ [rad]	b _w	Staffe:	A _{sw}
	0,785	15,00		0,10472

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
74,00	1,520	19,352	0,0174	0,00	1,000

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
87081,98	272908,80	646061,60

$$V_{Ed,max} = 287831,81 > 272908,79 \text{ * verifica soddisfatta}$$

Trazione per taglio ($V=287831,81$) = 143915,91 [N]

6.6.2.2.1.4 Verifica rottura per torsione $t=inf$.

Calcestruzzo:	θ [rad]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0,785	1293,42		0,05236

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
750,000	5,77	130,00	0,00	1,000

T_{Rcd}	T_{Rsd}
5597261,00	3073297,00

$$T_{Ed,max} = 124172,58 < 3073297,16$$

Trazione per torsione ($T=3073297,16$) = 266352,42 [N]

Trazione per torsione ($T=124172,58$) = 10761,62 [N]

Sforzo di precompressione presente = 0,00 [N]

armatura longitudinale minima ($T=T_{Ed,max}=124172,58$) = 0,275 [cm²]

6.6.2.2.1.5 Verifica a taglio/torsione $t=inf$.

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

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

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = 114021,38/3073297,16 + 287831,81/272908,79 = 1,092$$

6.6.2.2.1.6 Forze di scorrimento tra i getti

Si esplicita la verifica a taglio fra trave e soletta e si indica l'armatura come da tavola della trave in CAP:

$$A_{staffe_min_appoggio} = \phi 10/4br/10 \text{ cm}$$

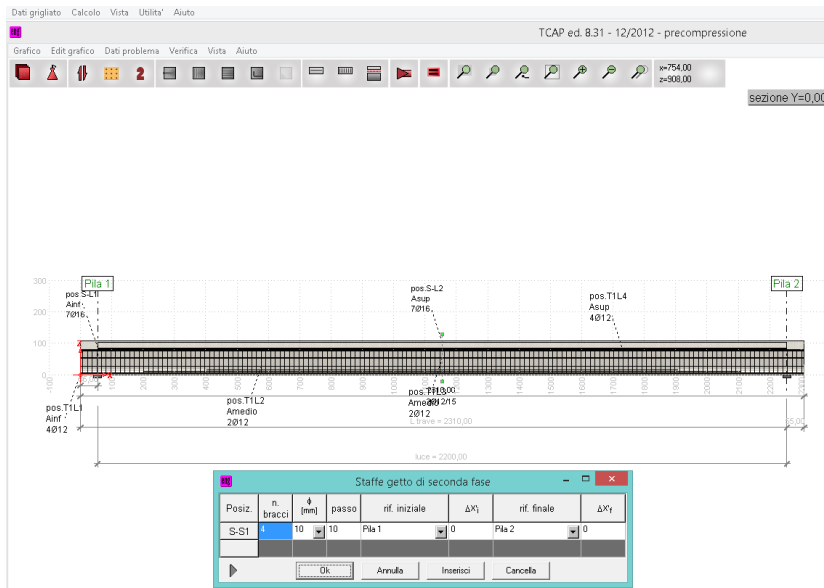
$$A_{staffe_tavola} = \phi 10/2br/10 \text{ cm} + \phi 12/2br/n.4$$

A favore di sicurezza si considera per la verifica un'armatura minima inferiore a quella reale in corrispondenza dell'appoggio della trave, ove si ha il taglio massimo, pari a $\phi 10/4br/10$ cm.

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 15,000 [cm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=5,50 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	3063,16	[N/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	0,00	[N/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±243,32	[N/cm]
staffe di collegamento	0,0000	[cm ² /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±243,32	[N/cm]

Si riporta la finestra di input per la verifica delle staffe del software ENG:



$$S_{corr} = 3036.16 \text{ N/cm} = 303.62 \text{ daN/cm}$$

$$F_{corr} = S_{corr} \times 100 = 30362 \text{ daN/1 m}$$

$$A_{staffe_min} = 4 \times 0.785 \times 100/10 = 31.40 \text{ cm}^2/1 \text{ m}$$

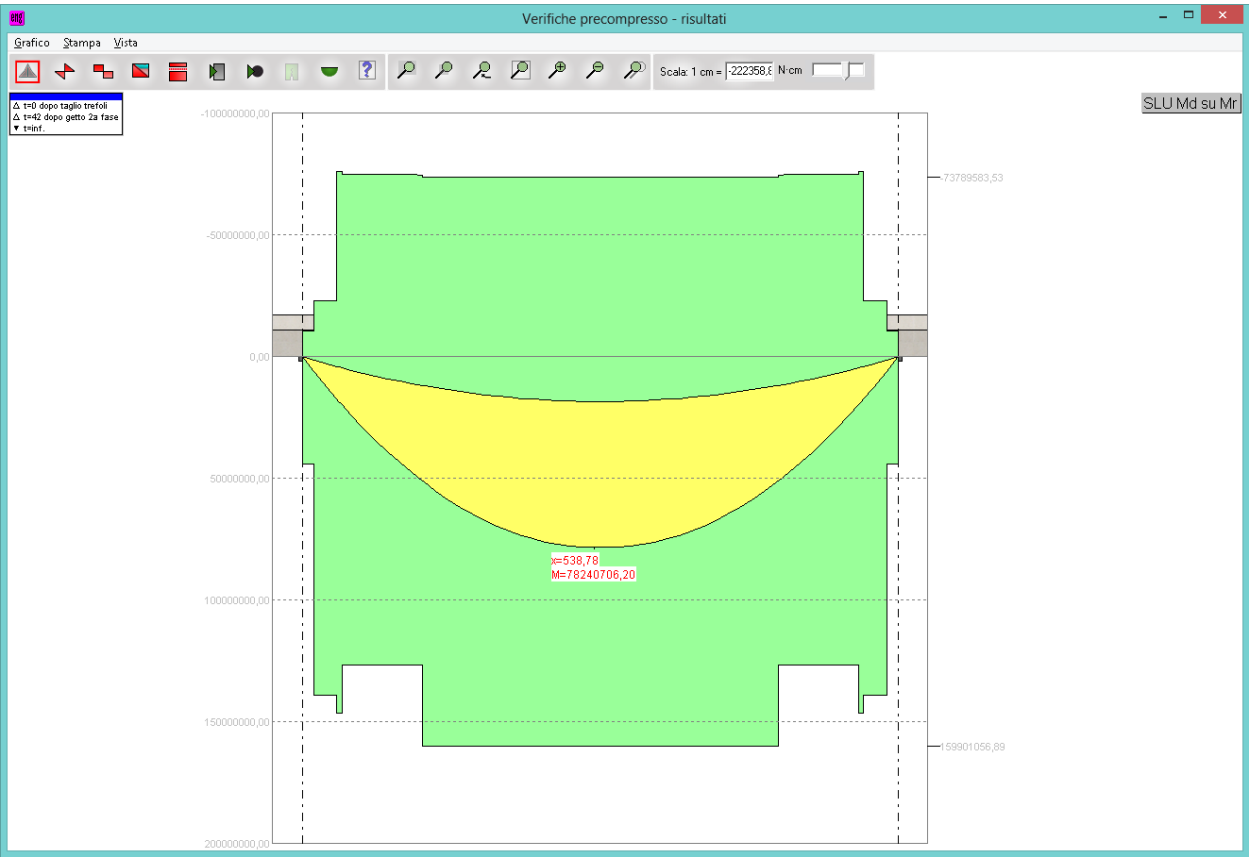
$$\sigma_{staffe} = F_{corr} / A_{staffe_min} = 966.94 \text{ daN/cm}^2 < f_{yB450C} / 1.15 = 3913 \text{ daN/cm}^2$$

quindi segue $S_d < R_d$

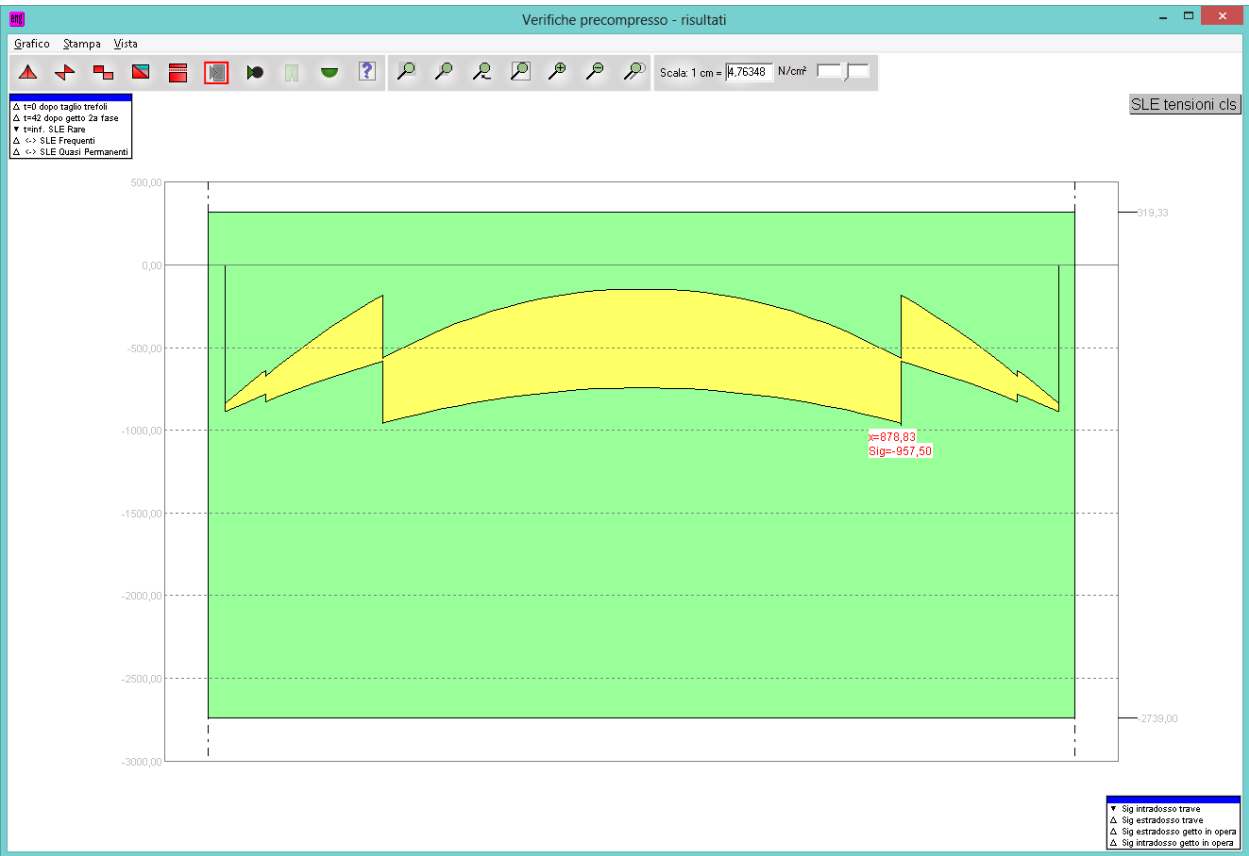
Verifica soddisfatta

La verifica è soddisfatta con un'armatura minima inferiore a quella riportata nella relativa tavola, di passo variabile, a favore di sicurezza.

Si riportano i grafici delle verifiche più significative per la trave in CAP con in giallo l'azione sollecitante ed in verde quella resistente :



Momento



Tensioni nel calcestruzzo

4. VERIFICA SOLETTA

Si riporta la verifica della sezione di soletta più sollecitata in oggetto.

Si intende qui esplicitare le modalità di verifica della soletta di impalcato con Momento flettente derivante da analisi completa e ΔM derivante da analisi locale con schema di carico specifico da paragrafo P.5.13.3.3 NTC'08.

Si riporta la normativa in oggetto :

5.1.3.3.3 Schemi di Carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

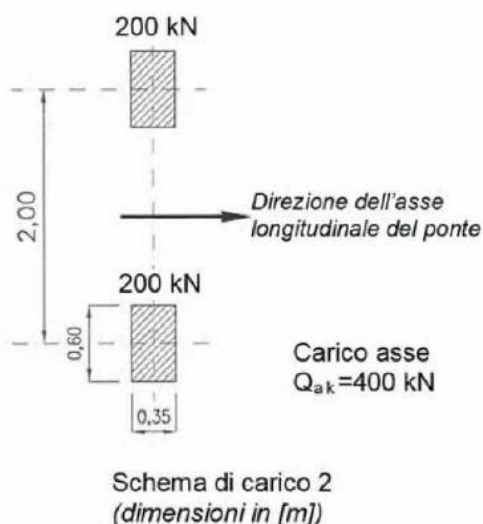
Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche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

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

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

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

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.



5.1.3.3.6 Strutture Secondarie di Impalcato

Diffusione dei carichi locali

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (Fig. 5.1.3.a). Nel caso di piastra ortotropa la diffusione va considerata fino al piano medio della lamiera superiore d'impalcato (Fig. 5.1.3.b).

Calcolo delle strutture secondarie di impalcato

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato (solette, marciapiedi, traversi, ecc.) si devono prendere in considerazione i carichi già definiti in precedenza, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l'elemento considerato. In alternativa si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2, disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale.

Per i marciapiedi non protetti da sicurvia si considera il carico associato allo Schema 3.

Per i marciapiedi protetti da sicurvia e per i ponti di 3° Categoria si considera il carico associato allo Schema 4.

Nella determinazione delle combinazioni di carico si indica come carico q_1 la disposizione dei carichi mobili che, caso per caso, risulta più gravosa ai fini delle verifiche.

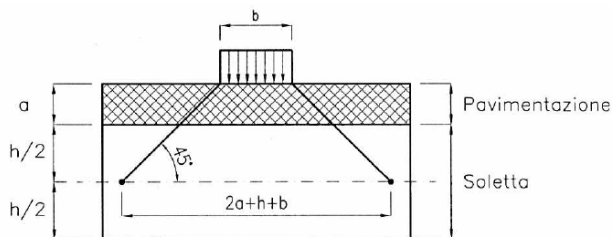


Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

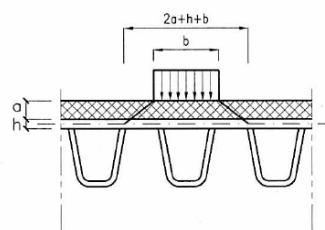


Figura 5.1.3b – Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

In particolare il programma analizza l'impalcato e ottiene il momento assorbito dalla soletta per lo schema di calcolo principale delle travi a cui si aggiunge il momento derivante dalla verifica locale per azioni concentrate sullo spazio libero fra le travi e/o lo sbalzo laterale.

I due momenti si compongono e si conduce la verifica a presso-flessione della sezione in c.a. della soletta d'impalcato.

Verifica presso-flessione

$A_{s_inf} = \phi 16/20$ (long e trasv)

$A_{s_sup} = \phi 16/20$ (long e trasv)

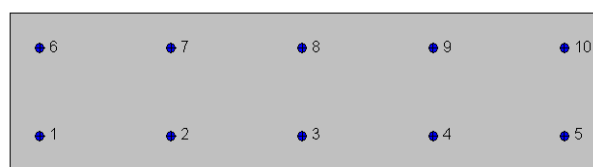
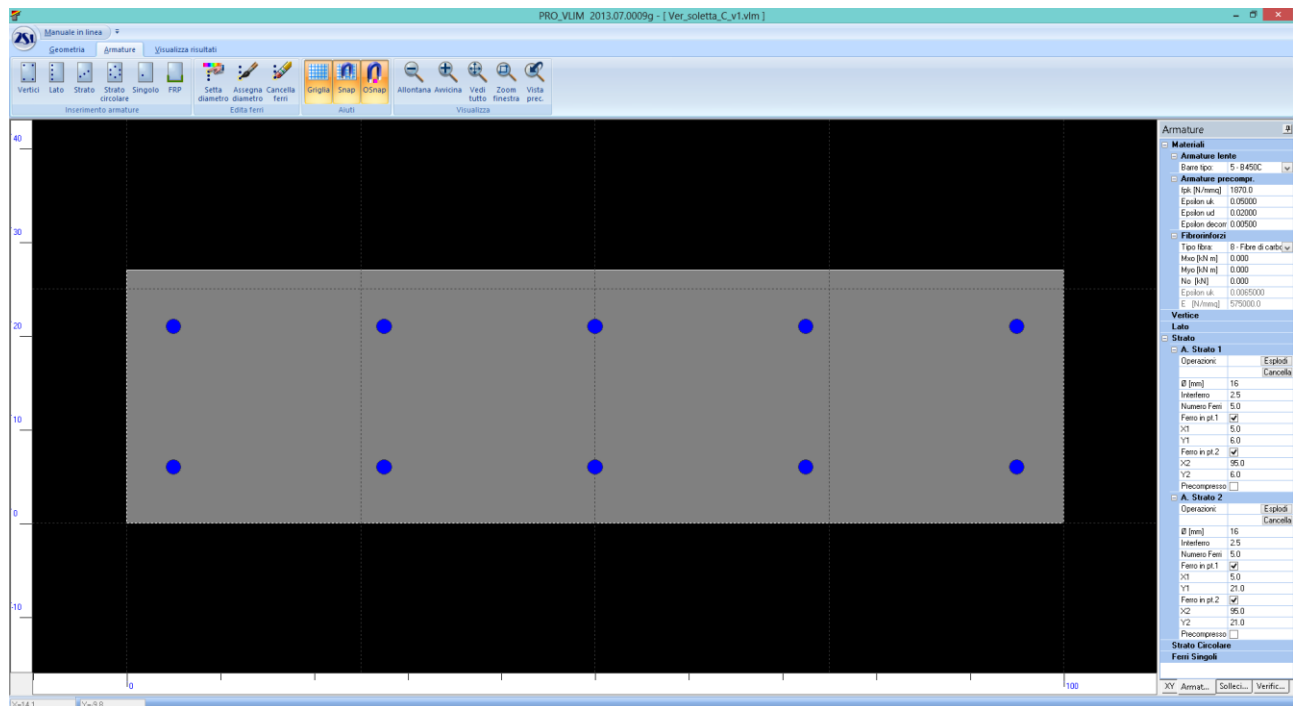
C35/45

B450C

$C = 5$ cm

$S = 27$ cm (getto minimo)

Si verifica la sezione a presso-flessione :



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	27,0
3	100,0	27,0
4	100,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	6,0	2,0	no
2	27,5	6,0	2,0	no
3	50,0	6,0	2,0	no
4	72,5	6,0	2,0	no
5	95,0	6,0	2,0	no
6	5,0	21,0	2,0	no
7	27,5	21,0	2,0	no
8	50,0	21,0	2,0	no
9	72,5	21,0	2,0	no
10	95,0	21,0	2,0	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:

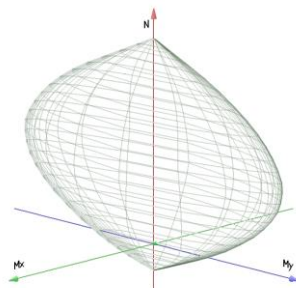
Calcestruzzo classe: C35/45

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 450 daN/cm²
 f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 373 daN/cm²
 f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 33 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 154527 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 346140 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-786,8	0,0	0,0	Completamente tesa
6137,0	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	87,9	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-87,9	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	356,1	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-356,1	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	81,8	0,0	P	0,0	87,9	0,0	0,930	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	87,9	0,0	0,930	
5	0,0	-61,8	0,0	P	0,0	-87,9	0,0	0,700	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	-87,9	0,0	0,700	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	81,8	0,0	P	0,0	87,9	0,0	0,930	OK
1	0,0	81,8	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	81,8	0,0	N	0,0	87,9	0,0	0,930	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 22380,0 \text{ kN/mq}$ (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0 \text{ kN/mq}$ (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	59,0	0,0	0,0	-9370,4	0,42	313648,6	0,87
6 OK	-45,6	0,0	0,0	-7247,5	0,32	242589,7	0,67

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,30 \text{ mm}$ (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
3 OK	21,8	0,0	0,0	0,00	0,00
7 OK	-22,7	0,0	0,0	0,00	0,00

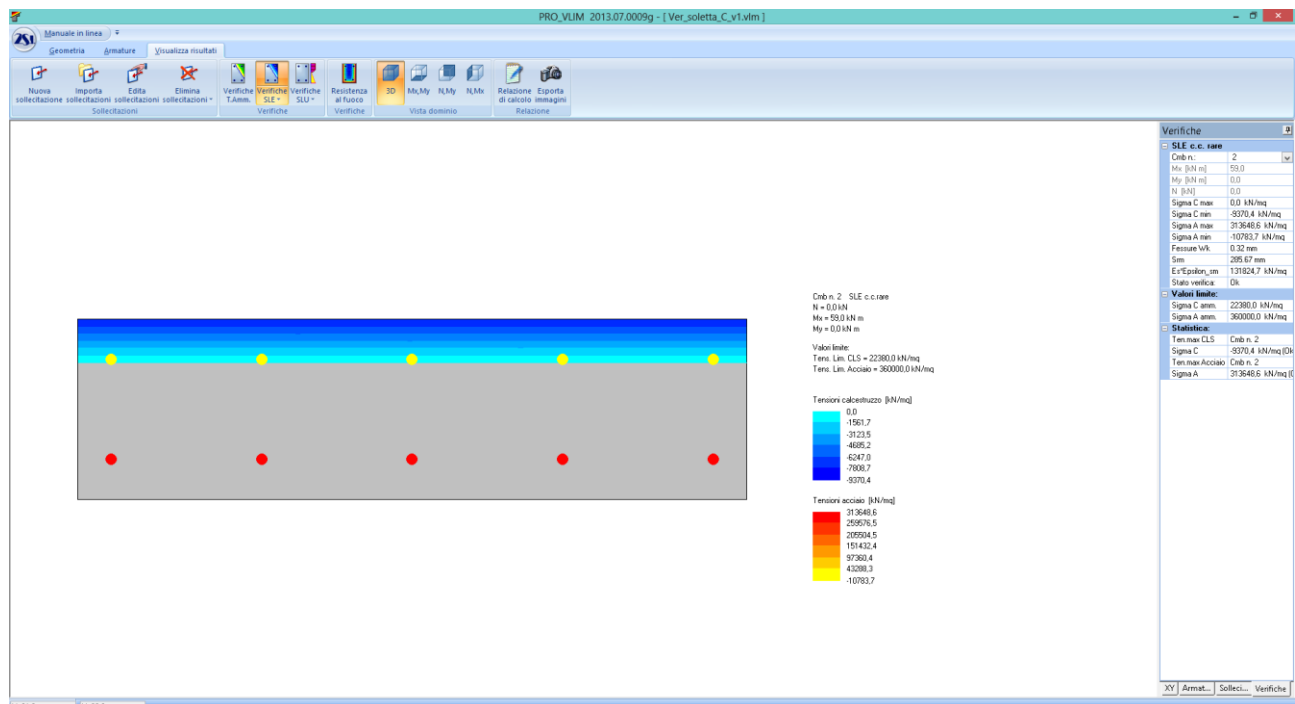
Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 16785,0 \text{ kN/mq}$ (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,20 \text{ mm}$ (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
4 OK	-5,7	0,0	0,0	-910,5	0,05	0,00	0,00
8 OK	-10,5	0,0	0,0	-1671,6	0,10	0,00	0,00



Tensioni SLE

Verifica a punzonamento

Si conduce anche la verifica a punzonamento. Il taglio massimo è rappresentato dal treno dello schema 2 pari a due ruote per totali 400 kN (Ruota dell'Asse pari a 200 kN) :

$$N^{SLU} = 200 \text{ kN} / (35 \times 60 \rightarrow 74 \times 99 \text{ cm})$$

$$2p = 2 \times (74 + 99) = 346 \text{ cm}$$

$$H = 25 \text{ cm}$$

$$N_{SLU_tot} = (200 + (0.3) \times 25 \times 0.74 \times 0.99 + 3 \times 0.74 \times 0.99) \times 1.35 = 280.38 \text{ kN}$$

Si diffonde l'area d'impronta fino a metà del getto di soletta (spessore di minimo di 25 cm a favore di sicurezza rispetto al getto di 27cm.), ottenendo quindi un'area complessiva da 60x35 a 99x74.

Forza di taglio sollecitante	V_{sd}	=	280,38461 [kN]	Angolo di inclinazione dell'armatur
Lunghezza del perimetro critico di punzonamento	u	=	346 [cm]	Valore di calcolo dell'armatura
Coefficiente di eccentricità di carico β	β	=	1,15	

Valore del taglio per unità di lunghezza	v_{sd}	=	0,93 [kN/cm]
--	----------	---	--------------

Classe del calcestruzzo	Classe	=	(35)/45
-------------------------	--------	---	---------

Tensione tangenziale in funzione della classe c.l.s	τ_{Rd}	=	0,037 [kN/cm ²]
---	-------------	---	-----------------------------

Larghezza della sezione	b	=	99 [cm]
Altezza utile della sezione in calcestruzzo	d	=	25 [cm]
	$k = (1,6 - d)$	=	1,35
Area dell'armatura tesa disposta in direzione x	$A_{s,x}$	=	15,4 [cm ²]
Area dell'armatura tesa disposta in direzione y	$A_{s,y}$	=	11,3 [cm ²]
Rapporto geometrico d'armatura in direzione x	$\rho_x = A_{s,x}/b d$	=	0,0062222
Rapporto geometrico d'armatura in direzione y	$\rho_y = A_{s,y}/b d$	=	0,0045657
Rapporto ideale	$\rho_1 = (\rho_x \rho_y)^{0,5}$	=	0,00533 verificato

Resistenza a punzonamento per unità di lunghezza	$V_{Rd1} = \tau_{Rd} k(1,2 + 4\rho_1) d$	=	1,76 [kN/cm]	Verificato
--	--	---	--------------	------------

Resistenza a punzonamento per unità di lunghezza	$V_{Rd2} = 1,6 V_{Rd1}$	=	2,82 [kN/cm]	Verificato
--	-------------------------	---	--------------	------------

Non occorre specifica armatura a taglio.

Le verifiche sono soddisfatte.

5. VERIFICA TRAVERSO

Si riporta la verifica della sezione più sollecitata in oggetto.

Si verifica il traverso di testata gettato in opera di spessore min. 60 cm. ed altezza totale di 80 cm. (al di sopra si trova la soletta da 27 cm.) con armatura :

A_{inf} e sup agg.= $4\varnothing 24$.

A_{sup} soletta = $\varnothing 16/20$ cm + $\varnothing 20/10$ cm e si considera per la verifica, a favore di sicurezza, la seguente armatura = $\varnothing 16/10$ cm

A_{inf} soletta = $\varnothing 16/20$ cm + $\varnothing 20/10$ cm e si considera per la verifica, a favore di sicurezza, la seguente armatura = $\varnothing 16/10$ cm

A staffe = $\varnothing 12/15/4$ braccia (che equivale a $\varnothing 14/20/4$ braccia riportate nella relativa tavole, sempre a favore di sicurezza)

Si hanno le seguenti azioni massime :

M^{SLE-r} trav = +72.66 kNm e -44.01 kNm

M^{SLE-f} trav = +42.30 kNm e -23.85 kNm

$M^{SLE-q-p}$ trav = -2.70 kNm e -2.70 kNm

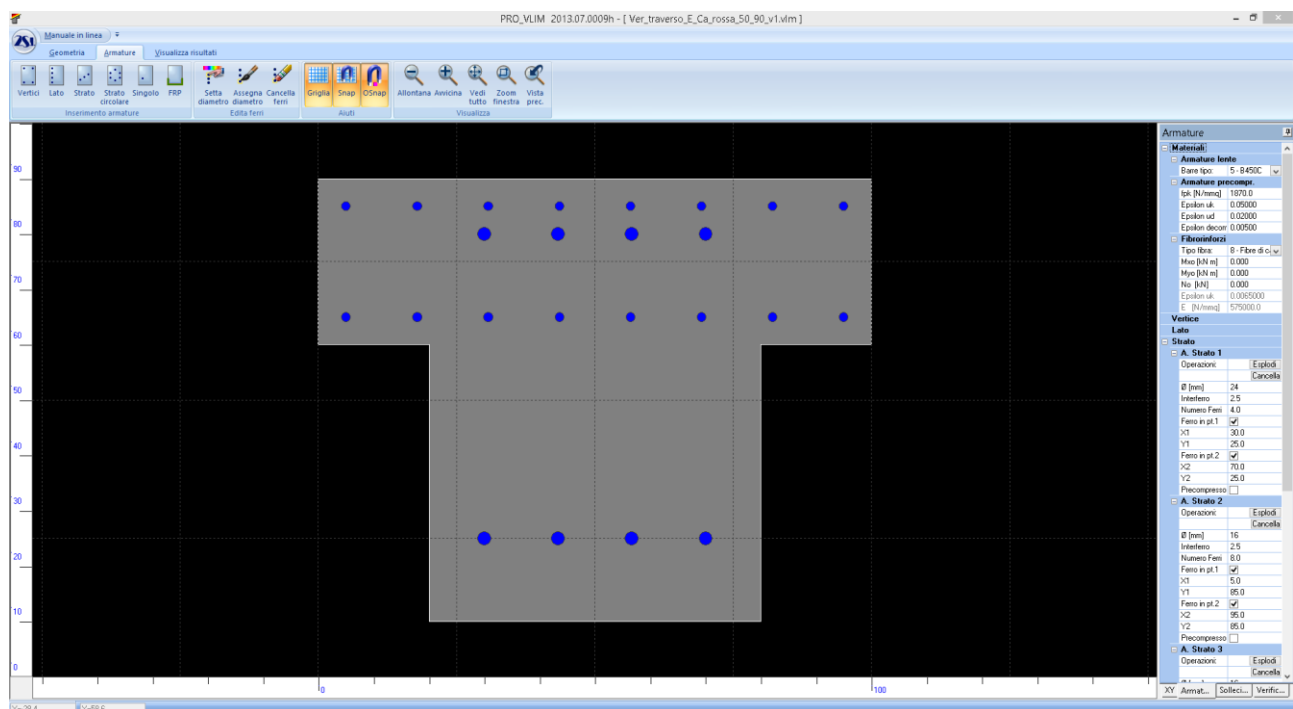
M^{SLU} trav = +98.88 kNm e -59.43 kNm

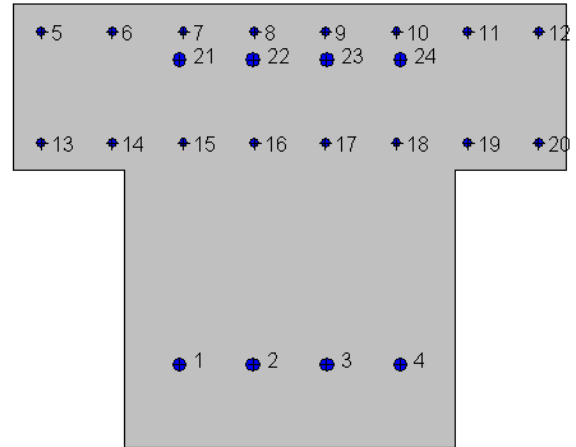
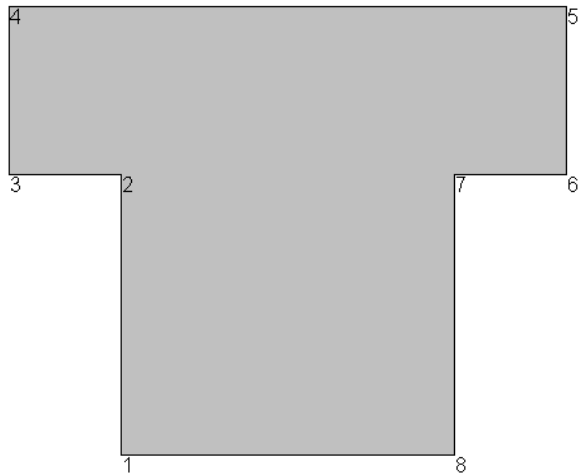
$R_{max} = 500$ kN/appoggio

$T_{max_SLU} = 500$ kN

Seguono le verifiche.

Segue la verifica a presso-flessione :





Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	20,0	0,0
2	20,0	50,0
3	0,0	50,0
4	0,0	80,0
5	100,0	80,0
6	100,0	50,0
7	80,0	50,0
8	80,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	30,0	15,0	4,5	no
2	43,3	15,0	4,5	no
3	56,7	15,0	4,5	no
4	70,0	15,0	4,5	no
5	5,0	75,0	2,0	no
6	17,9	75,0	2,0	no
7	30,7	75,0	2,0	no
8	43,6	75,0	2,0	no
9	56,4	75,0	2,0	no
10	69,3	75,0	2,0	no
11	82,1	75,0	2,0	no
12	95,0	75,0	2,0	no
13	5,0	55,0	2,0	no
14	17,9	55,0	2,0	no
15	30,7	55,0	2,0	no
16	43,6	55,0	2,0	no
17	56,4	55,0	2,0	no
18	69,3	55,0	2,0	no
19	82,1	55,0	2,0	no
20	95,0	55,0	2,0	no
21	30,0	70,0	4,5	no
22	43,3	70,0	4,5	no
23	56,7	70,0	4,5	no
24	70,0	70,0	4,5	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:

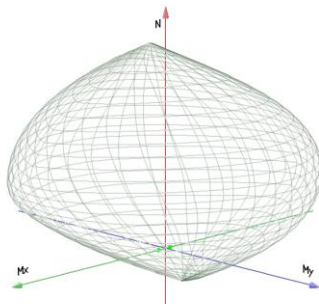
Calcestruzzo classe: C35/45

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 450 daN/cm²
 f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 373 daN/cm²
 f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 33 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 154527 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 346140 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-2675,0	-216,4	0,0	Completamente tesa
15357,0	216,4	0,0	Completamente compressa
0,0	572,6	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-1156,4	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	916,6	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-916,6	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per M_{xu} , M_{yu} e N_u proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto M_{xu} , M_{yu} assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	98,9	0,0	P	0,0	572,6	0,0	0,170	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	572,6	0,0	0,170	
2	0,0	-59,4	0,0	P	0,0	-1156,4	0,0	0,050	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	-1156,4	0,0	0,050	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		

1	0,0	98,9	0,0	P	0,0	572,6	0,0	0,170	OK
1	0,0	98,9	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	98,9	0,0	N	0,0	572,6	0,0	0,170	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 22380,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	72,7	0,0	0,0	-1321,2	0,06	63944,8	0,18
4 OK	-44,0	0,0	0,0	-758,8	0,03	18250,9	0,05

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
5 OK	42,3	0,0	0,0	0,00	0,00
6 OK	-23,9	0,0	0,0	0,00	0,00

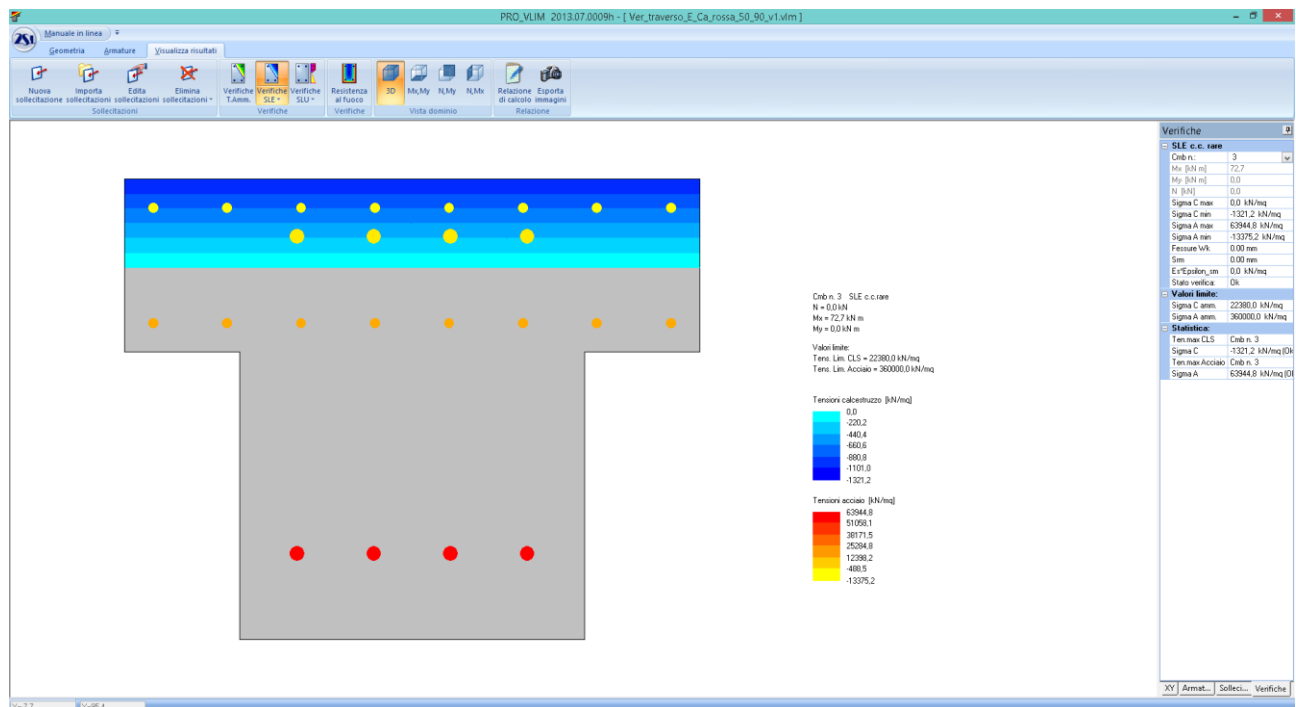
Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 16785,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,20$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
7 OK	-2,7	0,0	0,0	-46,6	0,00	0,00	0,00
8 OK	-2,7	0,0	0,0	-46,6	0,00	0,00	0,00



Tensioni SLE

La sezione è verificata.

Si riporta la verifica a taglio.

Si verifica a favore di sicurezza la sola sezione rettangolare per l'azione di taglio massimo :

$$T_{\max} = 500 \text{ kN}$$

NTC 2008 - CALCESTRUZZO			
VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kNm, kNm ²	LEGENDA 123 dati da ins. 123 valori calcolati valori note risultati veri
	peso specifico:	kNm ³	
	tensioni e resistenze	N/mm ²	
	momenti (flettenti, ecc.)	kNm	
PESI SPECIFICI	$\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (cls non armato)		
	$\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (cls armato)		
se $V_{ed} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}$ armat. minima a taglio se $V_{ed} \geq V_{Rd, \text{senza arm.}}$ armat. a taglio tale che: $V_{ed} \leq V_{Rd, \text{con arm.}}$			
Elementi che non richiedono armatura a taglio ($V_{ed} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}$)			
V_{ed} [kN]	193,10	<	V_{Rd} [kN] = 500,00 NON VERIFICATO si deve armare a taglio
Acciaio =	B460C		
Clas =	C32/40		
f_{ck} =	40,00 [N/mm ²]		
f_{td} =	32,00 [N/mm ²]		
f_{ctd} =	2,12 [N/mm ²]		
γ_c in uso =	1,30		
V_{Rd} [kN]	193,10 [kN]		168,02 [kN]
γ_{Rd} =	0,37		
$k = 1 + (200/d)^{1/4}$	1,51	≤ 2	1,51 2
$\rho =$	0,0040 [puo]	$\leq 0,02$	0,0040 0,02
A_s =	1808 [mm ²]		
b_w =	600,00 [mm]		
σ_{cp} =	0,00 [N/mm ²]		
N_{ed} =	0,00 [kN]		
A_{ct} =	480000 [mm ²]		
d =	760 [mm]		
h =	800 [mm]		
b =	600 [mm]		
c =	40 [mm]		
Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d + l_{a, \text{min}}$ oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si innesci nella sez. consid.) (EC2) larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace N_{ed}/A_{ct} 0,00 4,42666667 forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva) area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare) altezza utile sezione altezza sezione base sezione copriferro (in asse ferro)			

Si deve armare con staffe $\varnothing 12/15 \text{ cm}/4$ braccia :

Elementi che richiedono armatura a taglio ($V_{ed} \geq V_{Rd, \text{senza arm.}}$)			
V_{ed} [kN]	2270,88		
f_{td} =	22,13 [N/mm ²]	resistenza a compressione del cls per il taglio	
b_w =	600,00 [mm]	spessore minima anima continua in altezza	
α_c =	90 °	angolo inclin. delle staffe	
$\cot \alpha_c$ =	0 [puo]		
θ =	45 °	angolo inclin. delle compresse	
$\cot \theta$ =	1,00	$1 < \cot \theta < 2,5$ VERIFICATO	
Staffe			
$V_{Rd, \text{staffe}}$ =	807,22 [kN]	Taglio resistente staffe	
$A_{s, \text{staffe}}$ =	462 [mm ²]	Area complessiva staffe	
s_{staffe} =	150 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave	
f_{td} =	391,30 [N/mm ²]	f_{td} acciaio tipo B460C	
$\phi_{s, \text{staffe}}$ =	12 [mm]	Diametro staffe	
n_{bracci} =	4 [puo]	n. bracci verticali	
ω_s =	113,10 [mm ²]	Area singolo braccio di staffa	
f_{td} =	460 [N/mm ²]	acciaio tipo B460C	
γ_s in uso =	1,15	NTC 2008	
Δ =	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare	
n_s =	6,67 [puo]	n° staffe a taglio nel tratto	
Ferri piegati			
$V_{Rd, \text{ferri}}$ =	0,00 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)	
$A_{s, \text{ferri}}$ =	0 [mm ²]	Area complessiva ferri piegati	
s_{ferri} =	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.	
f_{td} =	391,30 [N/mm ²]	f_{td} dell'acciaio dei ferri piegati	
$\phi_{s, \text{ferri}}$ =	18 [mm]	Diametro ferri piegati	
n_{ferri} =	0 [puo]	n. ferri piegati	
ω_s =	201 [mm ²]	Area diam. singolo ferro piegato	
f_{td} =	460 [N/mm ²]	acciaio tipo B460C	
γ_s in uso =	1,15		
Δ =	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare	
$\alpha_{f, \text{ferri}}$ =	45	0,7854 [°] - [rad] inclinaz. ferri piegati	
V_{Rd} =	807,22 [kN]		
V_{ed} [kN]	807,22	>	V_{Rd} [kN] = 500,00 VERIFICATO
Verifica armatura trasversale minima			
$A_{s, \text{min}}$ =	3016 [mm ²]	area armatura a taglio nella larghezza Δ	
$A_{s, \text{min}}$ =	900 [mm ²]	VERIFICATO	Almeno il 50 % dell'armatura necessaria per deve essere costituita da staffe.
Verifica passo staffe			
s_{staffe} =	150 [mm]	passo staffe	
s_{min} =	608 [mm]	passo minimo staffe	VERIFICATO
n_s =	7 [puo]	n. staffe nel tratto ($n_{\text{min}} = 3$)	VERIFICATO

La sezione è verificata.

6. VERIFICA URTO BARRIERA

Si riporta la verifica della sezione più sollecitata di soletta e cordolo di impalcato relativamente all'azione di urto di veicolo in svio (q8) con le seguenti forze agenti :

Soletta e cordolo : C35/45 e B450C

$$C_{p \text{ barriera}} = 1.50 \text{ kN/m}$$

$$C_{p \text{ veletta}} = 0.75 \times 0.06 \times 25.00 = 1.125 \text{ kN/m}$$

$$C_{p \text{ neri}} = 3.00 \text{ kN/mq}$$

$$F_{\text{urto}} = 167.00 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si considera agente su un solo montante (nella UNI EN 1317-1, nell'appendice B della medesima norma, è riportato un prospetto esemplificativo dal quale desumere la forza media agente nella parte della barriera colpita in funzione dello spostamento subito dalla parte rivolta verso il traffico. Interpolando i dati relativi alla barriera di classe H4a per spostamenti prossimi alla larghezza operativa W5 delle barriere scelte a favore di sicurezza si ottiene una forza media di circa 167.0 kN)

$$H_{\text{urto}} = 1.00 \text{ m}$$

Asse carico accidentale presente : Schema 2 = 200x2 kN a 2.00 m di interasse

Si realizza un modello FEM 3D relativo alla soletta di bordo laterale con lo spessore di 27 cm della soletta e di 40 cm del cordolo porta barriera largo 109 cm.

L'armatura presente è la seguente :

$$A_{\text{trasm. soletta}} = \varnothing 16/20 \text{ cm}$$

$$A_{\text{long. soletta}} = \varnothing 16/20 \text{ cm}$$

$$A_{\text{trasm. cordolo}} = \varnothing 16/20 \text{ cm} + \varnothing 16/20 \text{ cm sul cordolo}$$

$$A_{\text{long. cordolo}} = \varnothing 16/20 \text{ cm} + \varnothing 16/20 \text{ cm sul cordolo}$$

Segue il modello di calcolo.

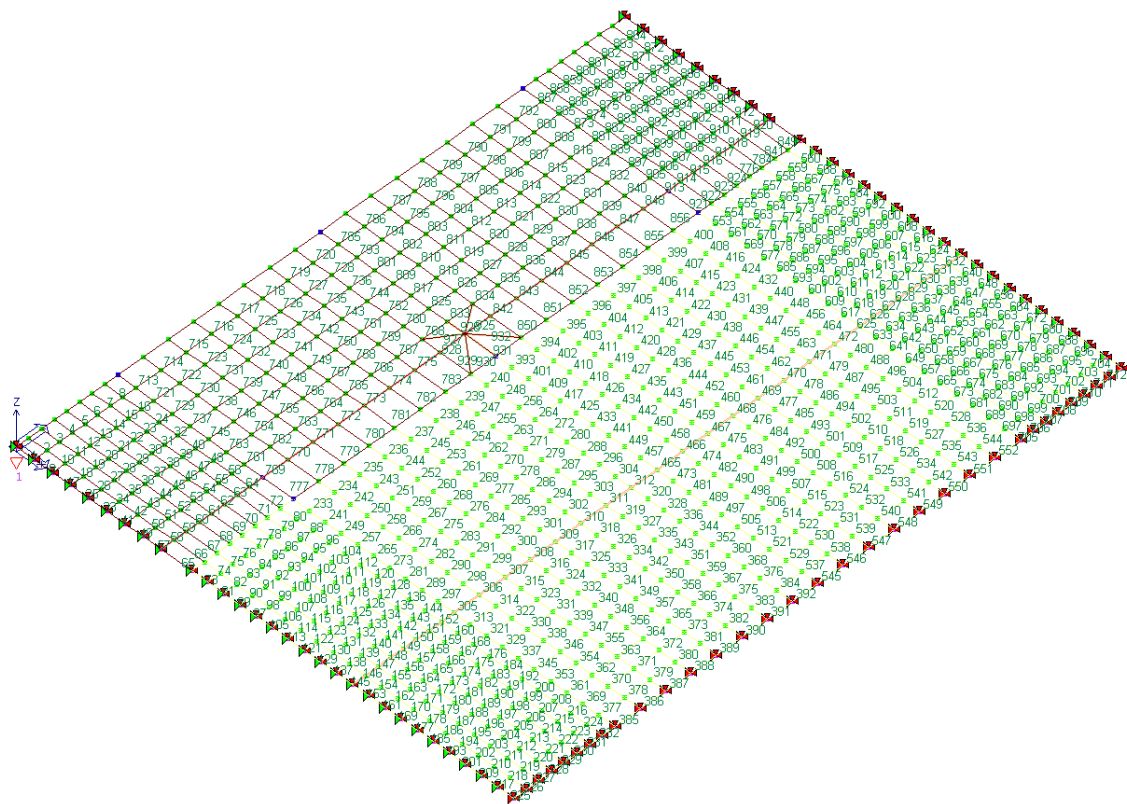
Materiali:

Id	Tipo / Note		Young	Poisson	G	Gamma	Alfa
		daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ³	
5	Calcestruzzo Classe C35/45		3.460e+05	0.20	1.442e+05	2.50e-03	1.00e-05
	Rck	450.0					
	fctm	33.5					
7	Calcestruzzo Classe C45/55		3.640e+05	0.20	1.517e+05	2.50e-03	1.00e-05
	Rck	550.0					
	fctm	38.3					
47	acciaio inf. rigi.		2.100e+09	0.30	8.077e+08	7.80e-03	1.00e-05
	ft	3600.0					
	fy	2350.0					
	fd	2350.0					
	fdt	2100.0					
	sadm	1600.0					
	sadmt	1400.0					

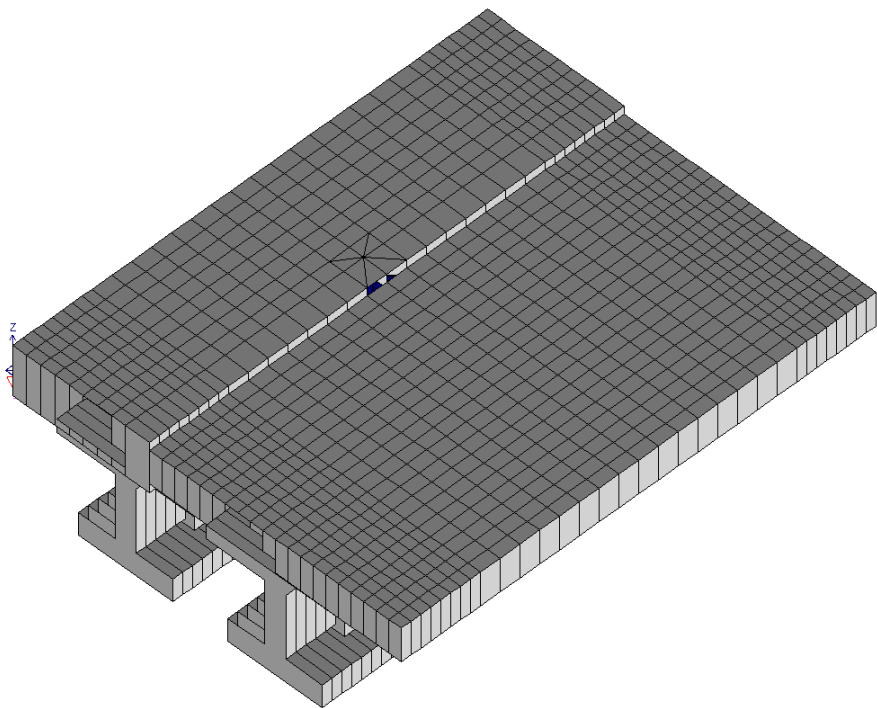
Sezioni:

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm ²	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ³	cm ³
1	Trave H80 - Doppio T: bi=75.00 ba=17.00	3427.00	0.0	0.0	2.830e+05	1.874e+06	2.982e+06	3.407e+04	7.300e+04	3.513e+04	7.122e+04

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
	bs=110.00 ht=80.00 hi=18.00 hs=11.00										
2	Circolare: r=5.00	78.54	66.27	66.27	981.75	490.87	490.87	98.17	98.17	166.67	166.67



Modello 3D con numerazione shell



Rendering

Seguono carichi, casi di carico e combinazioni :

Carichi

Tipo		carico concentrato nodale						
Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
		daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm	
1	Fz barriere - CN:Fz=-189.00	0.0	0.0	-189.00	0.0	0.0	0.0	
2	Fz veletta - CN:Fz=-17.00	0.0	0.0	-17.00	0.0	0.0	0.0	
4	Urto F=167 kN ed M=Fx1.00 - CN:Fx=-1.670e+04 My=-1.670e+06	-1.670e+04	0.0	0.0	0.0	-1.670e+06	0.0	

Tipo		carico variabile generale			
Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		cm	daN/cm2	cm	daN/cm2
3	Cp neri 3.00 kN/mq - QV:var x - Qz - Area				
	X - X Qz Area L2=0.0	109.00	-0.03	350.00	-0.03

Tipo		gruppo di carichi con impronta su piastra									
Id	Tipo	Ripet. X	Ripet. Y	Carico FZ	Centro X	Centro Y	dim. X	dim. Y	Passo X	Passo Y	
				daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm	
5	Schema 2 asse 200x2 kN - CGI:n. 2 FZ=-2.000e+04	1	2	-2.000e+04	130.00	89.00	35.00	60.00	0.0	200.00	

Casi di carico

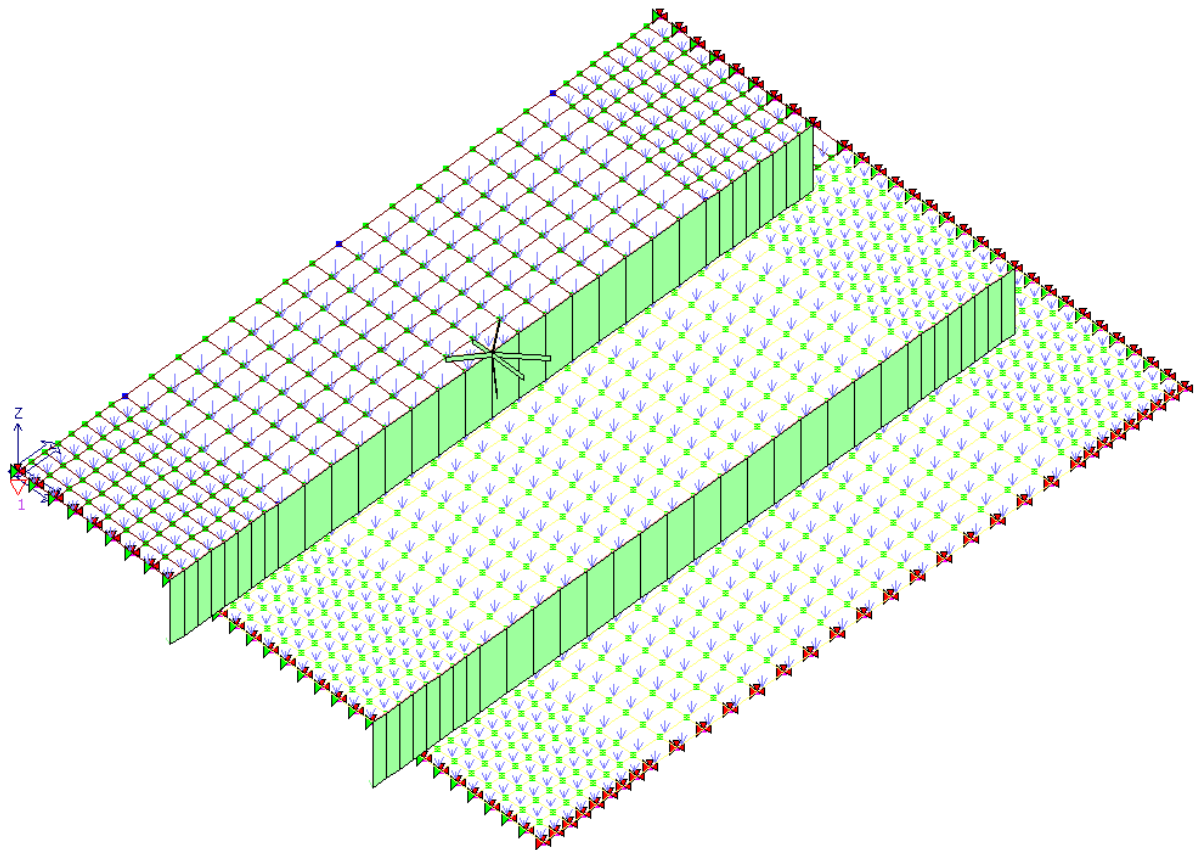
CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=G1k - Cp neri, barriera e veletta	Nodo: 5 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 8 Azione : Fz barriere - CN:Fz=-189.00 Nodo: 9 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 12 Azione : Fz barriere - CN:Fz=-189.00 Nodo: 13 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 16 Azione : Fz barriere - CN:Fz=-189.00 Nodo: 21 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 24 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 26 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 28 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 30 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 32 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 34 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 781 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 783 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 785 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 787 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 789 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 791 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 793 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 851 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 853 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 855 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 857 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 859 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 861 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 863 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 921 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 923 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 925 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 927 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 929 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 931 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 933 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 D3 :da 73 a 712 Azione : Cp neri 3.00 kN/mq - QV:var x - Qz - Area
3	Qk	CDC=Qk - Fx urto 167 kN	Nodo: 12 Azione : Urto F=167 kN ed M=Fx1.00 - CN:Fx=-1.670e+04 My=-1.670e+06
4	Qk	CDC=Qk - Assi schema 2: 200x2 kN	D3 :da 65 a 72 Azione : Schema 2 asse 200x2 kN - CGI:n. 2 FZ=-2.000e+04 D3 :da 73 a 712 Azione : Schema 2 asse 200x2 kN - CGI:n. 2 FZ=-2.000e+04 D3 :da 776 a 784 Azione : Schema 2 asse 200x2 kN - CGI:n. 2 FZ=-2.000e+04 D3 : 841 Azione : Schema 2 asse 200x2 kN - CGI:n. 2 FZ=-2.000e+04 D3 :da 849 a 856 Azione : Schema 2 asse 200x2 kN - CGI:n. 2 FZ=-2.000e+04 D3 :da 921 a 924 Azione : Schema 2 asse 200x2 kN - CGI:n. 2 FZ=-2.000e+04 D3 :da 929 a 930 Azione : Schema 2 asse 200x2 kN - CGI:n. 2 FZ=-2.000e+04

Combinazioni

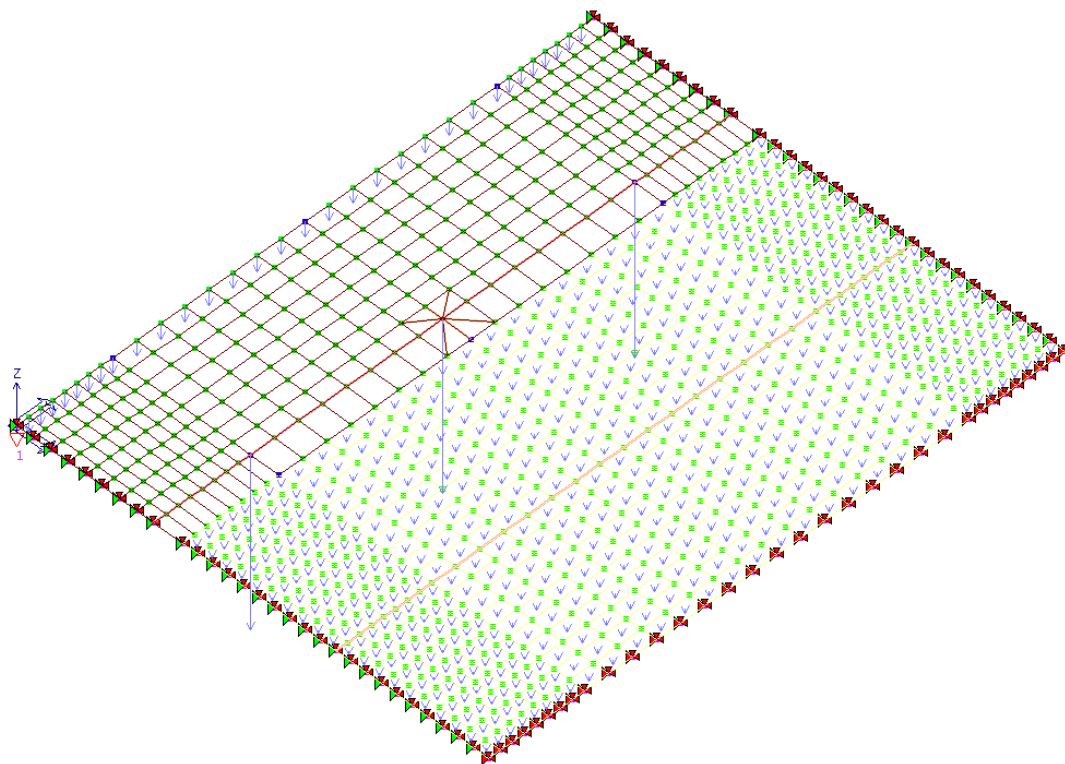
Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	C01 SLU - Pp+Cp	
2	SLU	C02 SLU - Pp+Cp+Furto+Cacc	
3	SLU	C03 SLU ecc. - Pp+Cp+Furto+Cacc	
4	SLE(r)	C04 SLE rare - Pp+Cp+Furto+Cacc	
5	SLE(r)	C05 SLE rare ecc. - Pp+Cp+Furto+Cacc	
6	T.AMM.	C06 TA - Pp+Cp+Furto+Cacc	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.35	1.35	0.0	0.0										
2	1.35	1.35	1.50	0.0										
3	1.00	1.00	1.00	0.20										
4	1.00	1.00	1.00	0.0										
5	1.00	1.00	1.00	0.20										
6	1.00	1.00	1.00	1.00										

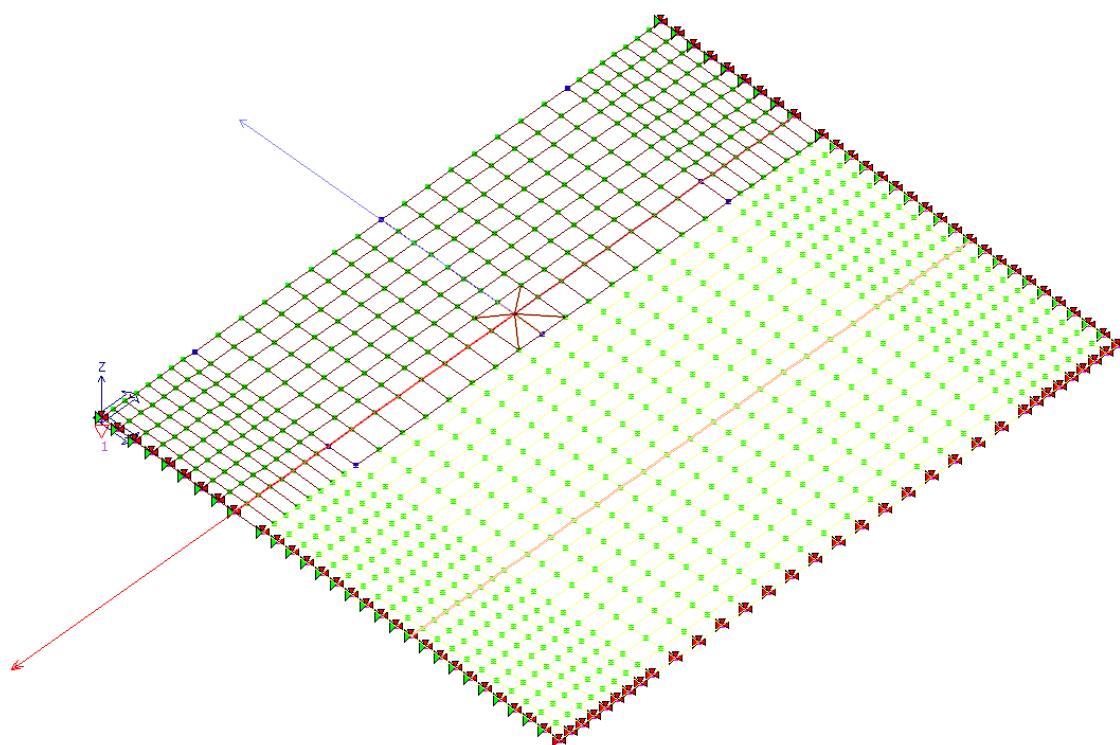
Seguono i carichi applicati :



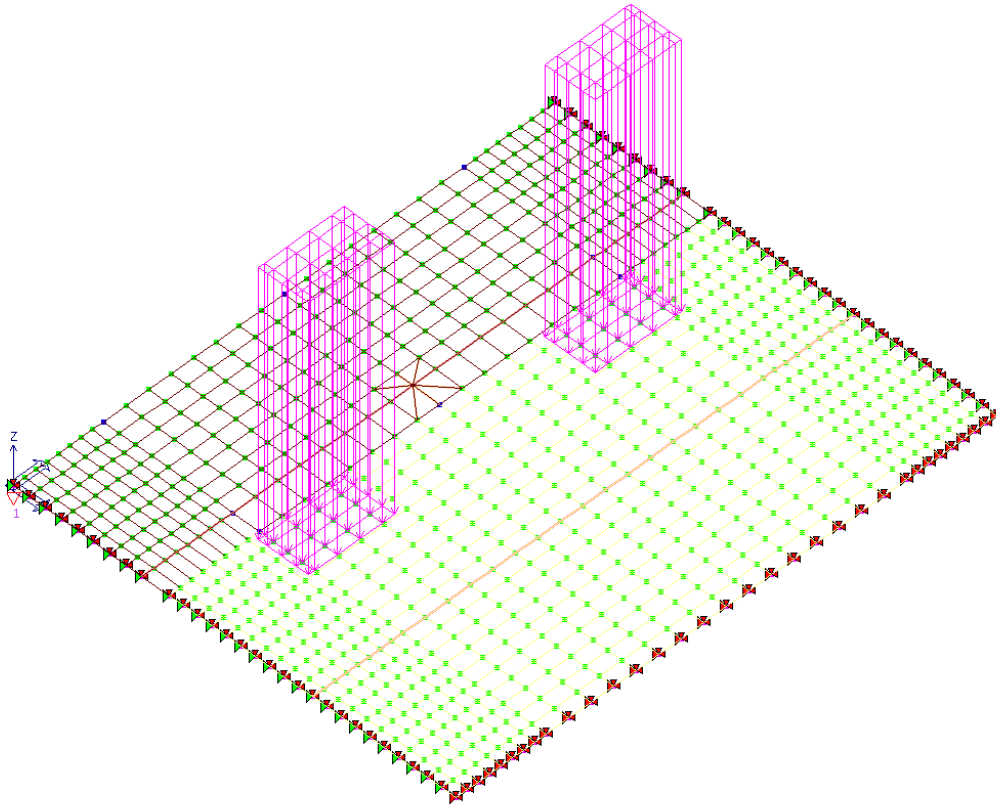
Pp



Cp (barriere, velette e sovrastruttura)

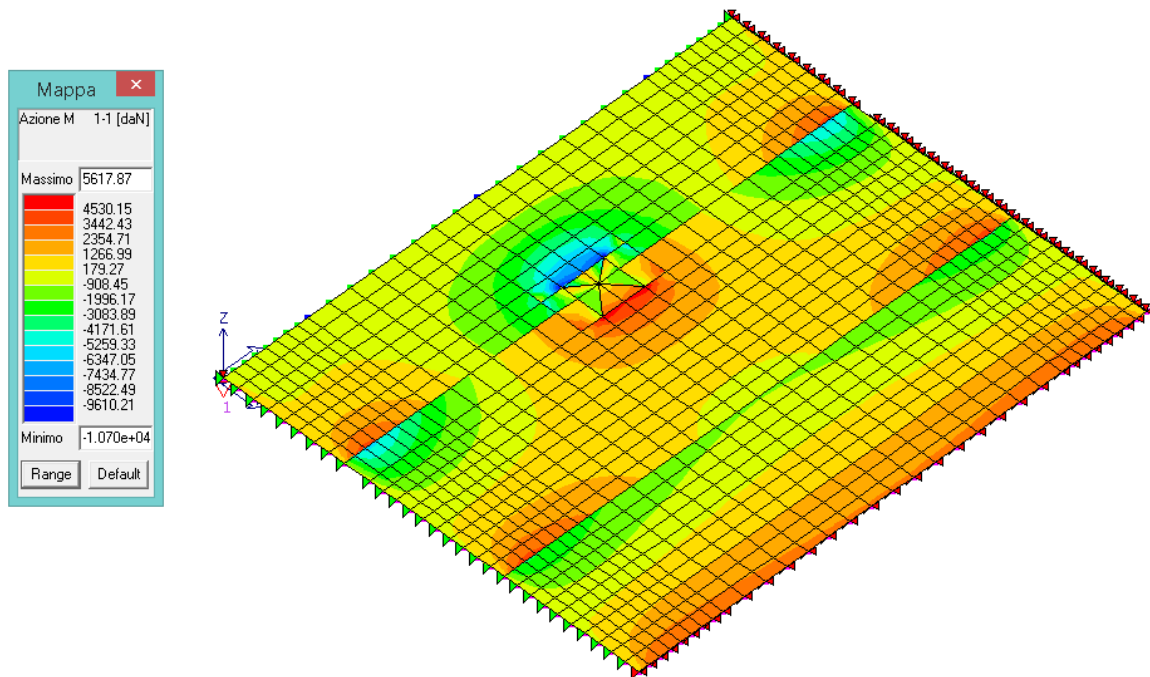


Urto barriera

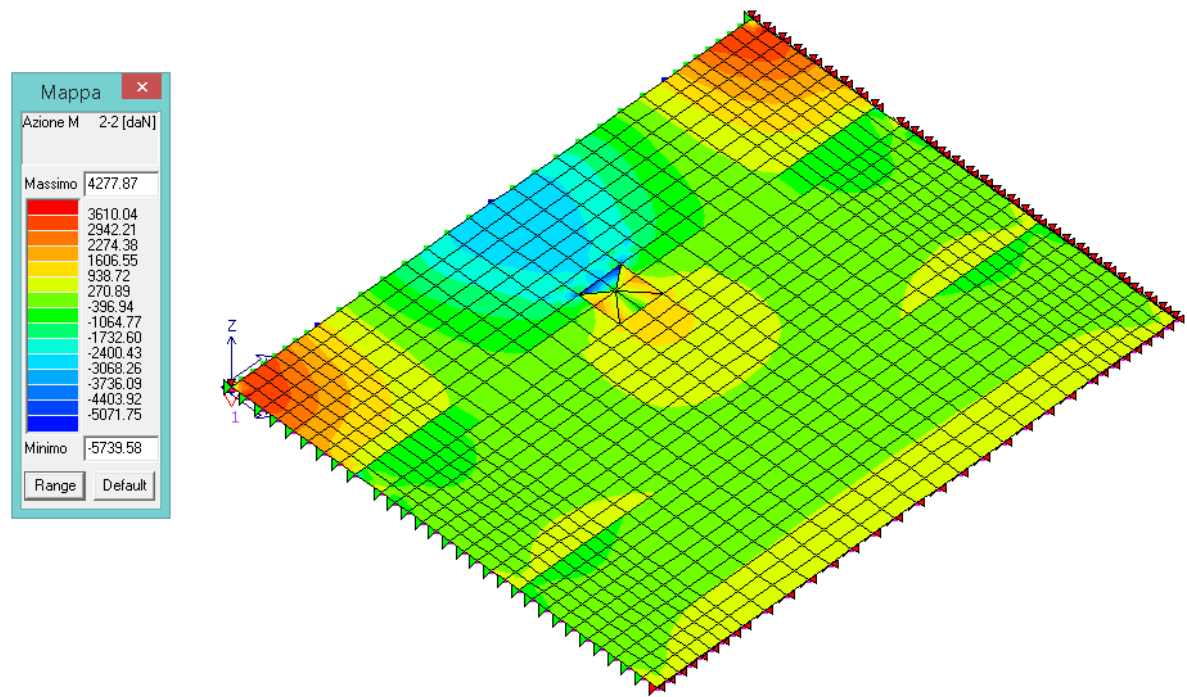


Schema 2 – Associato in posizione peggiore

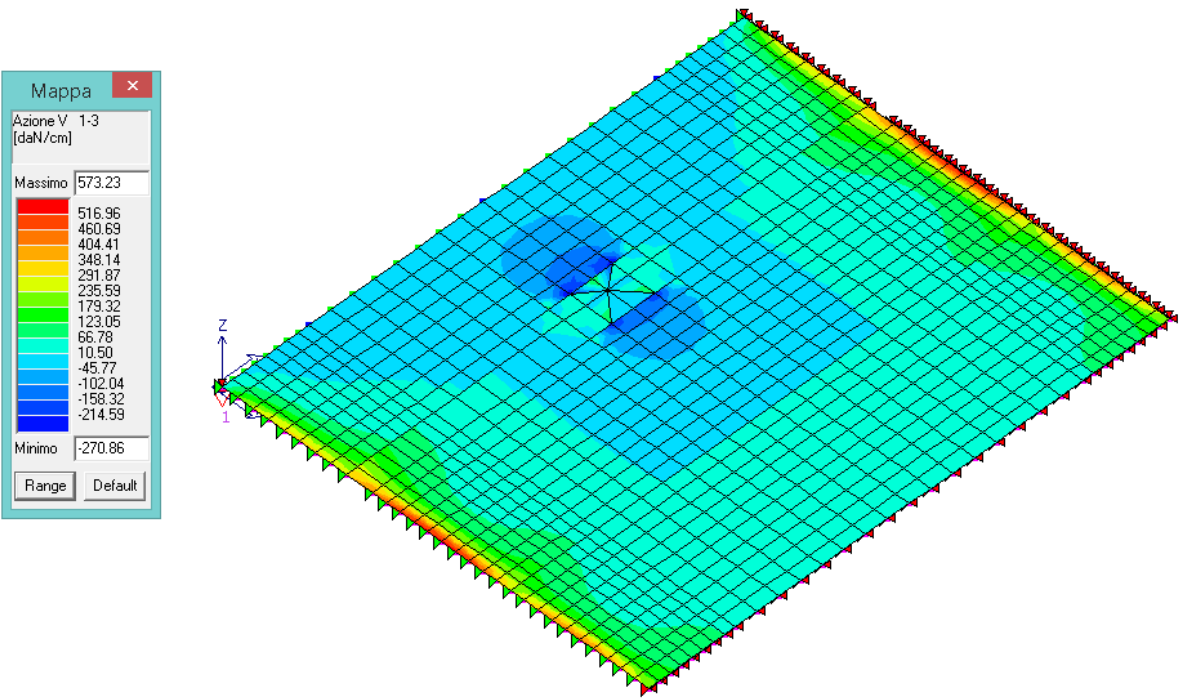
Seguono le azioni interne massime:



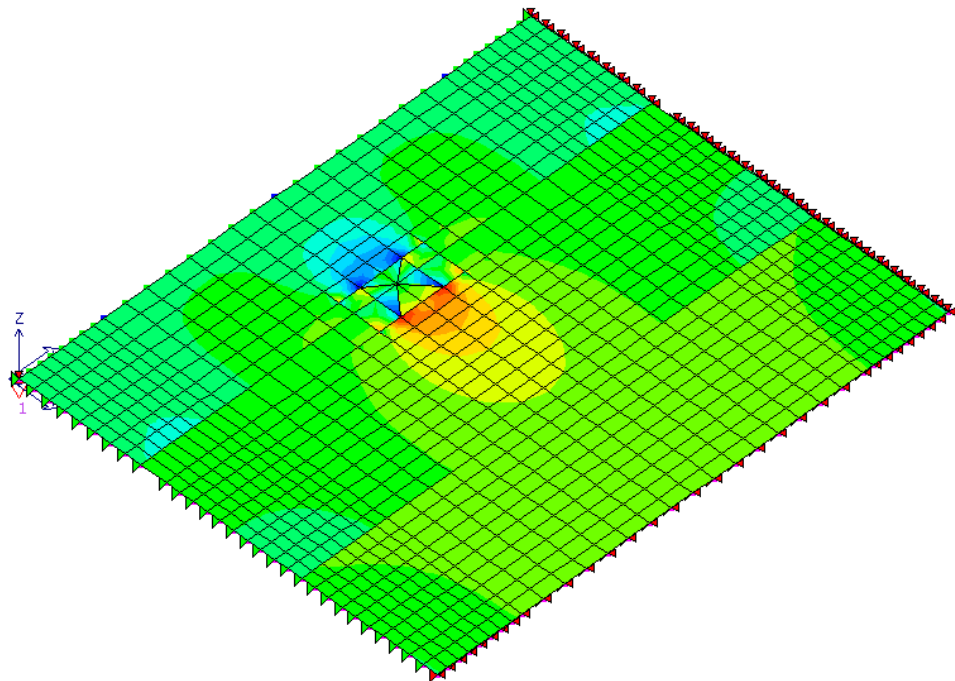
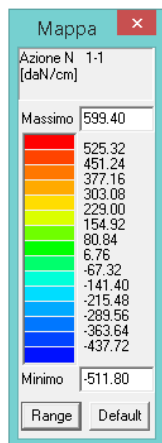
M1-1 (daNcm/cm)



M2-2 (daNcm/cm)

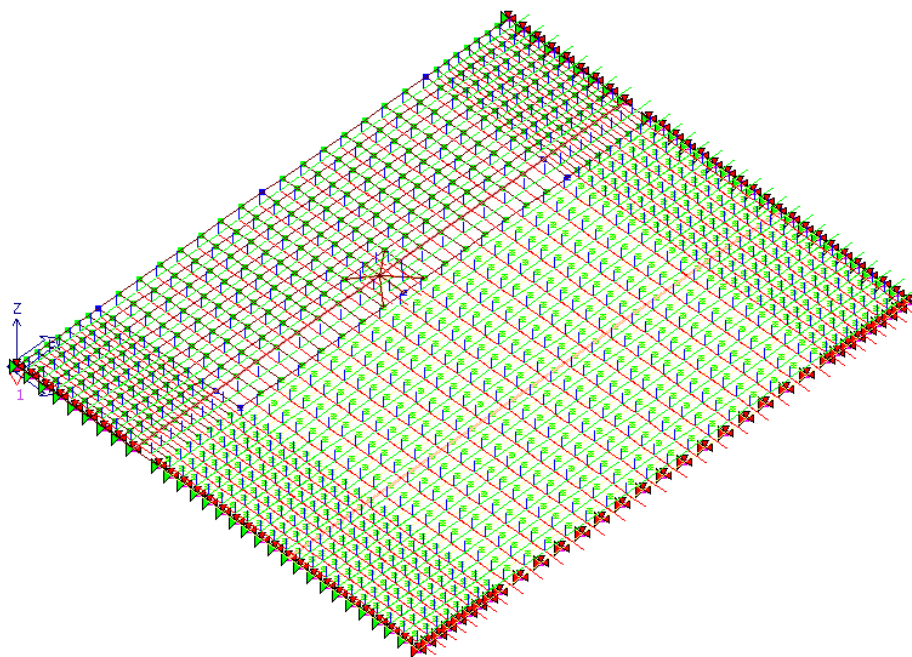


T1-3 (daN/cm)

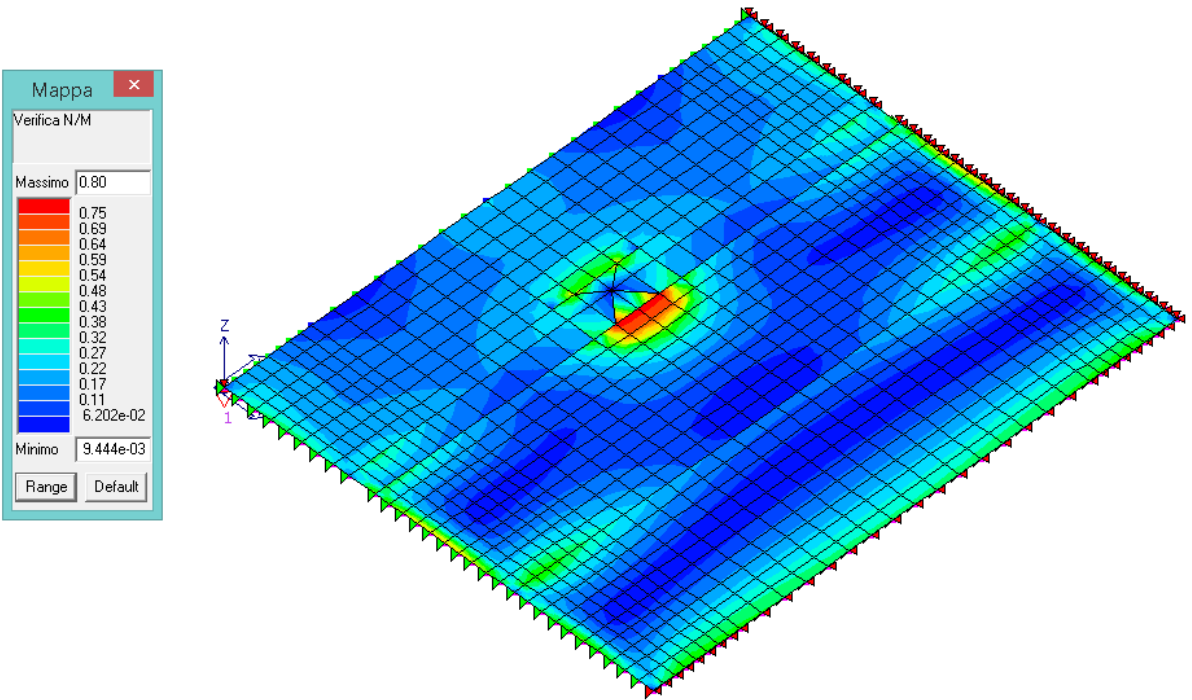


N1-1 (daN/cm)

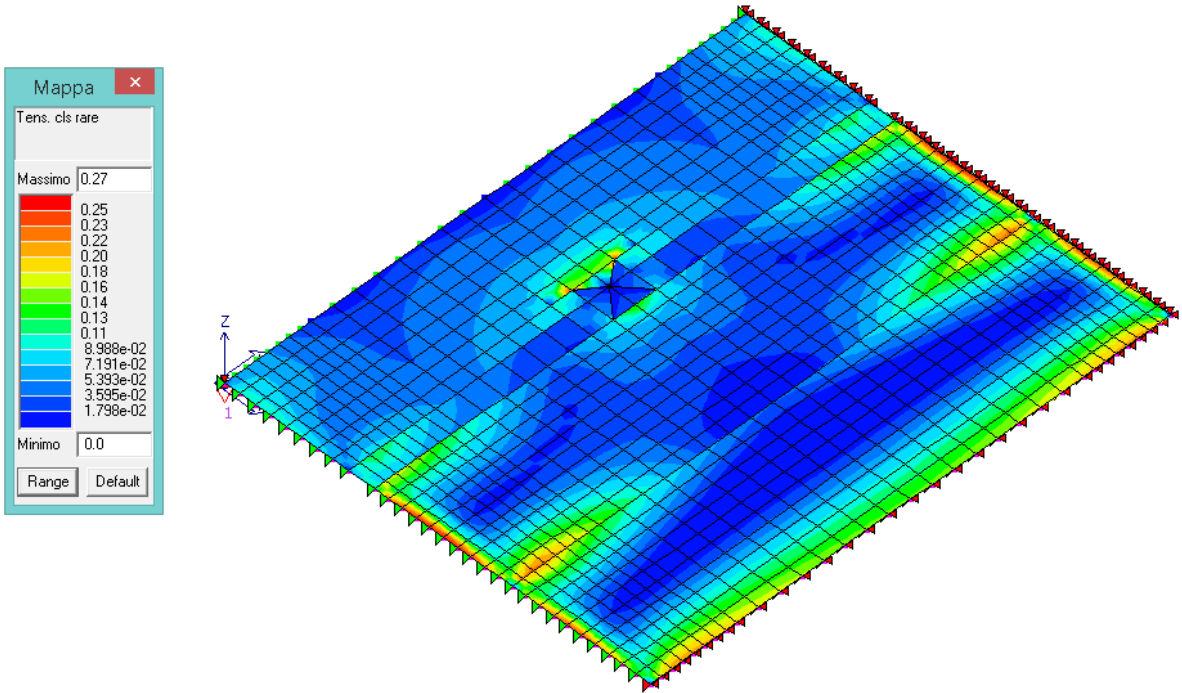
Seguono le verifiche.



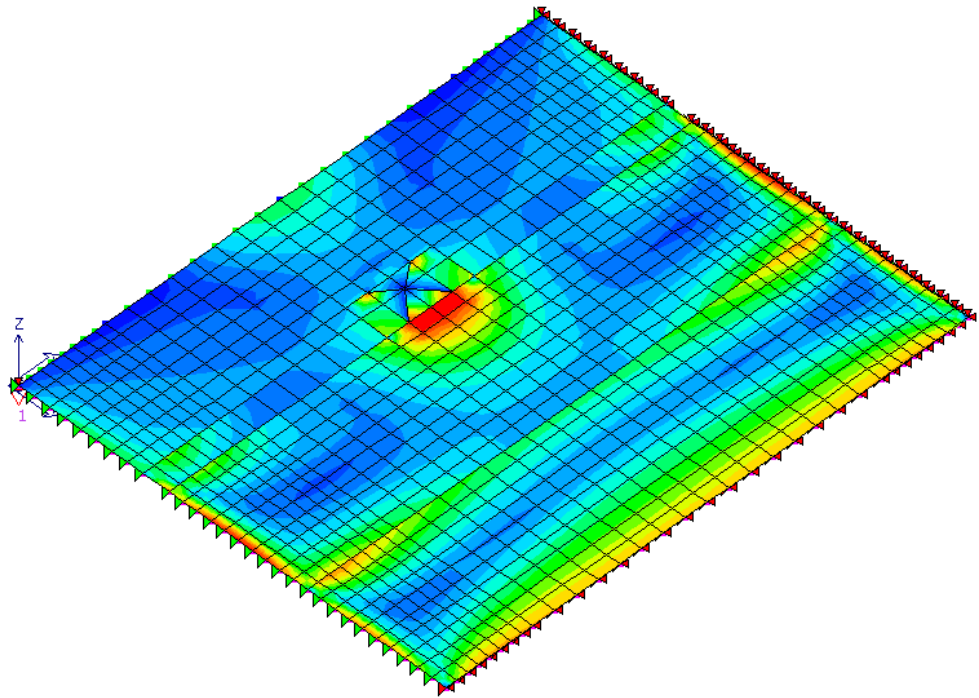
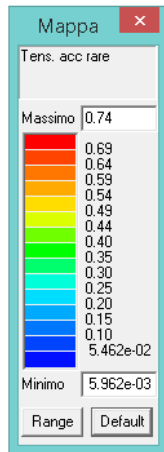
Disposizione armature (red=principale)



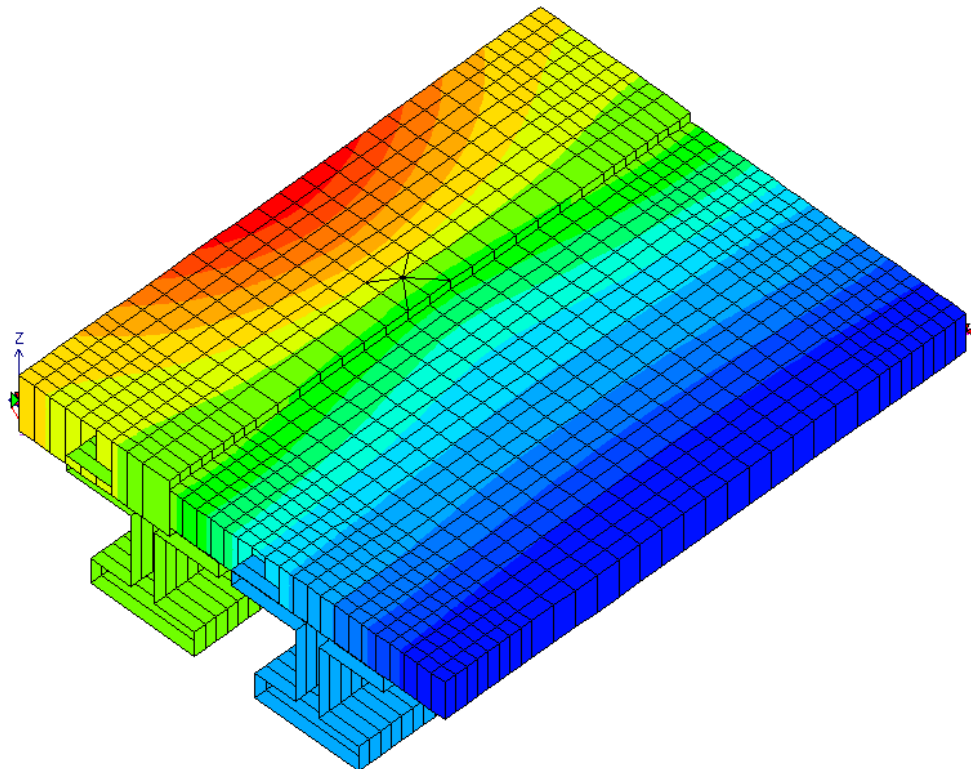
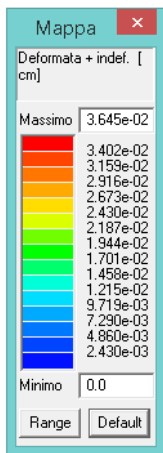
Verifica N/M SLU



Verifica Tensioni CLS SLE rare



Verifica Tensioni Acciaio SLE rare



Verifica Deformate SLE rare (cm)

Le verifiche sono tutte soddisfatte.