



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU

PROGETTO ESECUTIVO

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR) MISSIONE 2,
COMPONENTE 4, SUB-INVESTIMENTO 2.1B: "MISURE PER LA RIDUZIONE DEL
RISCHIO ALLUVIONALE E DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO"

NUOVO PONTE DI ATTRAVERSAMENTO DEL TORRENTE OGLIOLO IN VIA G. SORA

CUP: G29J21003340002
CODICE NUTS: ITC47
CODICE ISTAT: 017068

ELABORATO

Relazione di calcolo dell'impalcato

SCALA

DATA

Dicembre 2023

COMMITTENTE

Comune di Edolo

PROGETTAZIONE
E DIREZIONE
LAVORI

ING. Roberta Filisetti
via XI Novembre n° 27
25040 Malonno (Bs)



Elab.n°

T7

Descrizione generale dell'opera e sua collocazione sul territorio

La necessità del ponte in progetto si è dimostrata dopo l'evento alluvionale del 03/10/2020 che ha investito la Valle di Corteno che rappresenta il bacino tributario del torrente Ogliolo che confluisce nel fiume Oglio.

In località Lazzareto esiste un ponte che è stato investito dal richiamato evento che ha subito seri danni statici per i quali è stato costruito un ponte provvisorio.

Il manufatto esistente presenta una sezione idraulica nettamente insufficiente e, visto anche il suo stato di degrado, risulta necessaria la sua sostituzione.

Il nuovo ponte, presenta una sezione idraulica adeguata che consente anche il grado di sicurezza idraulica rappresentata dal suo "franco" di oltre 1,50 m rispetto al livello della piena determinata con tempo di ritorno di 200 anni.

Per ottenere questa sua prerogativa idraulica il nuovo ponte deve essere spostato più a monte di quello attuale, visto che in questa posizione interferirebbe con un fabbricato presente in destra idraulica. Inoltre, con lo spostamento del nuovo ponte, non sarà interrotto il transito attraverso quello esistente che verrà demolito a lavori ultimati.

Col rifacimento dell'attraversamento, la sezione idraulica di deflusso delle piene sarà adeguata, oltre che con l'innalzamento dell'intradosso dell'impalcato anche con l'allargamento della sua luce netta con la rettifica dell'argine sinistro del fiume.

Il nuovo ponte presenterà una luce libera di oltre ml 20,76 ed un'altezza dal greto del torrente di ml 9 per questo saranno necessarie 2 rampe di accesso. La larghezza complessiva dell'impalcato sarà pari a 7,50 ml e sarà costruito con travi in acciaio corten e una soletta integrativa dallo spessore di 20 cm.

L'impalcato è sghembo di 22,36° rispetto alle spalle. Quest'ultime sono dirette nel senso della corrente acqua del fiume.

Si è scelto l'acciaio corten perché:

- È il meno vulnerabile rispetto al trasporto solido che accompagna le piene torrentizie;
- È più protetto nel tempo rispetto alle strutture in calcestruzzo;
- Per un certo senso meno impattante paesaggisticamente.

Quindi, l'impostazione progettuale descritta raggiunge l'obiettivo della sicurezza idraulica; quello della durabilità nel tempo; e, magari, anche quello di un adeguato inserimento nel paesaggio.

L'impalcato in acciaio- calcestruzzo, per il suo minore peso rispetto a quello in calcestruzzo, favorisce l'uso di fondazioni "superficiali" direttamente sul terreno.

Le spalle (argomento trattato da dedicata relazione) saranno in cemento armato, con fondazione a piastra.

Il ponte è destinato ad attraversare il torrente Ogliolo che appartiene al reticolo idrico principale in capo alla Regione Lombardia.

Il nuovo impalcato

Il sistema strutturale scelto in letteratura è definito "sistema misto acciaio-calcestruzzo".

Lo schema planimetrico ed altimetrico dell'impalcato sono i seguenti:

traversi di testata n°2 di tipo reticolare;

traversi di impalcato n°3 di tipo reticolare.

L'impalcato appoggia sulle spalle in cemento armato attraverso appoggi in neoprene armato.

La struttura principale è composta da n.6 travi in acciaio a I parallele tra loro aventi luce di calcolo (interasse tra gli appoggi) pari a ml 20,76.

La ripartizione trasversale dei carichi è prevista tramite n.5 traversi in profilati di acciaio affrancati alle travi principali con opportune piastre ed esse saldate.

La collaborazione tra le travi in acciaio e la soletta in c.a. è assicurata con pioli tipo Nelson dal diametro di 19 mm, a testa allargata, saldati sulla piattabanda superiore delle travi. Le travi e, pertanto tutto l'impalcato, saranno modellate durante la loro costruzione, con monta verso l'alto di cm 4,00 in centro, per compensare la deformazione dovuta ai carichi permanenti.

Le acque piovane sopra il ponte saranno governate da opportune pendenze trasversali e da scarichi diretti nel torrente.

Per l'esecuzione dell'impermeabilizzazione dovrà essere adeguatamente trattata (lisciata) la superficie del calcestruzzo dell'estradosso della soletta in modo da eliminare ogni sporgenza capace di danneggiare la guaina.

La tipologia del manto impermeabile dovrà essere tale da poter ricevere direttamente lo strato asfaltico.

Gli scarichi delle acque, attraverso opportuni bocchettoni, dovranno essere prolungati più bassi dell'intradosso delle travi.

La casseratura della soletta è prevista in legname.

La barriera in corten sarà installata sui due cordoli esterni dell'impalcato e sarà di classe H2 bordo ponte.

Tra le piantane sarà installata una ringhiera formata da rete metallica plastificata, per assicurare la sicurezza ai pedoni.

Il modello strutturale

La struttura è stata analizzata agli elementi finiti per simulare il comportamento dei principali elementi che caratterizzano l'impalcato al fine del loro dimensionamento.

Come descritto in precedenza l'impalcato è caratterizzato da una struttura mista acciaio-calcestruzzo in cui le 6 travi principali sono state tutte modellate con elementi piastra tali da creare delle sezioni aventi:

Travi esterne

- ala inferiore di 400 x 14 mm;
- anima da 1200 x 12 mm;
- ala superiore da 300 x 18 mm;

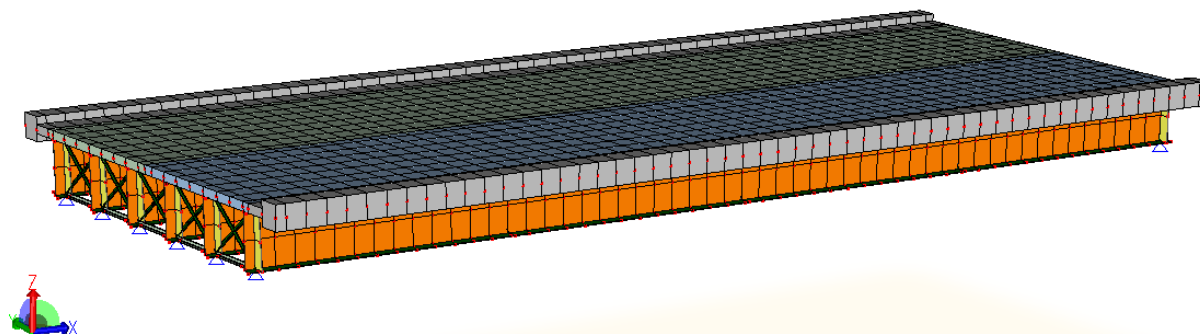
Travi Intermedie

- ala inferiore di 400 x 12 mm;
- anima da 1200 x 12 mm;
- ala superiore da 300 x 12 mm;

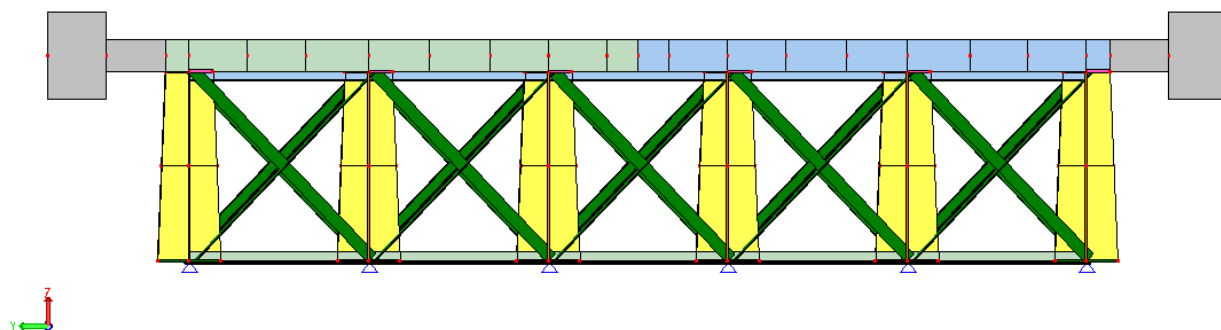
Sulle piattabande superiori delle travi in acciaio sono stati modellati, mediante elementi “trave”, i pioli di diametro pari a 19 mm che collegano la struttura in acciaio alla sovrastante soletta in c.a. dallo spessore di 20 cm, modellata anch'essa con elementi tipo “guscio”.

Le travi infine sono state collegate tra loro mediante n.5 traversi caratterizzati da profili a L accoppiati modellati con elementi “trave”.

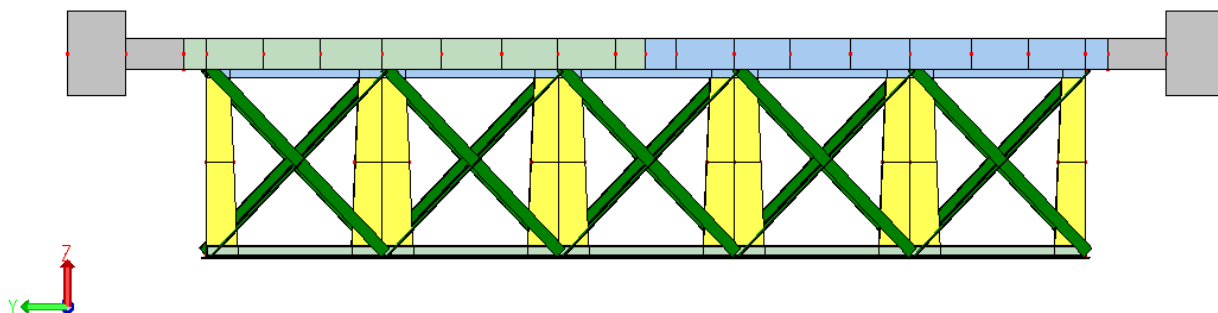
Infine, i vincoli di appoggio sono stati modellati con rigidezza verticali ed orizzontali coerenti a quelle degli appoggi in neoprene scelti in progetto.



Vista prospettica del ponte agli elementi finiti



Vista del traverso di testata



Vista del traverso di campata

La classe delle sezioni

Le sezioni trasversali delle travi scelte in progetto, secondo il paragrafo 4.2.3.1 delle NTC18, risultano essere in Classe 3 (semi-compatte) come di seguito calcolato.

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI IN ACCIAIO - §4.2.3.1 NTC18
Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Parte soggetta a flessione

ANIMA

altezza anima	c	1156	[mm]
spessore anima	t	12	[mm]
snervamento	f_{yk}	355	[MPa]
	ε	0,81	[-]
	c/t	96,33	$\leq 124\varepsilon = 100,44 \Rightarrow$ CLASSE 3

Tab. 4.2.IV - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Piattabande esterne soggette a compressione

ALA

larghezza Ala	c	134	[mm]
spessore ala	t	12	[mm]
snervamento	f_{yk}	355	[MPa]
	ε	0,81	[-]
	c/t	11,17	$\leq 14\varepsilon = 11,34 \Rightarrow$ CLASSE 3

Considerando l'altezza dell'anima e la larghezza dell'ala superiore al netto degli spessori (12 mm) e dei cordoni di saldatura (10 mm), risulta una sezione di **CLASSE 3**.

Infatti, come esposte nelle NTC, "la classe di una sezione composta corrisponde al valore di classe più alto tra quelli dei suoi elementi componenti".

Pertanto per tali sezioni si dovrà tenere come limite la tensione di snervamento del materiale.

Su questo concetto saranno improntate le verifiche delle travi in acciaio.

Tipo e caratteristiche dei materiali strutturali

CEMENTO ARMATO

Calcestruzzi

Riferimenti: D.M. 17.01.2078, par. 11.2;

Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale;

UNI EN 206-1/2016;

Tipologia strutturale:	Soletta
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	C35/45 N/mm ² (Rck 450 daN/cm ²)
Condizioni ambientali:	Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.
Classe di esposizione:	XC4+XD3+XF2
Rapporto acqua/cemento max:	0.45
Classe di consistenza:	S4-S5
Diametro massimo aggregati:	32 mm
Minimo contenuto di cemento:	360 kg/m ³

Prescrizione per il disarmo

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

Provini da prelevarsi in cantiere

Il prelievo si compone di n° 2 cubi di lato 15 cm;

un prelievo ogni 100 mc. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

$$\sigma_{c28} \geq 3 \cdot \sigma_{c \text{ adm}};$$

$$R_{ck \ 28} = R_m - 35 \text{ kg/cm}^2;$$

$$R_{min} > R_{ck} - 35 \text{ kg/cm}^2$$

È obbligatorio eseguire i prelievi e le prove sui cubetti secondo quanto prescritto nel Capitolo 11 delle N.T.C. 2018:

- Un prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera ed alla presenza del Direttore dei Lavori o di persona di sua fiducia, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.

- Il controllo di accettazione è eseguito dal Direttore dei Lavori su ciascuna miscela omogenea e si configura, in funzione del quantitativo di calcestruzzo in accettazione, nel:

- controllo di tipo A di cui al § 11.2.5.1;

- Ogni controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 mc ed è costituito da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 mc di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 mc massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 mc di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

Prospetto classi di esposizione e composizione uni en 206-1

Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
--------	---------------------------	--	----------	---------	-----------	--------------------

1 Assenza di rischio di corrosione o attacco

X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto ad cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasioni, gelo o attacco chimico	1	---	15	---
----	---	--	---	-----	----	-----

2 Corrosione indotta da carbonatazione

Nota – Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro e nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante, in questi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo ed il suo ambiente.

XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa o immerse in acqua	2a	0,60	30	300
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	2a	0,60	30	300
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia o in interni con umidità da moderata ad alta	5a	0,55	35	320
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani.	4a, 5b	0,50	40	340

3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare

XD1	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri	5a	0,55	35	320
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua industriali contenente cloruri (piscine)	4a, 5b	0,50	40	340
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	5c	0,45	45	360

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità	4a, 5b	0,50	40	340
XS2	Permanentemente sommerso	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersa in acqua	5c	0,45	45	360
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare	5c	0,45	45	360

5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti *(NB XF2 - XF3 - XF4 contenuto minimo aria 3%)						
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate o colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua	4a, 5b	0,50	40	320
XF2*	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti	3, 4b	0,50	30	340
XF3*	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo	2b, 4b	0,50	30	340
XF4*	Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto od indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare	3, 4b	0,45	35	360

6 Attacco chimico **)						
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acqua reflue	5a	0,55	35	320
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi	5b	0,50	40	340
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acqua industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarico industriali.	5c	0,45	45	360

*) il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: *moderato* occasionalmente gelato in condizioni di saturazione; *elevato* alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.

**) da parte di acque del terreno o acqua fluenti

Parametri caratteristici e tensioni limite

Tabella riassuntiva per vari R_{ck}

R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	u.m.
250	207.5	117.6	22.6	[kg/cm ²]
300	249.0	141.1	25.6	[kg/cm ²]
350	290.5	164.6	28.4	[kg/cm ²]
400	332.0	188.1	31.0	[kg/cm ²]
450	373.5	211.6	33.5	[kg/cm ²]
500	415.0	235.2	36.0	[kg/cm ²]

R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	u.m.
25	20.75	11.75	2.26	[N/mm ²]
30	24.90	14.11	2.56	[N/mm ²]
35	29.05	16.46	2.84	[N/mm ²]
40	33.20	18.81	3.10	[N/mm ²]
45	37.35	21.16	3.35	[N/mm ²]
50	41.50	23.51	3.60	[N/mm ²]

Legenda:

- f_{ck} (resistenza cilindrica a compressione);
 $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$;
- f_{cd} (resistenza di calcolo a compressione);
 $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$
- f_{ctd} (resistenza di calcolo a trazione);
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$;
 $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$;
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$ per classi $\leq C50/60$
 $f_{ctm} = 2.12 * \ln[1 + f_{cm}/10]$ per classi $> C50/60$

Valori indicativi di alcune caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi impiegati:

Ritiro (valori stimati): 0.25 mm/m (dopo 5 anni, strutture non armate);
0.10mm/m (strutture armate).

Rigonfiamento in acqua (valori stimati): 0.20 mm/m (dopo 5 anni in strutture armate).

Dilatazione termica: $10 * 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Viscosità $\varphi = 1.70$.

Acciaio per C.A.

(Rif. D.M. 17.01.2018, par. 11.3.2)

Acciaio per C.A. B450C	
f_{yk} tensione nominale di snervamento:	$\geq 4580 \text{ kg/cm}^2 (\geq 450 \text{ N/mm}^2)$
f_{tk} tensione nominale di rottura:	$\geq 5500 \text{ kg/cm}^2 (\geq 540 \text{ N/mm}^2)$
f_{td} tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / \gamma_S = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.35 \quad f_t / f_y \geq 1.15$$

Diametro delle barre: $6 \leq \phi \leq 40 \text{ mm}$.

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri $\leq 16 \text{ mm}$.

Reti e tralicci con elementi base di diametro $6 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$.

Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci: $\phi_{\min}/\phi_{\max} \geq 0.6$

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Proprietà dei materiali per la fase di analisi strutturale

Modulo Elastico: $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$ (210.000 N/mm^2)

Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.3$

Modulo di elasticità trasversale: $G = E / [2*(1+\nu)]$ (N/mm^2)

Coefficiente di espansione termica lineare: $\alpha = 12*10^{-6}$ per $^{\circ}\text{C}^{-1}$ (per $T < 100^{\circ}\text{C}$)

Densità: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Caratteristiche minime dei materiali

	S235	S275	S355	S355
tensione di rottura	360 N/mm^2	430 N/mm^2	510 N/mm^2	550 N/mm^2
tensione di snervamento	235 N/mm^2	275 N/mm^2	355 N/mm^2	440 N/mm^2

Bulloneria

Nelle unioni con bulloni si assumono le seguenti resistenze di calcolo:

STATO DI TENSIONE					
CLASSE VITE	f_{tb} (N/mm^2)	f_{yb} (N/mm^2)	$f_{k,N}$ (N/mm^2)	$f_{d,N}$ (N/mm^2)	$f_{d,V}$ (N/mm^2)
4.6	400	240	240	240	170
5.6	500	300	300	300	212
6.8	600	480	360	360	255
8.8	800	640	560	560	396
10.9	1000	900	700	700	495

legenda:

$f_{k,N}$ è assunto pari al minore dei due valori $f_{k,N} = 0.7 f_t$ ($f_{k,N} = 0.6 f_t$ per viti di classe 6.8)

$f_{k,N} = f_y$ essendo f_{tb} ed f_{yb} le tensioni di rottura e di snervamento

$f_{d,N} = f_{k,N}$ = resistenza di calcolo a trazione

$f_{d,V} = f_{k,N} / \sqrt{2}$ = resistenza di calcolo a taglio

Saldature

Le giunzioni saldate dovranno essere controllate con le seguenti metodologie di prove non distruttive:

- controllo magnetoscopico al 30% delle giunzioni a T (o controllo ai liquidi penetranti per saldature tra acciai inossidabili e acciai al carbonio);

In aggiunta:

- 100% delle giunzioni testa a testa: controllo radiografico e/o esame ultrasonoro;
- 50% delle giunzioni a T a completa penetrazione: esame ultrasonoro.

I cordoni d'angolo saranno verificati al 30% del loro sviluppo con il solo esame magnetoscopico. Le modalità generali e le tecniche per i controlli dei vari procedimenti devono rispettare le norme:

- UNI EN 444, UNI EN 462-1 e UNI EN 1435 per l'esame radiografico;
- EN ISO 17640 per il controllo ultrasonoro;
- UNI EN ISO 9934-1 e UNI EN 17638 per il controllo magnetoscopico.

Non sarà accettata in nessun caso la presenza di cricche.

Per i difetti di altra natura si applicano le seguenti norme:

- controllo radiografico: UNI EN 12517 livello di accettabilità 1
- controllo ultrasonoro: EN ISO 11666 (con metodo di controllo 1 o 3) livello di accettabilità 2
- controllo magnetoscopico: UNI EN ISO 23278 livello di accettabilità 2

I difetti giudicati inaccettabili a seguito dei controlli dovranno essere eliminati.

Le parti difettose delle saldature dovranno essere rimosse esclusivamente mediante lavorazione meccanica a freddo fino a raggiungere il materiale sano. Lo stato di questo sarà controllato con esami magnetoscopici o con liquidi penetranti per accertare la completa asportazione del difetto.

Tutte le zone riparate dovranno essere accuratamente controllate con metodi non distruttivi.

Le azioni applicate alla struttura

Le azioni applicate al modello strutturale per la sua verifica sono le seguenti:

AZIONI PERMANENTI

- peso proprio calcestruzzo (G1) 2500 kg/mc
- peso proprio calcestruzzo fresco + ferro d'armatura (G1) 2600 kg/mc
- peso proprio acciaio (G1) 7850 kg/mc
- carichi permanenti portati (asfalto, guaina, etc.) (G2) 300 kg/mq

DISTORSIONI E DEFORMAZIONI IMPRESSE

- effetti reologici (ritiro e viscosità) (G2)

La Neve non è stata messa in conto.

AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (CARICHI VERTICALI - Q1)

La categoria del ponte in esame è la prima.

Le corsie: per l'impalcato oggetto d'analisi si sono considerate n°2 corsie convenzionali (Tab. 5.1.I NTC18), ciascuna avente larghezza pari a 3,00 m, visto che la larghezza della sede stradale è di 8,20 ml.

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

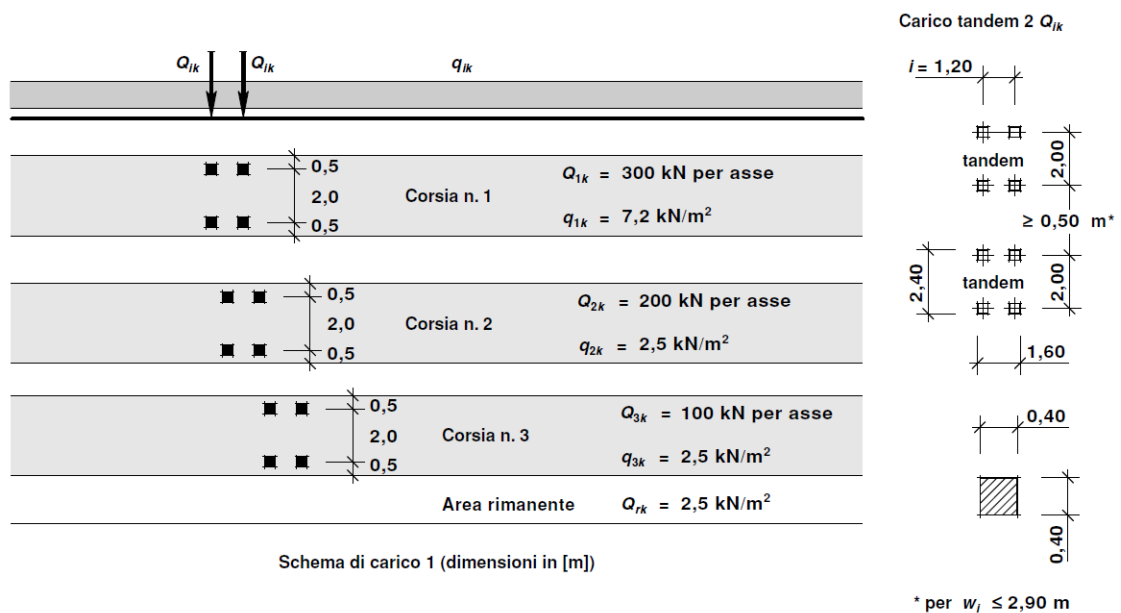
Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00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

Gli schemi di carico considerati per le azioni legate al traffico veicolare sono i seguenti:

Schema di carico n° 1 sulla corsia convenzionale n° 1 (tandem):

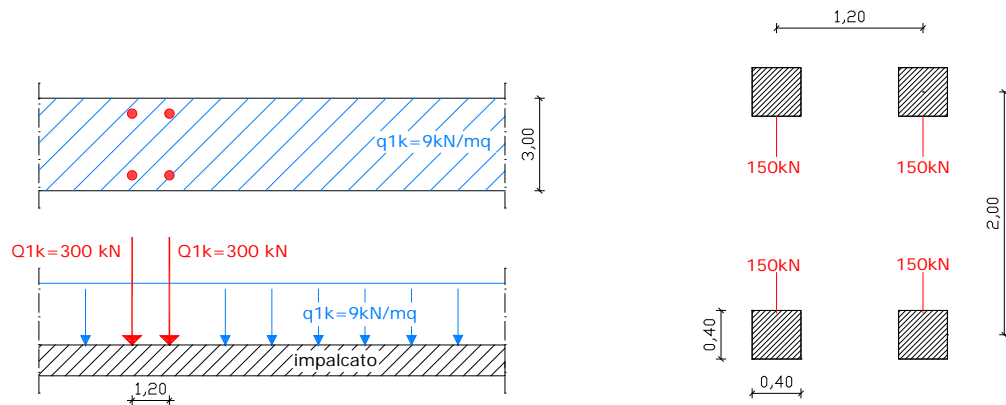
Come indicato dalle NTC, per le verifiche globali del ponte in esame, è stato utilizzato lo Schema di carico n°1 che prevede i seguenti carichi applicati sulla corsia convenzionale:

- Corsia n°1: sulla quale è stato predisposto lo schema di carico 1 ($2 \times Q_{1k} = 2 \times 300 = 600$ kN → carico tandem; $q_{1k} = 9,00$ kN/mq → carico uniformemente distribuito). La corsia n° 1 è quella che, caricata considerando la predisposizione dei carichi più gravosa, produce l'effetto peggiore per le verifiche che si stanno facendo e viene identificata come Corsia Principale.
- Corsia n°2: sulla quale è stato predisposto lo schema di carico 2 ($2 \times Q_{2k} = 200 = 400$ kN → carico tandem; $q_{2k} = 2,50$ kN/mq → carico uniformemente distribuito). La corsia n° 2 è quella che viene identificata come Corsia Secondaria.
- Parte rimanente dell'impalcato: le zone che non fanno parte della corsia sottoposta a carico veicolare, sono state caricate con carico uniformemente distribuito $q_{rk} = 2,5$ kN/mq.

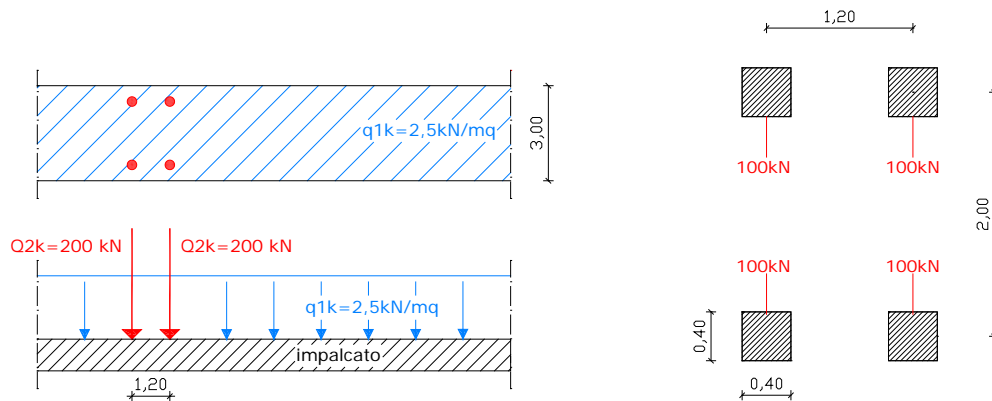


Gli schemi di carico considerati sono comprensivi degli effetti dinamici.

Schema n° 1 sulla corsia convenzionale n° 1:

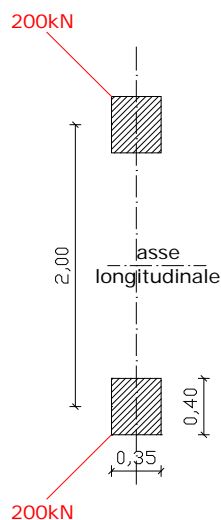


Schema n° 1 sulla corsia convenzionale n° 2:



Sulle parti libere dell'impalcato sono stati considerati 2,5 kN/mq.

Schema n° 2:



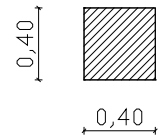
Lo schema di carico n° 2 è stato considerato autonomamente con percorrenza secondo l'asse longitudinale.

Questo schema è da collocare nella posizione più gravosa per verifiche locali.

Ove risulta più gravosa si è considerata una sola ruota da 200 kN.

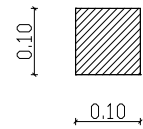
Schema n° 3:

è un carico isolato da 150 kN con l'impronta di 40x40 cm, da utilizzare per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurezza.



Schema n° 4:

è un carico isolato da 10 kN con l'impronta di 10x10 cm, da utilizzare per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurezza.

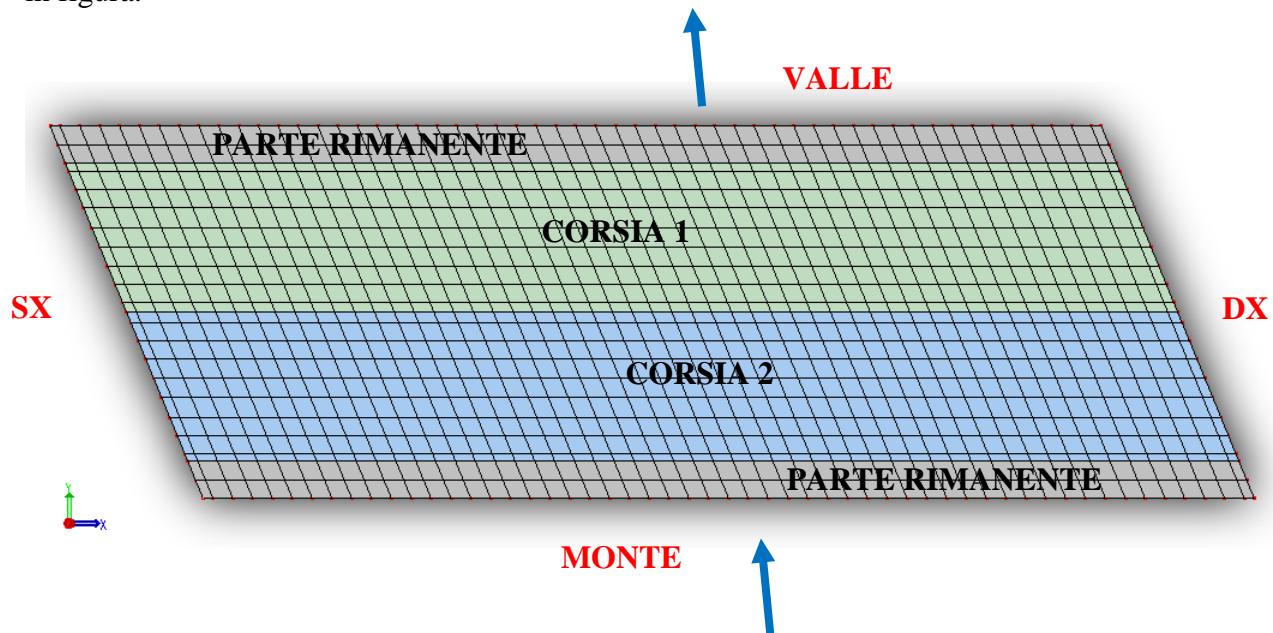


Schema n° 5:

folla compatta agente con intensità normale compressiva degli effetti dinamici di 5,00 kN/mq. Il suo valore di combinazione è di 2,5 kN/mq.

Quest'ultimo è da applicare sull'area rimanente al di fuori delle corsie convenzionali n° 1 e n° 2 individuate sull'impalcato.

Le 2 corsie convenzionali sono state identificate come Corsia 1 e Corsia 2 come rappresentato in figura.



La disposizione e la numerazione delle corsie è stata determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto per la trave di monte

Nel modello, tenendo in conto le sopracitate numerazioni delle corsie convenzionali, sono stati applicati i corrispettivi valori di carico tandem e di carico uniformemente distribuito.

Nella fattispecie, per ricavare le condizioni più sfavorevoli in mezzeria ed agli appoggi dell'impalcato, i carichi tandem sono stati analizzati nelle 2 diverse posizioni sotto elencate:

- in corrispondenza della mezzeria dell'impalcato;
- in corrispondenza dell'appoggio di destra dell'impalcato;

Sempre in accordo a quanto previsto dalle NTC (par. 5.1.3.3.6) si è considerato che la diffusione dei carichi tandem attraverso la soletta dell'impalcato, avvenga secondo un angolo di 45° fino al piano medio della soletta stessa. Ipotizzando uno strato d'asfalto di spessore pari circa a 10 cm e considerando la soletta in cls di spessore 20 cm, partendo dalla dimensione di una ruota da 40 cm, è stata considerata un'impronta di carico di dimensioni pari a 80 cm x 80 cm su cui spalmare il carico tandem.

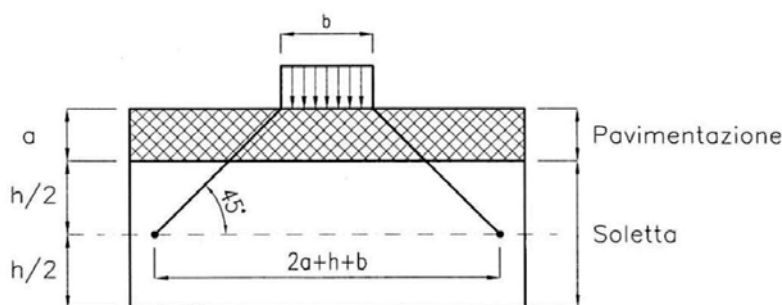
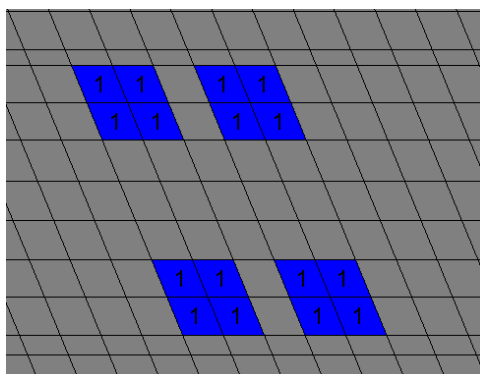


Fig. 5.1.3.a - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Per comodità di modellazione, vista l'inclinazione che caratterizza l'impalcato, le impronte delle ruote che simulano i carichi tandem, anziché di forma quadrata di 80 cm x 80 cm con area pari 6400 cmq, sono stata modellate a forma di parallelepipedo avente area pari a 5919 cmq.



AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (q_3)

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n° 1 ed è:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo:

$w_1 = 3 \text{ m}$ (larghezza della corsia);

$L = 21,50 \text{ m}$ (lunghezza della corsia)

$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ (carico singolo asse tandem su Corsia 1)

$q_{1k} = 9 \text{ kN/mq}$ (carico uniformemente distribuito su Corsia 1)

Si ottiene:

$$180 \text{ kN} \leq \mathbf{q_3} = 0,6 \times 2 \times 300 \text{ kN} + 0,10 \times 9,00 \text{ kN/mq} \times 3,00 \text{ m} \times 21,50 \text{ m} = \mathbf{418,05 \text{ kN}} \leq 900 \text{ kN}$$

Pertanto l'azione di frenatura q_3 considerata risulta:

$$q_3 = 41805 \text{ kg}$$

Tale azione è stata applicata al modello come un carico di superficie sugli elementi piastra della soletta che individuano di volta in volta la corsia 1. Pertanto la forza risultante di frenatura q_3 è stata “spalmata” sulla superficie della corsia convenzionale 1 di dimensioni $3,00 \text{ m} \times 21,50 \text{ m}$, col valore pari a:

$$f_3 = q_3 / A_{\text{corsia}} = 41805 \text{ kg} / (2150 \text{ cm} \cdot 300 \text{ cm}) = 0,065 \text{ kg/cmq}$$

Questa forza si considera applicata al livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse X della corsia n°1 nelle due direzioni, da sinistra verso destra (direzione +X) e da destra verso sinistra (direzione -X), lungo l'intero sviluppo dell'impalcato.

AZIONI VARIABILI DI NEVE E DI VENTO (q5)

Il calcolo della pressione del vento è stato condotto facendo riferimento alle N.T.C. D.M. 17 gennaio 2018.

AZIONE DEL VENTO

VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO

Comune di

altitudine s.l.m. del sito ove sorge la costruzione a_s

Zona

velocità base di riferimento al livello del mare $v_{b,0}$

altitudine s.l.m. di base a_0

parametro k_s

Edolo

720 [m s.l.m.]

1 [-]

25 [m/s]

1000 [m]

0,4 [-]

Tab. 3.3.1 - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



coefficiente di altitudine

c_a

1 [-]

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad [3.3.1.b]$$

velocità base di riferimento

v_b

25 [m/s]

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

Periodo di ritorno del carico da vento

T_R

50 [anni]

Coefficiente di ritorno

c_r

1,00

$$c_r = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad [3.3.3]$$

Velocità di riferimento

v_r

25 [m/s]

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

Densità dell'aria

ρ

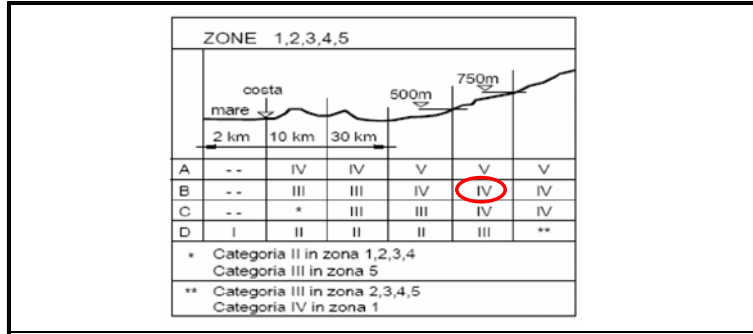
1,25 [kg/m³]

Pressione cinetica di riferimento

q_r

390,625 [N/m²]

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$$

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE


Classe di rugosità del sito

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Categoria di esposizione del sito

Fattore di terreno

Lunghezza di rugosità

Altezza minima

Coefficiente di Topografia

Altezza sul suolo del punto considerato

 K_r
 Z_0
 Z_{min}
 C_t
 Z

IV [-]

0,22 [-]

0,3 [m]

8 [m]

1 [-]

10 [m]

Coefficiente di esposizione

 C_e

1,783 [-]

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

[3.3.7]

COEFFICIENTE DINAMICO

Coefficiente dinamico

 C_d

1 [-]

[-]

COEFFICIENTE AERODINAMICI

Coefficiente di pressione

 C_p

1,4 [-]

PRESSIONE DEL VENTO

Pressione del vento

 P

 99,40 [kg/m²]

 $P = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$

 Nei calcoli si utilizza una **pressione del vento** pari a **100 kg/mq**

Il coefficiente di pressione C_p dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

Nel caso in esame si è tenuto conto del coefficiente di pressione per travi ad anima piena secondo la seguente formula, assimilando l'impalcato come un'unica grande trave isolata.

S = la superficie delimitata dal contorno della trave;

S_p = la superficie della parte piena della trave;

$$\varphi = \frac{S_p}{S}$$

La pressione totale si considera agente solo su S_p e si valuta utilizzando i seguenti valori del coefficiente C_p :

$$c_p = 2 - \frac{4}{3} \varphi \quad \text{per } 0 \leq \varphi < 0,3$$

$$c_p = 1,6 \quad \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8$$

$$c_p = 2,4 - \varphi \quad \text{per } 0,8 < \varphi \leq 1$$

Essendo la “trave” piena $\rightarrow S = S_p \rightarrow \varphi = 1$.

Il valore del coefficiente di pressione risulta:

$$C_p = 2,4 - 1 = \mathbf{1.4}$$

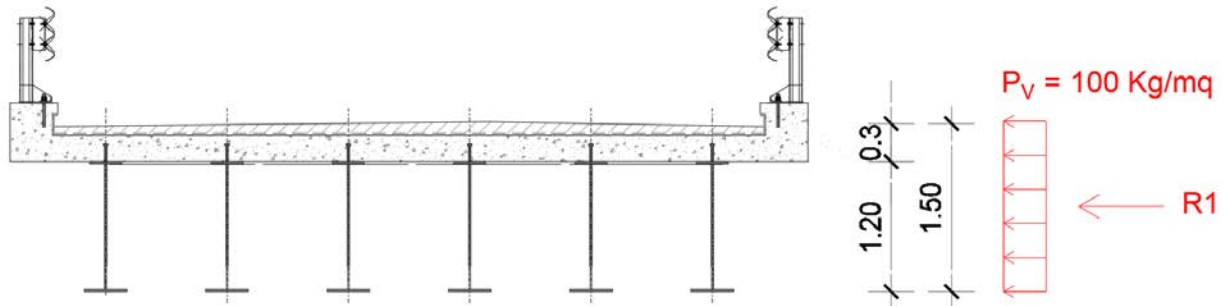
Il coefficiente dinamico c_d tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso viene assunto cautelativamente pari a uno.

$$C_d = \mathbf{1.}$$

Il carico da vento è stato applicato al modello considerandolo agente solo lungo la direzione (+Y), trasversale all'asse longitudinale del ponte. L'azione del vento agente in direzione (-Y) non è stata considerata vista la simmetria dell'impalcato.

Tale azione è stata modellata attraverso la somma delle seguenti situazioni:

1) azione del vento agente sul ponte scarico



È stata considerata la risultante della spinta agente sul lato dell'impalcato investito dal vento pari a:

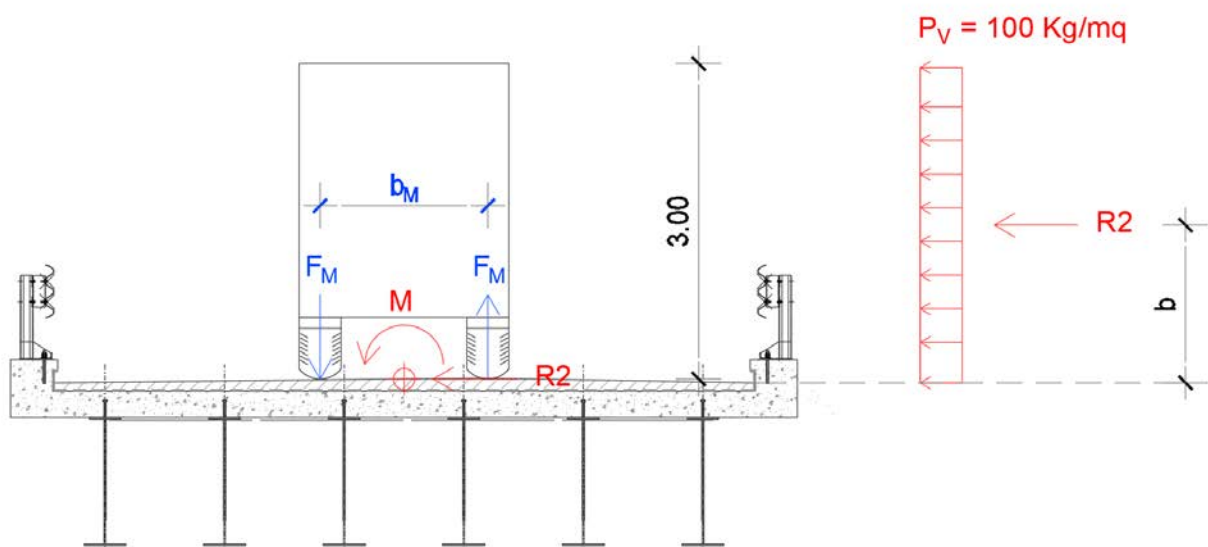
$$R_1 = 100 \text{ kg/mq} \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 21,5 \text{ m} = 3225 \text{ kg}$$

Nel modello, la risultante è stata “spalmata” sull'intera superficie della soletta del ponte, ottenendo il seguente carico:

$$V_1 = R_1 / A_{\text{imp}} = 3225 \text{ kg} / (21,5 \text{ m} \cdot 7,5 \text{ m}) = 20 \text{ kg/mq}$$

2) Incremento di spinta del vento agente sulle superfici dei carichi transitanti sul ponte carico

Tale azione agisce su una parete rettangolare continua verticale alta 3,00 m, che convenzionalmente rappresenta i carichi che transitano sul ponte.



Considerando una parete continua di mezzi lungo l'intero sviluppo dell'impalcato dalle dimensioni di 21,5 x 3 m, si ottiene il seguente valore risultante della spinta del vento:

$$R_2 = 100 \text{ kg/mq} \cdot 21,5 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} = 6450 \text{ kg}$$

Nel modello, tale risultante è stata “spalmata” sull'intera superficie della soletta del ponte, ottenendo il seguente carico:

$$V_2 = R_2 / A_{\text{imp}} = 6450 \text{ kg} / (21,5 \text{ m} \cdot 7,5 \text{ m}) = 40 \text{ kg/mq}$$

Tale azione genera inoltre un momento torcente M che agisce sull'intero impalcato pari a:

$$M = R_2 \cdot b = 6450 \text{ kg} \cdot 1,5 \text{ m} = 9675 \text{ kgm}$$

Si ricava il valore della relativa coppia avente braccio b_M di 2,00 m (pari all'interasse delle ruote del mezzo in transito).

$$F_M = M / b_M = 9675 \text{ kgm} / 2,00 \text{ m} = 4838 \text{ kg}$$

Tale sollecitazione è stata applicata nel modello, centrandola rispetto all'asse trasversale dell'impalcato e “spalmandola” sui 55 nodi che caratterizzano le due linee di percorrenza delle ruote. Essa è stata pertanto applicata come un carico nodale verticale, avente valore su ciascun nodo pari a:

$$F_{M,\text{nodo}} = F_M / 55 \text{ nodi} = 4838 \text{ kg} / 55 \text{ nodi} = 88 \text{ kg/nodo}$$

L'illustrazione di come sono stati applicati i suddetti carichi al modello di calcolo è evidenziata successivamente all'interno delle condizioni di carico.

AZIONI DELLA TEMPERATURA (q7)

L'escursione termica imposta alla struttura deriva dalla scelta della temperatura iniziale T_0 e dalla valutazione di una temperatura “attuale T_1 ” determinata come valore medio fra la temperatura esterna T_{est} ed interna T_{int} . Le temperature esterne ed interne sono valutate in relazione alle condizioni attese nella vita della costruzione e in conformità ai valori orientativi forniti dalla letteratura tecnica consolidata.

Le variazioni termiche messe in conto sono di due tipi:

- 1) Due variazioni costanti su tutta la struttura di ± 30 gradi;
- 2) una variazione differenziale tra l'intradosso e l'estradosso della soletta di ± 6 gradi.


AZIONI SISMICHE

Analisi svolta secondo il D.M. 17.01.2018

L'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018).

L'azione sismica è calcolata mediante analisi *dinamica modale*

I parametri che determinano l'azione sismica sono i seguenti:



Parametri	
Latitudine (WGS84):	46.17422
Longitudine (WGS84):	10.32713
Latitudine (ED50):	46.17513
Longitudine (ED50):	10.32818

Banca dei comuni
<input type="text"/>

Amministrazione comunale più vicina
Edolo
(Powered by Bing)

Durante l'analisi si è considerato che la struttura abbia un comportamento non dissipativo. Tale analisi risulta in accordo a quanto previsto dal paragrafo 7.2.5 delle NTC2018, per il dimensionamento delle fondazioni.

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	PONTE EDOLO
Intestazione del lavoro	PONTE EDOLO
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kg
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC-2018

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	75 anni
Localita'	Edolo - Via Gennaro Sora
Longitudine (WGS84)	10.3271
Latitudine (WGS84)	46.1742
Categoria del suolo	B
Coefficiente topografico	1.2
Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	15
Comportamento strutturale	NON Dissipativo

PARAMETRI SISMICI

	TR	ag/g	FO	TC*	CC	Ss	Pga (ag*S) (m/s^2)
SLO	45	0.0293	2.6030	0.20	1.52	1.20	0.414
SLD	75	0.0349	2.6390	0.21	1.50	1.20	0.493
SLV	712	0.0663	2.7740	0.31	1.39	1.20	0.937
SLE	712	0.0663	2.7740	0.31	1.39	1.20	0.937
SLC	1462	0.0799	2.8260	0.32	1.38	1.20	1.129

STATO LIMITE ULTIMO

Fattore di comportamento q per sisma orizzontale	qor=1
--	-------

ALTRI PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Presente
Fattore di comportamento qv per sisma verticale per SLV	1
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

Durante l'analisi si è considerato che la struttura abbia un comportamento non dissipativo e pertanto è stato previsto un fattore di comportamento $q = 1$ come richiesto dalle NTC18 per la progettazione dei ponti.

Condizioni di carico

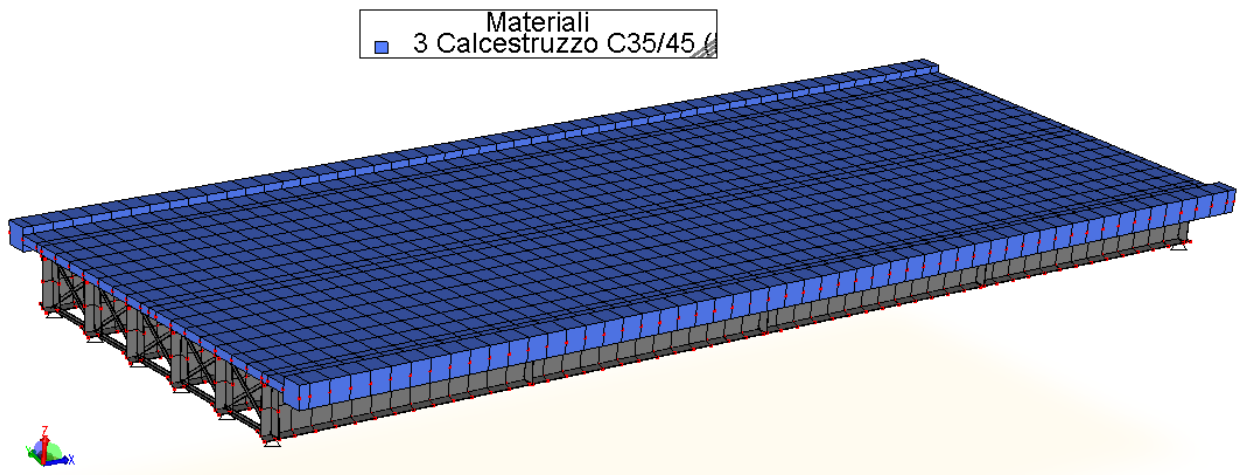
Le condizioni di carico utilizzate per la formulazione delle combinazioni di carico per il calcolo della struttura sono quelle di seguito.

- **Condizione n° 0:**

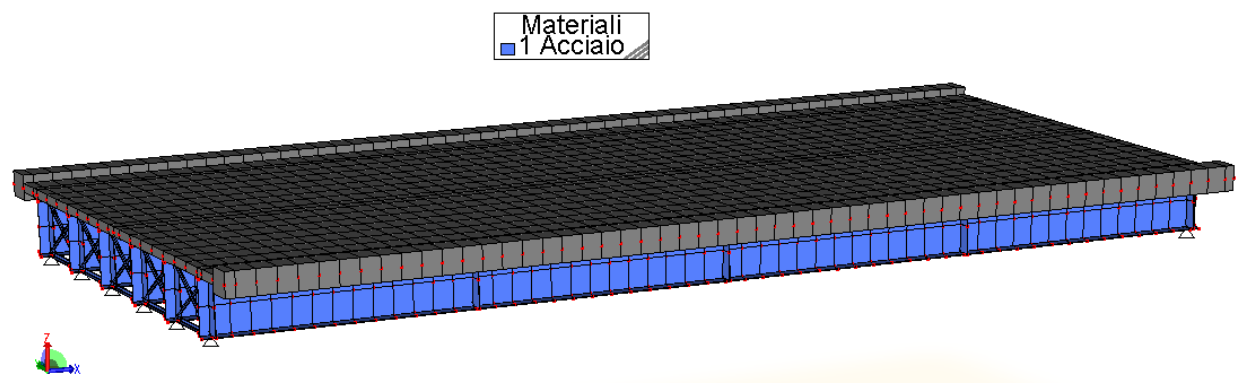
G1 - Peso proprio degli elementi strutturali in acciaio e calcestruzzo

Questa condizione è automaticamente messa in conto dalla procedura che applica al volume del materiale della struttura il rispettivo peso specifico pari a:

- per il c.a. fresco 2600 kg/mc + i ferri d'armatura;



- per l'acciaio 7850 kg/mc;



Tale condizione viene utilizzata per l'analisi della Fase I in cui il calcestruzzo fresco non è reagente (Il modello AMV utilizzato è il modello "FASE 1").

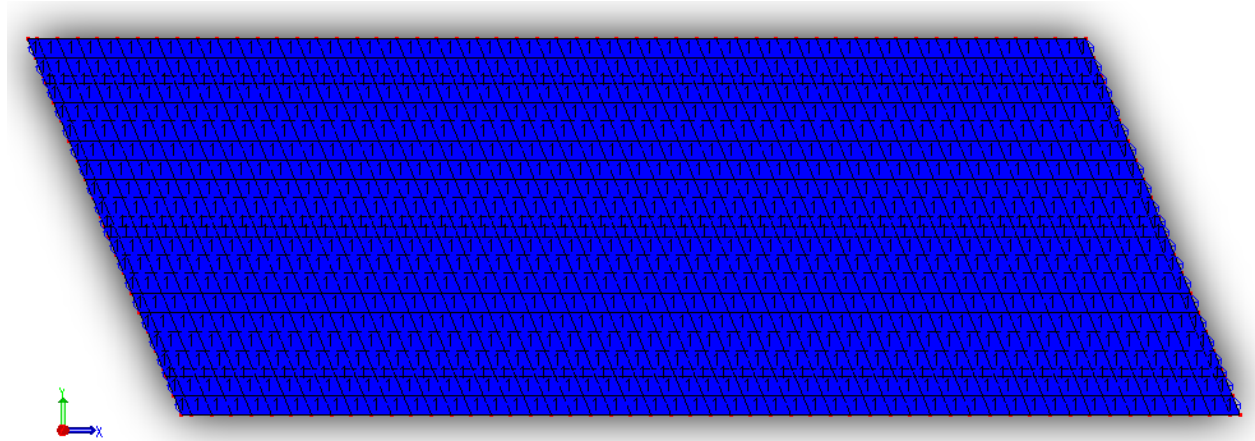
- **Condizione n° 1:**

G2 – Carichi permanenti portati (asfalto, guaina impermeabilizzante etc)

È la condizione che tiene conto dei carichi permanenti portati al di sopra della soletta dell'impalcato del ponte, quantificati con un valore pari a 300 kg/mq.

Tale carico è stato applicato su tutta la soletta del ponte.

P1 = 300 kg/mq

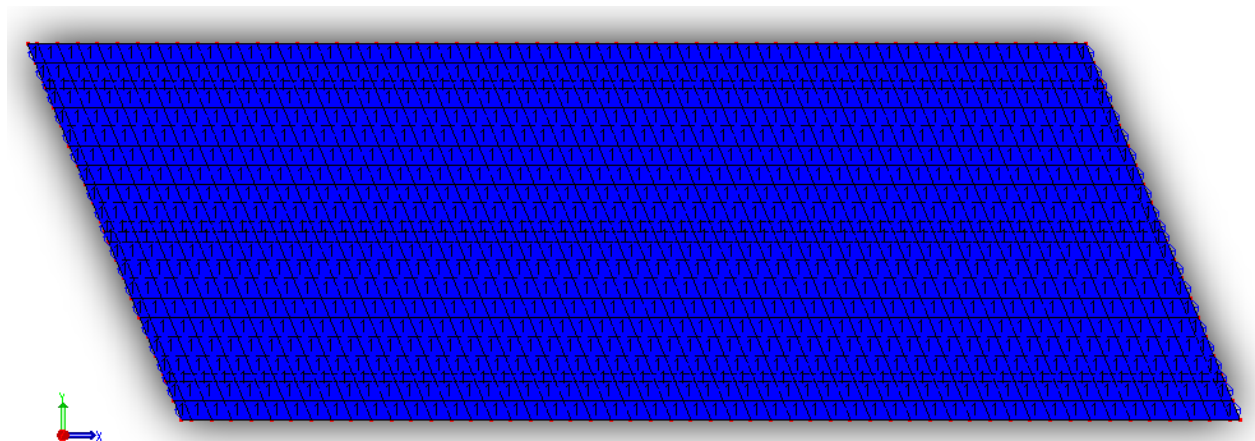


Condizione di carico n°1 (in colore blu le superfici della soletta caricate)

- **Condizione n° 2:**

G2 – Ritiro della soletta in cls

Ritiro del calcestruzzo della soletta, simulato mediante una variazione termica negativa pari a -10°C applicato all'intera soletta.



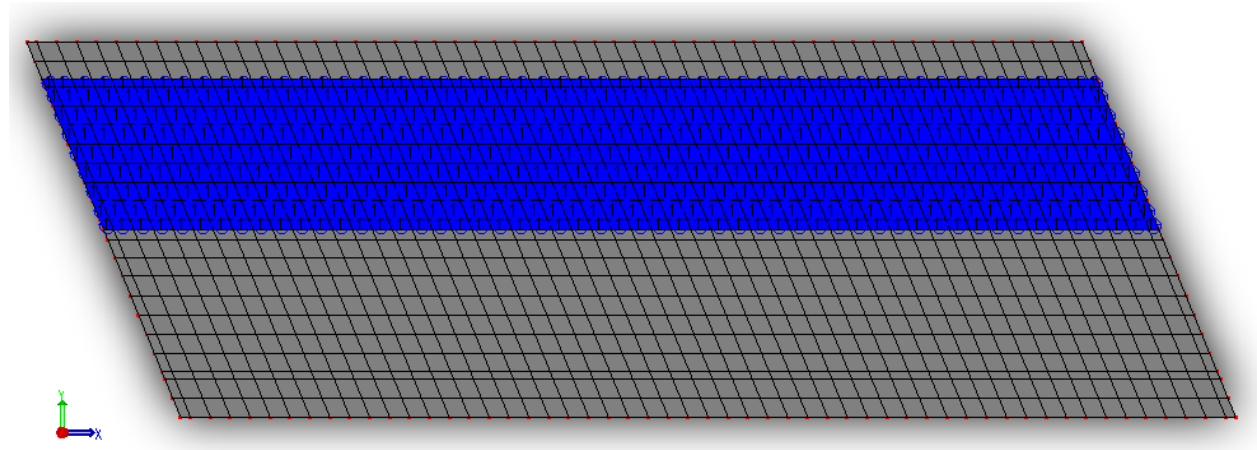
Condizione di carico n°2 (in colore blu le superfici della soletta caricate)

- **Condizione n° 3:**

Q – Carico uniformemente distribuito da traffico q1k su Corsia 1

È la condizione che tiene conto del carico uniformemente distribuito da traffico $q1k = 900 \text{ kg/mq}$ dello Schema n°1, applicato su tutta la Corsia 1 larga 3,00 ml, posizionata nella parte a monte dell'impalcato.

P3 = 900 kg/mq



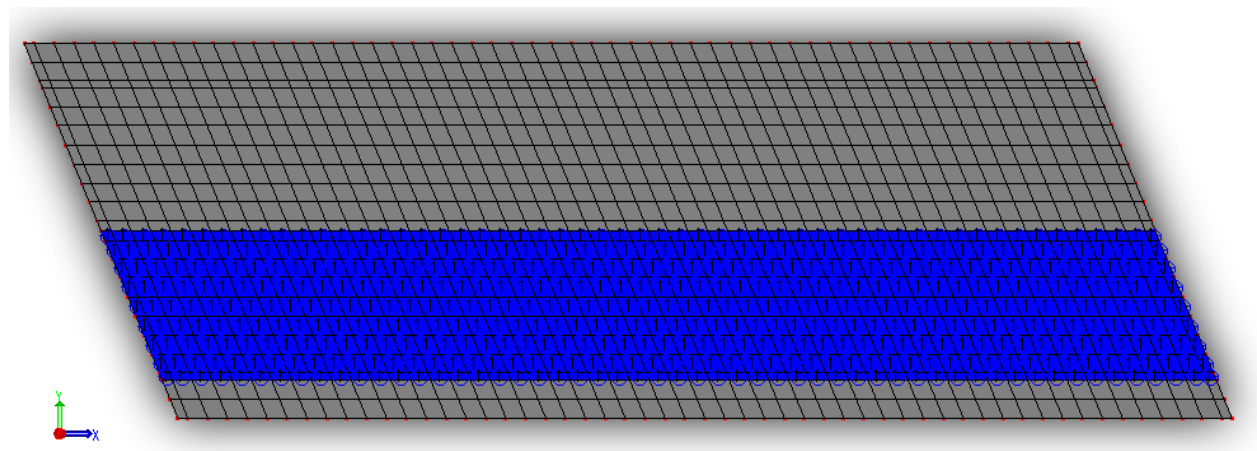
Condizione di carico n°3 (in colore blu le superfici della soletta caricate)

- **Condizione n° 4:**

Q – Carico uniformemente distribuito da traffico q2k su Corsia 2

È la condizione che tiene conto del carico uniformemente distribuito da traffico $q2k = 250 \text{ kg/mq}$ dello Schema n°1, applicato su tutta la Corsia 2 larga 3,00 ml, posizionata a fianco della Corsia 1.

P4 = 250 kg/mq



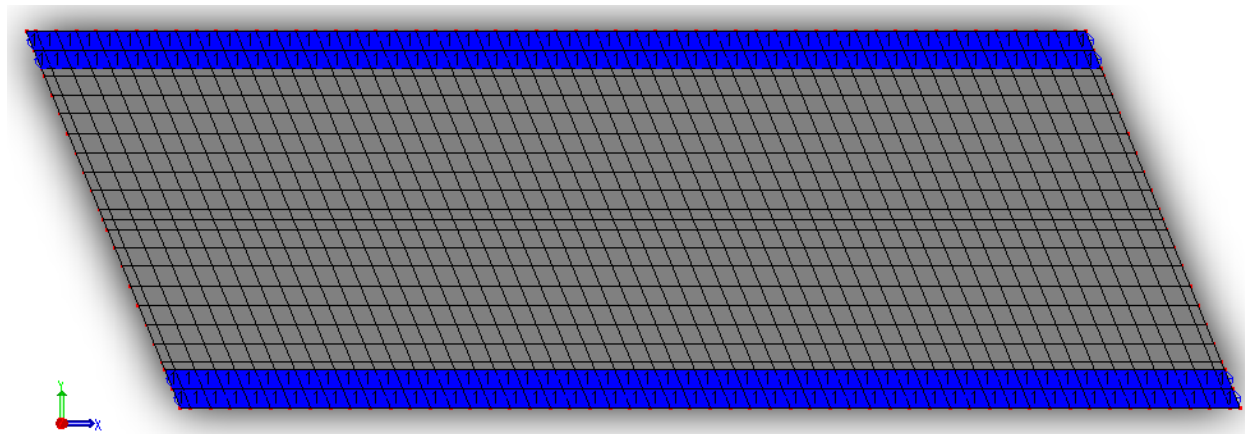
Condizione di carico n°4 (in colore blu le superfici della soletta caricate)

- **Condizione n° 5:**

Q – Carico uniformemente distribuito da traffico qrk sull'area rimanente dell'impalcato

È la condizione che tiene conto del carico uniformemente distribuito da traffico $q_{rk} = 250$ kg/mq, dello Schema n°1, applicato su tutta la restante area dell'impalcato non compresa nella Corsia 1 e Corsia 2.

P5 = 250 kg/mq



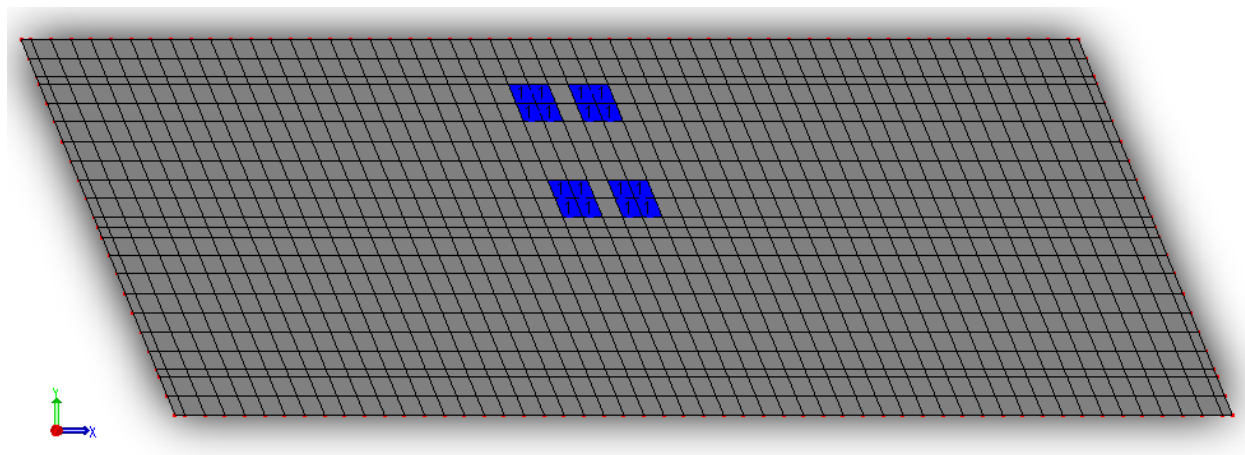
Condizione di carico n°5 (in colore blu le superfici della soletta caricate)

- **Condizione n° 6:**

Q – Carico tandem da traffico Q1k in mezzeria della Corsia 1

È la condizione che tiene conto del carico tandem da traffico $Q_{1k} = 15000$ kg per ogni ruota, su impronta a forma di parallelepipedo avente area pari a 5919 cmq, applicato in mezzeria della Corsia 1.

P6 = 15000 kg / (5919 cmq) = 2,53 kg/cmq



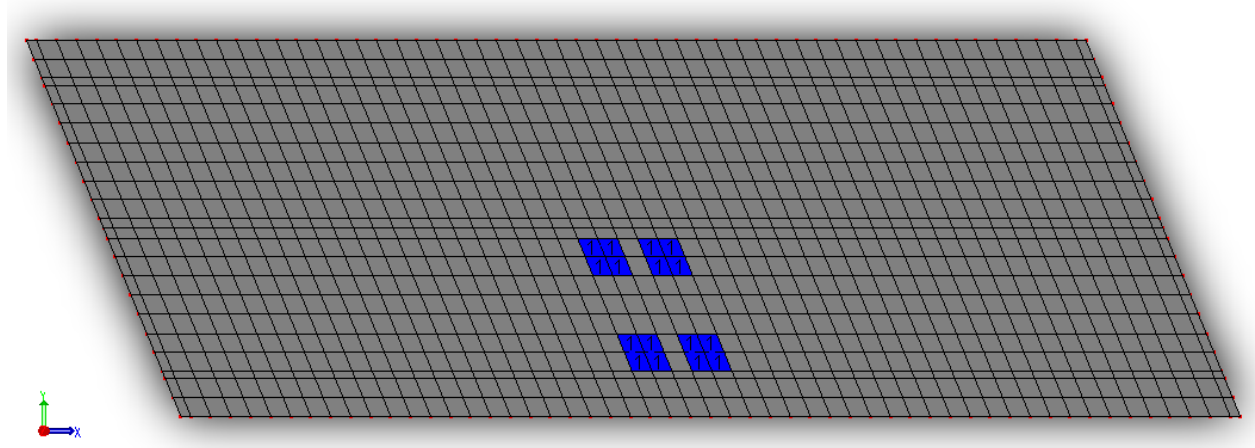
Condizione di carico n°6 (in colore blu le superfici della soletta caricate)

- **Condizione n° 7:**

Q – Carico tandem da traffico Q2k in mezzeria della Corsia 2

È la condizione che tiene conto del carico tandem da traffico $Q2k = 10000$ kg per ogni ruota, su impronta a forma di parallelepipedo avente area pari a 5919 cmq, applicato in mezzeria della Corsia 2.

$$P7 = 10000 \text{ kg} / (5919 \text{ cmq}) = 1,69 \text{ kg/cmq}$$



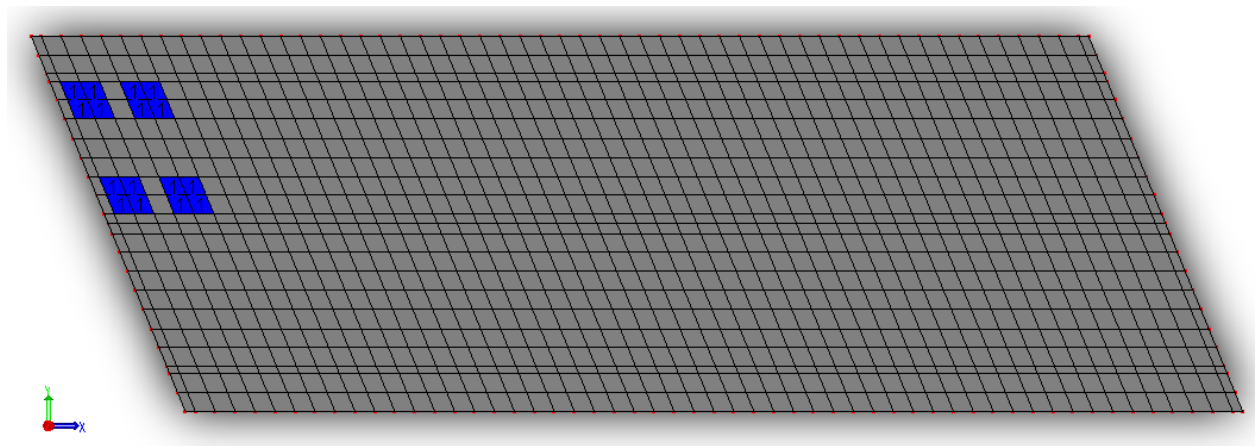
Condizione di carico n°7 (in colore blu le superfici della soletta caricate)

- **Condizione n° 8:**

Q – Carico tandem da traffico Q1k sull'appoggio di sinistra della Corsia 1

È la condizione che tiene conto del carico tandem da traffico $Q1k = 15000$ kg per ogni ruota, su impronta a forma di parallelepipedo avente area pari a 5919 cmq, applicato sull'appoggio di sinistra della Corsia 1.

$$P8 = 15000 \text{ kg} / (5919 \text{ cmq}) = 2,53 \text{ kg/cmq}$$



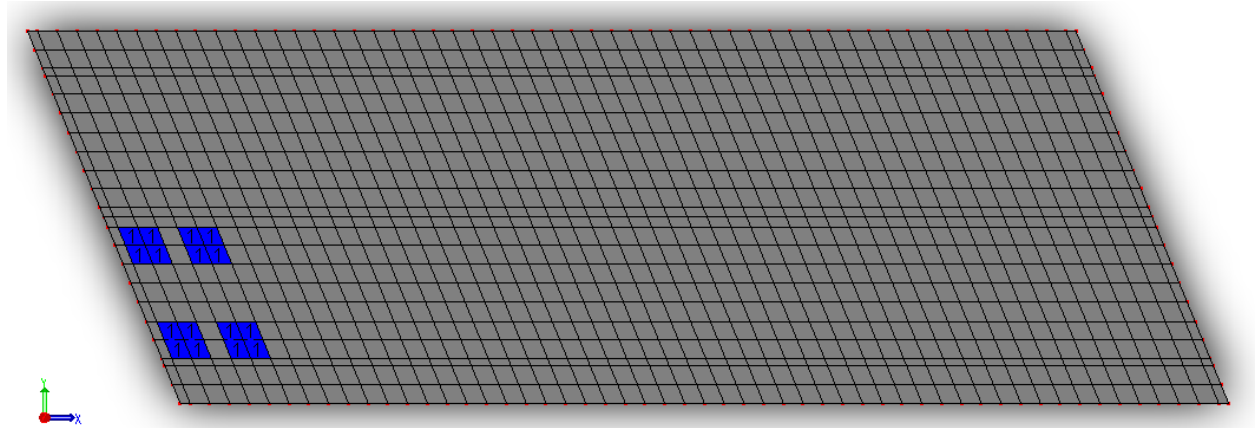
Condizione di carico n°8 (in colore blu le superfici della soletta caricate)

- **Condizione n° 9:**

Q – Carico tandem da traffico Q2k sull'appoggio di sinistra della Corsia 2

È la condizione che tiene conto del carico tandem da traffico $Q2k = 10000 \text{ kg}$ per ogni ruota, su impronta a forma di parallelepipedo avente area pari a 5919 cmq , applicato sull'appoggio di sinistra della Corsia 2.

$$P9 = 10000 \text{ kg} / (5919 \text{ cmq}) = 1,69 \text{ kg/cmq}$$



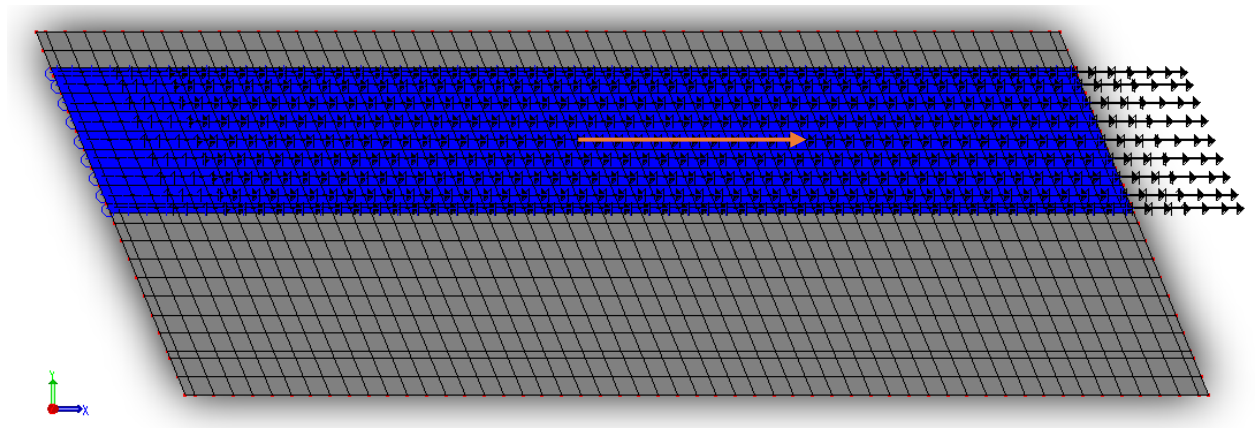
Condizione di carico n°9 (in colore blu le superfici della soletta caricate)

- **Condizione n° 10:**

Q – Azione di frenata in direzione +X sulla Corsia 1

È la condizione che tiene conto della forza di frenamento/accelerazione che si sviluppa in direzione +X, applicata sulla Corsia 1. Il valore di tale forza è stato calcolato in precedenza e risulta pari a:

$$P10 = 0,065 \text{ kg/cmq}$$



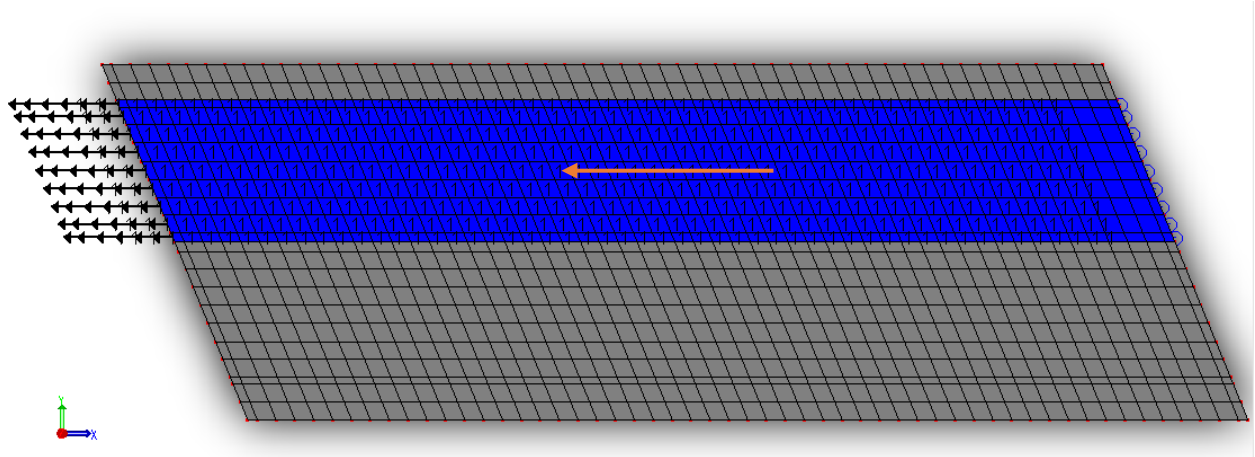
Condizione di carico n°10 (in colore blu le superfici della soletta caricate)

- **Condizione n° 11:**

Q – Azione di frenata in direzione -X sulla Corsia 1

È la condizione che tiene conto della forza di frenamento/accelerazione che si sviluppa in direzione -X, applicata sulla Corsia 1. Il valore di tale forza è stato calcolato in precedenza e risulta pari a:

P11 = 0,065 kg/cmq



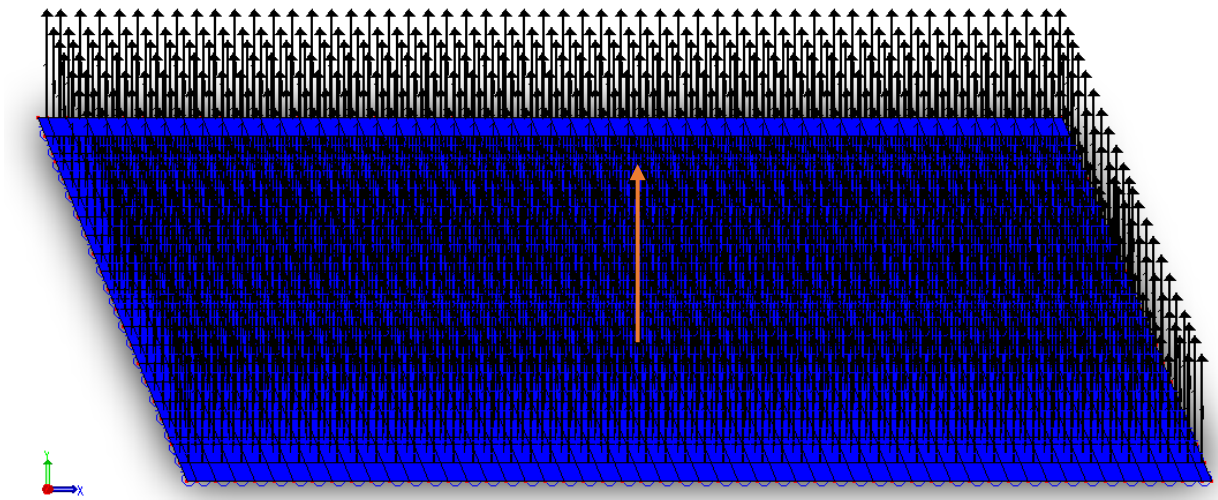
Condizione di carico n°11 (in colore blu le superfici della soletta caricate)

- **Condizione n° 12:**

Q – Azione del vento in direzione +Y sull'impalcato

È la condizione che tiene conto della spinta in direzione +Y del vento. Tale forza, come già descritta e calcolata in precedenza, viene applicata sul modello attraverso 2 carichi concomitanti. Il primo è un carico uniformemente distribuito applicato sulla superficie dell'impalcato, che tiene conto dei valori di spinta del vento a ponte scarico più l'incremento di spinta agente sulla superficie dei mezzi in transito ed è pari a:

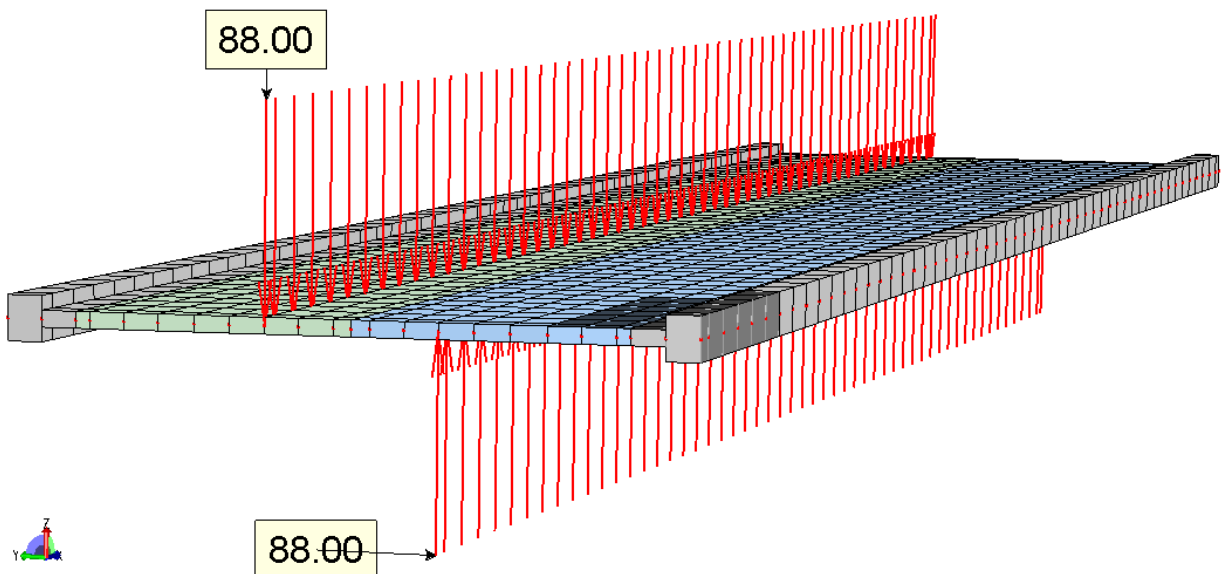
P12a = 20 kg/mq + 40 kg/mq = 60 kg/mq



Condizione di carico n°12a (in colore blu le superfici della soletta caricate)

Il secondo, rappresenta l'effetto della coppia associata al momento torcente che si crea sulla sezione trasversale dell'impalcato per effetto dell'azione del vento sui mezzi in transito. Tale carico è rappresentato da 55 forze nodali verticali $-F_z$ e da altrettante 55 forze nodali verticali $+F_z$, agenti sui nodi lungo la linea di percorrenza delle ruote, con valore pari a:

$$P_{12b} = \pm 88 \text{ kg/nodo}$$

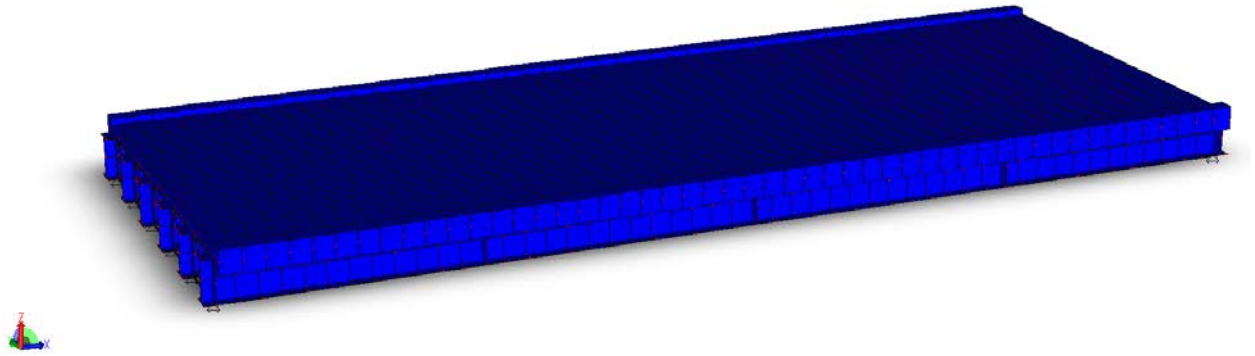


Condizione di carico n°12b (in colore blu i nodi della soletta caricati)

- **Condizione n° 13:**

Q – Variazione termica globale $\Delta T = +30^\circ$

Variazione termica costante positiva su tutto l'impalcato $\Delta T = +30^\circ$, applicata sulla soletta in cls e su tutta la carpenteria metallica.

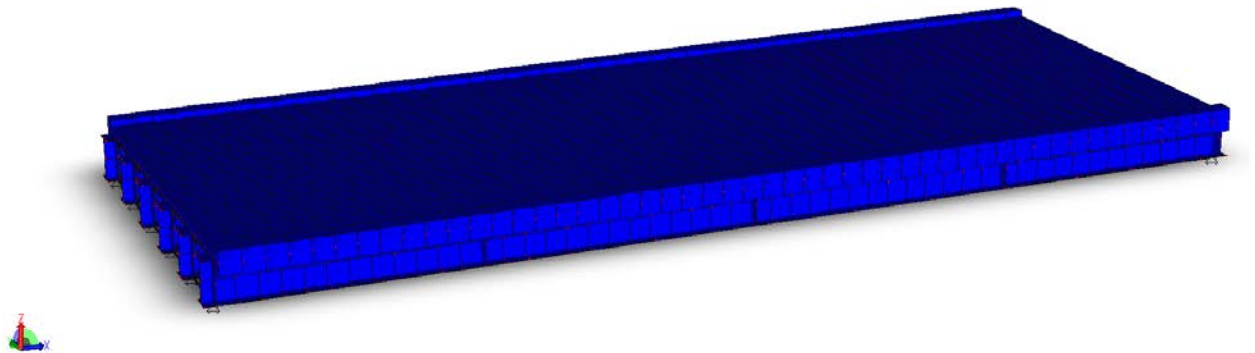


Condizione di carico n°13 (in colore blu le parti dell'impalcato caricate)

- **Condizione n° 14:**

Q – Variazione termica globale $\Delta T = -30^\circ$

Variazione termica costante negativa su tutto l'impalcato $\Delta T = -30^\circ$, applicata sulla soletta in cls e su tutta la carpenteria metallica.



Condizione di carico n°14 (in colore blu le parti dell'impalcato caricate)

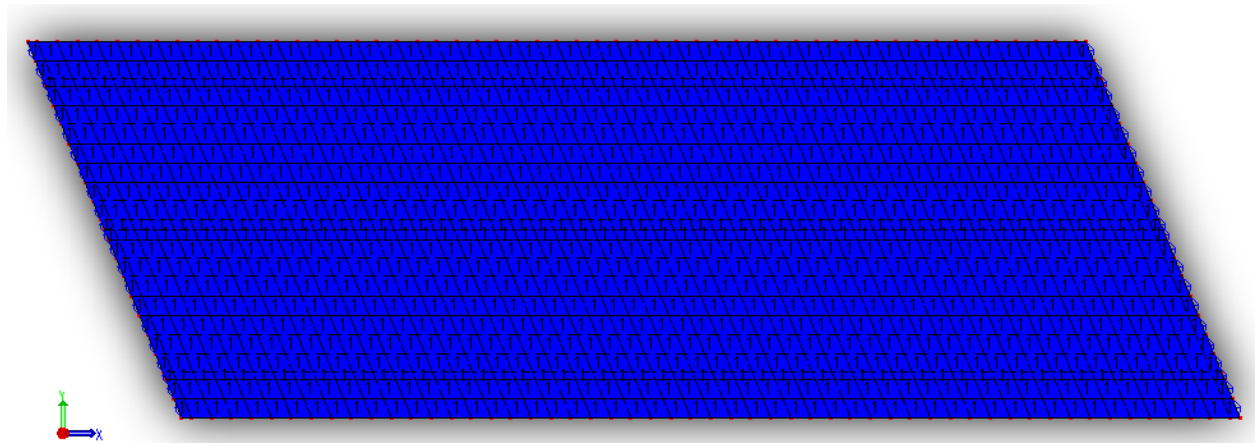
- **Condizione n° 15:**

Q – Variazione termica positiva attraverso lo spessore della soletta $\Delta T = +6^\circ$

Variazione termica costante positiva all'estradosso della soletta $\Delta T = +6^\circ$.

Essendo tale azione un gradiente termico, considerando lo spessore della soletta pari a 20 cm, il valore del carico risulta essere il seguente:

$$P_{15} = \Delta T / \text{spessore} = +6 \text{ C}^\circ / 20 \text{ cm} = +0,3 \text{ }^\circ\text{C/cm}$$



Condizione di carico n°15 (in colore blu le superfici della soletta caricate)

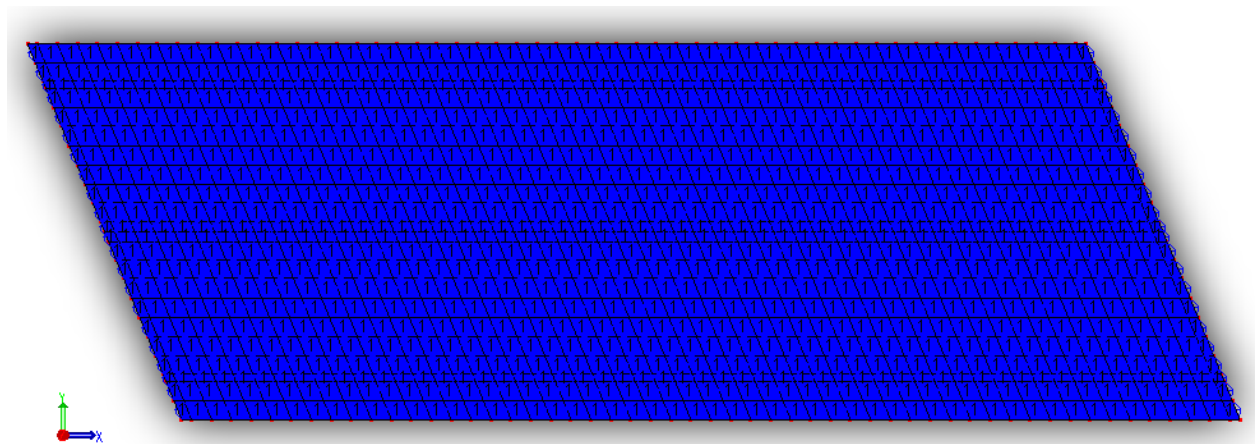
- **Condizione n° 16:**

Q – Variazione termica negativa attraverso lo spessore della soletta $\Delta T = -6^\circ$

Variazione termica costante negativa all'estradosso della soletta $\Delta T = -6^\circ$.

Essendo tale azione un gradiente termico, considerando lo spessore della soletta pari a 20 cm, il valore del carico risulta essere il seguente:

$$P_{16} = \Delta T / \text{spessore} = -6 \text{ C}^\circ / 20 \text{ cm} = -0,3 \text{ }^\circ\text{C/cm}$$



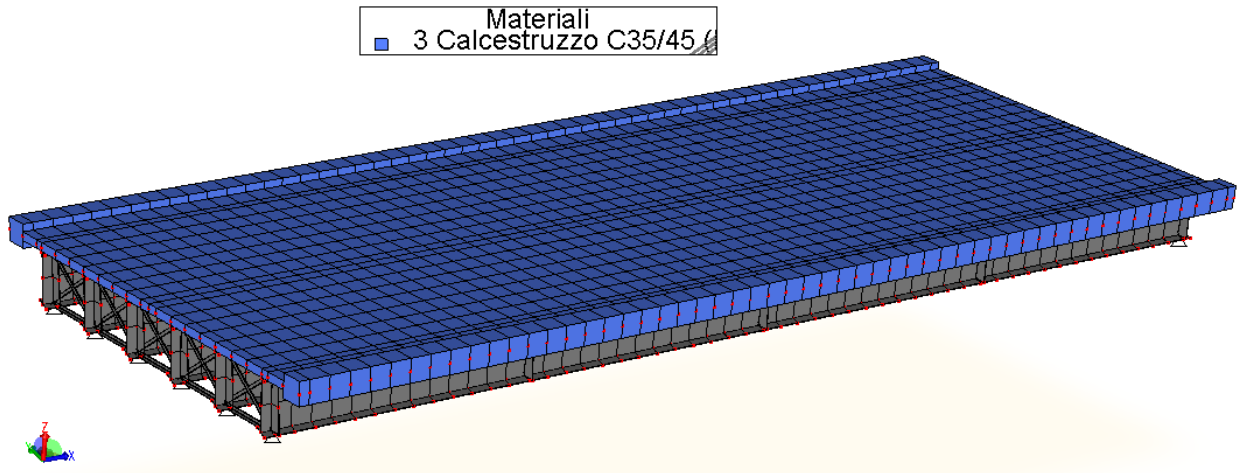
Condizione di carico n°16 (in colore blu le superfici della soletta caricate)

• **Condizione n° 17:**

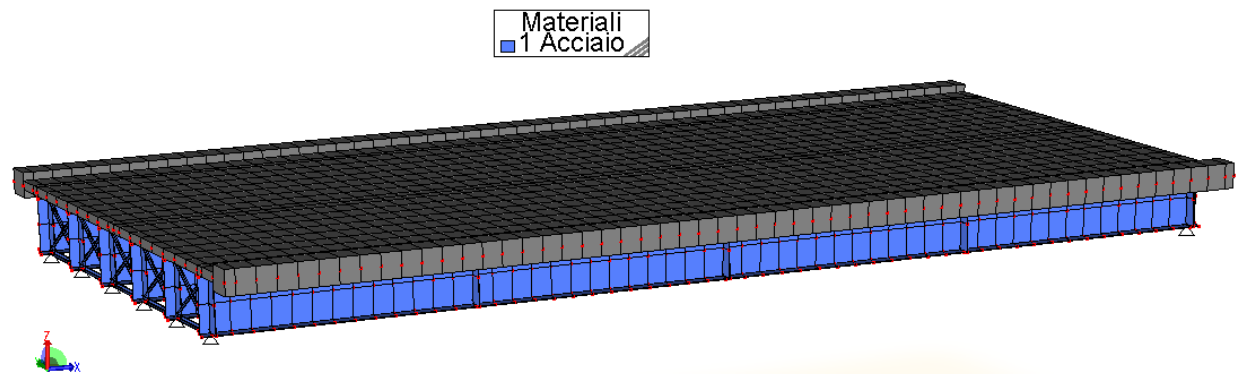
G1 - Peso proprio degli elementi strutturali in acciaio e calcestruzzo

Questa condizione è automaticamente messa in conto dalla procedura che applica al volume del materiale della struttura il rispettivo peso specifico pari a:

- per il c.a. indurito 2500 kg/mc;



- per l'acciaio 7850 kg/mc;



Tale condizione viene utilizzata per le verifiche SLU e SLE della soletta (analizzata con modulo elastico $E_c=348.000 \text{ kg/cm}^2$) e per le verifiche sismiche dell'intero impalcato

Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 delle NTC.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti pedonali						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

La Tab. 5.1.V, con riferimento al § 2.6.1 delle NTC, fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nel Capitolo 4 con riferimento a particolari azioni specifiche dei diversi materiali.

I valori dei coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanent)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni.

In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u. e s.l.e.

Di seguito l'elenco di tutte le combinazioni di carico analizzate.

Le combinazioni di carico più significative sono:

<p>• S.L.U. : $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{QK1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{K3}$;</p>
--

per i valori dei coefficienti di combinazione γ_{Gi} e Ψ_{0i} si rimanda alle tabelle Tab. 5.1.V e Tab. 5.1.VI.

- Combinazione di carico n° 1:

(soli carichi permanenti strutturali con $\gamma_{c.a}=2600$ kg/mc. Simulano la Fase I in cui sono reagenti solo le travi in acciaio)

(Modello AMV utilizzato è il modello “FASE 1” in cui: $\gamma_c=2600$ kg/mc; $E_c=0$ kg/cm²)

1,35xCond.0

- Combinazione di carico n° 2:

(soli carichi permanenti portati non strutturali. Simulano la Fase II a breve termine in cui non è ancora avvenuto il ritiro)

(Modello AMV utilizzato è il modello “FASE 2_BREVE TERMINE” in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → $n=6$)

1,5xCond.1

- Combinazione di carico n° 3:

(soli carichi permanenti portati non strutturali più ritiro. Simulano la Fase II a lungo termine in cui è avvenuto il ritiro)

(Modello AMV utilizzato è il modello “FASE 3_LUNGO TERMINE” in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=100000$ kg/cm² → $n=21$)

1,5xCond.1 + 1,2xCond.2

Le successive combinazioni tengono conto del solo Gruppo di azioni n°1 della Tab.5.1.IV come carichi base. Ossia dei soli carichi verticali da traffico con valore caratteristico.

- Combinazione di carico n° 4:

(Carichi verticali da traffico q_{ik} (uniformemente distribuiti) e Q_{ik} (Tandem) nella mezzzeria dell'impalcato per la ricerca della massima flessione in campata della trave esterna di monte)

(Modello AMV utilizzato è il modello “FASE 3” in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → $n=6$)

$$1,35x\text{Cond.3} + 1,35x\text{Cond.4} + 1,35x\text{Cond.5} + 1,35x\text{Cond.6} + 1,35x\text{Cond.7}$$

- Combinazione di carico n° 5:

(Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem) sull'appoggio di sx dell'impalcato per la ricerca del massimo taglio sull'appoggio in sx della trave esterna di monte)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$1,35x\text{Cond.3} + 1,35x\text{Cond.4} + 1,35x\text{Cond.5} + 1,35x\text{Cond.8} + 1,35x\text{Cond.9}$$

Le successive combinazioni tengono conto del Gruppo di azioni n°2 della Tab.5.1.IV come carichi base. Ossia del carico da Frenatura con valore caratteristico, dei carichi verticali da traffico con valore frequente.

- Combinazione di carico n° 6:

(Frenatura in direzione (+X). Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem) nella mezzeria dell'impalcato per la ricerca della massima flessione in campata della trave esterna di monte)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$1,35x0,4x\text{Cond.3} + 1,35x0,4x\text{Cond.4} + 1,35x0,4x\text{Cond.5} + 1,35x0,75x\text{Cond.6} + 1,35x0,75x\text{Cond.7} + 1,35x\text{Cond.10}$$

- Combinazione di carico n° 7:

(Frenatura in direzione (+X). Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem), sull'appoggio di sx dell'impalcato per la ricerca del massimo taglio sull'appoggio in sx della trave esterna di monte)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$1,35x0,4x\text{Cond.3} + 1,35x0,4x\text{Cond.4} + 1,35x0,4x\text{Cond.5} + 1,35x0,75x\text{Cond.8} + 1,35x0,75x\text{Cond.9} + 1,35x\text{Cond.10}$$

- Combinazione di carico n° 8:

(Frenatura in direzione (-X). Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem) nella mezzeria dell'impalcato per la ricerca della massima flessione in campata della trave esterna di monte)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.3} + 1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.4} + 1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.5} + 1,35 \times 0,75 \times \text{Cond.6} + 1,35 \times 0,75 \times \text{Cond.7} + 1,35 \times \text{Cond.11}$

- Combinazione di carico n° 9:

(Frenatura in direzione (-X). Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem), sull'appoggio di sx dell'impalcato per la ricerca del massimo taglio sull'appoggio in sx della trave esterna di monte)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.3} + 1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.4} + 1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.5} + 1,35 \times 0,75 \times \text{Cond.8} + 1,35 \times 0,75 \times \text{Cond.9} + 1,35 \times \text{Cond.11}$

Le successive combinazioni tengono conto del Gruppo di azioni n°1 della Tab.5.1.IV come carichi base e dei restanti carichi variabili (vento e temperatura) come carichi d'accompagnamento. Ossia dei carichi verticali da traffico con valore caratteristico, del carico da vento e da temperatura con valore di combinazione Ψ_{0i} .

- Combinazione di carico n° 10:

(Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem) nella mezzeria dell'impalcato per la ricerca della massima flessione in campata della trave esterna di monte, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura + ΔT)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$1,35 \times \text{Cond.3} + 1,35 \times \text{Cond.4} + 1,35 \times \text{Cond.5} + 1,35 \times \text{Cond.6} + 1,35 \times \text{Cond.7} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.12} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.13} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.15}$

- Combinazione di carico n° 11:

(Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem) nella mezzeria dell'impalcato per la ricerca della massima flessione in campata della trave esterna di monte, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura -ΔT)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$1,35 \times \text{Cond.3} + 1,35 \times \text{Cond.4} + 1,35 \times \text{Cond.5} + 1,35 \times \text{Cond.6} + 1,35 \times \text{Cond.7} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.12} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.14} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.16}$$

- Combinazione di carico n° 12:

(Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem) sull'appoggio di sx dell'impalcato per la ricerca del massimo taglio sull'appoggio in sx della trave esterna di monte, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura +ΔT)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$1,35 \times \text{Cond.3} + 1,35 \times \text{Cond.4} + 1,35 \times \text{Cond.5} + 1,35 \times \text{Cond.8} + 1,35 \times \text{Cond.9} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.12} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.13} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.15}$$

- Combinazione di carico n° 13:

(Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem) sull'appoggio di sx dell'impalcato per la ricerca del massimo taglio sull'appoggio in sx della trave esterna di monte, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura -ΔT)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$1,35 \times \text{Cond.3} + 1,35 \times \text{Cond.4} + 1,35 \times \text{Cond.5} + 1,35 \times \text{Cond.8} + 1,35 \times \text{Cond.9} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.12} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.14} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.16}$$

Le successive combinazioni tengono conto del Gruppo di azioni n°2 della Tab.5.1.IV come carichi base e dei restanti carichi variabili (vento e temperatura) come carichi d'accompagnamento. Ossia del carico da Frenatura con valore caratteristico, dei carichi verticali da traffico con valore frequente, del carico da vento e da temperatura con valore di combinazione Ψ_{0i} .

- Combinazione di carico n° 14:

(Frenatura in direzione (+X). Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem) nella mezzeria dell'impalcato per la ricerca della massima flessione in campata della trave esterna di monte, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura +ΔT)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.3} + 1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.4} + 1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.5} + 1,35 \times 0,75 \times \text{Cond.6} + 1,35 \times 0,75 \times \text{Cond.7} + 1,35 \times \text{Cond.10} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.12} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.13} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.15}$

- Combinazione di carico n° 15:

(Frenatura in direzione (+X). Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem), sull'appoggio di sx dell'impalcato per la ricerca del massimo taglio sull'appoggio in sx della trave esterna di monte, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura +ΔT)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.3} + 1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.4} + 1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.5} + 1,35 \times 0,75 \times \text{Cond.8} + 1,35 \times 0,75 \times \text{Cond.9} + 1,35 \times \text{Cond.10} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.12} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.13} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.15}$

- Combinazione di carico n° 16:

(Frenatura in direzione (-X). Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem) nella mezzeria dell'impalcato per la ricerca della massima flessione in campata della trave esterna di monte, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura -ΔT)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.3} + 1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.4} + 1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.5} + 1,35 \times 0,75 \times \text{Cond.6} + 1,35 \times 0,75 \times \text{Cond.7} + 1,35 \times \text{Cond.11} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.12} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.14} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.16}$

- Combinazione di carico n° 17:

(Frenatura in direzione (-X). Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem), sull'appoggio di sx dell'impalcato per la ricerca del massimo taglio sull'appoggio in sx della trave esterna di monte, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura -ΔT)

(Modello AMV utilizzato è il modello “FASE 3” in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.3} + 1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.4} + 1,35 \times 0,4 \times \text{Cond.5} + 1,35 \times 0,75 \times \text{Cond.8} + 1,35 \times 0,75 \times \text{Cond.9} + 1,35 \times \text{Cond.11} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.12} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.14} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Cond.16}$$

Le successive combinazioni tengono conto dei carichi da Temperatura come carichi base. Ossia del solo carico da Temperatura $+\Delta T$ (dato dalla concomitanza dell'azione della temperatura di $+30^\circ\text{C}$ sull'intero impalcato e dall'azione dei $+6^\circ\text{C}$ sulla soletta in cls) e del solo carico da Temperatura $-\Delta T$ (dato dalla concomitanza dell'azione della temperatura di -30°C sull'intero impalcato e dall'azione dei -6°C sulla soletta in cls)

- Combinazione di carico n° 18:

(Carico da Temperatura $+\Delta T$)

(Modello AMV utilizzato è il modello “FASE 3” in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$1,5 \times \text{Cond.13} + 1,5 \times \text{Cond.15}$$

- Combinazione di carico n° 19:

(Carico da Temperatura $-\Delta T$)

(Modello AMV utilizzato è il modello “FASE 3” in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$1,5 \times \text{Cond.14} + 1,5 \times \text{Cond.16}$$

Le successive combinazioni sono state elaborate per le **verifiche della soletta in calcestruzzo**. Per non riproporre tutte le casistiche di carichi analizzate con le combinazioni precedenti (utilizzate per le verifiche delle travi in acciaio), sono state create le seguenti combinazioni, a favore di sicurezza, in cui si considerano contemporaneamente agenti tutte le azioni variabili con il loro valore caratteristico nella situazione di $+\Delta T$.

- Combinazione di carico n° 41:

(Pesi permanenti + Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico q_{ik} (uniformemente distribuiti) e Q_{ik} (Tandem) nella mezzeria dell'impalcato, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura $+\Delta T$)

(Modello AMV utilizzato è il modello “VERIFICHE – SOLETTA_SISMICHE_CONNETTORI” in cui: $\gamma_c=2500$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$1,35x\text{Cond.17} + 1,5x\text{Cond.1} + 1,35x\text{Cond.3} + 1,35x\text{Cond.4} + 1,35x\text{Cond.5} + 1,35x\text{Cond.6} + \\ 1,35x\text{Cond.7} + 1,35x\text{Cond.10} + 1,5x\text{Cond.12} + 1,5x\text{Cond.13} + 1,5x\text{Cond.15}$$

- Combinazione di carico n° 42:

(Pesi permanenti + Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico q_{ik} (uniformemente distribuiti) e Q_{ik} (Tandem), sull'appoggio di sx dell'impalcato, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura +ΔT)

(Modello AMV utilizzato è il modello “VERIFICHE – SOLETTA_ SISMICHE_CONNETTORI” in cui: γ_c=2500 kg/mc; E_c=348000 kg/cm² → n=6)

$$1,35x\text{Cond.17} + 1,5x\text{Cond.1} + 1,35x\text{Cond.3} + 1,35x\text{Cond.4} + 1,35x\text{Cond.5} + 1,35x\text{Cond.8} + \\ 1,35x\text{Cond.9} + 1,35x\text{Cond.10} + 1,5x\text{Cond.12} + 1,5x\text{Cond.13} + 1,5x\text{Cond.15}$$

$$\bullet \text{ SISMICA: } E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{K1} + \Psi_{22} \cdot Q_{K2};$$

per i valori dei coefficienti di combinazione γ_{Gi} e Ψ_{0i} si rimanda alle tabelle Tab. 5.1.V e Tab. 5.1.VI.

Le combinazioni sismiche risultano essere due.

La comb. n°20 tiene conto del carico variabile associato alla temperatura di $+\Delta T$ mentre la comb. n°21 alla temperatura di $-\Delta T$.

- Combinazione di carico n° 20:

(Sisma e temperatura $+\Delta T$)

(Modello AMV utilizzato è il modello “VERIFICHE – SOLETTA_ SISMICHE_CONNETTORI” in cui: $\gamma_c=2500 \text{ kg/mc}$; $E_c=348000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow n=6$)

$$1,00 \times \text{Cond.17} + 1,00 \times \text{Cond.1} + 1,00 \times \text{Cond.2} + 1,00 \times 0,5 \times \text{Cond.13} + 1,00 \times 0,5 \times \text{Cond.15}$$

- Combinazione di carico n° 21:

(Sisma e temperatura $-\Delta T$)

(Modello AMV utilizzato è il modello “VERIFICHE – SOLETTA_ SISMICHE_CONNETTORI” in cui: $\gamma_c=2500 \text{ kg/mc}$; $E_c=348000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow n=6$)

$$1,00 \times \text{Cond.17} + 1,00 \times \text{Cond.1} + 1,00 \times \text{Cond.2} + 1,00 \times 0,5 \times \text{Cond.14} + 1,00 \times 0,5 \times \text{Cond.16}$$

- **S.L.E. (caratteristica rara):** $G1 + G2 + Q_{K1} + \Psi_{02} \cdot Q_{K2} + \Psi_{03} \cdot Q_{K3}$;

per i valori dei coefficienti di combinazione γ_{Gi} e Ψ_{0i} si rimanda alle tabelle Tab. 5.1.V e Tab. 5.1.VI.

Le combinazioni di carico agli SLE sono le medesime analizzate agli SLU e ripercorrono le 3 Fasi a cui è sottoposta la struttura.

- Combinazione di carico n° 22:

(soli carichi permanenti strutturali con $\gamma_c a = 2600$ kg/mc. Simulano la Fase I)

(Modello AMV utilizzato è il modello “FASE 1” in cui: $\gamma_c = 2600$ kg/mc; $E_c = 0$ kg/cm²)

1,0xCond.0

- Combinazione di carico n° 23:

(soli carichi permanenti portati non strutturali. Simulano la Fase II a breve termine in cui non è ancora avvenuto il ritiro)

(Modello AMV utilizzato è il modello “FASE 2_BREVE TERMINE” in cui: $\gamma_c = 0$ kg/mc;

$E_c = 348000$ kg/cm² $\rightarrow n=6$)

1,0xCond.1

- Combinazione di carico n° 24:

(soli carichi permanenti portati non strutturali più ritiro. Simulano la Fase II a lungo termine in cui è avvenuto il ritiro)

(Modello AMV utilizzato è il modello “FASE 3_LUNGO TERMINE” in cui: $\gamma_c = 0$ kg/mc;

$E_c = 100000$ kg/cm² $\rightarrow n=21$)

1,0xCond.1 + 1,0xCond.2

Le successive combinazioni tengono conto del solo Gruppo di azioni n°1 della Tab.5.1.IV come carichi base. Ossia dei soli carichi verticali da traffico con valore caratteristico.

- Combinazione di carico n° 25:

(Carichi verticali da traffico q_{ik} (uniformemente distribuiti) e Q_{ik} (Tandem) nella mezzzeria dell'impalcato per la ricerca della massima flessione in campata della trave esterna di monte)

(Modello AMV utilizzato è il modello “FASE 3” in cui: $\gamma_c = 0$ kg/mc; $E_c = 348000$ kg/cm² $\rightarrow n=6$)

1,0xCond.3 + 1,0xCond.4 + 1,0xCond.5 + 1,0xCond.6 + 1,0xCond.7

- Combinazione di carico n° 26:

(Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem) sull'appoggio di sx dell'impalcato per la ricerca del massimo taglio sull'appoggio in sx della trave esterna di monte)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$1,0 \times \text{Cond.3} + 1,0 \times \text{Cond.4} + 1,0 \times \text{Cond.5} + 1,0 \times \text{Cond.8} + 1,0 \times \text{Cond.9}$$

Le successive combinazioni tengono conto del Gruppo di azioni n°2 della Tab.5.1.IV come carichi base. Ossia del carico da Frenatura con valore caratteristico, dei carichi verticali da traffico con valore frequente.

- Combinazione di carico n° 27:

(Frenatura in direzione (+X). Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem) nella mezzeria dell'impalcato per la ricerca della massima flessione in campata della trave esterna di monte)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$0,4 \times \text{Cond.3} + 0,4 \times \text{Cond.4} + 0,4 \times \text{Cond.5} + 0,75 \times \text{Cond.6} + 0,75 \times \text{Cond.7} + 1,0 \times \text{Cond.10}$$

- Combinazione di carico n° 28:

(Frenatura in direzione (+X). Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem), sull'appoggio di sx dell'impalcato per la ricerca del massimo taglio sull'appoggio in sx della trave esterna di monte)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$0,4 \times \text{Cond.3} + 0,4 \times \text{Cond.4} + 0,4 \times \text{Cond.5} + 0,75 \times \text{Cond.8} + 0,75 \times \text{Cond.9} + 1,0 \times \text{Cond.10}$$

- Combinazione di carico n° 29:

(Frenatura in direzione (-X). Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem) nella mezzeria dell'impalcato per la ricerca della massima flessione in campata della trave esterna di monte)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$0,4x\text{Cond.3} + 0,4x\text{Cond.4} + 0,4x\text{Cond.5} + 0,75x\text{Cond.6} + 0,75x \text{ Cond.7} + 1,0x\text{Cond.11}$$

- Combinazione di carico n° 30:

(Frenatura in direzione (-X). Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem), sull'appoggio di sx dell'impalcato per la ricerca del massimo taglio sull'appoggio in sx della trave esterna di monte)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$0,4x\text{Cond.3} + 0,4x\text{Cond.4} + 0,4x\text{Cond.5} + 0,75x\text{Cond.8} + 0,75x \text{ Cond.9} + 1,0x\text{Cond.11}$$

Le successive combinazioni tengono conto del Gruppo di azioni n°1 della Tab.5.1.IV come carichi base e dei restanti carichi variabili (vento e temperatura) come carichi d'accompagnamento. Ossia dei carichi verticali da traffico con valore caratteristico, del carico da vento e da temperatura con valore di combinazione Ψ_{0i} .

- Combinazione di carico n° 31:

(Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem) nella mezzeria dell'impalcato per la ricerca della massima flessione in campata della trave esterna di monte, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura +ΔT)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$1,0x\text{Cond.3} + 1,0x\text{Cond.4} + 1,0x\text{Cond.5} + 1,0x\text{Cond.6} + 1,0x\text{Cond.7} + 0,6x\text{Cond.12} + 0,6x\text{Cond.13} + 0,6x\text{Cond.15}$$

- Combinazione di carico n° 32:

(Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem) nella mezzeria dell'impalcato per la ricerca della massima flessione in campata della trave esterna di monte, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura -ΔT)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$1,0x\text{Cond.3} + 1,0x\text{Cond.4} + 1,0x\text{Cond.5} + 1,0x\text{Cond.6} + 1,0x\text{Cond.7} + 0,6x\text{Cond.12} + 0,6x\text{Cond.14} + 0,6x\text{Cond.16}$$

- Combinazione di carico n° 33:

(Carichi verticali da traffico q_{ik} (uniformemente distribuiti) e Q_{ik} (Tandem) sull'appoggio di sx dell'impalcato per la ricerca del massimo taglio sull'appoggio in sx della trave esterna di monte, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura $+\Delta T$)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → $n=6$)

$$1,0 \times \text{Cond.3} + 1,0 \times \text{Cond.4} + 1,0 \times \text{Cond.5} + 1,0 \times \text{Cond.8} + 1,0 \times \text{Cond.9} + 0,6 \times \text{Cond.12} + 0,6 \times \text{Cond.13} + 0,6 \times \text{Cond.15}$$

- Combinazione di carico n° 34:

(Carichi verticali da traffico q_{ik} (uniformemente distribuiti) e Q_{ik} (Tandem) sull'appoggio di sx dell'impalcato per la ricerca del massimo taglio sull'appoggio in sx della trave esterna di monte, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura $-\Delta T$)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → $n=6$)

$$1,0 \times \text{Cond.3} + 1,0 \times \text{Cond.4} + 1,0 \times \text{Cond.5} + 1,0 \times \text{Cond.8} + 1,0 \times \text{Cond.9} + 0,6 \times \text{Cond.12} + 0,6 \times \text{Cond.14} + 0,6 \times \text{Cond.16}$$

Le successive combinazioni tengono conto del Gruppo di azioni n°2 della Tab.5.1.IV come carichi base e dei restanti carichi variabili (vento e temperatura) come carichi d'accompagnamento. Ossia del carico da Frenatura con valore caratteristico, dei carichi verticali da traffico con valore frequente, del carico da vento e da temperatura con valore di combinazione Ψ_{0i} .

- Combinazione di carico n° 35:

(Frenatura in direzione (+X). Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico q_{ik} (uniformemente distribuiti) e Q_{ik} (Tandem) nella mezzeria dell'impalcato per la ricerca della massima flessione in campata della trave esterna di monte, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura $+\Delta T$)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → $n=6$)

$$0,4 \times \text{Cond.3} + 0,4 \times \text{Cond.4} + 0,4 \times \text{Cond.5} + 0,75 \times \text{Cond.6} + 0,75 \times \text{Cond.7} + 1,0 \times \text{Cond.10} + 0,6 \times \text{Cond.12} + 0,6 \times \text{Cond.13} + 0,6 \times \text{Cond.15}$$

- Combinazione di carico n° 36:

(Frenatura in direzione (+X). Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem), sull'appoggio di sx dell'impalcato per la ricerca del massimo taglio sull'appoggio in sx della trave esterna di monte, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura +ΔT)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$0,4 \times \text{Cond.3} + 0,4 \times \text{Cond.4} + 0,4 \times \text{Cond.5} + 0,75 \times \text{Cond.8} + 0,75 \times \text{Cond.9} + 1,0 \times \text{Cond.10} + 0,6 \times \text{Cond.12} + 0,6 \times \text{Cond.13} + 0,6 \times \text{Cond.15}$$

- Combinazione di carico n° 37:

(Frenatura in direzione (-X). Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem) nella mezzeria dell'impalcato per la ricerca della massima flessione in campata della trave esterna di monte, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura -ΔT)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$0,4 \times \text{Cond.3} + 0,4 \times \text{Cond.4} + 0,4 \times \text{Cond.5} + 0,75 \times \text{Cond.6} + 0,75 \times \text{Cond.7} + 1,0 \times \text{Cond.11} + 0,6 \times \text{Cond.12} + 0,6 \times \text{Cond.14} + 0,6 \times \text{Cond.16}$$

- Combinazione di carico n° 38:

(Frenatura in direzione (-X). Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico qik (uniformemente distribuiti) e Qik (Tandem), sull'appoggio di sx dell'impalcato per la ricerca del massimo taglio sull'appoggio in sx della trave esterna di monte, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura -ΔT)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$0,4 \times \text{Cond.3} + 0,4 \times \text{Cond.4} + 0,4 \times \text{Cond.5} + 0,75 \times \text{Cond.8} + 0,75 \times \text{Cond.9} + 1,0 \times \text{Cond.11} + 0,6 \times \text{Cond.12} + 0,6 \times \text{Cond.14} + 0,6 \times \text{Cond.16}$$

Le successive combinazioni tengono conto dei carichi da Temperatura come carichi base. Ossia del solo carico da Temperatura +ΔT (dato dalla concomitanza dell'azione della temperatura di +30°C sull'intero impalcato e dall'azione dei +6°C sulla soletta in cls) e del solo carico da

Temperatura $-\Delta T$ (dato dalla concomitanza dell'azione della temperatura di -30°C sull'intero impalcato e dall'azione dei -6°C sulla soletta in cls)

- Combinazione di carico n° 39:

(Carico da Temperatura $+\Delta T$)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0 \text{ kg/mc}$; $E_c=348000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow n=6$)

$$1,0 \times \text{Cond.13} + 1,0 \times \text{Cond.15}$$

- Combinazione di carico n° 40:

(Carico da Temperatura $-\Delta T$)

(Modello AMV utilizzato è il modello "FASE 3" in cui: $\gamma_c=0 \text{ kg/mc}$; $E_c=348000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow n=6$)

$$1,0 \times \text{Cond.14} + 1,0 \times \text{Cond.16}$$

Le successive combinazioni sono state elaborate per le **verifiche della soletta in calcestruzzo**. Per non riproporre tutte le casistiche di carichi analizzate con le combinazioni precedenti (utilizzate per le verifiche delle travi in acciaio), sono state create le seguenti combinazioni, a favore di sicurezza, in cui si considerano contemporaneamente agenti tutte le azioni variabili con il loro valore caratteristico nella situazione di $+\Delta T$.

- Combinazione di carico n° 43:

(Pesi permanenti + Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico q_{ik} (uniformemente distribuiti) e Q_{ik} (Tandem) nella mezzeria dell'impalcato, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura $+\Delta T$)

(Modello AMV utilizzato è il modello "VERIFICHE – SOLETTA_SISMICHE_CONNETTORI" in cui: $\gamma_c=2500 \text{ kg/mc}$; $E_c=348000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow n=6$)

$$1,0 \times \text{Cond.17} + 1,0 \times \text{Cond.1} + 1,0 \times \text{Cond.3} + 1,0 \times \text{Cond.4} + 1,0 \times \text{Cond.5} + 1,0 \times \text{Cond.6} + 1,0 \times \text{Cond.7} + 1,0 \times \text{Cond.10} + 1,0 \times \text{Cond.12} + 1,0 \times \text{Cond.13} + 1,0 \times \text{Cond.15}$$

- Combinazione di carico n° 44:

(Pesi permanenti + Carico da frenatura e Carichi verticali da traffico q_{ik} (uniformemente distribuiti) e Q_{ik} (Tandem), sull'appoggio di sx dell'impalcato, con effetto del vento spirante in direzione (+Y), con temperatura $+\Delta T$)

(Modello AMV utilizzato è il modello “VERIFICHE – SOLETTA_ SISMICHE_CONNETTORI” in cui: $\gamma_c=2500 \text{ kg/mc}$; $E_c=348000 \text{ kg/cmq}$ $\rightarrow n=6$)

$1,0 \times \text{Cond.17} + 1,0 \times \text{Cond.1} + 1,0 \times \text{Cond.3} + 1,0 \times \text{Cond.4} + 1,0 \times \text{Cond.5} + 1,0 \times \text{Cond.8} +$
 $1,0 \times \text{Cond.9} + 1,0 \times \text{Cond.10} + 1,0 \times \text{Cond.12} + 1,0 \times \text{Cond.13} + 1,0 \times \text{Cond.15}$

$$\bullet \text{ S.L.E. (frequente): } G1 + G2 + \Psi_{11} \cdot Q_{K1} + \Psi_{22} \cdot Q_{K2} + \Psi_{23} \cdot Q_{K3};$$

per i valori dei coefficienti di combinazione γ_{Gi} e Ψ_{0i} si rimanda alle tabelle Tab. 5.1.V e Tab. 5.1.VI.

Le successive combinazioni sono state elaborate per le **verifiche della soletta in calcestruzzo**. Per non riproporre tutte le casistiche di carichi analizzate con le combinazioni precedenti (utilizzate per le verifiche delle travi in acciaio), sono state create le seguenti combinazioni, a favore di sicurezza, in cui si considerano contemporaneamente agenti tutte le azioni variabili con il loro valore caratteristico nella situazione di $+\Delta T$.

- Combinazione di carico n° 45:

(Pesi permanenti + Carichi verticali da traffico q_{ik} (uniformemente distribuiti) e Q_{ik} (Tandem) nella mezzeria dell'impalcato, con temperatura $+\Delta T$)

(Modello AMV utilizzato è il modello "VERIFICHE – SOLETTA_SISMICHE_CONNETTORI" in cui: $\gamma_c=2500 \text{ kg/mc}$; $E_c=348000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow n=6$)

$$1,0 \times \text{Cond.17} + 1,0 \times \text{Cond.1} + 0,4 \times \text{Cond.3} + 0,4 \times \text{Cond.4} + 0,4 \times \text{Cond.5} + 0,75 \times \text{Cond.6} + 0,75 \times \text{Cond.7} + 0,6 \times \text{Cond.13} + 0,6 \times \text{Cond.15}$$

- Combinazione di carico n° 46:

(Pesi permanenti + Carichi verticali da traffico q_{ik} (uniformemente distribuiti) e Q_{ik} (Tandem), sull'appoggio di sx dell'impalcato, con temperatura $+\Delta T$)

(Modello AMV utilizzato è il modello "VERIFICHE – SOLETTA_SISMICHE_CONNETTORI" in cui: $\gamma_c=2500 \text{ kg/mc}$; $E_c=348000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow n=6$)

$$1,0 \times \text{Cond.17} + 1,0 \times \text{Cond.1} + 0,4 \times \text{Cond.3} + 0,4 \times \text{Cond.4} + 0,4 \times \text{Cond.5} + 0,75 \times \text{Cond.8} + 0,75 \times \text{Cond.9} + 0,6 \times \text{Cond.13} + 0,6 \times \text{Cond.15}$$

<ul style="list-style-type: none"> • <u>S.L.E. (quasi permanente):</u> $G1 + G2 + \Psi_{21} \cdot Q_{K1} + \Psi_{22} \cdot Q_{K2} + \Psi_{23} \cdot Q_{K3};$

per i valori dei coefficienti di combinazione γ_{Gi} e Ψ_{0i} si rimanda alle tabelle Tab. 5.1.V e Tab. 5.1.VI.

Le successive combinazioni sono state elaborate per le **verifiche della soletta in calcestruzzo**. Per non riproporre tutte le casistiche di carichi analizzate con le combinazioni precedenti (utilizzate per le verifiche delle travi in acciaio), sono state create le seguenti combinazioni, a favore di sicurezza, in cui si considerano contemporaneamente agenti tutte le azioni variabili con il loro valore caratteristico nella situazione di $+\Delta T$.

- Combinazione di carico n° 47:

(Pesi permanenti, con temperatura $+\Delta T$)

(Modello AMV utilizzato è il modello “VERIFICHE – SOLETTA_SISMICHE_CONNETTORI” in cui: $\gamma_c=2500$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$1,0x\text{Cond.17} + 1,0x\text{Cond.1} + 0,5x\text{Cond.13} + 0,5x\text{Cond.15}$$

- Combinazione di carico n° 48:

(Pesi permanenti, con temperatura $+\Delta T$)

(Modello AMV utilizzato è il modello “VERIFICHE – SOLETTA_SISMICHE_CONNETTORI” in cui: $\gamma_c=2500$ kg/mc; $E_c=348000$ kg/cm² → n=6)

$$1,0x\text{Cond.17} + 1,0x\text{Cond.1} + 0,5x\text{Cond.13} + 0,5x\text{Cond.15}$$

Verifiche della struttura

VERIFICHE STR STATICHE AGLI SLU

Per le verifiche sull'impalcato si sono considerate principalmente le fasi salienti, che si distinguono in tre momenti principali, Fase I, Fase II e Fase III.

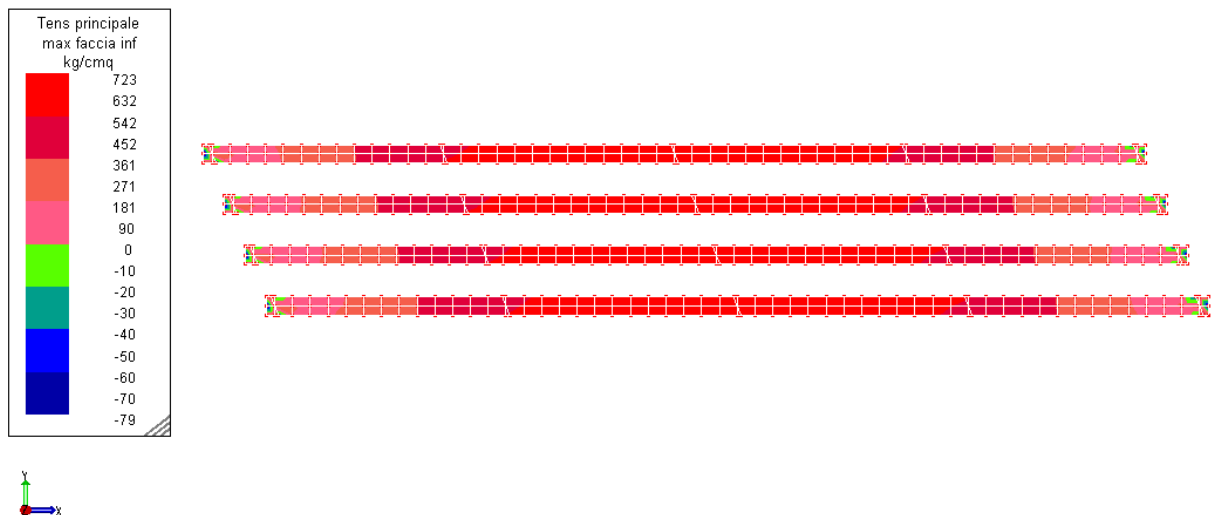
- **FASE I: MONTAGGIO DELL'IMPALCATO PREFABBRICATO E GETTO DELLA SOLETTA (VERIFICA CON LE SOLE TRAVI REAGENTI)**

Durante questa fase la struttura reagente dell'impalcato è rappresentata dalle sole travi in acciaio. Per simulare questa fase, nel modello strutturale, è stato considerato un calcestruzzo fresco con peso specifico di 2600 kg/mc ma con modulo elastico nullo $E_c = 0$.

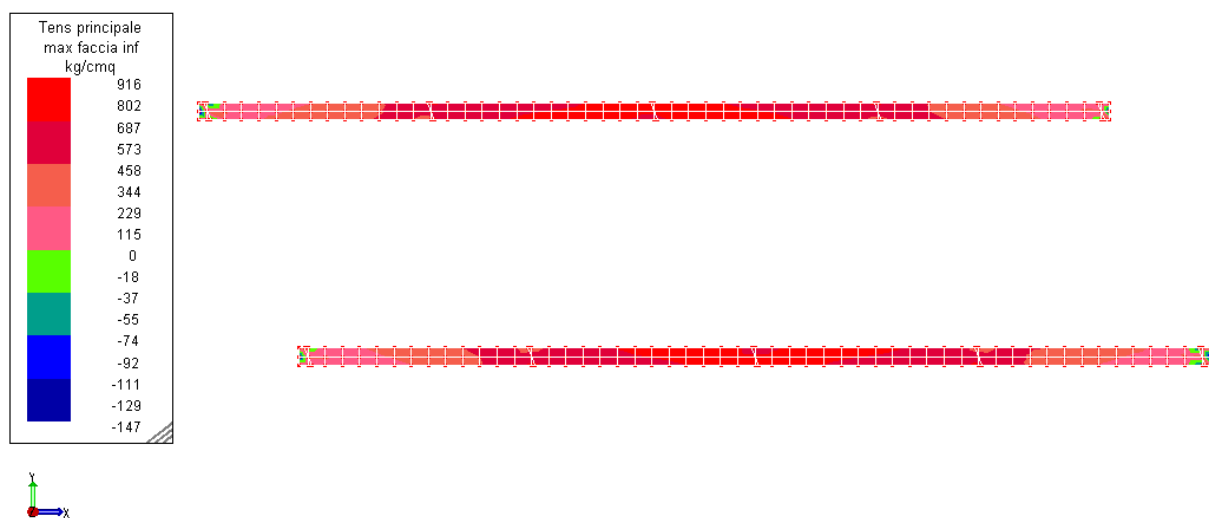
In questo modo la soletta non reagisce ai carichi e trasmette alle travi in acciaio il solo suo peso.

La Combinazione di caricon^{o1} è la combinazione che simula questa fase, poiché tiene conto dei soli pesi propri dei materiali; essa viene riproposta di seguito.

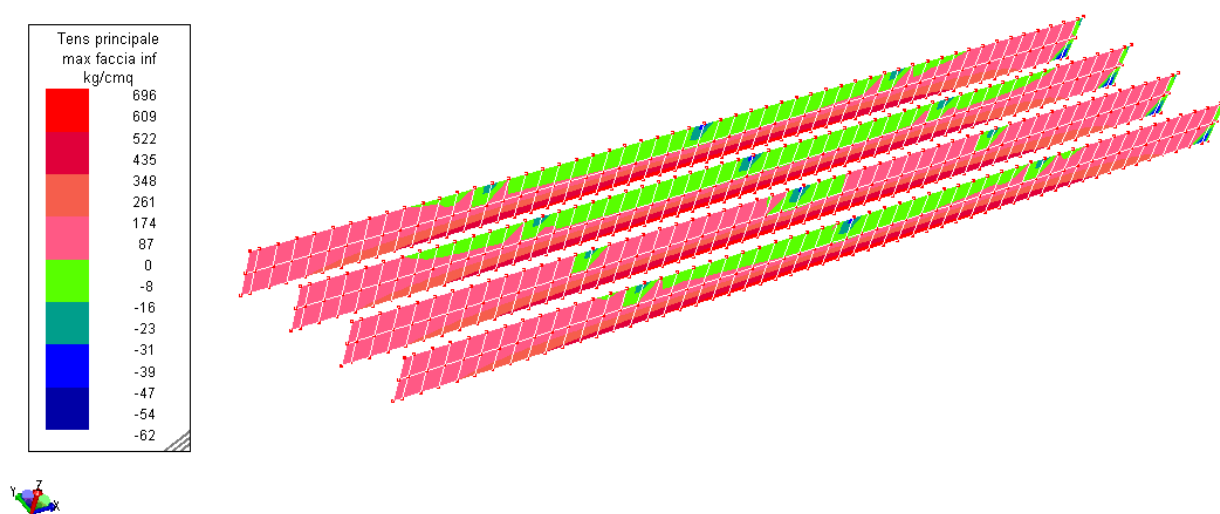
➤ **TRAVI PRINCIPALI**



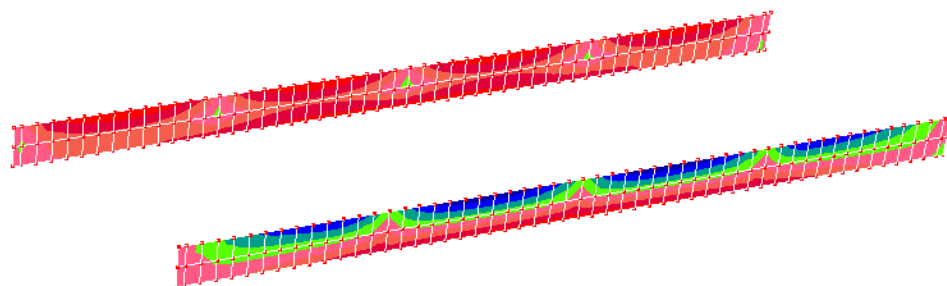
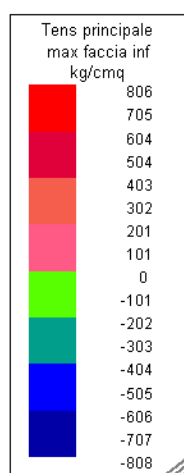
Massime trazioni nelle ali inferiori delle travi principali intermedie (trazioni positive)



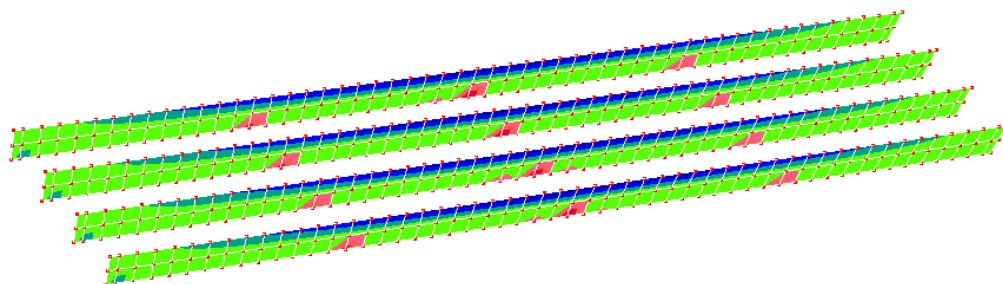
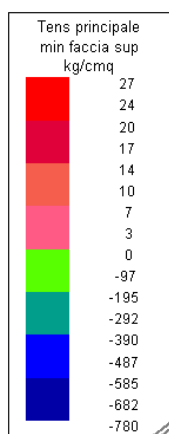
Massime trazioni nelle ali inferiori delle travi principali esterne (trazioni positive)



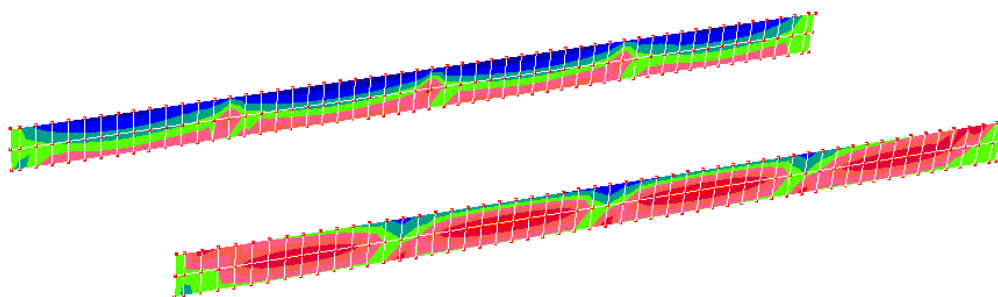
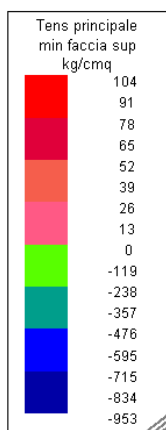
Massime trazioni nelle anime delle travi principali intermedie (trazioni positive)



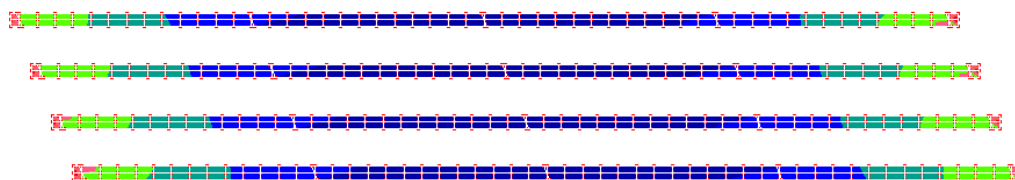
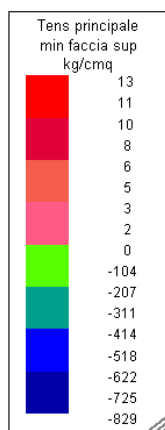
Massime trazioni nelle anime delle travi principali esterne (trazioni positive)



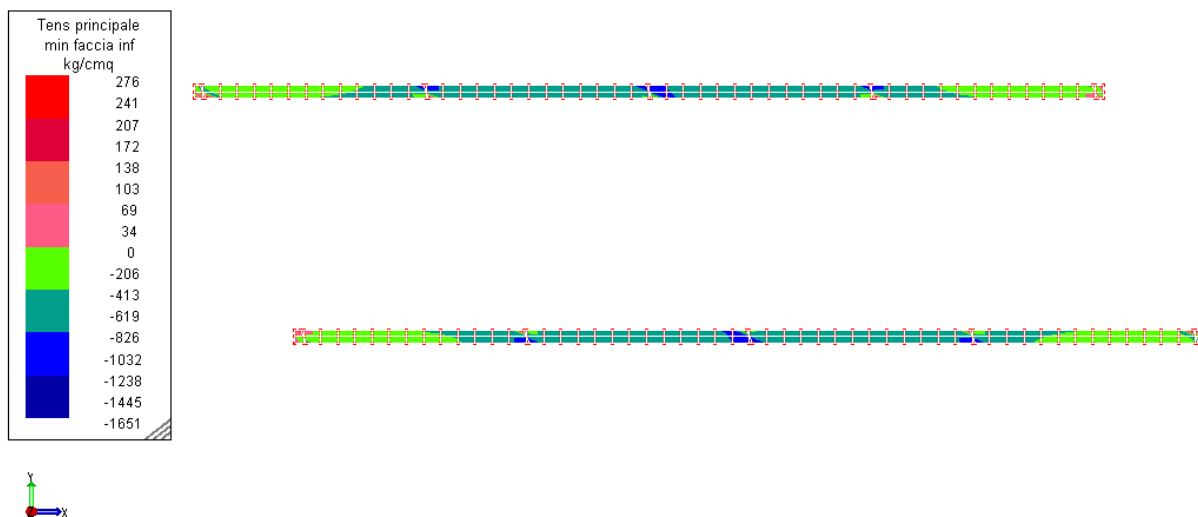
Massime compressioni nelle anime delle travi principali intermedie (compressioni negative)



Massime compressioni nelle anime delle travi principali esterne (compressioni negative)



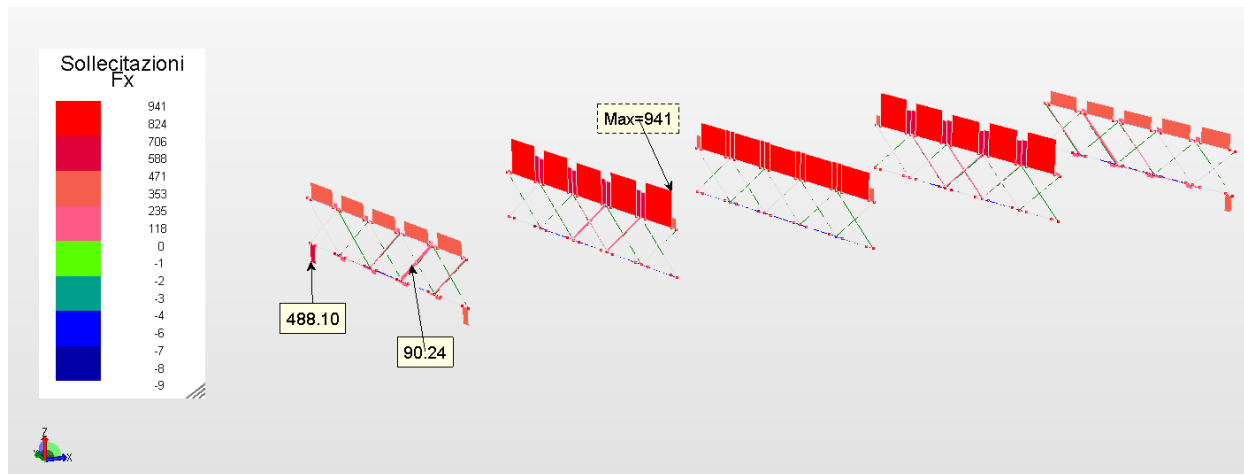
Massime compressioni nelle ali superiori delle travi principali intermedie (compressioni negative)



Massime compressioni nelle ali superiori delle travi principali esterne (compressioni negative)

➤ TRAVERSI

I traversi vengono verificati mediante un'analisi statica equivalente a sola trazione.



Massime azioni di trazione sui traversi dell'impalcato (trazioni positive)

Riassumendo, le sollecitazioni agenti sulle travi principali intermedie durante la Fase I risultano le seguenti:

FASE I

ELEMENTO	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]
ALA INF.	723	0	0	723
ANIMA INF.	696	0	0	696
ANIMA SUP.	-780	0	0	-780
ALA SUP.	-829	0	0	-829

Le sollecitazioni agenti sulle travi principali esterne durante la Fase I risultano le seguenti:

FASE I

ELEMENTO	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]
ALA INF.	916	0	0	916
ANIMA INF.	806	0	0	806
ANIMA SUP.	-953	0	0	-953
ALA SUP.	-1651	0	0	-1651

Le sollecitazioni agenti sui traversi durante la Fase I risultano le seguenti:

FASE I

ELEMENTO	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	Nt [kg]	Nt [kg]	Nt [kg]	Nt [kg]
TRAVERSO INFERIORE	488	0	0	488
TRAVERSO SUPERIORE	941	0	0	941
TRAVERSO DIAGONALE	90	0	0	90

• **FASE II A BREVE TERMINE: SOLETTA REAGENTE A VITA INIZIALE CON CLS MATURO CHE NON HA ANCORA SVILUPPATO IL RITIRO**

La Fase II, a Breve Termine, consiste nel calcolo delle sollecitazioni derivanti dall'applicazione sulla struttura dei carichi permanenti portati.

La struttura resistente è costituita dalla struttura mista composta dalla trave in acciaio e dalla soletta in calcestruzzo. Poiché si suppone che questi carichi siano applicati al calcestruzzo maturo ma che non ha ancora sviluppato completamente il fenomeno del ritiro, il coefficiente di omogeneizzazione considerato è pari a 6, dato da:

$$n = \frac{E_a}{E_c} = \frac{2.100.000 \text{ kg/cm}^2}{348.000 \text{ kg/cm}^2} = 6$$

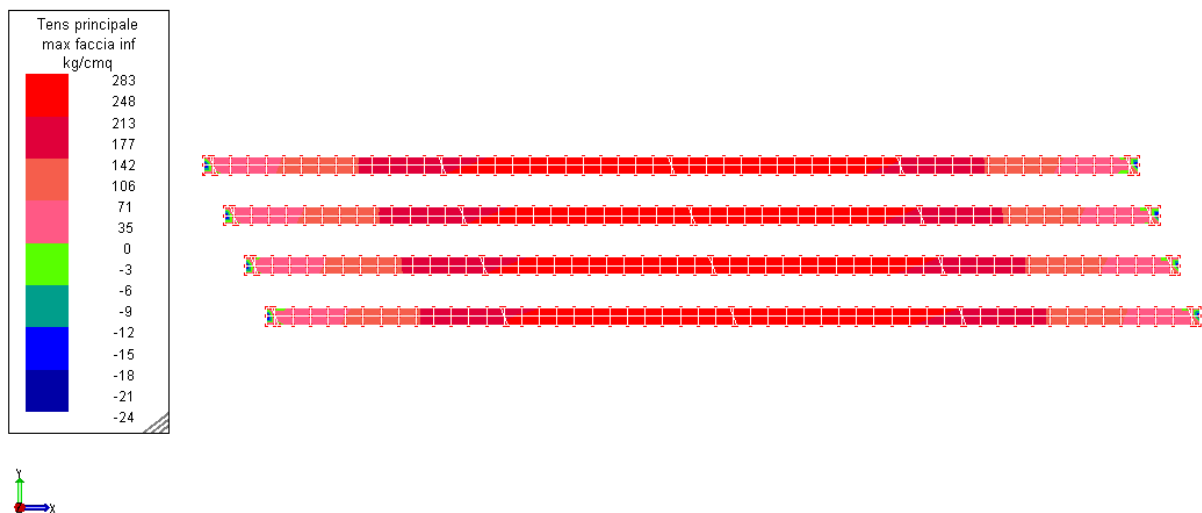
In questa fase la soletta risulta avere un $E_c = 348.000 \text{ kg/cm}^2$ ($R_{ck} 450$).

Il contributo dovuto al peso proprio della trave e della soletta non si considera agire sulla sezione composta, in quanto applicato durante la Fase I in cui la soletta non risulta reagente.

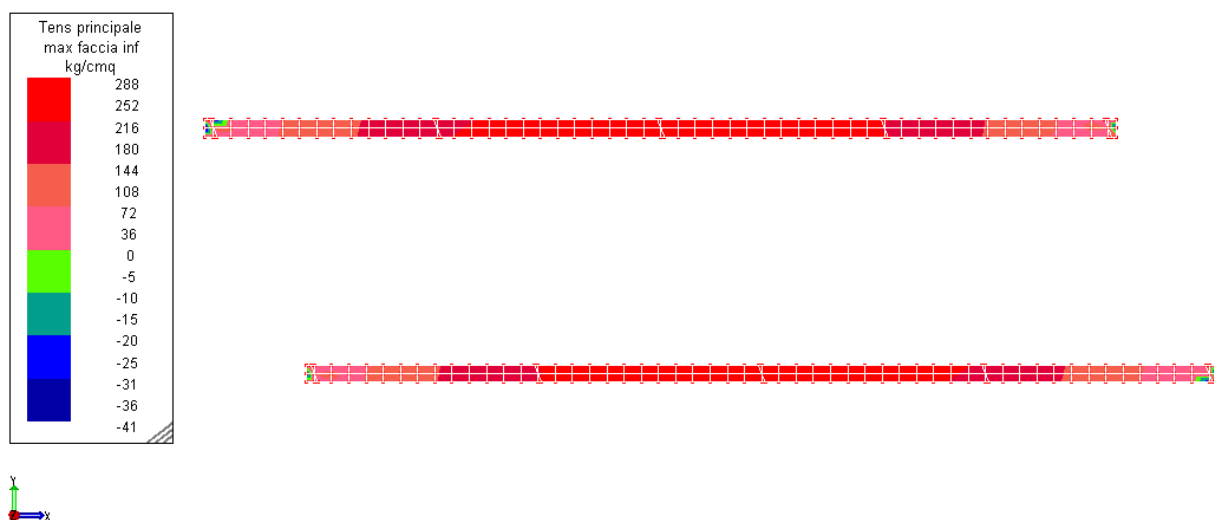
Per la struttura in acciaio, in questa fase, le sollecitazioni ottenute vanno sommate a quelle precedentemente calcolate durante la Fase I; mentre per la struttura in c.a. le sollecitazioni calcolate in Fase II saranno le prime agenti.

La Combinazione di caricon^{o2} è la combinazione che simula questa fase, poiché tiene conto dei soli carichi permanenti portati; essa viene riproposta di seguito.

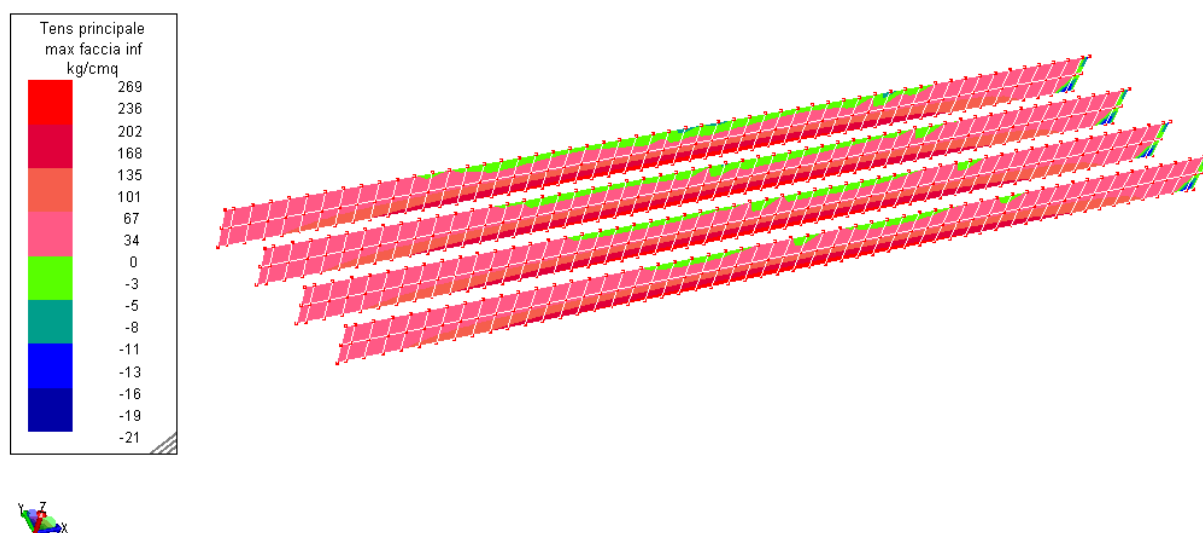
➤ **TRAVI PRINCIPALI**



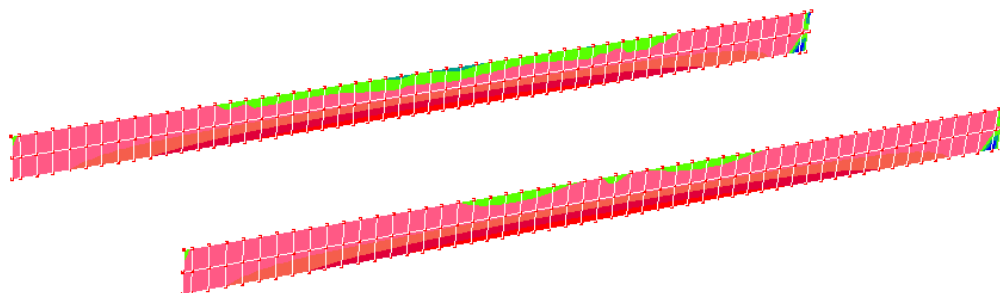
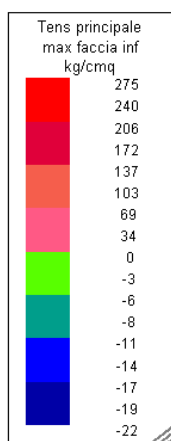
Massime trazioni nelle ali inferiori delle travi principali intermedie (trazioni positive)



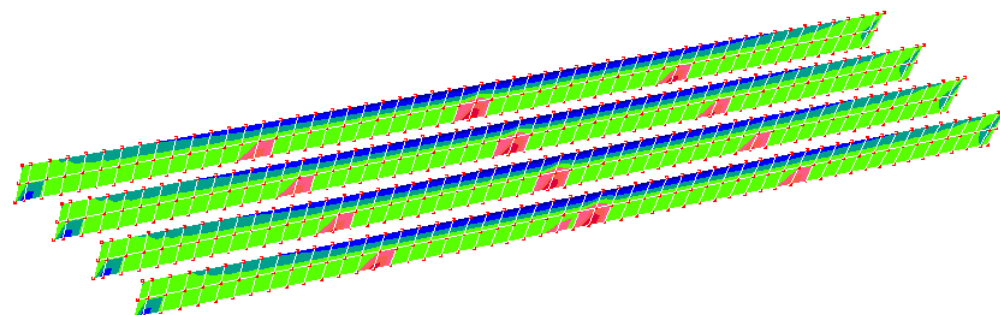
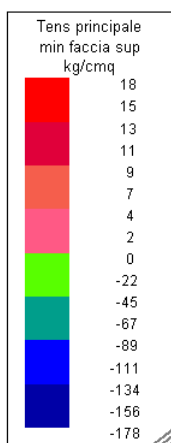
Massime trazioni nelle ali inferiori delle travi principali esterne (trazioni positive)



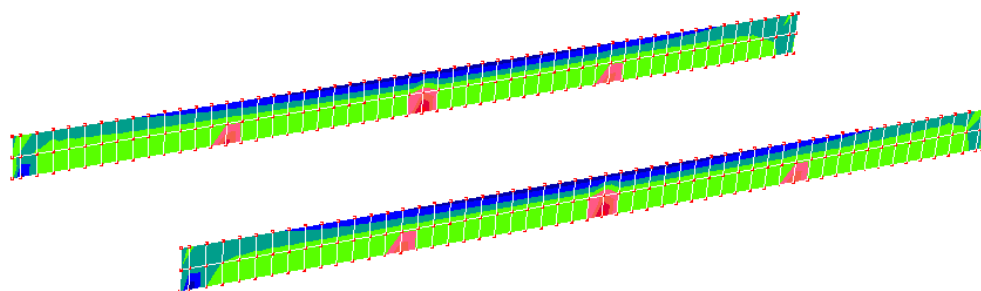
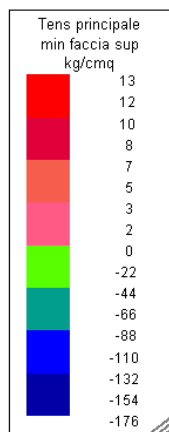
Massime trazioni nelle anime delle travi principali intermedie (trazioni positive)



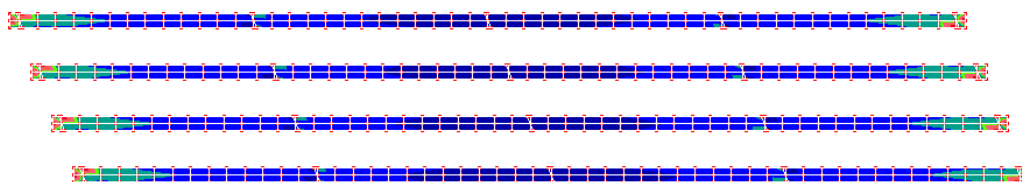
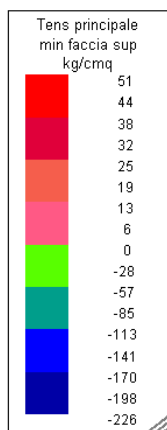
Massime trazioni nelle anime delle travi principali esterne (trazioni positive)



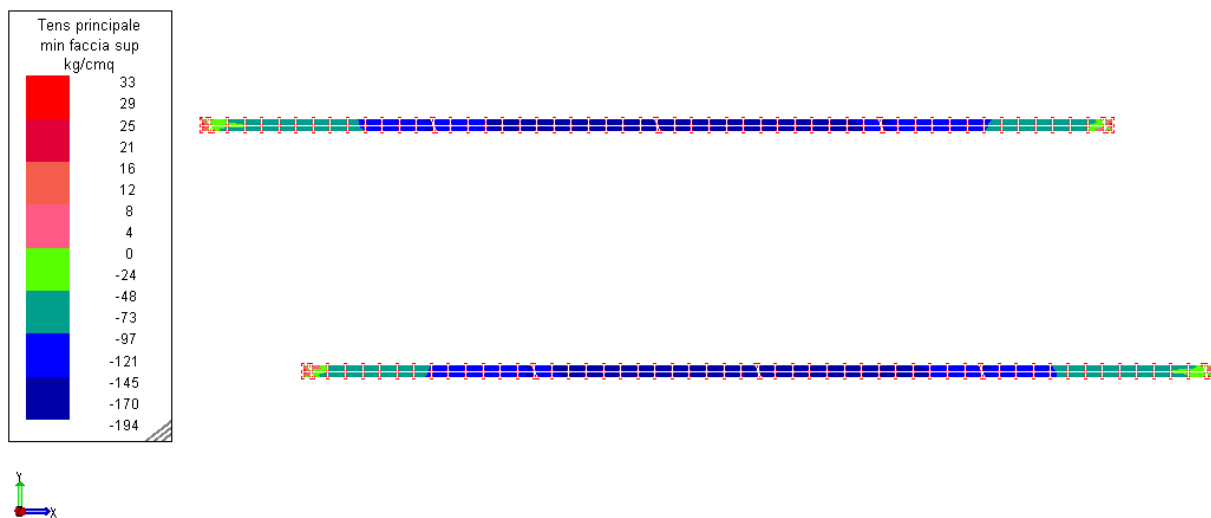
Massime compressioni nelle anime delle travi principali intermedie (compressioni negative)



Massime compressioni nelle anime delle travi principali esterne (compressioni negative)



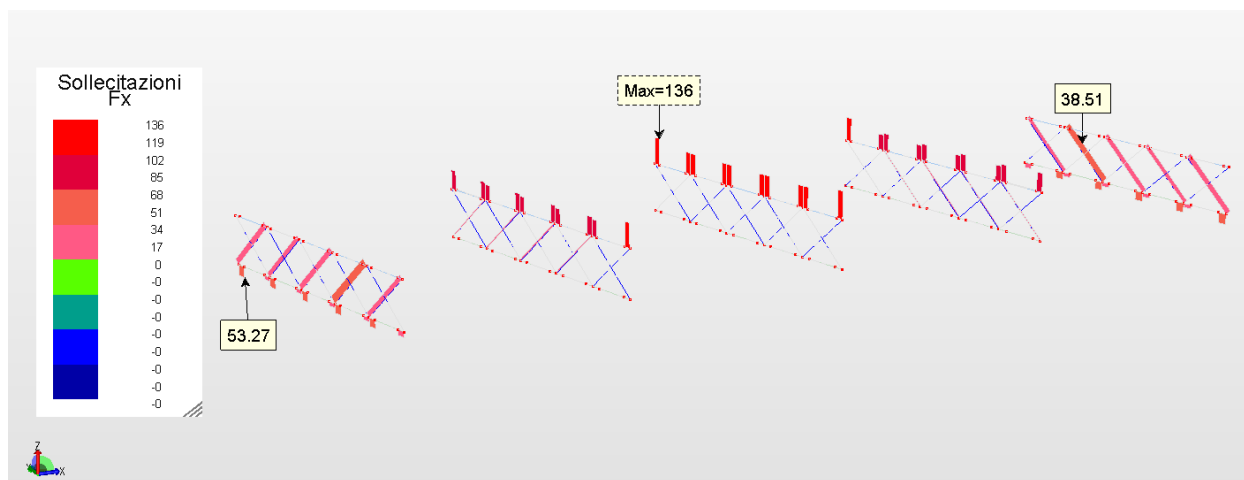
Massime compressioni nelle ali superiori delle travi principali intermedie (compressioni negative)



Massime compressioni nelle ali superiori delle travi principali esterne (compressioni negative)

➤ TRAVERSI

I traversi vengono verificati mediante un'analisi statica equivalente a sola trazione.



Massime azioni di trazione sui traversi dell'impalcato (trazioni positive)

Riassumendo, le sollecitazioni agenti sulle travi principali intermedie durante la Fase II a breve termine risultano le seguenti:

FASE II_Breve Termine

ELEMENTO	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]
ALA INF.	723	283	0	1006
ANIMA INF.	696	269	0	965
ANIMA SUP.	-780	-178	0	-958
ALA SUP.	-829	-226	0	-1055

Le sollecitazioni agenti sulle travi principali esterne durante la Fase II a breve termine risultano le seguenti:

FASE II_Breve Termine

ELEMENTO	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]
ALA INF.	916	288	0	1204
ANIMA INF.	806	275	0	1081
ANIMA SUP.	-953	-176	0	-1129
ALA SUP.	-1651	-194	0	-1845

Le sollecitazioni agenti sui traversi durante la Fase II a breve termine risultano le seguenti:

FASE II_Breve Termine

ELEMENTO	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	Nt [kg]	Nt [kg]	Nt [kg]	Nt [kg]
TRAVERSO INFERIORE	488	53	0	541
TRAVERSO SUPERIORE	941	136	0	1077
TRAVERSO DIAGONALE	90	39	0	129

• **FASE II A LUNGO TERMINE: SOLETTA REAGENTE CON CLS RILASSATO ED EFFETTI DOVUTI AL RITIRO**

Nella Fase II, a Lungo Termine, la struttura resistente è sempre costituita dalla struttura mista composta dalla trave in acciaio e dalla soletta in calcestruzzo. Al fine di considerare gli effetti della viscosità del calcestruzzo a lungo termine, il coefficiente di omogeneizzazione considerato è pari a 21, dato da:

$$n = \frac{E_a}{E_c} = \frac{2.100.000 \text{ kg/cm}^2}{100.000 \text{ kg/cm}^2} = 21$$

In questa fase la soletta rilassata viene simulata con un $E_c = 100.000 \text{ kg/cm}^2$.

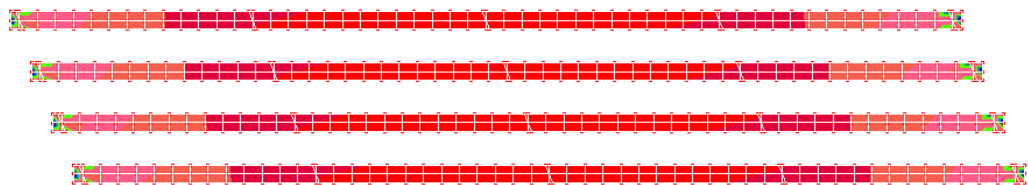
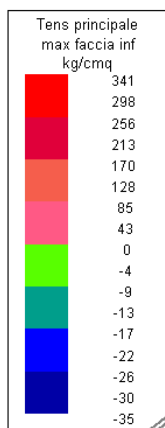
Il contributo dovuto al peso proprio della trave e della soletta non si considera agire sulla sezione composta, in quanto applicato durante la Fase I in cui la soletta non risulta reagente.

Le sollecitazioni da calcolare in questa fase sono quelle relative ai carichi permanenti portati e gli effetti dovuti al ritiro del calcestruzzo.

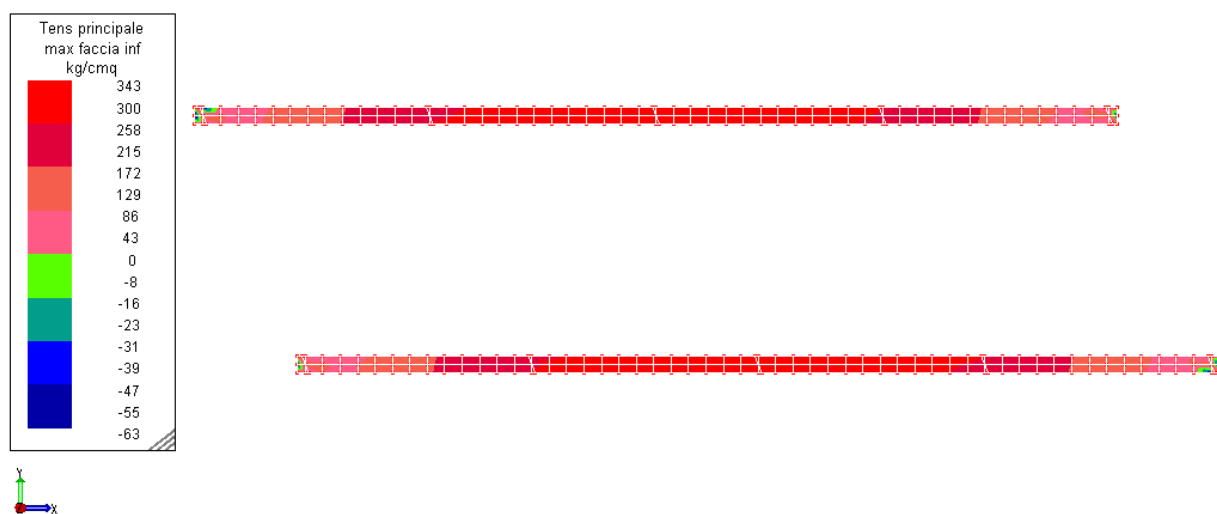
Per la struttura in acciaio, in questa fase, le sollecitazioni ottenute vanno sommate a quelle precedentemente calcolate durante la Fase I; mentre per la struttura in c.a. le sollecitazioni calcolate in Fase II saranno le prime agenti.

La Combinazione di caricon^{o3} è la combinazione che simula questa fase, poiché tiene conto dei carichi permanenti portati e del ritiro del cls; essa viene riproposta di seguito.

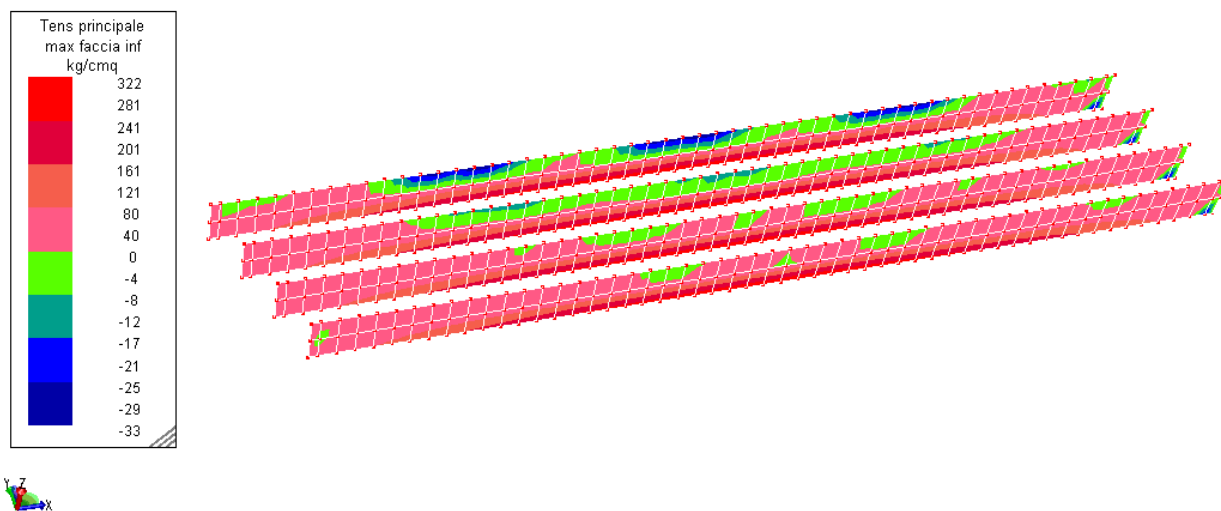
➤ **TRAVI PRINCIPALI**



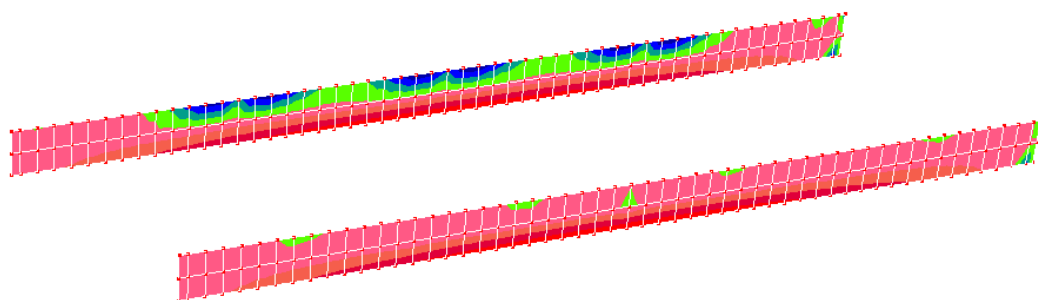
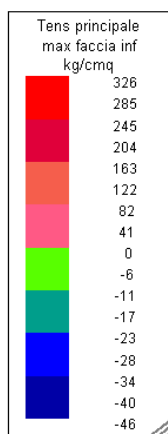
Massime trazioni nelle ali inferiori delle travi principali intermedie (trazioni positive)



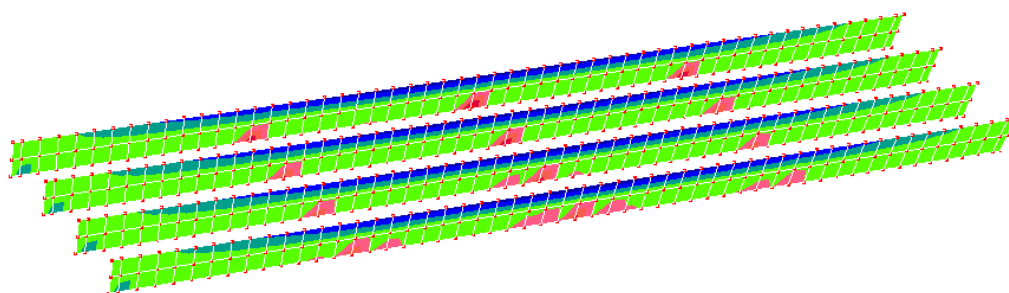
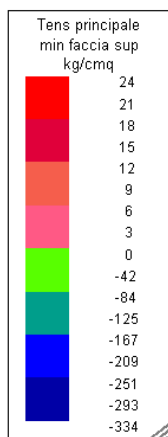
Massime trazioni nelle ali inferiori delle travi principali esterne (trazioni positive)



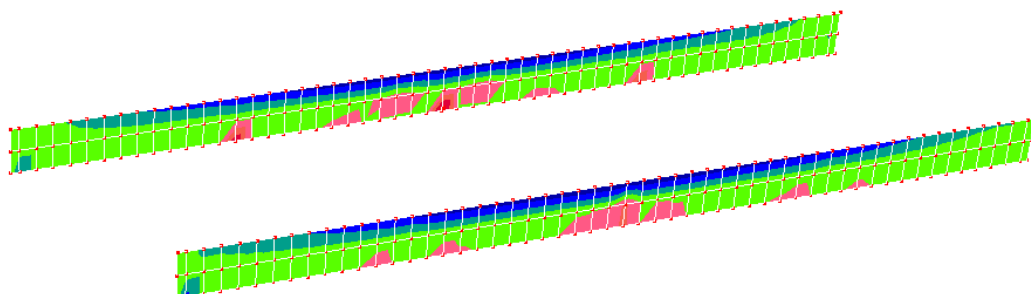
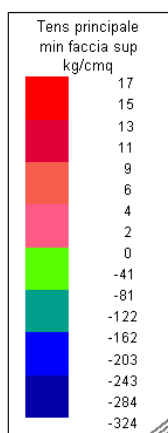
Massime trazioni nelle anime delle travi principali intermedie (trazioni positive)



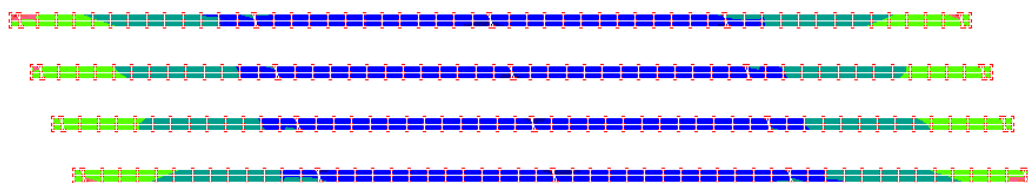
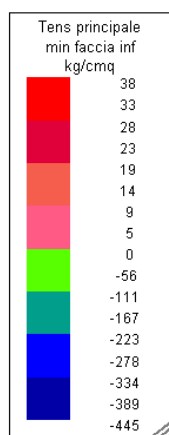
Massime trazioni nelle anime delle travi principali esterne (trazioni positive)



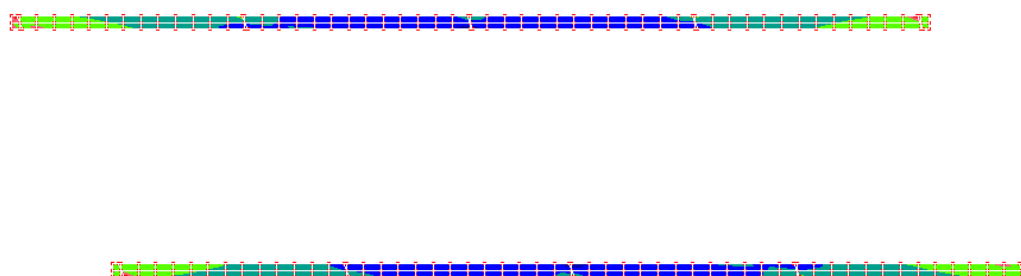
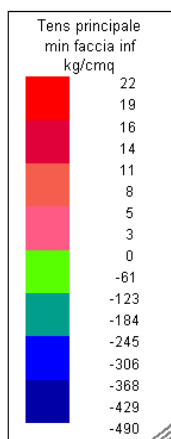
Massime compressioni nelle anime delle travi principali intermedie (compressioni negative)



Massime compressioni nelle anime delle travi principali esterne (compressioni negative)



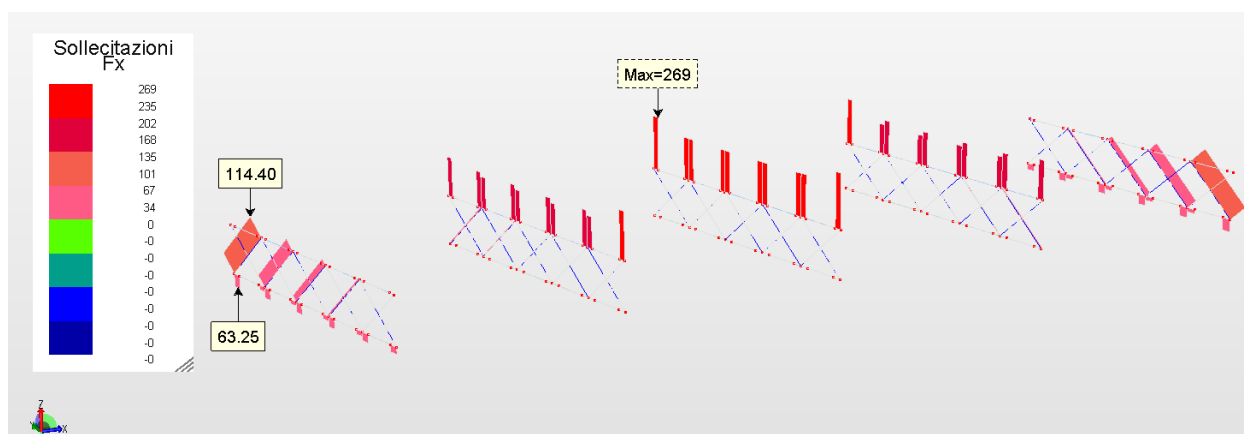
Massime compressioni nelle ali superiori delle travi principali intermedie (compressioni negative)



Massime compressioni nelle ali superiori delle travi principali esterne (compressioni negative)

➤ TRAVERSI

I traversi vengono verificati mediante un'analisi statica equivalente a sola trazione.



Massime azioni di trazione sui traversi dell'impalcato (trazioni positive)

Riassumendo, le sollecitazioni agenti sulle travi principali intermedie durante la Fase II a lungo termine risultano le seguenti:

FASE II_Lungo Termine

ELEMENTO	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]
ALA INF.	723	341	0	1064
ANIMA INF.	696	322	0	1018
ANIMA SUP.	-780	-334	0	-1114
ALA SUP.	-829	-445	0	-1274

Le sollecitazioni agenti sulle travi principali esterne durante la Fase II a lungo termine risultano le seguenti:

FASE II_Lungo Termine

ELEMENTO	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]
ALA INF.	916	343	0	1259
ANIMA INF.	806	326	0	1132
ANIMA SUP.	-953	-324	0	-1277
ALA SUP.	-1651	-490	0	-2141

Le sollecitazioni agenti sui traversi durante la Fase II a lungo termine risultano le seguenti:

FASE II_Lungo Termine

ELEMENTO	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	Nt [kg]	Nt [kg]	Nt [kg]	Nt [kg]
TRAVERSO INFERIORE	488	63	0	551
TRAVERSO SUPERIORE	941	269	0	1210
TRAVERSO DIAGONALE	90	144	0	234

• **FASE III: STRUTTURA SOGGETTA AI CARICHI VARIABILI**

Nella Fase III si considera la struttura, che è pervenuta a tempo infinito, soggetta all'azione dei carichi variabili e della temperatura. In questo caso la struttura resistente è sempre costituita dalla struttura mista composta dalla trave in acciaio e dalla soletta in calcestruzzo con un coefficiente di omogeneizzazione pari a 6, dato da:

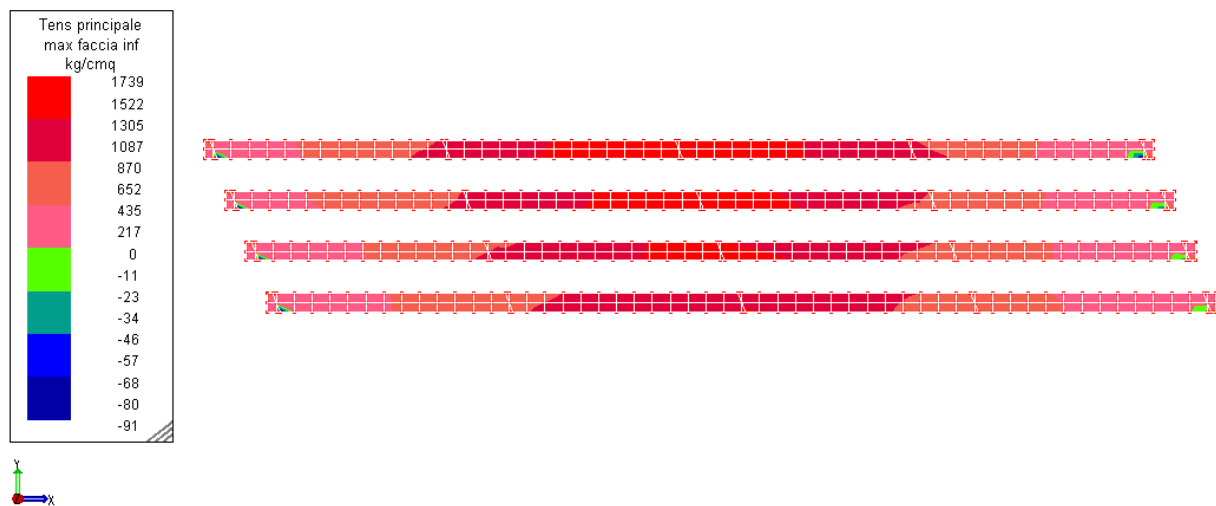
$$n = \frac{Ea}{Ec} = \frac{2.100.000 \text{ kg/cm}^2}{348.000 \text{ kg/cm}^2} = 6$$

Il contributo dovuto al peso proprio della trave e della soletta non si considera agire sulla sezione composta, in quanto applicato durante la Fase I in cui la soletta non risulta reagente.

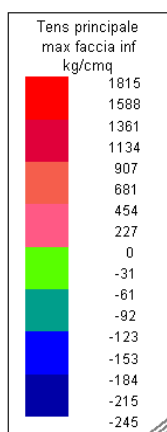
Le verifiche tensionali sono effettuate sommando gli effetti della Fase I, della Fase II e della Fase III.

Le combinazioni che simulano questa fase sono quelle che vanno dalla combinazione n°4 alla combinazione n°19, poiché tengono conto dei carichi variabili; di seguito vengono riproposti gli effetti del loro involucpo:

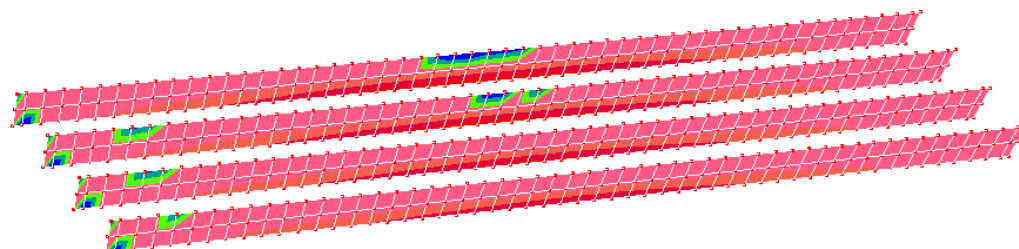
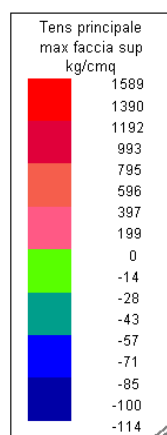
➤ **TRAVI PRINCIPALI**



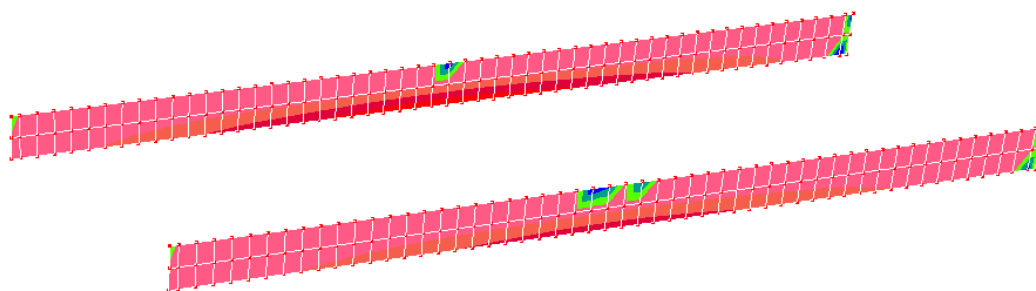
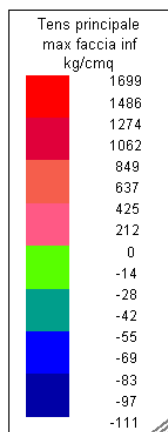
Massime trazioni nelle ali inferiori delle travi principali intermedie (trazioni positive)



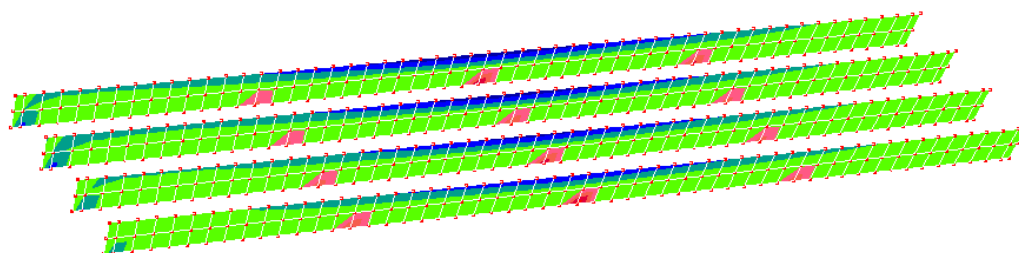
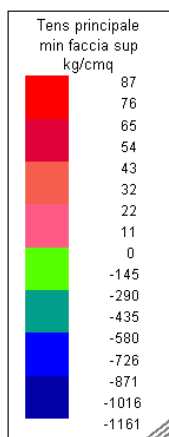
Massime trazioni nelle ali inferiori delle travi principali esterne (trazioni positive)



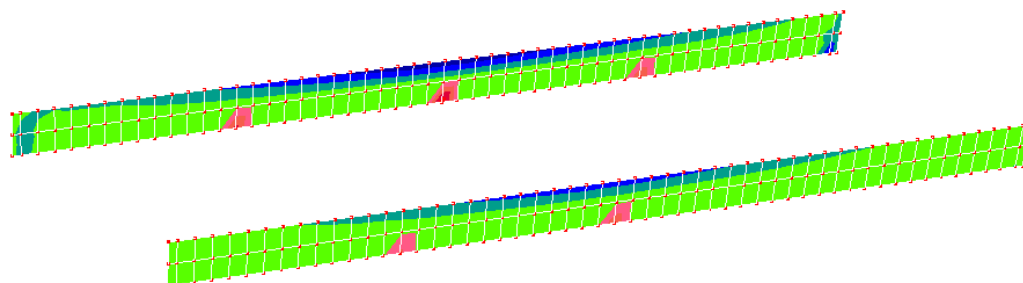
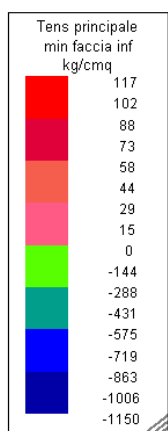
Massime trazioni nelle anime delle travi principali intermedie (trazioni positive)



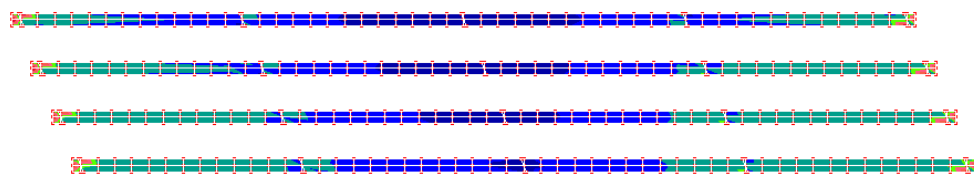
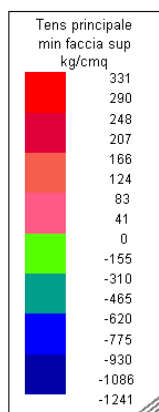
Massime trazioni nelle anime delle travi principali esterne (trazioni positive)



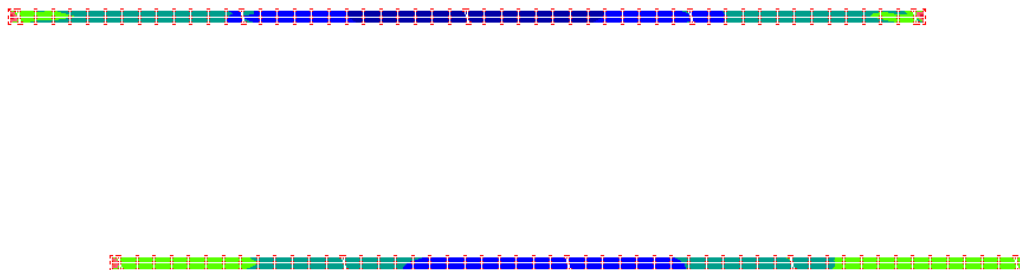
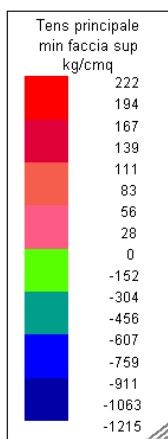
Massime compressioni nelle anime delle travi principali intermedie (compressioni negative)



Massime compressioni nelle anime delle travi principali esterne (compressioni negative)



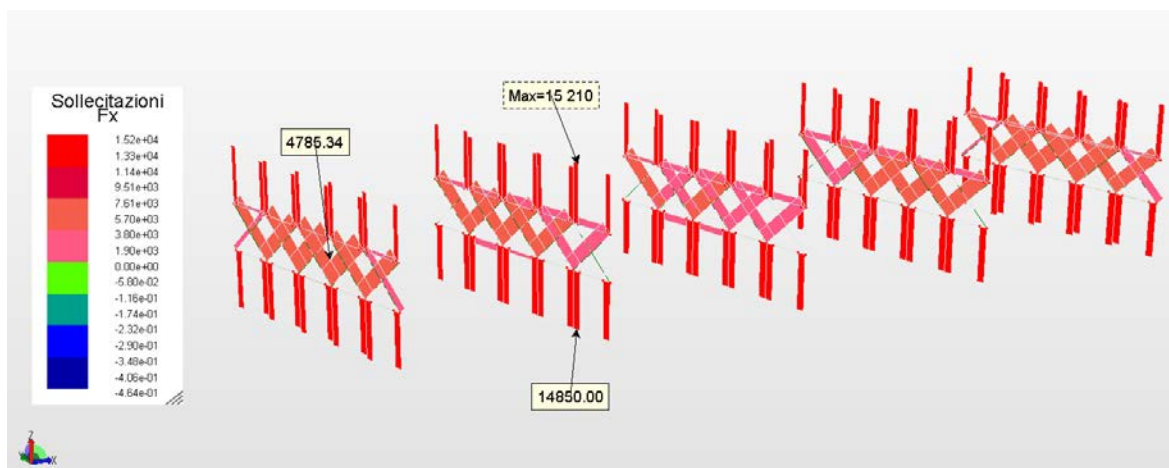
Massime compressioni nelle ali superiori delle travi principali intermedie (compressioni negative)



Massime compressioni nelle ali superiori delle travi principali esterne (compressioni negative)

➤ TRAVERSI

I traversi vengono verificati mediante un'analisi statica equivalente a sola trazione.



Massime azioni di trazione sui traversi dell'impalcato (trazioni positive)

VERIFICA DELLE TRAVI PRINCIPALI

Riassumendo, le sollecitazioni agenti sulle travi principali INTERMEDIE durante la Fase III risultano le seguenti:

FASE III (con FASE II_Breve Termine)

ELEMENTO	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]
ALA INF.	723	283	1739	2745
ANIMA INF.	696	269	1589	2554
ANIMA SUP.	-780	-178	-1161	-2119
ALA SUP.	-829	-226	-1241	-2296

FASE III (con FASE II_Lungo Termine)

ELEMENTO	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]
ALA INF.	723	341	1739	2803
ANIMA INF.	696	322	1589	2607
ANIMA SUP.	-780	-334	-1161	-2275
ALA SUP.	-829	-445	-1241	-2515

Le sollecitazioni agenti sulle travi principali ESTERNE durante la Fase III risultano le seguenti:

FASE III (con FASE II_Breve Termine)

ELEMENTO	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]
ALA INF.	916	288	1815	3019
ANIMA INF.	806	275	1699	2780
ANIMA SUP.	-953	-176	-1150	-2279
ALA SUP.	-1651	-194	-1215	-3060

FASE III (con FASE II_Lungo Termine)

ELEMENTO	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]	σ [kg/cm ²]
ALA INF.	916	343	1815	3074
ANIMA INF.	806	326	1699	2831
ANIMA SUP.	-953	-324	-1150	-2427
ALA SUP.	-1651	-490	-1215	-3356

Le verifiche tensionali sono effettuate sommando gli effetti della FASE I, della FASE II a lungo termine e della FASE III.

Le verifiche in campo elastico, per le travi in acciaio, si eseguono con riferimento al seguente criterio, espresso al paragrafo 4.2.4.1.2 delle NTC18:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

Avendo determinato lo sforzo globale dalle analisi precedenti, esso deve risultare inferiore allo sforzo resistente in campo elastico pari a:

$$\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{3550 \text{ kg/cm}^2}{1,05} = 3381 \text{ kg/cm}^2$$

Lo sforzo di compressione nell'ala superiore delle travi estrne risulta la sollecitazione più grande pari a:

- 3356 kg/cm² < 3381 kg/cm²

Pertanto le travi risultano verificate

VERIFICA DEI TRAVERSI

Riassumendo, le sollecitazioni di trazione agenti sui traversi durante la Fase III risultano le seguenti:

FASE III (con FASE II_Breve Termine)

ELEMENTO	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	<i>Nt [kg]</i>	<i>Nt [kg]</i>	<i>Nt [kg]</i>	<i>Nt [kg]</i>
TRAVERSO INFERIORE	488	53	14850	15391
TRAVERSO SUPERIORE	941	136	15210	16287
TRAVERSO DIAGONALE	90	39	4785	4914

FASE III (con FASE II_Lungo Termine)

ELEMENTO	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	<i>Nt [kg]</i>	<i>Nt [kg]</i>	<i>Nt [kg]</i>	<i>Nt [kg]</i>
TRAVERSO INFERIORE	488	63	14850	15401
TRAVERSO SUPERIORE	941	269	15210	16420
TRAVERSO DIAGONALE	90	144	4785	5019

Le verifiche sono effettuate sommando gli effetti della FASE I, della FASE II a lungo termine e della FASE III e si eseguono con riferimento alle formule, espresse al paragrafo 4.2.4.1.2.1 delle NTC18 per cui, la resistenza di progetto a trazione $N_{t,Rd}$ di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati deve essere pari alla minore dei seguenti valori:

➤ TRAVERSI SUPERIORI/INFERIORI

I traversi inferiori e superiori sono caratterizzati dall'accoppiamento di 2 profili a L.

Profili L

File Tipo Profilo ?

☒ L Uguali ☐ L Disuguali

☒ Doppi ☐ Accosta lato corto

d (mm) 12 ?

Ordina per ☐ iy ☐ ly ☒ g

Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355 f_u 510

Lunghezze di libera inflessione [m] l_{0y} 0 l_{0z} 0 l_{0v} 0

Aggiorna Tabella

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
L 80 x 80 x 6	7,3	80	80	6,00	10,00	5,00
L 70 x 70 x 7	7,4	70	70	7,00	9,00	4,50
L 90 x 90 x 6	8,0	90	90	6,00	11,00	5,50
L 80 x 80 x 7	8,5	80	80	7,00	10,00	5,00
L 65 x 65 x 9	8,6	65	65	9,00	9,00	4,50
L 60 x 60 x 10	8,7	60	60	10,00	8,00	4,00

Plotta

2 L 80 x 80 x 6

$N_{by,Rd}$ [kN] 571,0 $N_{bz,Rd}$ [kN] 571,0 $N_{bv,Rd}$ [kN] 571,0 $N_{bv,Rd}$ [kN] ?

g (Kg/m): 14,68

h (mm): 80

b (mm): 80

t (mm): 6

r1 (mm): 10

r2 (mm): 5

A (cm²): 18,7

I_y (cm⁴): 111,6

I_z (cm⁴): 254,8

W_z (cm³): 29,63

i_z (cm): 3,691

i_y (cm): 2,444

i_z (cm): 2,444

I_u (cm⁴): 88,52

i_u (cm): 3,077

I_v (cm⁴): 23,13

i_v (cm): 1,573

Classe Sezione Compressione 4 ?

a) Resistenza a trazione con Area totale:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1870 \cdot 355}{1.05} = 632238 \text{ N} = 63224 \text{ kg}$$

Dove:

$$A = 1870 \text{ mm}^2 \text{ (2L80x80x6mm)}$$

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

b) Resistenza a trazione con Area netta, considerando 1 bullone M20 per l'unione:

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 1618 \cdot 510}{1.25} = 594129 \text{ N} = 59413 \text{ Kg}$$

Dove:

$$A_{net} = 1870 \text{ mm}^2 - (2 \times 21 \text{ mm} \times 6 \text{ mm}) = 1618 \text{ mm}^2$$

$$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

Lo sforzo di trazione nel traverso superiore risulta la sollecitazione più grande pari a:

$$16420 \text{ Kg} < 59413 \text{ Kg}$$

Pertanto i traversi risultano verificati

Si verifica inoltre il collegamento traverso-piatto d'irrigidimento realizzato mediante due bulloni M20 con il programma Profili di Gelfi:

The screenshot shows the 'Profili di Gelfi' software interface for calculating the resistance of a bolted connection. The top section is for 'Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)'. It includes input fields for 'Classe bullone' (8.8), 'diametro d' (20), 'f_{yb}' (640), and 'f_{ub}' (800). The 'Area' is 245.0 mm². The calculated resistance values are: 'Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd}' = 94.08 kN and 'Resistenza a trazione F_{t,Rd}' = 141.1 kN. The interaction formula result is 0.292 + 0 = 0.292. The bottom section is for 'Rifollamento'. It includes input fields for 'Acciaio' (S355 (Fe510)), 'f_u' (510), 'spessore t' (6), 'diametro foro d_o' (21), 'distanze bordo e₁' (40), 'e₂' (40), 'passo p₁' (50), and 'p₂' (0). The calculated resistance value is 'Resistenza a rifollamento F_{b,Rd}' = 66.54 kN. A diagram on the right shows the bolted connection geometry with dimensions p₁, e₁, e₂, p₂, and d_o. The ' Osservazioni' field is empty.

La resistenza a taglio del singolo bullone è superiore rispetto alla sollecitazione in gioco:

$$F_{v,Rd} = 9408 \text{ Kg} > F_{V,Ed} = F_t / (n_b \cdot n_s) = 16420 \text{ Kg} / (2 \cdot 2) = 4105 \text{ kg} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

La resistenza a rifollamento dello spessore del profilo a L è superiore rispetto alla sollecitazione in gioco:

$$F_{b,Rd} = 6654 \text{ Kg} > F_{V,Ed} = F_t / (n_b \cdot n_s) = 16420 \text{ Kg} / (2 \cdot 2) = 4105 \text{ kg} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

➤ TRAVERSI DIAGONALI

I traversi diagonali sono caratterizzati da un singolo profilo a L.

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
L 80 x 80 x 6	7.3	80	80	6.00	10.00	5.00
L 70 x 70 x 7	7.4	70	70	7.00	9.00	4.50
L 90 x 90 x 6	8.0	90	90	6.00	11.00	5.50
L 80 x 80 x 7	8.5	80	80	7.00	10.00	5.00
L 65 x 65 x 9	8.6	65	65	9.00	9.00	4.50
L 60 x 60 x 10	8.7	60	60	10.00	8.00	4.00

a) Resistenza a trazione con Area totale:

$$N_{pL,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{935 \cdot 355}{1.05} = 316119 \text{ N} = 31612 \text{ kg}$$

Dove:

$$A = 935 \text{ mm}^2 \text{ (L80x80x6mm)}$$

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

b) Resistenza a trazione con Area netta, considerando 1 bullone M20 per l'unione:

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 809 \cdot 510}{1.25} = 297064 \text{ N} = 29706 \text{ Kg}$$

Dove:

$$A_{net} = 935 \text{ mm}^2 - (21 \text{ mm} \times 6 \text{ mm}) = 809 \text{ mm}^2$$

$$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Lo sforzo di trazione nel diagonale più sollecitato risulta pari a:

$$5019 \text{ Kg} < 29706 \text{ Kg}$$

Pertanto i traversi risultano verificati

Si verifica inoltre il collegamento trasverso-piatto d'irrigidimento realizzato mediante due bulloni M20 con il programma Profili di Gelfi:

Classe bullone: 8.8, diametro d: 20, f_{yb} : 640, f_{ub} : 800 N/mm²

Sezione filettata (selezionata), Sezione lorde

Area: 245.0 mm²

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$: 27.51, $F_{t,Sd}$: 0 kN

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$: 94.08 kN

Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$: 141.1 kN

Calcolo: $\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.292 + 0 = 0.292$ OK

Rifollamento

Acciaio: S355 (Fe510), f_u : 510 N/mm²

spessore t: 6 mm

diametro foro d_o: 21 mm

distanze bordo e₁: 40, e₂: 40

passo p₁: 50, p₂: 0

α : 0.544

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$: 66.54 kN

Osservazioni:

La resistenza a taglio del singolo bullone è superiore rispetto alla sollecitazione in gioco:

$$F_{v,Rd} = 9408 \text{ Kg} > F_{v,Ed} = F_t / (n_b \cdot n_s) = 5019 \text{ Kg} / (2 \cdot 1) = 2510 \text{ kg} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

La resistenza a rifollamento dello spessore del profilo a L è superiore rispetto alla sollecitazione in gioco:

$$F_{b,Rd} = 6654 \text{ Kg} > F_{v,Ed} = F_t / (n_b \cdot n_s) = 5019 \text{ Kg} / (2 \cdot 1) = 2510 \text{ kg} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

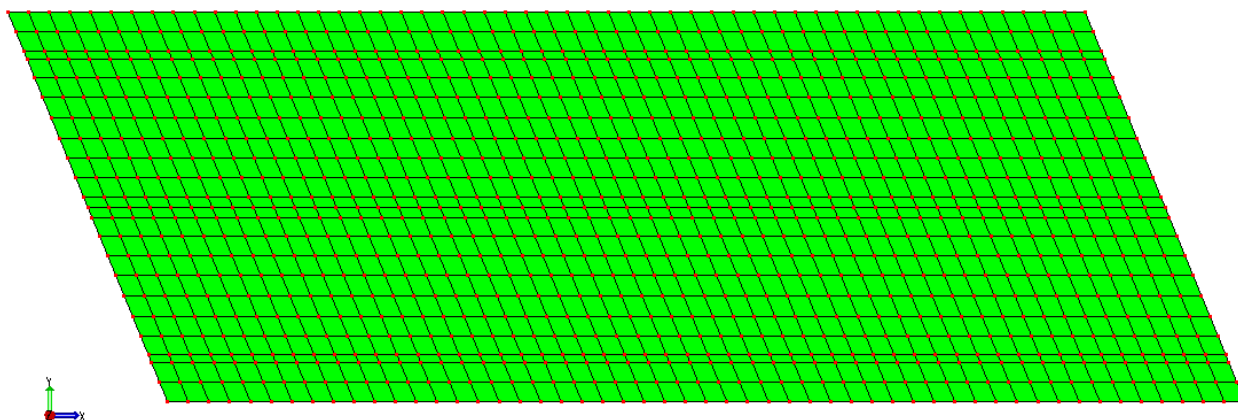
VERIFICA DELLA SOLETTA

Le verifiche della soletta sono state condotte considerando che il calcestruzzo abbia peso pari a 2500 kg/mc e modulo elastico pari a $E_c = 348.000 \text{ kg/cm}^2$ (Condizione di carico n.17).

Sono state analizzate le seguenti combinazioni create appositamente per ciascun stato limite:

- SLU: combinazione n.41 e n.42;
- SLE rara: combinazione n.43 e n.44;
- SLE frequente: combinazione n.45 e n.46;
- SLE quasi permanente: combinazione n.47 e n.48;
- SLV: combinazione n.20 e n.21.

La prima analisi, relativa ai controlli geometrici e di dimensionamento della soletta ha evidenziato che tutti gli elementi analizzati risultano verificati (e quindi di colore verde), come rappresentato in figura.



Verifica degli elementi guscio costituenti il modello FEM

L'analisi successiva è stata la verifica delle armature della soletta. Tale verifica viene condotta automaticamente dalla procedura che evidenzia al termine dell'analisi le quantità di ferro (in cm^2) da dover aggiungere alle armature principali previste nel calcolo e le zone in cui tali armature aggiuntive devono essere predisposte.

Se la quantità di armatura aggiuntiva risulta essere pari a 0, significa che le armature utilizzate come maglia principale nel calcolo son sufficienti per il soddisfacimento della verifica.

La soletta, come da disegno, viene armata con i seguenti ferri:

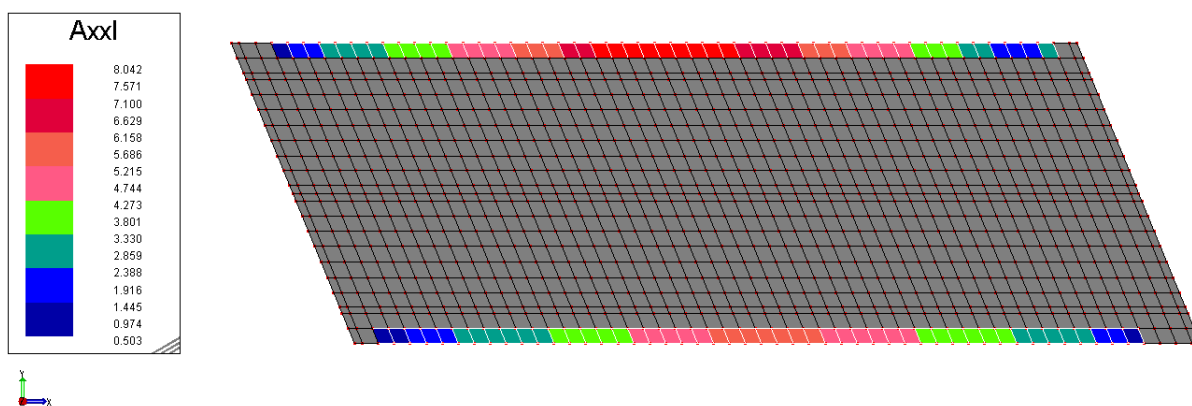
Ferri longitudinali x-x inferiori: $1\phi 14/20 \text{ cm}$

Ferri longitudinali x-x superiori: $1\phi 12/20 \text{ cm}$

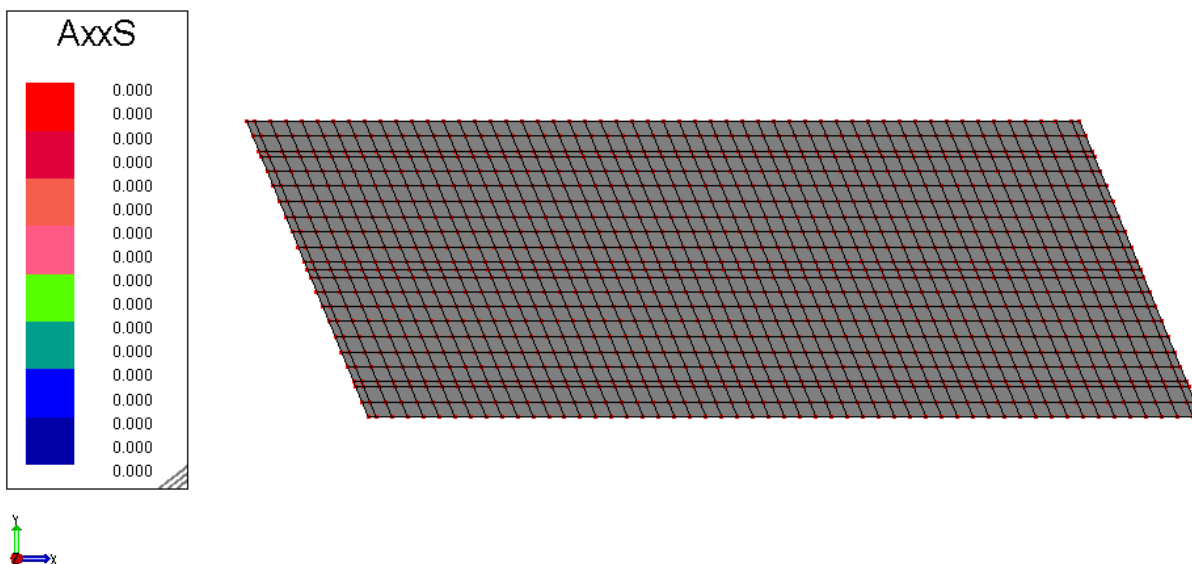
Ferri trasversali y-y inferiori: 1 ϕ 12/20 cm

Ferri trasversali y-y superiori: 1 ϕ 12/20 cm

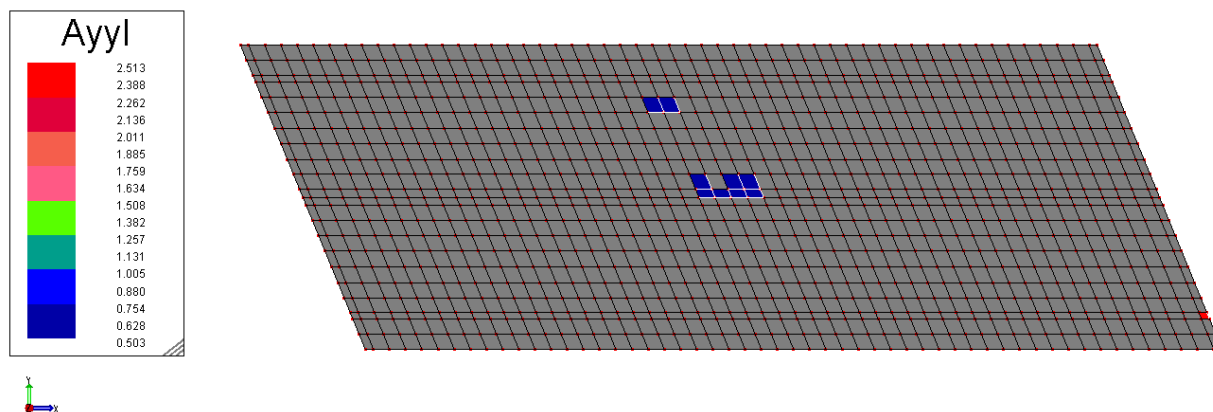
L'inviluppo delle combinazioni strutturali statiche e sismiche sul modello tridimensionale hanno prodotto i seguenti risultati:



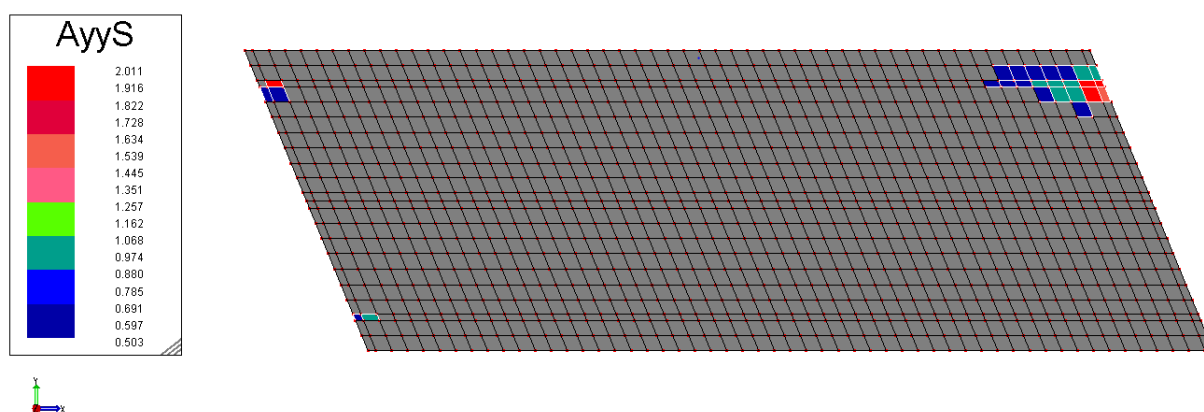
Inviluppo Combinazioni SLU e SLV – armature inferiori aggiuntive lungo x [kg/cmq]



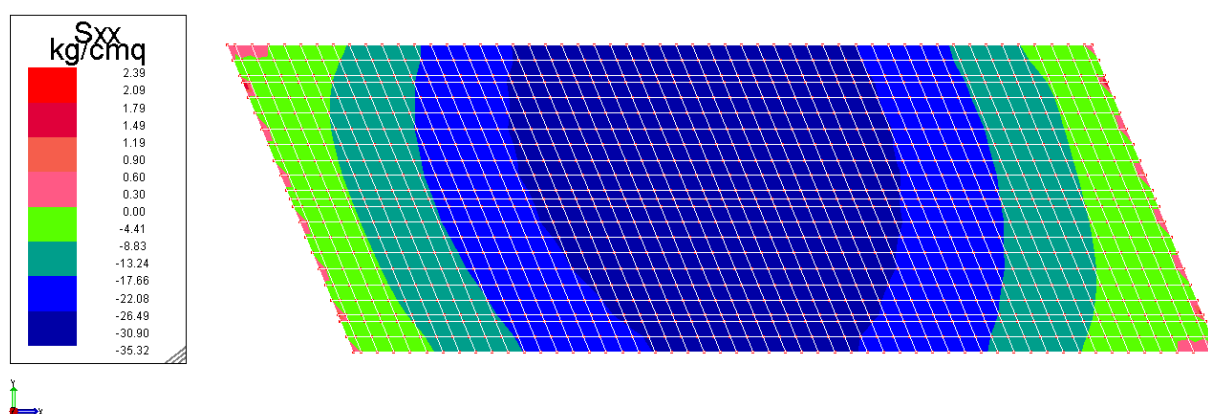
Inviluppo Combinazioni SLU e SLV – armature superiori aggiuntive lungo x [kg/cmq]



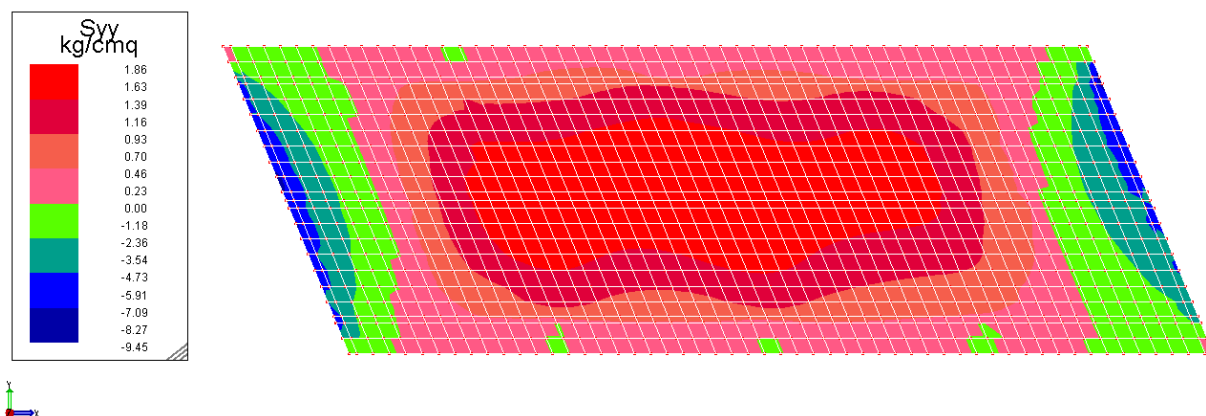
Inviluppo Combinazioni SLU e SLV– armature inferiori aggiuntive lungo y [kg/cm²]



Inviluppo Combinazioni SLU e SLV – armature superiori aggiuntive lungo y [kg/cm²]



Massime tensioni S_{xx} nell'impalcato



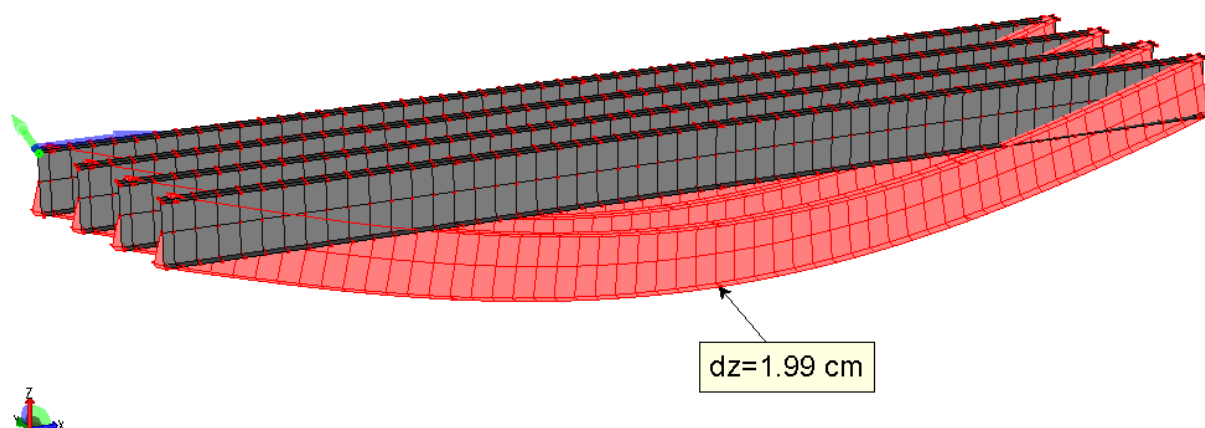
Massime tensioni S_{yx} nell'impalcato

Per completezza si rimanda agli elaborati grafici in cui sono espone le armature necessarie per soddisfare le verifiche a pressoflessione e taglio dei vari elementi analizzati dalla procedura.

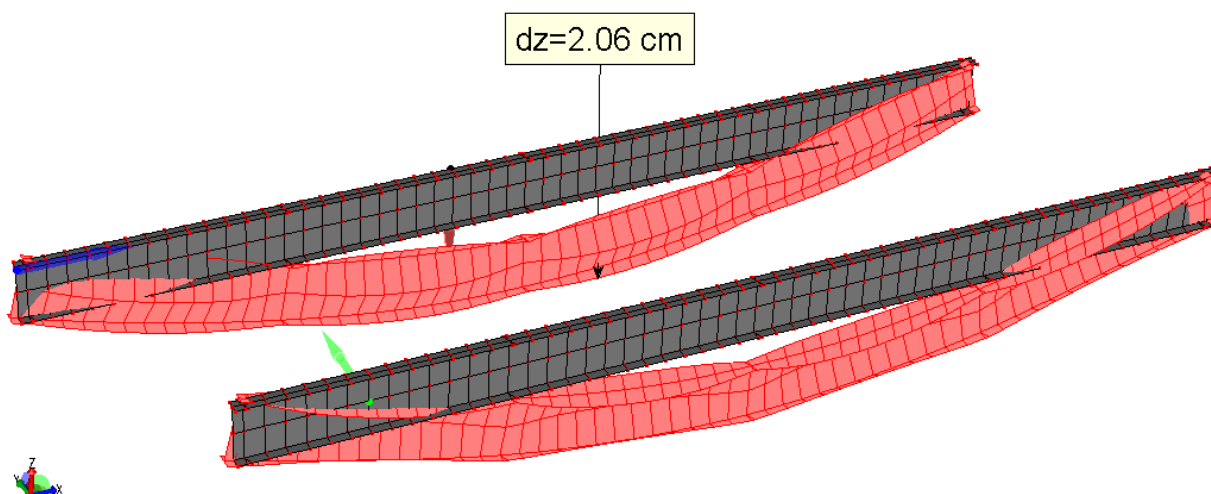
VERIFICHE AGLI SLE

Le verifiche agli stati limite d'esercizio sull'impalcato sono state condotte per valutare il massimo valore della freccia nelle travi. Anche in queste verifiche si sono considerate le tre fasi salienti, Fase I, Fase II e Fase III.

- **FASE I: MONTAGGIO DELL'IMPALCATO PREFABBRICATO E GETTO DELLA SOLETTA (VERIFICA CON LE SOLE TRAVI REAGENTI)**



Massima deformazione delle travi intermedie (SLE)



Massima deformazione delle travi esterne (SLE)

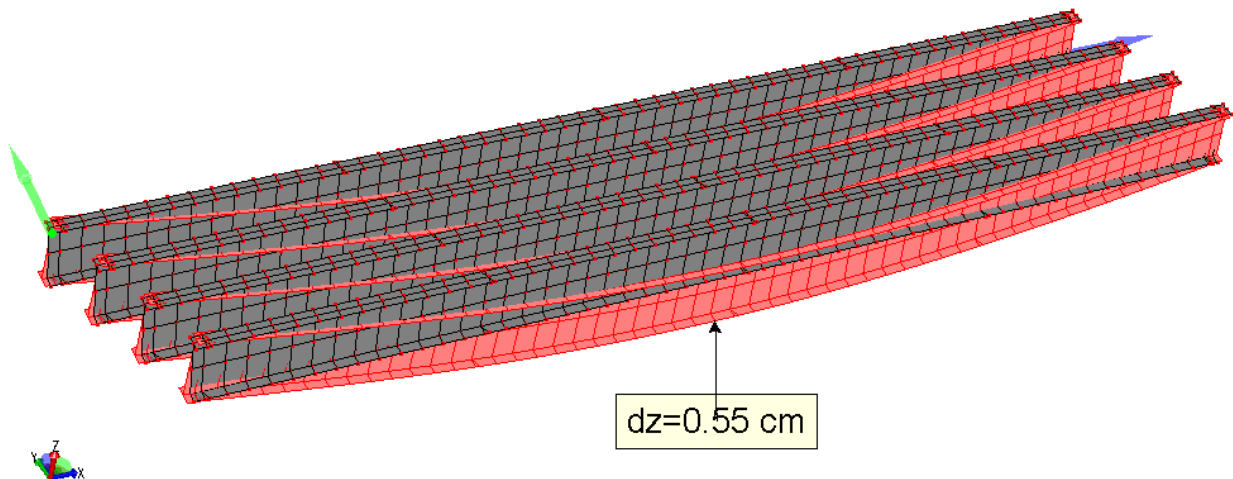
Il valore della freccia massima raggiunta nelle travi intermedie in acciaio è il seguente:

Freccia	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	$f [cm]$	$f [cm]$	$f [cm]$	$f [cm]$
Carichi Permanenti Fase I	1,99	0	/	1,99

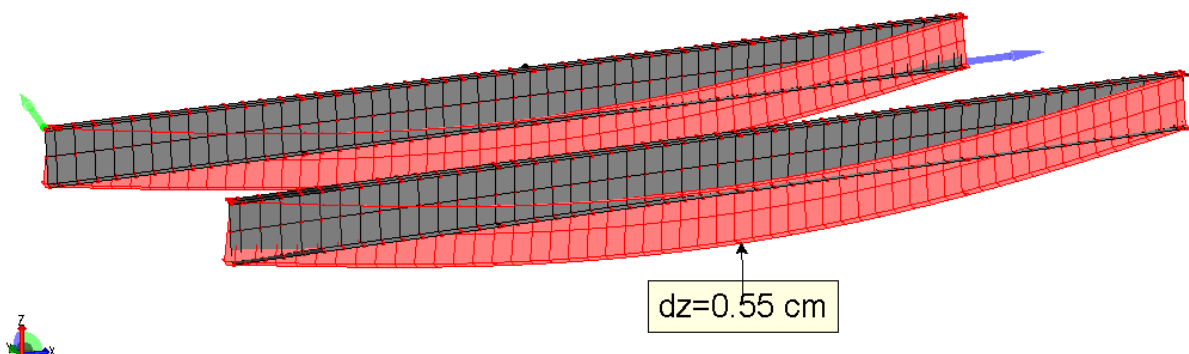
Il valore della freccia massima raggiunta nelle travi esterne in acciaio è il seguente:

Freccia	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	$f [cm]$	$f [cm]$	$f [cm]$	$f [cm]$
Carichi Permanenti Fase I	2,06	0	/	2,06

- **FASE II A BREVE TERMINE: SOLETTA REAGENTE A VITA INIZIALE CON CLS MATURO CHE NON HA ANCORA SVILUPPATO IL RITIRO**



Massima deformazione delle travi intermedie (SLE)



Massima deformazione delle travi esterne (SLE)

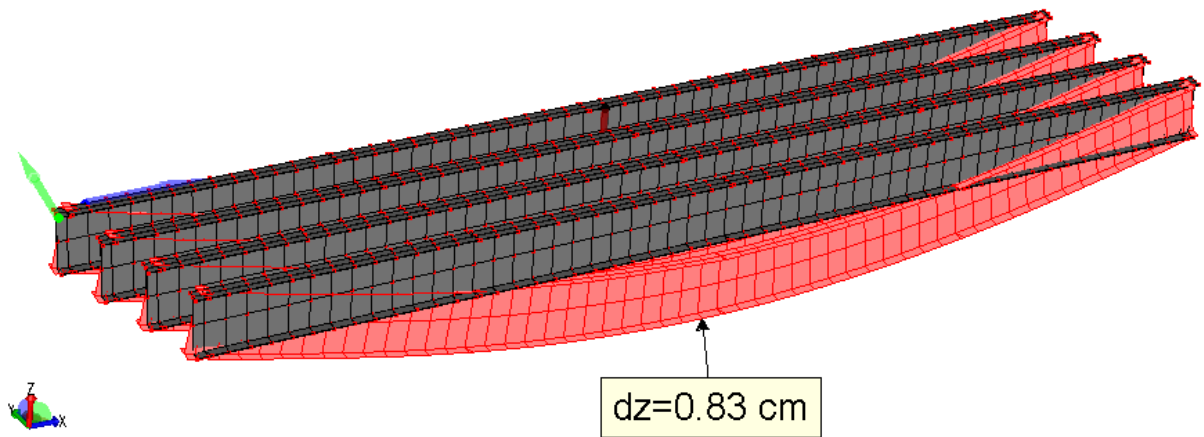
Il valore della freccia massima raggiunta nelle travi intermedie in acciaio è il seguente:

Freccia	FASE I		FASE III	TOTALE
	$f [cm]$		$f [cm]$	$f [cm]$
Carichi Permanenti TOT	1,99	0,55	/	2,54

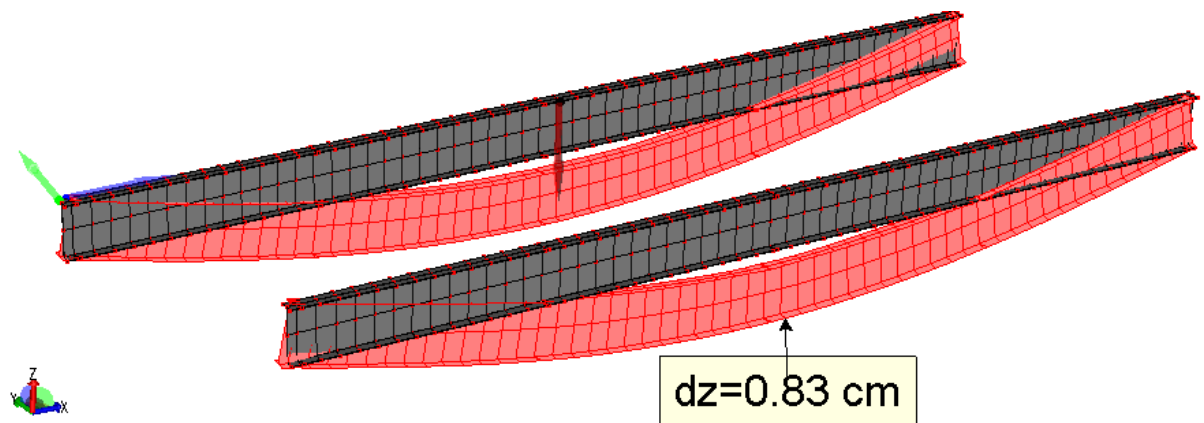
Il valore della freccia massima raggiunta nelle travi esterne in acciaio è il seguente:

Freccia	FASE I		FASE III	TOTALE
	$f [cm]$		$f [cm]$	$f [cm]$
Carichi Permanenti TOT	2,06	0,55	/	2,61

- **FASE II A LUNGO TERMINE: SOLETTA REAGENTE CON CLS RILASSATO ED EFFETTI DOVUTI AL RITIRO**



Massima deformazione delle travi intermedie (SLE)



Massima deformazione delle travi esterne (SLE)

Il valore della freccia massima raggiunta nelle travi intermedie in acciaio è il seguente:

Freccia	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	$f [cm]$	$f [cm]$	$f [cm]$	$f [cm]$
Carichi Permanenti TOT	1,99	0,83	/	2,82

Il valore della freccia massima raggiunta nelle travi esterne in acciaio è il seguente:

Freccia	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	$f [cm]$	$f [cm]$	$f [cm]$	$f [cm]$
Carichi Permanenti TOT	2,06	0,83	/	2,89

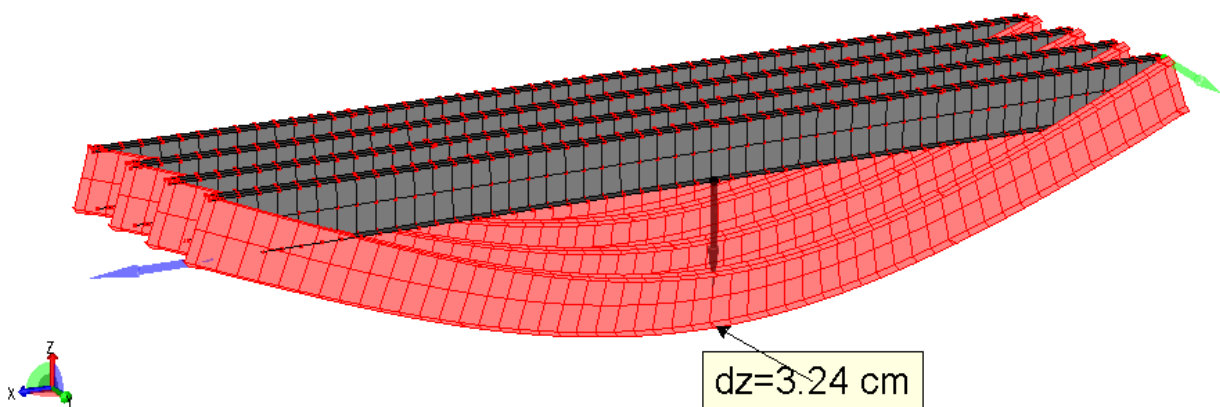
Si evince che la Fase II più gravosa per le travi è rappresentata da quella a lungo termine dove si ottiene un valore della freccia causata dai soli carichi permanenti (Fase I + Fase II) pari a 2,89 cm.

Tale valore deve risultare inferiore al valore limite pari a **1/150 della luce**, per cui si ottiene che:

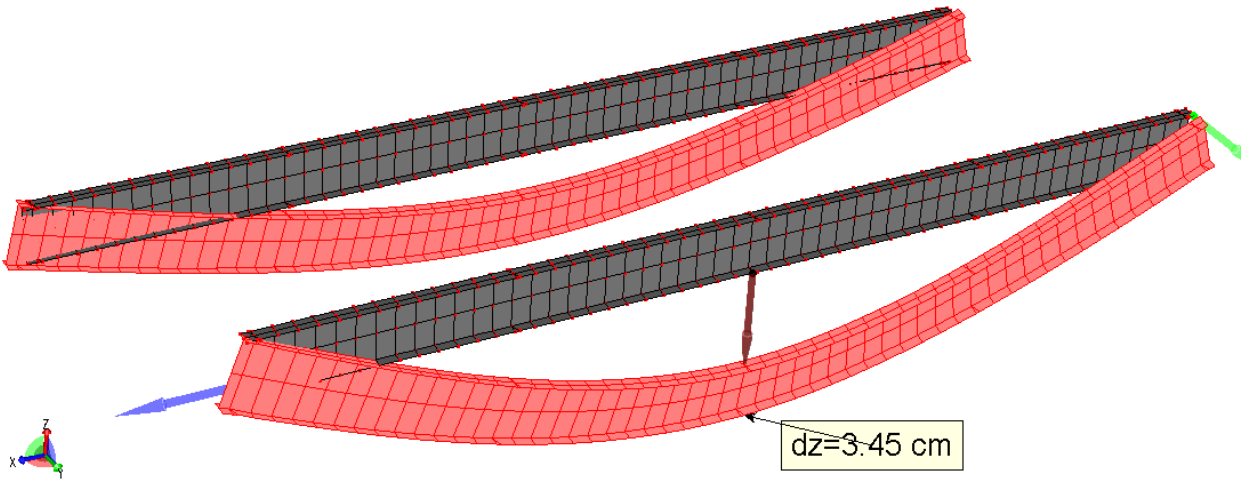
$$f_{\text{permanenti}} = 2,89 \text{ cm} < \frac{1}{150} L_c = \frac{1}{150} 2080 \text{ cm} = 13,86 \text{ cm}$$

Si ottiene che il valore della freccia dovuta ai soli carichi permanenti risulta verificata.

- **FASE III: STRUTTURA SOGGETTA AI CARICHI VARIABILI**



Massima deformazione delle travi intermedie (SLE)



Massima deformazione delle travi esterne (SLE)

Il valore della freccia massima raggiunta nelle travi intermedie in acciaio è il seguente:

Freccia	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	$f [cm]$	$f [cm]$	$f [cm]$	$f [cm]$
Carichi Variabili	/	/	3,24	3,24

Il valore della freccia massima raggiunta nelle travi esterne in acciaio è il seguente:

Freccia	FASE I	FASE II	FASE III	TOTALE
	$f [cm]$	$f [cm]$	$f [cm]$	$f [cm]$
Carichi Variabili	/	/	3,45	3,45

Per quanto riguarda la Fase III, legata all'azione dei soli carichi variabili, si ottiene un valore della freccia pari a 3,45 cm.

Tale valore deve risultare inferiore al valore limite pari a **1/500 della luce**, per cui si ottiene che:

$$f_{variabili} = 3,45 \text{ cm} < \frac{1}{500} L_c = \frac{1}{500} 2080 \text{ cm} = 4,16 \text{ cm}$$

Si ottiene che il valore della freccia dovuta ai soli carichi variabili risulta verificata.

VERIFICHE SISMICHE

▪ VERIFICHE DI TIPO STRUTTURALE SISMICHE

Per le verifiche strutturali di tipo sismico si rimanda ai risultati delle verifiche strutturali statiche.

▪ ANALISI MODALE

Con i parametri sismici definiti in precedenza si sono eseguite le verifiche sismiche con il calcolo dinamico.

Ovviamente è stata attuata la verifica sismica nelle tre direzioni x-y-z.

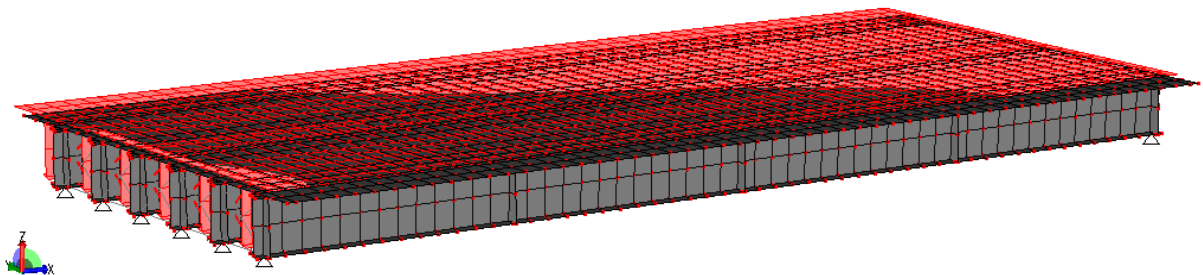
Si sono attivati un numero di modi di vibrare (15) per poter far partecipare più dell'85% delle masse col sisma nelle 3 direzioni analizzando il modello globale.

I risultati di questa verifica sono riportati dalle tabelle e dalle figure sottostanti, in cui si riportano per semplicità solo i primi modi di vibrare per ciascuna delle direzioni principali:

PROSPETTO RIASSUNTIVO MODI PRINCIPALI

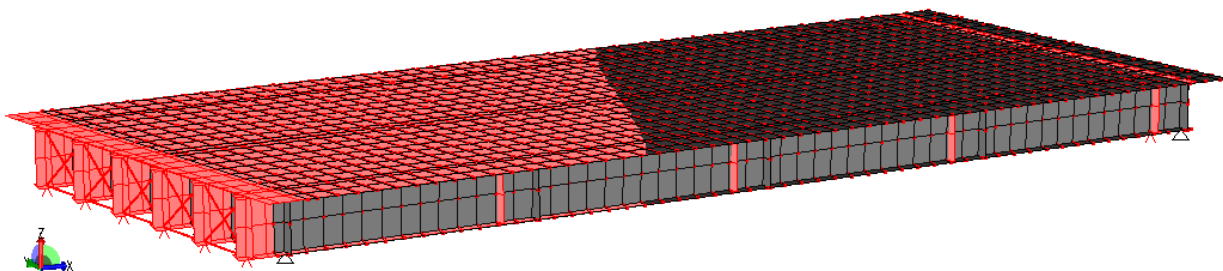
Periodo principale	T1	Massa	Massa %	Modo	Note
Direzione X	+5.02e-01	+1.71e+02	99	2	--
Direzione Y	+5.27e-01	+1.71e+02	99	1	--
Direzione Z	+2.48e-01	+1.35e+02	78	4	--

Modo 1 $f = 1.896 \text{ Hz}$ $T = 0.527 \text{ s}$



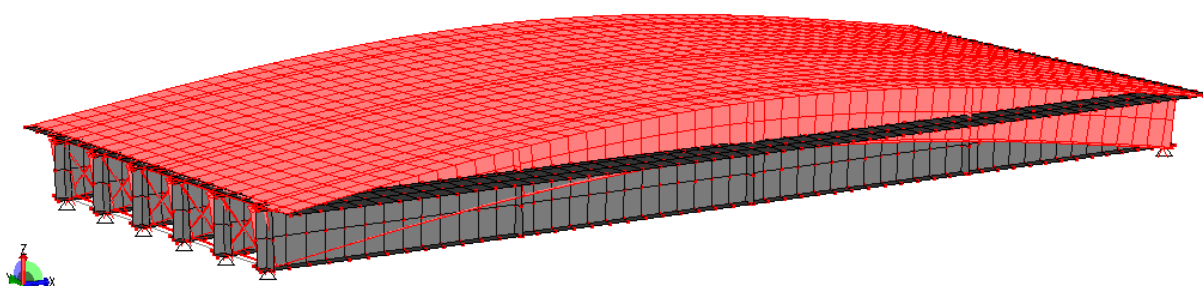
1° Modo di vibrare– principale in Y-Y

Modo 2 $f = 1.993 \text{ Hz}$ $T = 0.502 \text{ s}$



2° Modo di vibrare – principale in X-X

Modo 4 $f = 4.041 \text{ Hz}$ $T = 0.248 \text{ s}$



4° Modo di vibrare – principale in Z-Z

Si riporta di seguito una tabella con indicate le percentuali di masse partecipanti per ogni modo di vibrare della struttura nelle tre direzioni analizzate.

MASSA ECCITATA:

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 1	+5.93e-02	0	+1.71e+02	100	+2.14e-11	0
Progressiva	+5.93e-02	0	+1.71e+02	100	+2.14e-11	0
Modo: 2	+1.71e+02	100	+5.93e-02	0	+3.87e-10	0
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+4.08e-10	0
Modo: 3	+1.33e-07	0	+2.25e-08	0	+8.92e-01	1
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+8.92e-01	1
Modo: 4	+2.38e-11	0	+2.51e-09	0	+1.35e+02	79
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+1.36e+02	79

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 5	+6.56e-04	0	+4.56e-03	0	+3.28e-05	0
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+1.36e+02	79
Modo: 6	+5.70e-07	0	+3.89e-07	0	+5.50e-03	0
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+1.36e+02	79
Modo: 7	+4.35e-03	0	+2.98e-03	0	+7.01e-07	0
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+1.36e+02	79
Modo: 8	+6.01e-12	0	+1.87e-11	0	+2.07e-02	0
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+1.36e+02	79
Modo: 9	+2.65e-09	0	+1.46e-08	0	+4.44e-12	0
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+1.36e+02	79
Modo: 10	+1.47e-14	0	+8.03e-13	0	+3.17e-06	0
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+1.36e+02	79
Modo: 11	+1.26e-08	0	+6.43e-10	0	+1.94e-09	0
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+1.36e+02	79
Modo: 12	+7.98e-08	0	+6.59e-03	0	+1.60e-09	0
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+1.36e+02	79
Modo: 13	+2.43e-13	0	+1.32e-10	0	+1.45e-03	0
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+1.36e+02	79
Modo: 14	+3.37e-15	0	+1.13e-10	0	+9.99e-05	0
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+1.36e+02	79
Modo: 15	+2.36e-14	0	+1.95e-12	0	+1.26e-03	0
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+1.36e+02	79
Modo: 16	+1.34e-08	0	+6.54e-07	0	+4.00e-08	0
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+1.36e+02	79
Modo: 17	+4.52e-09	0	+1.77e-05	0	+4.08e-11	0
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+1.36e+02	79
Modo: 18	+1.55e-14	0	+1.16e-09	0	+1.68e-04	0
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+1.36e+02	79
Modo: 19	+2.08e-07	0	+1.20e-04	0	+9.04e-08	0
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+1.36e+02	79
Modo: 20	+4.90e-12	0	+1.02e-09	0	+1.97e-02	6
Progressiva	+1.71e+02	100	+1.71e+02	100	+1.36e+02	85

VERIFICA DELL'IMBOZZAMENTO DELL'ANIMA DELLA TRAVE

Si sviluppano le seguenti verifiche nei confronti dei fenomeni d'instabilità dell'equilibrio allo stato limite ultimo utilizzando la procedura suggerita dalle N.T.C. 2018.

Stabilità dei pannelli soggetti a taglio

$$\frac{h_w}{t} = \frac{1156}{12} = 96,33 \geq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1,2} \cdot 0,814 = 48,84$$

dove:

h_w = altezza dell'anima = 1156 mm;

$\eta = 1,2$;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y} [MPa]} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814;$$

$f_y = 355 [MPa]$ = tensione di snervamento.

È necessaria la verifica a taglio e devono essere previsti irrigidimenti trasversali in corrispondenza degli appoggi.

La resistenza all'instabilità per taglio di un pannello d'anima fra due irrigidimenti è espressa da:

$$V_{b,rd} = V_{bw} + V_{bf,rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m1}}$$

dove:

f_{yw} è la tensione di snervamento del pannello;

χ_w è il coefficiente di instabilità;

γ_{m1} è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità = 1,10 per ponti;

V_{bw} è il contributo resistente dell'anima;

$$V_{bw,rd} = \frac{\chi \cdot k_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m1}}$$

parametro di snellezza $\lambda_w = 0,76 \cdot \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}}$

tensione tangenziale critica $\tau_{cr} = \sigma_E \cdot k\tau$

con a = lunghezza del pannello = 5200,00mm;

con σ_E = tensione critica euleriana;

per $\frac{a}{h_w} = \frac{5200}{1156} = 4,50 > 1$

$$\text{quindi } k_{\tau} = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 = 5,34 + 4,00 \left(\frac{1156}{5200} \right)^2 = 5,54;$$

$$\sigma_E = 190.000 \cdot \left(\frac{t}{h_w} \right)^2 = 190.000 \cdot \left(\frac{12}{1156} \right)^2 = 20,47 \text{ MPa};$$

$$\tau_{cr} = 5,54 \cdot 20,47 = 113,38 \text{ MPa};$$

$$\lambda_w = 0,76 \cdot \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{rc}}} = 0,76 \cdot \sqrt{\frac{355}{113,48}} = 1,345;$$

$$\lambda_w \geq 1,08 \text{ quindi } \chi_w = \frac{0,83}{\lambda_w} = 0,617$$

$$V_{bw,rd} = \frac{0,617 \cdot 355 \cdot 1156 \cdot 12}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1594774 \text{ N} \approx 159.477 \text{ Kg}$$

Contributo di resistenza della piattabanda di rinforzo.

$$V_{bw,rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{a \cdot \left(0,25 + \frac{1,60 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) \cdot \gamma_{M1}} = \frac{146,5 \cdot 12^2 \cdot 355}{5200 \cdot \left(0,25 + \frac{1,60 \cdot 146,5 \cdot 12^2 \cdot 355}{12 \cdot 1156^2 \cdot 355} \right) \cdot 1,1} = 5.194 \text{ N}$$

$$\approx 519,4 \text{ Kg}$$

Con b_f larghezza efficace dell'anima $= 15 \cdot \varepsilon \cdot t_f = 15 \cdot 0,814 \cdot 12 = 146,5 \text{ mm}$; $t_f = 12 \text{ mm}$ spessore della piattabanda di rinforzo.

Perciò la resistenza totale a taglio del pannello d'anima risulta:

$$V_{b,rd} = 159.477 + 519 = 159996 \text{ Kg} < \frac{1,2 \cdot 355 \cdot 1156 \cdot 12}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 3101668 \text{ N} \approx 310.167 \text{ Kg}$$

la reazione massima allo stato limite ultimo risulta

$$R_{max} = 14.030 + 8052 + 42.200 = 64.282 \text{ Kg} < V_{b,rd} \text{ La verifica è soddisfatta.}$$

VERIFICHE DEI CONNETTORI

I connettori scelti sono tipo Nelson con testa, aventi gambo di diametro $\Phi = 19\text{mm}$.

Dovrà essere garantita la loro duttilità. La loro capacità di deformazione a taglio dovrà essere superiore a 6mm.

Il piolo dovrà essere dotato di testa e dovrà essere saldato automaticamente sull'ala superiore della trave.

I connettori che si utilizzeranno dovranno essere garantiti per:

- tensioni di snervamento minime di 3500 Kg/cm^2 ;
- tensioni di rottura minime 4500 Kg/cm^2 ;

La lunghezza dei connettori di 150mm rispetta le norme che li richiede più lunghi di $\frac{s}{2} = \frac{20}{2} = 10\text{cm}$ (ove s è lo spessore totale della soletta).

Secondo le N.T.C. 2018 la resistenza di calcolo (a rottura) per taglio di un piolo dotato di testa, saldato automaticamente con collare di saldatura normale si può assumere fra il minore di questi due valori:

- $P_{rd,a} = 0,8 \cdot f_{tk} \cdot \frac{(\pi \cdot \frac{d^2}{4})}{\gamma_v}$
- $P_{rd,c} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{(f_{ck} \cdot E_c)^{0,5}}{\gamma_v}$

dove:

- $\gamma_v = 1,25$ fattore parziale di sicurezza per i pioli;
- $f_{tk} = 4500 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$ resistenza a rottura dell'acciaio del piolo;
- $f_{ck} \cong 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ (resistenza cilindrica del calcestruzzo);
- $d = 19 \text{ mm}$ diametro del piolo;
- $\square_{sc} = 150\text{mm}$;
- $\alpha = 1$ per $\left(\frac{\square_{sc}}{d} = \frac{150}{19} = 7.89 > 4\right)$.

Risulta:

- $P_{rd,a} = 0,8 \cdot 4500 \cdot \frac{(\pi \cdot \frac{1,9^2}{4})}{1,25} = 8166 \text{ kg}$
- $P_{rd,c} = 0,29 \cdot 1 \cdot 1,9^2 \cdot \frac{(350 \cdot 340770)^{0,5}}{1,25} = 9147 \text{ Kg}$.

VERIFICA RESISTENZA CONNETTORI - NTC 4.3.4.3.1.2.

SOLETTA DI CLS PIENA			
Fattore parziale (ntc §4.3.3)	γ_v	1,25	
Resistenza caratteristica a rottura acciaio del piolo	$f_{tk} = [\text{MPa}]$	450 $\leq 500 \text{ MPa}$	OK
Resistenza cilindrica caratteristica del cls della soletta	$f_{ck} = [\text{MPa}]$	35	
Diametro piolo	$d = [\text{mm}]$	19	
Altezza del piolo dopo la saldatura	$h_{sc} = [\text{mm}]$	150	
Valor medio del modulo elastico del cls della soletta	$E_{cm} = [\text{MPa}]$	34077	
Rapporto	h_{sc}/d	7,89	
Alfa	α	1	
RESISTENZA CONNETTORE			
Resistenza lato acciaio			
$PR_{d,\alpha} = 0,8 \cdot f_{tk} \cdot (\pi \cdot d^2/4) / \gamma_v$	$PR_{d,\alpha} = [\text{kg}]$	8166	
Resistenza lato calcestruzzo			
$PR_{d,c} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0,5} / \gamma_v$	$PR_{d,c} = [\text{kg}]$	9147	
Resistenza di progetto	$PR_d = [\text{kg}]$	8166	

Il piolo $\Phi 19$ mm tipo Nelson scelto resiste ad un'azione di taglio pari a 8166 Kg.

Per la determinazione dei tagli massimi sui pioli non si è considerata la fase iniziale dovuta al peso proprio delle travi e del getto dato che, a soletta fresca, i pioli non lavorano.

Il taglio usato per la verifica è ottenuto dal taglio T_x (secondo x) e T_y (secondo y) massimi, ricavati considerando l'involuppo di tutte le combinazioni SLU, combinato in questo modo

$$T = \sqrt{T_x^2 + T_y^2} \quad (\text{a rottura}).$$

A favore della sicurezza le due azioni massime T_x e T_y sono state considerate agenti sul medesimo piolo, in maniera tale da condurre un'unica verifica.

Nel modello agli elementi finiti i connettori sono stati tutti modellati ad interassi di 40 cm.

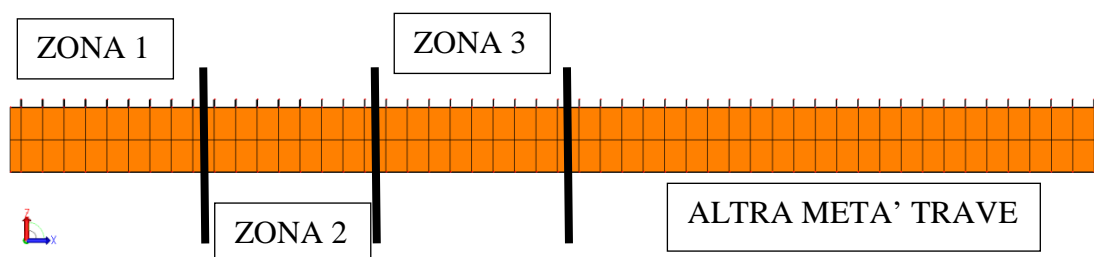
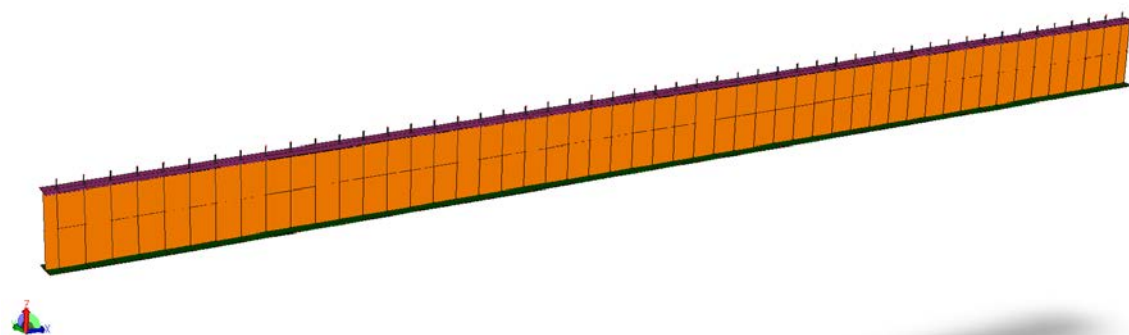
Per ottenere la sollecitazione agente sul singolo piolo, considerando che verranno installati a passi differenti di 10, 15 e 20 cm, si sono svolti i seguenti passaggi.

Sono stati esaminati i connettori della trave di monte che risulta la più sollecitata. La suddetta trave è stata divisa a metà, che a sua volta è stata divisa in tre zone, ciascuna caratterizzata dalla presenza di 9 pioli.

Come per le verifiche della soletta, anche le verifiche dei connettori sono state condotte considerando che il calcestruzzo ha peso pari a 2500 kg/mc e modulo elastico pari a $E_c = 348.000 \text{ kg/cm}^2$ (Condizione di carico n.17).

Sono state analizzate le seguenti combinazioni create appositamente per ciascun stato limite:

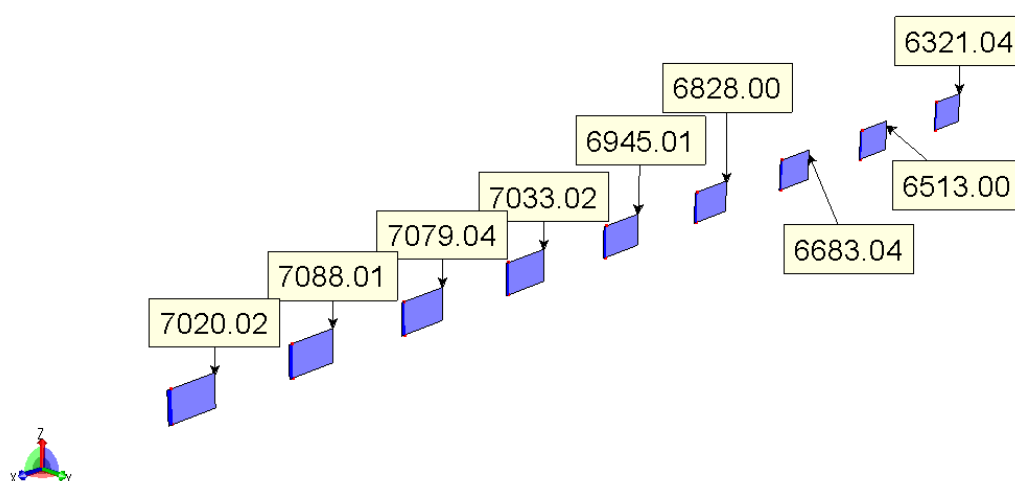
- SLU: combinazione n.41 e n.42;
- SLE rara: combinazione n.43 e n.44;
- SLE frequente: combinazione n.45 e n.46;
- SLE quasi permanente: combinazione n.47 e n.48;
- SLV: combinazione n.20 e n.21.



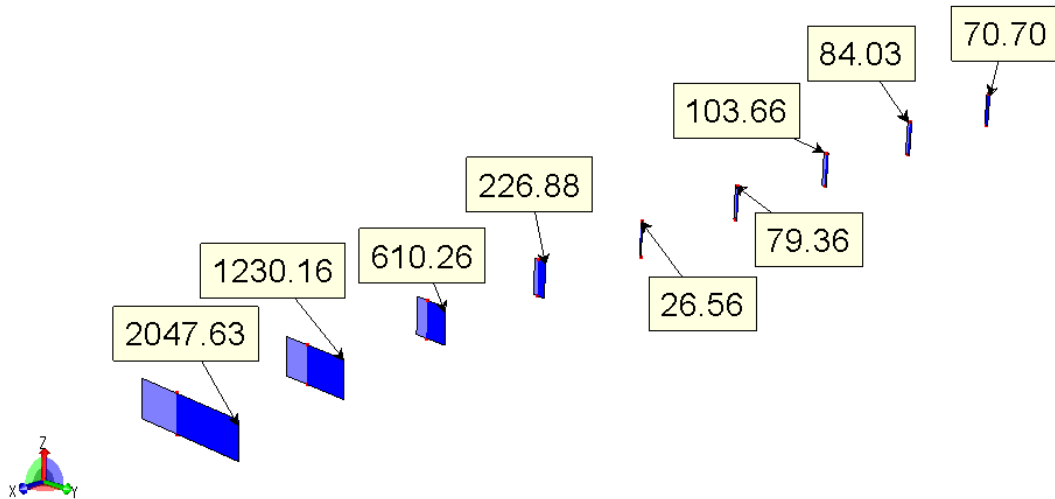
Vista della trave di monte divisa in 3e zone

Per ciascuna zona sono state valutate le sollecitazioni di taglio nelle due direzioni Tx e Ty agenti sui singoli connettori e sommate tra loro ottenendo i seguenti risultati:

ZONA 1



Sforzi di taglio Tx – connettori Zona 1



Sforzi di taglio Ty – connettori Zona 1

Dalla somma di tutte le sollecitazioni si ottiene:

$$T_{X,TOT} = 61510 \text{ kg}$$

$$T_{Y,TOT} = 4480 \text{ kg}$$

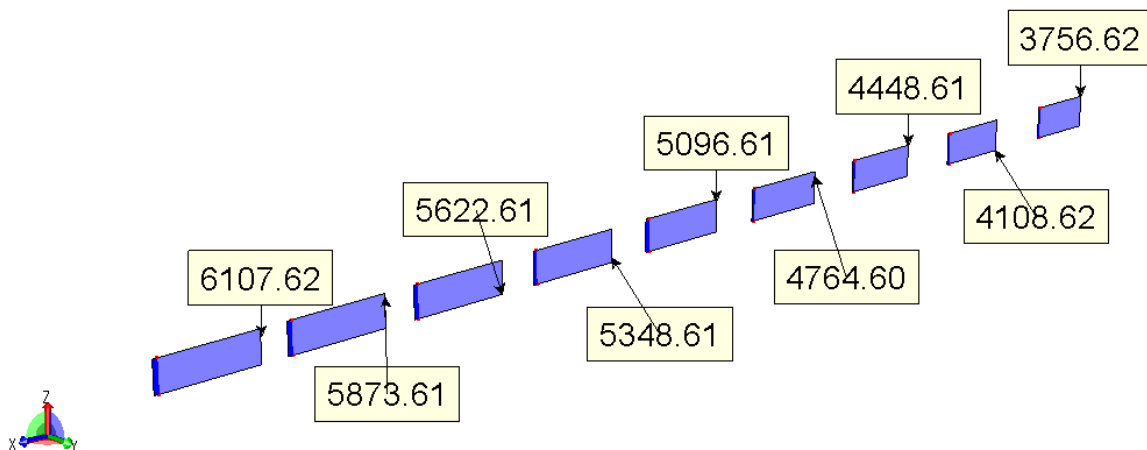
Considerando di disporre i connettori a passo 10 cm significa che nella ZONA 1, lunga 346 cm, ci vanno n.35 connettori. Considerando una distribuzione uniforme dello sforzo totale all'interno della suddetta zona si ottiene che ogni piolo risulta sollecitato dai seguenti sforzi:

$$T_X = 61510 \text{ kg} / 35 = 1757 \text{ Kg}$$

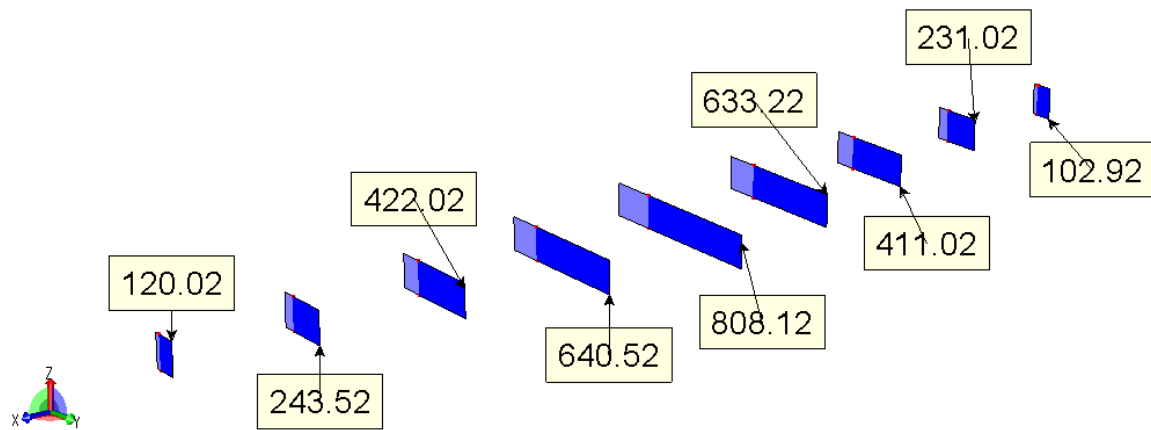
$$T_Y = 4480 \text{ kg} / 35 = 128 \text{ Kg}$$

$$T = (1757^2 + 128^2)^{0.5} = 1762 \text{ Kg} < P_{rd} = 8166 \text{ kg} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

ZONA 2



Sforzi di taglio Tx – connettori Zona 2



Sforzi di taglio T_y – connettori Zona 2

Dalla somma di tutte le sollecitazioni si ottiene:

$$T_{X,TOT} = 45131 \text{ kg}$$

$$T_{Y,TOT} = 3613 \text{ kg}$$

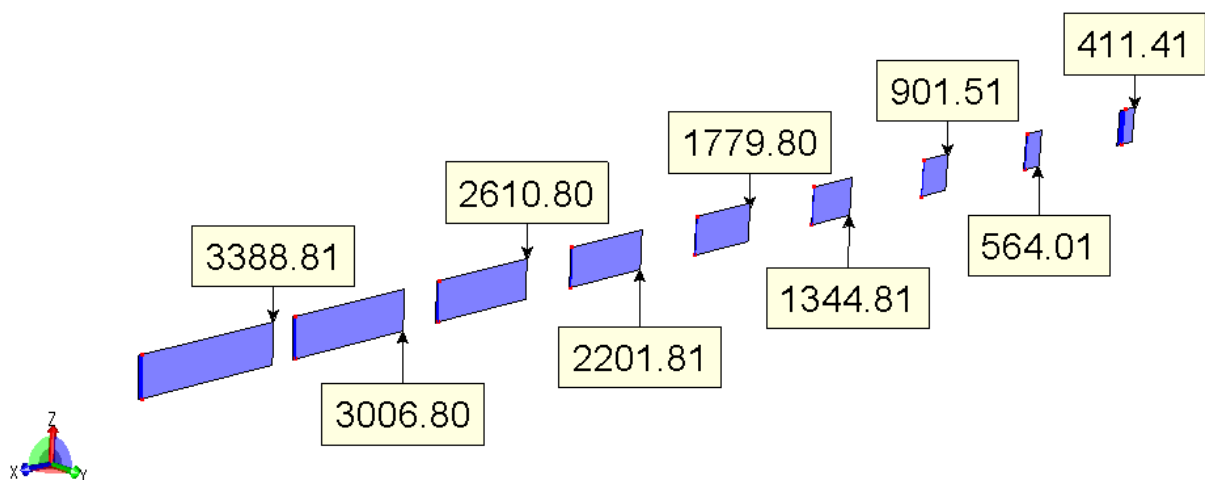
Considerando di disporre i connettori a passo 15 cm significa che nella ZONA 2, lunga 346 cm, ci vanno n.23 connettori. Considerando una distribuzione uniforme dello sforzo totale all'interno della suddetta zona si ottiene che ogni piolo risulta sollecitato dai seguenti sforzi:

$$T_X = 45131 \text{ kg} / 23 = 1962 \text{ Kg}$$

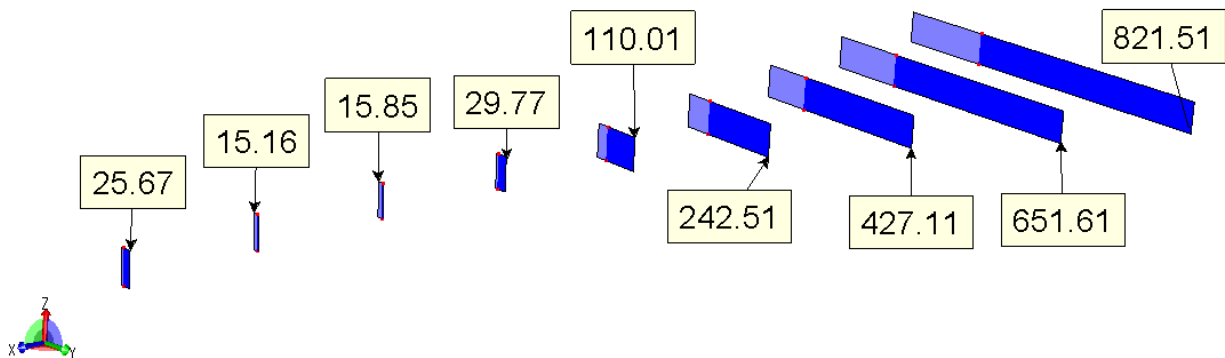
$$T_Y = 3613 \text{ kg} / 23 = 157 \text{ Kg}$$

$$T = (1962^2 + 157^2)^{0.5} = \mathbf{1968 \text{ Kg}} < P_{rd} = 8166 \text{ kg} \rightarrow \mathbf{VERIFICATO}$$

ZONA 3



Sforzi di taglio T_x – connettori Zona 3



Sforzi di taglio T_y – connettori Zona 3

Dalla somma di tutte le sollecitazioni si ottiene:

$$T_{X,TOT} = 16211 \text{ kg}$$

$$T_{Y,TOT} = 2341 \text{ kg}$$

Considerando di disporre i connettori a passo 20 cm significa che nella ZONA 3, lunga 346 cm, ci vanno n.17 connettori. Considerando una distribuzione uniforme dello sforzo totale all'interno della suddetta zona si ottiene che ogni piolo risulta sollecitato dai seguenti sforzi:

$$T_X = 16211 \text{ kg} / 17 = 954 \text{ Kg}$$

$$T_Y = 2341 \text{ kg} / 17 = 138 \text{ Kg}$$

$$T = (954^2 + 138^2)^{0.5} = \mathbf{964 \text{ Kg}} < P_{rd} = 8166 \text{ kg} \rightarrow \mathbf{VERIFICATO}$$

REAZIONI D'APPOGGIO

Di seguito vengono riassunte le reazioni d'appoggio per ogni combinazione di carico che si sviluppano per ogni Fase della struttura.

Gli appoggi vengono di seguito evidenziati in funzione della numeratura dei relativi nodi all'interno della procedura di calcolo.



Numerazione dei nodi che caratterizzano i punti di appoggio nel modello (vista prospettica)



Numerazione dei nodi che caratterizzano i punti di appoggio nel modello (vista in pianta)

Le reazioni vincolari espresse di seguito in Kg, evidenziano con:

FX = forza orizzontale longitudinale

FY = forza orizzontale trasversale

FZ = forza verticale

- **FASE I: MONTAGGIO DELL'IMPALCATO PREFABBRICATO E GETTO DELLA SOLETTA (VERIFICA CON LE SOLE TRAVI REAGENTI)**

Nodo	c.c.	FX	FY	FZ
2238	1	-562,80	-19,49	14030,00
2244	1	-527,10	-6,19	11560,00
2250	1	-514,50	-1,81	11300,00
2256	1	-504,80	1,75	11280,00
2262	1	-497,20	4,01	11530,00
2268	1	-510,10	-2,10	13860,00
3535	1	510,30	2,21	13860,00
3541	1	497,40	-3,94	11540,00
3547	1	504,90	-1,72	11290,00
3553	1	514,40	1,79	11300,00
3559	1	527,00	6,13	11560,00
3565	1	562,50	19,38	14020,00

- **FASE II A BREVE TERMINE: SOLETTA REAGENTE A VITA INIZIALE CON CLS MATURO CHE NON HA ANCORA SVILUPPATO IL RITIRO**

Nodo	c.c.	FX	FY	FZ
2238	2	-246,50	-24,81	8052,00
2244	2	-220,70	-14,39	5172,00
2250	2	-203,60	-8,18	5193,00
2256	2	-188,30	-2,16	5342,00
2262	2	-173,60	3,85	5566,00
2268	2	-163,60	8,44	6450,00
3535	2	163,70	-8,41	6454,00
3541	2	173,70	-3,82	5569,00
3547	2	188,40	2,17	5343,00
3553	2	203,60	8,18	5192,00
3559	2	220,70	14,36	5172,00
3565	2	246,40	24,76	8046,00

• **FASE II A LUNGO TERMINE: SOLETTA REAGENTE CON CLS RILASSATO ED EFFETTI DOVUTI AL RITIRO**

Nodo	c.c.	FX	FY	FZ
2238	3	-322,10	-41,66	7060,00
2244	3	-282,60	-26,11	5485,00
2250	3	-252,60	-16,10	5696,00
2256	3	-221,60	-5,79	5699,00
2262	3	-189,90	5,31	5646,00
2268	3	-166,60	14,72	6188,00
3535	3	166,70	-14,68	6192,00
3541	3	190,00	-5,27	5650,00
3547	3	221,60	5,82	5700,00
3553	3	252,60	16,10	5695,00
3559	3	282,50	26,08	5484,00
3565	3	321,90	41,60	7055,00

• **FASE III: STRUTTURA SOGGETTA AI CARICHI VARIABILI**

Nodo	c.c.	FX	FY	FZ
2238	4	-1264,00	-184,30	38340,00
2238	5	-628,80	-99,82	21080,00
2238	6	-5633,00	449,80	21930,00
2238	7	-5156,00	513,20	8984,00
2238	8	4075,00	-669,50	22390,00
2238	9	4551,00	-606,20	9440,00
2238	10	-1941,00	-1110,00	42200,00
2238	11	-609,80	-696,90	37690,00
2238	12	-1306,00	-1025,00	24930,00
2238	13	25,58	-612,40	20430,00
2238	14	-6310,00	-475,50	25780,00
2238	15	-5833,00	-412,10	12840,00
2238	16	4729,00	-1182,00	21740,00
2238	17	5206,00	-1119,00	8788,00
2238	18	-1110,00	-343,90	3753,00
2238	19	1110,00	343,90	-3753,00
2244	4	-1083,00	-112,20	19400,00
2244	5	-529,30	-60,23	10480,00
2244	6	-5444,00	527,30	11760,00
2244	7	-5028,00	566,30	5073,00
2244	8	4101,00	-661,50	10600,00
2244	9	4516,00	-622,50	3916,00
2244	10	-1779,00	-951,90	18790,00
2244	11	-400,20	-710,00	20710,00
2244	12	-1226,00	-899,90	9868,00
2244	13	153,30	-658,00	11800,00

2244	14	-6140,00	-312,30	11150,00
2244	15	-5725,00	-273,30	4464,00
2244	16	4784,00	-1259,00	11920,00
2244	17	5199,00	-1220,00	5234,00
2244	18	-1149,00	-201,50	-1606,00
2244	19	1149,00	201,50	1606,00
2250	4	-936,30	-56,79	17960,00
2250	5	-446,30	-28,48	9437,00
2250	6	-5278,00	592,50	11090,00
2250	7	-4911,00	613,80	4700,00
2250	8	4108,00	-661,80	9858,00
2250	9	4475,00	-640,50	3469,00
2250	10	-1659,00	-814,20	17350,00
2250	11	-218,50	-734,40	18850,00
2250	12	-1169,00	-785,90	8833,00
2250	13	271,50	-706,10	10340,00
2250	14	-6001,00	-164,90	10480,00
2250	15	-5633,00	-143,70	4096,00
2250	16	4826,00	-1339,00	10760,00
2250	17	5193,00	-1318,00	4367,00
2250	18	-1200,00	-66,56	-1252,00
2250	19	1200,00	66,56	1252,00
2256	4	-790,00	2,50	16830,00
2256	5	-362,60	5,51	8099,00
2256	6	-5114,00	659,10	10660,00
2256	7	-4793,00	661,40	4113,00
2256	8	4115,00	-659,00	9576,00
2256	9	4435,00	-656,70	3031,00
2256	10	-1538,00	-671,90	15700,00
2256	11	-35,54	-753,60	17440,00
2256	12	-1111,00	-668,90	6972,00
2256	13	391,80	-750,60	8710,00
2256	14	-5862,00	-15,34	9530,00
2256	15	-5542,00	-13,07	2985,00
2256	16	4869,00	-1415,00	10190,00
2256	17	5190,00	-1413,00	3642,00
2256	18	-1252,00	68,04	-1448,00
2256	19	1252,00	-68,04	1448,00
2262	4	-646,10	63,58	16850,00
2262	5	-282,10	39,48	7615,00
2262	6	-4950,00	726,20	10940,00
2262	7	-4678,00	708,10	4018,00
2262	8	4121,00	-653,80	9718,00
2262	9	4394,00	-671,80	2794,00
2262	10	-1422,00	-528,30	15040,00
2262	11	144,40	-770,10	17980,00
2262	12	-1058,00	-552,30	5808,00
2262	13	508,50	-794,20	8742,00
2262	14	-5727,00	134,40	9136,00

2262	15	-5454,00	116,30	2211,00
2262	16	4912,00	-1488,00	10850,00
2262	17	5185,00	-1506,00	3921,00
2262	18	-1306,00	201,60	-2446,00
2262	19	1306,00	-201,60	2446,00
2268	4	-524,10	115,70	11560,00
2268	5	-214,20	68,15	4515,00
2268	6	-4804,00	785,90	8640,00
2268	7	-4571,00	750,20	3358,00
2268	8	4119,00	-651,50	5906,00
2268	9	4352,00	-687,10	624,20
2268	10	-1334,00	-393,10	12070,00
2268	11	306,40	-794,90	8473,00
2268	12	-1024,00	-440,60	5029,00
2268	13	616,30	-842,50	1431,00
2268	14	-5614,00	277,10	9155,00
2268	15	-5381,00	241,40	3873,00
2268	16	4950,00	-1562,00	2822,00
2268	17	5182,00	-1598,00	-2460,00
2268	18	-1367,00	334,80	2999,00
2268	19	1367,00	-334,80	-2999,00
3535	4	867,80	22,29	27180,00
3535	5	445,80	15,30	37210,00
3535	6	-4314,00	-710,50	15830,00
3535	7	-4630,00	-715,70	23360,00
3535	8	5375,00	727,80	15290,00
3535	9	5059,00	722,50	22820,00
3535	10	1698,00	-888,40	30260,00
3535	11	57,93	-486,50	26660,00
3535	12	1276,00	-895,40	40300,00
3535	13	-364,10	-493,50	36700,00
3535	14	-3483,00	-1621,00	18920,00
3535	15	-3800,00	-1626,00	26440,00
3535	16	4565,00	219,00	14780,00
3535	17	4249,00	213,80	22300,00
3535	18	1367,00	-334,90	2997,00
3535	19	-1367,00	334,90	-2997,00
3541	4	870,30	26,06	22910,00
3541	5	439,70	17,12	34260,00
3541	6	-4227,00	-675,40	12720,00
3541	7	-4550,00	-682,10	21230,00
3541	8	5301,00	700,90	13860,00
3541	9	4978,00	694,20	22380,00
3541	10	1661,00	-807,70	21780,00
3541	11	93,90	-565,80	24720,00
3541	12	1230,00	-816,60	33130,00
3541	13	-336,70	-574,80	36070,00
3541	14	-3436,00	-1509,00	11590,00
3541	15	-3759,00	-1516,00	20100,00

3541	16	4524,00	109,00	15670,00
3541	17	4201,00	102,30	24180,00
3541	18	1306,00	-201,60	-2446,00
3541	19	-1306,00	201,60	2446,00
3547	4	878,40	30,14	21220,00
3547	5	433,80	19,81	37100,00
3547	6	-4138,00	-639,90	11700,00
3547	7	-4471,00	-647,70	23620,00
3547	8	5233,00	675,00	12980,00
3547	9	4900,00	667,30	24900,00
3547	10	1633,00	-725,90	20600,00
3547	11	130,00	-644,40	22340,00
3547	12	1188,00	-736,20	36490,00
3547	13	-314,60	-654,70	38230,00
3547	14	-3384,00	-1396,00	11100,00
3547	15	-3717,00	-1404,00	23010,00
3547	16	4485,00	0,51	14110,00
3547	17	4152,00	-7,24	26030,00
3547	18	1252,00	-67,92	-1448,00
3547	19	-1252,00	67,92	1448,00
3553	4	875,80	29,64	19020,00
3553	5	407,20	15,46	31880,00
3553	6	-4055,00	-606,40	10730,00
3553	7	-4406,00	-617,10	20370,00
3553	8	5160,00	646,00	11930,00
3553	9	4809,00	635,40	21570,00
3553	10	1594,00	-647,90	18130,00
3553	11	153,50	-727,90	19630,00
3553	12	1125,00	-662,10	30980,00
3553	13	-315,10	-742,10	32490,00
3553	14	-3337,00	-1284,00	9828,00
3553	15	-3689,00	-1295,00	19470,00
3553	16	4438,00	-111,50	12540,00
3553	17	4087,00	-122,20	22180,00
3553	18	1200,00	66,68	-1253,00
3553	19	-1200,00	-66,68	1253,00
3559	4	870,60	28,55	17970,00
3559	5	379,40	7,25	23220,00
3559	6	-3975,00	-573,00	10280,00
3559	7	-4343,00	-589,00	14220,00
3559	8	5086,00	616,00	11650,00
3559	9	4718,00	600,00	15590,00
3559	10	1553,00	-569,30	16660,00
3559	11	174,30	-811,10	18580,00
3559	12	1062,00	-590,60	21910,00
3559	13	-316,90	-832,40	23830,00
3559	14	-3292,00	-1171,00	8962,00
3559	15	-3661,00	-1187,00	12900,00
3559	16	4390,00	-223,70	12260,00

3559	17	4022,00	-239,70	16200,00
3559	18	1149,00	201,50	-1605,00
3559	19	-1149,00	-201,50	1605,00
3565	4	880,60	34,87	15230,00
3565	5	357,50	0,44	19550,00
3565	6	-3889,00	-535,60	8738,00
3565	7	-4282,00	-561,40	11980,00
3565	8	5025,00	591,20	11260,00
3565	9	4633,00	565,40	14500,00
3565	10	1535,00	-477,80	15880,00
3565	11	203,60	-890,40	11370,00
3565	12	1012,00	-512,20	20200,00
3565	13	-319,50	-924,80	15690,00
3565	14	-3235,00	-1048,00	9388,00
3565	15	-3627,00	-1074,00	12630,00
3565	16	4348,00	-334,00	7402,00
3565	17	3956,00	-359,80	10640,00
3565	18	1110,00	343,80	3754,00
3565	19	-1110,00	-343,80	-3754,00

La reazione globale su di un appoggio è determinata dalla somma delle reazioni che si sviluppano durante le diverse fasi a cui la struttura è sottoposta. Si ottengono pertanto due situazioni limite che si differenziano dalla tipologia della FASE II che viene considerata.

• **REAZIONI GLOBALI: FASE I + FASE II Breve Termine + FASE III**

Nodo	c.c.	FX	FY	FZ
2238	4	-2073,30	-228,60	60422,00
2238	5	-1438,10	-144,12	43162,00
2238	6	-6442,30	405,50	44012,00
2238	7	-5965,30	468,90	31066,00
2238	8	3265,70	-713,80	44472,00
2238	9	3741,70	-650,50	31522,00
2238	10	-2750,30	-1154,30	64282,00
2238	11	-1419,10	-741,20	59772,00
2238	12	-2115,30	-1069,30	47012,00
2238	13	-783,72	-656,70	42512,00
2238	14	-7119,30	-519,80	47862,00
2238	15	-6642,30	-456,40	34922,00
2238	16	3919,70	-1226,30	43822,00
2238	17	4396,70	-1163,30	30870,00
2238	18	-1919,30	-388,20	25835,00
2238	19	300,70	299,60	18329,00
2244	4	-1830,80	-132,78	36132,00
2244	5	-1277,10	-80,81	27212,00

2244	6	-6191,80	506,72	28492,00
2244	7	-5775,80	545,72	21805,00
2244	8	3353,20	-682,08	27332,00
2244	9	3768,20	-643,08	20648,00
2244	10	-2526,80	-972,48	35522,00
2244	11	-1148,00	-730,58	37442,00
2244	12	-1973,80	-920,48	26600,00
2244	13	-594,50	-678,58	28532,00
2244	14	-6887,80	-332,88	27882,00
2244	15	-6472,80	-293,88	21196,00
2244	16	4036,20	-1279,58	28652,00
2244	17	4451,20	-1240,58	21966,00
2244	18	-1896,80	-222,08	15126,00
2244	19	401,20	180,92	18338,00
2250	4	-1654,40	-66,78	34453,00
2250	5	-1164,40	-38,47	25930,00
2250	6	-5996,10	582,51	27583,00
2250	7	-5629,10	603,81	21193,00
2250	8	3389,90	-671,79	26351,00
2250	9	3756,90	-650,49	19962,00
2250	10	-2377,10	-824,19	33843,00
2250	11	-936,60	-744,39	35343,00
2250	12	-1887,10	-795,89	25326,00
2250	13	-446,60	-716,09	26833,00
2250	14	-6719,10	-174,89	26973,00
2250	15	-6351,10	-153,69	20589,00
2250	16	4107,90	-1348,99	27253,00
2250	17	4474,90	-1327,99	20860,00
2250	18	-1918,10	-76,55	15241,00
2250	19	481,90	56,57	17745,00
2256	4	-1483,10	2,09	33452,00
2256	5	-1055,70	5,10	24721,00
2256	6	-5807,10	658,69	27282,00
2256	7	-5486,10	660,99	20735,00
2256	8	3421,90	-659,41	26198,00
2256	9	3741,90	-657,11	19653,00
2256	10	-2231,10	-672,31	32322,00
2256	11	-728,64	-754,01	34062,00
2256	12	-1804,10	-669,31	23594,00
2256	13	-301,30	-751,01	25332,00
2256	14	-6555,10	-15,75	26152,00
2256	15	-6235,10	-13,48	19607,00
2256	16	4175,90	-1415,41	26812,00
2256	17	4496,90	-1413,41	20264,00
2256	18	-1945,10	67,63	15174,00
2256	19	558,90	-68,45	18070,00
2262	4	-1316,90	71,43	33946,00
2262	5	-952,90	47,33	24711,00
2262	6	-5620,80	734,05	28036,00

2262	7	-5348,80	715,95	21114,00
2262	8	3450,20	-645,95	26814,00
2262	9	3723,20	-663,95	19890,00
2262	10	-2092,80	-520,45	32136,00
2262	11	-526,40	-762,25	35076,00
2262	12	-1728,80	-544,45	22904,00
2262	13	-162,30	-786,35	25838,00
2262	14	-6397,80	142,25	26232,00
2262	15	-6124,80	124,15	19307,00
2262	16	4241,20	-1480,15	27946,00
2262	17	4514,20	-1498,15	21017,00
2262	18	-1976,80	209,45	14650,00
2262	19	635,20	-193,75	19542,00
2268	4	-1197,80	122,04	31870,00
2268	5	-887,90	74,49	24825,00
2268	6	-5477,70	792,24	28950,00
2268	7	-5244,70	756,54	23668,00
2268	8	3445,30	-645,16	26216,00
2268	9	3678,30	-680,76	20934,20
2268	10	-2007,70	-386,76	32380,00
2268	11	-367,30	-788,56	28783,00
2268	12	-1697,70	-434,26	25339,00
2268	13	-57,40	-836,16	21741,00
2268	14	-6287,70	283,44	29465,00
2268	15	-6054,70	247,74	24183,00
2268	16	4276,30	-1555,66	23132,00
2268	17	4508,30	-1591,66	17850,00
2268	18	-2040,70	341,14	23309,00
2268	19	693,30	-328,46	17311,00
3535	4	1541,80	16,09	47494,00
3535	5	1119,80	9,10	57524,00
3535	6	-3640,00	-716,70	36144,00
3535	7	-3956,00	-721,90	43674,00
3535	8	6049,00	721,60	35604,00
3535	9	5733,00	716,30	43134,00
3535	10	2372,00	-894,60	50574,00
3535	11	731,93	-492,70	46974,00
3535	12	1950,00	-901,60	60614,00
3535	13	309,90	-499,70	57014,00
3535	14	-2809,00	-1627,20	39234,00
3535	15	-3126,00	-1632,20	46754,00
3535	16	5239,00	212,80	35094,00
3535	17	4923,00	207,60	42614,00
3535	18	2041,00	-341,10	23311,00
3535	19	-693,00	328,70	17317,00
3541	4	1541,40	18,30	40019,00
3541	5	1110,80	9,36	51369,00
3541	6	-3555,90	-683,16	29829,00
3541	7	-3878,90	-689,86	38339,00

3541	8	5972,10	693,14	30969,00
3541	9	5649,10	686,44	39489,00
3541	10	2332,10	-815,46	38889,00
3541	11	765,00	-573,56	41829,00
3541	12	1901,10	-824,36	50239,00
3541	13	334,40	-582,56	53179,00
3541	14	-2764,90	-1516,76	28699,00
3541	15	-3087,90	-1523,76	37209,00
3541	16	5195,10	101,24	32779,00
3541	17	4872,10	94,54	41289,00
3541	18	1977,10	-209,36	14663,00
3541	19	-634,90	193,84	19555,00
3547	4	1571,70	30,59	37853,00
3547	5	1127,10	20,26	53733,00
3547	6	-3444,70	-639,45	28333,00
3547	7	-3777,70	-647,25	40253,00
3547	8	5926,30	675,45	29613,00
3547	9	5593,30	667,75	41533,00
3547	10	2326,30	-725,45	37233,00
3547	11	823,30	-643,95	38973,00
3547	12	1881,30	-735,75	53123,00
3547	13	378,70	-654,25	54863,00
3547	14	-2690,70	-1395,55	27733,00
3547	15	-3023,70	-1403,55	39643,00
3547	16	5178,30	0,96	30743,00
3547	17	4845,30	-6,78	42663,00
3547	18	1945,30	-67,47	15185,00
3547	19	-558,70	68,37	18081,00
3553	4	1593,80	39,60	35512,00
3553	5	1125,20	25,42	48372,00
3553	6	-3337,00	-596,44	27222,00
3553	7	-3688,00	-607,14	36862,00
3553	8	5878,00	655,96	28422,00
3553	9	5527,00	645,36	38062,00
3553	10	2312,00	-637,94	34622,00
3553	11	871,50	-717,94	36122,00
3553	12	1843,00	-652,14	47472,00
3553	13	402,90	-732,14	48982,00
3553	14	-2619,00	-1274,04	26320,00
3553	15	-2971,00	-1285,04	35962,00
3553	16	5156,00	-101,54	29032,00
3553	17	4805,00	-112,24	38672,00
3553	18	1918,00	76,64	15239,00
3553	19	-482,00	-56,72	17745,00
3559	4	1618,30	49,04	34702,00
3559	5	1127,10	27,74	39952,00
3559	6	-3227,30	-552,51	27012,00
3559	7	-3595,30	-568,51	30952,00
3559	8	5833,70	636,49	28382,00

3559	9	5465,70	620,49	32322,00
3559	10	2300,70	-548,81	33392,00
3559	11	922,00	-790,61	35312,00
3559	12	1809,70	-570,11	38642,00
3559	13	430,80	-811,91	40562,00
3559	14	-2544,30	-1150,51	25694,00
3559	15	-2913,30	-1166,51	29632,00
3559	16	5137,70	-203,21	28992,00
3559	17	4769,70	-219,21	32932,00
3559	18	1896,70	221,99	15127,00
3559	19	-401,30	-181,01	18337,00
3565	4	1689,50	79,01	37296,00
3565	5	1166,40	44,58	41616,00
3565	6	-3080,10	-491,46	30804,00
3565	7	-3473,10	-517,26	34046,00
3565	8	5833,90	635,34	33326,00
3565	9	5441,90	609,54	36566,00
3565	10	2343,90	-433,66	37946,00
3565	11	1012,50	-846,26	33436,00
3565	12	1820,90	-468,06	42266,00
3565	13	489,40	-880,66	37756,00
3565	14	-2426,10	-1003,86	31454,00
3565	15	-2818,10	-1029,86	34696,00
3565	16	5156,90	-289,86	29468,00
3565	17	4764,90	-315,66	32706,00
3565	18	1918,90	387,94	25820,00
3565	19	-301,10	-299,66	18312,00

Le reazioni massime risultano pari a:

$FX_{\max} = -7.119,30 \text{ kg}$

$FY_{\max} = -1.632,20 \text{ kg}$

$FZ_{\max} = +64.282 \text{ kg}$

• **REAZIONI GLOBALI: FASE I + FASE II Lungo Termine + FASE III**

Nodo	c.c.	FX	FY	FZ
2238	4	-2148,90	-245,45	59430,00
2238	5	-1513,70	-160,97	42170,00
2238	6	-6517,90	388,65	43020,00
2238	7	-6040,90	452,05	30074,00
2238	8	3190,10	-730,65	43480,00
2238	9	3666,10	-667,35	30530,00
2238	10	-2825,90	-1171,15	63290,00
2238	11	-1494,70	-758,05	58780,00
2238	12	-2190,90	-1086,15	46020,00
2238	13	-859,32	-673,55	41520,00

2238	14	-7194,90	-536,65	46870,00
2238	15	-6717,90	-473,25	33930,00
2238	16	3844,10	-1243,15	42830,00
2238	17	4321,10	-1180,15	29878,00
2238	18	-1994,90	-405,05	24843,00
2238	19	225,10	282,75	17337,00
2244	4	-1892,70	-144,50	36445,00
2244	5	-1339,00	-92,53	27525,00
2244	6	-6253,70	495,00	28805,00
2244	7	-5837,70	534,00	22118,00
2244	8	3291,30	-693,80	27645,00
2244	9	3706,30	-654,80	20961,00
2244	10	-2588,70	-984,20	35835,00
2244	11	-1209,90	-742,30	37755,00
2244	12	-2035,70	-932,20	26913,00
2244	13	-656,40	-690,30	28845,00
2244	14	-6949,70	-344,60	28195,00
2244	15	-6534,70	-305,60	21509,00
2244	16	3974,30	-1291,30	28965,00
2244	17	4389,30	-1252,30	22279,00
2244	18	-1958,70	-233,80	15439,00
2244	19	339,30	169,20	18651,00
2250	4	-1703,40	-74,70	34956,00
2250	5	-1213,40	-46,39	26433,00
2250	6	-6045,10	574,59	28086,00
2250	7	-5678,10	595,89	21696,00
2250	8	3340,90	-679,71	26854,00
2250	9	3707,90	-658,41	20465,00
2250	10	-2426,10	-832,11	34346,00
2250	11	-985,60	-752,31	35846,00
2250	12	-1936,10	-803,81	25829,00
2250	13	-495,60	-724,01	27336,00
2250	14	-6768,10	-182,81	27476,00
2250	15	-6400,10	-161,61	21092,00
2250	16	4058,90	-1356,91	27756,00
2250	17	4425,90	-1335,91	21363,00
2250	18	-1967,10	-84,47	15744,00
2250	19	432,90	48,65	18248,00
2256	4	-1516,40	-1,55	33809,00
2256	5	-1089,00	1,47	25078,00
2256	6	-5840,40	655,06	27639,00
2256	7	-5519,40	657,36	21092,00
2256	8	3388,60	-663,04	26555,00
2256	9	3708,60	-660,74	20010,00
2256	10	-2264,40	-675,94	32679,00
2256	11	-761,94	-757,64	34419,00
2256	12	-1837,40	-672,94	23951,00
2256	13	-334,60	-754,64	25689,00
2256	14	-6588,40	-19,38	26509,00

2256	15	-6268,40	-17,11	19964,00
2256	16	4142,60	-1419,04	27169,00
2256	17	4463,60	-1417,04	20621,00
2256	18	-1978,40	64,00	15531,00
2256	19	525,60	-72,08	18427,00
2262	4	-1333,20	72,90	34026,00
2262	5	-969,20	48,80	24791,00
2262	6	-5637,10	735,52	28116,00
2262	7	-5365,10	717,42	21194,00
2262	8	3433,90	-644,49	26894,00
2262	9	3706,90	-662,49	19970,00
2262	10	-2109,10	-518,99	32216,00
2262	11	-542,70	-760,79	35156,00
2262	12	-1745,10	-542,99	22984,00
2262	13	-178,60	-784,89	25918,00
2262	14	-6414,10	143,72	26312,00
2262	15	-6141,10	125,62	19387,00
2262	16	4224,90	-1478,69	28026,00
2262	17	4497,90	-1496,69	21097,00
2262	18	-1993,10	210,92	14730,00
2262	19	618,90	-192,29	19622,00
2268	4	-1200,80	128,32	31608,00
2268	5	-890,90	80,77	24563,00
2268	6	-5480,70	798,52	28688,00
2268	7	-5247,70	762,82	23406,00
2268	8	3442,30	-638,88	25954,00
2268	9	3675,30	-674,48	20672,20
2268	10	-2010,70	-380,48	32118,00
2268	11	-370,30	-782,28	28521,00
2268	12	-1700,70	-427,98	25077,00
2268	13	-60,40	-829,88	21479,00
2268	14	-6290,70	289,72	29203,00
2268	15	-6057,70	254,02	23921,00
2268	16	4273,30	-1549,38	22870,00
2268	17	4505,30	-1585,38	17588,00
2268	18	-2043,70	347,42	23047,00
2268	19	690,30	-322,18	17049,00
3535	4	1544,80	9,82	47232,00
3535	5	1122,80	2,83	57262,00
3535	6	-3637,00	-722,97	35882,00
3535	7	-3953,00	-728,17	43412,00
3535	8	6052,00	715,33	35342,00
3535	9	5736,00	710,03	42872,00
3535	10	2375,00	-900,87	50312,00
3535	11	734,93	-498,97	46712,00
3535	12	1953,00	-907,87	60352,00
3535	13	312,90	-505,97	56752,00
3535	14	-2806,00	-1633,47	38972,00
3535	15	-3123,00	-1638,47	46492,00

3535	16	5242,00	206,53	34832,00
3535	17	4926,00	201,33	42352,00
3535	18	2044,00	-347,37	23049,00
3535	19	-690,00	322,43	17055,00
3541	4	1557,70	16,85	40100,00
3541	5	1127,10	7,91	51450,00
3541	6	-3539,60	-684,61	29910,00
3541	7	-3862,60	-691,31	38420,00
3541	8	5988,40	691,69	31050,00
3541	9	5665,40	684,99	39570,00
3541	10	2348,40	-816,91	38970,00
3541	11	781,30	-575,01	41910,00
3541	12	1917,40	-825,81	50320,00
3541	13	350,70	-584,01	53260,00
3541	14	-2748,60	-1518,21	28780,00
3541	15	-3071,60	-1525,21	37290,00
3541	16	5211,40	99,79	32860,00
3541	17	4888,40	93,09	41370,00
3541	18	1993,40	-210,81	14744,00
3541	19	-618,60	192,39	19636,00
3547	4	1604,90	34,24	38210,00
3547	5	1160,30	23,91	54090,00
3547	6	-3411,50	-635,81	28690,00
3547	7	-3744,50	-643,61	40610,00
3547	8	5959,50	679,10	29970,00
3547	9	5626,50	671,40	41890,00
3547	10	2359,50	-721,81	37590,00
3547	11	856,50	-640,31	39330,00
3547	12	1914,50	-732,11	53480,00
3547	13	411,90	-650,61	55220,00
3547	14	-2657,50	-1391,91	28090,00
3547	15	-2990,50	-1399,91	40000,00
3547	16	5211,50	4,60	31100,00
3547	17	4878,50	-3,14	43020,00
3547	18	1978,50	-63,83	15542,00
3547	19	-525,50	72,02	18438,00
3553	4	1642,80	47,53	36015,00
3553	5	1174,20	33,35	48875,00
3553	6	-3288,00	-588,52	27725,00
3553	7	-3639,00	-599,22	37365,00
3553	8	5927,00	663,89	28925,00
3553	9	5576,00	653,29	38565,00
3553	10	2361,00	-630,02	35125,00
3553	11	920,50	-710,02	36625,00
3553	12	1892,00	-644,22	47975,00
3553	13	451,90	-724,22	49485,00
3553	14	-2570,00	-1266,12	26823,00
3553	15	-2922,00	-1277,12	36465,00
3553	16	5205,00	-93,62	29535,00

3553	17	4854,00	-104,32	39175,00
3553	18	1967,00	84,57	15742,00
3553	19	-433,00	-48,80	18248,00
3559	4	1680,10	60,76	35014,00
3559	5	1188,90	39,46	40264,00
3559	6	-3165,50	-540,79	27324,00
3559	7	-3533,50	-556,79	31264,00
3559	8	5895,50	648,21	28694,00
3559	9	5527,50	632,21	32634,00
3559	10	2362,50	-537,09	33704,00
3559	11	983,80	-778,89	35624,00
3559	12	1871,50	-558,39	38954,00
3559	13	492,60	-800,19	40874,00
3559	14	-2482,50	-1138,79	26006,00
3559	15	-2851,50	-1154,79	29944,00
3559	16	5199,50	-191,49	29304,00
3559	17	4831,50	-207,49	33244,00
3559	18	1958,50	233,71	15439,00
3559	19	-339,50	-169,29	18649,00
3565	4	1765,00	95,85	36305,00
3565	5	1241,90	61,42	40625,00
3565	6	-3004,60	-474,62	29813,00
3565	7	-3397,60	-500,42	33055,00
3565	8	5909,40	652,18	32335,00
3565	9	5517,40	626,38	35575,00
3565	10	2419,40	-416,82	36955,00
3565	11	1088,00	-829,42	32445,00
3565	12	1896,40	-451,22	41275,00
3565	13	564,90	-863,82	36765,00
3565	14	-2350,60	-987,02	30463,00
3565	15	-2742,60	-1013,02	33705,00
3565	16	5232,40	-273,02	28477,00
3565	17	4840,40	-298,82	31715,00
3565	18	1994,40	404,78	24829,00
3565	19	-225,60	-282,82	17321,00

Le reazioni massime risultano pari a:

$$F_{X_{\max}} = -7.194,90\text{kg}$$

$$F_{Y_{\max}} = -1.638,47\text{kg}$$

$$F_{Z_{\max}} = +63.290\text{kg}$$

VERIFICHE APPOGGI ELASTOMERICI

Gli appoggi previsti sono in neoprene armato con lamierini metallici.

Sono previste tutte dimensioni uguali per gli appoggi, la cui scelta è funzione delle massime reazioni verticali e orizzontali agli SLU che si sviluppano nell'impalcato.

Si ricavano i massimi valori dei dati di progetto:

Carico verticale: $F_{Z_{max}} = 642,82 \text{ kN}$

Carico orizzontale: $F_{X_{max}} = 71,95 \text{ kN}$

Spostamento longitudinale non dovuto a forze orizzontali: $S_x = 8,6 \text{ mm}$

L'appoggio elastomerico scelto (Tipo EF-HIGH 100-10) ha i seguenti valori resistenti limite:

- rigidezza verticale $K_v = 922 \text{ KN/mm}$
- rigidezza orizzontale $K_h = 2,25 \text{ KN/mm}$
- massimo carico verticale sopportato $F_{zd} = 1000 \text{ KN}$
- massimo carico orizzontale sopportato $F_{xy} = 100 \text{ KN}$
- massima deformazione equivalente $V_{eq} = 44,4 \text{ mm}$

EF HIGH																		
	CARICO VERTICALE NOMINALE	MASSIMA FORZA ORIZZONTALE	DEFORMAZIONE EQUIVALENTE A F_{xy}	RIGIDEZZA ORIZZONTALE	RIGIDEZZA VERTICALE	NUMERO STRATI IN ELASTOMERO	SPESORE STRATI IN ELASTOMERO	NUMERO LAMIERINI IN ACCIAIO	SPESORE LAMIERINI IN ACCIAIO	DIMENSIONI NUCLEO IN ELASTOMERO ARMATO	DIMENSIONI PIASTA INFERIORE IN ACCIAIO	DIAMETRO PERNO	SPORGENZA PERNO	ZANCHE INFERIORI	INTERASSE TRASVERSALE ZANCHE	ALTEZZA TOTALE APPOGGIO	PESO APPOGGIO INCLUSI ANCORAGGI	
SIGLA	F_{zd} kN	F_{xy} kN	V_{eq} mm	K_v kN/mm	K_h kN/mm	n	t_1 mm	t_2 n	t_2 mm	a x b mm	X x Y mm	F_{ps} mm	h_p mm	n	t_{ps} mm	l mm	H_{tot} mm	W kg
EF 25-3	250	30	20,3	1,48	227	3	7	2	2	150 x 230	170 x 320	55	15	2	1	275	55	13
EF 50-5	500	50	20,8	2,40	610	3	7	2	2	200 x 280	220 x 370	55	15	2	1	325	55	20
EF 100-10	1000	100	44,4	2,25	922	6	8	5	2	300 x 400	320 x 490	55	15	2	1	445	88	49
EF 125-13	1250	130	40,4	3,22	993	4	11	3	2	350 x 450	370 x 540	55	15	4	1	495	88	67

Lo sforzo massimo orizzontale equivalente risulta pari a:

$$H_{eq} = F_{xy} + S_x \cdot K_h = 71,95 \text{ kN} + 8,6 \text{ mm} \cdot 2,25 \text{ kN/mm} = 71,95 + 19,35 = \mathbf{91,30 \text{ kN}}$$

Essendo tutti i valori inferiori ai valori resistenti limite, l'appoggio elastomerico scelto risulta verificato.

Prestazioni di progetto, classe della struttura, vita utile e procedure di qualità

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente. A tal fine è stata posta attenzione al tipo della struttura, al suo uso e alle possibili conseguenze di azioni anche accidentali; particolare rilievo è stato dato alla sicurezza delle persone.

La classe della struttura è di tipo 4.

Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura ed è stato accertato, in fase di dimensionamento, che essi non siano superati.

Altrettanta cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera. Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Criteri di concezione e di schematizzazione strutturale, modellazione del terreno, proprietà dei materiali, efficacia del modello.

Il comportamento strutturale sotto le azioni statiche e dinamiche è stato adeguatamente valutato, interpretato e trasferito nel modello che per la regolarità strutturale e di costanza del carico in senso longitudinale si caratterizza per essere impostato in modello sul piano ZX. A tal fine ai nodi strutturali convergono elementi trave, che corrispondono nel codice numerico di calcolo a precise tipologie di elementi finiti: travi e pilastri.

I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati, con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidezze nel piano. Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo.

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young e il coefficiente di Poisson. Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare.

Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutati i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

È stata impiegata un'analisi dinamica modale in campo lineare con adozione di spettro di risposta conforme al D.M. 17.01.2018. Agli effetti del dimensionamento è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite.

Metodologie di calcolo, tipo di analisi e strumenti utilizzati.

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo MasterSap, prodotto da Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). È stata utilizzata un'analisi lineare dinamica nel rispetto delle norme indicate in precedenza. Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite ultimo /esercizio secondo quanto previsto dal DM 17.01.2018, Norme Tecniche per le Costruzioni.

Presentazione del modello strutturale e sue proprietà

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap.

I NODI

La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate.

Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà).

Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi. I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo.

Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse.

Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi. Specificare una relazione di tipo link significa specificare il nodo slave assieme ai gradi di libertà che partecipano al vincolo ed il nodo master. I gradi di libertà slave saranno eguagliati ai rispettivi gradi di libertà del nodo master.

La relazione di piano rigido prescrive che il nodo slave appartiene ad un piano rigido e quindi che i due spostamenti in piano e la rotazione normale al piano sono legati ai tre parametri di roto-traslazione rigida di un piano.

Il Corpo rigido prescrive che il nodo slave fa parte di un corpo rigido e tutti e sei i suoi gradi di libertà sono legati ai sei gradi di libertà posseduti dal corpo rigido (i gradi di libertà del suo nodo master).

I MATERIALI

I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.

LE SEZIONI

Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi. La simbologia adottata dal programma è la seguente:

- Rettangolare piena (Rp);
- Rettangolare cava (Rc);
- Circolare piena (Cp);
- Circolare cava (Cc);
- T (T.);
- T rovescia (Tr);
- L (L.);
- C (C.);
- C rovescia (Cr);
- Cassone (Ca);
- Profilo singolo (Ps);
- Profilo doppio (Pd);
- Generica (Ge).

I CARICHI

I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche.

I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (fX, fY, fZ, fV) e locali (fx, fy, fz), forze concentrate riferite agli assi globali (FX, FY, FZ, FV) o locali (Fx, Fy, Fz), momenti concentrati riferiti agli assi locali (Mx, My, Mz), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (mx), carichi termici (tx, ty, tz), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

GLI ELEMENTI FINITI

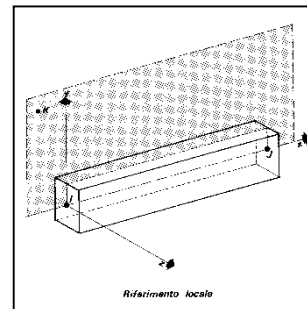
La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.

ELEMENTO FRAME (TRAVE E PILASTRO, TRAVE DI FONDAZIONE)

L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 2 nodi principali I e J posti alle sue estremità ed un nodo geometrico facoltativo K che serve solamente a fissare univocamente la posizione degli assi locali.

L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.

Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra x, y, z, come mostrato in figura. L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:



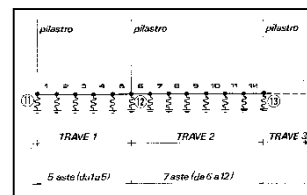
1. deformabilità da taglio (travi tozze);
2. sconnessioni totali o parziali alle estremità;
3. connessioni elastiche alle estremità;
4. offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;
5. suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

L'elemento frame supporta i seguenti carichi:

1. carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;
2. sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;
3. forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;
4. carichi generici mediante prescrizione delle reazioni di incastro perfetto.

I gruppi formati da elementi del tipo trave riportano, in ordine, i numeri dei nodi iniziale (I), finale (J) e di riferimento (K), la situazione degli svincoli ai nodi I e J (indicate in legenda eventuali situazioni diverse dall'incastro perfetto ad entrambi i nodi), i codici dei materiali e delle sezioni, la situazione di carico nelle otto possibili condizioni A, B, C, D, E, F, G, H: se è presente un numero, esso individua il coefficiente moltiplicativo del carico corrispondente.

I gruppi relativi all'elemento trave di fondazione riportano informazioni analoghe; le condizioni di carico sono limitate a due (A e B); È indicata la caratteristica del suolo, la larghezza di contatto con il terreno e il numero di suddivisioni interne. Per la trave di fondazione il



programma abilita automaticamente solo i gradi di libertà relativi alla rotazione intorno agli assi globali X, Y e alla traslazione secondo Z, bloccando gli altri gradi di libertà. Ogni trave di fondazione è suddivisa in un numero adeguato di parti (aste). Ogni singola asta interagisce con il

terreno mediante un elemento finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale t_z convergente ai suoi nodi (vedi figura), il cui valore di rigidezza viene determinato da programma moltiplicando la costante di sottofondo assegnata dall'utente per l'area di contatto con il terreno in corrispondenza del nodo.

I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito f_z , f_v , f_y . Inoltre accade che:

$V_i = V_f$; $d_i = d_f = 0$, ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.

ELEMENTO SHELL (GUSCIO)

L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K ed L posti nei vertici e 6 gradi di libertà per ogni nodo. Il comportamento flessionale e quello membranale sono disaccoppiati.

Gli elementi guscio/piastra si caratterizzano perché possono subire carichi nel piano ma anche ortogonali al piano ed essere quindi soggetti anche ad azioni flettenti e torcenti.

Gli elementi in esame hanno formalmente tutti i sei gradi di libertà attivi, ma non posseggono rigidezza per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.

Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà, u_x , u_y , r_z , per tutti i nodi del gruppo.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito da questi parametri:

1. elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo);
2. nodi di riferimento I, J, K, L;
3. spessore;
4. materiale;
5. pressioni e relative aliquote dinamiche;
6. temperatura;
7. gradiente termico;
8. carichi distribuiti e relative aliquote dinamiche.

ELEMENTO BOUNDARY (VINCOLO)

L'elemento boundary è sostanzialmente un elemento molla con rigidezza assiale in una direzione specificata e rigidezza torsionale attorno alla stessa direzione. E' utile quando si vogliono determinare le reazioni vincolari oppure quando si vogliono imporre degli spostamenti o delle rotazioni di alcuni nodi (cedimenti vincolari).

I parametri relativi ad ogni singolo vincolo sono:

1. il nodo a cui è collegato il vincolo (o i vincoli, massimo sei);
2. la traslazione imposta (L) o la rotazione imposta (radianti);
3. la rigidezza (per le traslazioni in F/L , per le rotazioni in $F \cdot L/\text{rad}$).

Presentazione dei risultati

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap.

I METODI DI CALCOLO

ANALISI DINAMICA MODALE

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.

Il sistema da analizzare è essere visto come un oscillatore a n gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osservi che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

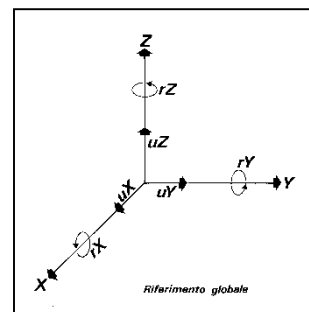
Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. E' prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (inviluppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

PRESENTAZIONE DEI RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE

DEFORMATE

Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene ancherappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado. Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi globali X Y Z, le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo (vedi figura a lato).



Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).

ASPETTI PARTICOLARI DELL'ANALISI DINAMICA

Nella stampa degli autovettori vengono riportati i relativi risultati, pertinenti ad ogni nodo.

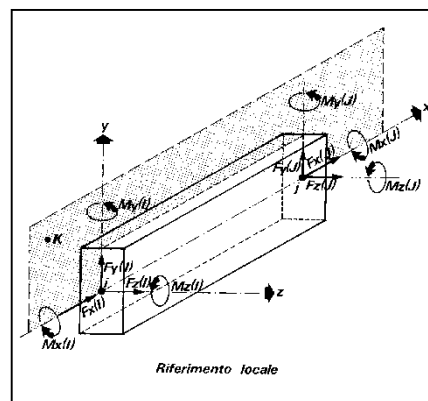
Nel calcolo della risposta spettrale vengono determinate, per ogni verso del sisma, le deformazioni relative ai vari modi di vibrare e la corrispondente media quadratica. Tali risultati vengono successivamente combinati e danno luogo ad uno o più involuipi in relazione a quanto imposto dall'utente nella fase iniziale di intestazione del lavoro.

Nel caso dell'applicazione dell'Ordinanza 3431 (ex 3272) vengono anche determinate le deformazioni allo stato limite ultimo, che risultano amplificate per effetto dei fattori di struttura q rassegnati alle due direzioni orizzontali e a quella verticale.

TRAVI, PILASTRI E TRAVI DI FONDAZIONE

Il programma calcola ai due nodi estremi di ogni elemento e per ogni combinazione di carico sei sollecitazioni, riferite agli assi locali (come indicato nella figura a lato):

- F_x = forza assiale nella direzione locale x;
- F_y = taglio nella direzione locale y;
- F_z = taglio nella direzione locale z;
- M_x = momento torcente attorno all'asse locale x;
- M_y = momento flettente attorno all'asse locale y;



- M_z = momento flettente attorno all'asse locale z ,
con le seguenti convenzioni sui segni:
- forze positive se concordi con gli assi locali (F);
- momenti positivi se antiorari rispetto gli assi locali, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo ($F*L$).

Tali convenzioni sono caratteristiche dei codici di calcolo numerico e sono mantenute soltanto nelle stampe globali. Nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe delle verifiche di sicurezza vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

In caso di analisi sismica con il metodo statico equivalente viene riportato un prospetto riguardante il peso sismico del gruppo, le coordinate baricentriche relative, il coefficiente di distribuzione globale del gruppo funzione della sua quota, il coefficiente globale ricavato dal precedente in base ai parametri sismici, la forza sismica relativa.

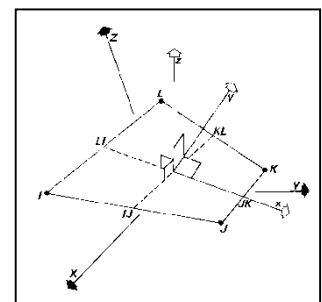
Nell'analisi dinamica vengono calcolate le medesime sollecitazioni per ognuna delle tre azioni sismiche previste (Z eventuale). Viene evidenziato il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta alla combinazione di tutti i modi di vibrazione mediante il criterio prescelto dall'utente.

Per le travi di fondazione il programma calcola ai due nodi estremi della trave e in tutti i punti intermedi generati per effetto della suddivisione della trave di fondazione, per ogni combinazione di carico:

- F_y = taglio nella direzione locale y (F);
- M_x = momento torcente attorno asse locale x ($F*L$);
- M_z = momento flettente attorno asse locale z ($F*L$);
- U_z = spostamento lungo Z (L);
- r_X = rotazione intorno X (rad);
- r_Y = rotazione intorno Y (rad);
- pressione sul suolo (F/L^2).

GUSCI

Il programma propone i risultati al "centro" di ogni elemento. Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:



- S_{xx} (F/L^2);
- S_{yy} (F/L^2);
- S_{xy} (F/L^2);
- M_{xx} ($F \cdot L/L$);
- M_{yy} ($F \cdot L/L$);
- M_{xy} ($F \cdot L/L$);
- σ_{idsup} (F/L^2);
- σ_{idinf} (F/L^2).
- S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} rappresentano le tensioni membranali (vedi figura)
- M_{xx} rappresenta il momento flettente (per unità di lunghezza) che produce tensioni in direzione locale x; analogamente per M_{yy} ;
- M_{xy} rappresenta il momento torcente (sempre per unità di lunghezza).

Le tensioni ideali σ_{idsup} (al bordo superiore, ovvero sul semiasse positivo dell'asse locale z) e σ_{idinf} sono calcolate mediante il criterio di Huber-Hencky-Mises. I momenti flettenti generano ai bordi dell'elemento delle tensioni valutate in base al modulo di resistenza dell'elemento. Le tensioni da momento flettente M_{xx} si sovrappongono alle tensioni S_{xx} , con segno positivo al bordo superiore, con segno negativo al bordo inferiore (analogamente per M_{yy} e S_{yy}). Gli effetti tensionali da momento torcente vengono sovrapposti a S_{xy} .

Le convenzioni sui segni dei momenti sono caratteristiche dei codici di calcolo automatici e sono mantenute solo nelle stampe dei risultati conseguenti all'elaborazione strutturale, nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe dei postprocessori vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo, la risultante per sovrapposizione modale per S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} , M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} .

Nel calcolo degli involuppi viene effettuata la sovrapposizione. Anche in questo caso vengono calcolate le tensioni ideali.

Nell'analisi statica e negli involuppi dinamici, fra i risultati, alla fine di ogni gruppo vengono riportati i massimi delle tensioni (comprese quelle ideali) e dei momenti, nonché il numero dell'elemento e la combinazione di carico relativa.

VINCOLI

In stampa vengono fornite, per ogni nodo vincolato, le reazioni corrispondenti ai vincoli assegnati. Per quanto concerne i versi si tenga presente che è stata adottata la convenzione tradizionale. In generale le forze vincolari (unità di misura F) sono positive se vanno nel verso dell'asse di riferimento, i momenti ($F \cdot L$) sono positivi se antiorari per un osservatore disposto lungo il corrispondente semiasse positivo; tali sollecitazioni tendono a contrastare deformazioni di segno opposto.

Per quanto concerne i vincoli comunque disposti nello spazio vale la stessa regola: se uno spostamento è positivo tende ad allontanare il nodo N da I; la conseguente reazione è di segno opposto, cioè negativa.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione, per ogni nodo vincolato, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo e il relativo valore; viene anche indicato il risultato complessivo calcolato a partire dai singoli effetti modali. Nella stampa degli involucri viene calcolata la risultante obbedendo alla modalità scelta dall'utente.

Verifiche di sicurezza degli elementi

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap.

VERIFICHE DI OPERE IN CEMENTO ARMATO CON IL METODO DEGLI STATI LIMITE

TRAVI, PILASTRI, SETTI E TRAVI DI FONDAZIONE

Fra le informazioni di testa per le travi è anche segnalata la componente del peso proprio e il carico medio. Per i soli pilastri oltre al numero strutturale dell'asta è anche indicato l'eventuale numero di pilastrata.

Le sollecitazioni sono riferite al sistema locale x, y, z. Vengono riportate, in ordine:

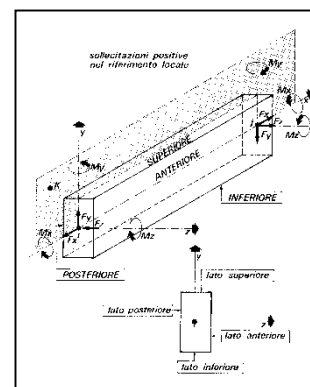
- numero combinazione di carico;
- ascissa di calcolo (cm);
- in sequenza F_x , F_y , F_z (F); M_x , M_y , M_z (F*m).

Per le travi e le fondazioni viene applicata la regola della traslazione. In particolare il momento flettente viene incrementato, dove richiesto, del prodotto di F_y (o F_z) con $0.9*d$, dove d è l'altezza utile corrispondente.

Per elementi trave di fondazione F_x , F_z , M_y sono generalmente nulli.

Le convenzioni adottate sui segni delle sollecitazioni sono (vedi figura):

- F_x (sforzo normale) è positivo se di trazione;
- F_y (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra dell'ascissa interessata, nel verso positivo dell'asse locale corrispondente;
- F_z (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra dell'ascissa interessata, nel verso negativo dell'asse locale corrispondente;
- M_x (momento torcente) è positivo se antiorario intorno a x a sinistra dell'ascissa in esame;
- M_y (momento flettente) è positivo se tende le fibre posteriori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse z ;
- M_z (momento flettente) è positivo se tende le fibre inferiori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse y .



Compaiono poi nel tabulato gli ulteriori risultati:

- in sequenza, armatura posteriore, anteriore, inferiore, superiore (cm^2); si noti che tali armature sono quelle totali. La sezione di due reggistaffe contribuisce in tutti quattro i valori di armatura; per i pilastri circolari viene determinata e stampata l'armatura totale distribuita uniformemente su tutta la circonferenza;
- campo (di rottura): rappresenta il campo di rottura determinato dalla procedura di verifica; nel caso delle travi, qualora sia stata deselezionata la verifica a sforzo normale, il campo di rottura viene sostituita dal rapporto x/d ;
- indice di resistenza a presso-tensoflessione (F_x , M_y , M_z): rappresenta il moltiplicatore delle sollecitazioni allo s.l.u., ovvero il rapporto fra la sollecitazione agente e quella resistente;
- indice di resistenza a taglio/torsione (F_y , F_z , M_x) o indice di resistenza a taglio/torsione (Bielle) per NTC 2008: rappresenta l'indice di resistenza delle bielle compresse sollecitate a taglio e/o torsione;
- Indice di resistenza a taglio/torsione (V , M_x): rappresenta l'indice di resistenza "taglio e torsione" per elementi che non necessitano di armatura trasversale.
- Indice di resistenza a scorrimento: compare solo nel caso di setti calcolati con l'Ordinanza 3431 e NTC 2008 e riporta l'indice di resistenza che si ricava dal rapporto fra la resistenza a scorrimento (vedi § 5.4.5.2 dell'Ordinanza e § 7.4.4.5.2.2 delle NTC/2008) e la sollecitazione di taglio.
- $aswta$, $aswto$: in cm^2/m rappresenta l'area di armatura per unità di lunghezza derivante, rispettivamente, dall'effetto di taglio e torsione;
- passo staffe: in cm rappresenta il passo delle staffe derivante da $aswta$ e $aswto$ e dall'applicazione dei minimi di normativa.
- per i pilastri, nel caso NTC 2008, nelle colonne αM_y e αM_z vengono riportati i valori dei moltiplicatori delle sollecitazioni M_y ed M_z derivanti dal rispetto della gerarchia delle resistenze trave/pilastro.

Viene evidenziata, su una riga conclusiva apposita, l'involuppo delle armature in grado di resistere a tutte le situazioni. Per la sezione rettangolare viene riportata l'armatura aggiuntiva effettiva sui quattro lati, detraendo dall'armatura totale quella dei reggistaffe. Per la sezione circolare è invece sempre riportato il valore totale distribuito. Viene infine indicato il passo delle staffe calcolato o di normativa.

Alla fine del tabulato di progetto delle armature riguardante un'asta, se attivata l'opzione sulla combinazione dei carichi, la procedura propone uno specchietto che riepiloga nell'ordine:

- numero della combinazione di carico che dà luogo al momento massimo; tale sollecitazione può infatti derivare per effetto di una combinazione di carico spaziale di MasterSap (in questo caso viene riportato il relativo numero di combinazione o simbolo identificativo) o a causa della combinazione dei carichi permanenti e variabili o dell'eventuale momento di sicurezza (in questo secondo caso il contrassegno di combinazione è dato dal simbolo --);
- xM_{max} ; ascissa dell'asta in cui si verifica il momento massimo positivo;
- M_{max} ; valore del momento massimo positivo;
- A_{inf} , D. infagg.; armatura inferiore totale derivante dall'azione del momento massimo positivo, numero e diametro delle barre aggiuntive, come al solito, rispetto ai reggistaffe comunque presenti;
- A_{sup} , D. supagg.; valgono le stesse considerazioni di sopra, riferite all'armatura superiore;
- il rapporto x/d e l'indice di resistenza a flessione.

Nelle verifiche di esercizio per gli elementi vengono considerati i soli effetti del momento flettente M_z , ma per comodità dell'utente il tabulato riporta anche il valore delle altre sollecitazioni, incluse fra [] per significare che non entrano in gioco nella verifica. Per lo stesso motivo fra parentesi [] sono anche riportate le armature anteriori e posteriori.

- Apertura delle fessure w (mm): rappresenta l'ampiezza della fessura derivante dall'azione del momento flettente M_z all'ascissa indicata. La fessura si apre superiormente per M_z negativo, inferiormente per M_z positivo.

La freccia viene riportata nel prospetto specifico (che compare a fine trave) riguardante anche il momento massimo in campata.

Per i restanti tipi di elementi (pilastri e setti) viene effettuata la sola verifica delle tensioni di esercizio (non compaiono pertanto risultati sull'apertura delle fessure e sulla freccia). La sezione viene trattata a presso-tensoflessione, trascurando in questo caso l'eventuale contributo del calcestruzzo a trazione. Vengono ignorate agli effetti della verifica le sollecitazioni torcenti e di taglio, comunque riportate fra [] nei tabulati per memoria.

Se si verifica la necessità di armare a punzonamento le travi o le fondazioni viene determinata la sezione complessiva delle barre piegate, che andranno disposte parallelamente alle staffe della trave.

Vengono indicate:

- asta: numero dell'asta oggetto di verifica;
- ascissa x (cm): ascissa dell'asta;

- taglio: valore dell'azione di taglio complessiva agente al nodo;
- carico limite di punzonamento;
- coefficiente di sicurezza al punzonamento;
- armatura piegati a punzonamento (cm^2), eventuale.

Considerazioni per l'analisi dinamica.

I risultati dinamici considerati sono quelli ottenuti per inviluppo, a seconda della modalità scelta. Si possono generare diverse combinazioni risultanti (sovrapposizione degli effetti statici e degli effetti dinamici) indicate nei tabulati con delle lettere.

Per quanto riguarda gli effetti dinamici si tenga presente che il segno degli inviluppi è sempre positivo e che le norme impongono che tali risultati siano considerati anche con segno opposto.

I RISULTATI PER I PLINTI

Viene riportato il nodo di attacco del plinto e le informazioni su sezione e peso proprio. Il peso proprio del plinto viene incrementato di un fattore moltiplicativo 1.4.

Vengono anche indicate le sollecitazioni esterne agenti, riferite agli assi locali. Lo sforzo normale N viene qui riportato con segno positivo se di compressione, come di norma avviene. F_y e F_z esprimono le reazioni vincolari taglienti, positive se agenti nel verso del rispettivo asse.

In caso di analisi dinamica il risultato dinamico viene preso con lo stesso segno di quello statico. La combinazione derivante da tale sovrapposizione è indicata con la lettera A.

Viene indicato:

- ascissa di calcolo (cm); la verifica viene attuata sugli assi locali y e z , prima sul semiasse positivo e poi su quello negativo;
- momento flettente ($F \cdot m$) e relativa combinazione di massimo: viene effettuata la verifica per tutte le combinazioni di carico agenti, riportando, fra parentesi, solo quella che ha generato il massimo effetto; il momento è riferito all'intera sezione rettangolare in esame (che per le ascisse secondo y ha dimensioni B in larghezza e h in altezza, mentre secondo z vale rispettivamente H e h);
- sforzo tagliente (F) e relativa combinazione di massimo: valgono considerazioni analoghe a quelle del momento flettente, riferite allo sforzo di taglio;
- armatura inferiore (cm^2) e passo delle barre: viene calcolata l'armatura totale minima necessaria a supportare il momento flettente e il relativo passo delle barre;

- armatura superiore (cm^2) e passo delle barre: analogamente all'armatura inferiore; quella superiore è generalmente nulla, in quanto situata in zona compressa, dove la presenza del calcestruzzo è già sufficiente a sostenere le azioni presenti;
- indice di resistenza a flessione;
- indice di resistenza a taglio;
- per ogni combinazione di carico dichiarata allo s.l.u. si ricava la pressione ultima sul terreno. Si determina l'area efficace che dipende dalle due eccentricità e_y ed e_z e si ricava lo sforzo normale ultimo F_{xult} (corrispondente alla pressione q_{ult}) da cui deriva, in relazione all' F_x esterno agente, l'indice di resistenza finale;
- per ogni combinazione di carico dichiarata allo s.l.e. si determina la pressione effettiva sul suolo che si confronta con la capacità portante, determinata riducendo la pressione ultima sul terreno in base al fattore di sicurezza stabilito in tabella.

Viene infine calcolato il carico limite di punzonamento e il coefficiente di sicurezza al punzonamento (con relativa combinazione più gravosa). Se il coefficiente di sicurezza al punzonamento scende sotto il valore 1 viene calcolata la sezione delle barre piegate per ognuna delle due direzioni ortogonali.

I RISULTATI PER ELEMENTI GUSCIO

Il tabulato riporta:

- numero elemento in esame.;
- numero combinazione di carico;
- N_{xx} (F), M_{xx} (F*m), N_{yy} (F), M_{yy} (F*m): sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente; le sollecitazioni con indice xx producono tensioni in direzione locale xx; analogamente per yy. Si tenga presente che gli sforzi normali sono positivi se di trazione, i momenti flettenti sono positivi se tendono le fibre inferiori.

Successivamente vengono riportati gli esiti della verifica:

- A_{xxinf} , A_{xxsup} , A_{yyinf} , $A_{yy sup}$ (cm^2): le armature in direzione xx risultano dalla verifica a presso-tensoflessione effettuata sulla base di N_{xx} e M_{xx} ; analogamente per yy; le sollecitazioni sono calcolate per un tratto pari al passo;
- indici di resistenza per le verifica a pressoflessione, a taglio nel piano e a taglio fuori piano. Per il taglio nel piano si controlla che $S_{xy} \leq f_{cd}/(f_{ck})^{1/2}$; l'indice di resistenza a taglio è il rapporto fra il primo e il secondo termine della disuguaglianza;

- il taglio fuori piano (chiamato V_z), agente lungo l'asse locale z ortogonale all'elemento, viene perciò utilmente confrontato con il taglio limite V_{rd1} contemplato per sezioni sprovviste di armatura a taglio.

I risultati della verifica a punzonamento si riferiscono alla situazione più sfavorevole che determina il valore più elevato dell'azione di punzonamento.

Vengono riportati:

- forza di punzonamento (valore dell'azione di punzonamento agente al nodo);
- carico limite di punzonamento;
- se necessaria: armatura totale teorica nella 1^a direzione locale (cm^2), ovvero parallelamente all'asse locale y del pilastro;
- analogamente per la 2^a direzione, parallela all'asse locale z .

I RISULTATI PER LE PARETI

Il tabulato ricalca parzialmente quello degli elementi guscio in cui viene però esplicitata l'armatura verticale e orizzontale

I risultati della verifica riguardano innanzitutto le azioni di presso flessione. L'indice di resistenza a taglio riguarda il rapporto fra l'azione tagliente nell'elemento e la corrispondente V_{rd2} . E' riportato l'indice della verifica a scorrimento (§ 5.4.5.2 dell'Ordinanza).

Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

Il programma di calcolo utilizzato MasterSap è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

E' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate della Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

Informazioni integrative sull'uso dei codici di calcolo

Codice di calcolo adottato, solutore e affidabilità dei risultati

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 17.01.2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di *Lanczos* noto come *ThickRestartedLanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria *LAPACK*.

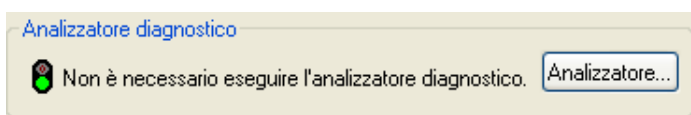
L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

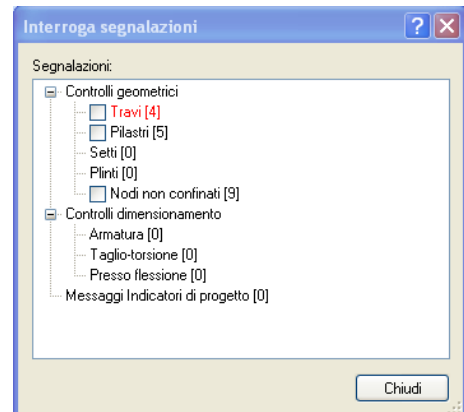
E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.



Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.

Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.



Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.