



Comune di Padova

SETTORE LAVORI PUBBLICI

PASSERELLA ACCESSO PARCO RONCAJETTE



Progetto ESECUTIVO

ELENCO ANNUALE - ANNO 2020

CUP H91B20000240004

LLPP - OPI/2020/041

Progettista

Arch. Lorenzo Attolico

Via Piave, 8 - 35138 PD - I - t.+39 049 0973391 - f.+39 049 0973390

Capo Settore

Ing. Emanuele Nichele

Responsabile Unico del Procedimento

Ing. Massimo Benvenuti



Progressivo

4

Titolo:

Relazione di calcolo

Rev.	Nome file	Data		Tecnico Redattore	Elaborato C
01		25-07-2018		L.A.	
02		06-04-2019			
03		09-2020		Scala di riduzione	
04					

RELAZIONE DI CALCOLO

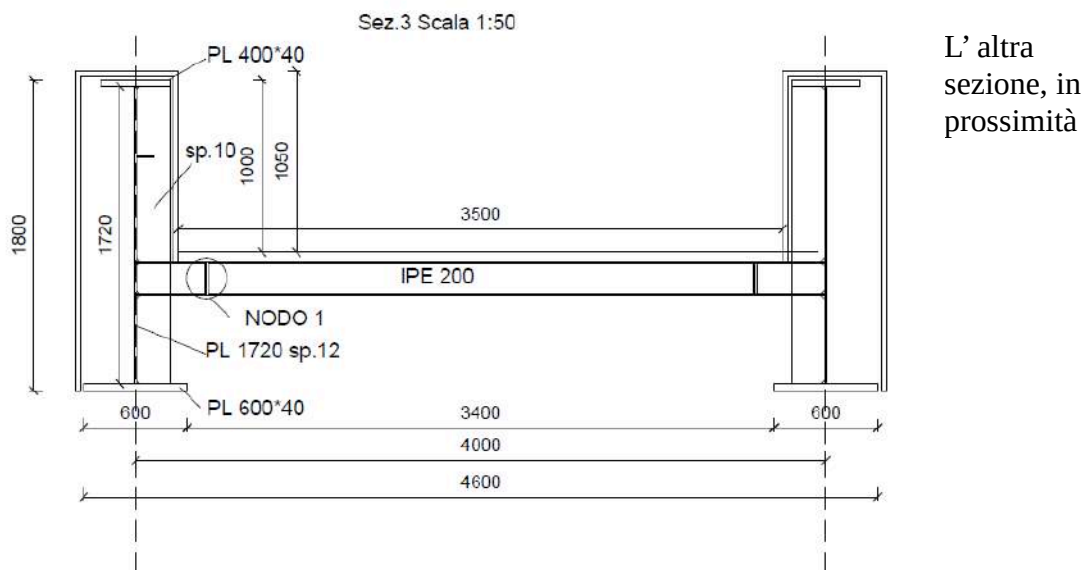
Indice generale

1) Caratteristiche della struttura.....	3
1.1) Modello di calcolo.....	4
1.2) Geometria della passerella pedonale.....	4
1.3) Grigliato.....	4
1.4) Apparecchi di appoggio.....	4
1.5) Spalle.....	4
1.5.1) Geometria della spalla.....	4
2) Analisi dei carichi.....	6
2.1) Peso proprio del grigliato.....	6
2.2) Peso delle travi trasversali.....	6
2.3) Sezioni travi principali.....	7
2.4) Controventatura intradosso impalcato e di diaframmi.....	7
2.5) Sovraccarico accidentale.....	8
2.6) Permanenti non compiutamente definiti – rivestimento trave.....	8
2.7) Azione del vento e della neve.....	8
2.8) Azione sismica.....	9
2.9) Predimensionamento della trave principale della passerella pedonale.....	11
3) Modello Fem con elementi beam.....	13
3.1) Verifica Sezione in campata.....	18
3.2) Verifica sezione attacco trave h180 con trave h75cm.....	26
3.3) Verifica a Taglio.....	26
4) Modello Fem con elementi plate.....	28
4.1) Condizioni di carico e combinazioni.....	28
4.2) Risultati – Deformazioni e tensioni.....	31
4.3) Analisi modale – Frequenze dell’ impalcato.....	35
4.4) Analisi di buckling.....	38
4.5) Azioni del vento e del sisma, verifica della controventatura d’impalcato.....	39
5) Giunto a coprigiunti.....	43
6) Spalla del ponte.....	46

1) Caratteristiche della struttura

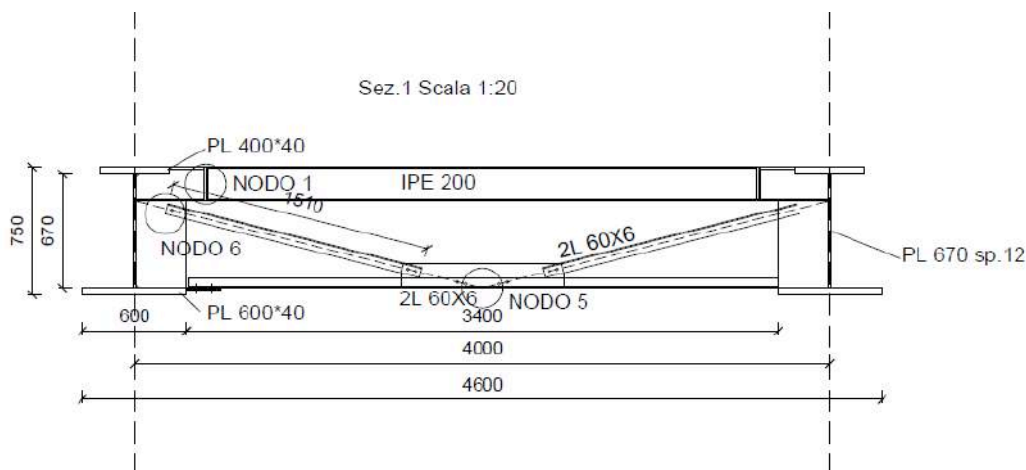
La passerella pedonale per l'accesso al parco Roncajette a Padova, è costituita da due travi longitudinali in acciaio elettrosaldate a forma di I, in semplice appoggio, di luce da asse appoggio appoggio di 48 metri, che sorreggono un'impalcato costituito da travi IPE 200 ad interasse di 60cm con sovrastante grigliato metallico.

Le sezioni delle travi principali sono di due tipi, la quasi totalità della trave è costituita da una sezione di acciaio S355 alta 180cm con ala superiore larga 40cm e di spessore 4cm, ala inferiore larga 60cm e spessa 4cm, anima di spessore 1,2cm.



dell'appoggio su asse 1, per un tratto lungo 815cm, è alta 75 cm in totale e caratterizzata da una piattabanda superiore di larghezza 40cm e spessore 4cm, da una piattabanda inferiore di larghezza 60cm e di spessore 4cm, da un'anima di spessore 1,2 cm.

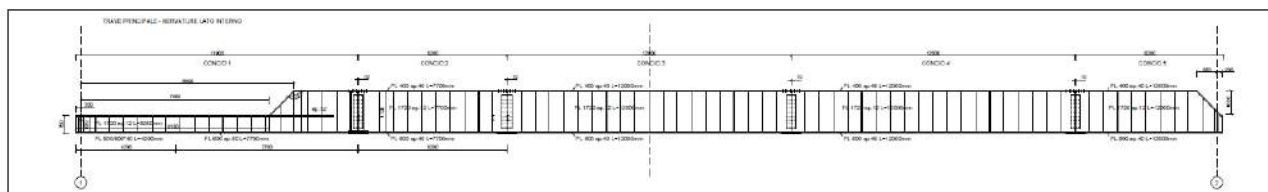
La sezione ribassata si è resa necessaria per la richiesta del Genio Civile per rispettare la continuità arginale



Si rimanda alle tavole di progetto.

E' inoltre presente un controventatura inferiore formata da profili accoppiati di sezione L 60x60x6 a distanza 10mm e ogni 6 metri sono presenti diaframmi sempre formata da profili accoppiati di sezione L 60x60x6.

Si rimanda alle tavole di progetto.



1.1) Modello di calcolo

E' stato realizzato un modello agli elementi finiti con elementi tipo beam ed un modello di calcolo con elementi tipo plate.

1.2) Geometria della passerella pedonale

Luce 48 metri, formata da 2 travi isostatiche, larghezza asse asse di 4 metri.

Si rimanda alle tavole di progetto.

1.3) Grigliato

Grigliato 50*3*25/76 in acciaio S235JR

Barre trasversali in tondo passo 76mm.

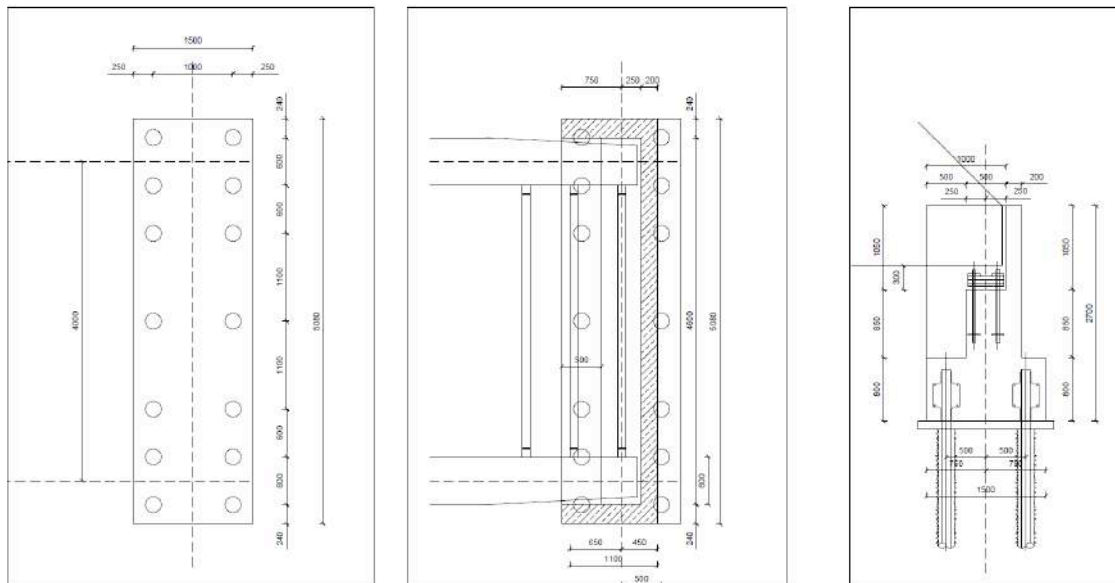
1.4) Apparecchi di appoggio

Appoggi scorrevoli longitudinali lato spalla asse 2.

Appoggi fissi longitudinali lato spalla asse 1.

1.5) Spalle

1.5.1) Geometria della spalla



Le spalle hanno altezza totale con il paraghiaia di circa 270cm e larghezza di circa 508cm.

La zattera di fondazione poggia su 14 micropali del diametro di 20cm con armatura tubolare d 139,7mm sp.10mm in acciaio S355.

La zattera di fondazione ha spessore di 80cm e dimensioni di 150cm per 508cm.

Il muro della spalla in elevazione ha dimensioni di 75 cm per 508cm ed altezza di 85cm dall'estradosso della zattera di fondazione all'intradosso dei baggioli.

Lo spazio per i baggioli e gli apparecchi di appoggio dalla elevazione del muro della spalla fino all'intradosso delle travi di acciaio dell'impalcato è di 30cm.

Il paraghiaia ha quindi una altezza di 105cm e spessore di 25cm.

I muri laterali hanno spessore 25cm.

2) Analisi dei carichi

2.1) Peso proprio del grigliato

Si prevede un grigliato elettrosaldato del tipo “POTISSIMUM EDILIZIA” della *Nuova Defim Orsogrill* di altezza della barra portante di 50mm e spessore di almeno 3mm in acciaio S235JR ad interasse di 25mm e comunque in grado di portare un carico di portata in Classe 3 secondo UNI 11002-1 e smi ed un carico di un mezzo di soccorso come previsto al punto C5.1.8 della Circolare del 21 gennaio 2019, n.7, delle NTC2018, con asse da 80 kN e quindi carico da 40kN su impronta di lato di 20x20cm.

C5.1.8 PONTI PEDONALI

Per i ponti pedonali si deve considerare lo schema di carico 4, folla compatta, applicato su tutta la parte sfavorevole della superficie d'influenza.

L'intensità del carico, comprensiva degli effetti dinamici, è di 5,0 kN/m². Tuttavia, quando si possa escludere la presenza di folla compatta, come accade per ponti in zone scarsamente abitate, l'intensità del carico può essere ridotta, previa adeguata giustificazione, a

$$2,50 \text{ kN/m}^2 \leq q_{f,r} = 2,0 + \frac{120}{L + 30} \leq 5,00 \text{ kN/m}^2 \quad [\text{C5.1.9}]$$

dove L è la lunghezza della stesa di carico in m.

Qualora, per operazioni di manutenzione o di soccorso, sia necessario considerare la presenza di un veicolo sul ponte si può considerare lo schema di carico di Figura C5.1.2, costituito da due assi di peso $Q_{sv1}=40 \text{ kN}$ e $Q_{sv2}=80 \text{ kN}$, comprensivi degli effetti dinamici, con carreggiata di 1,3 m ed interasse 3,0 m. L'impronta di ciascuna ruota può essere considerata quadrata di lato 20 cm. A questo schema può essere associata una forza orizzontale di frenamento pari al 60% del carico verticale.

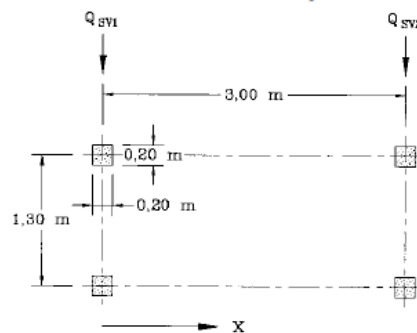


Figura C5.1.2 -Veicolo di servizio per ponti di 3ª categoria

L'interasse delle barre tonde trasversali è pari a 76mm.

Il peso di un grigliato 50*3*25/76 è pari a 47 kg/mq.

Si prevede un peso del grigliato di 50daN/mq.

2.2) Peso delle travi trasversali

Si prevede una trave trasversale ogni 60cm di interasse del tipo IPE200 in acciai S355

Il peso della IPE200 e' pari a 22,4 Kg/m

2.3) Sezioni travi principali

La sezione in mezzzeria del ponte, sezione del concio n. 3 è alta 180cm, la piattabanda superiore è larga 400mm e di spessore 40mm, la piattabanda inferiore è larga 600mm x 40mm. l'anima ha spessore 12mm ed è alta 1720mm.

Lo stesso per il concio 2, il concio 4 e 5.

Il peso della sezione, esclusi gli irrigidimenti, è pari a

$$(40*4+60*4+172*1,2)*7856/10000 = 476 \text{ daN/ml}$$

La sezione del concio n.1 all'appoggio è alta 750mm e la piattabanda superiore è larga 400mm e di spessore 40mm, la piattabanda inferiore è larga 600mm e di spessore 40mm, l'anima ha spessore 12mm ed altezza pari a 670mm. Il peso è pari a

$$(40*4+60*4+67*1,2)*7856/10000 = 377 \text{ daN/ml}$$

La sezione del concio n.1 all'attacco è alta 750mm e la piattabanda superiore è larga 400mm e di spessore 60mm, la piattabanda inferiore è larga 600mm e di spessore 40mm, l'anima ha spessore 12mm ed altezza pari a 630mm. Il peso è pari a

$$(40*6+60*6+63*1,2)*7856/10000 = 530 \text{ daN/ml}$$

Il peso della trave principale risulta circa: $(48\text{m}-9\text{m})*476\text{daN/m} + 4,2*377\text{daN/m} + 530 \text{ daN/m} * 4,8 = 22691 \text{ daN} + \text{peso irrigidimenti e coprigiunti}.$

Il peso degli irrigidimenti supponendo di avere spessore di circa 10mm e altezza di 1720mm e larghezza di 200mm ad interasse di 600mm si ha $(172*20*1,2)*7856/1000000 = 32\text{daN}$ e quindi $32/0,6\text{m} = 54\text{daN/ml}$ + irrigidimento di testa pari a 1720mm e larghezza di 100mm pesa la metà quindi pari a 16 daN e quindi $16/0,6\text{m} = 27 \text{ daN/ml}$. Il peso degli irrigidimenti in questa fase è pari a circa 81daN/ml.

Il peso di ogni trave è quindi pari a circa $22681+81*48= 26570 \text{ daN/ml}$.

2.4) Controventatura intradosso impalcato e di diaframmi

La controventatura ad intradosso impalcato è formata da 2L 60X6 distanti 10mm di peso complessivo al metro lineare pari a $5,42\text{x}2= 11\text{daN/ml}$, sono previsti 16 campi a X di dimensioni di circa 425m. Si ha un peso totale di $4,25\text{m} * 2 * 16\text{campi} * 11\text{daN/ml} = 1496 \text{ daN}$.

Diaframmi sono 9 formati da profili a 2L 60X6 distanti 10mm di peso = 11daN/ml per una lunghezza di $1,51\text{m} * 2 + 3,4\text{m} = 6,43\text{m}$.

Si ha un peso totale di $6,43\text{m} * 9\text{campi} * 11\text{daN/ml} = 636 \text{ daN}$.

Il peso totale della controventatura risulta essere $1496+636 = 2132 \text{ daN}$ e quindi pari a 1066 daN a trave.

A metro lineare il peso della controventatura su ogni trave è pari a 22,2 daN

2.5) Sovraccarico accidentale

Si prevede un sovraccarico folla pari a 500 daN/mq per 3,5 metri di larghezza del ponte, il peso totale della folla è quindi pari a $48 \cdot 3,5 \cdot 500 = 84000$ daN.

2.6) Permanenti non compiutamente definiti – rivestimento trave

Si prevede il peso di un eventuale rivestimento della trave principale in lamiera metallica forata o similare, del peso di circa 20 daN/mq compresi dei supporti.

Lo sviluppo è pari a $1,8\text{metri} + 0,7\text{m} + 1\text{m} = 3,5\text{metri}$ per $20\text{dan} = 70$ daN/ml di trave.

2.7) Azione del vento e della neve

LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

Località: PADOVA

Provincia: PADOVA

Regione: VENETO

Coordinate GPS:

Latitudine : 45,40700 N

Longitudine: 11,87600 E

Altitudine s.l.m.: 12,0 m

CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE E DEL VENTO

Normativa di riferimento:

D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

NEVE:

Zona Neve = II

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} C_e = 100$ daN/mq

Accumuli in corrispondenza di sporgenze:

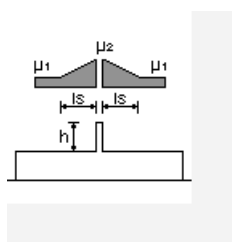
$h = 1,0$ m

$m_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 80$ daN/mq

$m_2 = 2,00 \Rightarrow Q_2 = 200$ daN/mq

$l_s = 5,0$ m

Schema di carico:



La neve anche in presenza di accumulo sull'impalcato ha un carico massimo pari a 200daN/mq e quindi minore della folla pari a 500daN/mq.

Inoltre con la presenza del 100% della folla pari a 500daN/mq si potrebbe prevedere un carico neve pari a 50% di 80daN/mq per un totale di 540daN/mq, assai improbabile per la passerella in oggetto.

VENTO:

Zona vento = 1

Velocità base della zona, $V_{b.o} = 25 \text{ m/s}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_o = 1000 \text{ m}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 12 \text{ m}$

Velocità di riferimento, $V_b = 25,00 \text{ m/s}$ ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, $T_r = 100 \text{ anni}$

$C_r = 0,75 (1 - 0,2 \ln(-\ln(1-1/T_r)))^{1/2.039} \text{ anni}$

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 25,98 \text{ m/s}$

Classe di rugosità del terreno: A

[Aree urbane con almeno il 15% della superficie coperta da edifici la cui altezza media superi 15 m]

Categoria esposizione: (Entroterra fino a 30 km dal mare) tipo IV

($K_r = 0,22$; $Z_o = 0,30 \text{ m}$; $Z_{min} = 8 \text{ m}$)

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 42 \text{ daN/mq}$

Coefficiente di forma, $C_p = 1,00$

Coefficiente dinamico, $C_d = 1,00$

Coefficiente di esposizione, $C_e = 1,63$

Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1,00$

Altezza dell'edificio, $h = 2,00 \text{ m}$

Pressione del vento, $p = q_b C_e C_p C_d = 69 \text{ daN/mq}$

TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA:

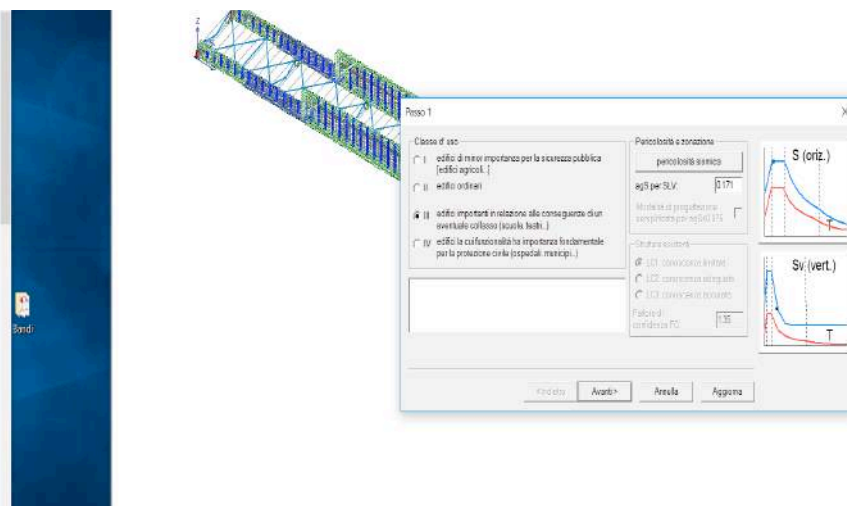
Zona: I

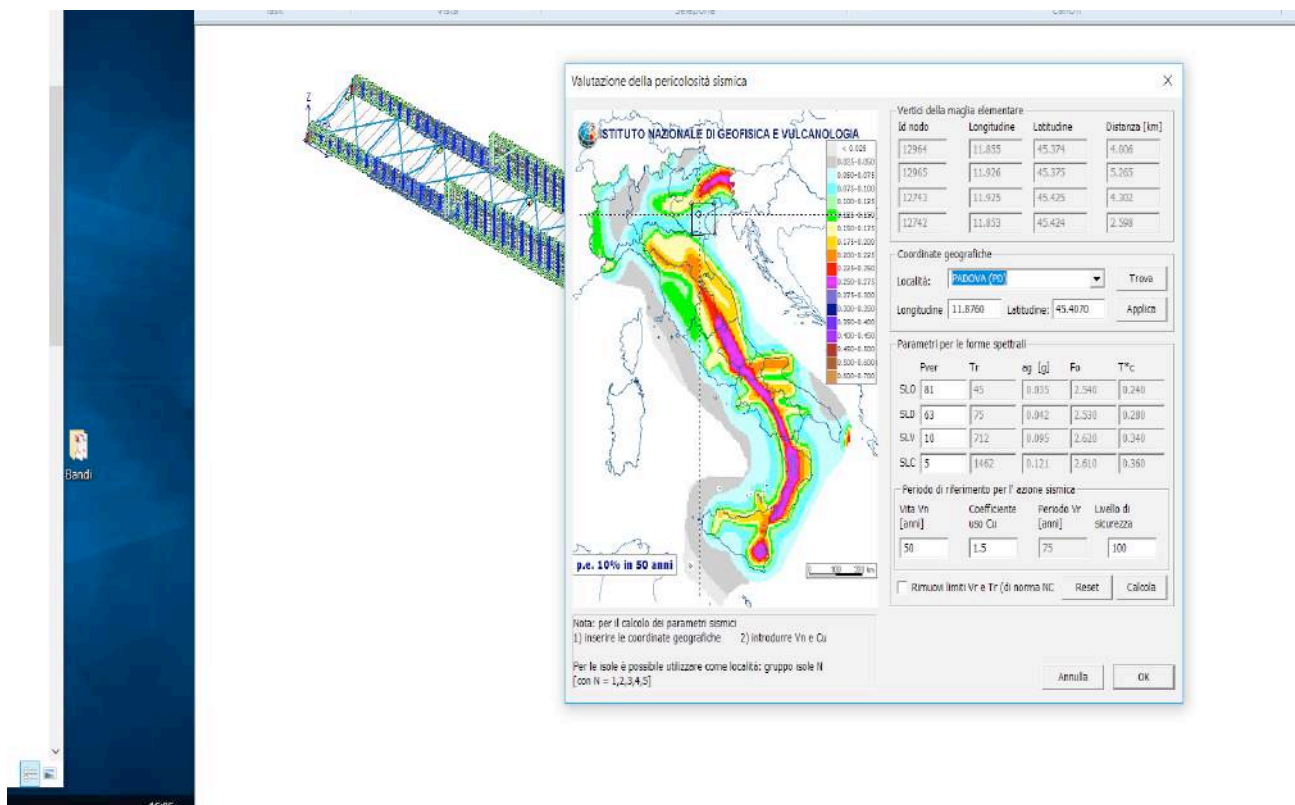
$T_{min} = -15.05^\circ$ [NTC 3.5.1]

$T_{max} = 41.93^\circ$ [NTC 3.5.2]

2.8) Azione sismica

Si allegano i passaggi principali eseguiti per la determinazione dei casi di carico sismici.





Passo 2

Categoria di suolo di fondazione

☐ A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi ...

☐ B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti ...

☐ C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti ...

☒ D Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti ...

☐ E Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D ...

Categoria topografica

☒ T1

☐ T2 in sommità al pendio

☐ T3 in cresta al rilievo con moderata pendenza

☐ T4 in cresta al rilievo

quota relativa (%)

Risposta sismica locale

☐ Usa RSL Cerca file RSL...

S (oriz.)

Sv (vert.)

T

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

Passo 3

Parametri e fattori spettrali

S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.035	1.800	2.540	0.644	0.204	0.612	1.741
SLD	0.043	1.800	2.530	0.704	0.220	0.661	1.770
SLV	0.095	1.800	2.620	1.091	0.243	0.729	1.981
SLC	0.121	1.800	2.610	1.227	0.250	0.750	2.085

Verticale per tutti: 1.000

eta SLO q SLD x q SLD y q SLD z q SLU x q SLU y q SLU z

1.0 1.0 1.0 1.0 1.5 1.5 1.5

Smorzamento...

1.0 1.0 1.0

Esistenti v. fragili

Duttilità

☐ ND - non dissipativa

☒ B - media

☐ A - alta

Regolarità

☒ in pianta

☒ in altezza

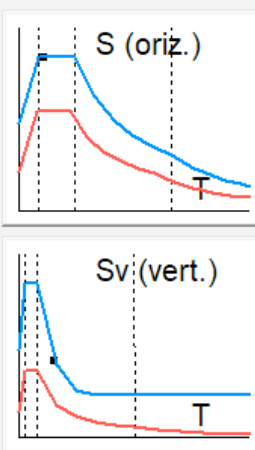
Edifici isolati

2.0 T is

10.0 s esi

Info...

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna



Passo 4

Dati comuni per le analisi

Quota spiccato [cm] -1.0

Contributo carichi in fondazione ☐

Eccentricità aggiuntiva X: 5 Y: 5

Spost. relativo limite 1000/h

muratura 3 altri 5

Dati per analisi dinamica

N. modi 18 N. modi rigidi 0

Fattore per calcolo rigidezza secante 1

Dati per analisi statica lineare e non lineare

Altezza edificio [cm] 176.0

Fatt. Lambda [0.85 - 1] 1.0

Periodo T1 [primo modo] 0.3

Sd (T1) - SLU 0.299

Se (T1) - SLD 0.194

dir. x-x 0.3 dir. y-y 0.3 dir. z-z 0.3

Calcola periodi T1

opzione suggerita:

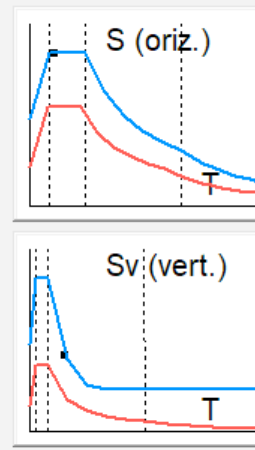
Accelerazione uniforme [Fi=Fh] ☐ NO

Eccentricità convenzionale con momenti Mz ☐ NO

Usa spostamenti medi di piano per pushover ☐ SI

Distrib. triangolare per pushover ☐ SI

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna



2.9) Predimensionamento della trave principale della passerella pedonale.

Peso grigliato a metro lineare di trave: $(50 \text{ daN/mq} * 3,5 \text{ m}/2) = 87,5 \text{ daN/ml}$

Peso IPE200 $(22,4 * 3,6/2)/0,6 = 70 \text{ daN/ml}$

Peso trave principale circa	550 daN/ml
Peso controventatura	22,5 daN/ml
Peso rivestimento trave:	70 daN/ml
Peso folla (500*3,5/2)	875 daN/ml

Pesi propri compiutamente definiti

$$G1 = 87,5 + 70 + 550 + 22,5 = 730 \text{ daN/ml}$$

$$G2 = 70 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 875 \text{ daN/ml}$$

$$J_{\text{trave}} \text{ h } 180\text{cm} = 3525247 \text{ cm}^4$$

$$\text{Freccia peso strutture + grigliato} = (5/384) * (7,3 * 4800^4) / (2100000 * 3525247) = 6,81 \text{ cm}$$

$$\text{Freccia eventuale rivestimento} = (5/384) * (0,7 * 4800^4) / (2100000 * 3525247) = 0,65 \text{ cm}$$

$$\text{Freccia sovraccarico folla} = (5/384) * (8,75 * 4800^4) / (2100000 * 3525247) = 8,16 \text{ cm}$$

$$\text{Momento massimo in campata: } 1/8 * (1652) * 48^2 = 475776 \text{ daN*m} = 47577600 \text{ daN*cm}$$

$$\text{Preverifica } M/W = 47577600 / 34694 = 1371 \text{ daN/cm}^2$$

Reazione all'appoggio per ogni trave

$$P_{\text{max}} = ql/2 = (730 + 70 + 875) * 48/2 = 40200 \text{ daN}$$

$$\text{Peso della struttura metallica escluso grigliati: } (70 + 550 + 22,5) * 48 * 2 = 61680 \text{ daN}$$

3) Modello Fem con elementi beam

La struttura metallica viene modellata con elementi beam, l'impalcato risulta giacere nel piano x-y senza considerare degli offset con link rigidi degli elementi in quanto viene successivamente modellato il ponte con un modello fem ad elementi plate.

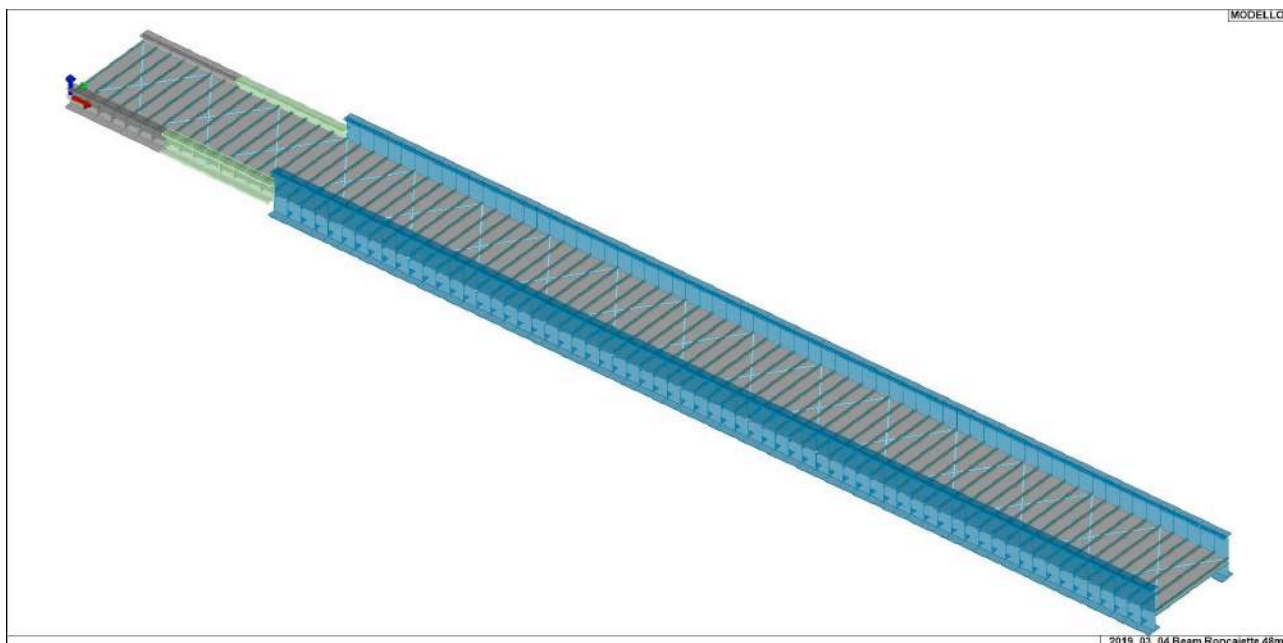
Le travi principali hanno distanza tra loro di 4 metri, e sono formati da tre sezioni:

Sezione n. 1 alta 75 cm all'appoggio sx (grigia in figura sotto), la sezione n.4 all'attacco tra la sezione 1 e la sezione n.2 è alta sempre 75cm e rappresentata in verde nella figura sotto, la sezione n.2 alta 180 cm nelle restanti parti della travata.

Le travi trasversali, lunghe 4 metri ad interasse di 0,6 metri, sono di sezione n. 3 cioè IPE200.

I controventi sono formati da 2L 60x6x10mm, sezione n.6.

I diaframmi non vengono modellati come sopra specificato in precedenza.



1

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	Doppio T: bi=60 ba=1.2 bs=40 ht=75 hi=4 hs=4	480.40	0.0	0.0	2068.58	9.334e+04	5.179e+05	3111.43	1.193e+04	5224.12	1.421e+04
2	Doppio T: bi=60 ba=1.2 bs=40 ht=180 hi=4 hs=4	606.40	0.0	0.0	2129.06	9.336e+04	3.525e+06	3111.94	3.469e+04	5261.92	4.274e+04
3	IPE 200	28.50	0.0	0.0	7.00	142.00	1943.00	28.50	194.30	44.60	220.60
4	Doppio T: bi=60 ba=1.2 bs=40 ht=75 hi=6 hs=6	675.60	0.0	0.0	6698.44	1.400e+05	7.156e+05	4666.97	1.640e+04	7822.68	1.929e+04
5	2 LU 60x6 affiancati a dist.=10.00	13.80	0.0	0.0	1.64	111.79	45.60	17.20	10.60	30.22	22.30

Scrittura file per analisi in corso ...

CDC 1 Forze risultanti: X= 0.000e+00 Y= 0.000e+00 Z= -5.402e+04

CDC 1 Coppie risultanti: X= -1.080e+07 Y= 1.306e+08 Z= 0.000e+00

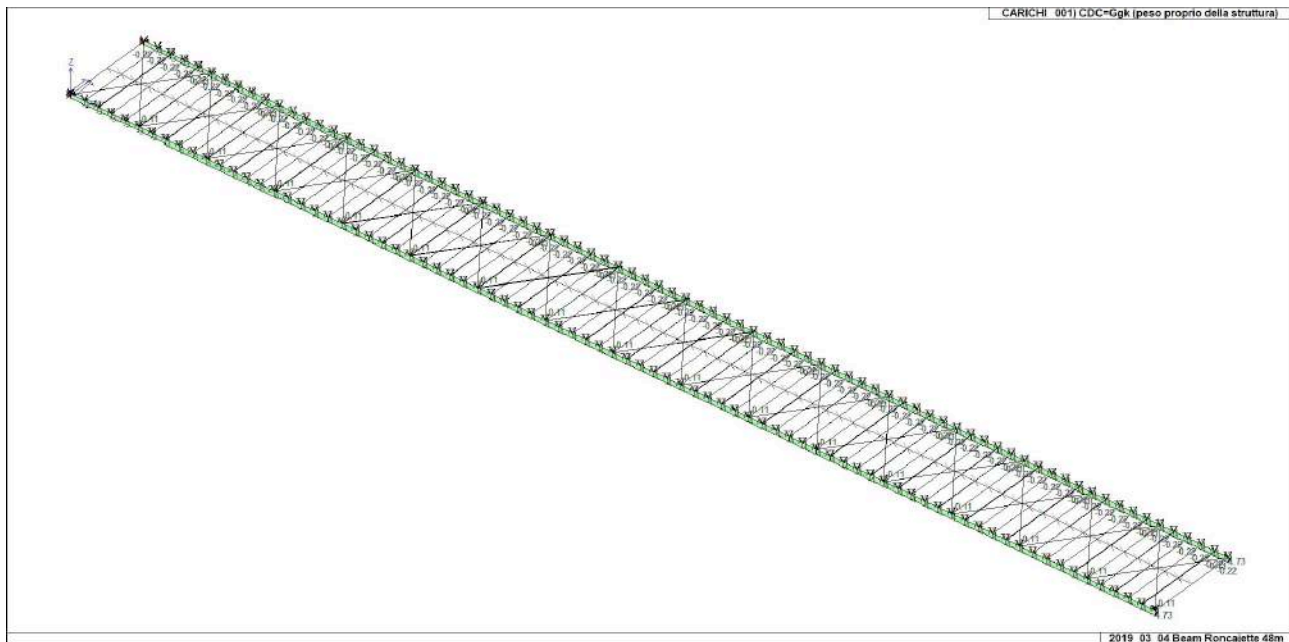
CDC 2 Forze risultanti: X= 0.000e+00 Y= 0.000e+00 Z= -8.448e+03

CDC 2 Coppie risultanti: X= -1.690e+06 Y= 2.028e+07 Z= 0.000e+00
 CDC 3 Forze risultanti: X= 0.000e+00 Y= 0.000e+00 Z= -6.720e+03
 CDC 3 Coppie risultanti: X= -1.344e+06 Y= 1.613e+07 Z= 0.000e+00
 CDC 4 Forze risultanti: X= 0.000e+00 Y= 0.000e+00 Z= -8.400e+03
 CDC 4 Coppie risultanti: X= -1.680e+06 Y= 2.016e+07 Z= 0.000e+00
 CDC 5 Forze risultanti: X= 0.000e+00 Y= 0.000e+00 Z= -8.400e+04
 CDC 5 Coppie risultanti: X= -1.680e+07 Y= 2.016e+08 Z= 0.000e+00
 CDC dinamico 6 massa risultante = 1.028e+05

Scrittura file per analisi effettuata.

Modello elementi beam.

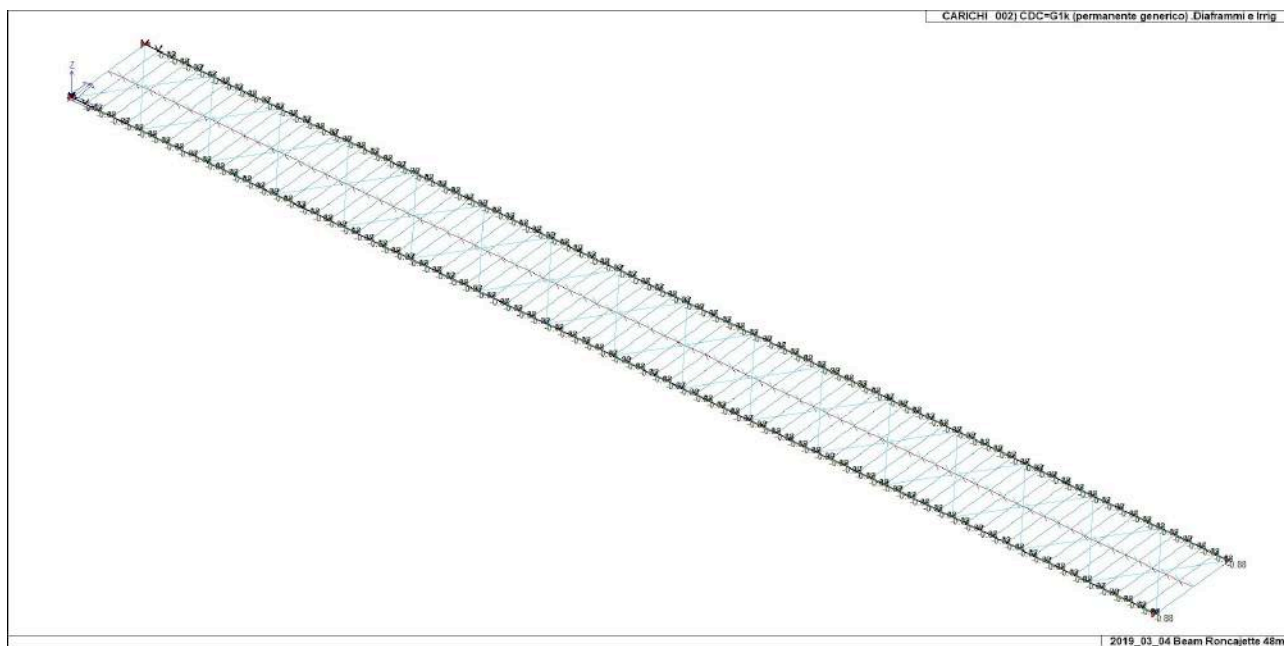
le condizioni di carico previste sono:



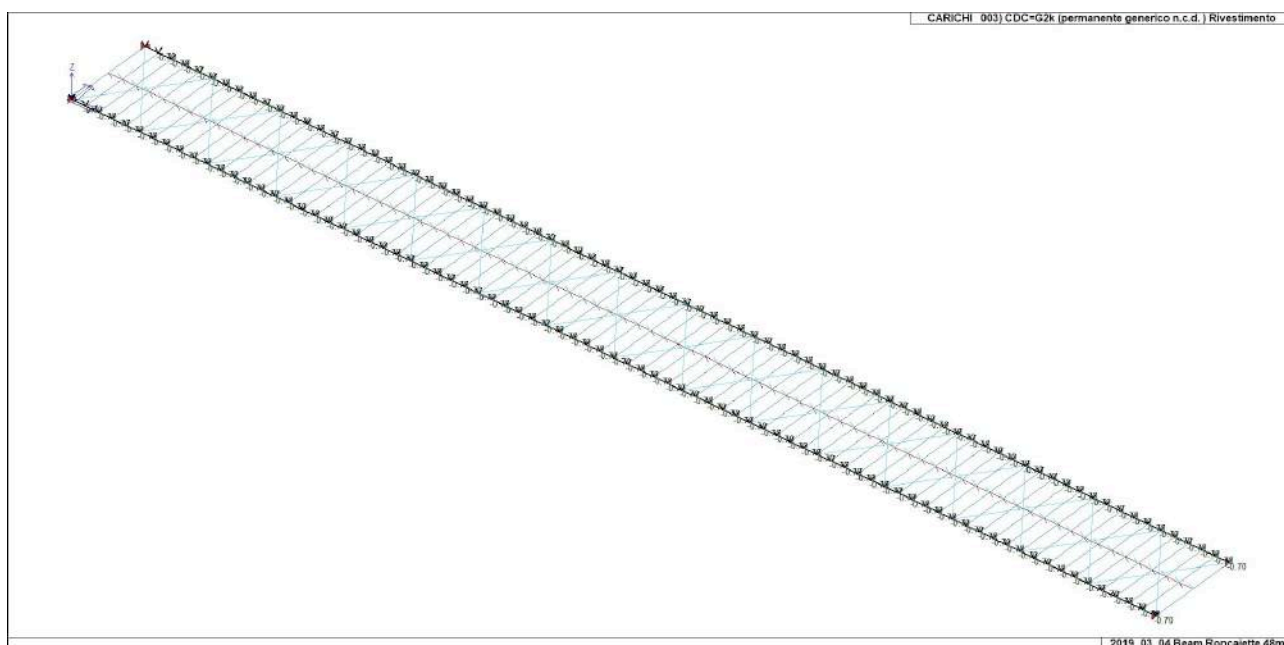
CDC 1 Peso delle strutture fem

a cui va aggiunto il peso dei diaframmi non modellati in questo modello a trave ed il peso degli irrigidimenti dell'anima che sono pari a $636 \text{ daN}/(48 \cdot 2) = 6,625 \text{ daN/ml} + 81 \text{ daN/ml}$

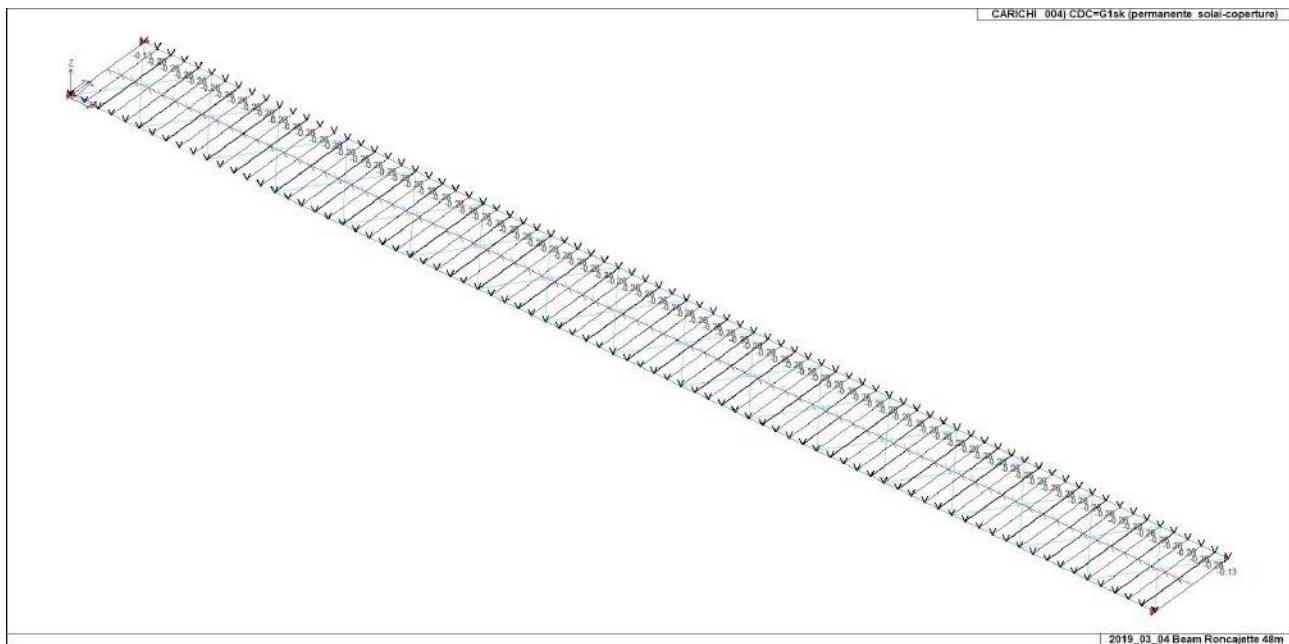
= 88 daN/metro di trave



CDC 2 Peso diaframmi ed irrigidimenti



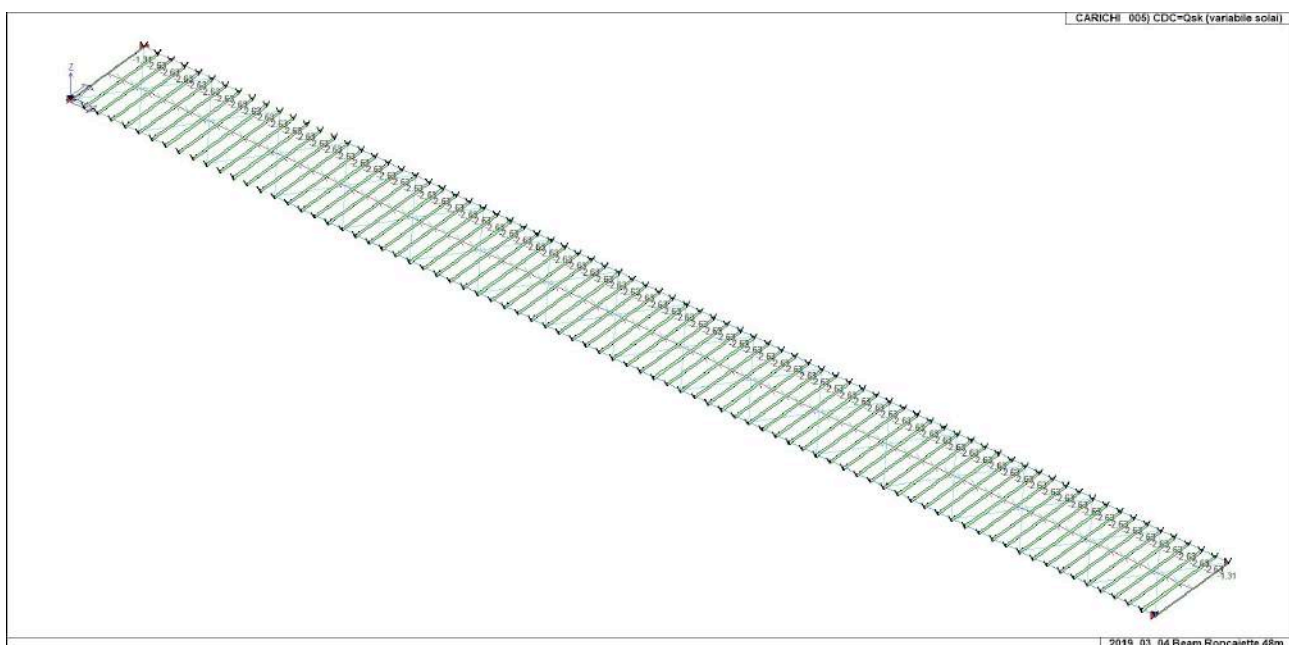
CDC 3 Peso rivestimenti trave (eventuale lamiera forata)



CDC 4 Peso permanente solai (grigliato)

Poichè interasse travi principali del modello FEM è di 4 metri, la lunghezza delle IPE200 dove appoggiano i solaio sono di 4 metri, risulta che il solaio ha una larghezza di 4 metri invece che di 3,5 come in realtà. Quindi il carico a mq risulta essere pari a $50 * 3,5/4 = 43,75$ daN/mq e per interasse delle IPE di 0,6m risulta pari a 26,65daN/ml su ogni IPE come da figura sopra.

Idem per la CDC % folla pari a 500 daN/mq risulta $500*3,5/4*0,6=262,5$ daN/metro di IPE



CDC 5 Folla

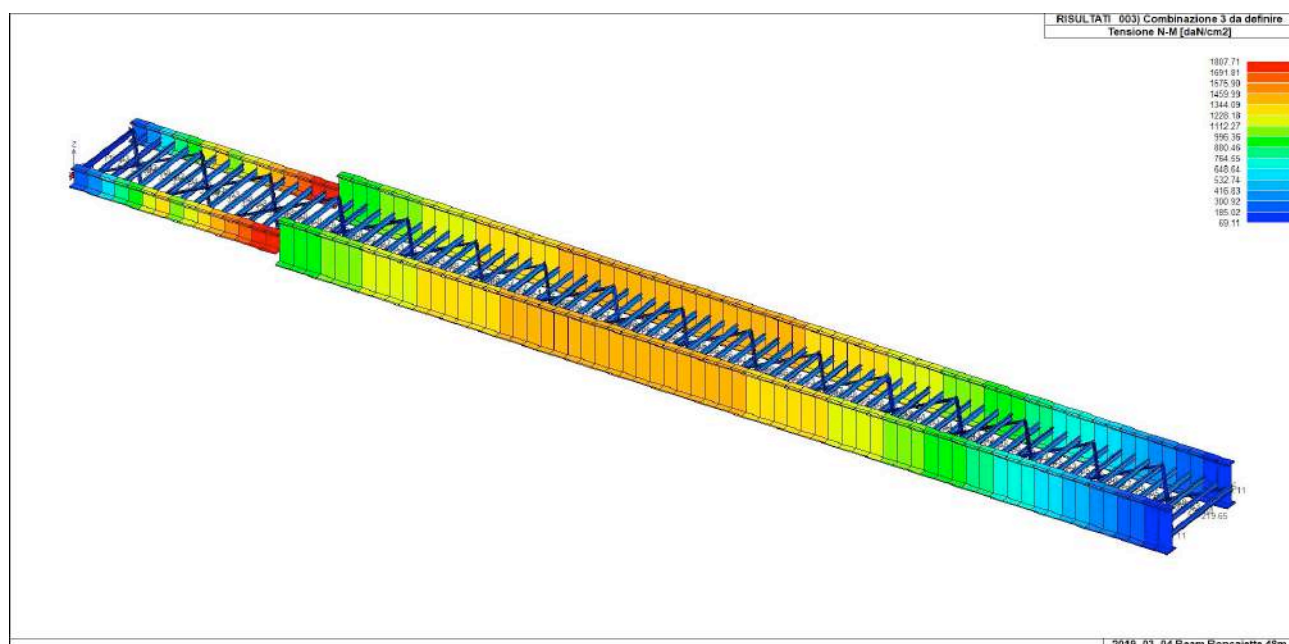
	Freccia cm.	FZ appoggio 1 (daN)	FZ appoggio 2 (daN)	Momento campata (daN*cm)
Peso proprio	6,11	- 13410 daN	- 13600 daN	16.320.000
Perm. Diaf + irrigidim.	0,95	-2112	-2112	2.534.000
Perm. Rivestimento	0,75	-1680	-1680	2.016.000
Peso grigliato	0,94	-2100	-2100	2.520.000
Peso folla	9,43	-21000	-21000	25.200.000
TOTALE	18,18	-40302	-40490	48.590.000

Freccia totale per carichi permanenti = 8,75cm

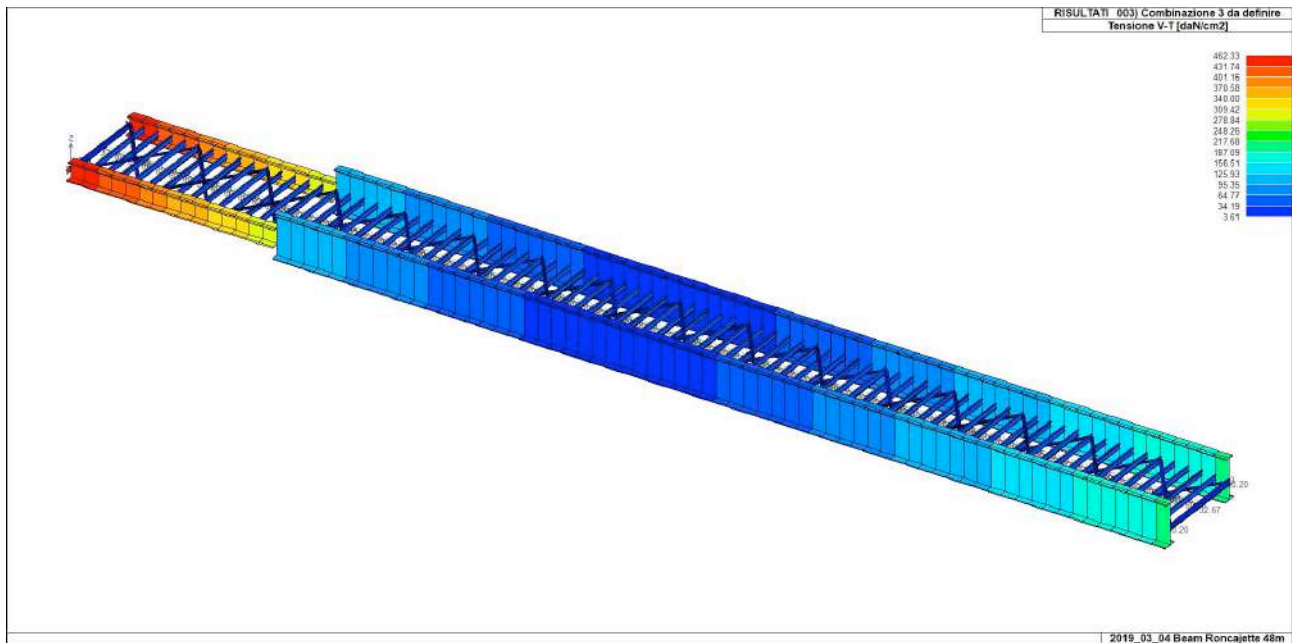
Freccia totale carico folla = 9,43 cm

Le tensioni considerando il 100% dei carichi permanenti ed il 100% della folla risultano:

Tensione N-M = 1807daN/cm²



Tensione V-T = 462 daN/cm²



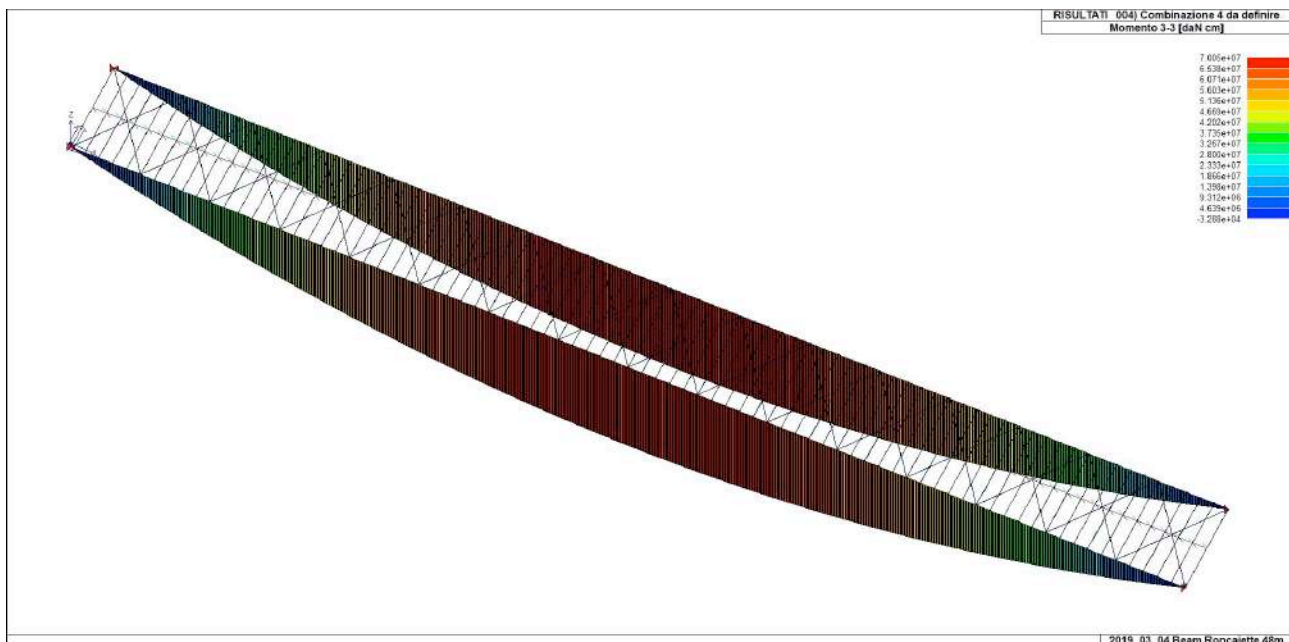
3.1) Verifica Sezione in campata.

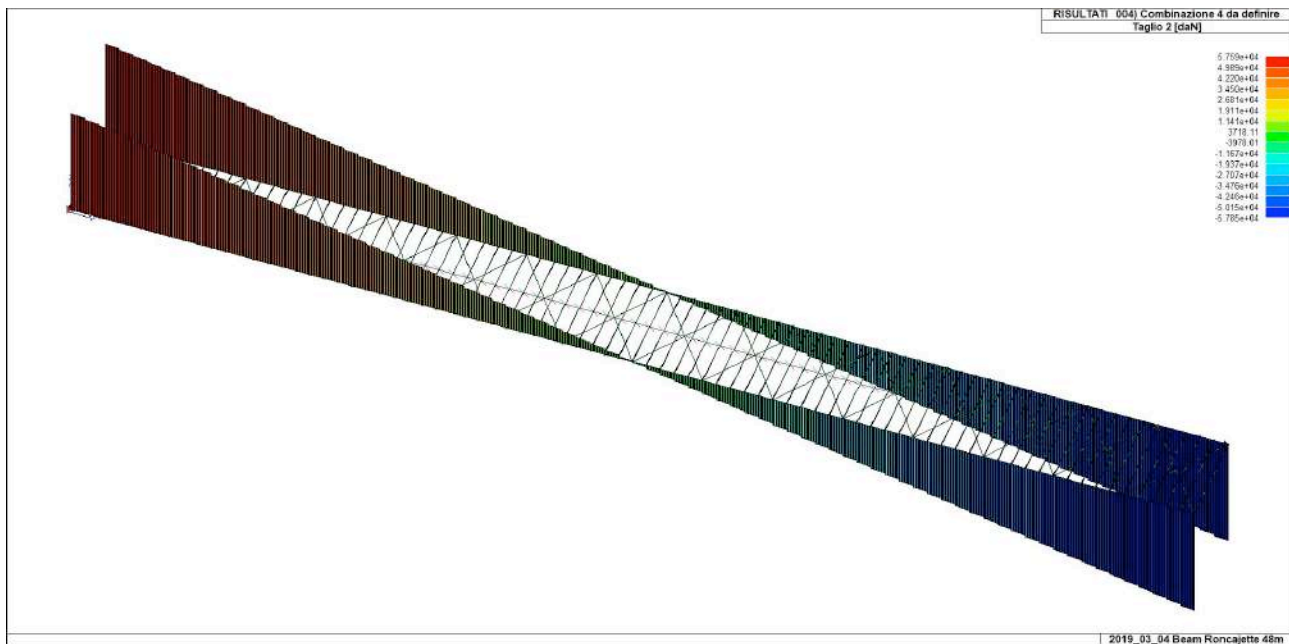
Agli SLU la combinazione piu' sfavorevole risulta essere pari al

$1,35 \cdot \text{CDC1}(\text{peso proprio}) + 1,35 \cdot \text{CDC2}(\text{peso irrigidimenti e diaframmi}) +$

$1,5 \cdot \text{CDC3}(\text{rivestimento}) + 1,5 \cdot \text{CDC4}(\text{permanenti solai ...grigliato}) + 1,5 \cdot \text{CDC5}(\text{folla})$

Si riportano i grafici del momento flettente e del taglio.





$M_{ed} = 70.000.000 \text{ daN*cm}$, $V_{ed} = 57850 \text{ daN}$

Verifica sezione in mezzera:

Caratteristiche geometriche della sezione:

$A = 60640 \text{ mm}^2$

$Y_{G \text{ elastico}} = 773,35 \text{ mm}$

$J_{xx} = 35259227244 \text{ mm}^4$

$W_{sup} = 34343991 \text{ mm}^3$; $W_{inf} = 45592791 \text{ mm}^3$; $W_{plast.} = 42741870$

Classe della sezione:

$$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/355)} = 0,81$$

$$c/t_f = 200/40 = 5 \quad c/t_f < 9\varepsilon \quad 5 < 7,29 \text{ Sezione di classe 1 per la flangia compressa}$$

per anima si hanno irrigidimenti nella zona compressa a distanza di 60cm dall'intradosso della piattabanda superiore come da figura sotto:

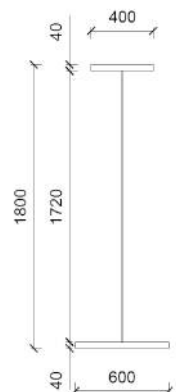
la sezione se fosse in classe 3 avrebbe tensioni

$$M_{ED} / W_{el,sup} = 70.000.000 / 34343 = 2038 \text{ daN/cm}^2 < 3550/1,05 = 3380 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{ED} / W_{el,inf} = 70.000.000 / 45592 = 1535 \text{ daN/cm}^2 < 3550/1,05 = 3380 \text{ daN/cm}^2$$

si prevede un irrigidimento longitudinale a 40 cm dall'intradosso della piattabanda superiore.

Larghezza collaborante dell'ala superiore compressa. (Circolare C4.2.4.1.3.4.3)



Si ha $b_0 < L_e/50 = 48000\text{mm}/50 = 960\text{mm}$ dove $b_0 = 400/2 = 200\text{mm}$

Gli effetti di trascinamento da taglio possono essere trascurati.

Diagramma delle tensioni in mezzeria agli SLU.

Nel caso di nervature longitudinali la norma prevede:

verifica stabilità globale del pannello irrigidito:

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} t$$

dove $A_{c,eff,loc}$ è l'area compressa efficace, data dalla somma delle aree efficaci dei sottopannelli compressi e dell'area efficace delle nervature

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum \rho_{loc} b_{loc} t$$

si ha:

$$A_{sl,eff} = 100\text{mm} * 10\text{mm} = 1000\text{mm}^2$$

Si prevede un irrigidimento di spessore 10mm e lunghezza 100mm, quindi i pannelli sono 2.

$$\psi_1 = \sigma_{s2} / \sigma_{si} = 1160/1958 = 0,592$$

$$b_{1,edge} = 2 / (5 - \psi_1) * b_1 = 2 / (5 - 0,592) * 400 = 181,5 \text{ mm}$$

$$b_{1,sup} = (3 - \psi_1) / (5 - \psi_1) * b_1 =$$

$$(3 - 0,592) / (5 - 0,592) * 400 = 0,546 * 547 = 218,5 \text{ mm}$$

$$b_{2,inf} = 0,4 * b_2 = 0,4 * (1720 - 400 - 773) = 0,4 * 547 = 219$$

$$b_{2,edge} = 0,6 * b_2 = 0,6 * 547 = 328$$

Le aree così definite devono essere ridotte per gli effetti dell'instabilità locale dei sottopannelli n.1 e n.2 come previsto per la stabilità dei pannelli soggetti a compressione (Circolare C.4.2.4.1.3.4.2)

$$\psi_1 = \sigma_{s2} / \sigma_{si} = 1160/1958 = 0,592$$

$$K\sigma = 8,2 / (1,05 + 0,592) = 4,99$$

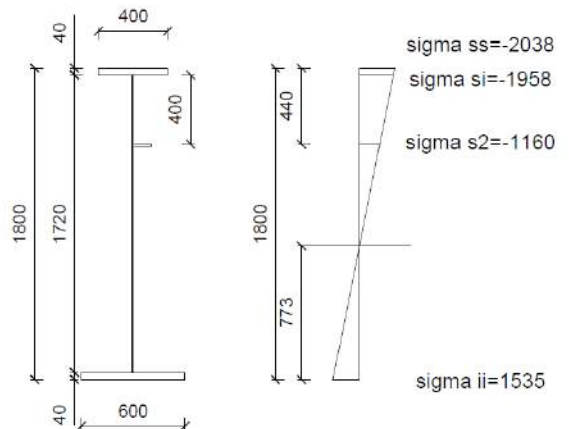
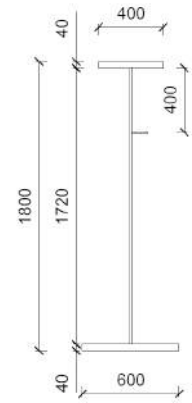
$$\lambda_p = 400 / (28,4 * 12 * 0,81 * \sqrt{4,99}) = 400 / 616 = 0,648$$

$$\rho = (\lambda_p - 0,055 * (3 + \psi)) / \lambda_p^2 = 1,07, \text{ ma } \lambda_p = 1 \text{ se } \lambda_p < 0,673$$

$$\lambda_p = 1$$

La sezione resistente finale è data dalla somma tra la porzione efficace compressa interna $\rho_c A_{c,eff,loc}$ le porzioni compresse efficaci ai bordi $\sum b_{edge,eff} t$, la porzione tesa dell'anima e le flange (che in questo caso non sono ridotte per effetto dell'instabilità locale perché in classe 1).

Nel caso di un solo irrigidimento compresso la norma assume :



$$a_c = 4,33 \cdot (I_{sl} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2 / t^3 b)^{1/4} = 4,33 \cdot ((1/12 \cdot 12 \cdot 100^3 \cdot 400^2 \cdot 547^2) / (12^3 \cdot 947))^{1/4} = 4,33 \cdot 413,57 = 1790$$

a è il passo dei traveri che è pari a 600mm

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,l}}{A_{sl,l} \cdot a^2} + \frac{Eb \cdot a^2 \cdot t^3}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot A_{sl,l} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2} \quad \text{se } a < a_c \quad [C4.2.81.b]$$

$$b_{1,sup} = (3 - \psi_1) / (5 - \psi_1) \cdot b_1 =$$

$$(3 - 0,592) / (5 - 0,592) \cdot 400 = 0,546 \cdot 547 = 219 \text{ mm}$$

$$b_{2,inf} = 0,4 \cdot b_2 = 0,4 \cdot (1720 - 400 - 773) = 0,4 \cdot 547 = 219$$

$$A_{sl} = (438 \cdot 129 + (100 \cdot 10)) = 6256 \text{ mm}^2$$

$$Y_g = (438 \cdot 12 \cdot 6 + 12 \cdot 100 \cdot (12 + 50)) / 6256 = 16,93 \text{ mm}$$

$$I_{sl} = 1/12 \cdot 438 \cdot 12^3 + (438 \cdot 12 \cdot (16,93 - 6)^2) + 1/12 \cdot 10 \cdot 100^3 + (10 \cdot 100 \cdot ((12 + 50) - 16,93)^2) = 2805618 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{cr} = 3,14^2 \cdot 21000 \cdot 2805618 / (6256 \cdot 600^2) + (21000 \cdot 12^3 \cdot 1720 \cdot 600^2) / (4 \cdot 3,14^2 \cdot (1 - 0,1^2) \cdot 6256 \cdot 400^2 \cdot 1320^2) = 258 + 0,03 = 258 \text{ N/mm}^2$$

Comportamento tipo colonna dei pannelli:

$$N_{cr,sl} = \pi^2 \cdot E \cdot I_{sl} / L^2_{cr} = 1613632 \text{ N}$$

$$\sigma_{cr,sl} = N_{cr,sl} / A = 25,79 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cr,sl} = (3,14^2 \cdot 2100 \cdot 2805618) / (6256 \cdot 600^2) = 258 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cr,c} = 907/507 \cdot \sigma_{cr,sl} = 1,77 \cdot \sigma_{cr,sl} = 456 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_c = (355/456)^{0,5} = 0,88$$

$$\alpha_E = \alpha + 0,09 / (i/e) = 0,49 + 0,09 / (21,17 / 33,07) = 0,58$$

da

$$\varphi = 0,5 \cdot (1 + \alpha_E \cdot (\bar{\lambda}_c - 0,2) + \bar{\lambda}_c^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,58 \cdot (0,88 - 0,2) + 0,88^2) = 1,08$$

$$\chi_c = 0,586$$

$$N_{ed} < N_{b,Rd} \text{ da cui } N_{b,Rd} = \chi_c \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,586 \cdot (12 \cdot 400 \cdot 355) / 1,05 = 950994 \text{ N}$$

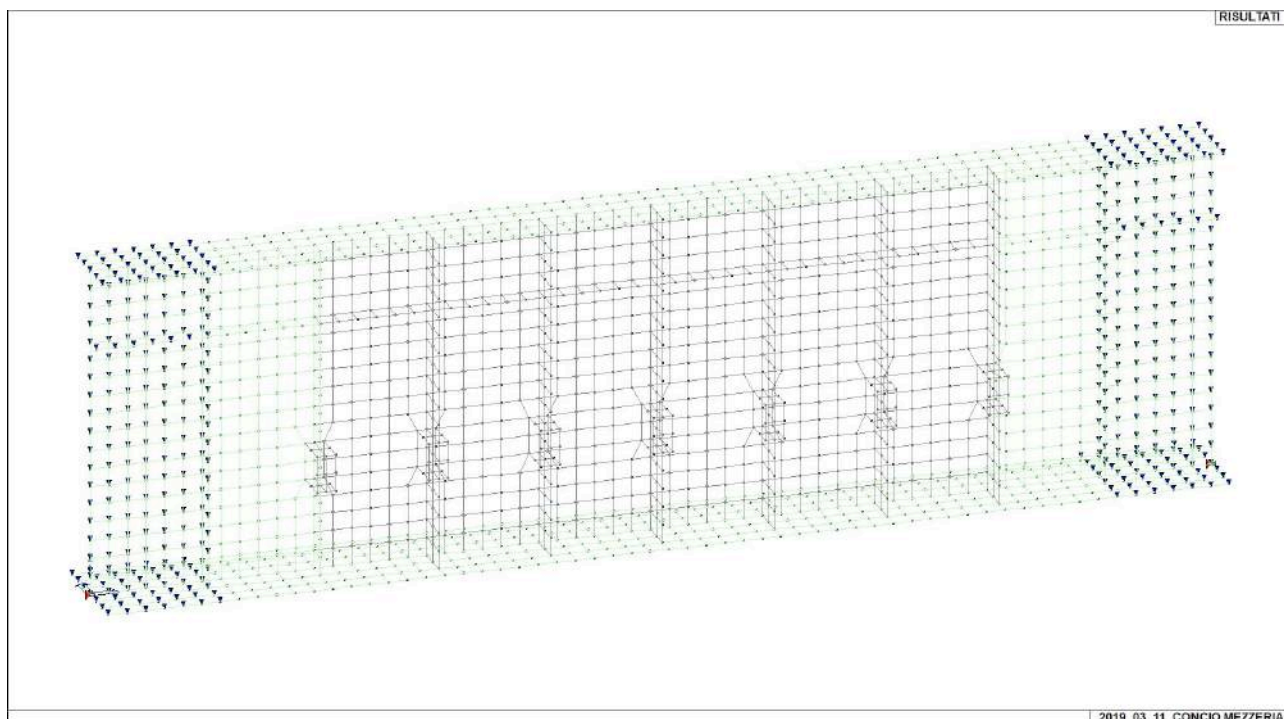
$$N_{ed} = 12 \cdot 400 \cdot (195,8 + 116) / 2 = 748320 \text{ N}$$

$$N_{ed} < N_{b,Rd}$$

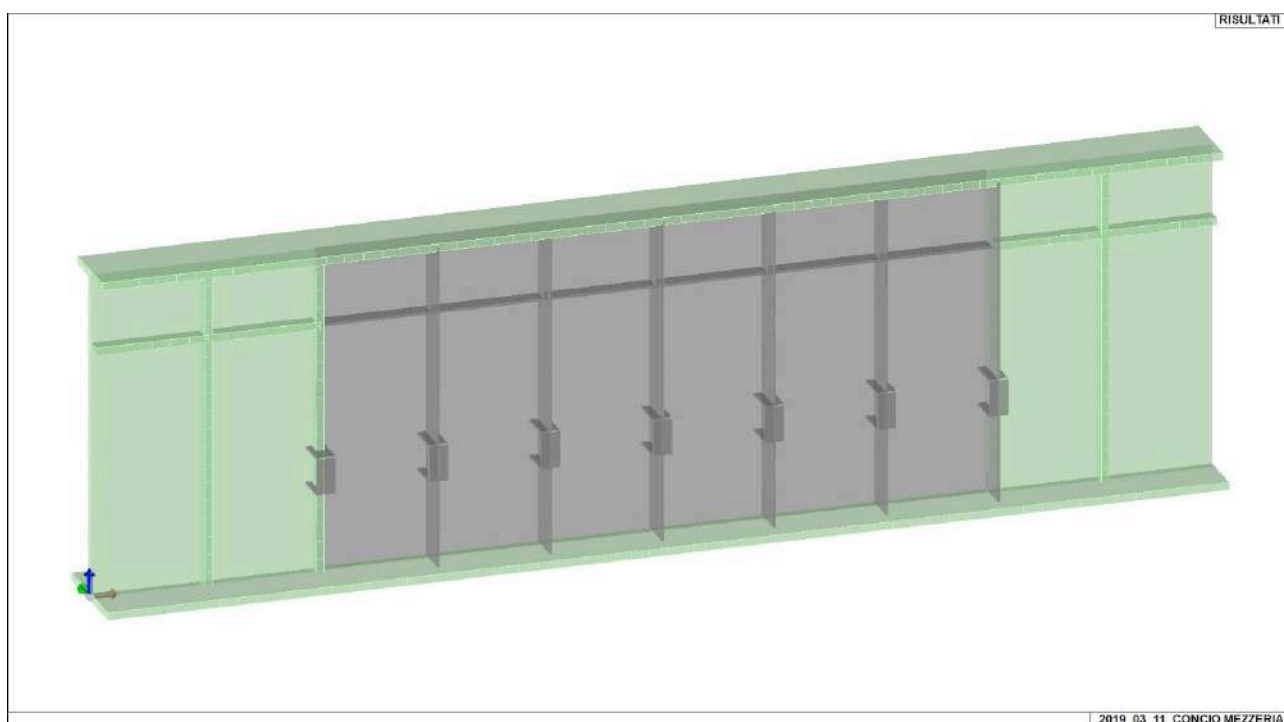
$$N_{ed} / N_{b,Rd} = 950994 / 748320 = 0,786 \quad \text{VERIFICATO}$$

A supporto dei calcoli eseguiti si è anche modellato un pezzo di concio di trave in mezzzeria dell'impalcato a cui è stato applicato un momento pari a $M_{ed} = 70.000.000 \text{ daN} \cdot \text{cm}$ costituito da due forze uguali e contrarie di 700000 daN a distanza di 1 metro ad ogni estremità del concio.

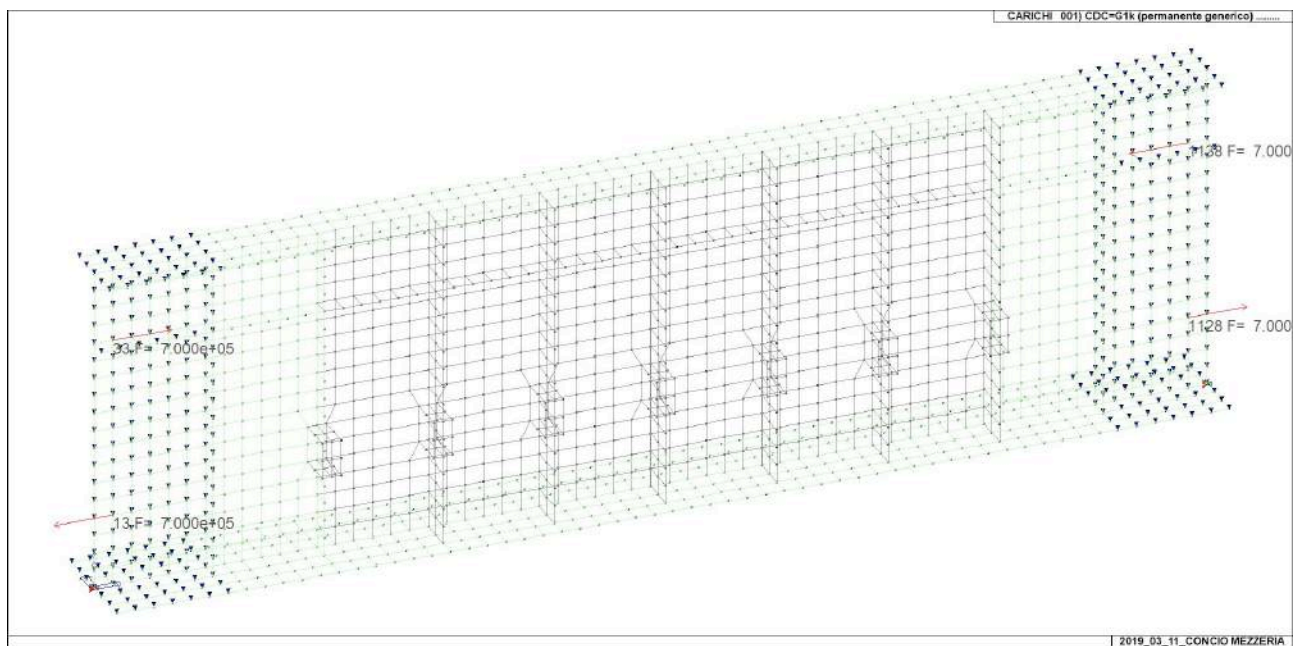
Per impedire l'instabilità della zona dove vengono applicate le forze concentrate, sono stati aumentati gli spessori delle anime e degli irrigidimenti a 4cm e vincolati i nodi ortogonalmente al piano dell'anima.



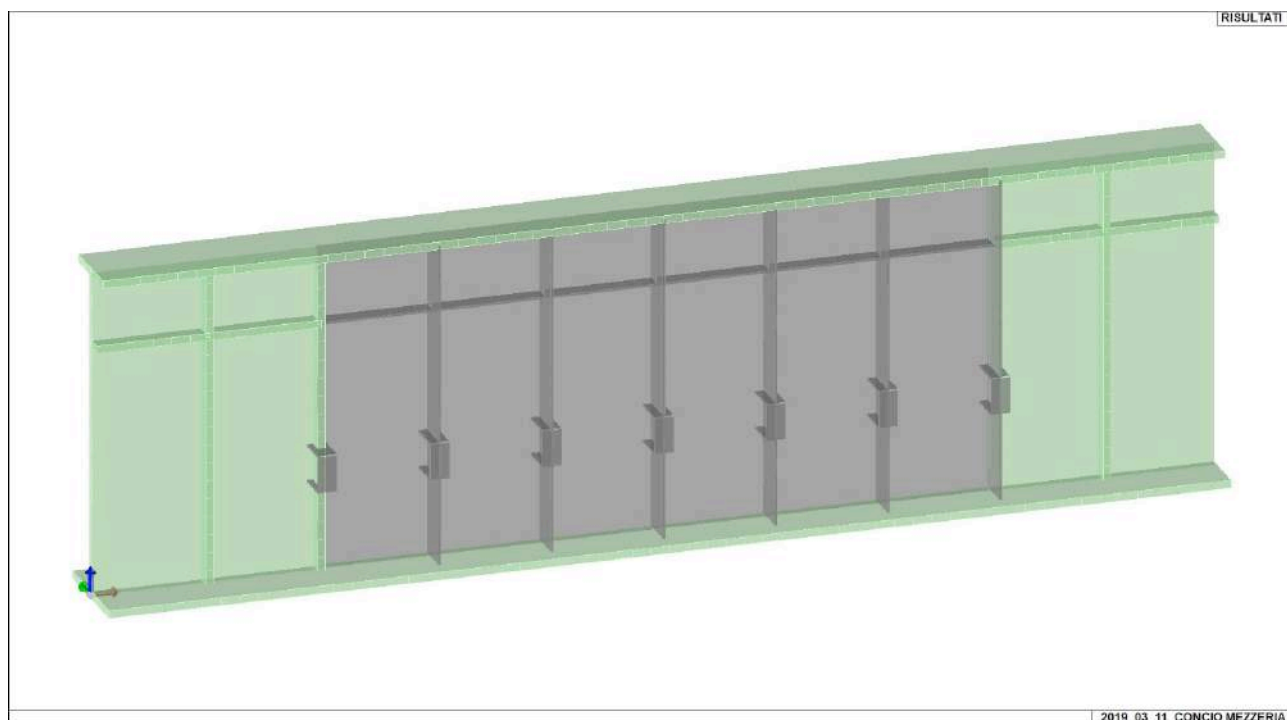
Modello del concio in mezzeria



Modello del concio con anima di spessore cm. 1,2 e ali spessore 4cm, le sezioni di estremità sono tutte di spessore di cm.4.



I momenti di estremità vengono applicati con delle forze pari a $\pm 700000 \text{ daN}$ a distanza di 100cm per ogni estremità.



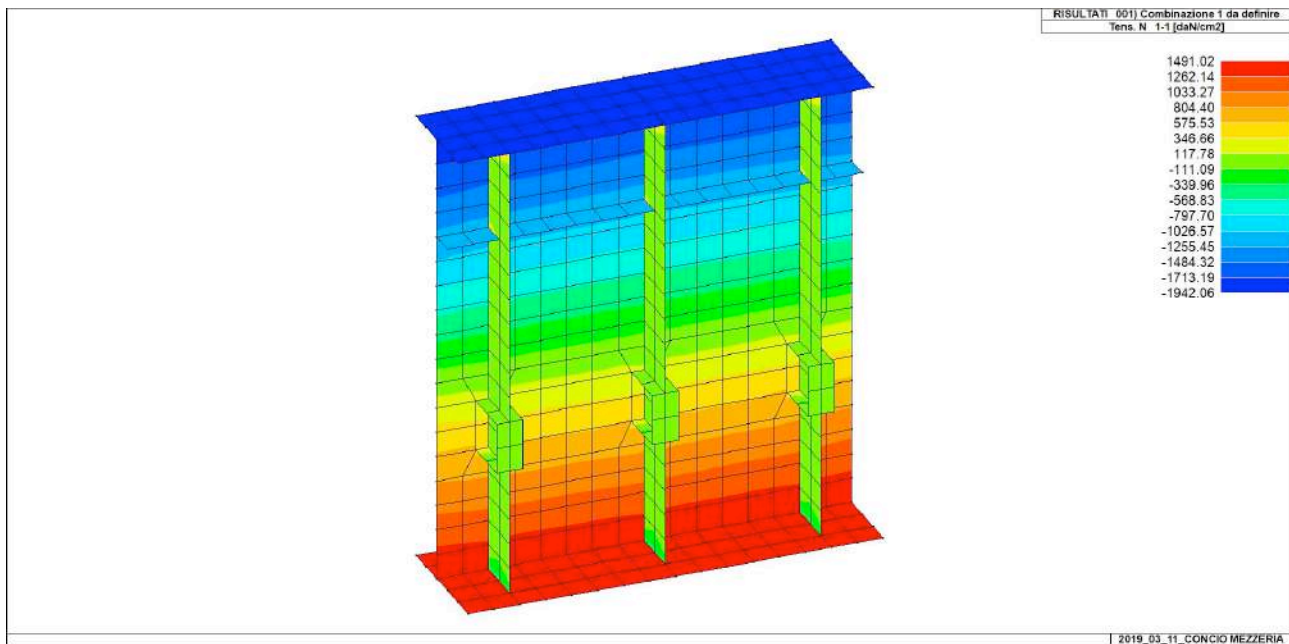


Grafico Tensioni N11

In precedenza avevamo ottenuto le tensioni massime e minime nella sezione in mezzeria ed erano:

$$M_{ED} / W_{el,sup} = 70.000.000 / -34343 = -2038 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{ED} / W_{el,inf} = 70.000.000 / 45592 = 1535 \text{ daN/cm}^2$$

dal modello FEM fatto con gli elementi plate risulta una tensione nel piano medio della piattabanda superiore pari a – 1942 daN/cm² invece di -2038 daN/cm², ed una tensione della piattabanda inferiore tesa pari a +1491 daN/cm² invece di +1535 daN/cm².

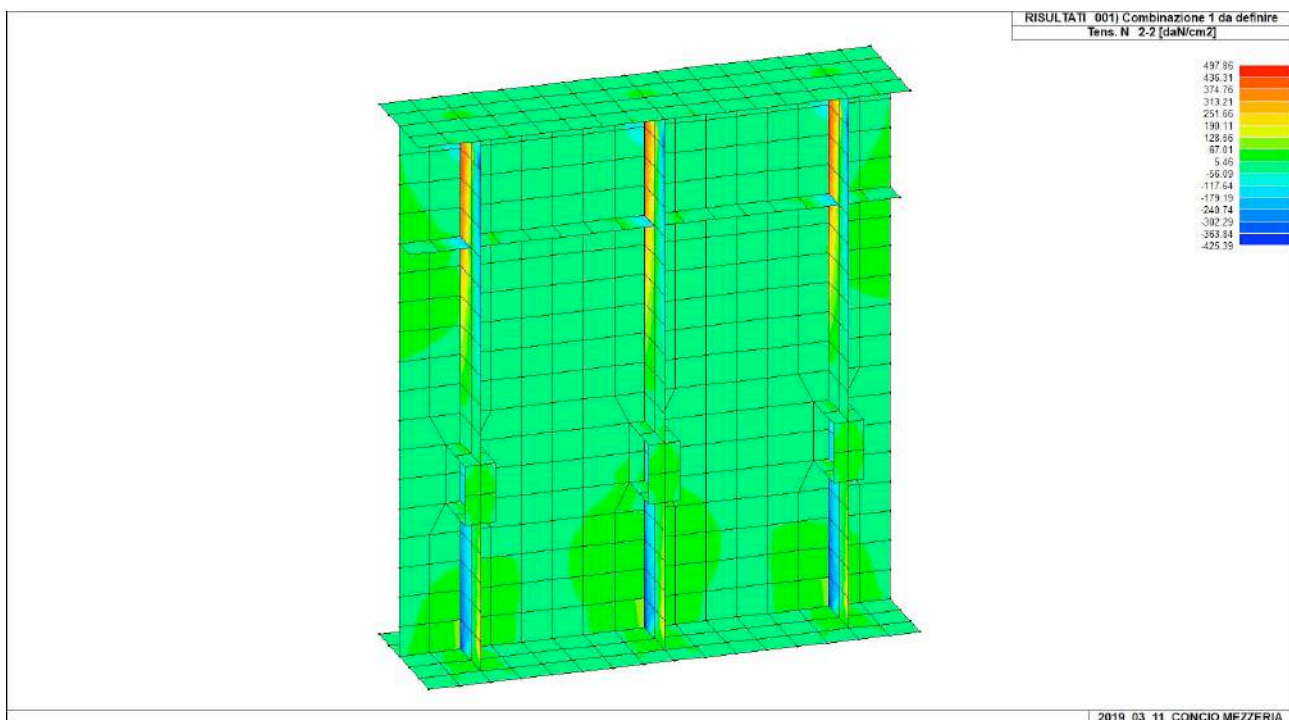
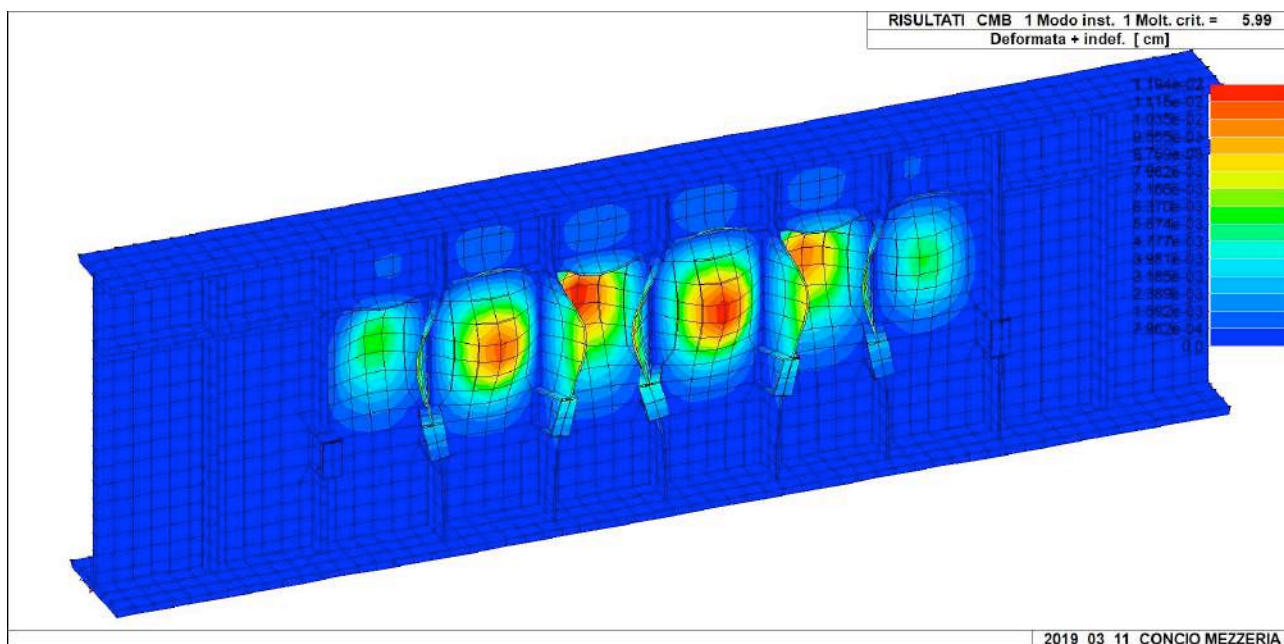
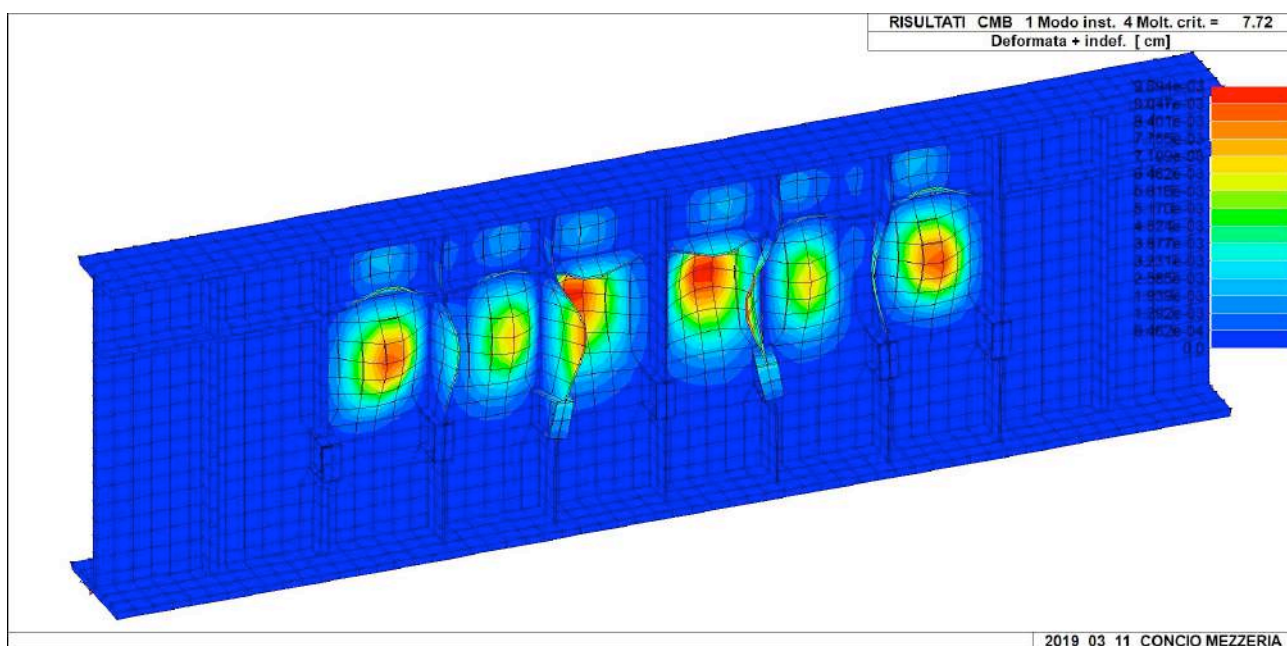


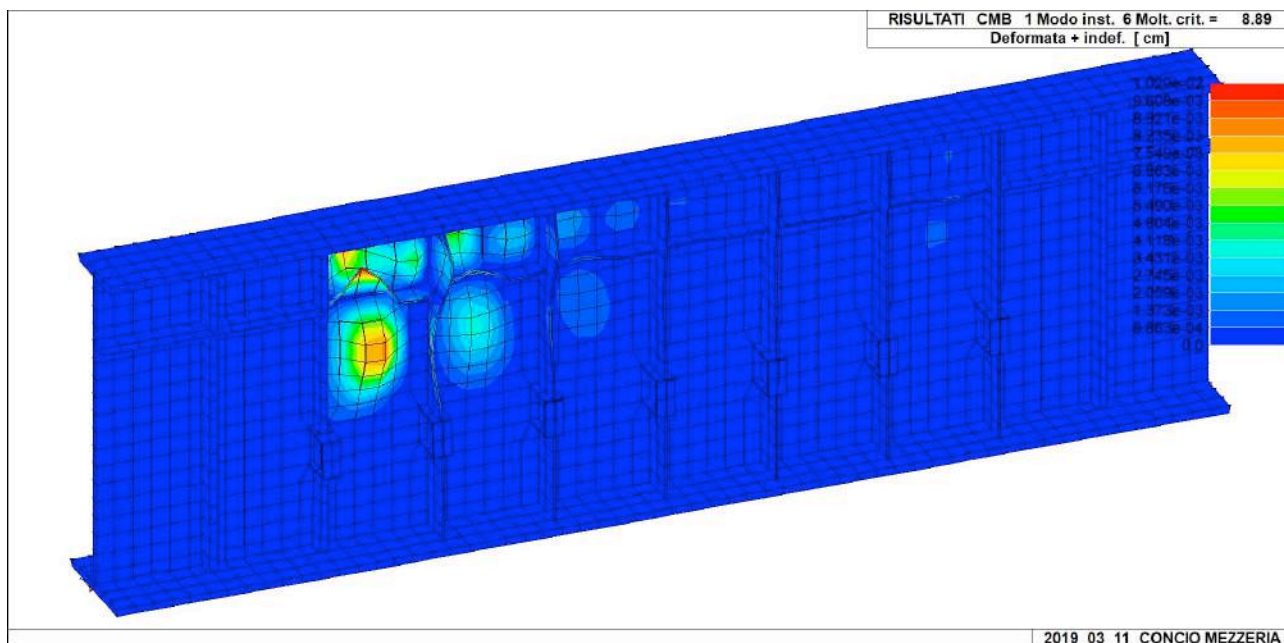
Grafico Tensioni N22



Analisi di linear buckling - Modo 1 – Molt. Critico 5.99



Analisi di linear buckling - Modo 4 – Molt. Critico 7.72



Analisi di linear buckling - Modo 6 – Molt. Critico 8.89

L'analisi di linear buckling risulta soddisfatta.

3.2) Verifica sezione attacco trave h180 con trave h75cm.

Il massimo momento all'attacco tra la sezione alta 180cm e la sezione alta 75cm è pari a

$M_{ed} = 42.750.000 \text{ daNcm}$.

Classificazione della sezione

$H_{tot} = 75\text{cm}$, Piattabanda superiore $40 \times 6\text{cm}$, piattabanda inferiore $60 \times 6\text{cm}$, spessore anima $1,2\text{cm}$.

$\epsilon = (235/355)^{0,5} = 0,813$

Classe delle ali: $bc/tf < 9 \cdot \epsilon$ $200/60 = 3,33 < 7,3$ Ali in classe 1

Classe dell'anima: $hw/tw < 72 \cdot \epsilon$ $630/12 = 52,5 < 58$ Anima in classe 1

$M_{Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 19293 \cdot 3550 / 1,05 = 65.228.710 \text{ daNcm}$

$M_{Ed} / M_{Rd} = 42.750.000 / 65.228.710 = 0,65$ VERIFICATO

3.3) Verifica a Taglio

Il taglio nella sezione all'attacco, tra la trave h180 e la trave h75cm, è pari a 37000daN , mentre nella sezione all'appoggio, anch'essa alta 75cm e spessore dell'anima paria $1,2\text{cm}$ risulta $V = 57600\text{daN}$.

$$V_{c,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot y_{M0}) = (1,2 \cdot 75 \cdot 3550) / (\sqrt{3} \cdot 1,05) = 175.679 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} = 57.600 / 175.679 = 0,327 \quad \text{VERIFICATO}$$

4) Modello Fem con elementi plate

Tale modello, convalida i risultati ottenuti con il modello ad elementi beam, inoltre verifica l'instabilità globale della strutture dell'intero impalcato e analizza le azioni del vento e del sisma.

4.1) Condizioni di carico e combinazioni.

Si riportano le condizioni di carico, si evidenzia che la lunghezza delle IPE 200 in questo modello è di 3,6 metri.

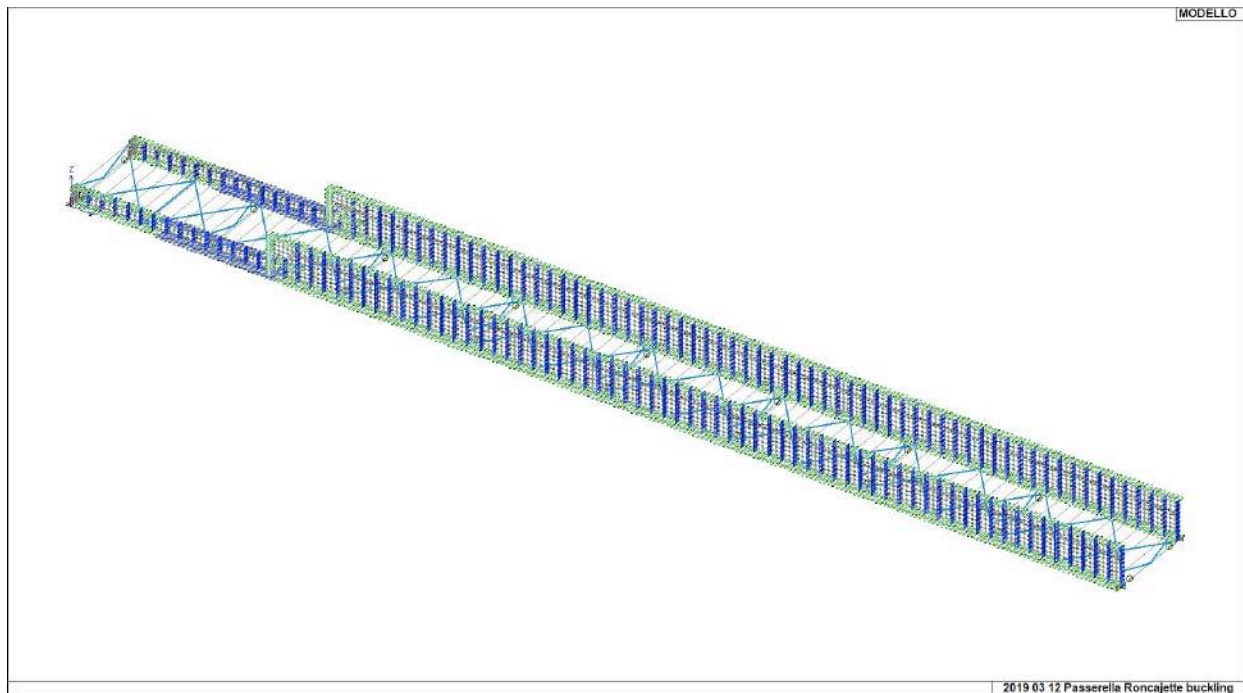
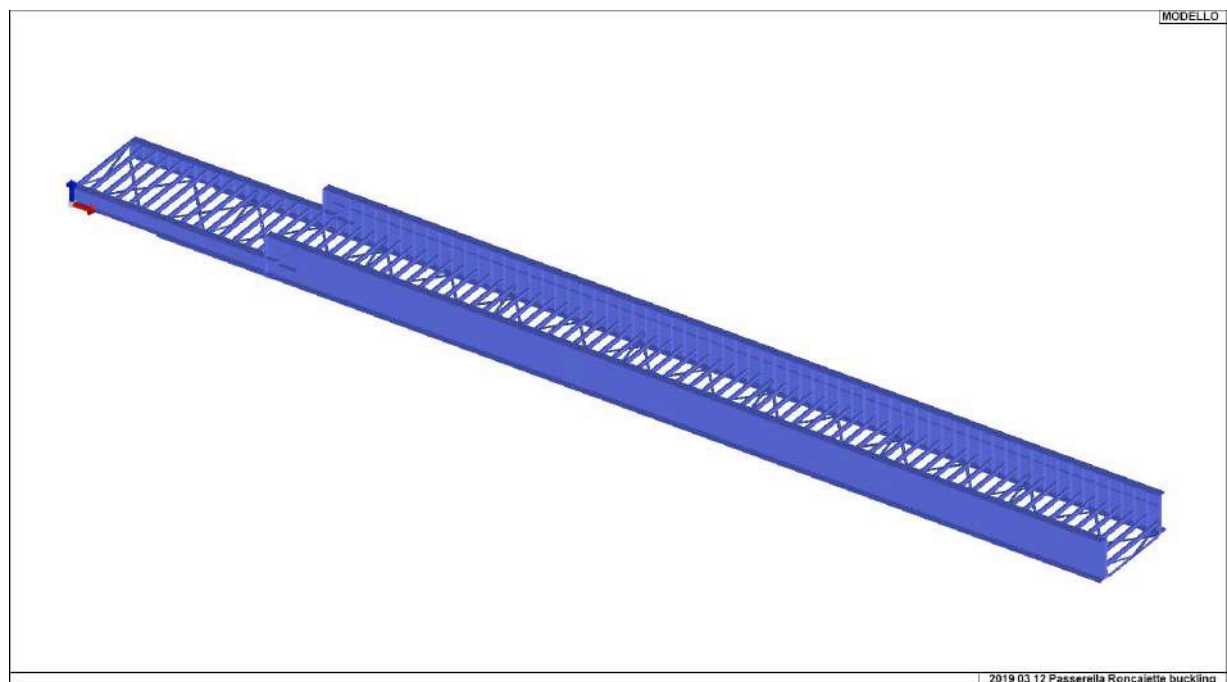


Immagine del modello con elementi plate.



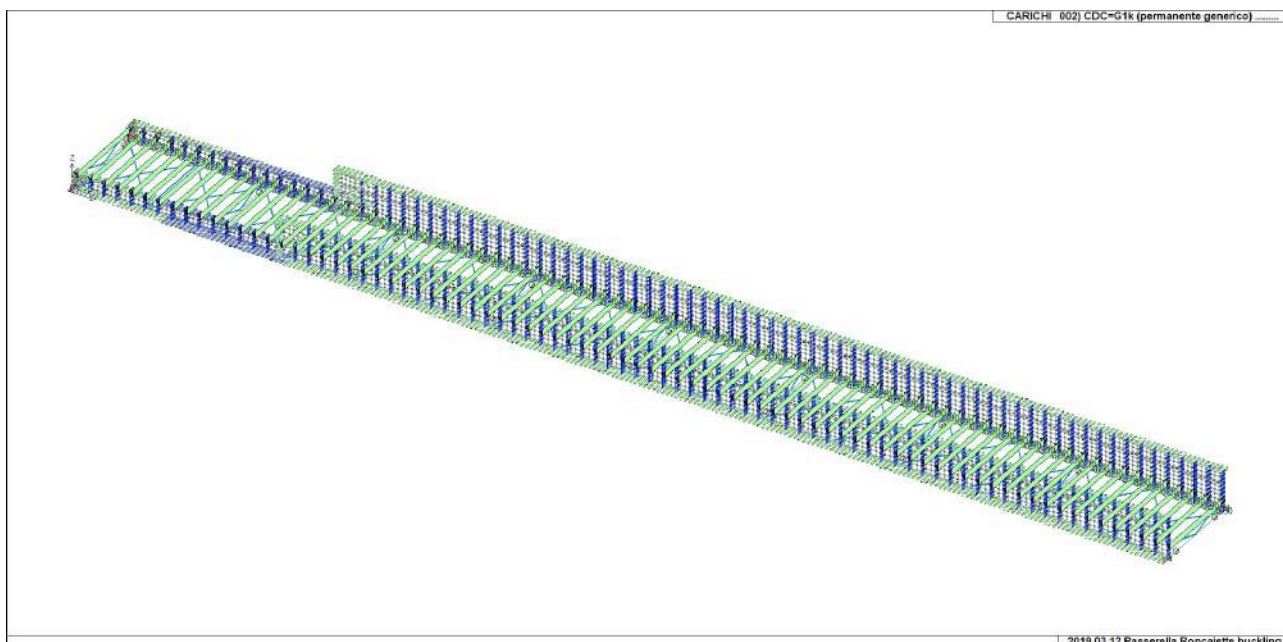
Modello solido.

In questo modello sono previsti anche gli irrigidimenti d'anima sia longitudinali, a circa 40cm dalla piattabanda superiore compressa della trave alta 180cm, e gli irrigidimenti trasversali ogni 60cm.

Le condizioni di carico (CDC) sono le seguenti:

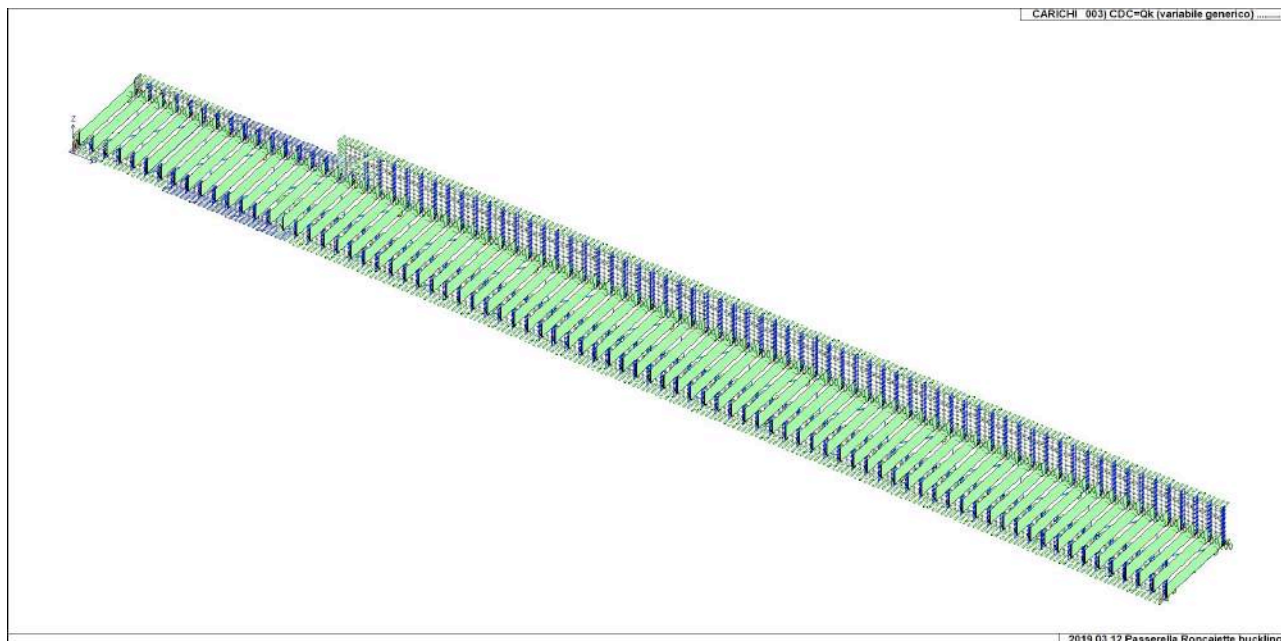


CDC 1 – Peso proprio della struttura (travi principali ed irrigidimenti d'anima, Ipe 200, Controventatura).



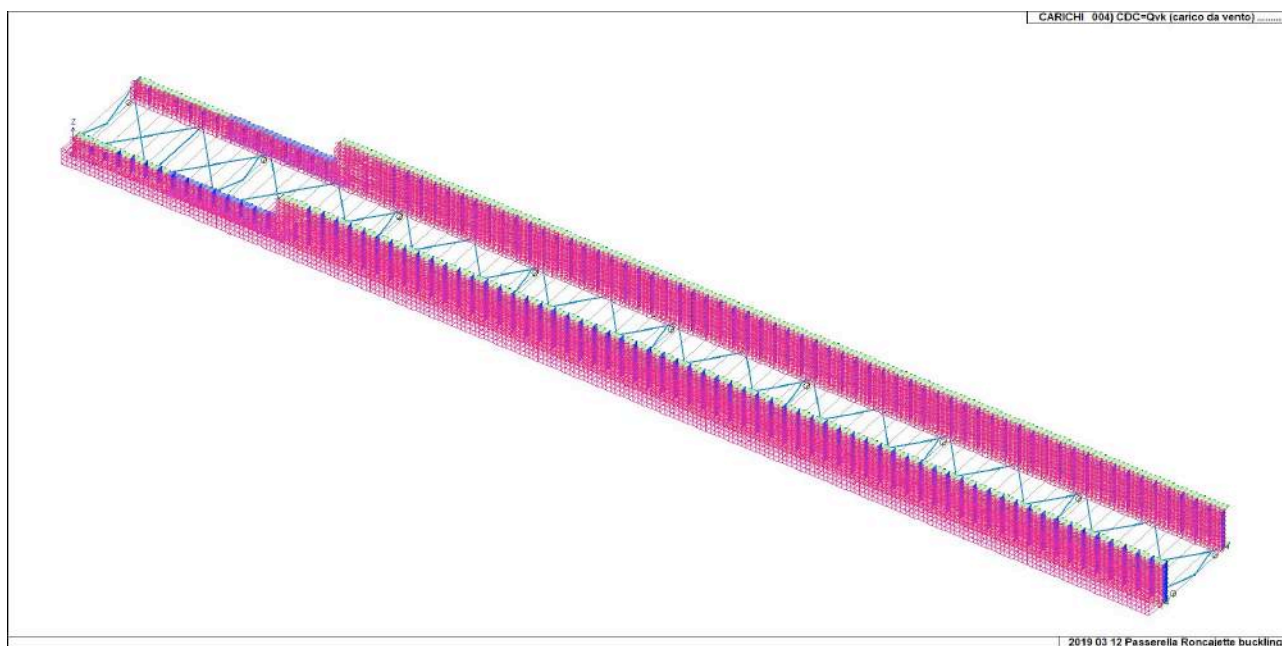
CDC 2 – Peso del grigliato pari a 50daN/mq che corrisponde ad un carico distribuito sulle IPE200 pari a $50 \cdot 0,6 = 30\text{daN/ml}$, per una larghezza pari a 3,6 metri.

CDC 2 : Carico totale = $3,6 \cdot 81 \cdot 30 = 8748\text{daN}$



CDC 3 – Carico accidentale (folla) pari a 500 daN/mq che corrisponde ad un carico distribuito sulle IPE200 pari a $500 \cdot 0,6 = 300 \text{ daN/ml}$, per una larghezza pari a 3,6 metri.

CDC 3 : Carico totale = $3,6 \cdot 81 \cdot 300 = 87480 \text{ daN}$



CDC 4 – Vento pari a 70daN/mq sulla trave esposta al vento e 35daN/mq sulla trave sottovento.

Il vento risulta comunque avere sollecitazioni modeste sull'impalcato e sul controvento inferiore.

CDC 5 Sisma dinamico SLU in direzione X e la CDC 6 Sisma dinamico SLU in direzione Y.

Si riporta il riepilogo dei carichi del solutore di calcolo

CDC 1 Forze risultanti: X= 0.000e+00 Y= 0.000e+00 Z= -5.815e+04

CDC 1 Coppie risultanti: X= -1.279e+07 Y= 1.403e+08 Z= 0.000e+00

CDC 2 Forze risultanti: X= 0.000e+00 Y= 0.000e+00 Z= -8.748e+03

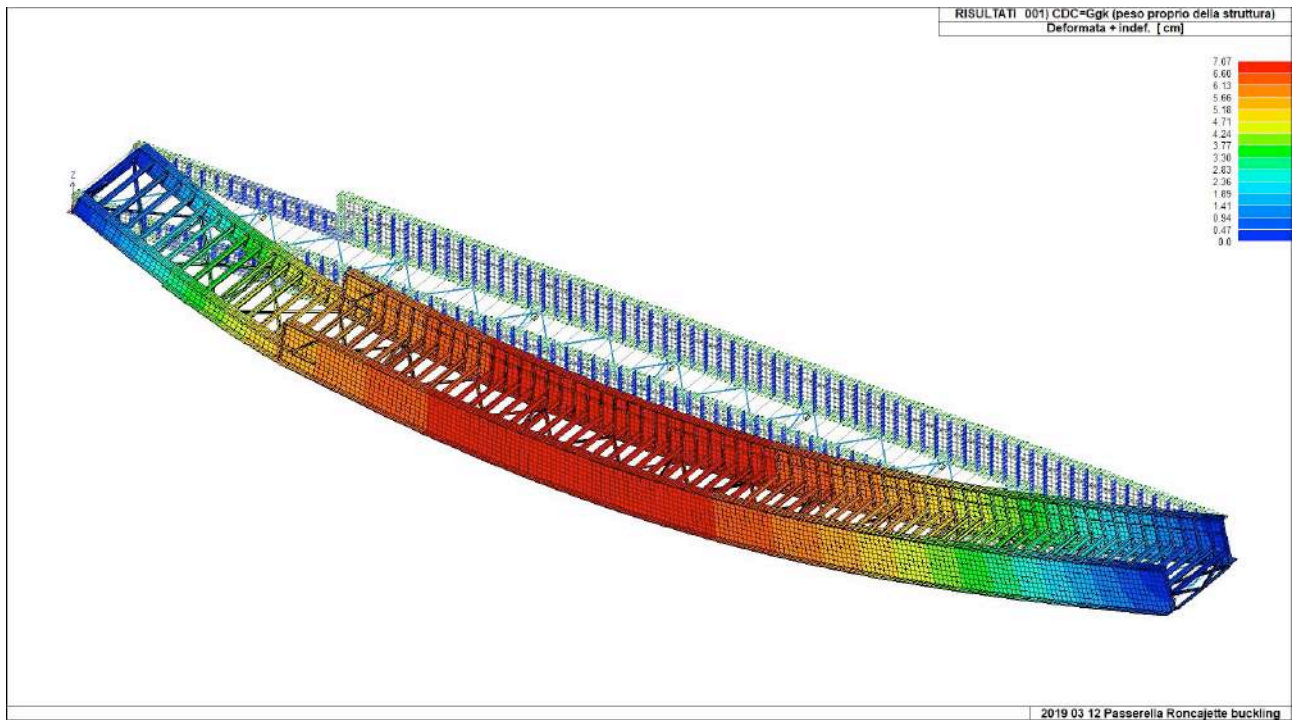
CDC 2 Coppie risultanti: X= -1.925e+06 Y= 2.100e+07 Z= 0.000e+00

CDC 3 Forze risultanti: X= 0.000e+00 Y= 0.000e+00 Z= -8.748e+04

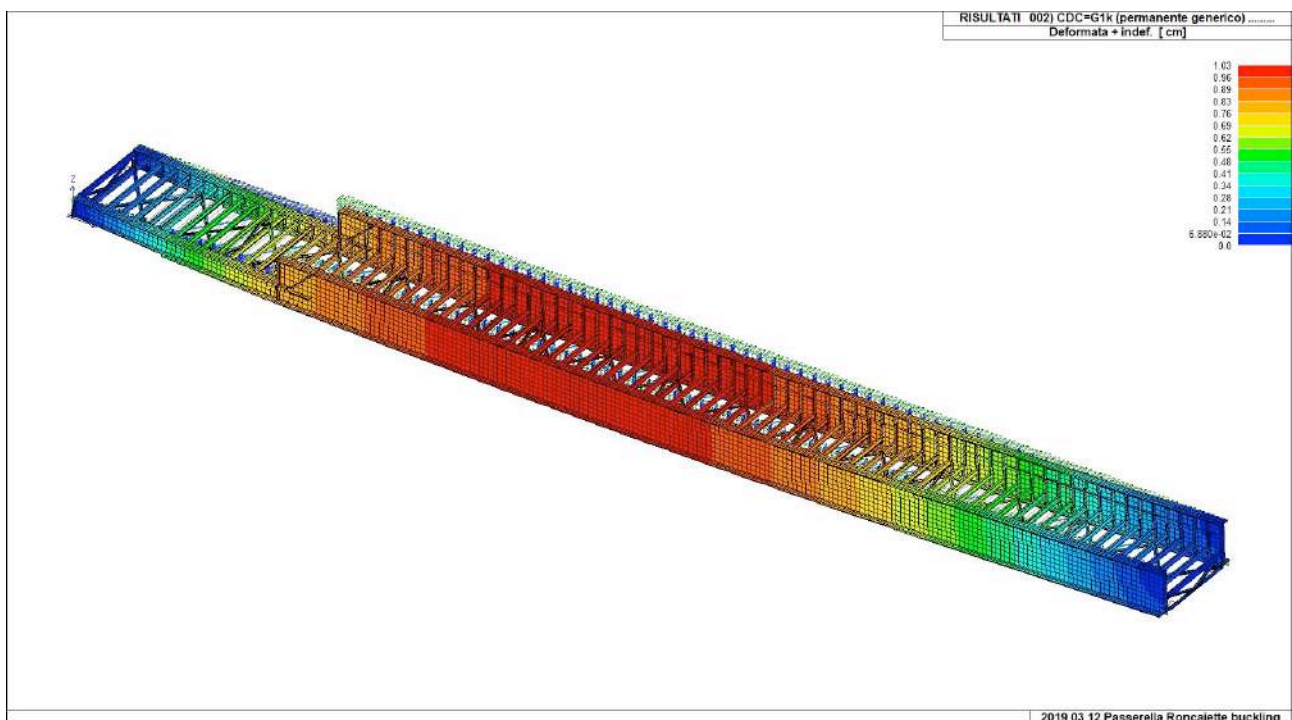
CDC 3 Coppie risultanti: X= -1.925e+07 Y= 2.100e+08 Z= 0.000e+00
 CDC 4 Forze risultanti: X= 0.000e+00 Y= 7.869e+03 Z= 0.000e+00
 CDC 4 Coppie risultanti: X= -6.574e+05 Y= 0.000e+00 Z= 2.084e+07
 CDC dinamico 5 massa risultante = 1.369e+05

4.2) Risultati – Deformazioni e tensioni.

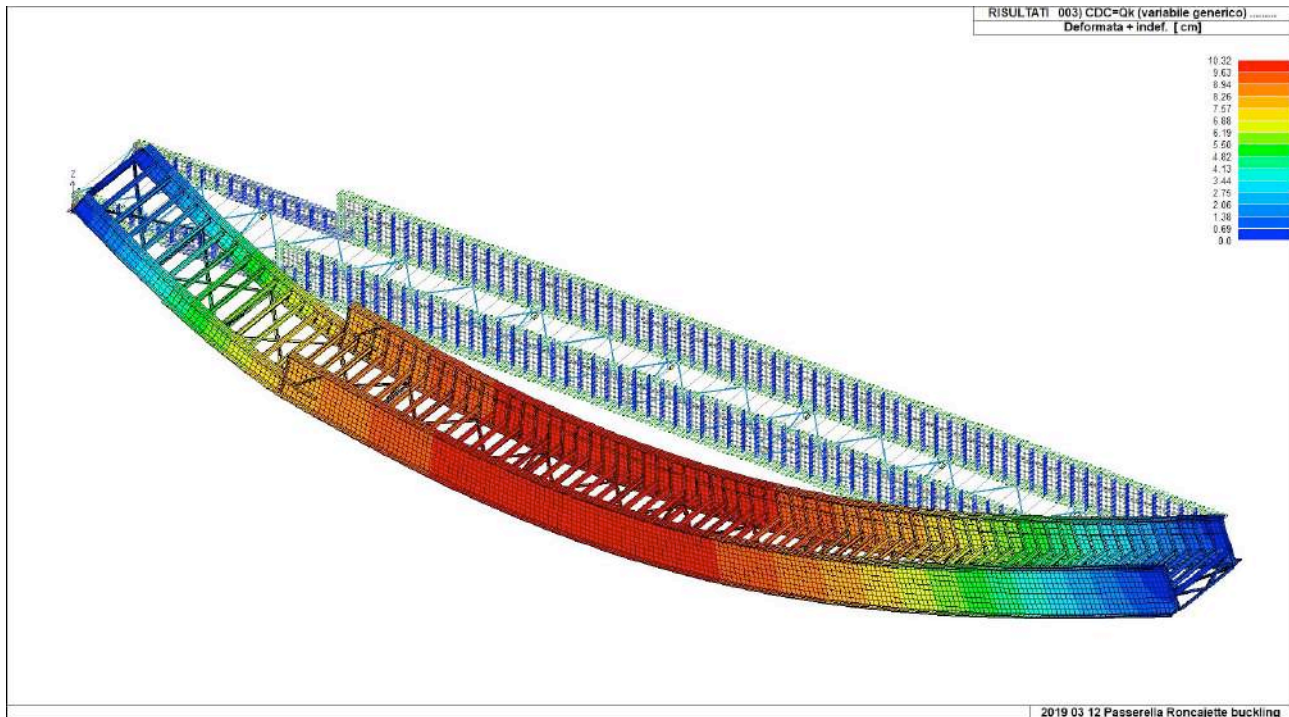
Si riportano i grafici dei risultati del modello fem.



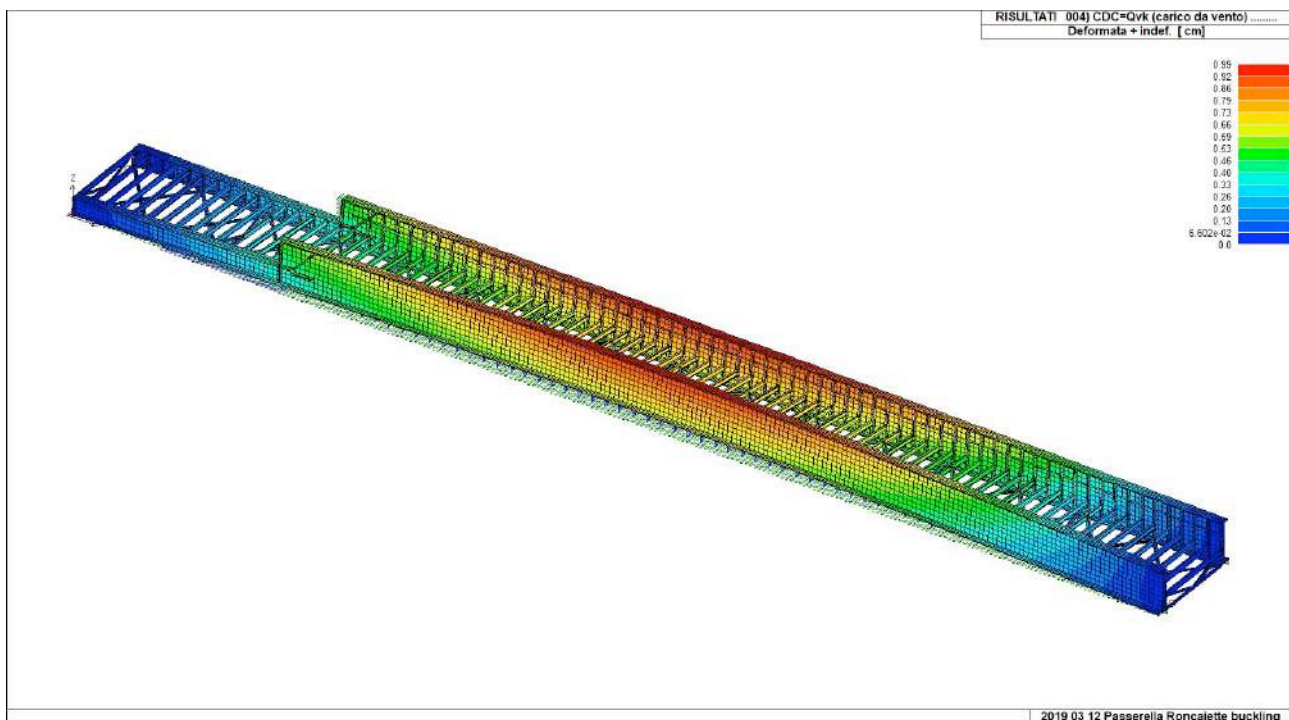
CDC 1 Deformata per peso proprio strutturale = 7,07cm



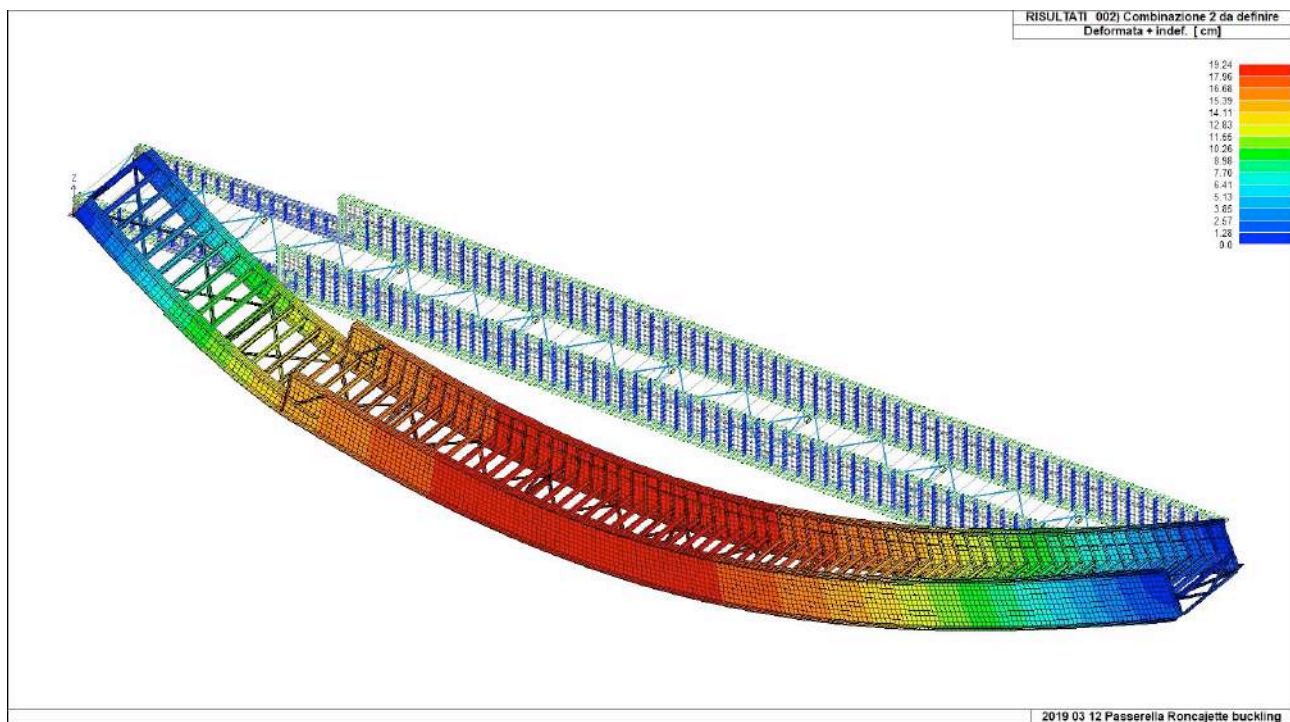
CDC 2 Deformata per il peso del grigliato pari a 1,03cm



CDC 3 Deformata per il peso della folla (su una larghezza di 3,6 metri) pari a 10,32 cm

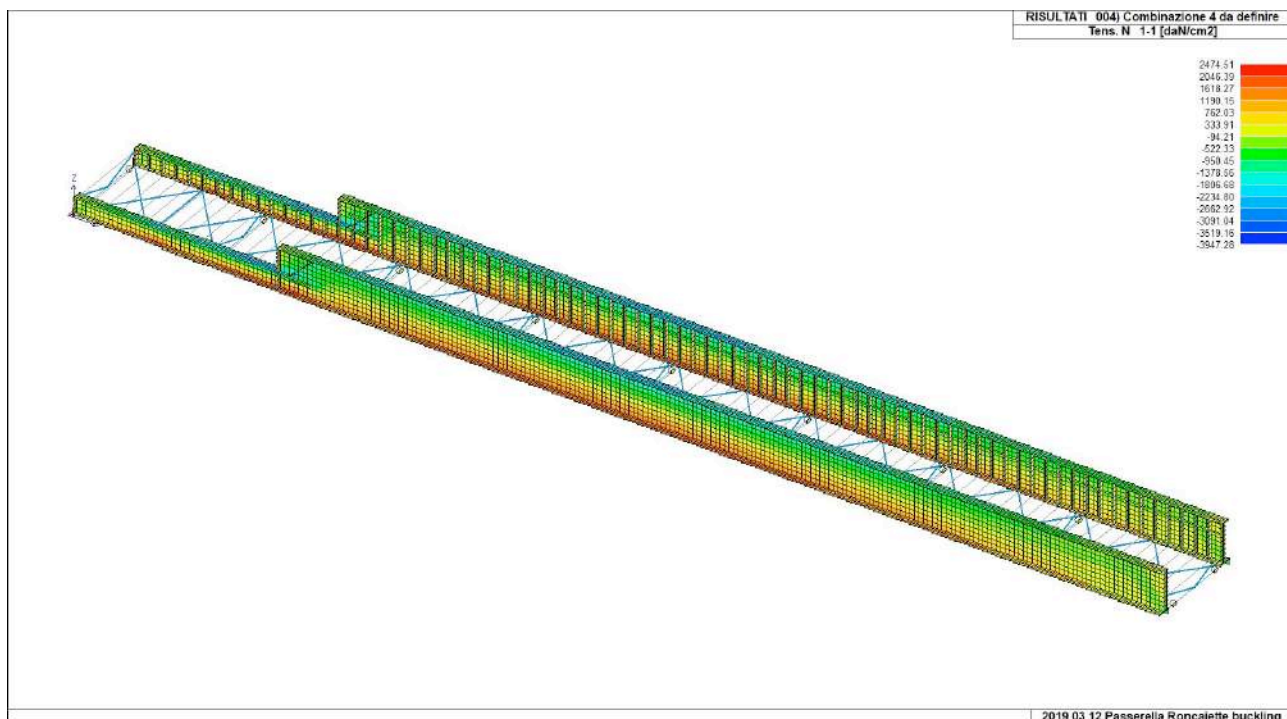


CDC 4 Deformata per il vento pari a 0,99cm di cui in direzione Y (il massimo spostamento è pari a 0,84cm in sezione di mezzeria all'estradosso della piattabanda superiore e pari a 0,41cm all'intradosso della piattabanda inferiore).

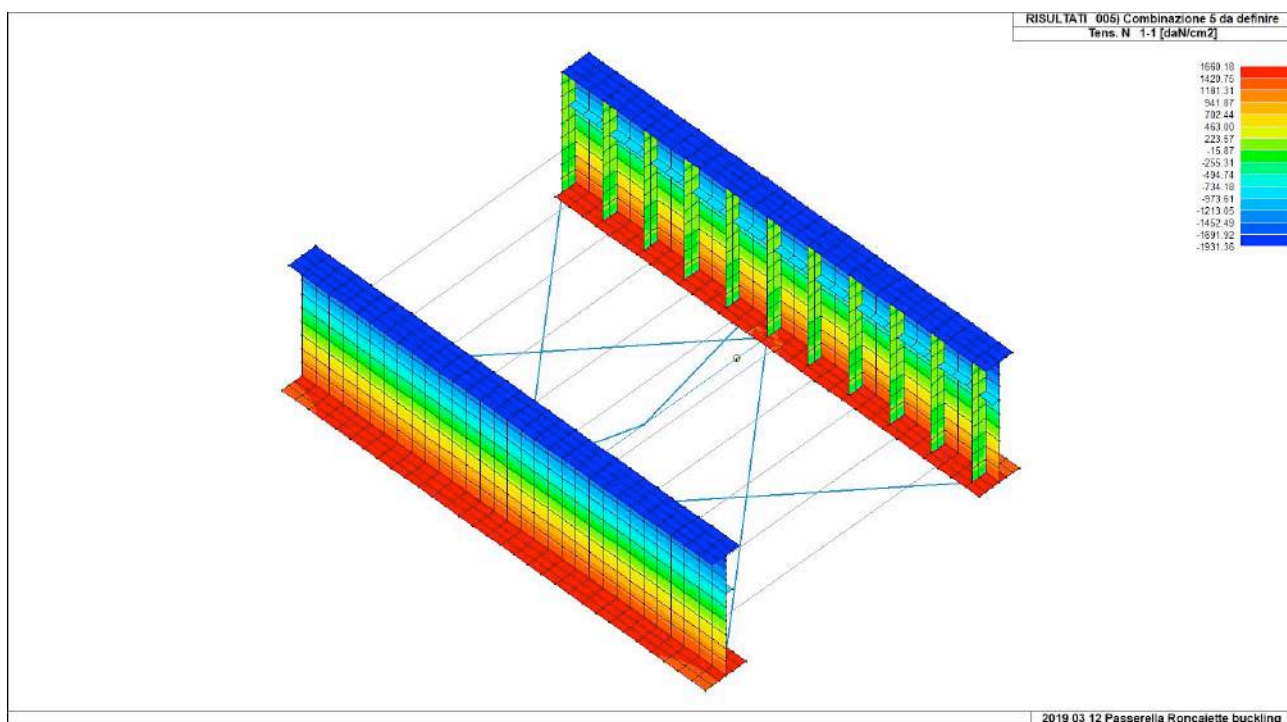


CMB 2 Deformata massima pari a 19,24cm.

La CMB 2 agli SLE è caratterizzata dal 100% CDC1 + 1,8*CDC2 + 1*CDC3. Il valore 1,8*CDC2 è perché il peso di un eventuale rivestimento delle travi pari a 70daN/ml x trave viene sommato al peso del grigliato pari a 50 daN/mq di impalcato per una larghezza di 3,6metri, quindi a metro di impalcato si ha il peso di $50 \times 3,6 + 140 = 320$ daN invece che 180 con un coefficiente moltiplicativo pari a $320/180 = 1,8$. La deformata totale risulta essere pari a 19,24cm simile alla deformata del modello beam risultava di 18,18cm (il modello beam ha un carico folla e del grigliato leggermente minore in quanto calcolato su 3,5 metri di larghezza invece che 3,6m)

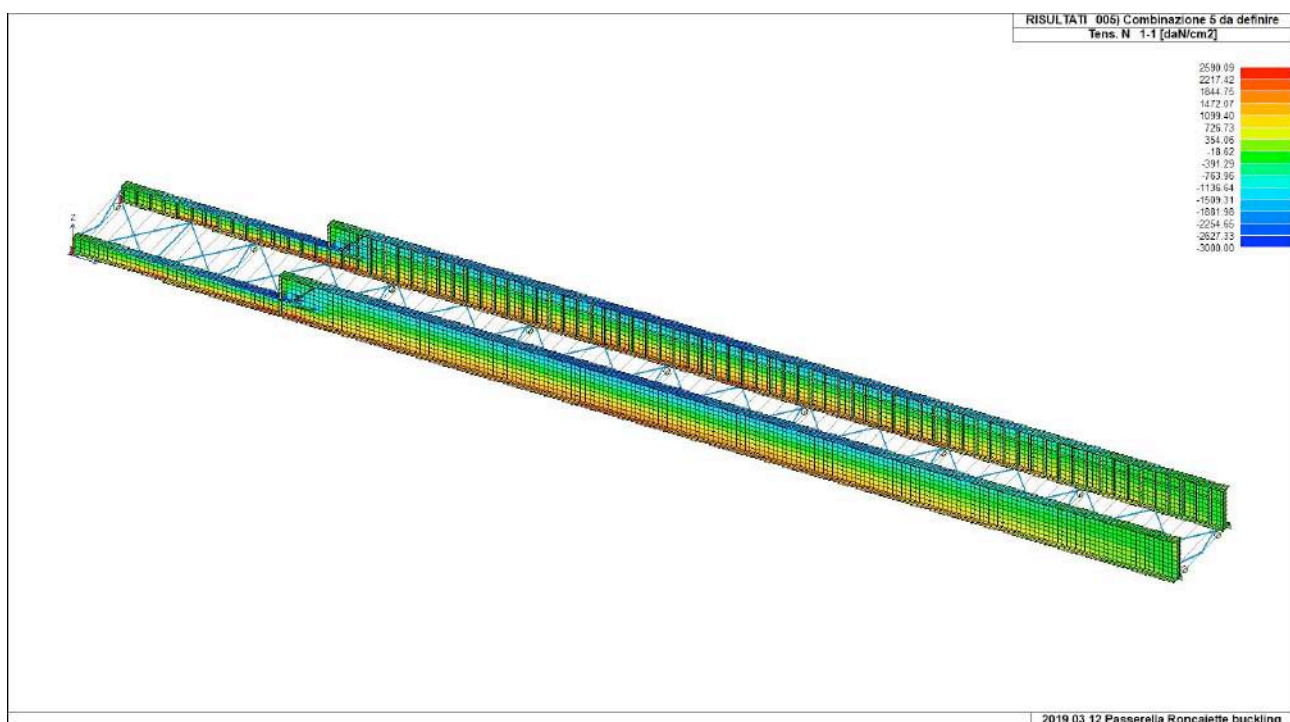
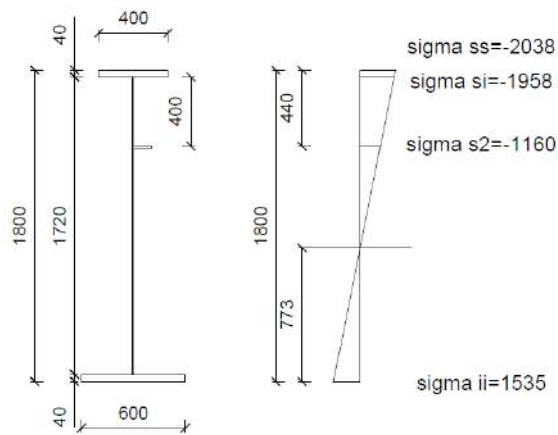


CMB 4 Tensioni – (SLU: $1,35 \cdot CD1 + 1,5 \cdot CDC2 + 1,5 \cdot CDC3$)



CMB 5 Tensioni NELLA SEZIONE IN CAMPATA (SLU CMB5 = $1,35 \cdot CD1 + 2,7 \cdot CDC2 + 1,5 \cdot CDC3$ dove 2,7 è dato dai moltiplicatori a $1,5 \cdot 1,8 \cdot CDC2$ per tener conto del peso di un eventuale rivestimento delle travi principali).

La tensione massima di compressione nella piattabanda superiore è di -1931 daN/cm² mentre la trazione massima nella piattabanda inferiore è pari a +1660 daN/cm², molto simili a quelli ottenuti con il modello beam pari a -2038 e + 1535 daN/cm²



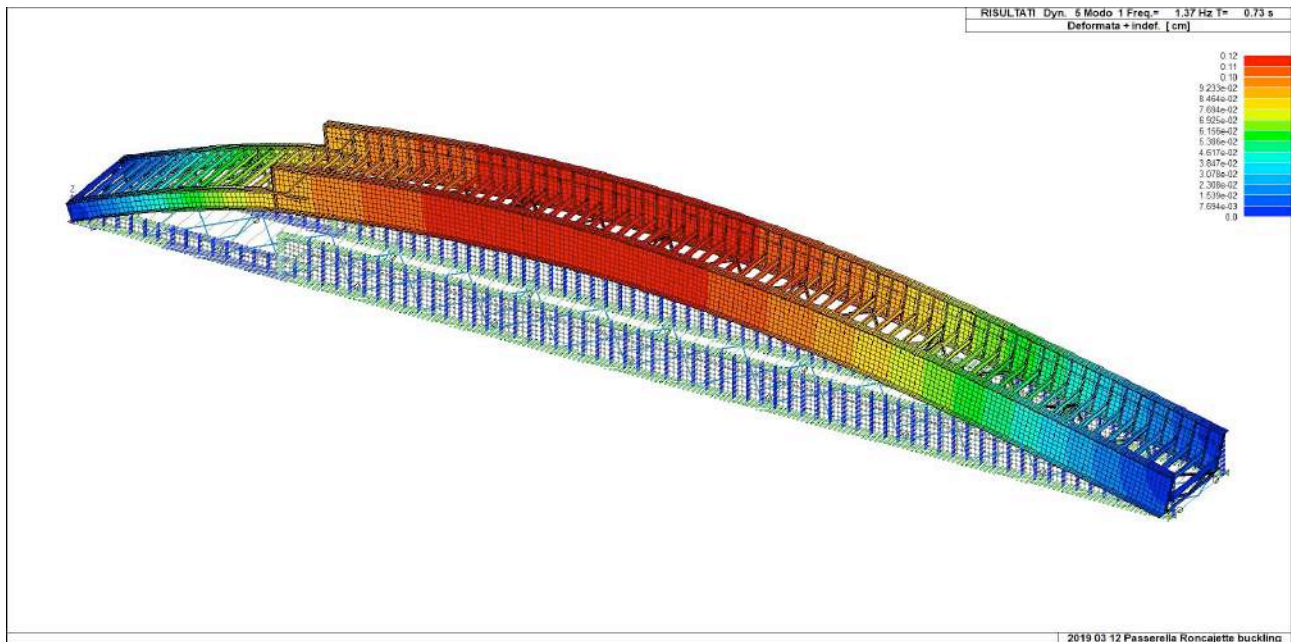
CMB 5 Tensioni

4.3) Analisi modale – Frequenze dell' impalcato

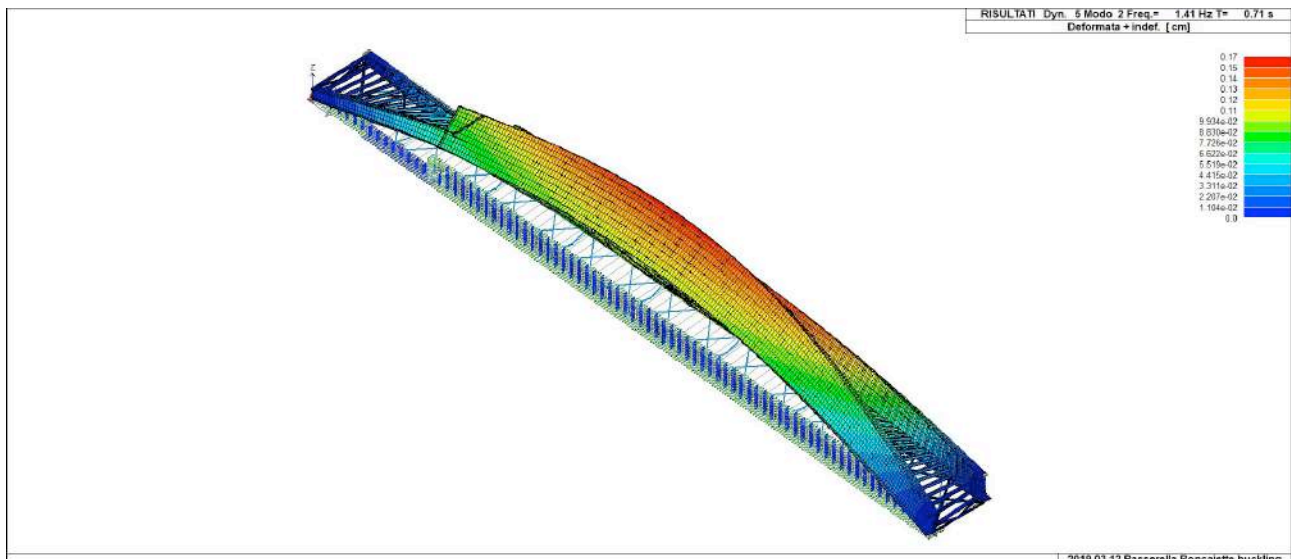
Si riportano i risultati del solutore di calcolo (analisi modale)

Frequenza modo 1 = 1.369885e+00 Hertz
 Frequenza modo 2 = 1.409324e+00 Hertz
 Frequenza modo 3 = 2.907124e+00 Hertz
 Frequenza modo 4 = 4.188777e+00 Hertz
 Frequenza modo 5 = 4.573906e+00 Hertz
 Frequenza modo 6 = 6.475140e+00 Hertz
 Frequenza modo 7 = 7.794570e+00 Hertz
 Frequenza modo 8 = 7.945952e+00 Hertz
 Frequenza modo 9 = 8.607644e+00 Hertz
 Frequenza modo 10 = 8.834275e+00 Hertz
 Frequenza modo 11 = 9.738400e+00 Hertz

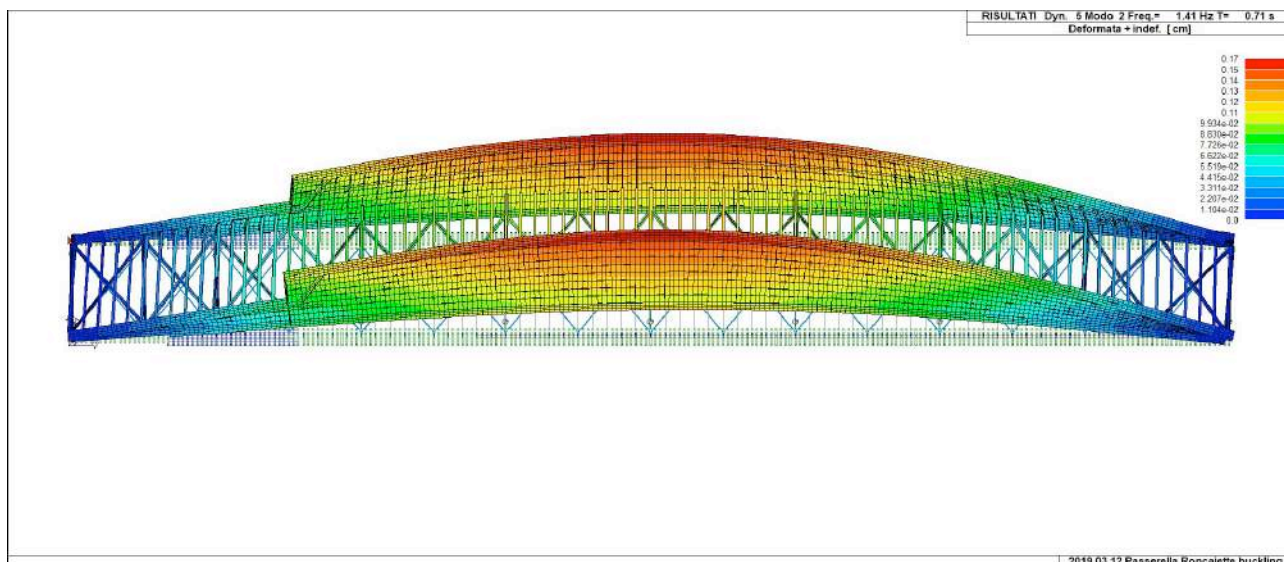
Frequenza modo 12 = 1.033042e+01 Hertz
 Frequenza modo 13 = 1.279132e+01 Hertz
 Frequenza modo 14 = 1.625209e+01 Hertz
 Frequenza modo 15 = 2.215916e+01 Hertz
 Frequenza modo 16 = 2.292525e+01 Hertz
 Frequenza modo 17 = 2.818204e+01 Hertz
 Frequenza modo 18 = 4.249203e+01 Hertz
 Massa Eccitata X-X = 1.328e+05 pari al 97.02 per cento
 Massa Eccitata Y-Y = 1.352e+05 pari al 98.74 per cento
 Massa Eccitata Z-Z = 1.330e+05 pari al 97.14 per cento
 Taglio di calcolo = 2.052e+04



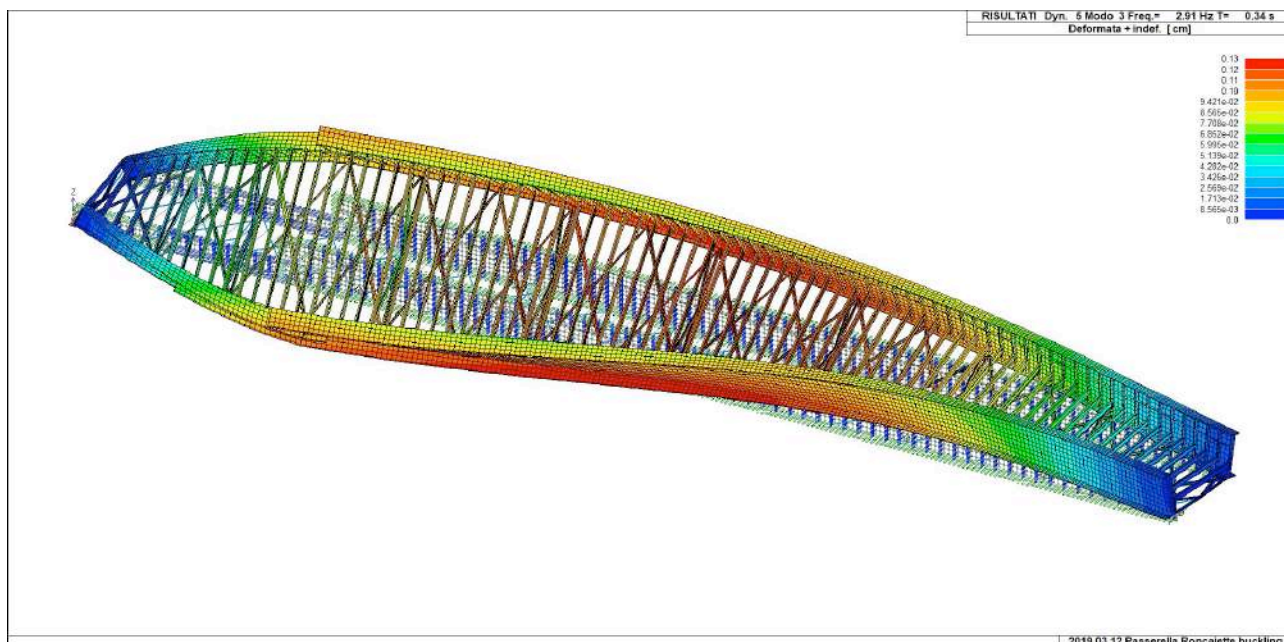
Analisi modale Modo n.1 – Deformata – Frequenza 1,37 Hz (Flessionale pura spostamento in z)



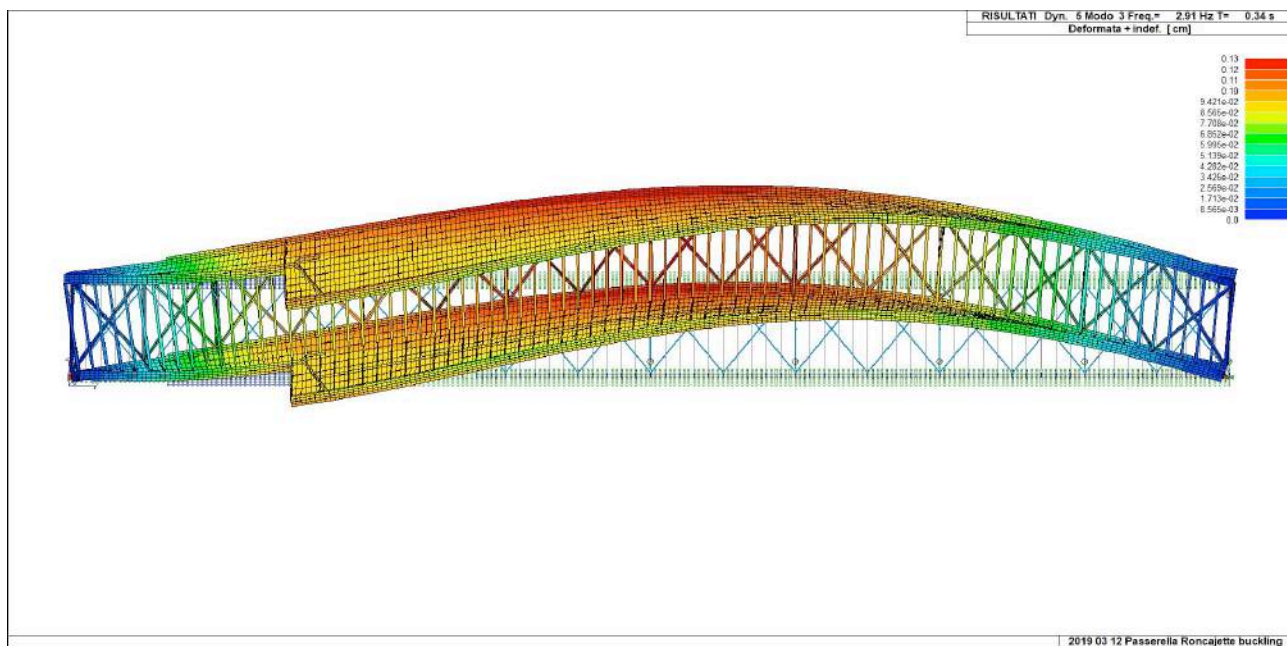
Analisi modale Modo n.2 – Deformata - Frequenza 1,41 Hz (Torsionale con spostamenti orizzontali)



Analisi modale Modo n.2 – Deformata - Frequenza 1,41 Hz (Vista dall'alto)

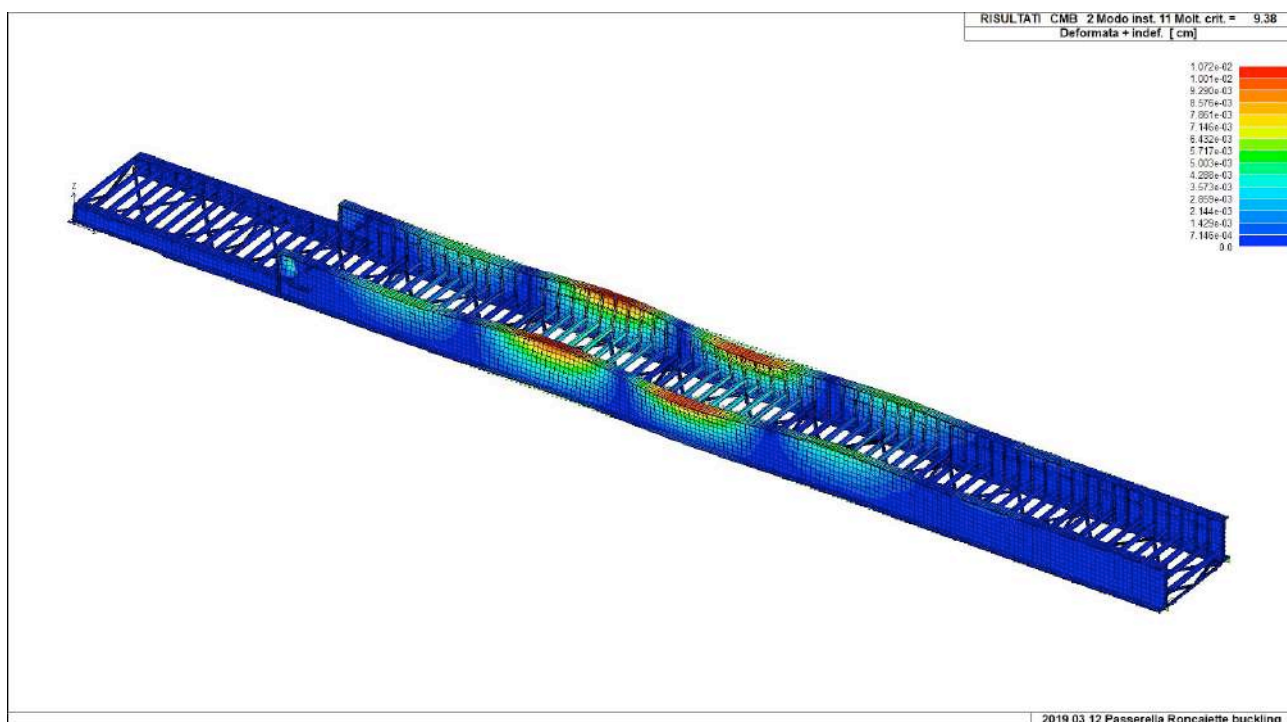


Analisi modale Modo n.3 – Deformata – Frequenza 2,91 Hz



Analisi modale Modo n.3 – Deformata – Frequenza 2,91 Hz (Vista dall'alto)

4.4) Analisi di buckling



Analisi di Buckling – Modo critico n. 11, il primo buckling globale della struttura, moltiplicatore critico pari a 9,38

Le frequenze dell'impalcato, la prima per il modo flessionale è pari a 1,37Hz e la seconda per effetto torsionale è pari a 1,41Hz. La terza è pari a 2,91Hz.

Le prime due frequenze della passerella pedonale potrebbero essere eccitate dal transito di pedoni e divenire fastidiose per gli utenti. In fase esecutiva, se il transito dei pedoni è tale da eccitare le basse frequenze del ponte, (ma difficile in questa fase ipotizzare tali effetti, potrebbero verificarsi per un

pedone ogni 60cm che camminano in fase tra loro) si potrà prevedere dispositivi Tuned Mass Dumper opportunamente realizzati per evitare o diminuire tali effetti.

Poche persone od un numero limitato di pedoni sulla passerella difficilmente inducono un rischio di eccitazione dell'impalcato per frequenze verticali tali da compromettere il benessere e la comodità dei pedoni.

Analogamente potrebbe verificarsi per effetti di risonanza dovuti al vento, quindi si potrà prevedere dispositivi Tuned Mass Dumper.

Si prescrivono opportune verifiche in sito per valutare lo stato limite "Safety" sotto l'azione dinamica del vento (non potendo verificarne l'azione in galleria del vento) e per valutare la "Serviceability" sotto il carico dinamico di calpestio e predisporre opportuni TMD.

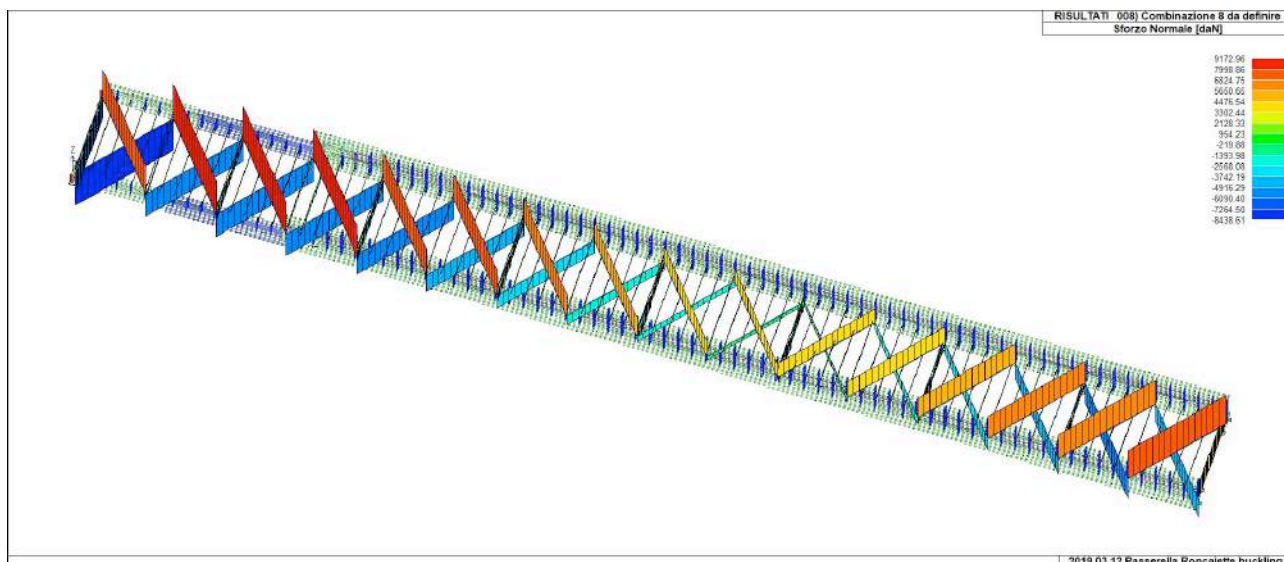
4.5) Azioni del vento e del sisma, verifica della controventatura d'impalcato

Le azioni del vento e del sisma risultano essere minori, per le travi principali, rispetto alle azioni statiche. Tali azioni devono essere prese in considerazione invece per la verifica della controventatura dell'impalcato.

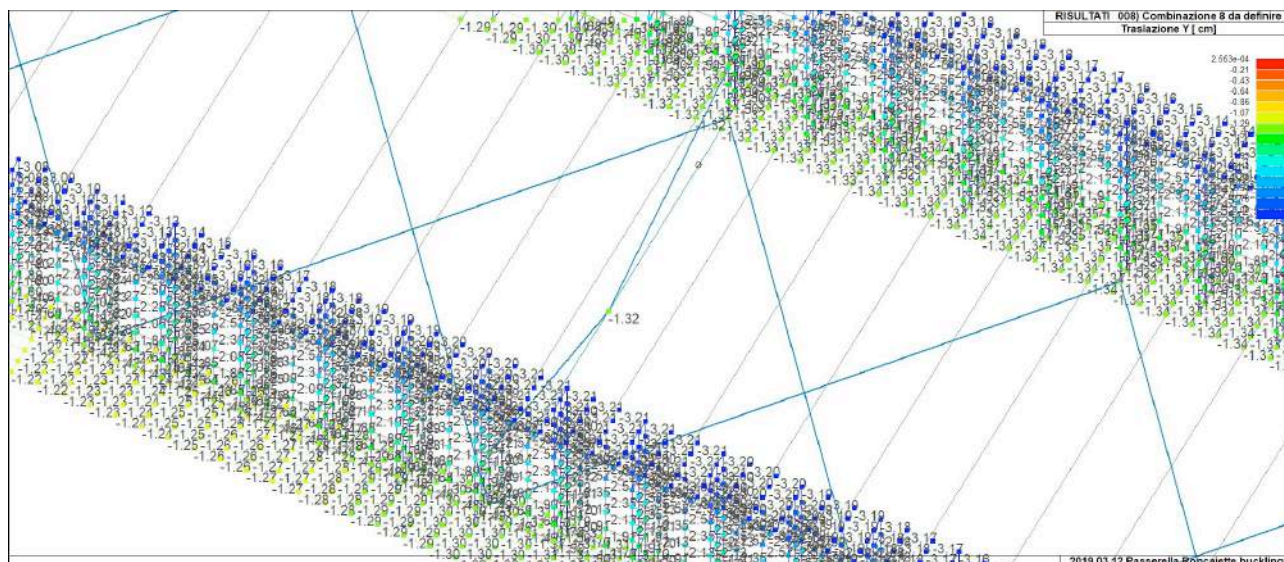
L'azione massima per il sisma lungo l'asse Y, cioè ortogonalmente all'asse del ponte, considerando un fattore di struttura q pari a 1,5 (a favore di sicurezza), comporta azioni assiali pari a circa 9000 daN sulle aste del controvento dell' impalcato in prossimità degli appoggi.

Si riporta il grafico delle azioni assiali sul controvento e delle reazioni vincolari sugli appoggi dell' impalcato per la combinazione sismica agli SLU per il sisma lungo l'asse Y.

CMB 8 ($1 \cdot \text{CDC1} + 1.8 \cdot \text{CDC2} + 1 \cdot \text{CDC6}$ (SISMA Y))



CMB 8 – Azione assiale N sulle aste. (In questa combinazione gli spostamenti orizzontali del ponte lungo l'asse Y risultano modesti, pari a 1,32cm nella sezione in campata all'intradosso delle travi principali e pari a 3,21 cm all'estradosso della piattabanda superiore).



CMB 8 – Spostamenti Y della sezione in campata.

Verifica del controvento.

L'azione massima di compressione sul controvento si ha per il sisma in direzione Y è di -8438 daN.

Si verifica il controvento per una $N_{ed} = -10000$ daN.

La controventatura è realizzata con aste formate da 2 profili accoppiati a forma di L a lati uguali del tipo 2L 60x60x10 distanti 10mm.

La lunghezza delle aste è pari a 425 cm. I controventi verticalmente vengono appesi alla sovrastante IPE200 dividendo la luce libera di 425cm in tre parti di luce pari a 160cm e 100cm e 160cm.

Le luci libere di inflessione sono pari a $425/2=212,5\text{cm}$ nel piano del controvento e pari a 265cm nel piano verticale ortogonalmente al piano della controventatura.

Valori statici del singolo profilo ad L 60x60x6

$$A = 6,91 \text{ cm}^2 ; J = 22,8 \text{ cm}^4 ; i_x=i_y=1,82\text{cm}$$

Si prevedono imbottiture ad interasse di circa 70cm (pari a circa $38 i_{\min} < 40 * i_x$)

Verifica instabilità singolo profilo

$$N_{X,ED} = \chi * A * f_y / y_{M1}$$

$$N_{X,ED} = -5000 ; \bar{\lambda} = \sqrt{(A * f_y / N_{cr})} = \sqrt{6,91 * 3550 / (3,14^2 * 2100000 * 22,8 / 70^2)} = 0,504$$

$$\Phi = 0,5 * (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (0,504 - 0,2) + 0,504^2) = 0,678$$

$$\chi = 1 / (\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}) = 0,883$$

$$N_{X,ED} = \chi * A * f_y / y_{M1} = 0,883 * 6,91 * 3550 / 1,05 = 20268 > 5000 \quad \text{verificato}$$

Considerando una eccentricità $e = L/500 = 425/500 = 0,85\text{cm}$

$$N_{ed,ch} = 0,5 * N_{ed} + (M_{ed} * h_0 * A) / (2I_1) = 5000 + (M_{ed} * h_0 * A) / (2I_1)$$

$$h_0 = \text{distanza tra i baricentri dei profili} = (1,69 + 1 + 1,69) = 4,38\text{cm}$$

$$I_1 = 0,5 * h_0^2 * A + 2 * I = 0,5 * 4,38^2 * 6,91 + 2 * 22,8 = 111,8 \text{ cm}^4 = 112 \text{ cm}^4$$

$$N_{cr} = 3,14^2 * EI / L^2 = (3,14 * 3,14 * 2100000 * 112) / ((0,5 * 425)^2) = 51354 \text{ daN}$$

$$S_v = 2 * 3,14^2 * 2100000 * I / (a^2) \text{ ove } a \text{ passo imbottiture}$$

$$S_v = 192684$$

$$M_{ed} = N_{ed} * e / (1 - N_{ed} / N_{cr} - N_{ed} / S_v) = 10000 * 0,85 / (1 - 10000 / 51354 - 10000 / 192684) = 11282$$

$$N_{ed,ch} = 0,5 * N_{ed} + (M_{ed} * h_0 * A) / (2I_1) = 5000 + (M_{ed} * h_0 * A) / (2I_1) = 5000 + 1524 = 6524 \text{ daN}$$

$$N_{ed} = 6524 \text{ daN} < N_{X,ED} = 20268 \text{ daN} \quad \text{VERIFICATO}$$

(SBANDAMENTO SINGOLO PROFILO TRA DUE IMBOTTITURE)

Ora verifichiamo lo sbandamento della coppia di angolari nel piano ortogonale al controvento.

$$L_o = 160\text{cm}$$

$$N_{cr} = 3,14^2 * EI / L^2 = (3,14 * 3,14 * 2100000 * 45,6) / ((160)^2) = 36881 \text{ daN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{(2 * A * f_y / N_{cr})} = \sqrt{(13,8 * 3550 / 36881)} = 1,15$$

$$\Phi = 0,5 * (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (1,15 - 0,2) + 1,15^2) = 1,322$$

$$\chi = 1 / (\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}) = 0,506$$

$$N_{X,ED} = \chi * A * f_y / y_{M1} = 0,506 * 13,82 * 3550 / 1,05 = 23062 > N_{ed} = 10000 \quad \text{VERIFICATO}$$

Ora verifichiamo lo sbandamento della coppia di angolari nel piano del controvento.

$$L_o = 213 \text{ cm}$$

$$N_{cr} = 3,14^2 * EI / L^2_{cr} = (3,14 * 3,14 * 2100000 * 112) / (213^2) = 51113 \text{ daN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{(2 * A_{ch} * f_y / N_{cr})} = \sqrt{(13,8 * 3550 / 51113)} = 0,979$$

$$\Phi = 0,5 * (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (0,98 - 0,2) + 0,98^2) = 1,112$$

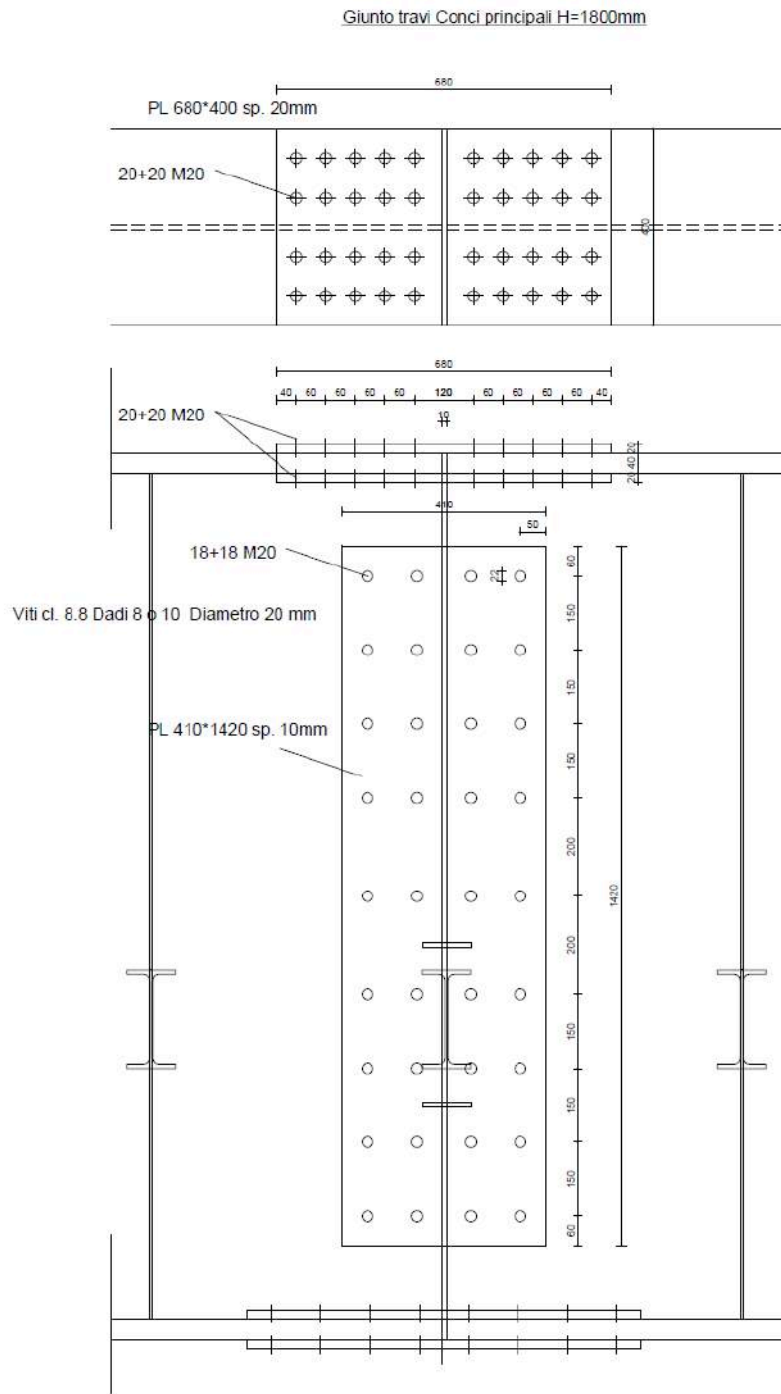
$$\chi = 1 / (\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}) = 0,609$$

$$N_{X,ED} = \chi * A * f_y / \gamma_{M1} = 0,609 * 13,82 * 3550 / 1,05 = 28455 > N_{ed} = 10000 \quad \text{VERIFICATO}$$

Il controvento risulta verificato (Si fa notare che anche adottando un fattore di struttura $q=1,5$ invece che $q = 2$, il valore massimo dello sforzo assiale sull'asta risulta essere pari a $-8438 * 2 / 1,5 = -11250 \text{ daN}$ minore del massimo sforzo assiale sopportabile dal controvento pari a -20268 daN)

5) Giunto a coprighiunti.

Coprighiunti anima, spessore 10mm, 18M20.



Taglio su filetto

$$F_{V,rb} = 0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s / y_{Mb} = 0,5 \cdot 10000 \cdot 2,45 \cdot 2 / 1,25 = 19600 \text{ daN}$$

N. bulloni 18

$$V_{rd} = 18 \cdot 19600 = 352800 \text{ daN}$$

Rifollamento

$$F_{b,Rd} = K \cdot \alpha \cdot f_{uk} \cdot d \cdot t / 1,25 = 2,5 \cdot 1 \cdot 5100 \cdot 2,2 \cdot 1,2 / 1,25 = 26928 \text{ daN}$$

Bulloni interni

$$\alpha = \min (p_1/3d_0 - 1/4; f_{ub}/f_u; 1) = (180/3 \cdot 22 - 1/4; 10000/5100; 1) = 1$$

$$K = \min (1/4 \cdot 120/22 - 1,7; 2,5) = \min (5,9; 2,5) = 2,5$$

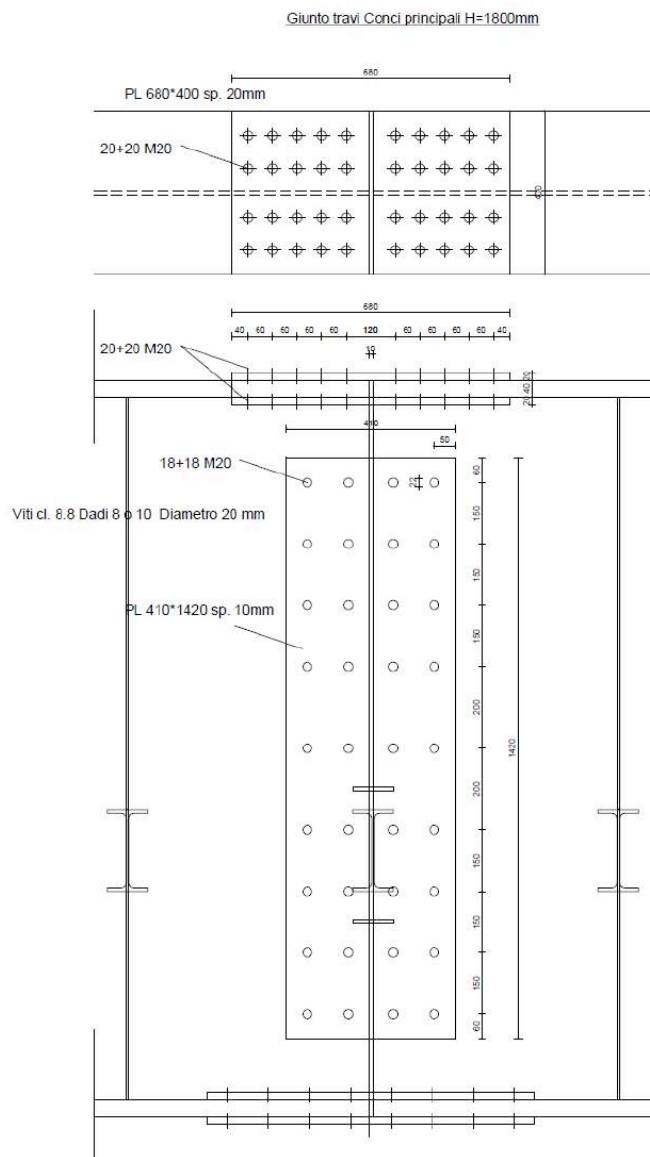
$$26928 \cdot 18 = 484704 \text{ daN}$$

$$V \text{ resistente} = 352800 \text{ daN} > V_{ed}$$

$$V_{ed} = 40000 \text{ daN}$$

VERIFICATO

Coprigiunti ala, spessore 20mm, 20 M20



A favore di sicurezza si prende il massimo momento in campata pari a 70.000.000 daNcm e lo si divide per il braccio di leva pari alla distanza delle due ali cioè 176cm.

Ne risulta $70.000.000 / 176 = 397727$ daN a cui corrisponde per la piattabanda superiore una sigma pari a 2485 daN/cm²

Taglio su gambo

$$F_{v,rb} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s / y_{Mb} = 0,6 \cdot 10000 \cdot 3,14 \cdot 2 / 1,25 = 30144 \text{ daN}$$

N. bulloni 20

$$V_{rd} = 20 \cdot 30144 = 602880 \text{ daN} > 397727 \text{ daN}$$

Rifollamento

$$F_{b,Rd} = K \cdot \alpha \cdot f_{uk} \cdot d \cdot t / 1,25 = 2,5 \cdot 0,65 \cdot 5100 \cdot 2,2 \cdot 4 / 1,25 = 58344 \text{ daN}$$

Bulloni interni

$$\alpha = \min(p_1/3_{d0} - 1/4; f_{ub}/f_u; 1) = (60/3 \cdot 22 - 1/4; 10000/5100; 1) = 0,65$$

$$K = \min(1/4 \cdot 80/22 - 1,7; 2,5) = \min(3,39; 2,5) = 2,5$$

$$58344 \cdot 16 = 933504 \text{ daN}$$

Vanno poi sommati i 4 bulloni di bordo

$$F_{b,Rd} = K \cdot \alpha \cdot f_{uk} \cdot d \cdot t / 1,25 = 2,5 \cdot 0,6 \cdot 5100 \cdot 2,2 \cdot 4 / 1,25 = 53856 \text{ daN}$$

$$\alpha = \min(e_1/3_{d0}; p_1/3_{d0} - 1/4; f_{ub}/f_u; 1) = (40/3 \cdot 22; 0,65; 10000/5100; 1) = 0,6$$

$$K = \min(2,8 \cdot 60/22 - 1,7; 2,5) = \min(3,39; 2,5) = 2,5$$

$$53856 \cdot 4 = 215424$$

$$\text{A rifollamento } V_{rd} = 933504 + 215424 = 1148928 \text{ daN}$$

Il giunto va in crisi per rottura dei bulloni su GAMBO

$$V_{rd} = 20 \cdot 30144 = 602880 \text{ daN} > 397727 \text{ daN}$$

VERIFICATO

PER LIMITARE LE DEFORMAZIONI DELL'IMPALCATO I BULLONI VANNO TUTTI CHIUSI AD ATTRITO SIA QUELLI DEI COPRIGIUNTI D'ANIMA CHE DEI COPRIGIUNTI D'ALA.

6) Spalla del ponte.

Azione sul paraghiaia.

Si prevede a tergo del paraghiaia una ruota di un mezzo di soccorso che può transitare sull'argine.

$$P=N=4000 \text{ daN}$$

Altezza paraghiaia: 110cm

$$\text{impronta } a=30\text{cm}, b=30\text{cm}. \quad \bar{a}= 30+110+\text{tg}30^\circ = 93\text{cm}; \quad \bar{b}= 30+2*110+\text{tg}30^\circ=157\text{cm}$$

$$\sigma_0 = N/(a*b) = 4000/(30*30) = 4,45 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{110} = N/(\bar{a}*\bar{b}) = 4000/(93*157) = 0,27 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_h = K_0 * \sigma \qquad K_0 = 1 - \sin\varphi = 0,5$$

Per Rankine, assumendo cautelativamente K_0 come coefficiente di spinta a riposo si ha:

$$\sigma_h = 0,5*4,45=2,225 \text{ daN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_h = 0,5*0,27=0,135 \text{ daN/cm}^2$$

tale distribuzioni delle pressioni sul paraghiaia provoca delle spinte e dei momenti alla profondità h pari a (Pietrangeli)

$$S = h/6*(\sigma*(2*b+\bar{b}) + \bar{\sigma}(b+2*\bar{b})) = 110/6*(2,225*(2*30+157)+0,135*(30+157))=9314 \text{ daN}$$

$$M = h^2/12*(\sigma*(3*b+\bar{b}) + \bar{\sigma}(b+2*\bar{b})) = 110^2/12*((2,225*(3*30+157)+0,135*(30+157))) = 579610 \text{ daN*cm}$$

$$b_{\text{eff}} = 1/2*(\bar{b}+b+2h) = 0,5*(157+30+2*110)= 203\text{cm}$$

Azione tagliante e momento flettente per unità di lunghezza del muro sono:

$$s = S/b_{\text{eff}} = 4588 \text{ daN/ml}$$

$$m = M/b_{\text{eff}} = 2855 \text{ daN*m}$$

La spinta del terreno risulta:

$$St = 1/2*2000*1,1^2*0,5 = 605 \text{ daN}$$

$$Mt = St*h/3 = 221 \text{ daN*m}$$

Risulta quindi:

$$S = 4588 + 605 = 5193 \text{ daN}$$

$$M = 2855 + 221 = 3076 \text{ daN*m}$$

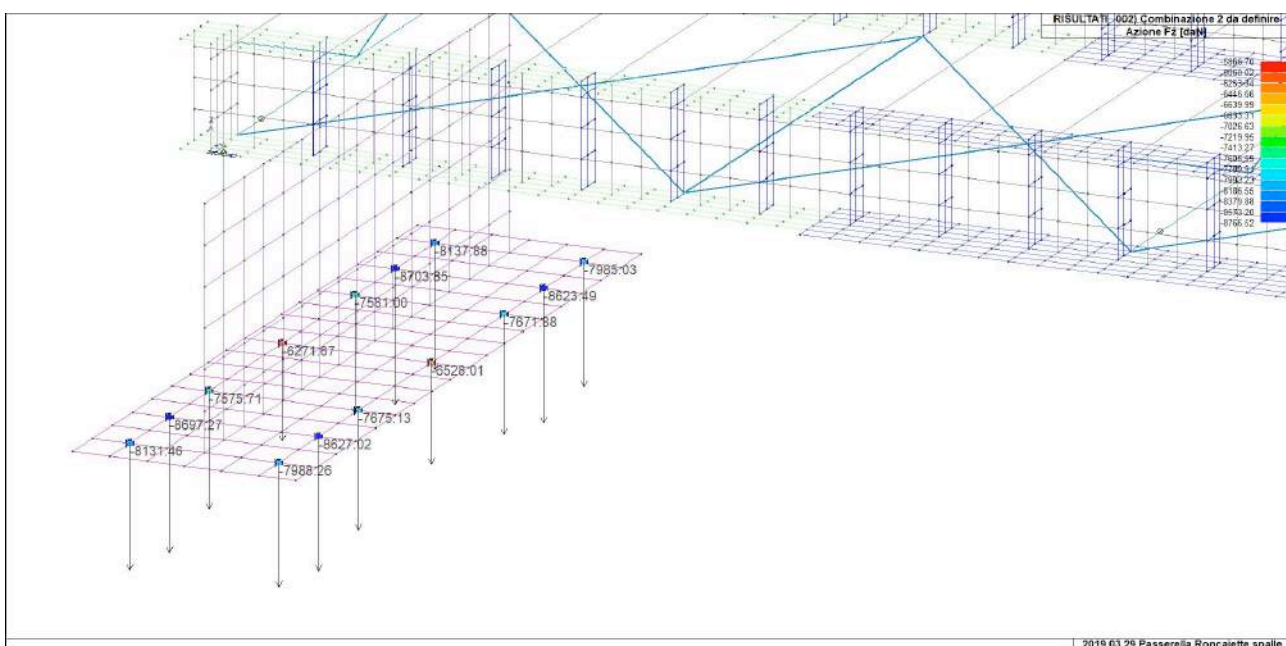
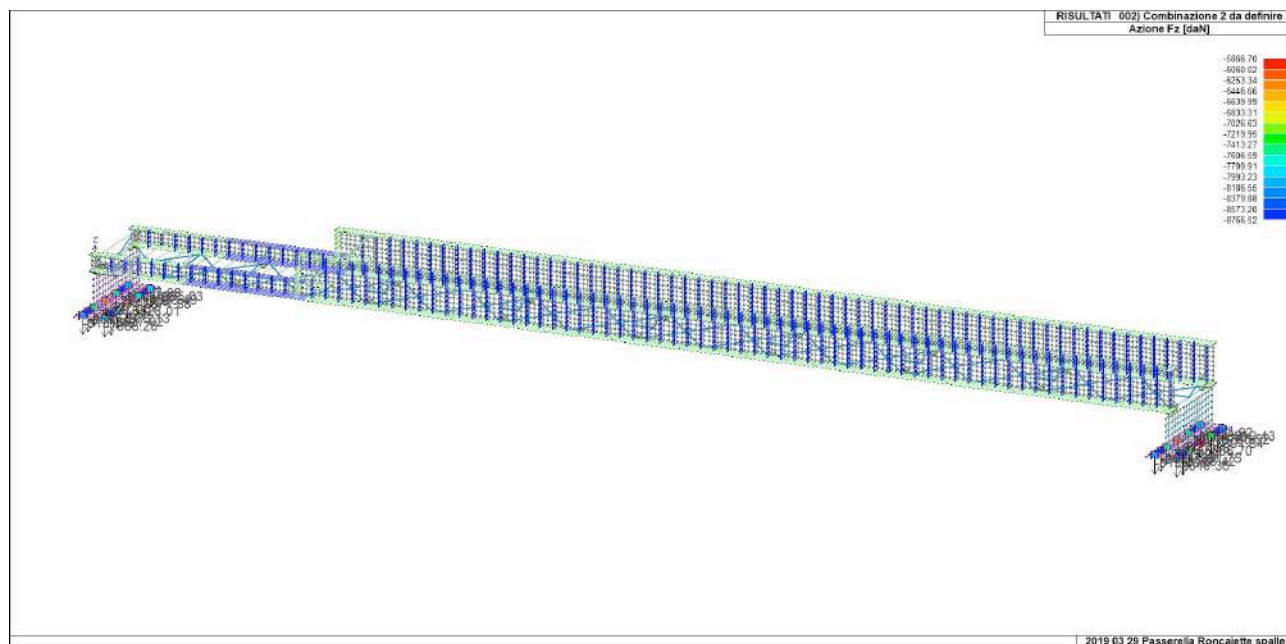
$$\text{Anecc.} = (1,5*M)/(0,9*18*3913) = (461400/63390) = 7,27 \text{ cm}^2$$

A flessione si prevedono ferri 16mm/100.

Si omettono le verifiche sul muro in elevazione e sulla ciabatta di fondazione viste le dimensioni limitate dell'altezza della spalla in raffronto agli spessori del muro di 75cm e dell'altezza della fondazione di 80cm

Si riportano le reazioni vincolari sui pali ricavate da un modello di calcolo agli elementi finiti con schematizzata la spalla e vincolati gli spostamenti nei nodi in corrispondenza dei pali di fondazione (nodi a vincoli rigidi)

Considerando la Combinazione n.2 pari al 100% CDC1 + 180% CDC2 + 100% CDC3 cioè tutti i carichi permanenti e tutti i carichi accidentali, le azioni verticali massime sui pali di fondazione sono di circa -9000 daN.



Si prevedono micropali con armatura tubolare diametro d. 139,7 sp.10mm,
peso = 31,97 daN/m; Area=40,75 cm²; J=861,90 cm⁴;
della lunghezza di circa 10 metri.

Il tecnico

