

PERMESSO DI COSTRUIRE

AMPLIAMENTO DEL COMPARTO AUTODROMO DI MODENA LOCALITA' MARZAGLIA – COMUNE DI MODENA



COMPARTO: AUTODROMO DI MODENA

PROPRIETA': COMUNE DI MODENA

CONCESSIONARIA: AERAUTODROMO DI MODENA SPA

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

- ARCHILINEA SrL
- BLUEWORKS – Ing. Yos Zorzi
- GEOGROUP Srl
- PRAXIS AMBIENTE Srl
- STUDIO TECNICO CAPELLARI
- STIEM – Ing. Paolo Scuderi e Ing. Luca Buzzoni

RELAZIONE SISMICA PRELIMINARE

P.d.C.5

REALIZZAZIONE DI
PONTE CARRABILE

ESTREMI COMMITTENTE	3
ESTREMI PROGETTISTI.....	3
INDIVIDUAZIONE SITO	3
DOCUMENTI TECNICI APPLICATIVI AD INTEGRAZIONE NTC.....	4
INDICAZIONI DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO	4
INDICAZIONI IPOTESI RELATIVE ALLA TIPOLOGIA FONDALE	6
DESTINAZIONE D'USO	6
VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	6
PROGETTO ARCHITETTONICO	6
INDICAZIONE MATERIALI ADOTTATI	7
INDIVIDUAZIONE PARAMETRI CHE CONCORRONO ALLA AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	8
STRUTTURE SISMO-RESISTENTI	9
PRIMI DIMENSIONAMENTI DI MASSIMA.....	9
Analisi dei carichi	10
Combinazioni	17
Involuppi delle sollecitazioni	18
Verifiche palo SLU(GEO).....	22
Verifiche palo SLU(STR)	25
Verifiche sezioni in c.a. muro SLU(STR).....	27
Verifiche ponte e risultati modello globale	28
CONCLUSIONI	29

ESTREMI COMMITTENTE

Aerautodromo Modena Spa
Strada Pomposiana n. 255/A
Loc. Marzaglia, 41123 MODENA

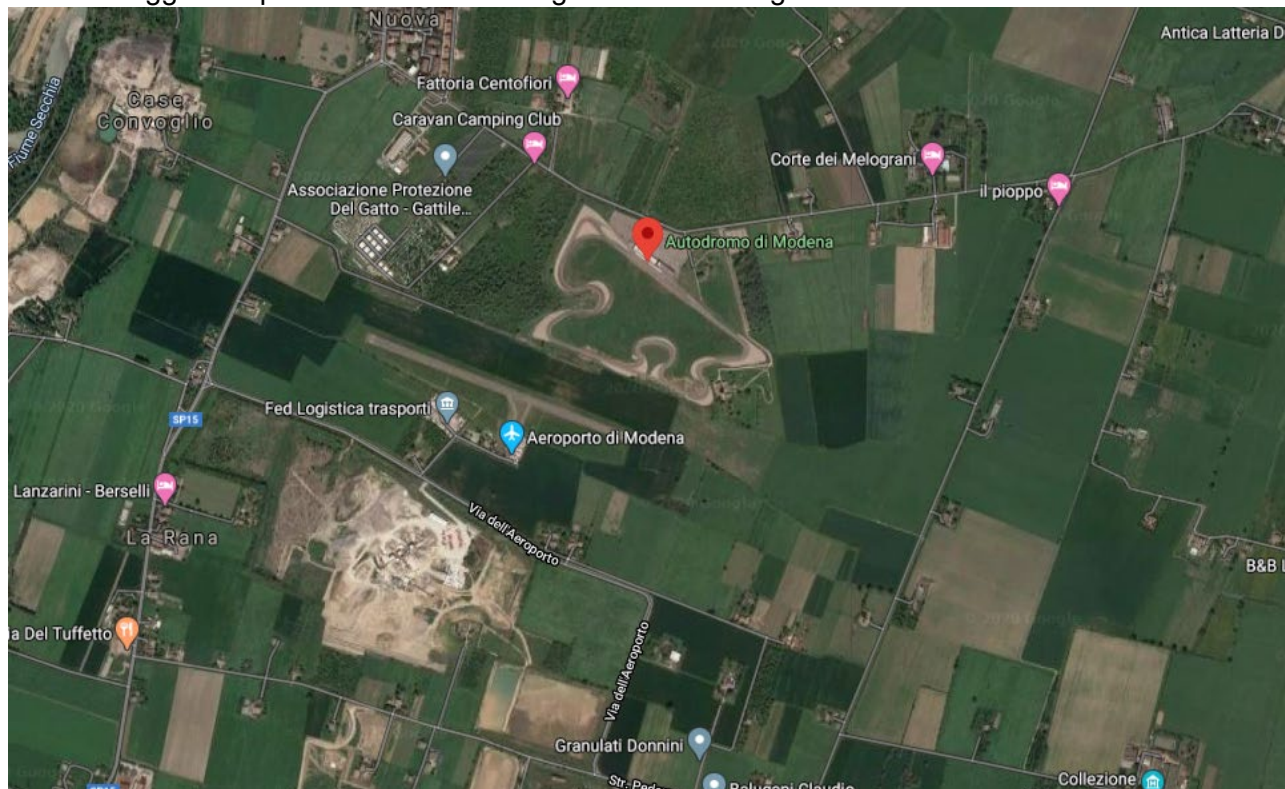
tel. 059/388711
fax 059/388788
e-mail: info@autodromodimodena.it

ESTREMI PROGETTISTI

Ing. Guido Generali
Via Formigina, 624 - 41126 Modena (MO)
tel/fax 059 342985- www.studiogenerali.it
email: guido.generali@fastwebnet.it

INDIVIDUAZIONE SITO

L'area in oggetto è posta in località Marzaglia e viene di seguito evidenziata.



Coordinate:
N44.633935, E10.812667

DOCUMENTI TECNICI APPLICATIVI AD INTEGRAZIONE NTC

La struttura è progettata secondo le indicazioni riportate nelle NTC 2018.

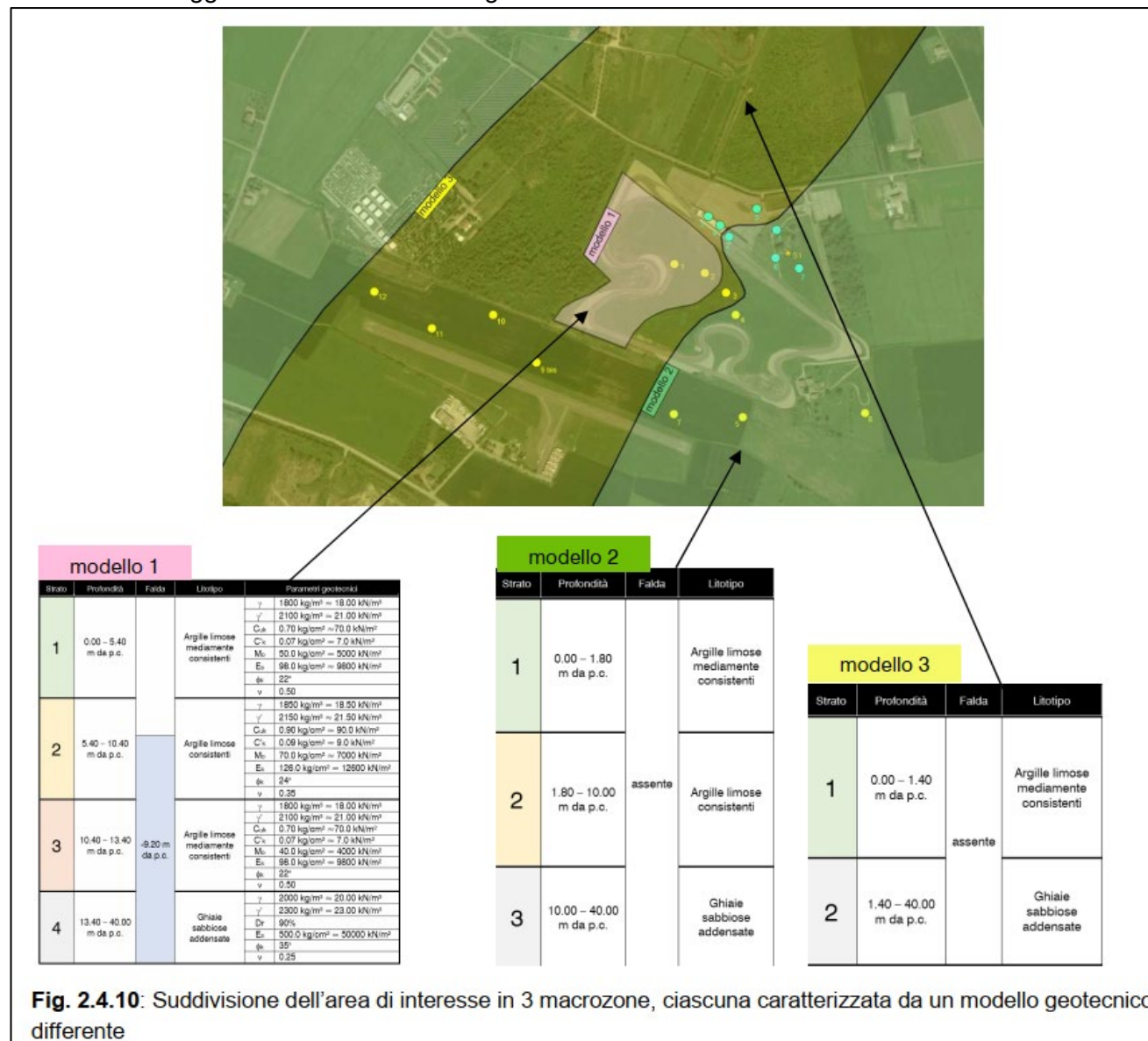
Si ritiene di poter fare riferimento anche alle:

- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Eurocodice 2;
- Eurocodice 3.

INDICAZIONI DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Si fa riferimento ai dati contenuti nella relazione del Dott. Geol. Pier Luigi Dallari “PAUR AMPLIAMENTO DEL COMPARTO AUTODROMO DI MODENA”, Modena, 26 marzo 2020.

L'intervento in oggetto ricade nel modello geotecnico 1.



In particolare la stratigrafia nelle aree nelle quali sono previste le spalle ed il rilevato del ponte è la seguente:

modello 1					
Strato	Profondità	Falda	Litotipo	Parametri geotecnici	
1	0.00 – 5.40 m da p.c.		Argille limose mediamente consistenti	γ	1800 kg/m ³ \approx 18.00 kN/m ³
				γ'	2100 kg/m ³ \approx 21.00 kN/m ³
				C_{uk}	0.70 kg/cm ² \approx 70.0 kN/m ²
				C'_{k}	0.07 kg/cm ² \approx 7.0 kN/m ²
				M_o	50.0 kg/cm ² \approx 5000 kN/m ²
				E_s	98.0 kg/cm ² \approx 9800 kN/m ²
				ϕ_k	22°
				v	0.50
2	5.40 – 10.40 m da p.c.		Argille limose consistenti	γ	1850 kg/m ³ \approx 18.50 kN/m ³
				γ'	2150 kg/m ³ \approx 21.50 kN/m ³
				C_{uk}	0.90 kg/cm ² \approx 90.0 kN/m ²
				C'_{k}	0.09 kg/cm ² \approx 9.0 kN/m ²
				M_o	70.0 kg/cm ² \approx 7000 kN/m ²
				E_s	126.0 kg/cm ² \approx 12600 kN/m ²
				ϕ_k	24°
				v	0.35
3	10.40 – 13.40 m da p.c.	-9.20 m da p.c.	Argille limose mediamente consistenti	γ	1800 kg/m ³ \approx 18.00 kN/m ³
				γ'	2100 kg/m ³ \approx 21.00 kN/m ³
				C_{uk}	0.70 kg/cm ² \approx 70.0 kN/m ²
				C'_{k}	0.07 kg/cm ² \approx 7.0 kN/m ²
				M_o	40.0 kg/cm ² \approx 4000 kN/m ²
				E_s	98.0 kg/cm ² \approx 9800 kN/m ²
				ϕ_k	22°
				v	0.50
4	13.40 – 40.00 m da p.c.		Ghiaie sabbiose addensate	γ	2000 kg/m ³ \approx 20.00 kN/m ³
				γ'	2300 kg/m ³ \approx 23.00 kN/m ³
				Dr	90%
				E_s	500.0 kg/cm ² \approx 50000 kN/m ²
				ϕ_k	35°
				v	0.25

La stratigrafia sostanzialmente individua la presenza di argille fino alla quota di 13.40 circa dal p.c. Successivamente si riscontra la presenza di ghiaie e sabbie addensate.

INDICAZIONI IPOTESI RELATIVE ALLA TIPOLOGIA FONDALE

Sono previste **fondazioni profonde** (platea su pali) al fine di limitare i cedimenti e per riuscire a contenere efficacemente le spinte statiche e le spinte sismiche derivanti dal terreno e dalle inerzie del ponte.

DESTINAZIONE D'USO

Cat. C – “Ambienti suscettibili di affollamento”.

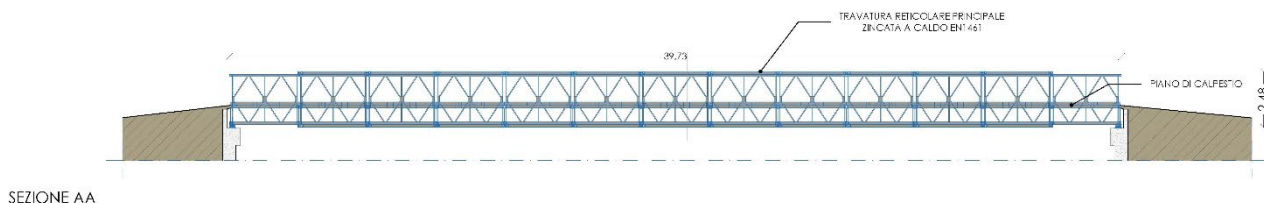
VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

Vita nominale: $V_N = 50$ anni

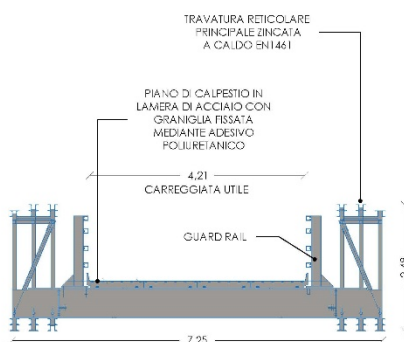
L'opera è di **Classe II**: *Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.*

PROGETTO ARCHITETTONICO

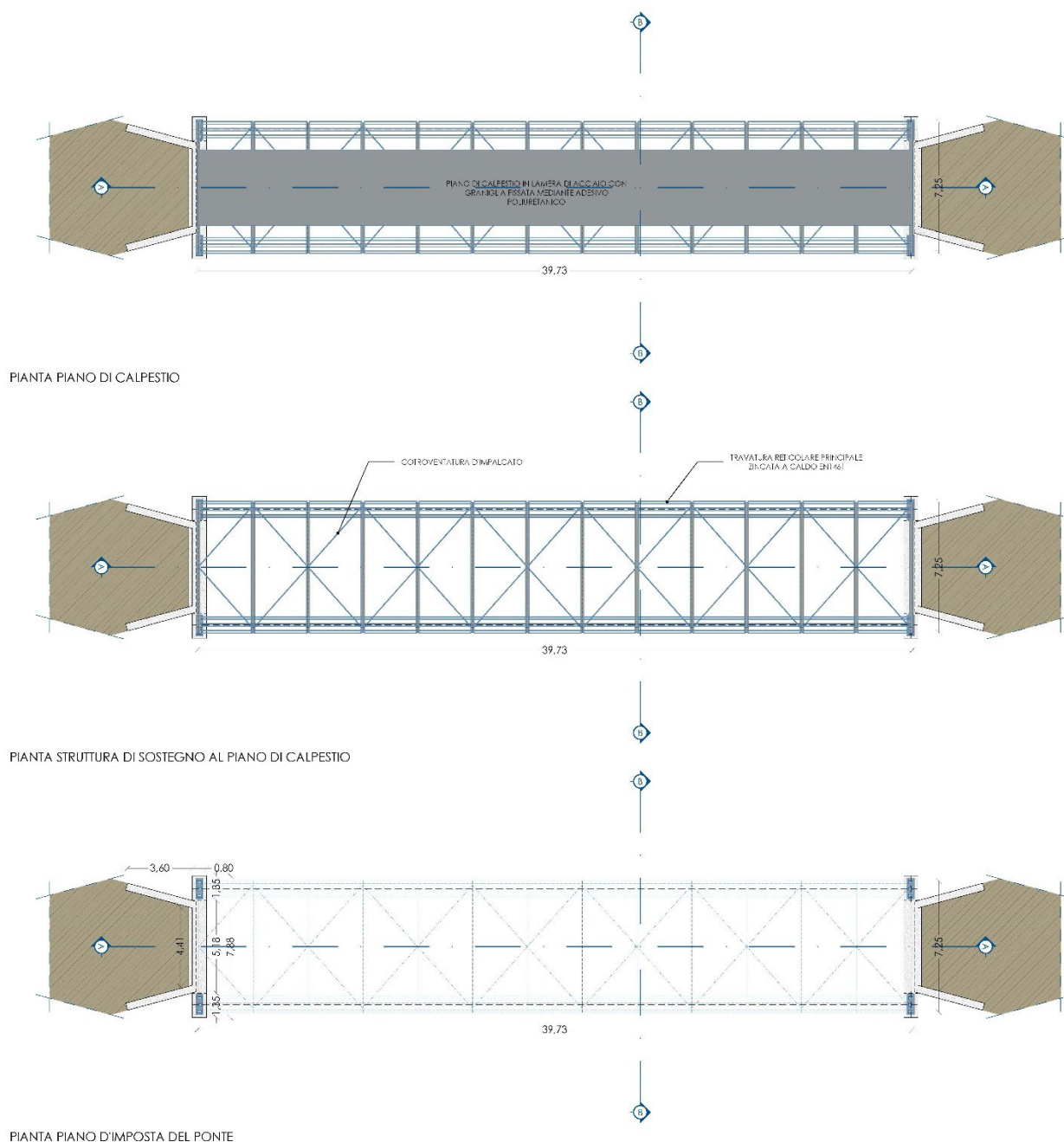
Di seguito si riporta uno stralcio delle tavole architettoniche che riguardano l'intervento in oggetto.



SEZIONE AA



SEZIONE BB



INDICAZIONE MATERIALI ADOTTATI

Spalla del ponte:

- calcestruzzo C25/30 XC2;
- acciaio da c.a. B450A.

Pali:

- calcestruzzo Rck 30 MPa
- contenuto minimo cemento 300 kg/mc
- consistenza S4
- acciaio da c.a. B450A

Struttura del ponte:

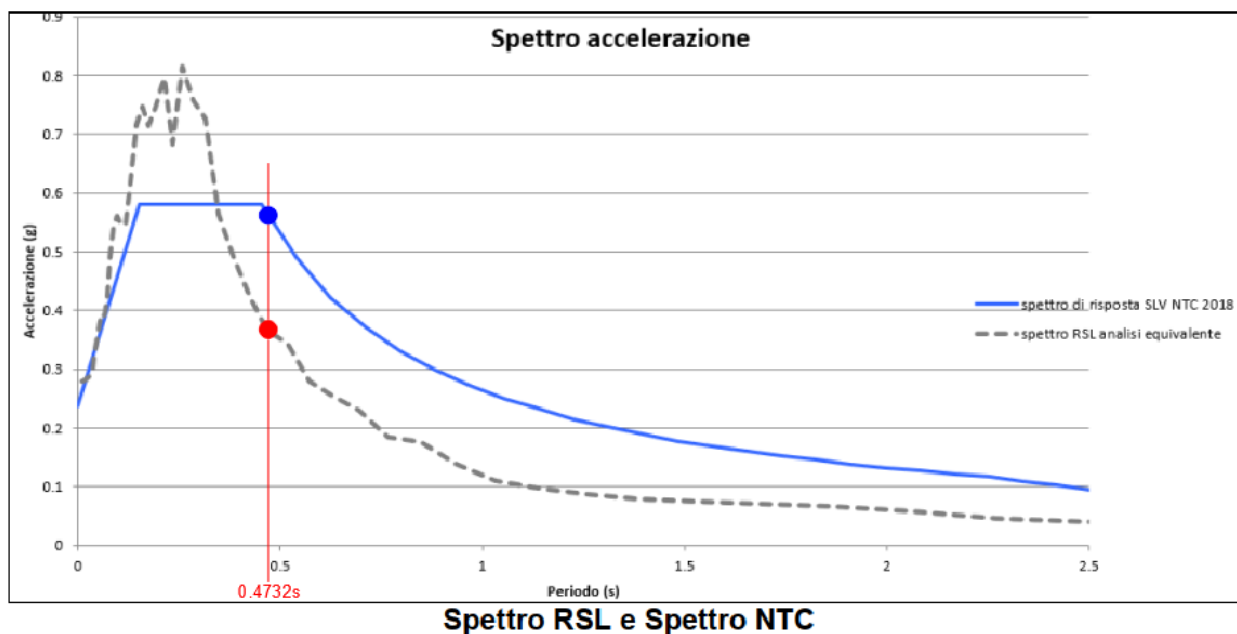
- acciaio S355.con gradi di resilienza opportuni.

INDIVIDUAZIONE PARAMETRI CHE CONCORRONO ALLA AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Per la definizione dell'azione sismica si è fatto riferimento alla RSL ed allo spettro previsto in normativa.

Da una analisi di risposta in frequenza della struttura, l'insieme spalla più ponte, è risultata una frequenza propria di 2.12Hz, pari a un periodo di 0.472s.

A questo punto si è proceduto a valutare l'azione sismica più penalizzante confrontando lo spettro di normativa NTC2018 e lo spettro frutto delle analisi si RSL.



Per il caso in esame si è ritenuto più cautelativo adottare l'azione sismica prevista in normativa.

Carichi sismici:

ag	acc. massima al suolo SLV	0,163 g
Fo	fattore di amp. spettro in acc. orizz.	2,429
S	fatt. amplif. S=Ss*St	1,46
q	fattore q di struttura	1
muri di sostegno che NON sono in grado di subire spostamenti		
kh	coeff. sism. orizz. muri	0,238
kv	coeff. sism. vert. muro	0,119
Se(T)	acc. spettrale di plateau (per V da impalcato)	0,5781 g

Per le azioni sismiche dovute alla spinta delle terre viene cautelativamente adottato un q=1. Per l'azione derivante dal ponte, invece, si adotta un q=1.33.

STRUTTURE SISMO-RESISTENTI

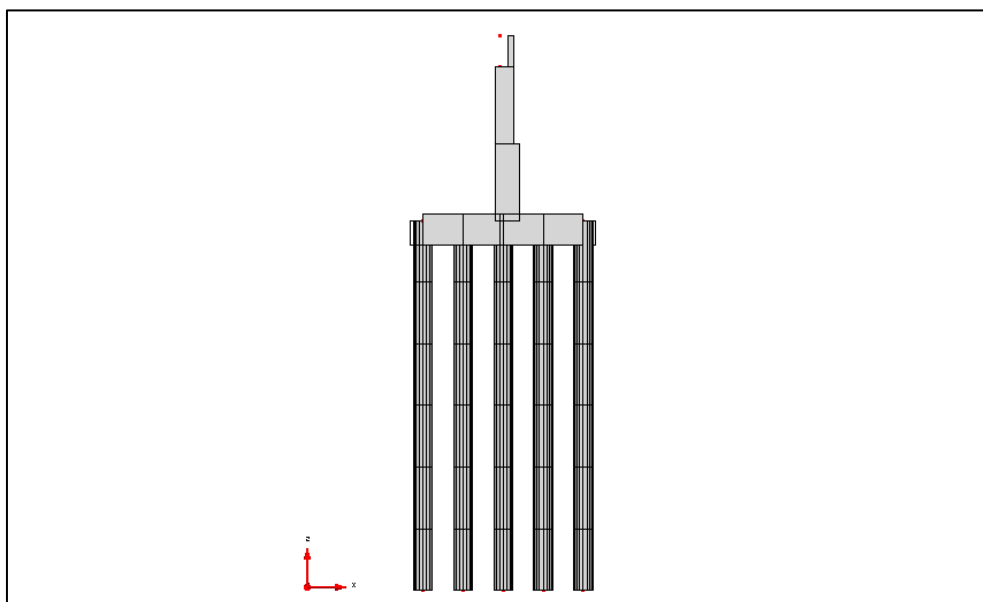
Le strutture sismo-resistenti sono costituite dalle spalle del ponte. Il muro risulta a mensola su fondazione su pali.

PRIMI DIMENSIONAMENTI DI MASSIMA

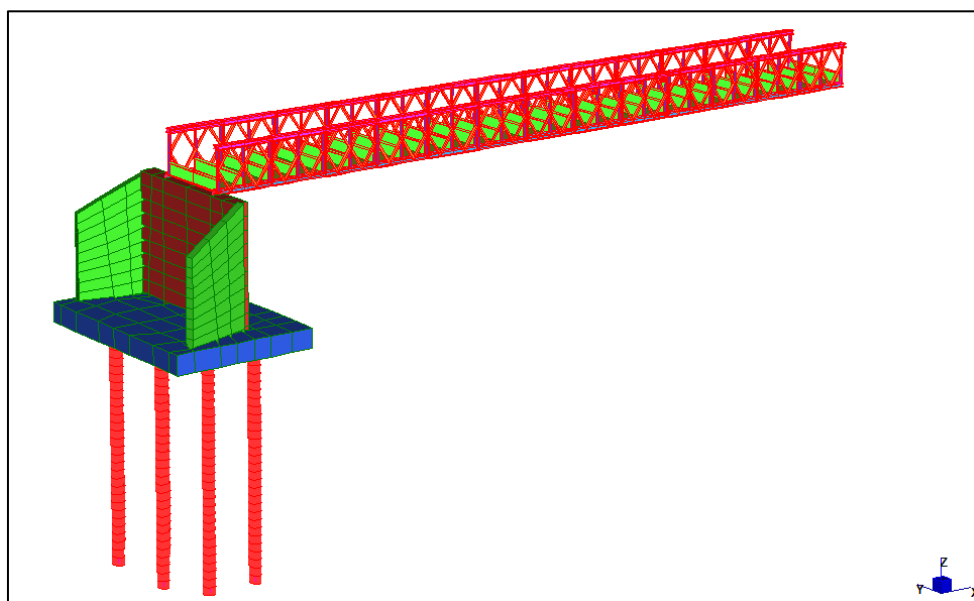
Per le valutazioni strutturali si sono realizzato due modelli agli elementi finiti.

In particolare è stato realizzato un *modello della sezione tipo* al fine di studiare in maniera semplice le sollecitazioni del muro e dei pali. Il modello prevede la modellazione del paramento a sezione variabile della spalla, della ciabatta di fondazione e dei pali modellati come travi su semipiano elastico. Viene modellata una "striscia" di 2m.

Inoltre è stato realizzato un *modello globale* al fine di valutare l'interazione ponte-spalla e per valutare lo stato deformativo e tensionale del ponte.



Modello della sezione tipo

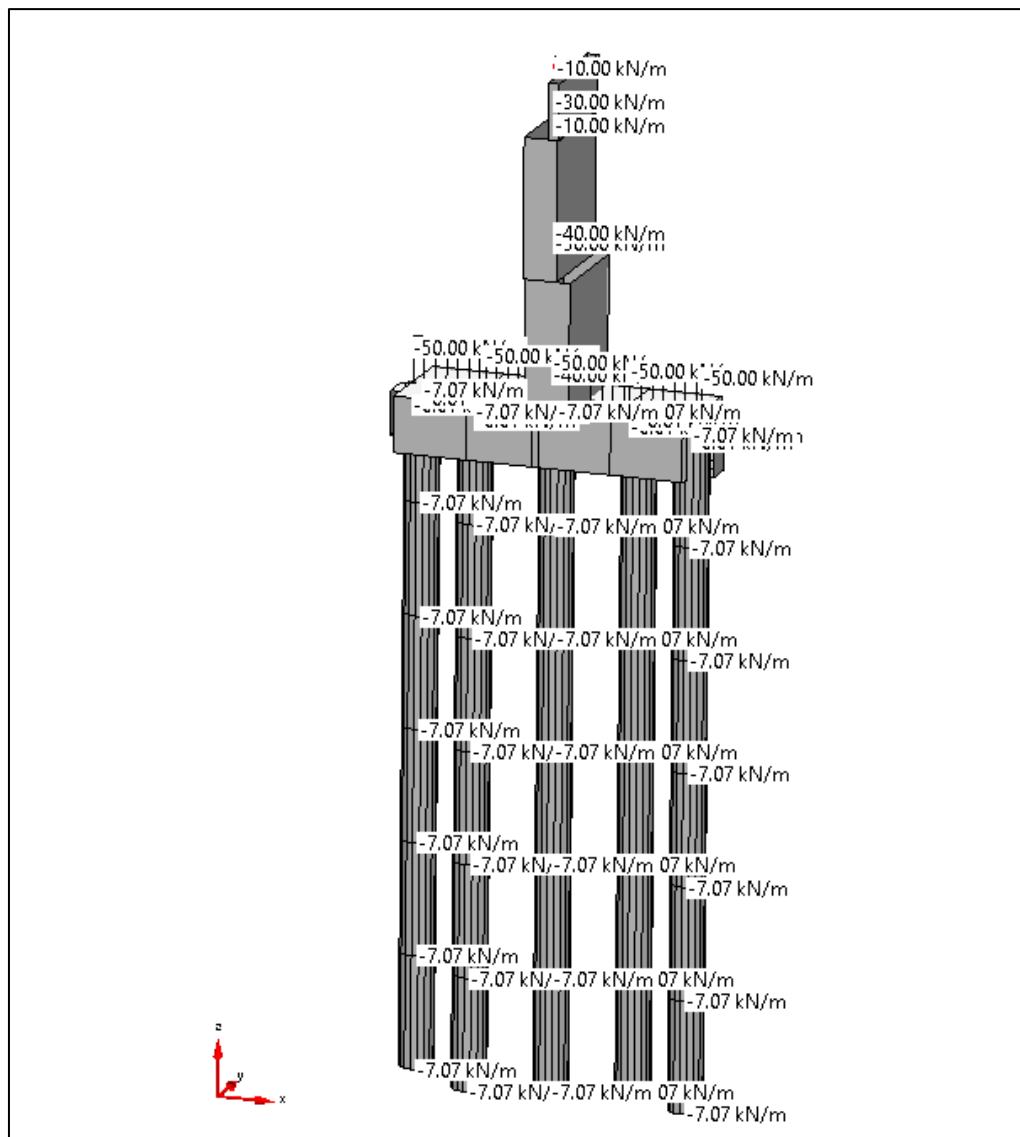


Modello globale

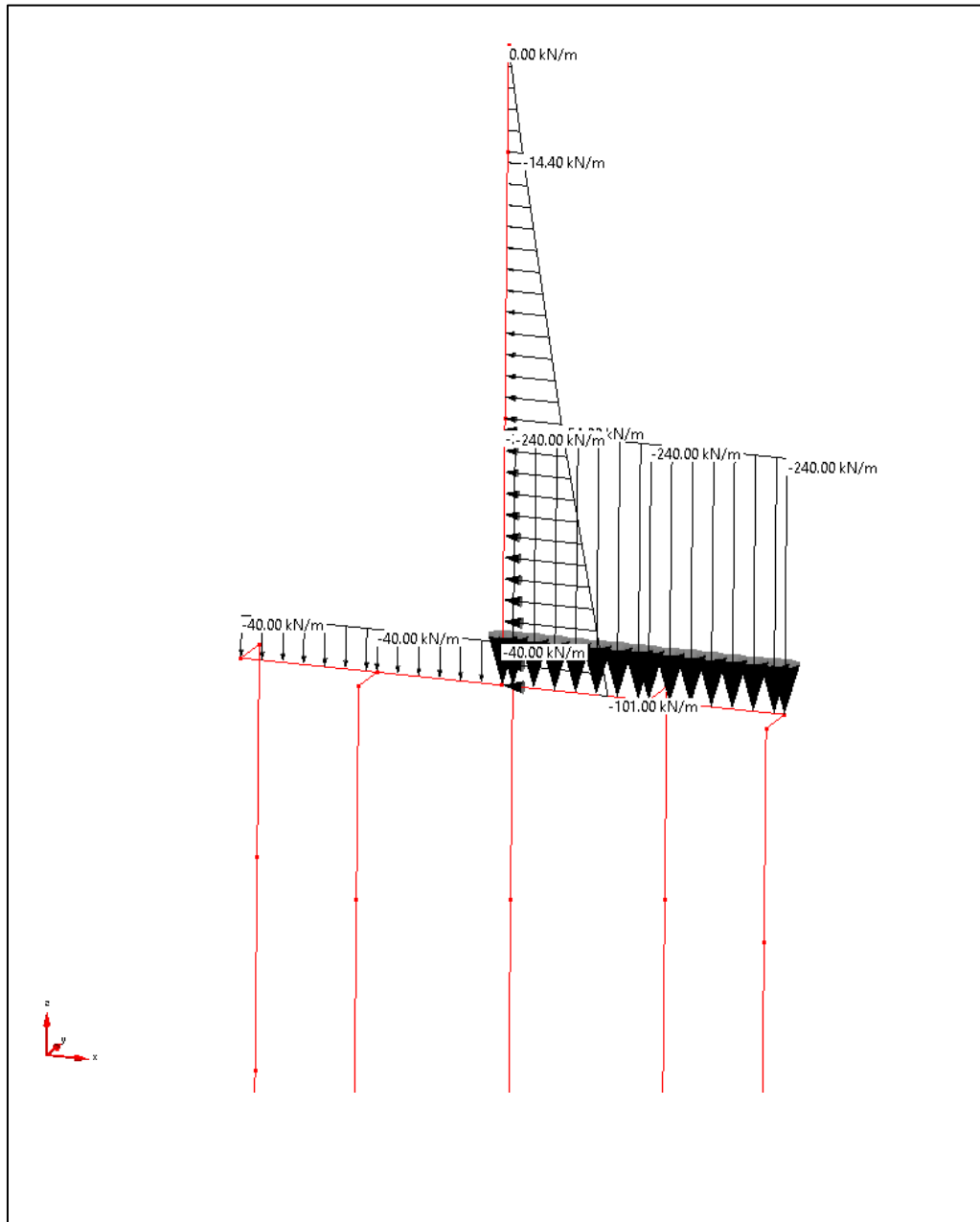
Analisi dei carichi

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi utilizzata per il pre-dimensionamento delle strutture.

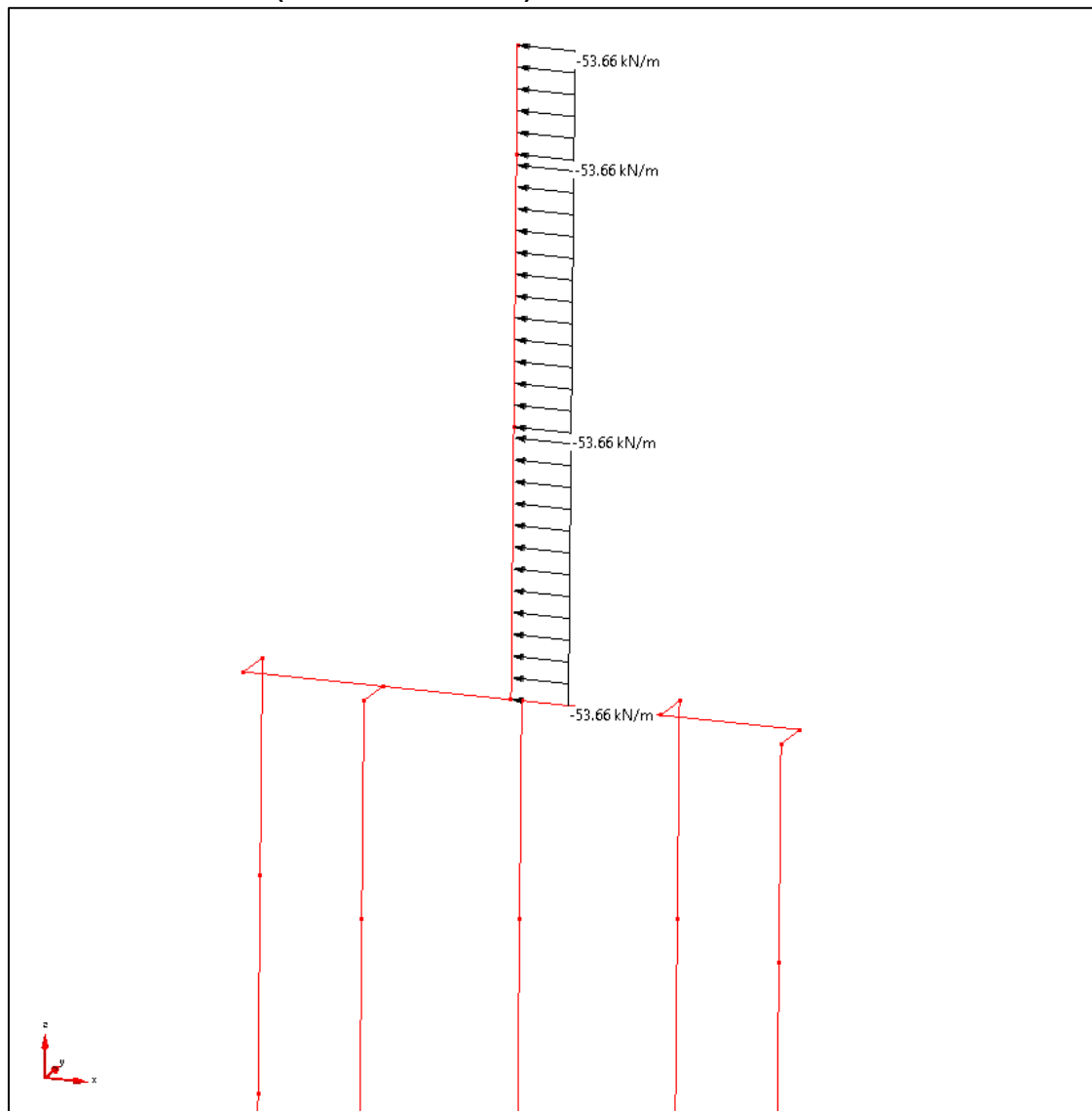
Pesi propri:



questi cariche vengono tenuti in conto in automatico dal software, le strutture sono in calcestruzzo, $\gamma_{cls}=25 \text{ kN/m}^3$

Carichi permanenti dovuti al terreno (spinta a riposo e peso terreno imbarcato):

Per il dimensionamento si è considerato un peso per unità di volume del terreno pari a $\gamma_{\text{terr}}=20\text{kN/m}^3$ terreno.

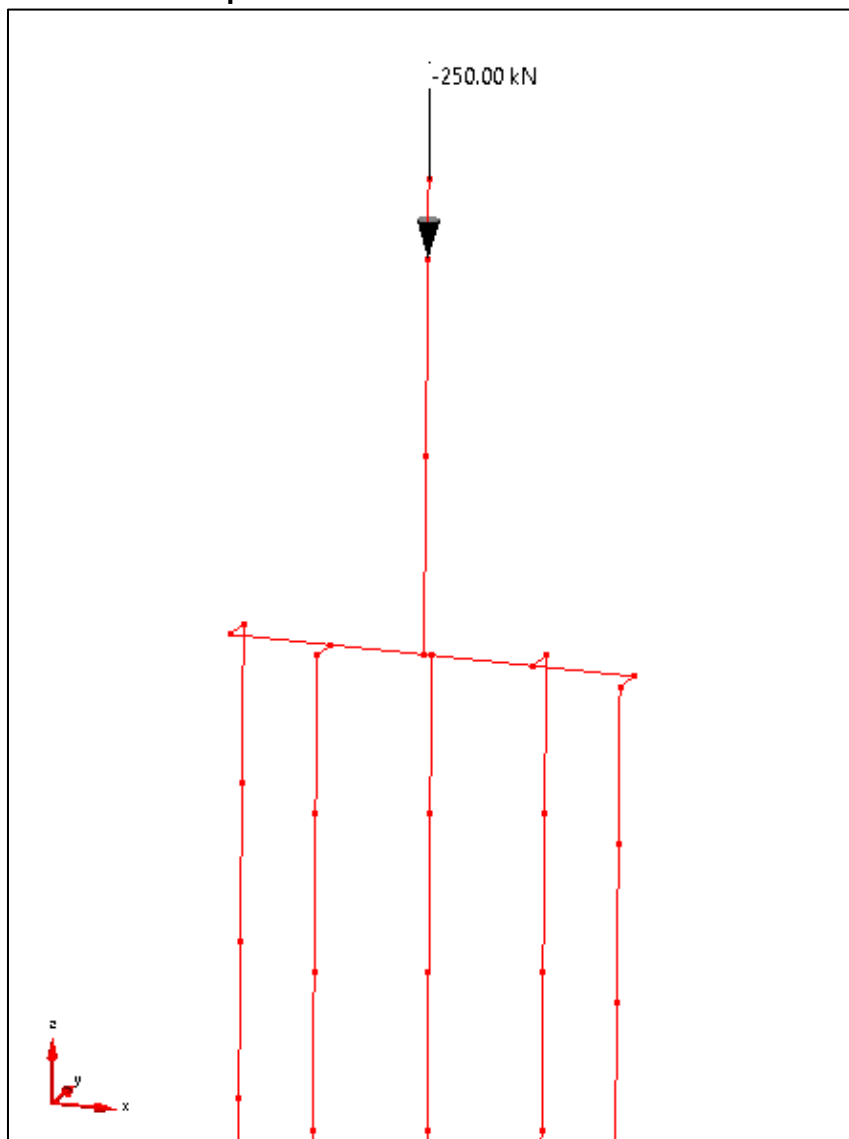
Spinta sismica del terreno (Mononobe Okabe):

Per la valutazione della spinta in combinazione sismica si è fatto riferimento al metodo di Mononobe Okab. Si è considerato il valore maggiormente sfavorevole della risultante orizzontale considerando k_v diretto verso il basso.

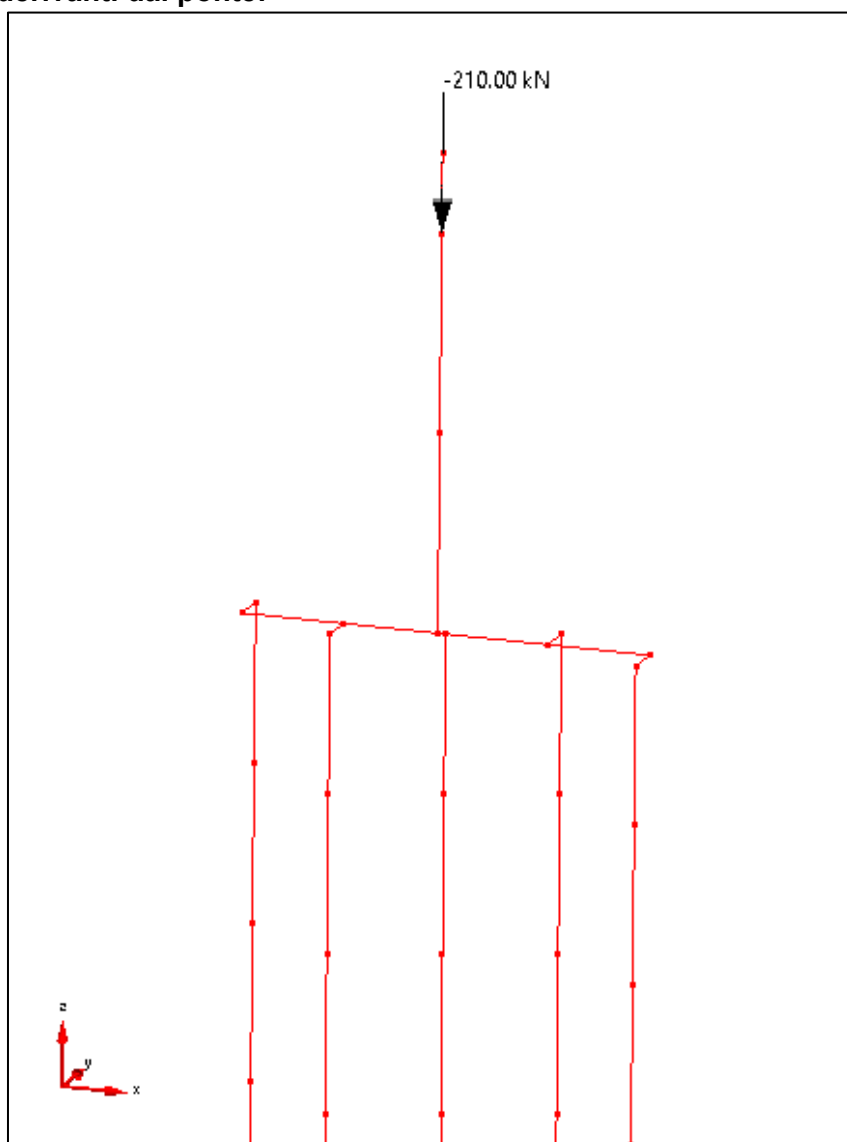
Per la determinazione dell'azione sismica si sono considerati i seguenti valori dei coefficienti delle forze di volume.

$k_h=0.238$;

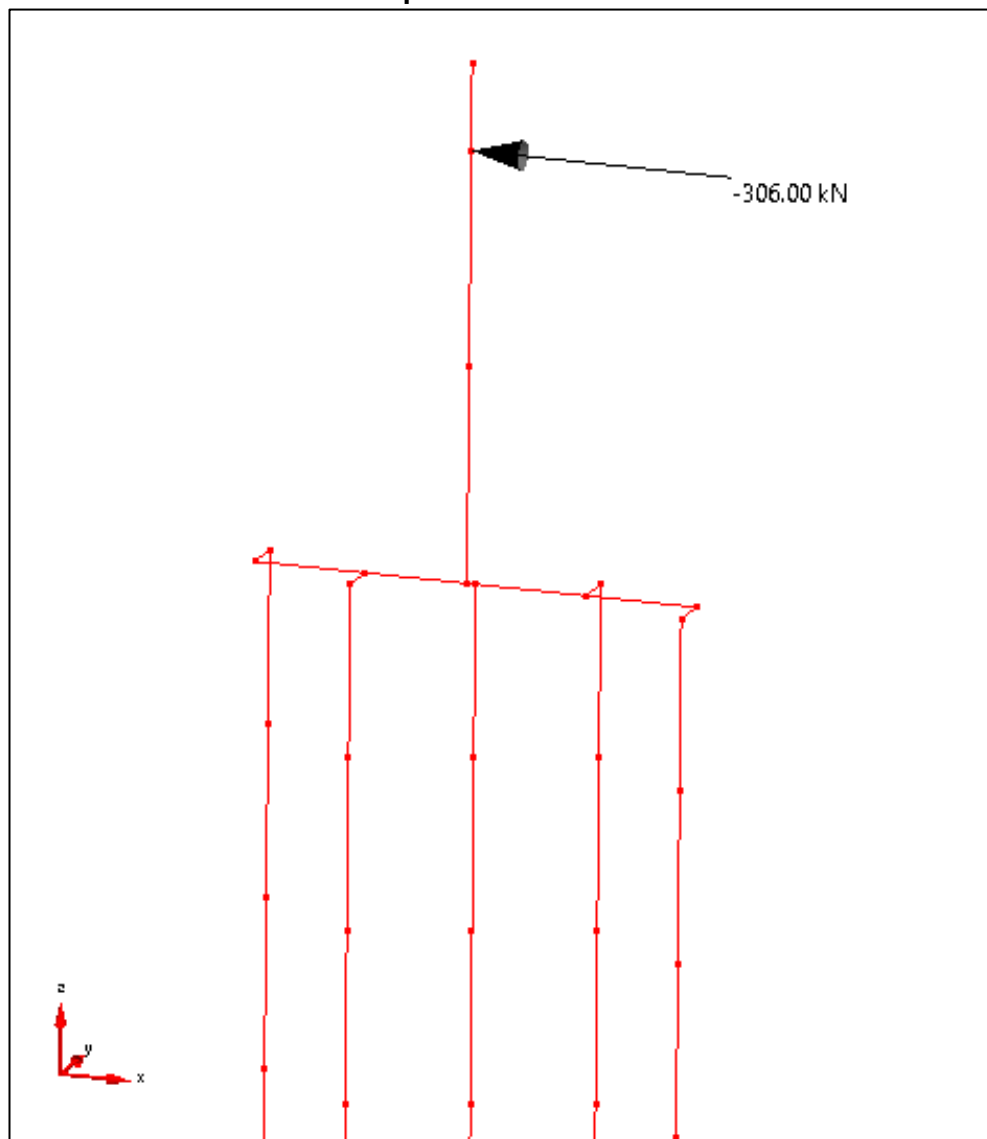
$k_v=+/-0.119$.

Carichi permanenti derivanti dal ponte:

Si è considerato la porzione del carico permanente dal ponte di competenza della sezione studiata di muro considerata pari a 250kN, ovvero pari a $\frac{1}{4}$ del peso totale permanente del ponte (100t).

Carichi variabili derivanti dal ponte:

Si è considerato la porzione del carico variabile dal ponte di competenza della sezione studiata di muro pari quindi a 210 kN (folla compatta 500 daN/m^2).

Carichi sismici derivanti dal ponte:

In questo caso di carico elementare si è fatto riferimento all'azione orizzontale derivante dall'azione sismica, ovvero le forze inerziali dovute alla massa del ponte ed ai carichi variabili applicati in combinazione sismica.

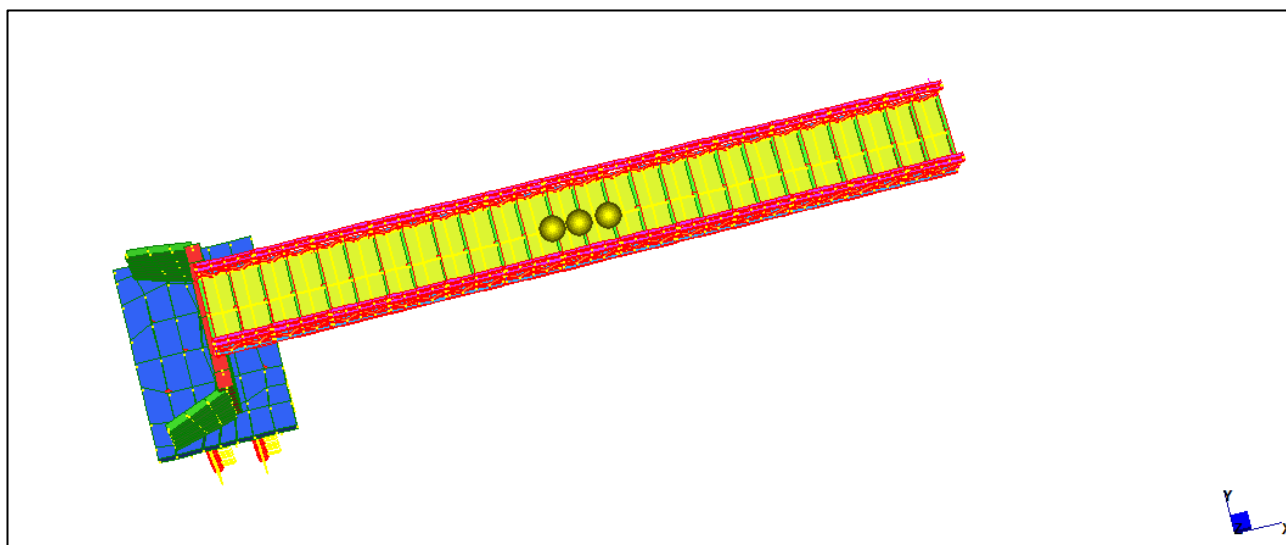
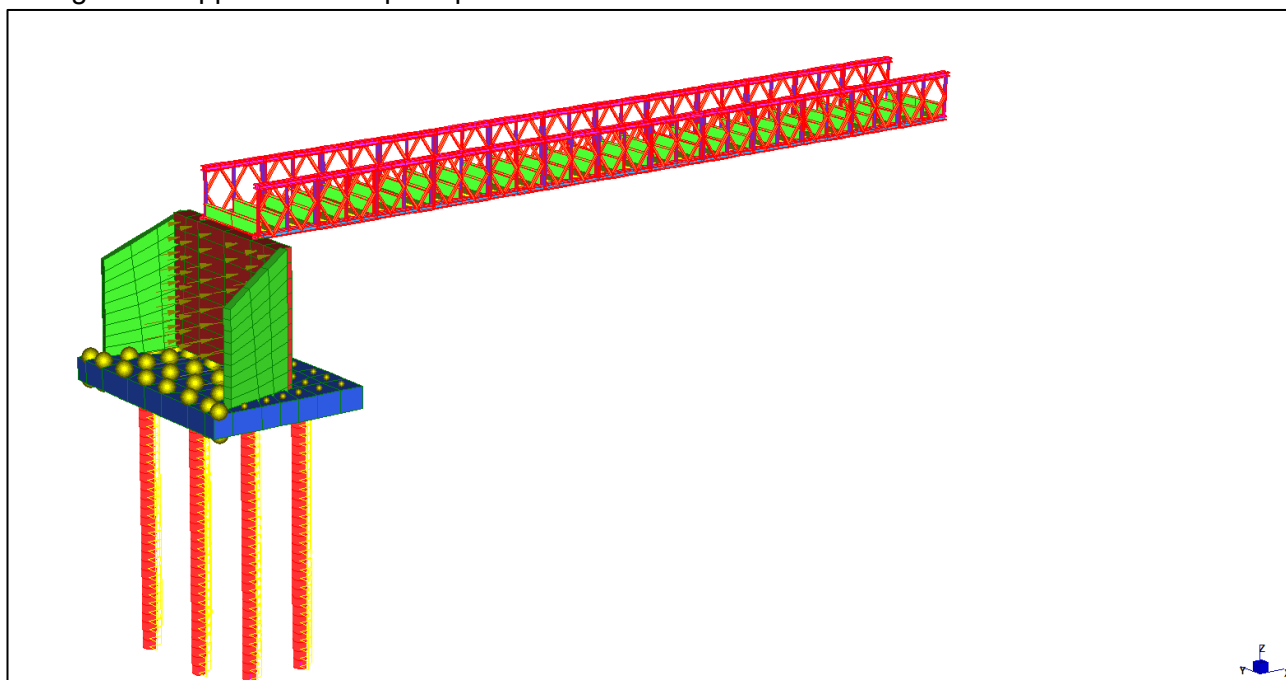
La forza viene applicata nella direzione maggiormente penalizzante.

Gli stessi carichi, riferiti alla sezione di studio di larghezza pari a 2m, sono stati applicati nel modello globale applicando quindi l'intero carico alla spalla. Di seguito se ne riporta una breve descrizione grafica. Inoltre in questo caso viene anche verificata la fattibilità del ponte stesso applicando un carico di un mezzo pesante da 40t in mezzzeria.

Oltre ai pesi propri si hanno:

- Carichi permanenti dovuti al terreno;
- Spinta sismica del terreno;
- Carichi permanenti dovuti al ponte;
- Variabili ponte folla;
- Carichi sismici dovuti al ponte;
- Automezzo su ponte.

Di seguito si rappresentano i principali casi di carico.



Combinazioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi 02 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E + G1 + G2 + P + $\psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots$

dove:

parte della Tabella 2.5.I NTC 2018

Destinazione d'uso/azione	$\psi 0$	$\psi 1$	$\psi 2$
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60

I casi di carico elementare sono i seguenti: (Nota: 1S =CdC1, 2S =CdC2...iS=CdCi)

Condizioni di carico elementari statiche - Moltiplicatori gravitazionali					
n°	Descrizione	x	y	z	Tipo
1S	G1 pp z	0	0	-1	Permanente
2S	s.terr. statica x	0	0	0	Permanente
3S	E s.terr.sismica x	0	0	0	Generico
4S	G1+G2 ponte z	0	0	0	Permanente
5S	Qponte z	0	0	0	Generico
6S	E ponte x	0	0	0	Generico

Coefficienti di combinazione:

Nome del gruppo:

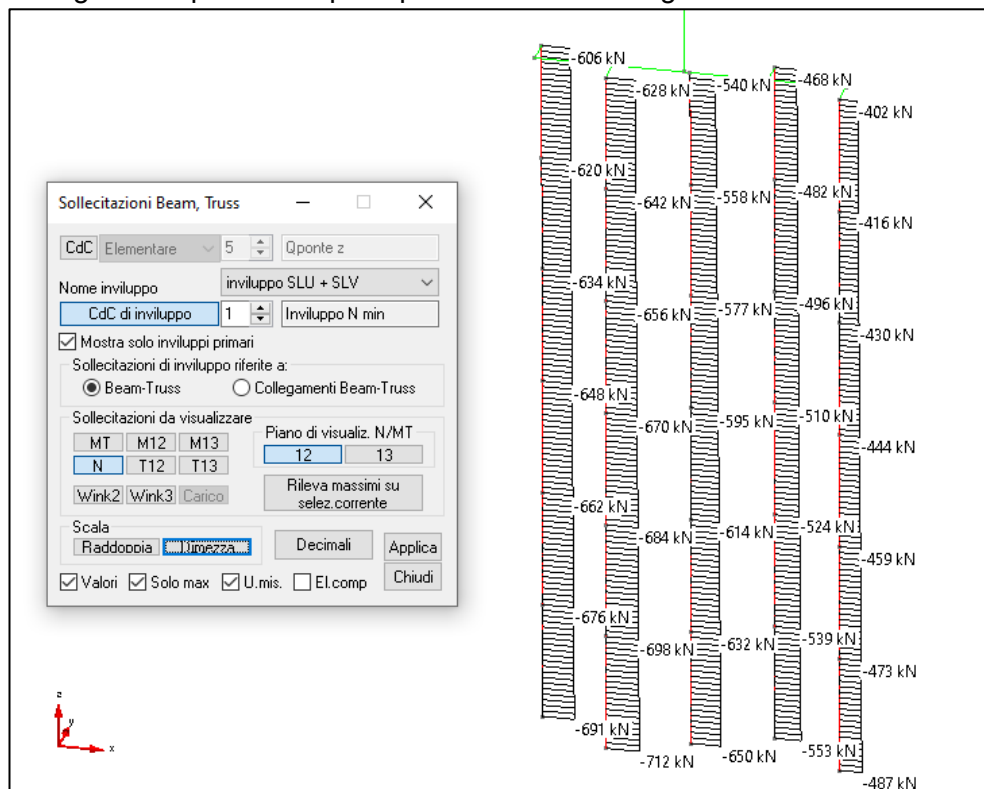
Combinazione	CdC1	CdC2	CdC3	CdC4	CdC5	CdC6
Comb.1	1.3	1.3	0	1.3	1.5	0
Comb.2	1	1.3	0	1	1	0
Comb.3	1	1.3	0	1	0	0
Comb.4	1	1	0	1	1	0
Comb.5	1	1	0	0	0	0
Comb.6	1.3	1.3	0	0	0	0

Nome del gruppo:

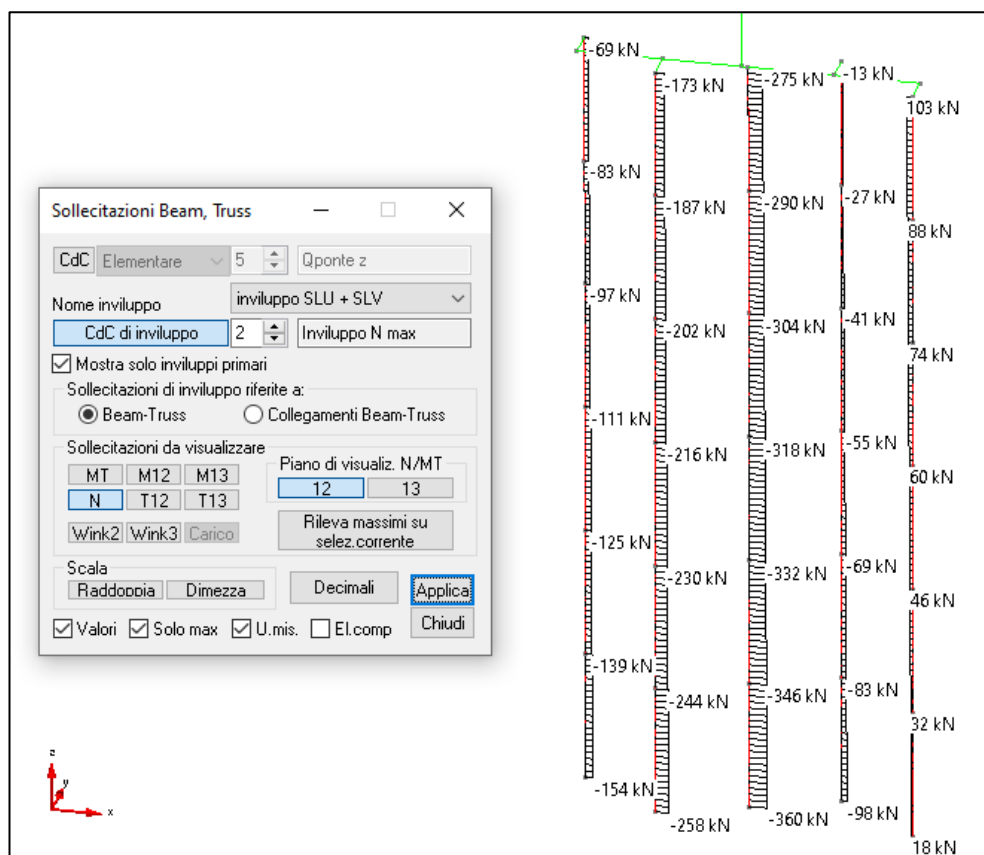
Combinazione	CdC1	CdC2	CdC3	CdC4	CdC5	CdC6
Comb.1	1	0	1	1	0.6	1
Comb.2	1	0	1	1	0	1
Comb.3	1	0	1	1	0.6	-1
Comb.4	1	0	1	1	0	-1

Involuppi delle sollecitazioni

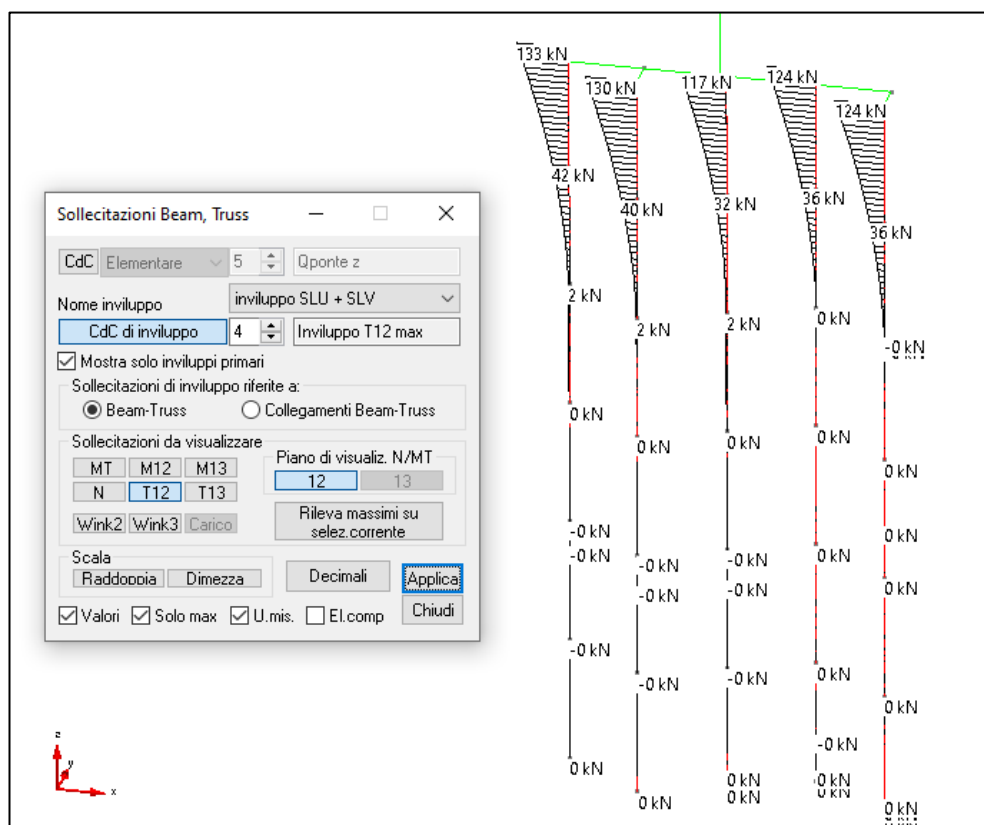
Di seguito si riportano le principali sollecitazioni degli elementi strutturali.



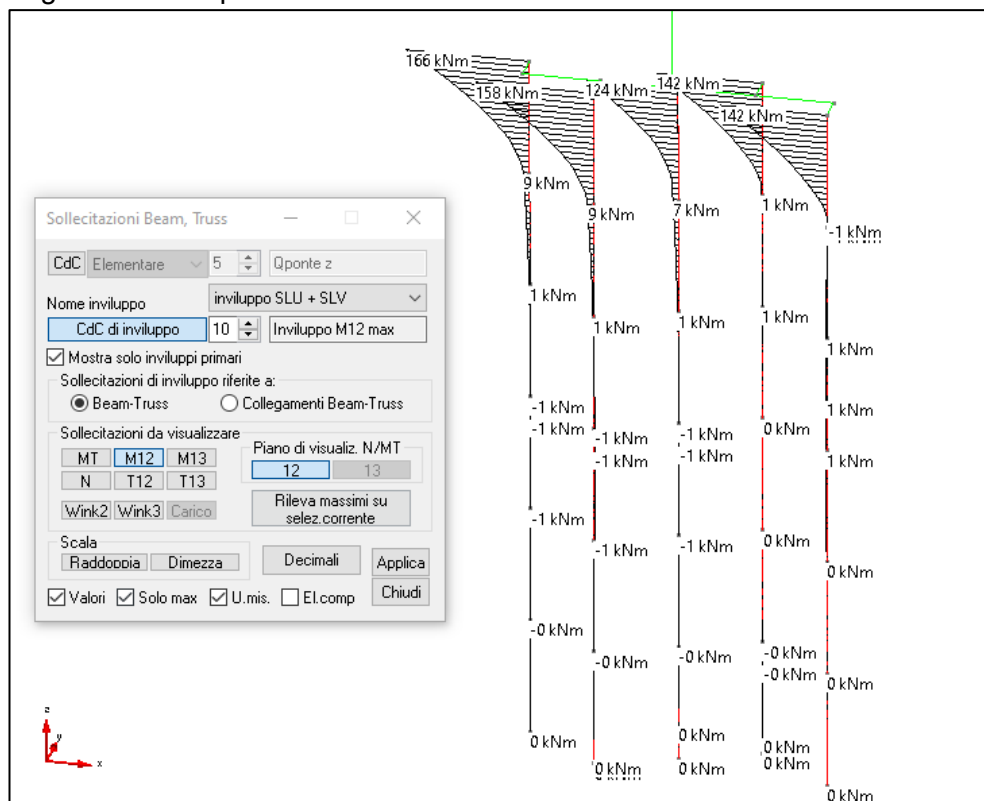
Sforzo assiale minimo pali



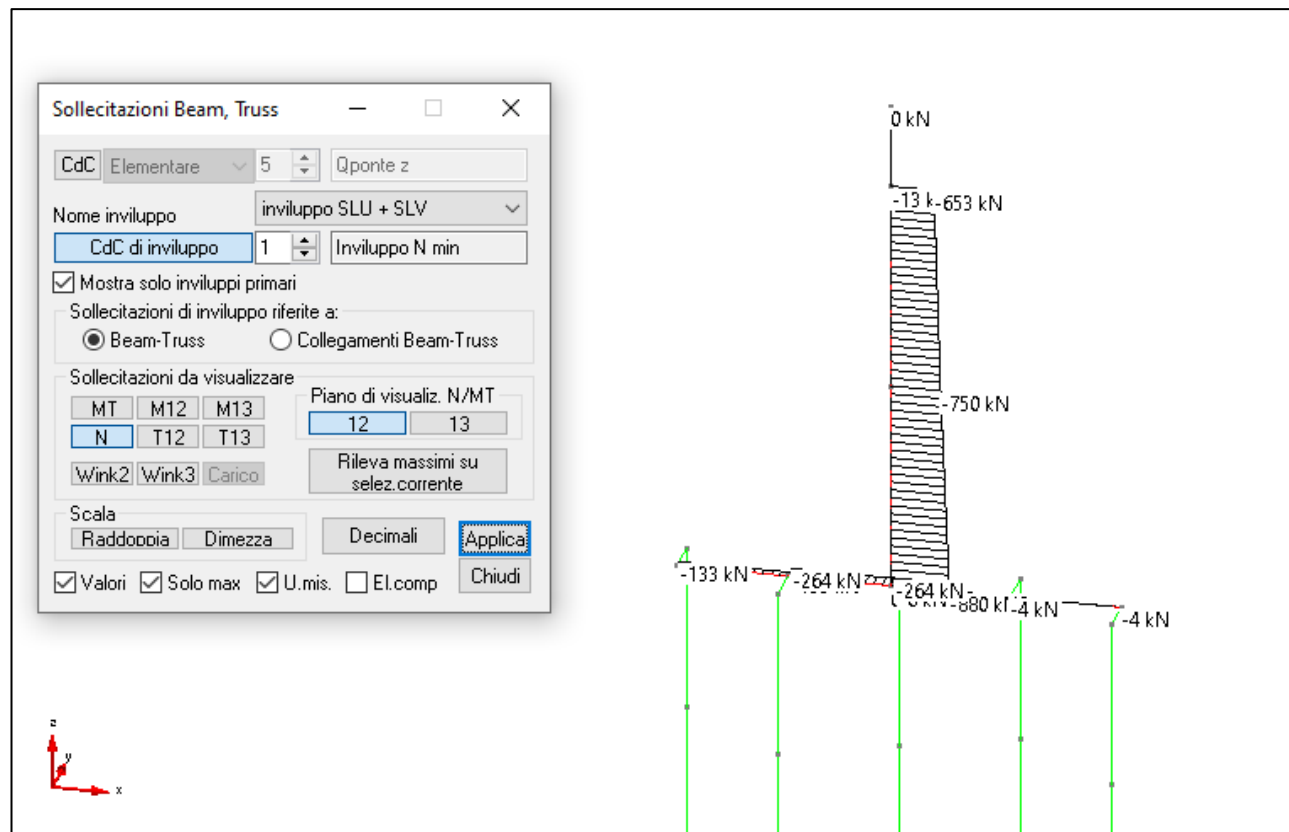
Sforzo assiale massimo



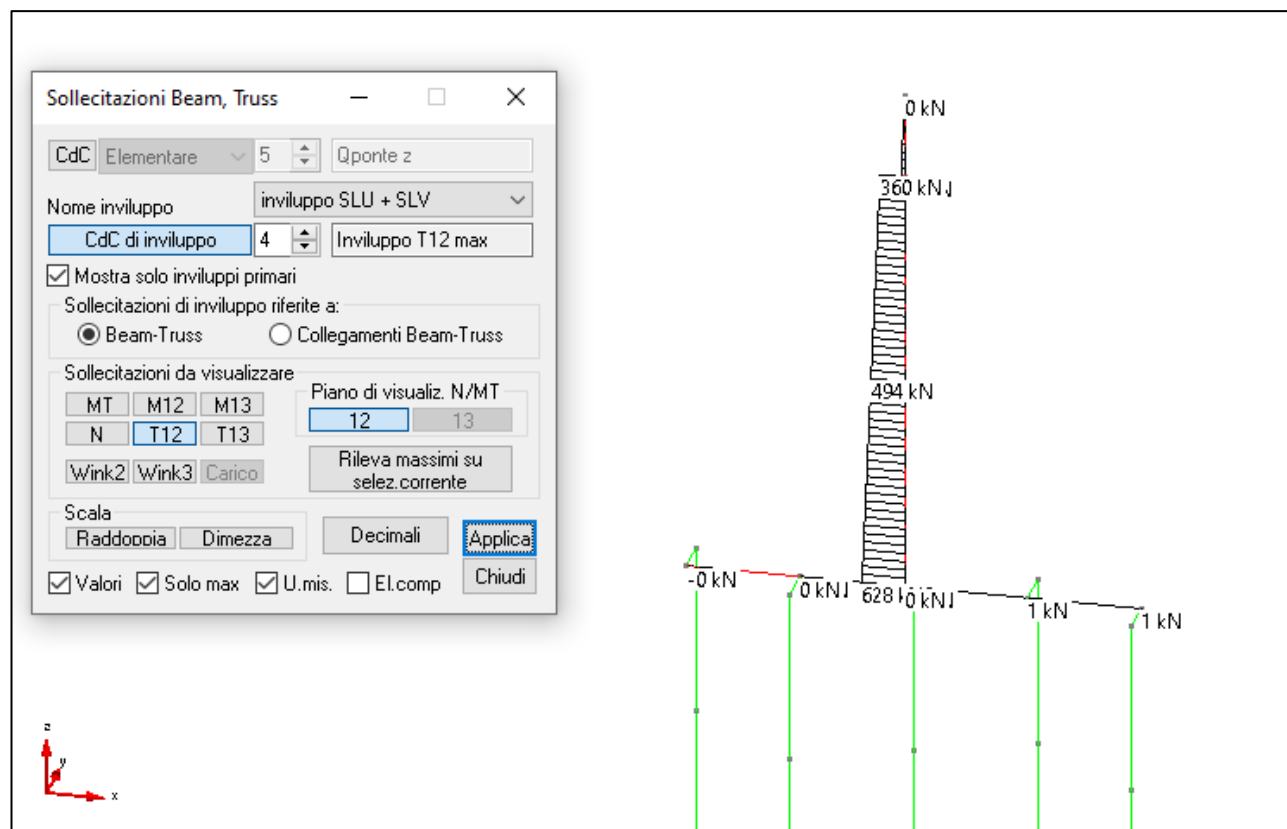
Taglio massimo pali



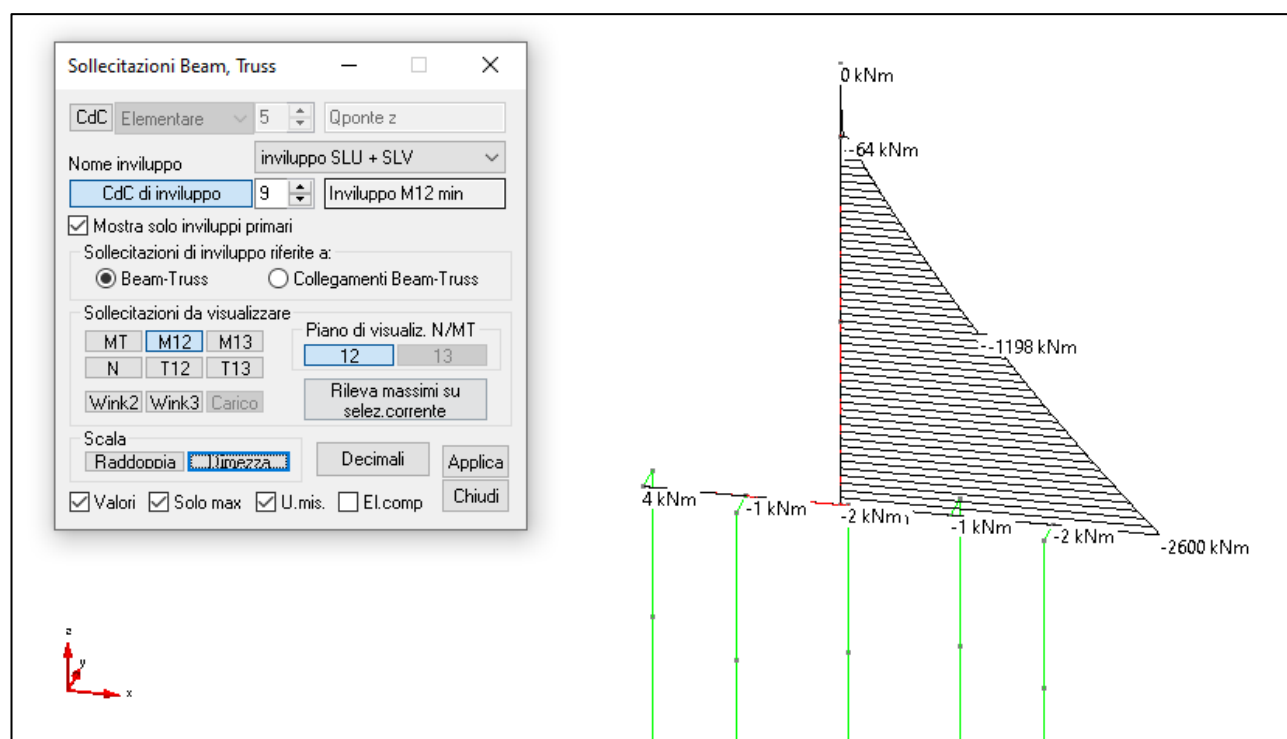
Momento flettente massimo pali



Sforzo assiale minimo (compressione) parete e ciabatta



Sforzo di taglio massimo parete e ciabatta



Momento flettente massimo (in valore assoluto) parete

Verifiche palo SLU(GEO)

Di seguito si riporta un calcolo della portata del palo; in sede di pre-dimensionamento si sono considerati cautelativamente i massimi coefficienti di sicurezza riferiti ad una unica verticale indagata. Per tale motivo in questa sede non si adottano coefficienti di gruppo in quanto il valore di tale coefficiente, visti anche gli elevati interassi tra i pali, potrebbe essere più che compensato dall'utilizzo dei fattori di sicurezza corretti ed i valori corretti dei parametri geotecnici. Considerando anche solo il 20% della portata di punta il palo risulta ampiamente verificato.

Si trascura completamente il contributo della platea.

Portata a breve termine:

PORTANZA PER CARICHI VERTICALI DEI PALI TRIVELLATI
(Teoria di Berezantzev)

Riferimento: **Pali Fondaz. L = 12m d = 0,6m**
DM 14_01_2008 -§ 6.4.3.1.1

Lunghezza palo	m	12,00
Diametro palo	m	0,60
Peso del palo: Pg=	daN	8.478

STRATIGRAFIA:

	tipologia:	denominazione
strato 1	coerente precon. (Cu)	coesivo
strato 2	coerente n.cons./misti	sabbia
strato 3		0
strato 4		0
strato 5		0

pressione verticale terreno qz alla quota di testa del palo	daN/m ²	4.000
---	--------------------	--------------

PORTANZA LATERALE: $PL = A_l * (s_o + k * \mu * q_z)$

		strato 1	strato 2	strato 3	strato 4	strato 5
lunghezza	m	10	2	0	0	0
densità	daN/m ³	1950	2150	1880	1800	1880
Angolo Attrito	(°)	0,0	35,0	38,0	38,0	38,0
Coesione	daN/cm ²	0,70	0,00	0,00	0,00	0,00
s _o	daN/cm ²	0,350	0,000			
k		0,000	0,427			
μ		0,000	0,700			
q _z	daN/m ²	13750	25650			
Portanza laterale	daN	65.940	28.888			
PORTANZA LATERALE LIMITE: PL					94.828daN	
PORTANZA LATERALE: $PLc = PL / (1,15*1,7)$					48.505daN	

PORTANZA ALLA PUNTA: $PP = A_p * (N_c * C + N_q * q_z)$ **(Teoria di Berezantzev)**

Strato 2	sabbia	
densità	daN/m ³	2150
Ang. Attrito	(°)	35,0
Coesione	daN/cm ²	0
N _q		37,0
N _c		51,4
q _z	daN/m ²	27800
PORTANZA ALLA PUNTA LIMITE: PP		290.682daN
PORTANZA ALLA PUNTA: $PPc = PP / (1,35*1,7)$		126.659daN

PORTANZA TOTALE TERRENO IN COMPRES.: $P_{tot} = PLc + PPc$	175.164daN
--	-------------------

CARICO MAX IN COMPRES. SUL PALO: $P_{c,comp} = P_{tot} - P_g$	166.686daN
CARICO MAX IN TRAZIONE SUL PALO: $P_{c,traz} = P_g + PL/(1,25*1,7)$	53.103daN

Portata a lungo termine:

PORTANZA PER CARICHI VERTICALI DEI PALI TRIVELLATI
(Teoria di Berezantzev)

Riferimento: Pali Fondaz. L = 12m d = 0,6m

DM 14_01_2008 - § 6.4.3.1.1

Lunghezza palo	m	12,00
Diametro palo	m	0,60
Peso del palo: P_g	daN	8.478

STRATIGRAFIA:

	tipologia:	denominazione
strato 1	coerente n.cons./misti	coesivo
strato 2	coerente n.cons./misti	sabbia
strato 3		0
strato 4		0
strato 5		0

Pressione verticale terreno q_z alla quota di testa del palo	daN/m ²	4.000
--	--------------------	--------------

PORTANZA LATERALE: $PL = A_l * (s_o + k * \mu * q_z)$

		strato 1	strato 2	strato 3	strato 4	strato 5
lunghezza	m	10	2	0	0	0
densità	daN/m ³	1950	2150	1880	1800	1880
Angolo Attrito	(°)	25,0	35,0	38,0	38,0	38,0
Coesione	daN/cm ²	0,07	0,00	0,00	0,00	0,00
s_o	daN/cm ²	0,035	0,000			
k		0,578	0,427			
μ		0,466	0,700			
q_z	daN/m ²	13750	25650			
Portanza laterale	daN	76.369	28.888			

PORTANZA LATERALE LIMITE: PL **105.257daN**

PORTANZA LATERALE: $PL_c = PL / (1,15 * 1,7)$ **53.840daN**

PORTANZA ALLA PUNTA: $PP = A_p * (N_c * C + N_q * q_z)$ (Teoria di Berezantzev)

Strato 2	sabbia	
densità	daN/m ³	2150
Ang. Attrito	(°)	35,0
Coesione	daN/cm ²	0
N_q		37,0
N_c		51,4
q_z	daN/m ²	27800
PORTANZA ALLA PUNTA LIMITE: PP		290.682daN
PORTANZA ALLA PUNTA: $PP_c = PP / (1,35 * 1,7)$		126.659daN

PORTANZA TOTALE TERRENO IN COMPRES.: $P_{tot} = PL_c + PP_c$	180.499daN
--	-------------------

CARICO MAX IN COMPRES. SUL PALO: $P_{c,comp} = P_{tot} - P_g$	172.021daN
CARICO MAX IN TRAZIONE SUL PALO: $P_{c,traz} = P_g + PL / (1,25 * 1,7)$	58.011daN

Considerando il minimo tra breve termine e lungo termine:

Portata in compressione:

Portanza laterale di progetto:	48505 daN = 485 kN
<i>(Massima portanza alla punta:</i>	<i>126659 daN = 1267 kN)</i>
Portanza di punta (20% massima portanza alla punta):	25332 daN = 253 kN

NRd = 738 kN

NEd = 712 kN (compressione)

E/R = 0.97 < 1 VERIFICATO

Portata in trazione:

Portanza laterale di progetto:	48505 daN = 485 kN
--------------------------------	--------------------

NRd = 485 kN

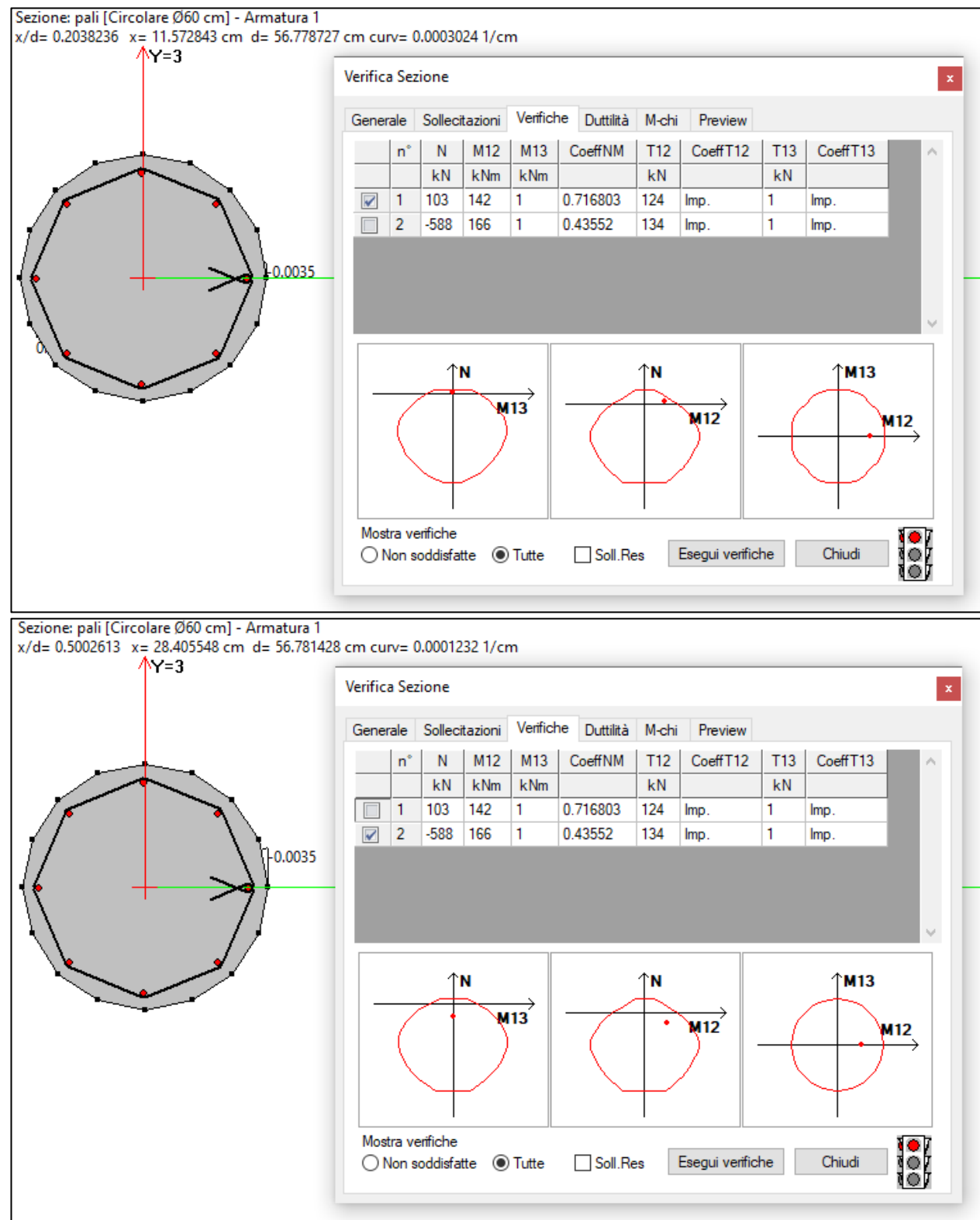
NEd = 103 kN (trazione)

E/R = 0.21 < 1 VERIFICATO

Verifiche palo SLU(STR)

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni dei pali maggiormente sollecitati.

Verifica a presso flessione: delle due combinazioni più penalizzanti:



$E/R = 0.717 < 1$ VERIFICATO

Verifica a taglio:

GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	420 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	420 mm	Classe cls	C25/30
Copriferro: c =	40 mm	fck	25 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	14 Mpa
		γc	1,5
Armatura Longitudinale			
Diametro armatura tesa=	20 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	4	fyk	450 Mpa
Diametro armatura compressa =	20 mm	fyd	391 Mpa
N° barre compresse =	4	γs	1,15
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	10 mm		
Passo armatura a Taglio=	100 mm	NEd=	0,00 kN
N° bracci delle staffe=	2	V=	134,00 kN
Inclinazione staffe : α=	90 °	γRd=	1,00
Inclinazione puntone : θ=	45 °	VEd = V * γRd =	134,00 kN
Resistenza sezioni non armate a taglio		V _{Rd}	112,40 kN
V _{Rd} = {0.18·k·(100·ρ ₁ ·f _{ck})/3/γ _c +0.15·σ _{cp} }·b _w ·d ≥ (v _{min} + 0.15 · σ _{cp})·b _w ·d		OCCORRE ARMATURA A TAGLIO	
Resistenza sezioni armate a taglio			
Resistenza per rottura armatura a taglio		V _{Rsd}	210,11 kN
V _{Rsd} = 0.9·d·A _{sw} /s·f _{yd} ·(ctgα+ctgθ)·sinα			
Resistenza per sezioni armate a taglio		V _{Rcd}	508,73 kN
V _{Rcd} = 0.9·d·b _w ·α _c ·f'cd·(ctgα+ctgθ)/(1+ctg ² θ)			SEZIONE VERIFICATA
V _{RD} = min (VRsd,VRcd) > V _{Ed}			210,11 kN

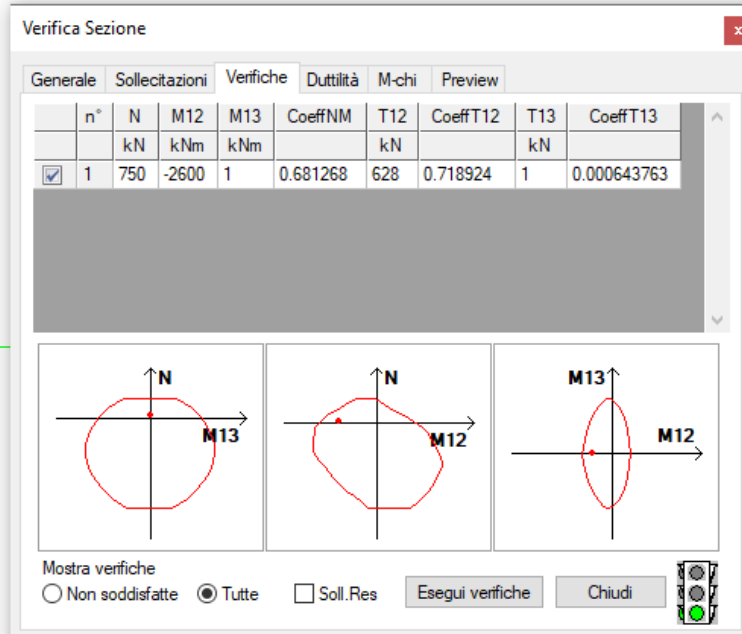
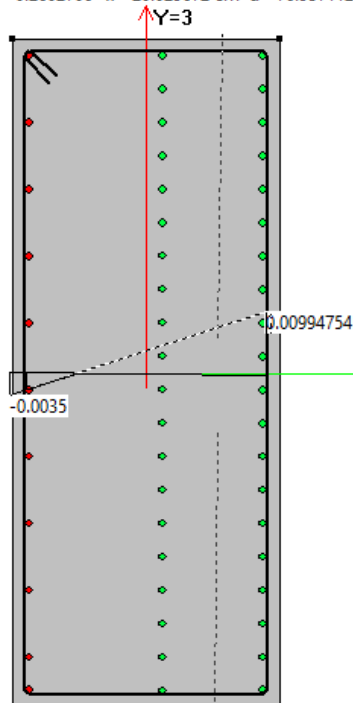
(verifica sezione fittizia inscritta nel cerchio)

E/R= 0.64< VERIFICATO

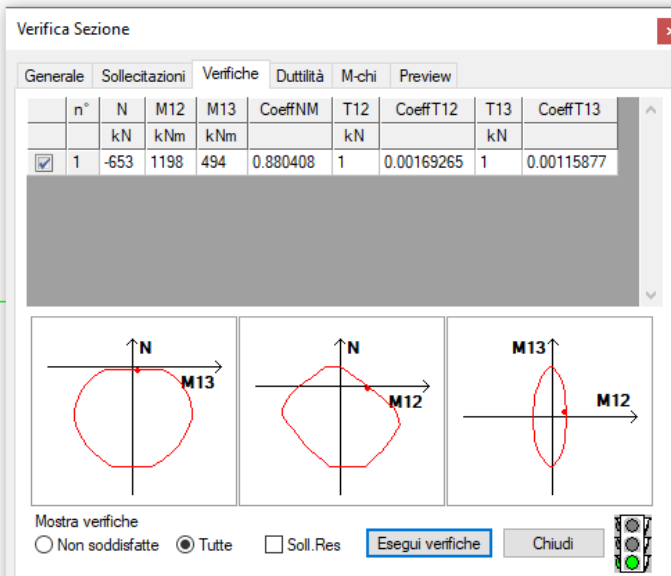
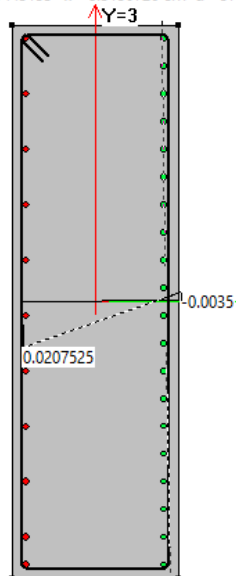
Verifiche sezioni in c.a. muro SLU(STR)

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni principali del muro.

Sezione: parete2 [Rettangolare 80x200 cm] - Armatura 1
 $x/d = 0.2602706$ $x = 20.029672$ cm $d = 76.957112$ cm $curv = 0.0001747$ 1/cm



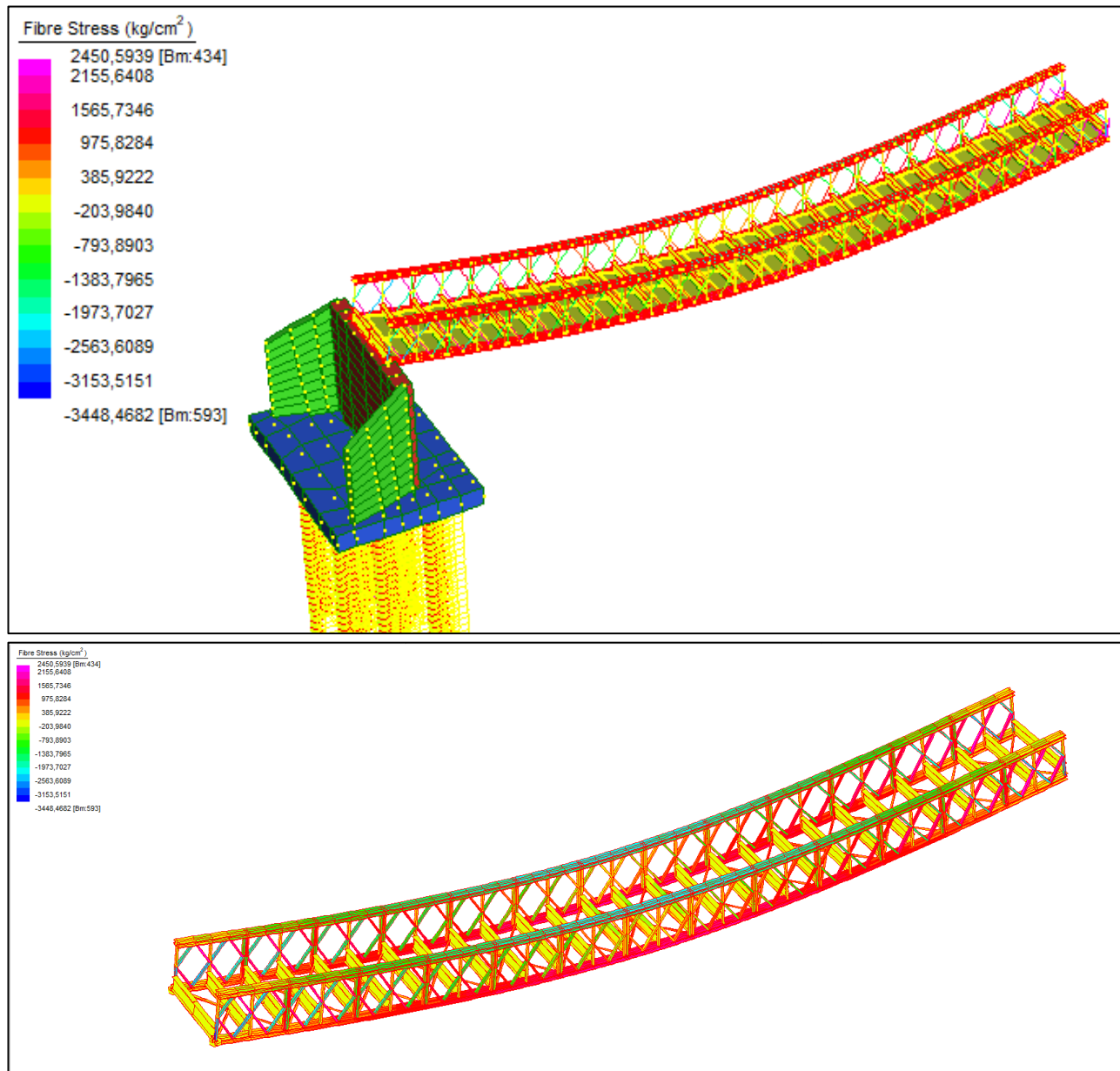
Sezione: parete1 [Rettangolare 60x200 cm] - Armatura 1
 $x/d = 0.1443153$ $x = 8.3150726$ cm $d = 57.617405$ cm $curv = 0.0004209$ 1/cm



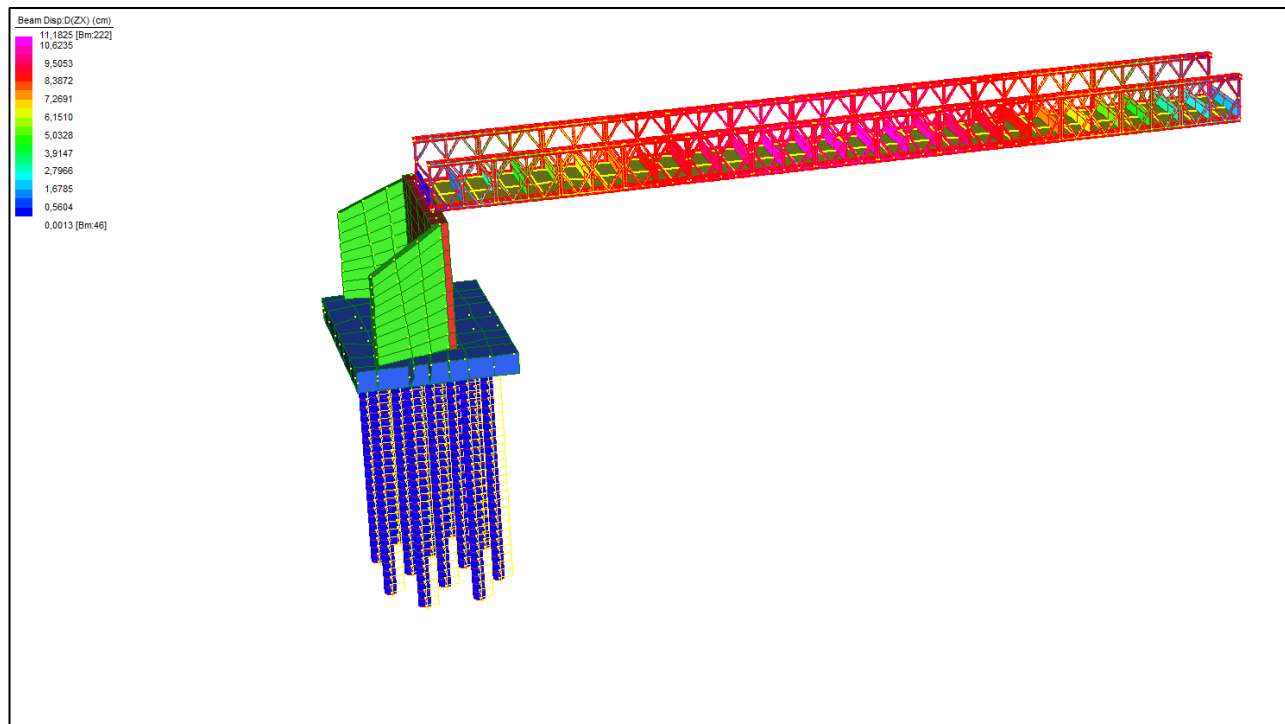
$E/R = 0.88 < 1$ VERIFICATO

Verifiche ponte e risultati modello globale

Di seguito si riporta una verifica qualitativa del ponte al fine di dimostrarne la completa fattibilità. Viene riportata la tensione massima e la deformata agli SLU associata nella combinazione più penalizzante per il ponte.



Spostamenti agli SLE



CONCLUSIONI

Dai risultati ottenuti l'intervento risulta dal punto di vista strutturale pienamente realizzabile, in quanto:

- la spalla del ponte è in grado di sostenere i carichi di progetto costituiti dai pesi permanenti del terreno, i pesi permanenti e variabili del ponte ed ai carichi sismici indotti;
- la struttura di fondazione risulta pienamente realizzabile;
- il ponte di luce pari a 40m risulta pienamente fattibile del tutto compatibile con quanto previsto in progetto.