

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO

dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**

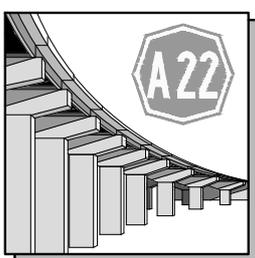
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

A1	LOTTO 2 - dal km 223+100 al km 230+717
4.8.2.	INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE Sovrappasso S.P.VR-Sommacampagna n° 82 (pr km 227+033) e sovrappasso SS11-SS12 n° 83 (pr km 227+043) Relazione di calcolo

0	MAR. 2021	EMISSIONE	E2B	M. ZINI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 31/09					

1 METODO DI CALCOLO

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio.

Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo degli stati limite.

1.1 Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

1.1.1 Eng 97

Programma di calcolo strutturale della SigmaC di Padova. E' un programma ad elementi finiti. Esegue il calcolo di telai piani, graticci di travi, travi continue, travi rovesce, sezioni in c.a., muri di sostegno. Codesto software è un programma strutturale a travi e telai di comprovata affidabilità prodotto da ormai più di 10 anni e largamente diffuso.

Il programma Eng 97 viene utilizzato per lo studio dei modelli parziali, per gli elementi strutturali schematizzabili con più semplicità e per le verifiche delle sezioni; gli schemi grafici ed i tabulati riportati sono ottenuti tramite tale codice di calcolo.

1.1.2 Strand7 version 2.4.4

Programma di calcolo strutturale agli elementi finiti della G+D Computing Pty Ltd. messo a punto nella università di Sidney, Australia. Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- bi- tri- dimensionali anche con non linearità di materiale di geometria e con effetti dinamici. Questo software è fra i programmi strutturali ad elementi finiti più diffusi al mondo e sicuramente quello con i preprocessori e postprocessori più semplici e immediati per l'uso e la comprensione dei modelli; inoltre il programma vanta svariate applicazioni di comprovata affidabilità.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

2.1.1 Caratteristiche generali dell'opera

Nell'ambito del progetto definitivo di adeguamento del tracciato A22 tra lo svincolo di Verona Nord (km 230+372) ed il sovrappasso della linea ferroviaria Verona-Mantova (km 230+163) è previsto l'allargamento del tratto autostradale in prossimità del ponte di sovrappasso all'Autostrada Serenissima.

2.1.2 Caratteristiche geometriche dell'opera

In prossimità della progr.227+025 la strada Sommacampagna scavalca l'attuale autostrada che nel punto specifico è affiancata dalla tangenziale. L'attuale ponte si presenta a quattro campate, di cui le due esterne molto corte ($L=9.0\text{m}$ circa), mentre le due centrali hanno luce $L=27.05\text{m}$ che scavalcano la A22 e la tangenziale, individuando una pila nello spartitraffico tra autostrada e tangenziale. L'esigenza dell'allargamento alla terza corsia, comporta la necessità di demolire le attuali pile e spalle (almeno parzialmente), e sostituire gli impalcati in travi precomprese: si è previsto quindi per l'opera in oggetto un impalcato metallico a travi a cassone in acciaio con impalcato a lastra ortotropa, continuo a due campate di luci $Lc1=32.50\text{m}$ che scavalca completamente la tangenziale e $Lc2 = 40.00\text{m}$ che scavalca completamente la futura sede della A22.

Il cavalcavia è costituito da due carreggiate separate (una per senso di marcia), con pendenza trasversale del 2.50%.

La struttura del manufatto è a quattro travi con anima inclinata ed altezza variabile, atta a realizzare la pendenza trasversale di progetto, con impalcato a lastra ortotropa irrigidita longitudinalmente con rinforzi di tipo aperto ("ribs").

Le piattabande inferiori sono chiuse mediante reticolare a V

La sezione trasversale d'impalcato (v. figura) risulta costituita da due cordoli laterali, uno dei quali di larghezza pari a 77cm a cui sono collegate le barriere di sicurezza, l'altro cordolo ha larghezza pari a 2.12cm ed è sede di marciapiede.

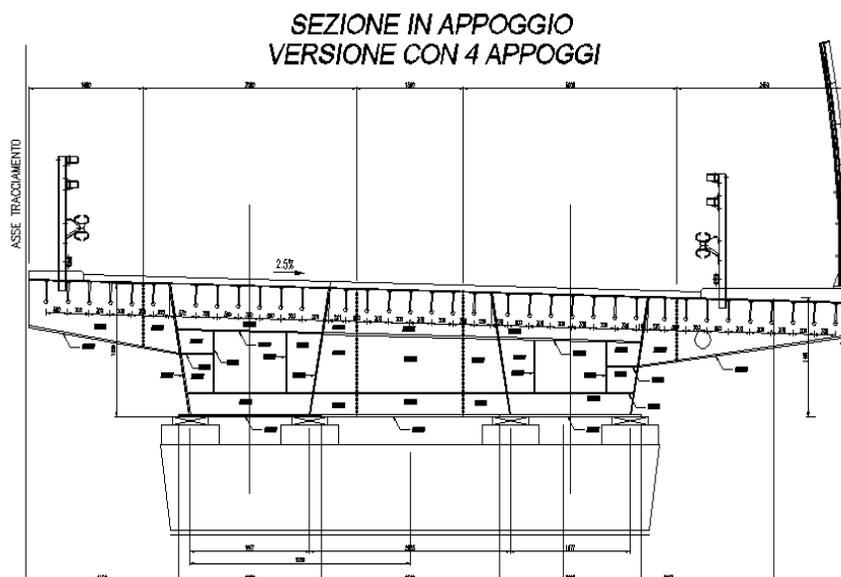


Figura 1 – Sezione tipo del sovrappasso

L'opera appoggia su spalle sospese su pali trivellati, conformate in modo da non interferire con le fondazioni delle spalle dell'impalcato attualmente esistente.

Il processo di realizzazione e messa in opera è parte integrante di un intervento più vasto concepito con il fine di minimizzare l'impatto dei lavori sull'esercizio della stazione e dell'asse autostradale. Il varo è concepito in maniera tale da mantenere una delle due carreggiate per il convogliamento del traffico durante le operazioni di spinta del ponte; di seguito si indicano le fasi costruttive principali:

- demolizione dell'impalcato ponte fuori opera su rilevato provvisorio
- predisposizione di torrioni provvisori
- varo longitudinale dell'opera
- completamento della struttura e dei rilevati provvisori di accesso
- deviazione del traffico sulla nuova opera
- demolizione del secondo cavalcavia
- varo longitudinale del secondo impalcato

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica. Il progetto si richiama particolarmente alle seguenti normative:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086
Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 11951, 14 febbraio 1974
Istruzioni relative alla Legge 5 novembre 1971.
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 14 febbraio 1992
Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 9 gennaio 1996
Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 252 AA.GG/STC, 15 ottobre 1996
Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 16 gennaio 1996
Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi».
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 156 AA.GG/STC, 4 luglio 1996
Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 4 maggio 1990
Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 34233, 25 febbraio 1991
Legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 1 - Decreto Ministeriale 25 febbraio 1991.
Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 16 gennaio 1996
Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 11 marzo 1988
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 30483, 24 settembre 1988
Legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 1 - D.M. 11 marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.
- Norma UNI 9858
Durabilità e classi di esposizione ambientale nelle strutture in calcestruzzo.

- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 26 giugno 1984
Classificazione di reazione al fuoco ed omologazione dei materiali ai fini della prevenzione incendi.
- Norma CNR-UNI 10011
Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norma CNR-UNI 10016
Travi composte acciaio calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.
- Norma CNR-UNI 10018
Apparecchi di appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni. Istruzioni per il calcolo e l'impiego.
- Norma CNR-UNI 10024
Analisi delle strutture mediante calcolatore elettronico: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.
- Norma CNR-UNI 10030
Anime irrigidite di travi a parete piena.
- UNI ENV 1993-1.1: "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- UNI ENV 1993-2: "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 2: Ponti in acciaio".
- UNI ENV 1993-1.5: "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.5: Regole generali – Regole supplementari per lastre ortotropa in assenza di carichi trasversali".
- UNI ENV 1993-1.7: "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.7: Regole generali – Regole supplementari per lastre ortotropa caricate al di fuori del loro piano".
- Nuove norme tecniche per le costruzioni, D.M. Infrastrutture e Trasporti 14/01/2008

Il progetto definitivo dell'opera in oggetto è stato sviluppato utilizzando le NTC2008, norma il cui utilizzo è consentito purché i lavori vengano iniziati entro marzo dell'anno 2023 (entro cioè 5 anni dall'entrata in vigore delle NTC2018 ai sensi dell'art. 2 comma 2). In fase di progettazione esecutiva l'opera sarà progettata ai sensi delle Norme Tecniche vigenti alla data in cui la progettazione esecutiva verrà svolta. Tuttavia, al fine di verificare l'idoneità delle opere progettate anche con le Norme Tecniche attualmente vigenti, è stato effettuato un confronto tra normative (NTC2008 e NTC2018) verificandone le principali differenze.

Nel caso in esame le verifiche preliminari condotte hanno evidenziato come l'utilizzo delle norme attualmente vigenti non comporti variazioni strutturali significative

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, sono previsti i seguenti materiali:

4.1 Calcestruzzo per magrone (non strutturale)

Resistenza cubica caratteristica a 28 giorni:	$R'_{ck} \geq 15.0$ MPa
Cemento tipo:	32.5

4.2 Calcestruzzo per pali

Resistenza cubica caratteristica a 28 giorni:	$R'_{ck} \geq 25.0$ MPa
Modulo elastico	$E_{CA} = 31.2$ GPa
Cemento tipo:	32.5
Classe di esposizione ambientale:	XC2
Rapporto massimo acqua/cemento:	0.55
Contenuto minimo di cemento:	300 kg/m ³
Massimo diametro degli inerti	35 mm
Classe di consistenza (slump test):	S3
Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.27\sqrt[3]{R_{ck}^2} = 2.31$ MPa
Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 1.62$ MPa
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 20.75$ MPa

4.3 Calcestruzzo per strutture in elevazione spalla

Resistenza cubica caratteristica a 28 giorni:	$R'_{ck} \geq 30.0$ MPa
Modulo elastico	$E_{CA} = 31.2$ GPa
Cemento tipo:	32.5
Classe di esposizione ambientale:	XC2
Rapporto massimo acqua/cemento:	0.55
Contenuto minimo di cemento:	300 kg/m ³
Massimo diametro degli inerti	35 mm
Classe di consistenza (slump test):	S3
Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.27\sqrt[3]{R_{ck}^2} = 2.61$ MPa
Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 1.82$ MPa
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 24.90$ MPa

4.4 Calcestruzzo per cordoli

Resistenza cubica caratteristica a 28 giorni:	$R'_{ck} \geq 45.0 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_{CA} = 31.2 \text{ GPa}$
Cemento tipo:	38.2
Classe di esposizione ambientale:	XF4
Rapporto massimo acqua/cemento:	0.45
Contenuto minimo di cemento:	350 kg/m ³
Massimo diametro degli inerti	25 mm
Classe di consistenza (slump test):	S4
Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.27\sqrt[3]{R'_{ck}} = 3.42 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.39 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 R'_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$

4.5 Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile (ove richiesto)

Tipo di acciaio: Fe B 44 k ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento	
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 430 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento percentuale:	$A_5 \geq 12\%$
Rapporti di duttilità:	$f_y/f_{yk} \leq 1.35$ $(f_t/f_y)_{\text{medio}} \geq 1.13$
Analisi chimica di colata in accordo con § 2.2.6. del D.M. 09.01.1996 per acciaio saldabile.	

4.6 Acciaio in reti e tralicci elettrosaldati ad aderenza migliorata per cemento armato controllato in stabilimento saldabile (ove richiesto)

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 390 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 440 \text{ MPa}$
Allungamento percentuale:	$A_{10} \geq 8\%$
Rapporti di duttilità:	$f_{tk}/f_{yk} \leq 1.10$
Analisi chimica di colata in accordo con § 2.2.6. del D.M. 09.01.1996 per acciaio saldabile.	

4.7 Acciaio tipo S355 J2G2W Corten B per carpenteria

Tensione di rottura a trazione:	$f_t \geq 510 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento:	$f_y \geq 355 \text{ MPa}$
Resilienza:	$KV \geq 27 \text{ J a } -20^\circ\text{C}$
Allungamento perc.: - per lamiere	$\epsilon_t \geq 21\%$
- per barre, profilati larghi piatti	$\epsilon_t \geq 22\%$
Stato limite per spessori $t \leq 40 \text{ mm}$:	
Condizione di carico I:	$f_d = 355 \text{ MPa}$ $\tau_s = 205 \text{ MPa}$

4.8 Bulloni ad alta resistenza - classe 10.9

Vite:	classe 10.9 (UNI 3740)
Tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 1000 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento	$f_y \geq 900 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica secondo UNI 3740	$f_{k,N} \geq 700 \text{ MPa}$
Tensione ammissibile a trazione	$f_{d,N} \geq 700 \text{ MPa}$
Tensione ammissibile a taglio	$f_{d,V} \geq 495 \text{ MPa}$
Dado:	classe 8.G (UNI 3740)
Rosette:	C50 (UNI 7845)
Forza di serraggio	$N_s = 0.8 f_{k,n} A_{res}$
Coppia di serraggio	$T_s = 0.2 N_s d$

4.9 Saldature di testa o a T a completa penetrazione

- Giunto di prima classe:	$f_d = f_{d,S355} = 355 \text{ MPa}$
- Giunto di seconda classe:	$f_d = 0.85 f_{d,S355} = 301.75 \text{ MPa}$

4.10 Saldature a cordone d'angolo

- Per S355 J2G1W:	$ \sigma_{\perp} , \tau_{\perp} , \tau_{//} \leq 0.70 f_{d,S355} = 248.5 \text{ Mpa}$
-------------------	--

5 ANALISI DEI CARICHI

I carichi previsti per il dimensionamento dell'opera sono ovunque conformi a quanto previsto dal vigente D.M. 14 gennaio 2008, dalla vigente Circ. Min. LL.PP. 02 febbraio 2009.

5.1 Pesi propri strutturali

I pesi propri strutturali, non altrove specificati, considerati nei calcoli sono i seguenti:

calcestruzzo non armato:	24.0 kN/m ³
calcestruzzo armato:	25.0 kN/m ³
carpenteria in acciaio:	78.5 kN/m ³
terreno	18.0 kN/m ³

5.2 Azioni permanenti

Le azioni permanenti, non altrove specificate, considerate nei calcoli sono le seguenti:

cordolo laterale	$(0.77 \times 0.15) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2.90 \text{ kN/m}$
marciapiede laterale	$(2.12 \times 0.15) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 7.90 \text{ kN/m}$
pavimentazione	$8.6 \times 3 \text{ kN/m}^2 = 26.0 \text{ kN/m}$
barriera metallica	$1 \times 4 \text{ kN/m} = 4.00 \text{ kN/m}$
parapetti	$2 \times 1.5 \text{ kN/m} = 3.00 \text{ kN/m}$

5.3 Azioni accidentali

Le azioni accidentali considerate nei calcoli sono quelle previste dall'attuale D.M. 14 gennaio 2008 per i ponti classificati di prima categoria; precisamente, in relazione alla larghezza dell'impalcato:

- 1° colonna di carico:
 - Q_{1k} 2 assi 300 kN disposti come da D.M.
 - q_{1k} carico uniforme ripartito 9.00 kN/m²
- 2° colonna di carico:
 - Q_{2k} 2 assi 200 kN disposti come da D.M.
 - Q_{2k} carico uniforme ripartito 2.50 kN/m²
- rimanente area:
 - q_{rk} carico uniforme ripartito 2.50 kN/m²
- carico inerente all'folla:
 - q_{fk} carico uniforme ripartito 5.00 kN/m²

5.3.1 Azione longitudinale di frenamento

Si assume agente nella direzione dell'asse della strada e applicata a livello della pavimentazione, in base al vigente D.M. è pari a:

$$H_f = 0.6 (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 72.5 = 555.75 \text{ kN}$$

5.4 Azioni meteoriche

5.4.1 Azioni dovute al vento

La pressione dovuta al vento è assunta pari a:

$$p = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

L'azione del vento interessa i mezzi in transito sul ponte, quando carico, per un'altezza a partire dal piano stradale di 3.00 m.

5.5 Spinte delle terre e delle acque

Le azioni dovute alle spinte delle terre e delle acque sono analizzate e computate in accordo con le indicazioni contenute nella Relazione Geotecnica.

5.6 Carichi dovuti a sisma

L'effetto dell'azione sismica sull'opera nel suo complesso viene valutata servendosi dei seguenti parametri:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE: 10.91278
 LATITUDINE: 45.40806

Ricerca per comune
 REGIONE: Veneto
 PROVINCIA: Verona
 COMUNE: Sommacampagna

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

km 7.5
 -7.5 -12506 12507 7.5 km
 -7.5 12728 12729 -7.5

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione
 superficie rigata

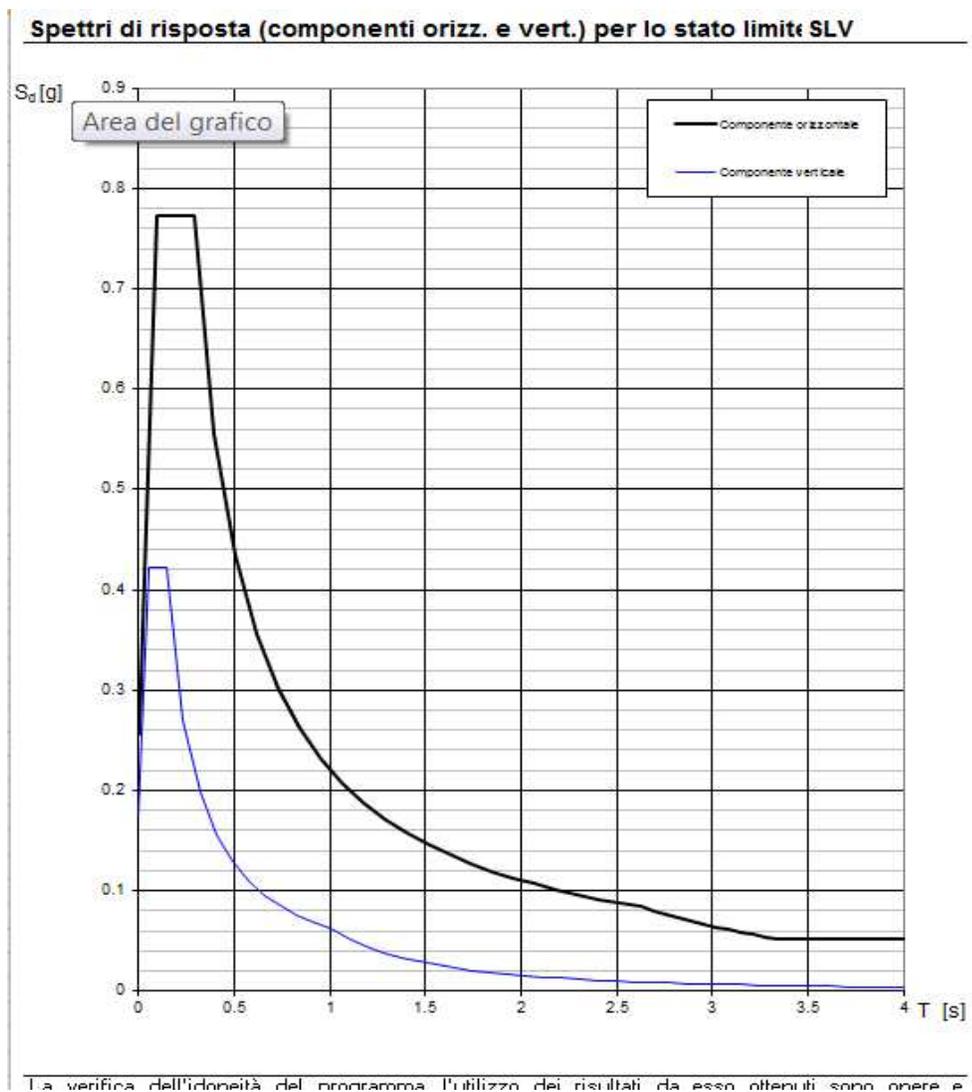
La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Tabella 1 – Parametri per la determinazione dello spettro di progetto

Da cui si è in grado di ricavare i grafici degli spettri di risposta successivamente utilizzati nelle analisi:

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.257 g
F_0	2.406
T_c^*	0.286 s
S_s	1.000
C_c	1.000
S_T	1.000
q	0.800



6 PROGETTO E VERIFICA DELLE STRUTTURE

Le verifiche che seguono costituiscono un estratto dei nostri calcoli su schemi e verifiche statiche riguardanti le strutture principali presenti nell'opera in oggetto. In particolare, per alcune tipologie strutturali, si riporta solo una verifica completa, intendendo che le altre sono state condotte analogamente. Tutte le verifiche sono presenti nelle minute di studio, a disposizione per eventuali chiarimenti.

Vengono omessi quasi totalmente i tabulati prodotti con programmi di calcolo automatico. Essi risultano disponibili presso lo Studio per eventuale consultazione.

6.1 Lastra ortotropa: analisi locale

Lo studio della lastra ortotropa avviene in fasi:

- SISTEMA I
- SISTEMA II
- SISTEMA III

6.1.1 Sistema I

Il sistema I è costituito dalla lamiera d'impalcato di spessore 15 mm che poggia sui rinforzi longitudinali del tipo aperto ("ribs") aventi interasse 300mm.

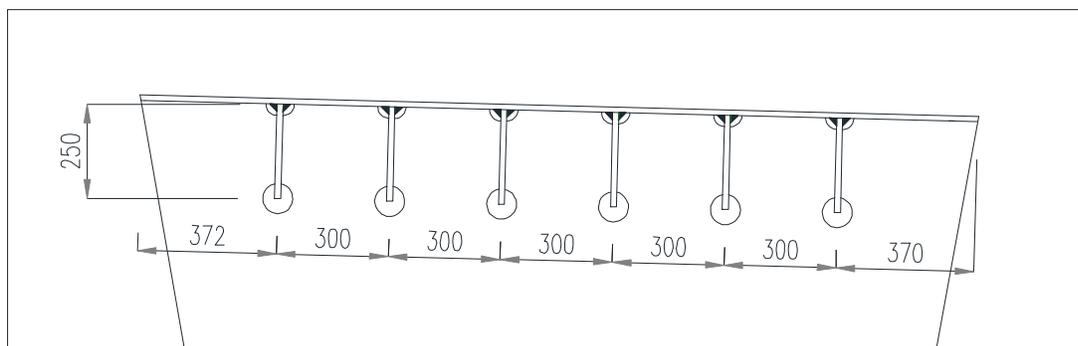


Figura 2 – particolare della lastra ortotropa

Sulla lamiera agisce un carico distribuito permanente, dovuto al peso della lamiera stessa e della pavimentazione stradale:

lamiera	$78.5 \cdot 0.015$	$= 1.18 \text{ kN/m}^2$
pavimentazione	$20 \cdot 0.015$	$= 3.00 \text{ kN/m}^2$
		totale $= 4.18 \text{ kN/m}^2$

A tale carico va poi applicato il carico mobile per le verifiche locali: si considera lo Schema di carico 3, costituito da un carico isolato $q_{1c}=150\text{kN}$ su un impronta quadrata di lato 0.4m. considerando la diffusione del carico a 45° fino al piano medio della lamiera, si ottiene il carico distribuito aggiuntivo:

$$q_{\text{accidentale}} = 842.7 \text{ kN/m}^2$$

che sommato ai carichi permanenti fornisce il carico totale

$$q_{\text{totale}} = 846.9 \text{ kN/m}^2$$

Su una luce di 300 mm si ha quindi il momento massimo:

$$M = 7.62 \text{ kNm/m}$$

da cui si ottiene una tensione massima pari a:

$$\sigma_{\max} = 233.26 \text{ MPa}$$

(cautelativamente si è considerato lo spessore di calcolo pari a 14mm)

Se si dimensionasse al collasso, il calcolo del carico critico andrebbe effettuato con la formula di Kloppele in base alla quale si ottiene:

$$q_{\text{collasso}} = 6.125 \cdot \frac{\sigma_{sn} \cdot t}{a} \sqrt{\varepsilon_c} = 1221 \text{ kN/m}^2 > q_{\text{tot}}$$

in cui:

- t è lo spessore della lamiera
- a è la luce della lamiera
- σ_{sn} è la tensione di snervamento
- ε_c è la deformazione per l'acciaio impiegato

Si sottolinea che per le lastre ortotropa le tensioni calcolate nella lamiera come piastra sottile non danno un indice di resistenza. Infatti il carico di rottura teorico presenta un coefficiente di sicurezza elevatissimo rispetto al carico di rottura reale(>10).

Per questo motivo la verifica delle tensioni del sistema I non è significativa e le tensioni ottenute in questo sistema non vengono sommate a quelle ottenute per gli altri sistemi riportati nel seguito.

E' invece necessario limitare le deformazioni degli elementi della lamiera al fine di prevenire il distacco e la fessurazione della pavimentazione sovrastante.

Utilizzando la formula di Boobnov, si ha che la freccia massima risulta essere

$$f = \frac{1}{6} \frac{5}{384} \frac{q_{\text{tot}} \cdot a^4}{EJ} = 0.31 < \frac{a}{300}$$

6.1.2 Sistema II

Il sistema II è costituito dai rinforzi longitudinali a sezione chiusa assunti vincolo sui trasversi posti ad interasse 3000mm.

RINFORZI LONGITUDINALI

La lamiera d'impalcato dello spessore pari a 15mm che poggia su rinforzi longitudinali di profilo aperto dello spessore di 16 mm e posti ad interasse pari a 300mm.

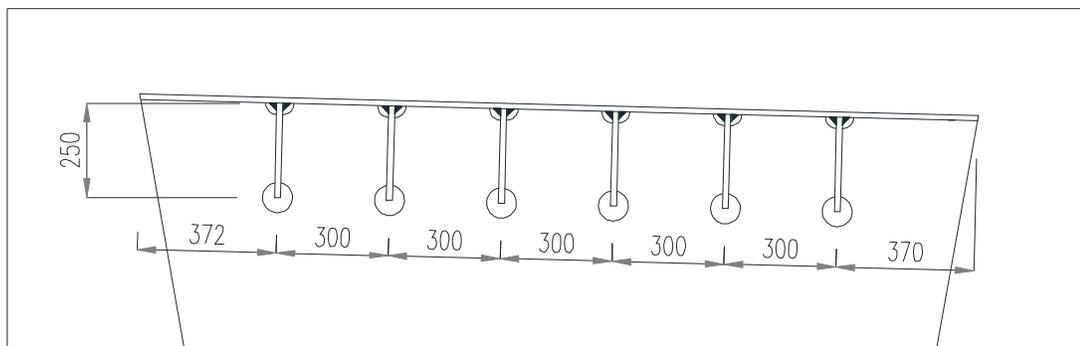


Figura 3 – Visualizzazione degli irrigidimenti della lastra

Le sollecitazioni su questo sistema si calcolano considerando per il rinforzo, rappresentato nella figura sopra, lo schema di trave continua su appoggi fissi costituiti dai traversi della piastra ortotropa. Tuttavia, un'analisi di tale tipo non tiene conto del funzionamento a piastra dell'impalcato in lastra ortotropa, che ripartisce il carico sui vari rinforzi.

Le sollecitazioni sui rinforzi longitudinali vengono così calcolate considerando un modello tridimensionale eseguito con elementi SHELL rappresentanti la piastra e gli irrigidimenti.

Oltre al peso proprio della lastra con gli irrigidimenti e della pavimentazione, si considerano due diversi schemi per i carichi mobili:

- schema di carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m.
- schema di carico 2: è costituito da un singolo asse con carico 200kN applicato, su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60m ed altezza 0,35m, trasversalmente all'asse longitudinale dell'impalcato.

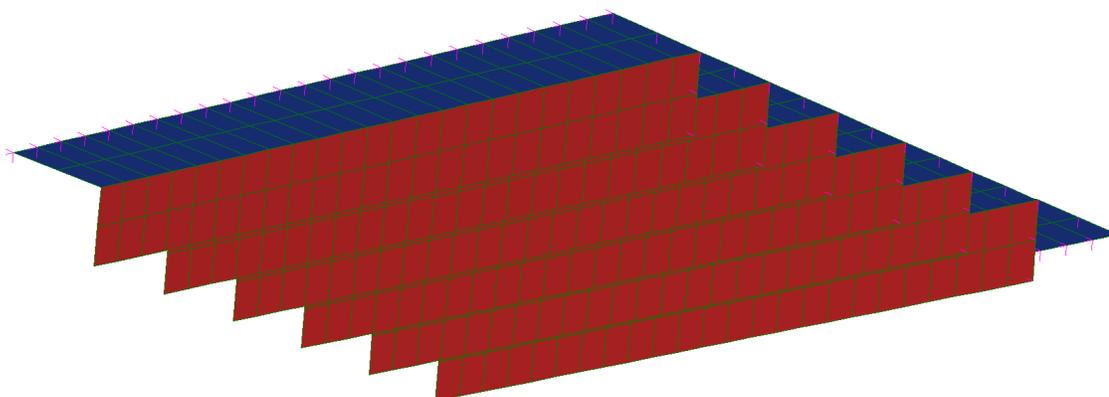


Figura 4 – Visualizzazione del modello della lastra ortotropa

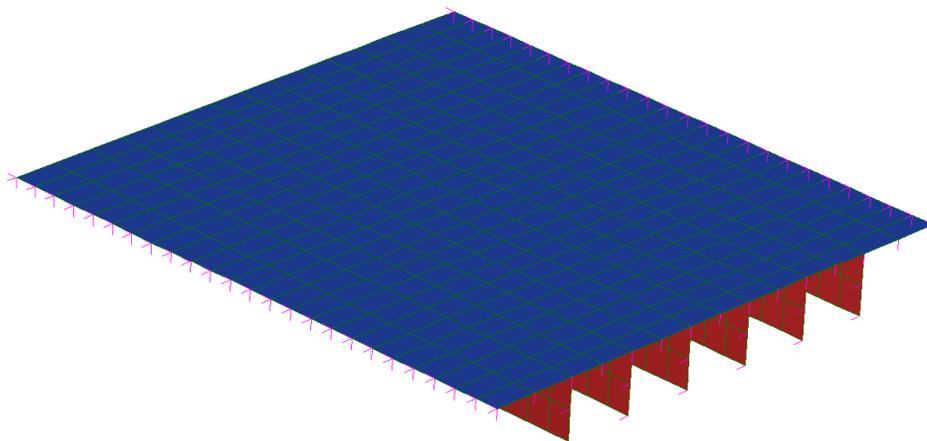


Figura 5 – Visualizzazione della lastra ortotropa

Le sollecitazioni vengo calcolate considerando i carichi applicati secondo gli schemi riportati a seguito:

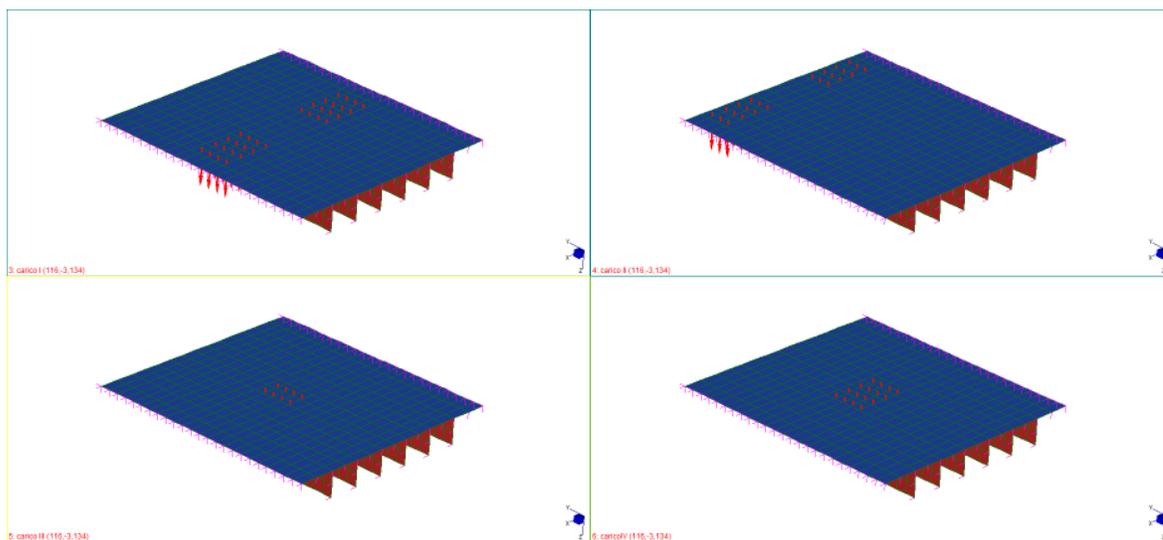


Figura 6 – Visualizzazione delle massime tensioni sugli irrigidimenti

In ogni caso la valutazione delle tensioni viene effettuata considerando i carichi con il loro valore allo S.L.U. utilizzando il criterio di rottura di Von Mises.

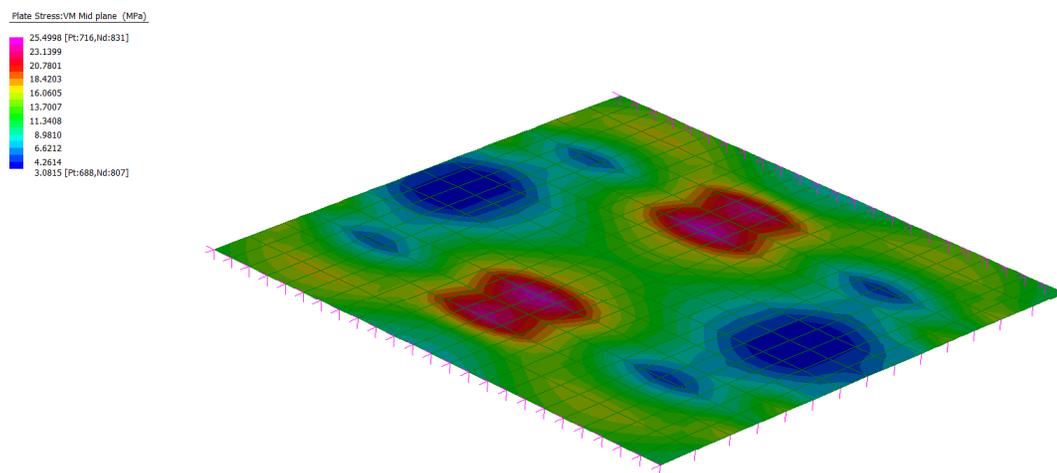


Figura 7 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra

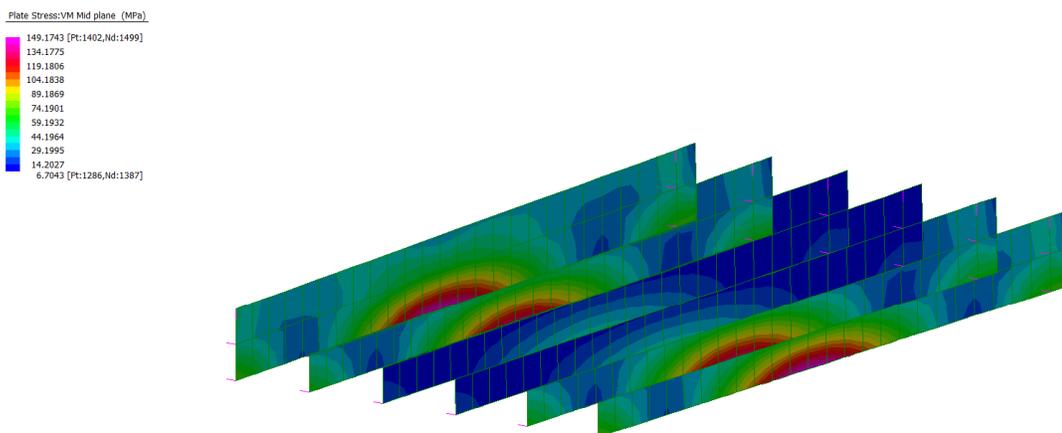


Figura 8 – Visualizzazione della massima tensione sugli irrigidimenti

La tensione massima al lembo superiore della piastra raggiunge un valore pari a 25.49 MPa; mentre per quanto concerne gli irrigidimenti, che risultano essere gli elementi maggiormente sollecitati, si ha una tensione massima pari a 149,18 MPa.

Sia le lastra ortotropa che gli irrigidimenti longitudinali risultano verificati secondo il sistema II.

6.1.3 Sistema III

Il sistema III è costituito dalla lamiera irrigidita e dalle travi portanti. Si considera quindi che la lamiera collabori con le travi principali e la tensione risultante viene poi sommata con un'aliquota delle tensioni ricavate nel sistema II

La verifica sulla lamiera viene effettuata considerando il 50% delle tensioni ricavate nel sistema II:

$$\sigma_{lamiera} = \sigma_{III} + 0.5\sigma_{II}$$

L'analisi delle travi viene eseguita considerando il funzionamento a cassone per ogni coppia di travi. L'impalcato viene quindi sorretto da quattro travi con anime inclinate e ad altezza variabile.

Per le lamiere rinforzate, la larghezza collaborante varia generalmente da 1/3 a 1/5 della luce, quindi, per la luce in questione, si può assumere la lamiera interamente collaborante.

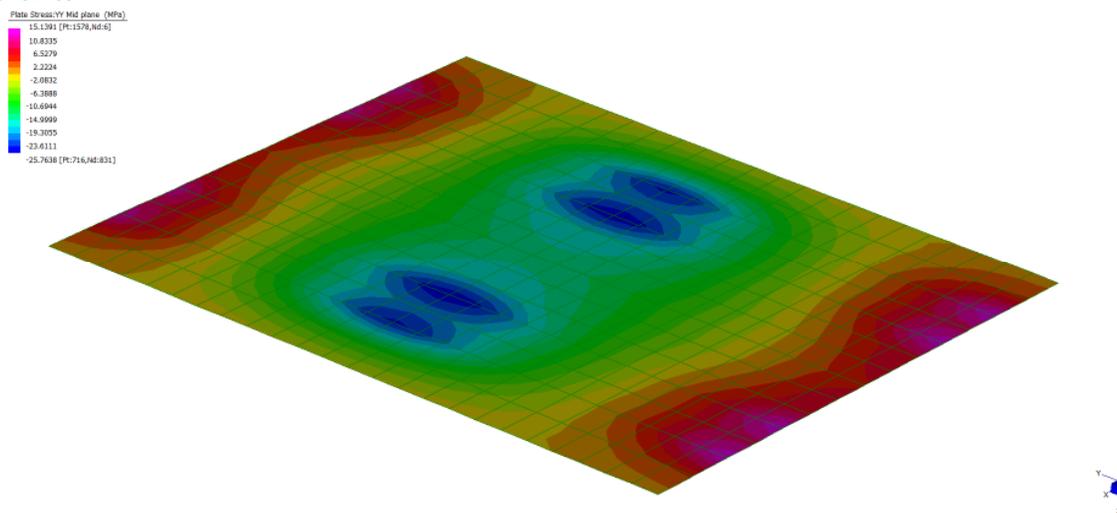


Figura 9 – Andamento delle tensioni nella lastra ortotropa considerata come corrente superiore della struttura principale

Le tensioni massime sulla lamiera del sistema valgono:

$$\sigma_{lamiera} = \sigma_{III} + 0.5\sigma_{II}$$

$$\sigma_{III} = -25.76MPa$$

$$\sigma_{II} = 25.49MPa$$

Queste tensioni devono essere sommate a quelle calcolate nell'analisi globale dell'impalcato per le verifiche flessionali della sezione del traverso.

7 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI

7.1 Sezioni resistenti conci impalcato

Per eseguire le verifiche delle sezioni si riportano di seguito le caratteristiche geometriche ed inerziali dei conci dell'impalcato.

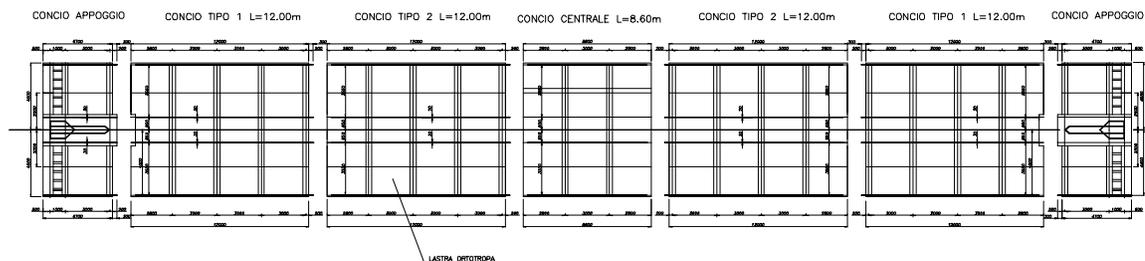


Figura 10 – Visualizzazione dei conci

La rigidezza torsionale dell'impalcato è stata calcolata considerando la sommatoria dei momenti d'inerzia torsionali dei singoli cassoni, considerando la seguente sezione.

A vantaggio della sicurezza non si sono considerati i contributi degli sbalzi laterali pertanto la formula passa da

$$J_t = 8 \cdot \left(\lambda_i \cdot \Omega_i \cdot s_i + \frac{\lambda_2}{2} \cdot \Omega_2 \cdot s_2 \right) + \left(\sum_i \frac{a \cdot s^3}{\beta} \right)_{sbalzi}$$

a

$$J_t = 8 \cdot \left(\lambda_i \cdot \Omega_i \cdot s_i + \frac{\lambda_2}{2} \cdot \Omega_2 \cdot s_2 \right)$$

Si riportano di seguito le caratteristiche inerziali delle sezioni dei conci previsti:

	Area [m2]	I11	I22	Wsup	Winf
Sez. Sinf=30mm	0.419471807	2.096044	0.145744	0.242907	0.156714
Sez. Sinf=35mm	0.419471807	2.10519	0.156927	0.253107	0.172447

Tabella 2 – Caratteristiche geometriche delle sezioni

8 ANALISI GLOBALE

8.1 Descrizione del modello

Per l'analisi globale della struttura si utilizza il codice di calcolo Straus7. La struttura viene modellata come illustrato nella figura seguente, in cui il cassone è stato modellato con elementi beam. Nella modellazione è stato simulato il comportamento della lastra ortotropa utilizzando sezioni in cui è stata modificata la larghezza effettiva dell'impalcato per riportarsi alla prescrizione di una più corretta larghezza efficace; analogamente è stato simulato l'andamento relativo alla lunghezza efficace.

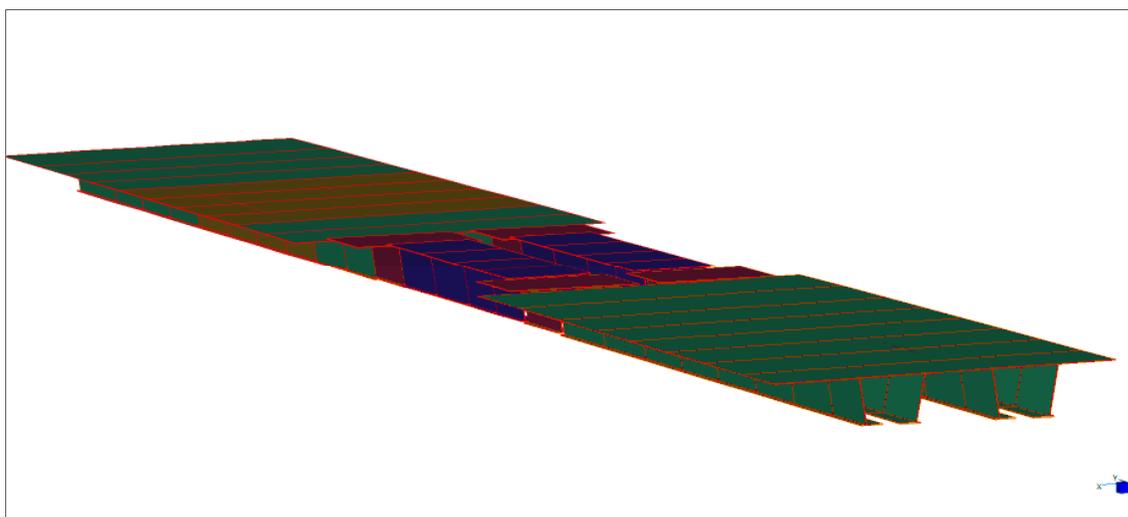


Figura 11 – Visualizzazione del modello 3D

Si assegnano agli elementi beam le caratteristiche geometriche riportate nella seguente tabella. Il peso proprio della struttura viene assegnato automaticamente dal programma di calcolo .

Tipologia concio	Area [m ²]	y _{sup} [m]	y _{inf} [m]	I ₁₁ [m ⁴]	I ₂₂ [m ⁴]	W _{sup} [m ³]	W _{inf} [m ³]
BXS1 (pila)	0.3205	0.73	0.8	0.41492	0.11964	0.163894	0.149553
BXS2 (intermedio)	0.4194	0.66	0.87	2.09604	0.14574	0.220825	0.167522
BXS3 (s_{inf}=30mm)	0.4194	0.6	0.93	2.09604	0.14574	0.242907	0.156714
BXS4 (s_{inf}=35mm)	0.4194	0.62	0.91	2.10519	0.15692	0.253107	0.172447

8.1.1 Sollecitazioni per peso proprio delle strutture

I carichi agenti sulla struttura sono il peso proprio degli elementi in acciaio a cui si sommano i permanenti portati.

P.P. strutturale = 64.00 kN/m

Permanenti = 23.10 kN/m

Dall'analisi eseguita con il codice Straus7 si ottengono i seguenti valori delle sollecitazioni nell'impalcato.

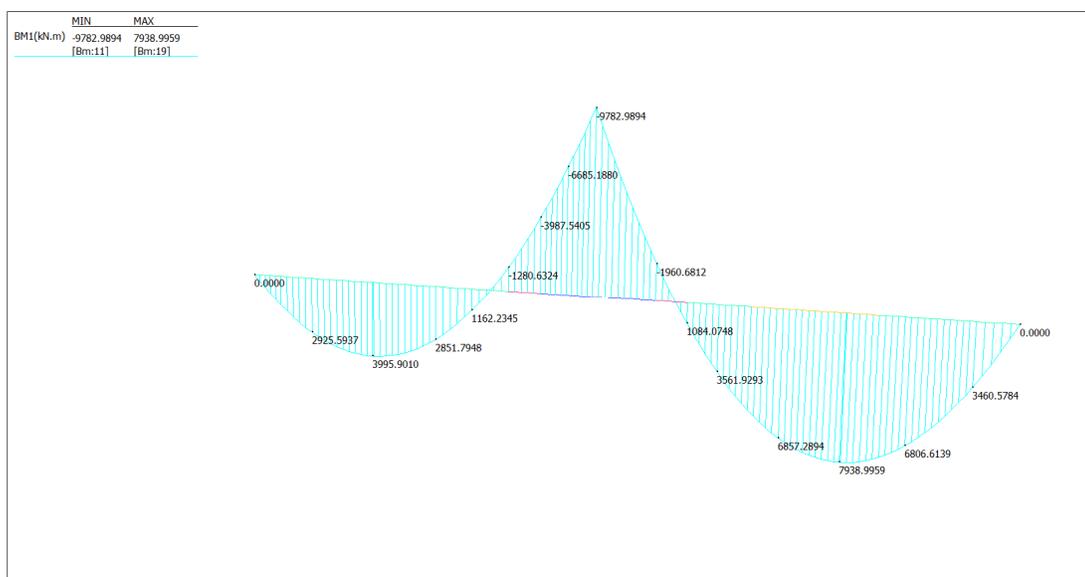


Figura 12 – Momento flettente cassone per peso proprio delle strutture

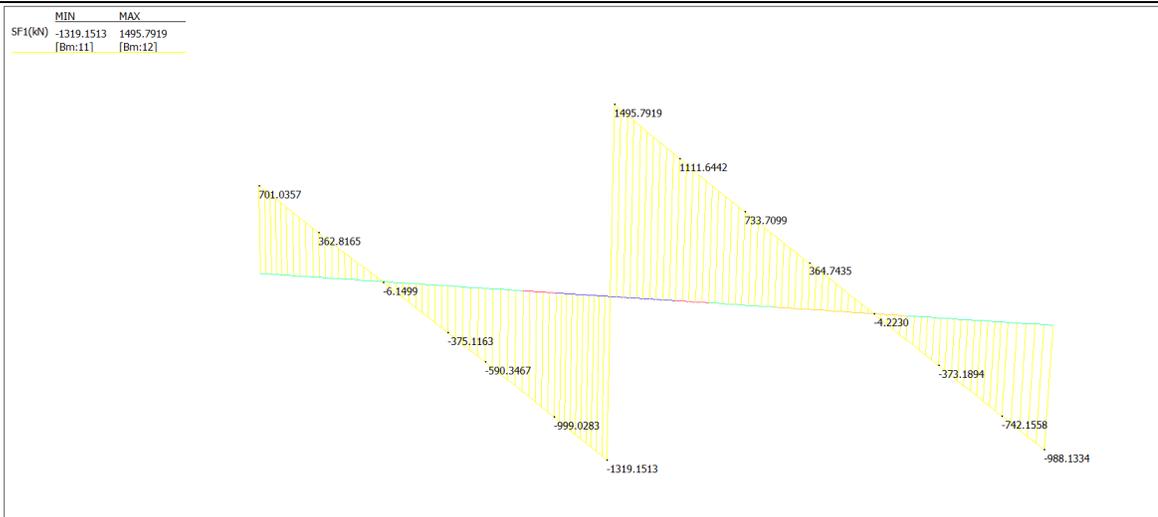


Figura 13 – Sforzo di taglio sul cassone per peso proprio delle strutture

8.1.2 Sollecitazioni per carichi permanenti

Si assegnano al modello i carichi permanenti come combinazione di un carico distribuito e un momento distribuito, dovuto al peso del cordolo e del marciapiede; nelle figure seguenti vengono riportati i diagrammi delle sollecitazioni fondamentali.

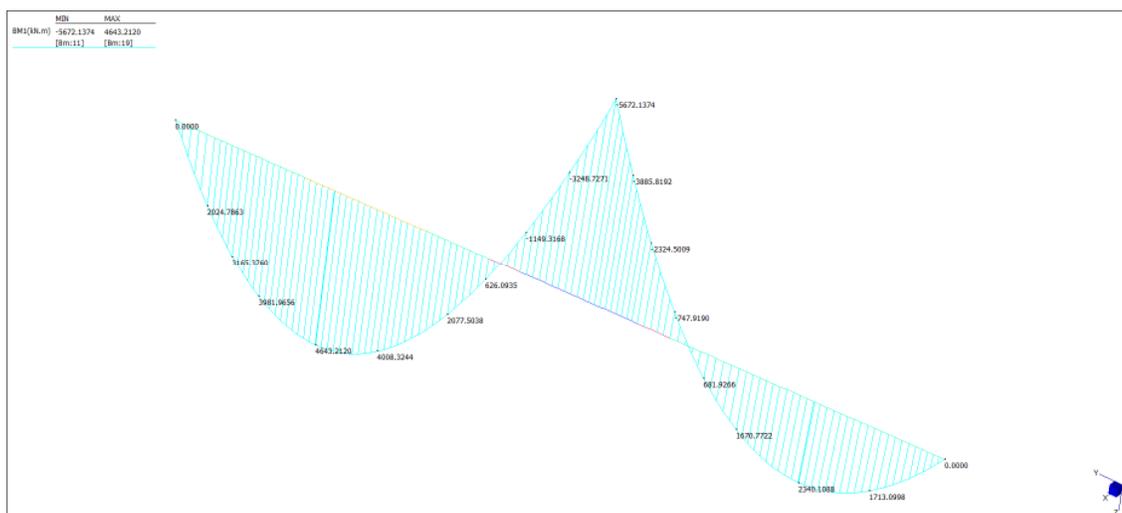


Figura 14 – Momenti flettenti sul cassone per carichi permanenti

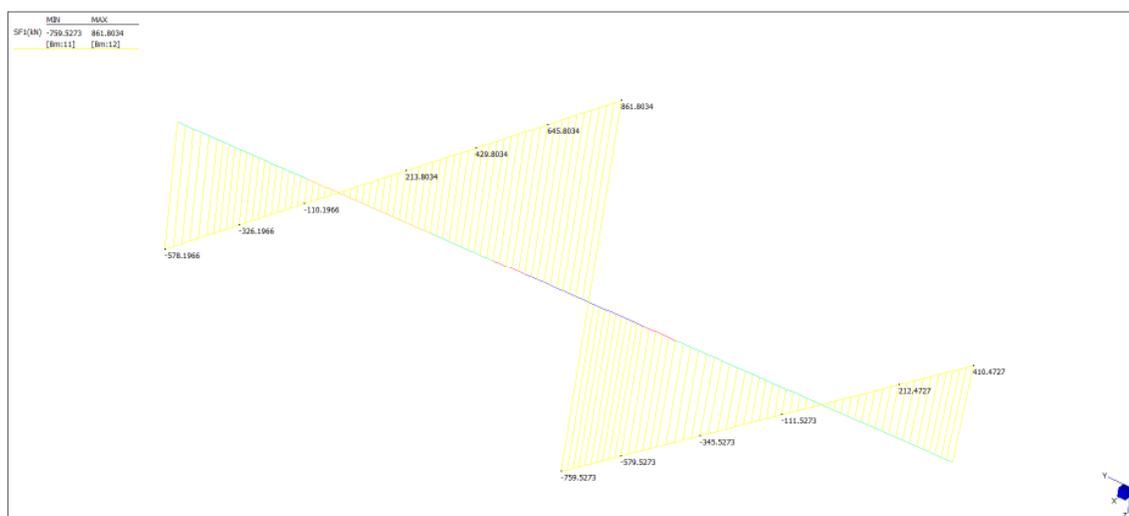


Figura 15 – Sforzi di taglio per carichi permanenti

Distorsioni termiche

Si trattano applicando lungo l'asse d'impalcato il gradiente termico conseguente alla distribuzione di temperatura sull'impalcato; viene applicato un gradiente termico ΔT pari a 15°C , relativo a strutture in acciaio protette in base alle N.T.C.

8.1.3 Azione dei sovraccarichi accidentali

Allo scopo di massimizzare gli effetti di massima flessione in entrambe le campate, il massimo taglio, agli appoggi e in prossimità della pila centrale, nonché il massimo momento torcente, sono state scelte adeguate distribuzioni di carico conformi alla vigente Normativa. Vista la geometria trasversale dell'impalcato e tenuto conto della larghezza di ingombro convenzionale delle corsie, si sono rese necessarie, ai fini delle verifiche, due distinte colonne di carico:

-1° corsia: carico distribuito pari a $q_{ik}=9,00\text{kN/m}^2$ con associato carico asse $Q_{ik}=300\text{kN}$

-2° corsia: carico distribuito pari a $q_{ik}=2,50\text{kN/m}^2$ con associato carico asse $Q_{ik}=200\text{kN}$

alle quali è stata associata un'ulteriore corsia, individuabile nel marciapiede, per la quale è previsto lo schema di carico 5 (Folla).

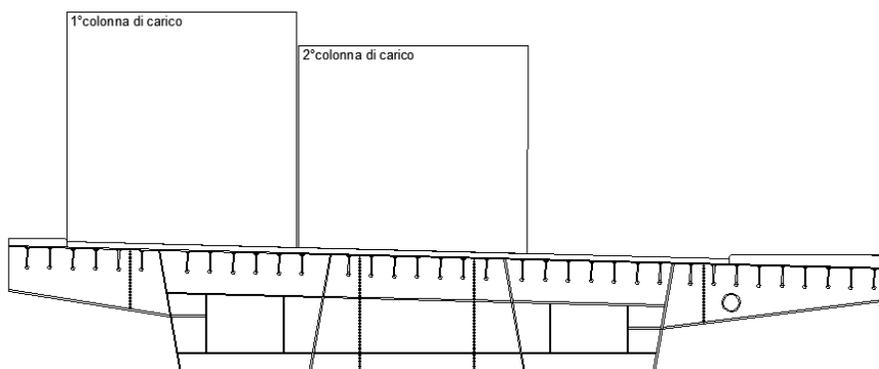


Figura 16 – Distribuzione trasversale T1 del carico accidentale per massimizzare i momenti flettenti

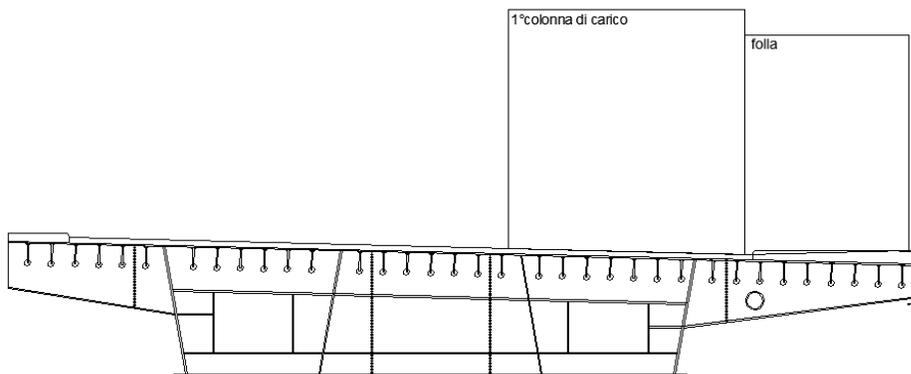
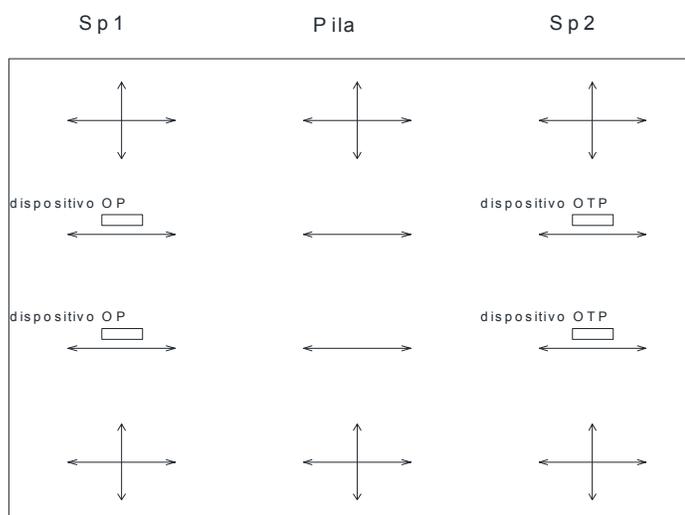


Figura 17 – Distribuzione trasversale T2 del carico accidentale per massimizzare i momenti torcenti

8.1.4 Azione sismica

Si esegue sulla struttura un'analisi modale associata allo spettro di risposta. Mediante il codice di calcolo Straus7 si esegue un'analisi modale per calcolare le frequenze proprie del sistema e le forme modali ad esse associate valutando la percentuale di partecipazione di massa di ciascun modo per le varie direzioni di verifica.

Viene riportato a seguire lo schema di vincolo adottato nell'analisi modale condotta:



SOMMACAMPAGNA

Nella modellazione le spalle vengono considerate elementi rigidi ed indeformabili, per cui la deformabilità della struttura è concentrata di impalcato. Di seguito si riportano i valori delle frequenze proprie dei primi 12 nodi di vibrare del sistema e le masse modali coinvolte per sollecitazioni agenti nelle direzioni x (trasversale), y (verticale) e z (assiale). I modi di vibrare non ortogonali alla sollecitazione sismica sono evidenziati in grassetto e sono quelli che verranno utilizzati per l'analisi con spettro di risposta.

MODE	PARTICIPATION FOR	TRANSLATIONAL			
Mode	Frequency	Modal Mass	PF-X	PF-Y	PF-Z
	(Hz)	(Eng)	(%)	(%)	(%)
1	7.34E-01	7.30E+05	87.842	0.000	0.000
2	2.30E+00	2.13E+07	0.000	0.000	4.022
3	4.70E+00	6.87E+06	0.000	0.000	15.831
4	9.49E+00	2.92E+04	8.586	0.000	0.000
5	1.12E+01	3.28E+06	0.000	0.000	3.663
6	1.51E+01	5.12E+05	0.000	57.467	0.000
7	1.88E+01	9.06E+05	0.000	13.897	0.000
8	2.16E+01	2.29E+05	0.000	0.000	0.008
9	4.39E+01	1.84E+05	0.000	0.000	0.146
10	4.95E+01	1.59E+05	0.000	0.000	0.000
11	5.11E+01	2.28E+05	0.000	0.000	71.024
12	5.71E+01	2.94E+04	2.530	0.000	0.000
TOTAL	MASS PARTICIPATION		98.958	71.365	94.694 -

Come prescritto dalla normativa i pesi delle masse modali considerate sono superiori al 90% della massa totale del manufatto.

Si riportano di seguito i primi tre modi di vibrare

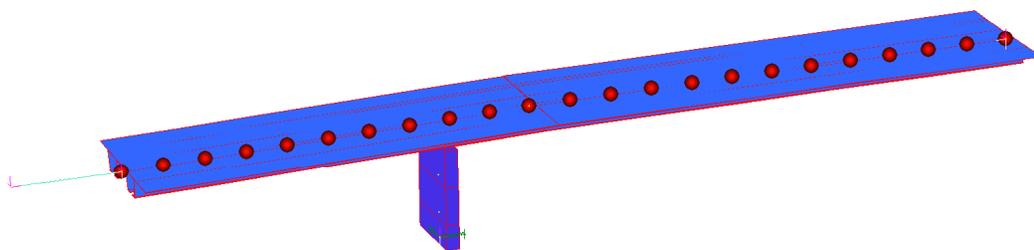


Figura 18 – Modo 1

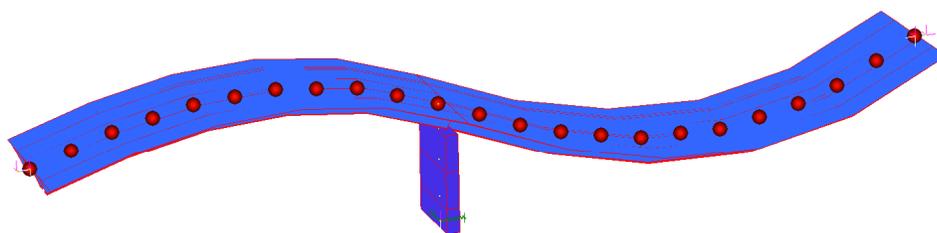


Figura 19 – Modo 2

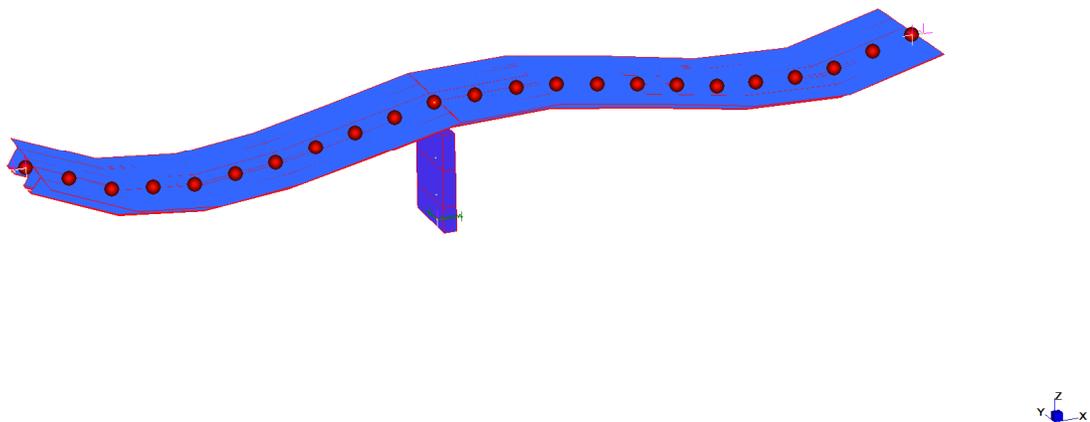


Figura 20 – Modo 3

Per le analisi nelle direzioni X e Z si utilizza lo spettro di progetto SLU per la direzione orizzontale, mentre per l'analisi della risposta in Y si utilizza lo spettro di progetto SLU per la direzione verticale.

9 VERIFICHE

Di seguito si riportano le verifiche nelle sezioni significative; vengono considerate tali le sezioni in mezzera relative ad entrambe le campate, indicate successivamente con M1 e M2, per le quali sarà condotta la verifica a flessione, e le sezioni relative agli appoggi, per le quali avranno valenza le verifiche a taglio.

I valori delle azioni di progetto si ricavano attraverso i coefficienti della tabella di seguito riportata.

	Peso proprio strutture (g_1)	Sovraccarichi permanenti (g_2)	Altre azioni permanenti (g_3)	Distorsioni di progetto (ϵ_1)	Ritiro del cis (ϵ_2)	Variazioni termiche (ϵ_3)	Scorrimenti viscosi (ϵ_4)	Cedimenti vincolari (ϵ_5)	Carichi mobili (tandem Q_1)	Carichi mobili (q_1)	Folla impalcato	Folla marciapiedi e piste	Frenamento (q_3)	Forza centrifuga (q_4)	Vento (q_5)	Resistenze dei vincoli (q_7)	Urto (q_8)
A11	1.35	1.5	1.5	1	1.2	1.2	1.2	1.2	1.35	1.35	0	0.75	0	0	1.5	1.5	1.5
A12a	1.35	1.5	1.5	1	1.2	1.2	1.2	1.2	1.02	1.02	0	0	1.5	0	1.2	1.5	1.5
A12b	1.35	1.5	1.5	1	1.2	1.2	1.2	1.2	1.02	1.02	0	0	0	1.5	1.2	1.5	1.5
A13	1.35	1.5	1.5	1	1.2	1.2	1.2	1.2	0	0	0	1.5	0	0	1.2	1.5	1.5
A14	1.35	1.5	1.5	1	1.2	1.2	1.2	1.2	0	0	1.5	1.5	0	0	1.2	1.5	1.5

9.1 Verifica flessionale allo SLU delle sezioni del cassone

9.1.1 Sezione di mezzeria M₁

Si considera la sezione M₁ in mezzeria della campata con luce pari a L=32.5m, e viene riportata di seguito la tabella riportante le sollecitazioni per le varie condizioni di carico.

	Bending Moment 1	Axial Force
	(kN.m)	(kN)
A11STR(a) I camp	28584.52	0.00
A11STR(a)II camp	7225.57	0.00
A12STR(a) I camp	24718.92	-833.63
A12STR(a)II camp	8581.05	-833.63
A11STR(b)SA	17753.07	0.00
A11STR(b)P1	16960.92	0.00
A11STR(b)SB	16676.28	0.00
A12STR(b)SA	16535.16	-833.63
A12STR(b)P1	15936.65	-833.63
A12STR(b)SB	15721.58	-833.63
A11STR(c)	12750.32	0.00
A12STR(c)	21054.69	-833.63

Tabella 3 – Massime sollecitazioni nella sezione di mezzeria [kN,kNm]

La massima sollecitazione nella sezione di mezzeria è quella che si ottiene per la combinazione di carico “A11STR(a)I campata” in cui si hanno i seguenti valori:

$$M_{\max 1-1} = 28584.52 \text{ kNm}$$

Da cui si hanno le massime tensioni sull'acciaio:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} - \frac{M_{1-1}}{W_{\text{sup}}} = -117.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{A} + \frac{M_{1-1}}{W_{\text{sup}}} = 182.40 \text{ MPa}$$

La tensione massima al lembo superiore nel sistema III, prevede che alla tensione della sezione globale, si aggiunga il 50% della tensione massima del sistema II pertanto la massima tensione al lembo superiore risulta:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} - \frac{M_{1-1}}{W_{\text{sup}}} - \frac{M_{2-2}}{W_{\text{lat}}} + 50\% \sigma_{II} = -23,98 - 76,68 = -100,66 \text{ MPa}$$

Le sollecitazioni massime risultano inferiori ai valori di resistenza di calcolo.

9.1.2 Sezione di mezzeria M₂

Si considera la sezione M₂ in mezzeria della campata con luce pari a L=40.0m, e viene riportata di seguito la tabella riportante le sollecitazioni per le varie condizioni di carico.

	Bending Moment 1	Axial Force
	(kN.m)	(kN)
A11STR(a) I camp	19591.29	0.00
A11STR(a)II camp	41782.26	0.00
A12STR(a) I camp	20092.73	-833.63
A12STR(a)II camp	36859.25	-833.63
A11STR(b)SA	31560.40	0.00
A11STR(b)P1	31728.64	0.00
A11STR(b)SB	33052.93	0.00
A12STR(b)SA	29136.06	-833.63
A12STR(b)P1	29263.17	-833.63
A12STR(b)SB	30263.75	-833.63
A11STR(c)	22597.49	0.00
A12STR(c)	20591.16	-833.63

Tabella 4 – Massime sollecitazioni nella sezione di mezzeria [kN,kNm]

La massima sollecitazione nella sezione di mezzeria è quella che si ottiene per la combinazione di carico “A11STR(a)II campata” in cui si hanno i seguenti valori:

$$M_{\max 1-1} = 41782.26 \text{ kNm}$$

Da cui si hanno le massime tensioni sull'acciaio:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} - \frac{M_{1-1}}{W_{\text{sup}}} = -165.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{A} + \frac{M_{1-1}}{W_{\text{sup}}} = 242.29 \text{ MPa}$$

La tensione massima al lembo superiore nel sistema III, prevede che alla tensione della sezione globale, si aggiunga il 50% della tensione massima del sistema II pertanto la massima tensione al lembo superiore risulta:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} - \frac{M_{1-1}}{W_{\text{sup}}} - \frac{M_{2-2}}{W_{\text{lat}}} + 50\% \sigma_{II} = -25,76 - 82,54 = -108,30 \text{ MPa}$$

Le sollecitazioni massime risultano inferiori ai valori di resistenza di calcolo.

9.2 Verifica al taglio del cassone allo SLU

9.2.1 Sezione all'appoggio S_A

Si verifica la sezione del cassone per le sollecitazioni taglianti, considerando la combinazione di carico che massimizza il taglio in prossimità dell'appoggio alle spalle per la campata di luce pari a L=32,5m. Le sollecitazioni sono le seguenti:

	Shear Force 1	Axial Force	Torque
	(kN)	(kN)	(kN.m)
A11STR(a) I camp	3563.39	0.00	-441.22
A11STR(a)II camp	1576.52	0.00	80.03
A12STR(a) I camp	3176.94	-833.63	-342.29
A12STR(a)II camp	1675.75	-833.63	51.54
A11STR(b)SA	4050.02	0.00	-697.50
A11STR(b)P1	2761.76	0.00	-249.68
A11STR(b)SB	2742.13	0.00	-248.04
A12STR(b)SA	3544.61	-833.63	-535.92
A12STR(b)P1	2571.27	-833.63	-197.57
A12STR(b)SB	2556.44	-833.63	-196.33
A11STR(c)	1957.53	0.00	2619.33
A12STR(c)	3106.94	-833.63	1618.35

Tabella 5 – Massime sollecitazioni nella sezione di mezzeria [kN,kNm]

Lo sforzo di taglio sulla singola parete verticale è pari a:

$$T_{\max} = 4050.02 \text{ kN}$$

La tensione massima sulle anime delle travi, tenuta conto delle inclinazioni delle stesse, risulta pari a:

$$\tau_{\text{cassone}} = \frac{T_{\max}}{s \cdot b} = 39.01 \text{ MPa}$$

La rigidezza torsionale del cassone è tale per cui il momento torcente non incrementa la massima tensione tangenziale.

Cautelativamente si verifica la sezione considerando la rigidezza torsionale alla Bredt. Si ottiene, per le pareti inclinate del cassone, la seguente massima tensione:

$$\tau = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot s} = 7.44 \text{ MPa}$$

La massima tensione tangenziale sulle pareti inclinate del cassone risulta pari a 46.45 MPa. Tenendo conto, in favore di sicurezza, della sollecitazione di sforzo assiale, supposta contemporanea, si ottiene:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 80.48 \text{ MPa} < f_d = 338 \text{ MPa}$$

9.2.2 Sezione all'appoggio S_B

Si verifica la sezione del cassone in appoggio spalla per la campata con luce pari a L= 40m; per quanto concerne le sollecitazioni taglianti, considerando la combinazione di carico che le massimizza, si hanno i seguente valori:

	Shear Force 1	Axial Force	Torque
	(kN)	(kN)	(kN.m)
A11STR(a) I camp	-2414.20	0.00	-59.32
A11STR(a)II camp	-4368.13	0.00	516.11
A12STR(a) I camp	-2474.63	-833.63	-28.08
A12STR(a)II camp	-3950.93	-833.63	406.69
A11STR(b)SA	-3729.26	0.00	341.73
A11STR(b)P1	-3739.78	0.00	342.58
A11STR(b)SB	-5003.80	0.00	783.53
A12STR(b)SA	-3468.23	-833.63	274.93
A12STR(b)P1	-3476.18	-833.63	275.57
A12STR(b)SB	-4431.21	-833.63	608.74
A11STR(c)	-2602.08	0.00	-3731.64
A12STR(c)	-2505.78	-833.63	-2811.72

Tabella 6 – Massime sollecitazioni nella sezione di appoggio [kN,kNm]

Lo sforzo di taglio sulla singola parete verticale è pari a:

$$T_{\max} = -5003.80 \text{ kN}$$

La tensione massima sulle anime delle travi, tenuta conto delle inclinazioni delle stesse, risulta pari a:

$$\tau_{\text{cassone}} = \frac{T_{\max}}{s \cdot b} = -48.20 \text{ MPa}$$

La rigidezza torsionale del cassone è tale per cui il momento torcente non incrementa la massima tensione tangenziale.

Cautelativamente si verifica la sezione considerando la rigidezza torsionale alla Bredt. Si ottiene, per le pareti inclinate del cassone, la seguente massima tensione:

$$\tau = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot s} = -10.60 \text{ MPa}$$

La massima tensione tangenziale sulle pareti inclinate del cassone risulta pari a - 58.79 MPa. Tenendo conto, in favore di sicurezza, della sollecitazione di sforzo assiale, supposta contemporanea, si ottiene:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 101.85 \text{ MPa} < f_d = 338 \text{ MPa}$$

9.2.3 Sezione all'appoggio P₁

Si verifica la sezione del cassone in appoggio alla pila; per quanto concerne le sollecitazioni taglianti, considerando la combinazione di carico che le massimizza, si hanno i seguente valori:

	Shear Force 1	Axial Force	Torque
	(kN)	(kN)	(kN.m)
A11STR(a) I camp	3567.10	0.00	1054.97
A11STR(a)II camp	5798.17	0.00	947.16
A12STR(a) I camp	3506.67	-833.63	967.45
A12STR(a)II camp	5192.37	-833.63	885.99
A11STR(b)SA	5087.03	0.00	996.40
A11STR(b)P1	5751.52	0.00	993.57
A11STR(b)SB	5162.50	0.00	993.23
A12STR(b)SA	4655.07	-833.63	923.20
A12STR(b)P1	5157.12	-833.63	921.06
A12STR(b)SB	4712.08	-833.63	920.80
A11STR(c)	3379.22	0.00	4648.35
A12STR(c)	3475.52	-833.63	3712.45

Tabella 7 – Massime sollecitazioni nella sezione di appoggio [kN,kNm]

Lo sforzo di taglio sulla singola parete verticale è pari a:

$$T_{\max} = 5798.17 \text{ kN}$$

La tensione massima sulle anime delle travi, tenuta conto delle inclinazioni delle stesse, risulta pari a:

$$\tau_{\text{cassone}} = \frac{T_{\max}}{s \cdot b} = 55.85 \text{ MPa}$$

La rigidezza torsionale del cassone è tale per cui il momento torcente non incrementa la massima tensione tangenziale.

Cautelativamente si verifica la sezione considerando la rigidezza torsionale alla Bredt. Si ottiene, per le pareti inclinate del cassone, la seguente massima tensione:

$$\tau = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot s} = 13.20 \text{ MPa}$$

La massima tensione tangenziale sulle pareti inclinate del cassone risulta pari a - 69.05MPa. Tenendo conto, in favore di sicurezza, della massima sollecitazione di pressoflessione, supposta contemporanea, si ottiene:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 205.68 \text{ MPa} < f_d = 338 \text{ MPa}$$

9.3 Verifica all'imbozzamento delle pareti del cassone

9.3.1 Verifica della sezione all'appoggio

Si verificano i pannelli d'anima del cassone nella sezione di massimo taglio e massimo momento torcente.

Il taglio massimo allo SLU risulta pertanto:

$$T = T_{\text{taglio}} + T_{M_t} = \frac{T}{4} + \frac{M_t}{i} = 1449.54 + 691.72 = 2141.3 \text{ kN}$$

dove

$i = 6720 \text{ mm}$ (interasse medio delle anime del cassone)

Secondo quanto previsto dalla CNR-UNI 10011 i pannelli d'anima di elementi strutturali a parete piena devono essere verificati dall'imbozzamento e, localmente in corrispondenza di eventuali carichi applicati fra gli irrigidimenti.

Si considera il pannello d'anima rettangolare compreso tra la lastra ortotropa ed le piattabande inferiori, che si prolunga tra i trasversi.

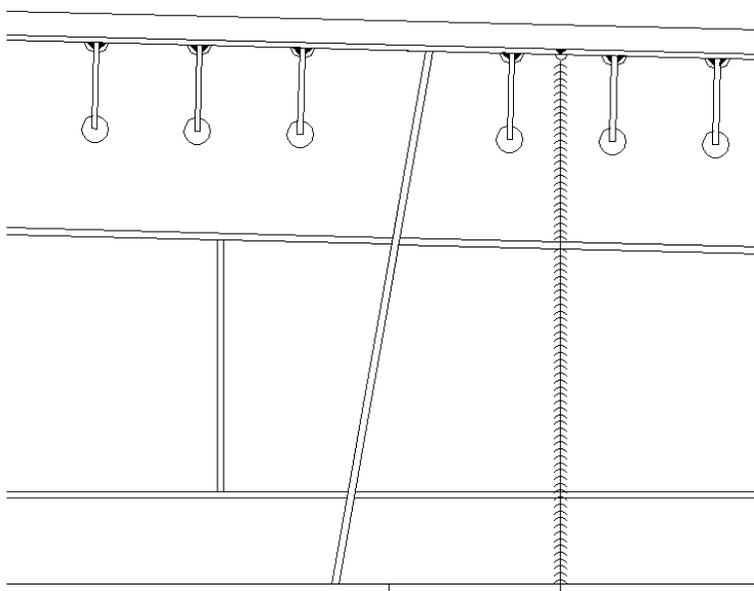


Figura 21 – Particolare del pannello d'anima del cassone

La verifica all'imbozzamento nel campo di dimensioni 2500mm x 1442mm (rispettivamente distanza tra gli irrigidimenti trasversali e longitudinali dell'anima) si svolge partendo dalle tensioni normali al lembo compresso σ_1 e tangenziale media τ , conseguenti agli assegnati carichi esterni e calcolati con la sezione lorda della sezione.

La tensione massima al lembo superiore ed inferiore del pannello risultano pari a:

$$\sigma_{\text{sup}} = 167.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = -183.39 \text{ MPa}$$

Dai valori delle tensioni si ricade nel caso III del prospetto 7-VIII – Coefficienti di imbozzamento della CNR-UNI 10011 pertanto si ha:

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \cdot \sigma_{cr,0}$$

dove, essendo il rapporto $\alpha = \frac{a}{h} = 1.734$, il valore di $\sigma_{cr,0}$ risulta pari a 29.01

Per la verifica occorre valutare, in assenza di indagini più sofisticate, che risulti:

$$\frac{\sigma_{cr,id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}} \geq \beta \cdot \nu$$

dove: σ_1 e τ sono le tensioni normali e tangenziali riportate sopra.

La tensione di confronto si valuta come segue:

$$\sigma_{cr,id} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}}{\frac{1+\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}}$$

dove:

$$\psi = -0.923$$

$$\beta = 1.00$$

$$\nu = 1.00$$

Risulta pertanto:

$$\frac{\sigma_{cr,id}}{\sigma_{tot}} = 1.551 > 1.00$$

Il pannello d'anima risulta verificato all'imbozzamento.

10 VERIFICHE ALLO SLE

10.1 Verifica dello spostamento verticale del cassone in mezzeria

Per la verifica del massimo spostamento verticale si considerano i coefficienti di per le verifiche allo SLE.

Dall'analisi ad elementi finiti si deducono i valori delle deformazioni massime in campata suddivise per le diverse condizioni di carico considerate. Nella tabella si riassumono i risultati ottenuti.

	Freccia in asse ponte [mm]
Peso proprio	35.8
Permanenti	25.4
Massima freccia permanenti	61.2 (~L/654)
Sovraccarichi accidentali	71.2 (~L/562)
Deformazione termica	±12.5
Massima freccia accidentali	68.7÷83.7
Totale massima	144.9 (~L/278)

Tabella 8 – Deformazione in mezzeria sulla linea d'asse del ponte [mm]

L'impalcato con questa combinazione di carico ruota attorno all'asse principale di 0,0873 deg. Aggiunta la rotazione legata alle caratteristiche della sollecitazione che massimizzano la torsione, che vale 0.3164 deg, si ottiene un abbassamento trasversale rispetto l'asse dell'impalcato di 16.56mm.

11 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Si riporta di seguito la verifica allo stato limite di fatica per i principali elementi strutturali del viadotto. Per l'analisi si è eseguito un modello ad elementi finiti utilizzando elementi SHELL a 4 nodi. Si riporta di seguito una visualizzazione del modello.

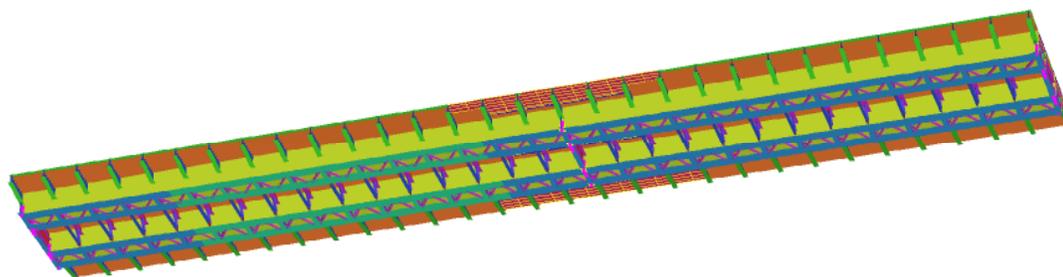


Figura 22 – Visualizzazione del modello per l'analisi

Per la verifica si considera la sagome del veicolo 3 avente le seguenti caratteristiche:

Distanza tra gli assi [m]	Carico frequente per asse [kN]
3.2	90
5.2	180
1.3	120
1.3	120
	120

Si considerano i seguenti dettagli di fatica:

- Per le travi (anima e piattabanda) si considera un $\Delta\sigma=71\text{MPa}$
- Per la lastra ortotropa si considera un $\Delta\sigma=71\text{MPa}$
- Per la reticolare inferiore si considera un $\Delta\tau=80\text{MPa}$

Si considera il coefficienti di riduzione per $2 \cdot 10^6$ cicli pari a 0.737 ed i coefficienti di sicurezza differenziati per il tipo di elemento:

Conseguenze moderate	Conseguenze significative
$\gamma_M = 1.15$	$\gamma_M = 1.35$

Le tensioni di riferimento diventano le seguenti:

- Per le travi (anima e piattabanda) si considera un $\Delta\sigma=38.76\text{MPa}$
- Per la lastra ortotropa si considera un $\Delta\sigma=45.50\text{MPa}$
- Per la reticolare inferiore si considera un $\Delta\tau=43.67\text{MPa}$

Si riportano di seguito le visualizzazioni delle massime tensioni sulle piattabande inferiori per il transito del mezzo convenzionale:

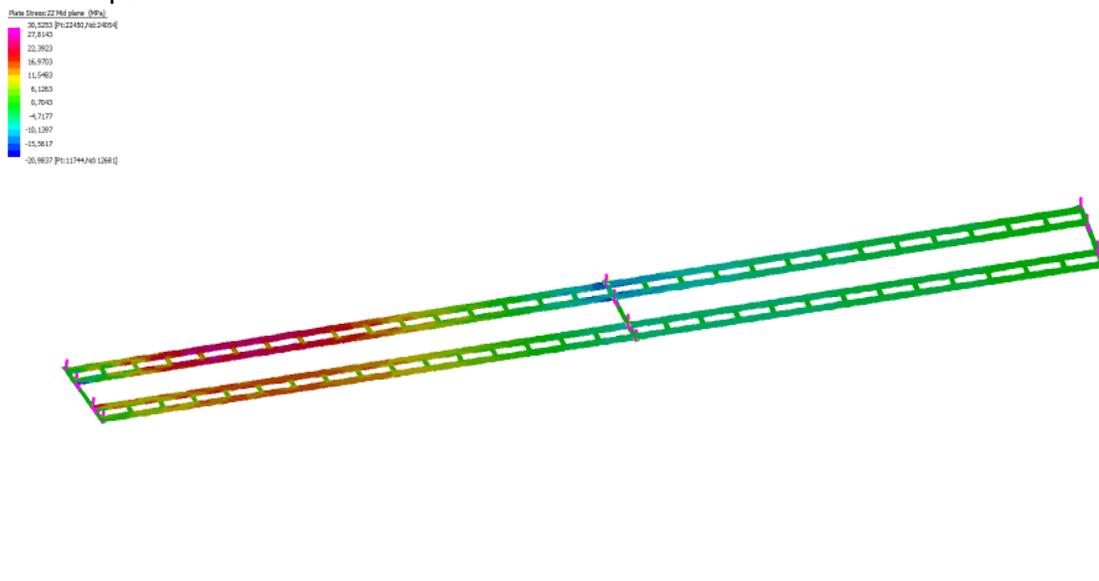
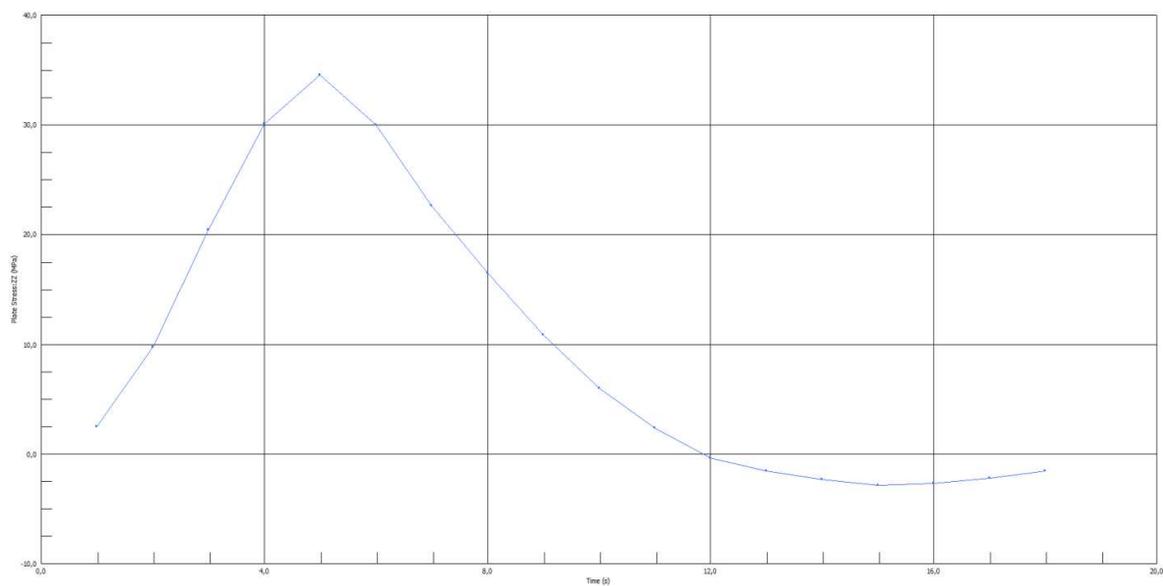


Figura 23 – Visualizzazione delle Tensioni di trazione nella piattabanda inferiore

Come si vede dal contour le massime tensioni di trazione sulla piattabanda inferiore sono inferiori al limite previsto dalla normativa pertanto la verifica allo stato limite è soddisfatta.

Si diagramma di seguito l'andamento delle tensioni massime sull'elemento più sollecitato.



La massima tensione risulta pari a $(34.56+2.83)\text{MPa}=37.39\text{MPa}$ ed è inferiore alla tensione limite (pari a 38.76MPa) pertanto la verifica è soddisfatta.

Per gli irrigidimenti della lastra ortotropa si riporta di seguito la massima sollecitazione sugli irrigidimenti verticali.

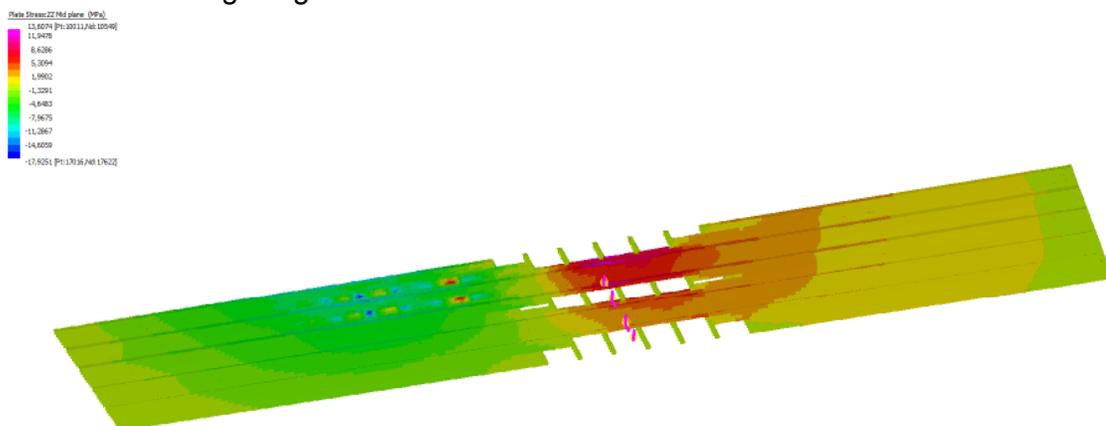
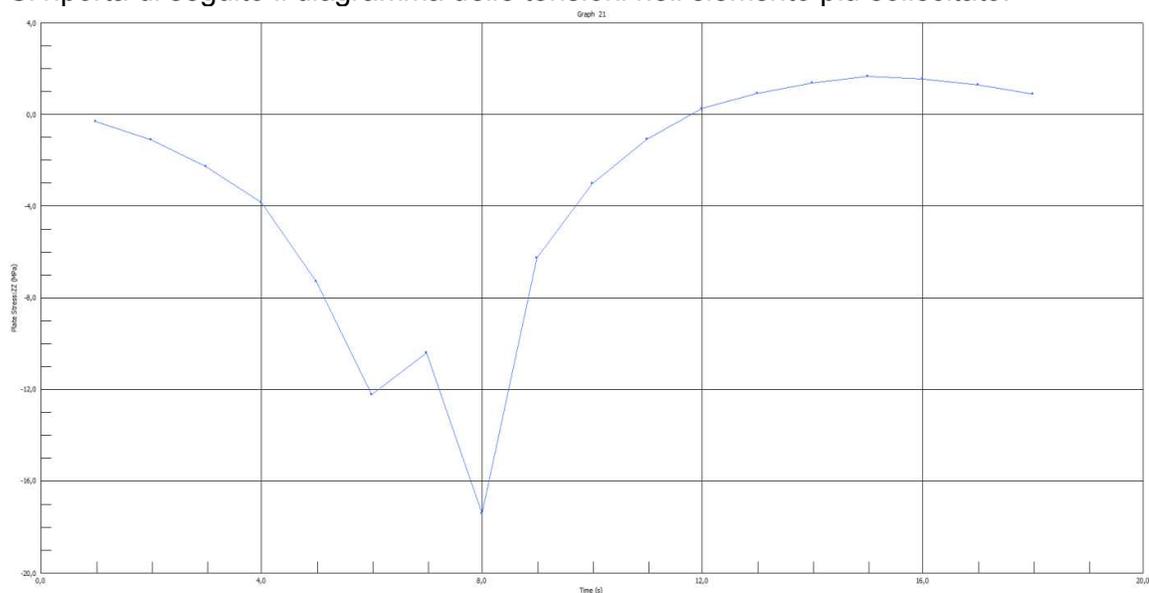


Figura 24 – Visualizzazione delle tensioni sulla lastra

Si riporta di seguito il diagramma delle tensioni nell'elemento più sollecitato.



La massima tensione risulta pari a $(17.93+1.64)\text{MPa}=19.57\text{MPa}$ ed è inferiore alla tensione limite (pari a 45.50MPa) pertanto la verifica è soddisfatta.

Per la reticolare inferiore si riporta la massima sollecitazione assiale sull'UPN160.

	MIN	MAX
Assiale(kN)	-84,9263	81,9103
	[Rev:402]	[Rev:385]

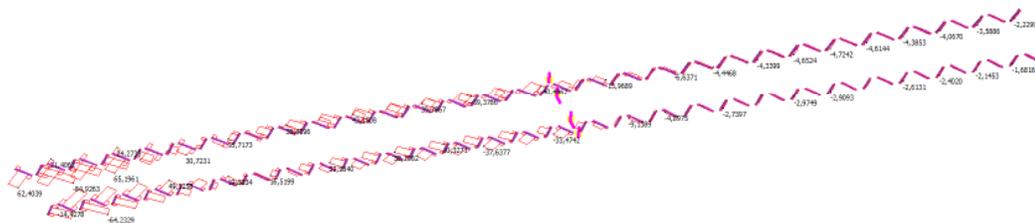
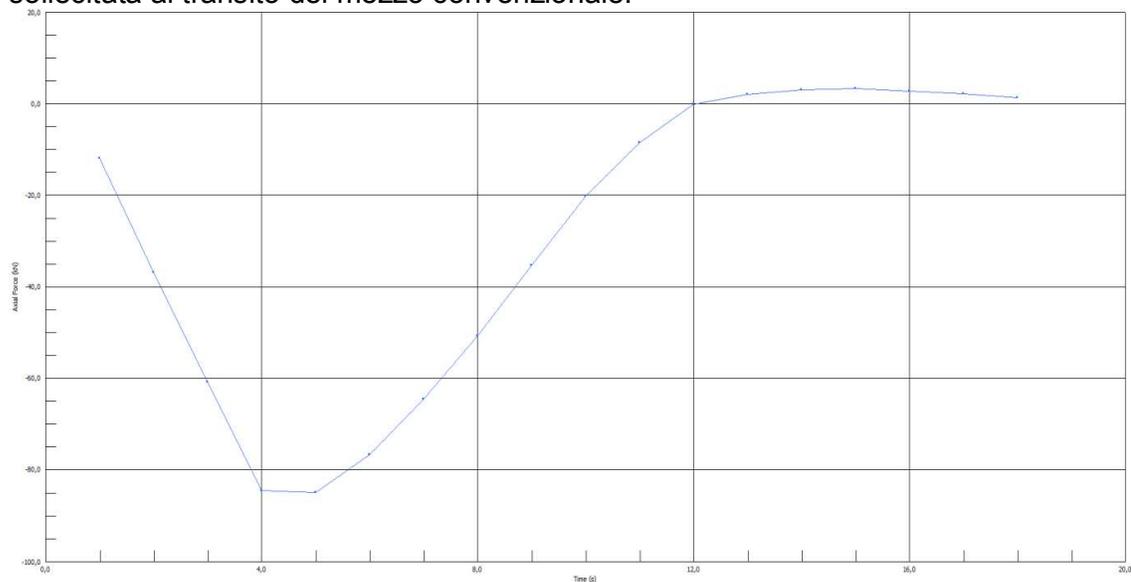


Figura 25 – Visualizzazione delle sollecitazioni sulla reticolare inferiore

Si riporta di seguito il diagramma dello sforzo assiale sulla diagonale più sollecitata al transito del mezzo convenzionale.



La massima sollecitazione assiale sul diagonale è pari a $84.9\text{kN} + 3.23\text{kN} = 88.13\text{kN}$.

Si considera cautelativamente per la verifica un doppio cordone di 330mm (in realtà un cordone è più esteso e si trascurano i cordoni di sigillatura) con sezione di gola pari a 7.07mm (corrispondente ad un cordone di lato 10*10mm).

La tensione massima risulta pari a 18.89MPa ed è inferiore alla massima limite (pari a 43.67MPa) pertanto la verifica è soddisfatta.

12 APPARECCHI D'APPOGGIO

Nel calcolo delle sottostrutture in fase di esercizio si considerano i carichi permanenti, mobili e le distorsioni provenienti dall'impalcato, con distribuzione trasversali e longitudinali tali da massimizzare le reazioni agli appoggi.

12.1 Reazioni vincolari modello globale

Le sollecitazioni sugli apparecchi d'appoggio si ricavano dall'analisi globale dell'impalcato. I contributi dei vari carichi sono riassunte nelle seguenti tabelle.

12.2 Carichi di progetto agli SLE

Si ricavano i valori di sollecitazione agli SLE per i singoli apparecchi.

- Spalla Milano – Appoggio Uni-Longitudinale

Carico	Reazione	Appoggi [kN]
G1 Peso proprio	Rvert	250,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
G2 Permanente	Rvert	150,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q1+Q2 Carichi mobili	Rvert	540,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q3 Frenamento	Rvert	0,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q5 Vento	Rvert	0,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	130,00
Q6 Attrito vincolare	Rvert	0,00
	Rlong	12,00
	Rtrasv	0,00

- Spalla Milano – Appoggio Multi-direzionale

Carico	[kN]	Appoggi
G1 Peso proprio	Rvert	250,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
G2 Permanente	Rvert	150,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q1+Q2 Carichi mobili	Rvert	540,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q3 Frenamento	Rvert	0,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q5 Vento	Rvert	0,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q6 Attrito vincolare	Rvert	0,00
	Rlong	12,00
	Rtrasv	0,00

- Spalla Venezia – Appoggio Uni-Longitudinale

Carico	[kN]	Appoggi
G1 Peso proprio	Rvert	180,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
G2 Permanente	Rvert	170,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q1+Q2 Carichi mobili	Rvert	390,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q3 Frenamento	Rvert	0,00
	Rlong	280,00
	Rtrasv	0,00
Q5 Vento	Rvert	70,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	100,00
Q6 Attrito vincolare	Rvert	0,00
	Rlong	10,50
	Rtrasv	0,00

- Spalla Venezia – Appoggio Multi-direzionale

Carico	[kN]	Appoggi
G1 Peso proprio	Rvert	180,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
G2 Permanente	Rvert	170,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q1+Q2 Carichi mobili	Rvert	390,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q3 Frenamento	Rvert	0,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q5 Vento	Rvert	70,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q6 Attrito vincolare	Rvert	0,00
	Rlong	10,50
	Rtrasv	0,00

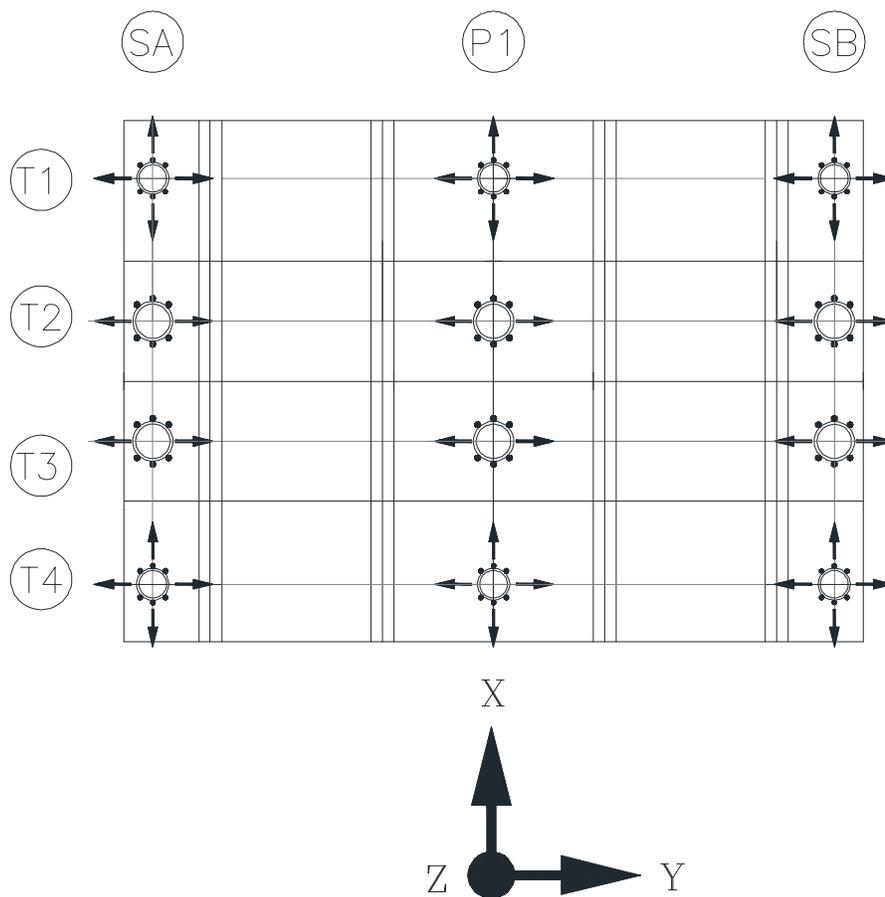
- Pila – Appoggio Uni-Longitudinale

Carico	[kN]	Appoggi
G1 Peso proprio	Rvert	750,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
G2 Permanente	Rvert	450,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q1+Q2 Carichi mobili	Rvert	900,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q3 Frenamento	Rvert	0,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q5 Vento	Rvert	0,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	230,00
Q6 Attrito vincolare	Rvert	0,00
	Rlong	36,00
	Rtrasv	0,00

- Pila – Appoggio Multi-direzionale

Carico	[kN]	Appoggi
G1 Peso proprio	Rvert	750,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
G2 Permanente	Rvert	450,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q1+Q2 Carichi mobili	Rvert	900,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q3 Frenamento	Rvert	0,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	0,00
Q5 Vento	Rvert	0,00
	Rlong	0,00
	Rtrasv	230,00
Q6 Attrito vincolare	Rvert	0,00
	Rlong	36,00
	Rtrasv	0,00

Si riporta di seguito lo schema del sistema di appoggi



I dispositivi sismici vengono impiegati in corrispondenza degli appoggi seguenti:

- Spalla Caselle – Appoggi Unidirezionali - Dispositivo OTP
- Spalla S.Lucia – Appoggi Unidirezionali – Dispositivo OP

13 VERIFICA DELLE SPALLE

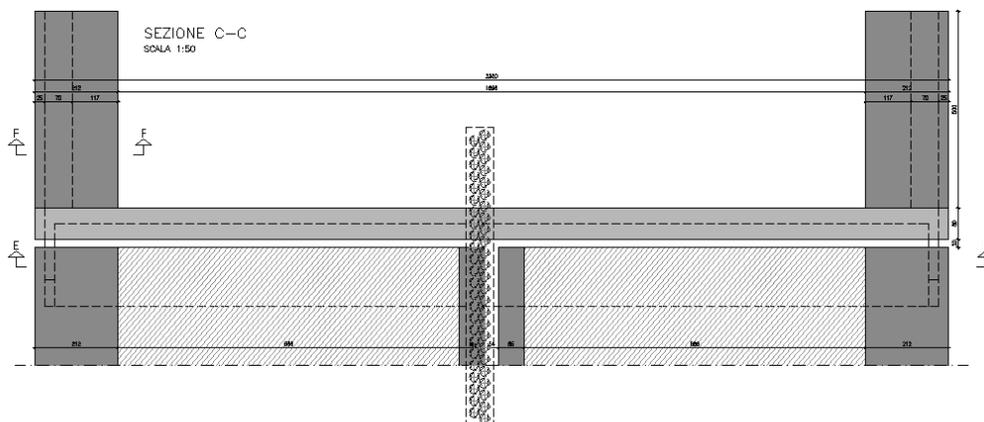
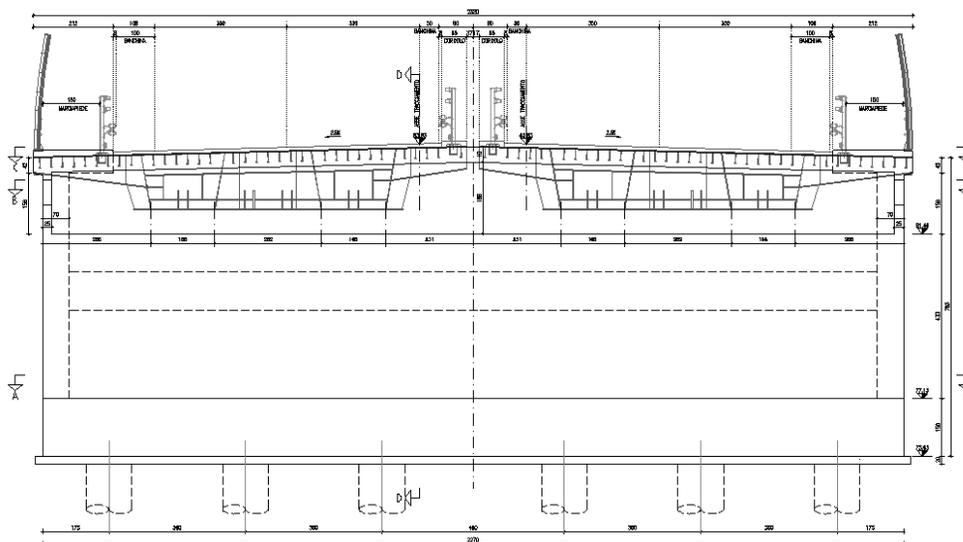
13.1 Spalla lato Caselle

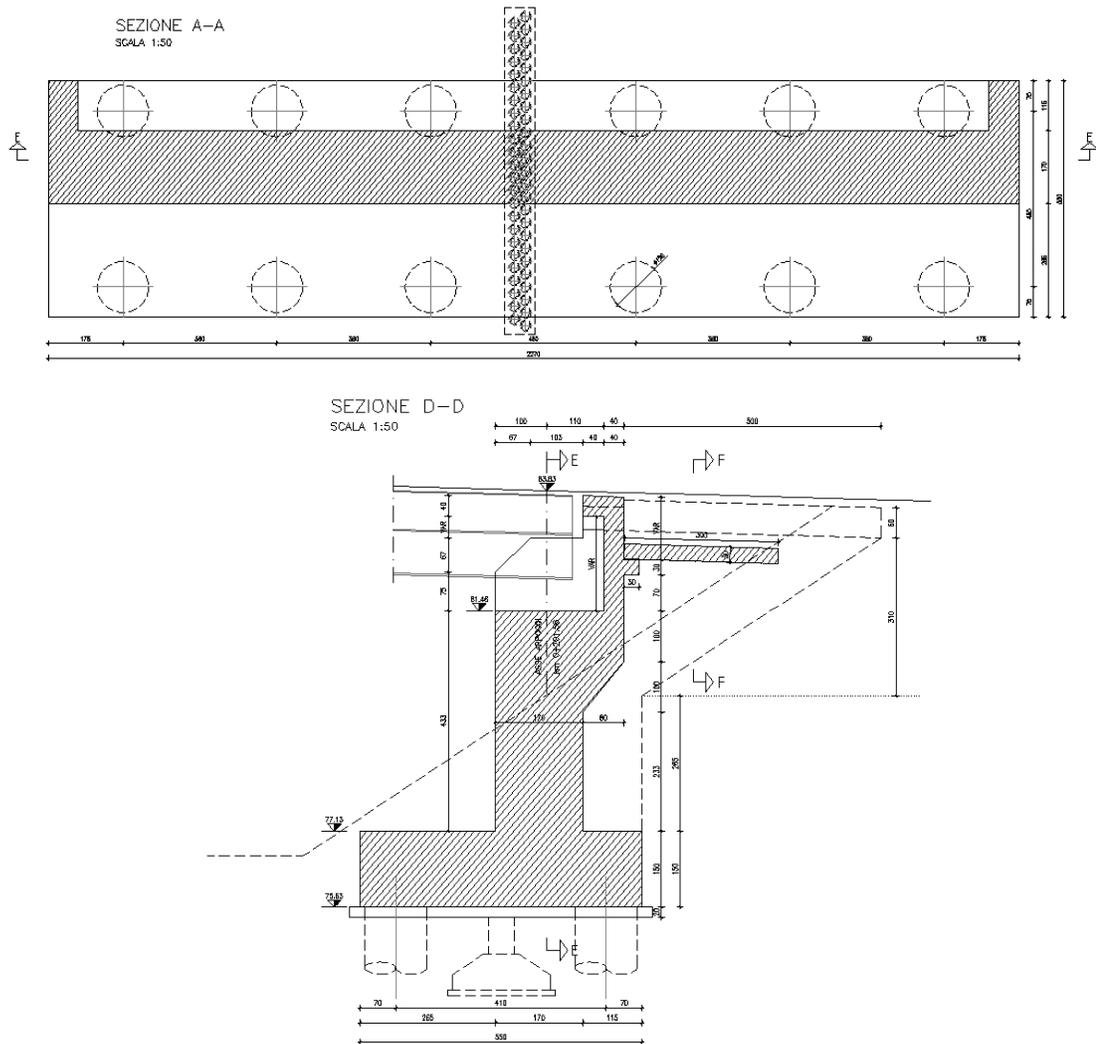
La spalla sul lato Caselle è del tipo a parete piena e sorregge entrambi gli impalcati. In mezzeria questa risulta interrotta da una fila di berlinesi che permettono il sostegno del terreno durante l'esecuzione della stessa per fasi. La fondazione poggia su 6 pali trivellati del diametro di 1.20 metri.

La spalla è costituita dai seguenti elementi:

- Zattera di fondazione sp.150 cm.
- Paramento verticale sp.170 cm.
- Muro paraghiaia sp.40 cm.
- Muri laterali sp.70 cm.

La geometria della spalla e i suoi elementi costituenti sono rappresentati nelle immagini che seguono:





13.2 Carichi

13.2.1 Peso proprio del muro in c.a.

Il carico totale verticale trasmesso alla fondazione è stato valutato a livello di modellazione discretizzando gli elementi in c.a. con il loro reale spessore soggetti all'azione della gravità.

13.2.2 Spinta del terreno

Si considera la spinta del terreno per l'altezza totale in quanto non si prevede scavo per rinforzare il muro paragliaia.

13.2.3 Spinta sismica del paramento della spalla

Per la condizione sismica si considera la spinta del terreno sulla spalla utilizzando l'analisi pseudo statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le verifiche si eseguono allo stato limite ultimo utilizzando il coefficiente sismico orizzontale k_h e quello verticale k_v secondo l'espressione:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5k_h$$

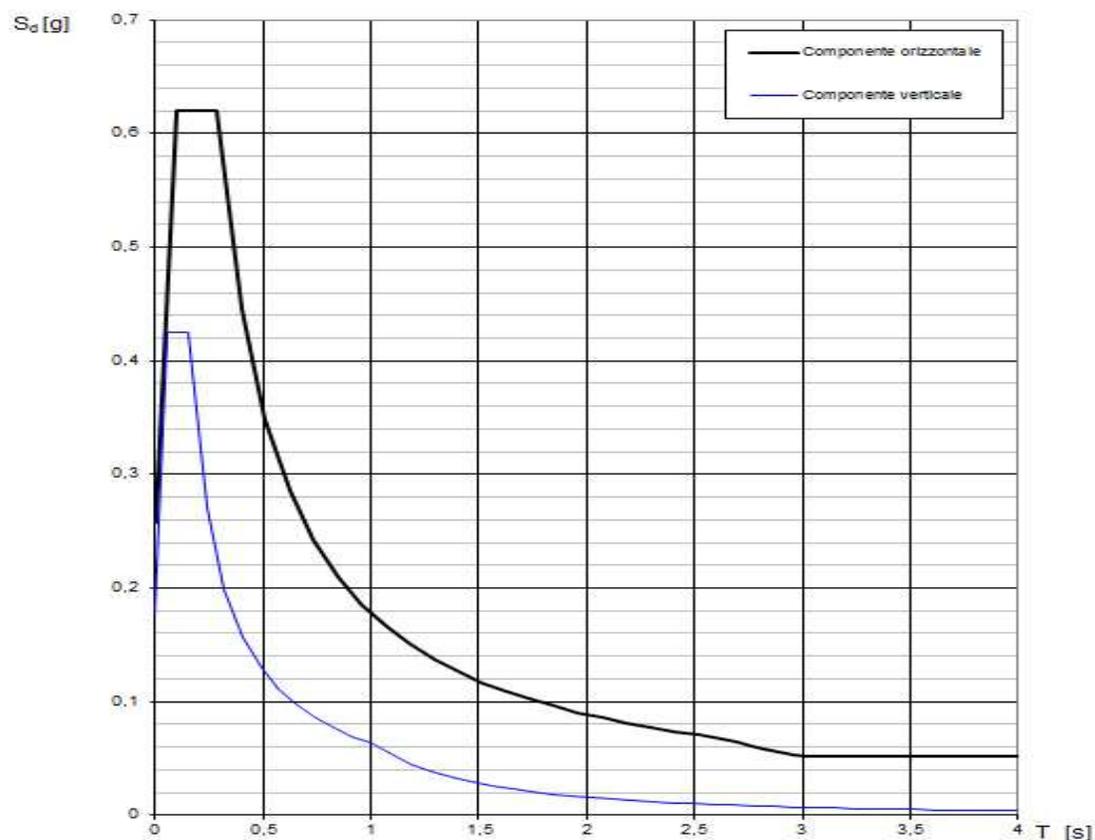
Dove g è l'accelerazione di gravità.

Si assume:

$$\beta_m = 1$$

Lo spettro di risposta per l'analisi sismica della spalla, con $q=1$, è rappresentato di seguito:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lin SLV



Assumendo per l'azione sismica il massimo valore nel plateau dello spettro si ottiene:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0.261g$$

Tale accelerazione viene assegnata al cuneo di spinta agente sulla spalla applicata ad $H/3$ dalla quota superiore del terreno.

13.2.4 Carico trasmesso dall'impalcato

L'impalcato trasmette alla spalla a livello degli appoggi le seguenti reazioni elementari (forze in kN, momenti in kNm):

<i>sollecitazioni</i>	F0 g1	F1 g2	F2 ε3	F2 Q1	F2 q1	F2 q3	F2 q5	F2 q7	q6	q6
	Getto	Perm	DT=-10°C	Acc Q	Acc q	Frenam.	Vento	Res. vinc.	SismaL	SismaT
ML =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
MT =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
VL =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	168,47	0,00	46,98	350,00	105,00
VT =	0,00	5,60	1,00	0,00	0,00	0,00	210,00	0,00	154,97	516,57
N =	988,13	577,94	175,00	937,55	842,43	0,00	0,00	0,00		

Che combinate secondo NTC2008 e suddivise per i 4 appoggi forniscono:

	Appoggio 1			Appoggio 2			Appoggio 3			Appoggio 4			
	F longitudinale	F trasversale	F verticale	F longitudinale	F trasversale	F verticale	F longitudinale	F trasversale	F verticale	F longitudinale	F trasversale	F verticale	
A1 Stru - Nmax	177,4	136,3	1162,63	129,09	136,3	1183,93	46,51	136,3	1224,37	1,8	136,3	1247,66	kN
A1 Stru - Nmin	177,4	136,3	616,42	129,09	136,3	610,76	46,51	136,3	629,13	1,8	136,3	659,11	kN
A2 Geo - Nmax	153,75	116,33	955,45	111,8	116,33	973,62	40,31	116,33	1008,24	1,56	116,33	1026,16	kN
A2 Geo - Nmin	153,75	116,33	479,8	111,8	116,33	480,66	40,31	116,33	506,36	1,56	116,33	538,08	kN
Sisma Long	0	0	0	175	81	1056	175	81	1056	0	0	0	kN
Sisma Trasv	0	0	0	52,5	262	1056	52,5	262	1056	0	0	0	kN

Per le resistenze passive dei vincoli si stima che siano pari al 3% del carico verticale.

13.3 Modello FEM

Il modello è stato realizzato impiegando elementi plate a 4 nodi, aventi spessore pari a quello reale delle strutture, elencati in precedenza; data la simmetria dell'opera, è stata modellata agli elementi finiti solamente metà spalla:

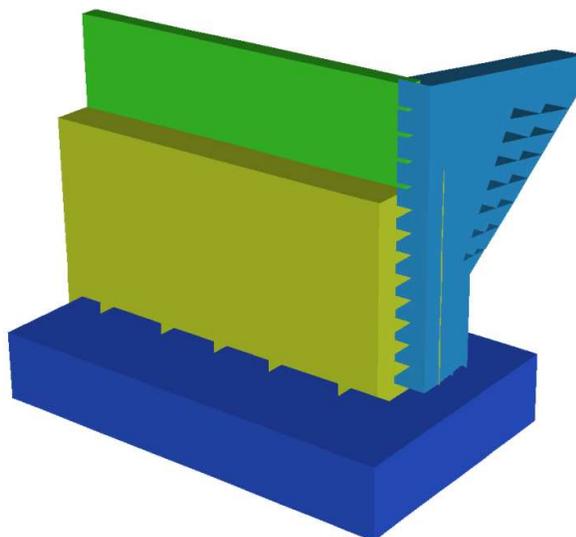


Figura 26 – Visualizzazione del modello della spalla

I pali di fondazione sono stati considerati come beam fittizi con il nodo di estremità vincolato mediante molle traslazionali a simulare la presenza del terreno. La rigidezza delle molle risulta:

$$k_{\text{orizzontale}} = 5 \times 10^5 \text{ kN/m}$$

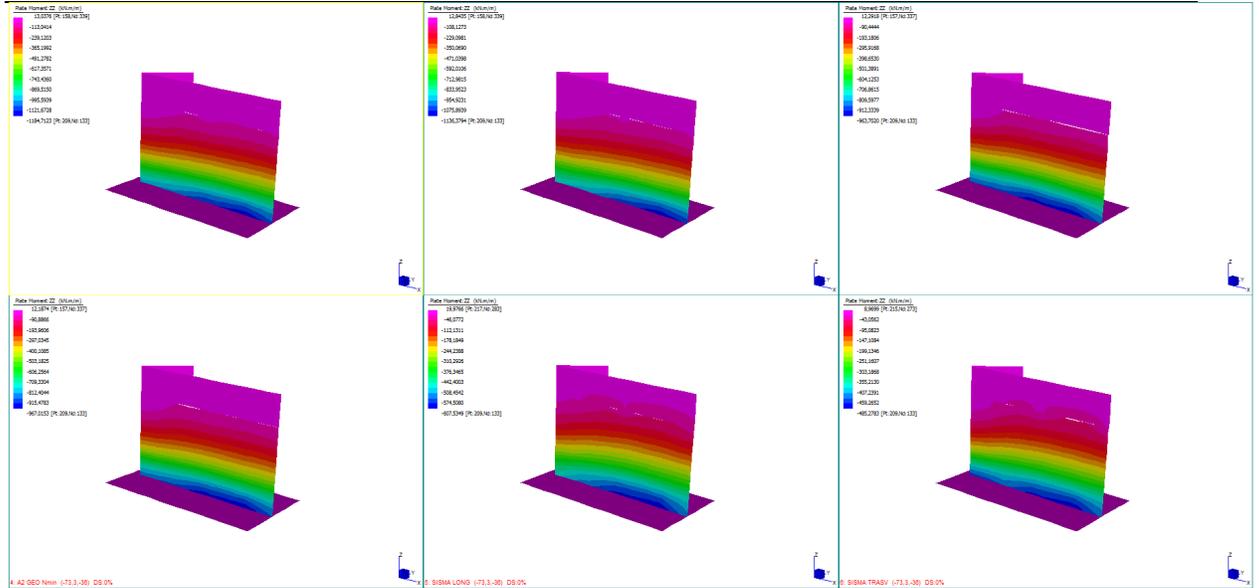
$$k_{\text{verticale}} = 1.4 \times 10^6 \text{ kN/m}$$

Le azioni agenti sulla spalla definitiva sono:

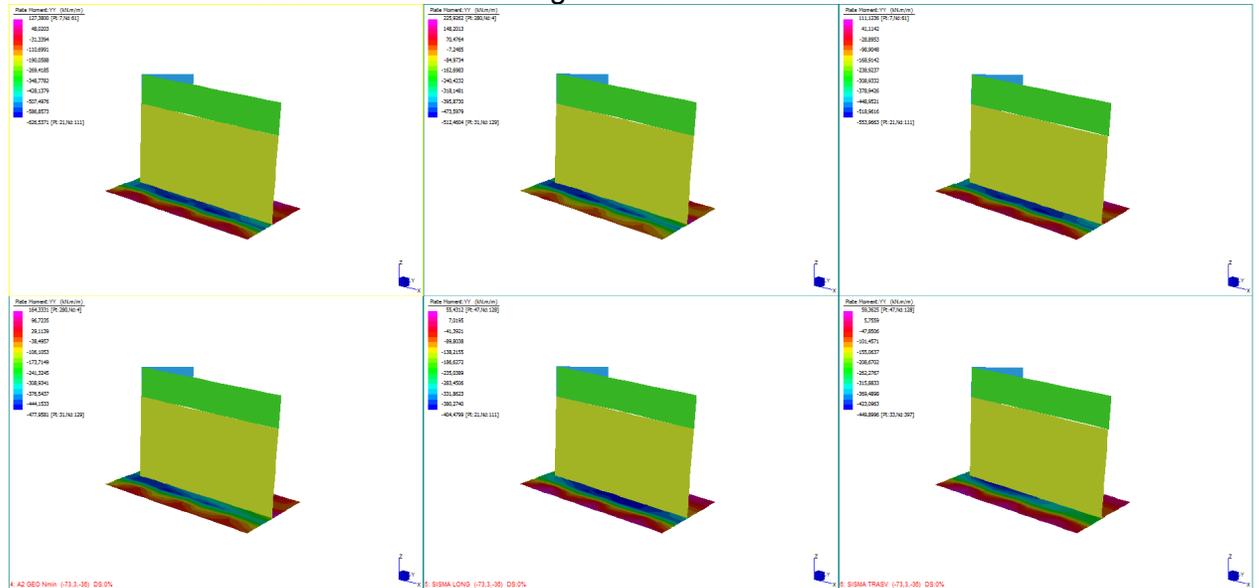
- Peso proprio della spalla
- Spinta statica del terreno
- Resistenze passive trasmesse dall'impalcato
- Azioni statiche trasmesse dall'impalcato
- Azioni sismiche, longitudinale e trasversale, trasmesse dall'impalcato
- Spinta sismica del terreno
- Inerzia degli elementi strutturali in fase sismica
- Azione di frenamento per le verifiche locali del paraghiaia

- Sollecitazioni Mzz – Paramento verticale – Combinazioni rispettivamente da in alto a sinistra a in basso a destra: A1Stru Nmax – A1Stru Nmin – A2Geo Nmax – A2GeoNmin – Sisma Longitudinale – Sisma trasversale.

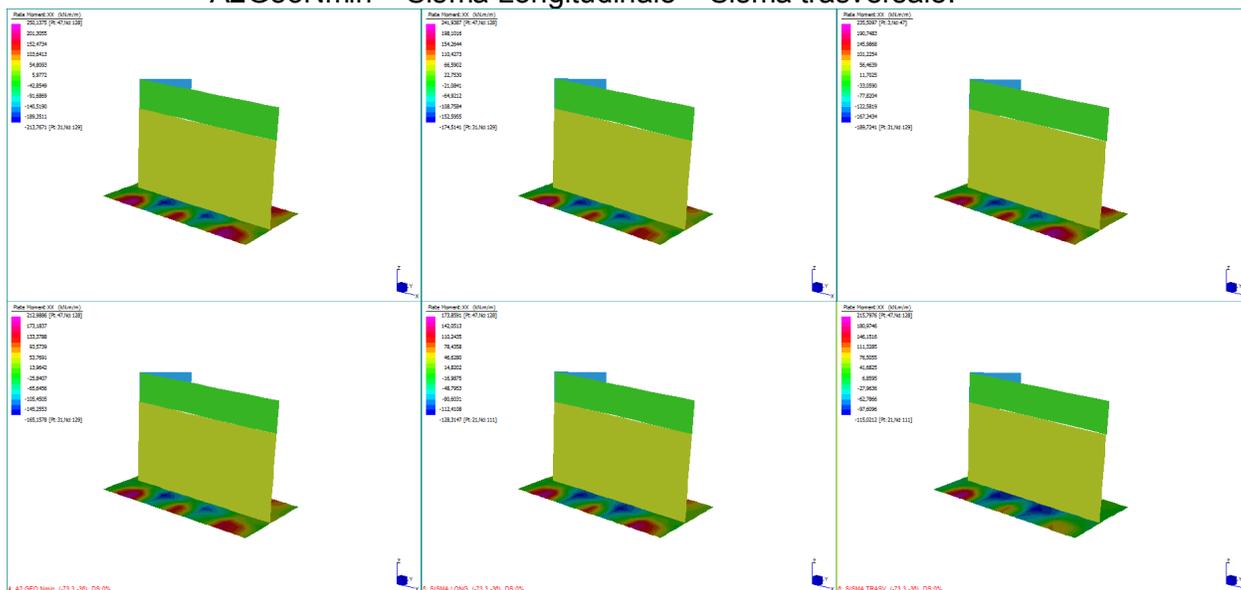
SOMMACAMPAGNA



- Sollecitazioni Myy – Fondazione – Combinazioni rispettivamente da in alto a sinistra a in basso a destra: A1Stru Nmax – A1Stru Nmin – A2Geo Nmax – A2GeoNmin – Sisma Longitudinale – Sisma trasversale.



- Sollecitazioni Mxx – Fondazione – Combinazioni rispettivamente da in alto a sinistra a in basso a destra: A1Stru Nmax – A1Stru Nmin – A2Geo Nmax – A2GeoNmin – Sisma Longitudinale – Sisma trasversale.



Le sollecitazioni nelle varie combinazioni sono riassunte nelle tabelle seguenti:

Zattera di fondazione	A1 Stru Nmax	A1Stru Nmin	A2Geo Nmax	A2Geo Nmin	Sisma Long.	Sisma Trasv.
M xx [kNm/m]	250,13	241,93	235,50	212,98	338,49	380,43
M yy [kNm/m]	626,53	512,46	553,96	477,95	733,76	756,31
Taglio [kN/m]	569,51	488,14	495,49	435,30	674,44	686,17
Paramento verticale	A1 Stru Nmax	A1Stru Nmin	A2Geo Nmax	A2Geo Nmin	Sisma Long.	Sisma Trasv.
N [kN/m]	874,32	523,90	803,14	462,65	820,11	678,47
M xx [kNm/m]	423,39	423,21	416,93	416,65	413,92	585,18
M zz [kNm/m]	1184,71	1136,37	963,70	967,01	1440,01	1317,75
Taglio [kN/m]	478,41	462,52	392,28	382,49	556,71	565,11
paraghiaia	A1 Stru Nmax	A1Stru Nmin	A2Geo Nmax	A2Geo Nmin	Sisma Long.	Sisma Trasv.
N [kN/m]	12,05	8,63	12,06	9,06	23,55	21,58
M xx [kNm/m]	57,70	57,11	59,19	58,97	76,01	92,27
M zz [kNm/m]	31,23	30,97	35,62	35,64	66,11	66,19
Taglio [kN/m]	105,34	99,73	98,97	97,94	159,87	156,82
Muro laterale	A1 Stru Nmax	A1Stru Nmin	A2Geo Nmax	A2Geo Nmin	Sisma Long.	Sisma Trasv.
M yy [kNm/m]	236,29	236,23	233,79	233,75	231,51	327,78
M zz [kNm/m]	50,87	51,44	50,92	51,51	50,66	72,91
Taglio [kN/m]	269,76	268,58	264,14	264,17	256,42	295,42

13.4 Verifiche degli elementi strutturali della spalla

13.4.1 Zattera di fondazione

La sezione reagente misura circa 100*150cm. La sezione è armata con 5Ø20/m inferiori, e 5Ø20/m superiori di base uniformi nelle due direzioni in pianta. A taglio si dispone un minimo di 1Ø24/m² a omega. Si riporta di seguito la tabella con le sollecitazioni sui materiali per le diverse combinazioni ed i coefficienti di sicurezza:

<i>Zattera di fondazione</i>	<i>A1 Stru Nmax</i>	<i>A1Stru Nmin</i>	<i>A2Geo Nmax</i>	<i>A2Geo Nmin</i>	<i>Sisma Long.</i>	<i>Sisma Trasv.</i>
<i>M_{xx} [kNm/m]</i>	250,13	241,93	235,50	212,98	338,49	380,43
<i>M_{yy} [kNm/m]</i>	626,53	512,46	553,96	477,95	733,76	756,31
<i>Taglio [kN/m]</i>	569,51	488,14	495,49	435,30	674,44	686,17
<i>c.s. (M_{xx})</i>	3,50	3,62	3,72	4,12	2,59	2,30
<i>c.s. (M_{yy})</i>	1,40	1,71	1,58	1,83	1,19	1,16
<i>c.s. (Taglio)</i>	2,06	2,40	2,36	2,69	1,74	1,71

13.4.2 Paramento verticale

La sezione reagente misura circa 100*170cm. La sezione è armata in senso verticale con 10Ø20/m lato terra di base più 5Ø20/m aggiuntivi, e 5Ø16/m lato impalcato di base; in senso orizzontale su entrambi i lati con 5Ø16/m. A taglio si dispongono un minimo di 9 ganci Ø10/m². Si riporta di seguito la tabella con le sollecitazioni sui materiali per le diverse combinazioni ed i coefficienti di sicurezza:

<i>Paramento verticale</i>	<i>A1 Stru Nmax</i>	<i>A1Stru Nmin</i>	<i>A2Geo Nmax</i>	<i>A2Geo Nmin</i>	<i>Sisma Long.</i>	<i>Sisma Trasv.</i>
<i>N [kN/m]</i>	874,32	523,90	803,14	462,65	820,11	678,47
<i>M_{xx} [kNm/m]</i>	423,39	423,21	416,93	416,65	413,92	585,18
<i>M_{zz} [kNm/m]</i>	1184,71	1136,37	963,70	967,01	1440,01	1317,75
<i>Taglio [kN/m]</i>	478,41	462,52	392,28	382,49	556,71	565,11
<i>c.s. (M_{xx})</i>	1,52	1,52	1,54	1,54	1,55	1,10
<i>c.s. (M_{zz})</i>	2,73	2,63	3,31	3,05	2,22	2,35
<i>c.s. (Taglio)</i>	2,40	2,48	2,92	3,00	2,06	2,03

13.4.3 Muro paraghiaia

La sezione reagente misura circa 100*40cm. La sezione è armata in senso verticale con 5Ø20/m su entrambi i lati; in senso orizzontale su entrambi i lati con 5Ø16/m. A taglio si dispongono un minimo di 9 ganci Ø8/m². Si riporta di seguito la tabella con le sollecitazioni sui materiali per le diverse combinazioni ed i coefficienti di sicurezza:

<i>paraghiaia</i>	<i>A1 Stru Nmax</i>	<i>A1Stru Nmin</i>	<i>A2Geo Nmax</i>	<i>A2Geo Nmin</i>	<i>Sisma Long.</i>	<i>Sisma Trasv.</i>
<i>N [kN/m]</i>	12,05	8,63	12,06	9,06	23,55	21,58
<i>M xx [kNm/m]</i>	57,70	57,11	59,19	58,97	76,01	92,27
<i>M zz [kNm/m]</i>	31,23	30,97	35,62	35,64	66,11	66,19
<i>Taglio [kN/m]</i>	105,34	99,73	98,97	97,94	159,87	156,82
<i>c.s. (Mxx)</i>	2,32	2,34	2,26	2,27	1,76	1,45
<i>c.s. (Mzz)</i>	6,50	6,54	5,70	5,69	3,10	3,09
<i>c.s. (Taglio)</i>	1,55	1,64	1,65	1,66	1,02	1,04

13.4.4 Muri laterali

La sezione reagente misura circa 100*70cm. La sezione è armata in senso verticale con 5Ø16/m su entrambi i lati; in senso orizzontale su entrambi i lati con 10Ø16/m. A taglio si dispongono un minimo di 9 ganci Ø8/m². -

<i>Muro laterale</i>	<i>A1 Stru Nmax</i>	<i>A1Stru Nmin</i>	<i>A2Geo Nmax</i>	<i>A2Geo Nmin</i>	<i>Sisma Long.</i>	<i>Sisma Trasv.</i>
<i>M yy [kNm/m]</i>	236,29	236,23	233,79	233,75	231,51	327,78
<i>M zz [kNm/m]</i>	50,87	51,44	50,92	51,51	50,66	72,91
<i>Taglio [kN/m]</i>	269,76	268,58	264,14	264,17	256,42	295,42
<i>c.s. (Mxx)</i>	2,07	2,07	2,09	2,09	2,11	1,49
<i>c.s. (Mzz)</i>	4,95	4,90	4,95	4,89	4,97	3,45
<i>c.s. (Taglio)</i>	1,11	1,11	1,13	1,13	1,16	1,01

Come si può notare tutti i coefficienti di sicurezza sono maggiori dell'unità, le verifiche risultano soddisfatte.

13.5 Sollecitazioni sui pali della spalla

Dal codice di calcolo Straus, si determinano le seguenti reazioni sui pali nelle diverse combinazioni di carico:

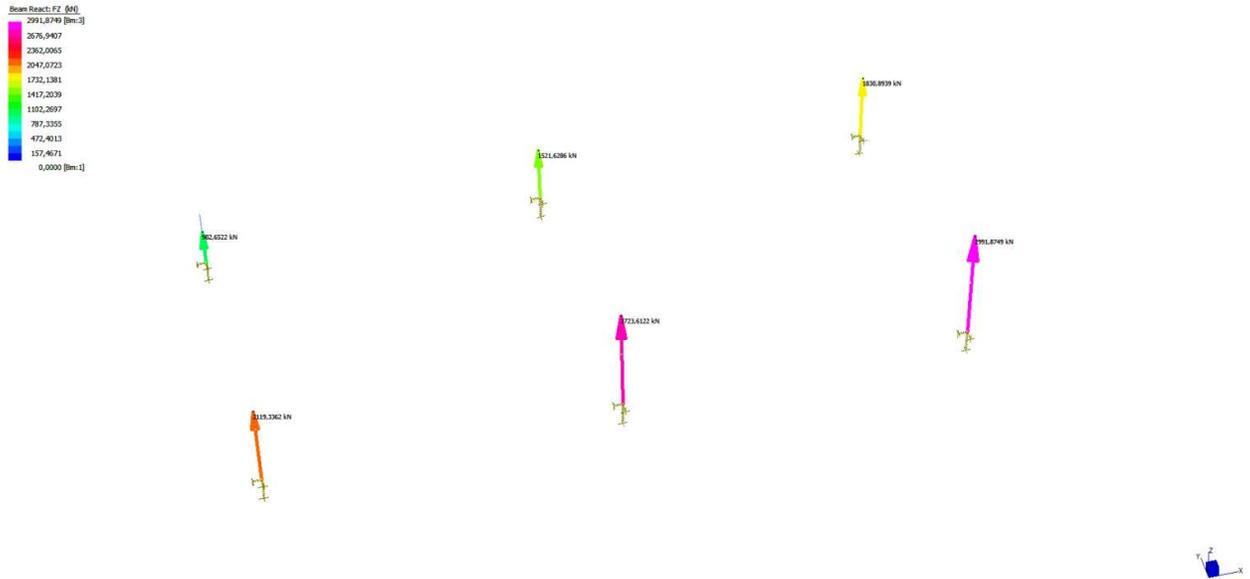
	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
Node 28: 1: A1 STRU Nmax	226,83	677,02	3341,02
Node 28: 2: A1 STRU Nmin	257,71	654,34	2822,87
Node 28: 3: A2 GEO Nmax	151,80	567,75	2956,40
Node 28: 4: A2 GEO Nmin	192,75	567,52	2576,07
Node 28: 8: sisma L	172,56	708,55	4058,54
Node 28: 9: sisma T	348,31	750,99	3970,12
Node 30: 1: A1 STRU Nmax	226,93	736,49	3425,53
Node 30: 2: A1 STRU Nmin	257,76	728,55	2671,87
Node 30: 3: A2 GEO Nmax	151,92	568,62	3066,31
Node 30: 4: A2 GEO Nmin	192,80	572,12	2393,11
Node 30: 8: sisma L	172,63	766,30	3951,94
Node 30: 9: sisma T	348,34	755,32	3533,81
Node 32: 1: A1 STRU Nmax	226,73	617,66	3273,67
Node 32: 2: A1 STRU Nmin	257,56	580,32	2990,09
Node 32: 3: A2 GEO Nmax	151,71	566,80	2864,93
Node 32: 4: A2 GEO Nmin	192,64	562,88	2772,08
Node 32: 8: sisma L	172,42	650,81	4183,76
Node 32: 9: sisma T	348,06	746,61	4427,79
Node 34: 1: A1 STRU Nmax	159,08	675,47	1663,81
Node 34: 2: A1 STRU Nmin	173,11	653,27	1415,72
Node 34: 3: A2 GEO Nmax	150,91	566,32	1525,59
Node 34: 4: A2 GEO Nmin	187,59	566,53	1257,32
Node 34: 8: sisma L	106,61	706,83	1652,11
Node 34: 9: sisma T	343,31	749,25	1737,70
Node 36: 1: A1 STRU Nmax	159,15	616,08	1569,84
Node 36: 2: A1 STRU Nmin	173,15	579,01	1549,31
Node 36: 3: A2 GEO Nmax	150,94	565,40	1393,19
Node 36: 4: A2 GEO Nmin	187,58	561,67	1396,10
Node 36: 8: sisma L	106,59	648,91	1755,69
Node 36: 9: sisma T	343,18	744,47	2142,81
Node 38: 1: A1 STRU Nmax	159,17	735,01	1746,51
Node 38: 2: A1 STRU Nmin	173,12	727,73	1267,37
Node 38: 3: A2 GEO Nmax	151,02	567,21	1655,08
Node 38: 4: A2 GEO Nmin	187,60	571,37	1108,24
Node 38: 8: sisma L	106,74	764,84	1546,75
Node 38: 9: sisma T	343,29	754,06	1331,21

Le sollecitazioni massime sono riassunte nella seguente tabella:

Pali	FX	FY	FXY	FZ_{max}	FZ_{min}
-------------	-----------	-----------	------------	-------------------------	-------------------------

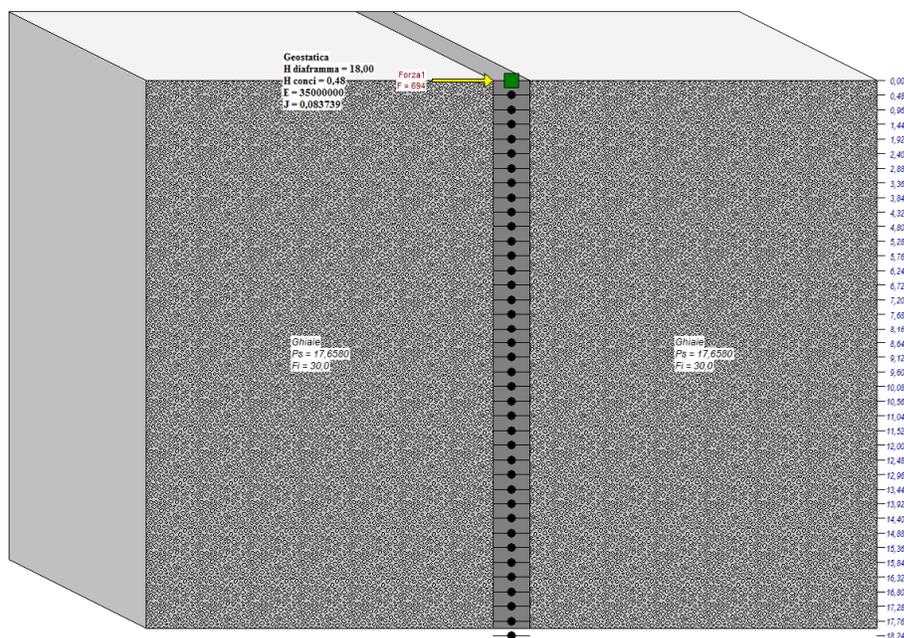
Sollecitazioni Massime	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
A1Stru Nmax	226.93	736.49	770.65	3425.52	1146.71
A1Stru Nmin	257.75	728.55	772.80	2990.08	982.65
A2Geo Nmax	151.91	568.62	588.56	3066.30	1393.19
A2Geo Nmin	192.79	572.11	603.72	2772.08	1108.24
Sisma L	172.63	766.30	785.50	4183.76	1546.75
Sisma T	348.34	755.31	831.76	4427.79	1331.21

Nell'immagine seguente sono rappresentate le massime reazioni verticali sui pali nella combinazione A2Geo:

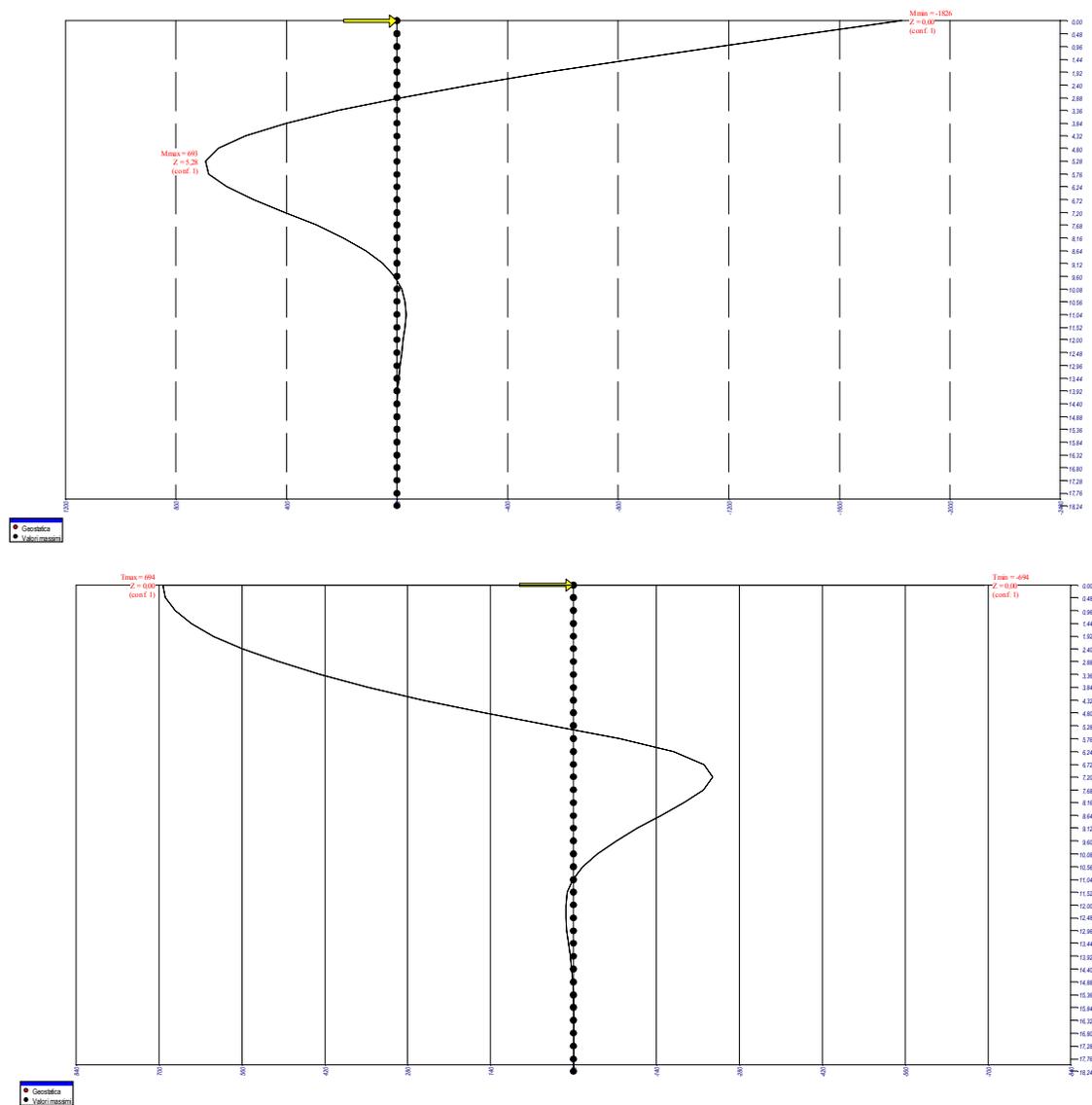


13.5.1 Verifica del palo

Il singolo palo è stato verificato per la combinazione più gravosa, ovvero quella che genera il massimo taglio sul palo. Il massimo taglio agente risulta pari a 831.76 kN (combinazione Sisma T). Il minimo sforzo normale corrispondente risulta pari a 1331.21 kN. È stata considerata una profondità massima del palo pari a 18 metri; il diametro del palo è pari a 120 cm. La forza di taglio sollecitante è stata riportata alla striscia di 1.20 m, così come richiesto dal programma di calcolo. Il taglio diventa quindi pari a: $831.76/1.20=694$ kN. Il modello di calcolo utilizzato è rappresentato di seguito:



Sotto l'azione del taglio alla testa del palo si ottengono i seguenti diagrammi di momento e taglio:



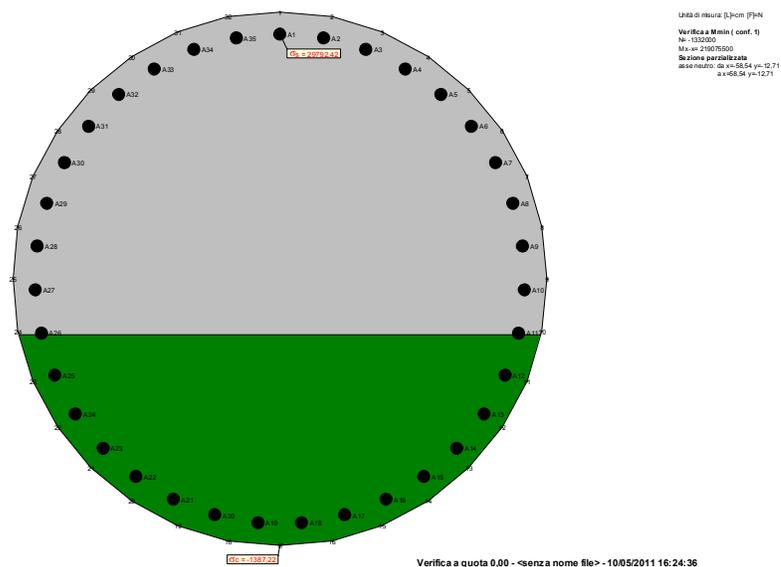
Il momento massimo che si ottiene risulta pari a 1826 kNm esteso ad una striscia di 1.20 metri. Il momento sollecitante sul singolo palo risulta quindi: $1826 \times 1.2 = 2191.2$ kNm. Le sollecitazioni considerate per la verifica risultano:

$$M_{max} = 2191.2 \text{ kNm}$$

$$N_{min} = 1332 \text{ kN}$$

$$T_{max} = 831.76 \text{ kN}$$

Lo stato di sollecitazione che caratterizza la sezione esaminata è rappresentato di seguito:



Considerando un'armatura radiale pari a $35\phi 26$ e un copriferro di 5cm, si ottengono i seguenti parametri resistenti e coefficiente di sicurezza a pressoflessione:

$$M_{Rd} = 3756.3kNm$$

$$N_{Rd} = 2282.5kNm$$

$$c.s. = 1.72$$

La sezione risulta verificata.

Il taglio resistente senza armatura a taglio risulta:

$$V_{Rd} = 359.47kN < V_{Sd} = 831.76kN$$

Disponendo staffe $\phi 14$ a 2 bracci a passo 100mm si ottiene:

$$V_{RCd} = 2021.1kN$$

$$V_{RSd} = 1244kN$$

Quindi: $V_{RSd} = 1244kN > V_{Sd} = 831.76kN$

La verifica risulta soddisfatta.

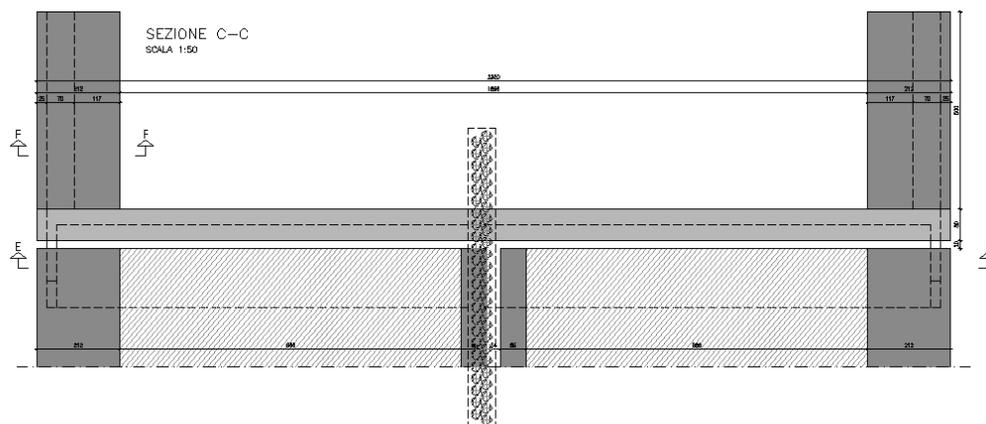
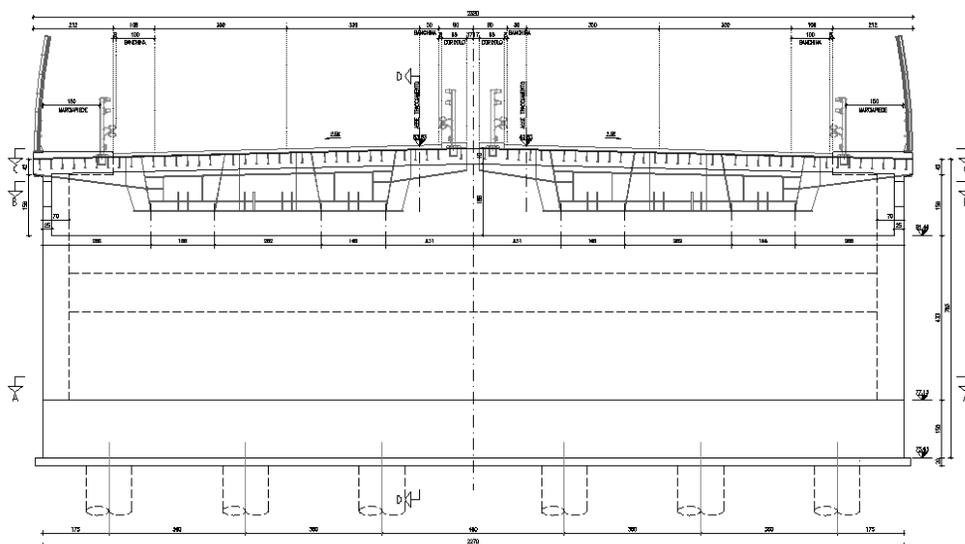
13.6 Spalla lato S.Lucia

La spalla sul lato S.Lucia è del tipo a parete piena e sorregge entrambi gli impalcati. In mezzeria questa risulta interrotta da una fila di berlinesi che permettono il sostegno dell'opera durante le fasi di demolizione e realizzazione di uno degli impalcati. La fondazione è su 6 pali trivellati del diametro di 1.20 metri.

La spalla è costituita dai seguenti elementi:

- Zattera di fondazione sp.150 cm.
- Paramento verticale sp.170 cm.
- Muro paraghiaia sp.40 cm.
- Muri laterali sp.70 cm.

La geometria della spalla e i suoi elementi costituenti sono rappresentati nelle immagini che seguono:



13.7 Carichi

13.7.1 Peso proprio del muro in c.a.

Il carico totale verticale trasmesso alla fondazione è stato valutato a livello di modellazione discretizzando gli elementi in c.a. con il loro reale spessore soggetti all'azione della gravità.

13.7.2 Spinta del terreno

Si considera la spinta del terreno per l'altezza totale in quanto non si prevede scavo per rinforzare il muro paragonato.

13.7.3 Spinta sismica del paramento della spalla

Per la condizione sismica si considera la spinta del terreno sulla spalla utilizzando l'analisi pseudo statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le verifiche si eseguono allo stato limite ultimo utilizzando il coefficiente sismico orizzontale k_h e quello verticale k_v secondo l'espressione:

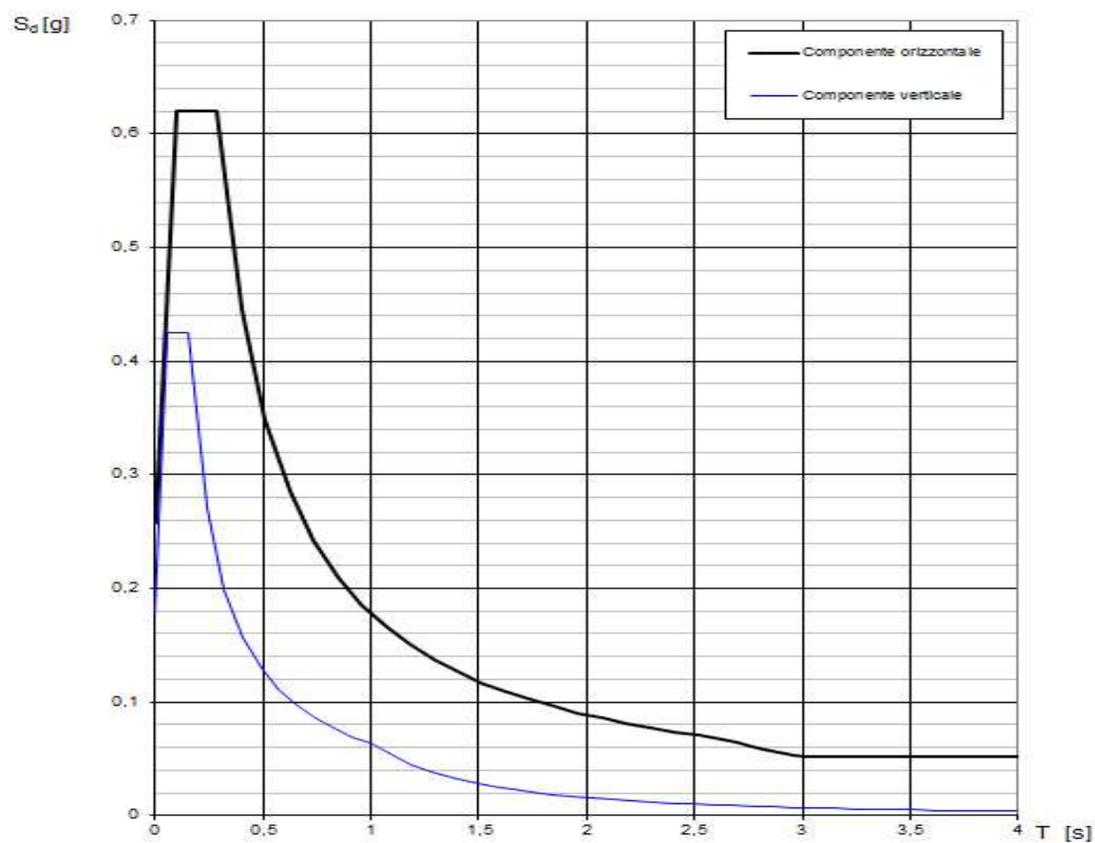
$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 k_h$$

Dove g è l'accelerazione di gravità.

Si assume:

$$\beta_m = 1$$

Lo spettro di risposta per l'analisi sismica della spalla, con $q=1$, è rappresentato di seguito:



Assumendo per l'azione sismica il massimo valore nel plateau dello spettro si ottiene:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.261g$$

Tale accelerazione viene assegnata al cuneo di spinta agente sulla spalla applicata ad H/3 dalla quota superiore del terreno.

13.7.4 Carichi trasmessi dall'impalcato

L'impalcato trasmette alla spalla a livello degli appoggi le seguenti reazioni elementari (forze in kN, momenti in kNm):

<i>sollecitazioni</i>	F0	F1	F2	F2	F2	F2	F2	F2		
	g1	g2	ε3	Q1	q1	q3	q5	q7	q6	q6
	Getto	Perm	DT=-10°C	Acc Q	Acc q	Frenam.	Vento	Res. vinc.	SismaL	SismaT
ML =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
MT =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
VL =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	33,34	350,00	105,00
VT =	0,00	5,60	1,00	0,00	0,00	1507,13	156,61	0,00	70,28	234,26
N =	701,03	410,46	216,50	937,55	598,15	0,00	0,00	0,00		

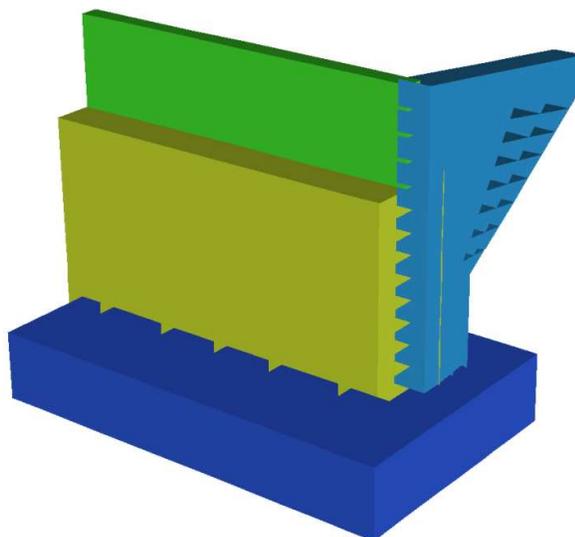
Che combinate secondo NTC2008 e suddivise per i 4 appoggi forniscono:

	Appoggio 1			Appoggio 2			Appoggio 3			Appoggio 4			
	<i>F longitudinale</i>	<i>F trasversale</i>	<i>F verticale</i>	<i>F longitudinale</i>	<i>F trasversale</i>	<i>F verticale</i>	<i>F longitudinale</i>	<i>F trasversale</i>	<i>F verticale</i>	<i>F longitudinale</i>	<i>F trasversale</i>	<i>F verticale</i>	
A1 Stru - Nmax	128,35	632,00	1025,50	59,20	632,00	889,70	58,96	632,00	927,40	128,11	632,00	899,10	kN
A1 Stru - Nmin	128,35	632,00	728,90	59,20	632,00	588,30	58,96	632,00	520,90	128,11	632,00	498,60	kN
A2 Geo - Nmax	111,24	548,00	844,00	51,31	548,00	730,10	51,10	548,00	765,80	111,03	548,00	741,20	kN
A2 Geo - Nmin	111,24	548,00	591,00	51,31	548,00	473,90	51,10	548,00	419,50	111,03	548,00	408,90	kN
Sisma Long	0,00	0,00	0,00	175,00	38,50	829,00	175,00	38,50	829,00	0,00	0,00	0,00	kN
Sisma Trasv	0,00	0,00	0,00	52,50	120,50	829,00	52,50	120,50	829,00	0,00	0,00	0,00	kN

Per le resistenze passive dei vincoli si stima che siano pari al 3% del carico verticale.

13.8 Modello FEM

Il modello è stato realizzato impiegando elementi plate a 4 nodi, aventi spessore pari a quello reale delle strutture, elencati in precedenza; data la simmetria dell'opera, è stata modellata agli elementi finiti solamente metà spalla:



I pali di fondazione sono stati considerati come beam fittizi con il nodo di estremità vincolato mediante molle traslazionali a simulare la presenza del terreno. La rigidezza della molle risulta:

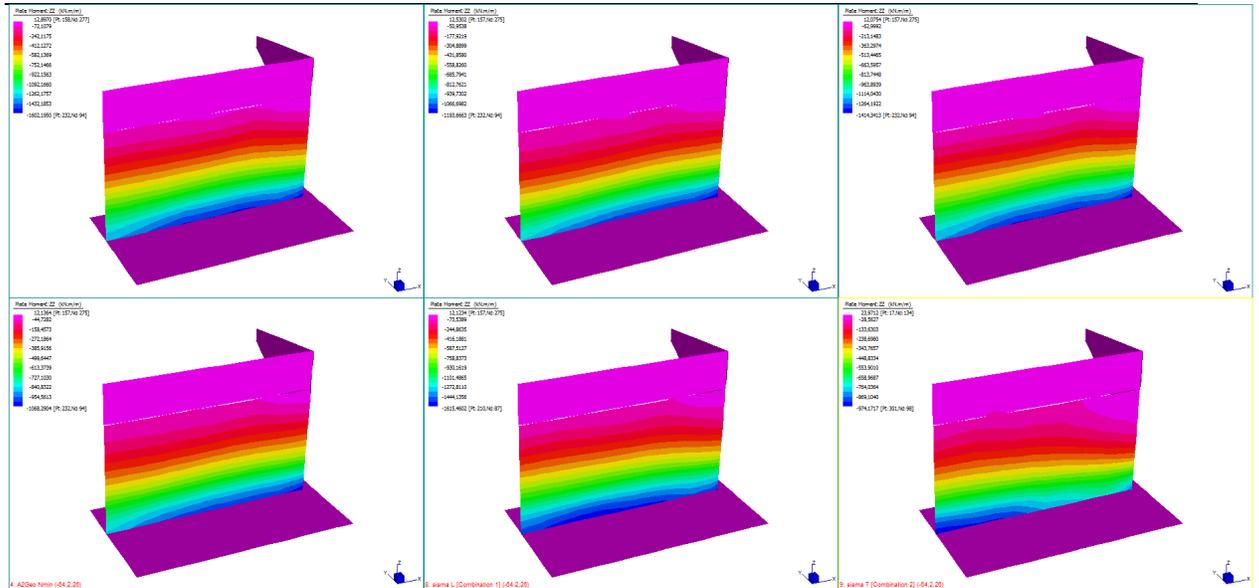
$$k_{\text{orizzontale}} = 5 \times 10^5 \text{ kN/m}$$

$$k_{\text{verticale}} = 1.4 \times 10^6 \text{ kN/m}$$

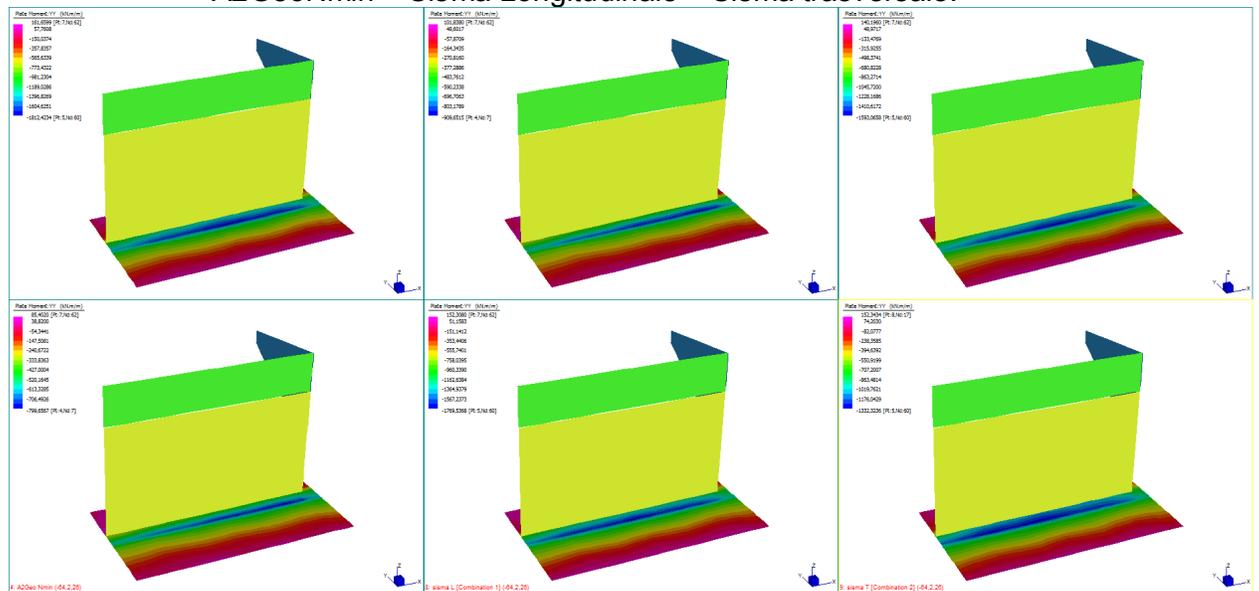
Le azioni agenti sulla spalla definitiva sono:

- Peso proprio della spalla
 - Spinta statica del terreno
 - Resistenze passive trasmesse dall'impalcato
 - Azioni statiche trasmesse dall'impalcato
 - Azioni sismiche, longitudinale e trasversale, trasmesse dall'impalcato
 - Spinta sismica del terreno
 - Inerzia degli elementi strutturali in fase sismica
 - Azione di frenamento per le verifiche locali del paraghiaia
-
- Sollecitazioni Mzz – Paramento verticale – Combinazioni rispettivamente da in alto a sinistra a in basso a destra: A1Stru Nmax – A1Stru Nmin – A2Geo Nmax – A2GeoNmin – Sisma Longitudinale – Sisma trasversale.

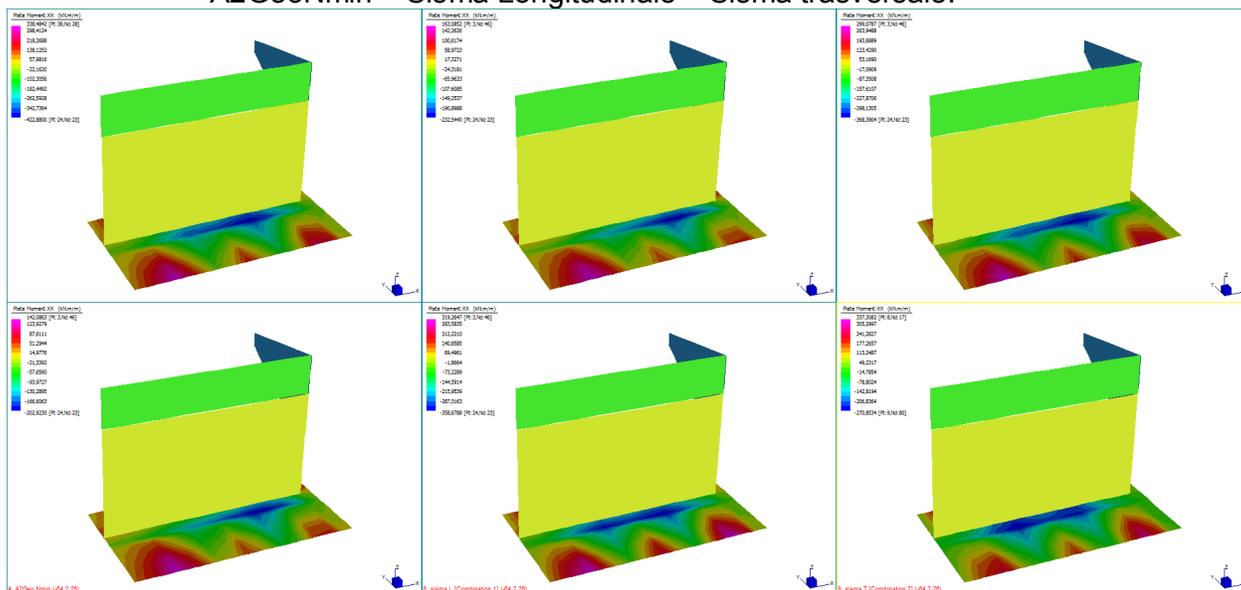
SOMMACAMPAGNA



- Sollecitazioni Myy – Fondazione – Combinazioni rispettivamente da in alto a sinistra a in basso a destra: A1Stru Nmax – A1Stru Nmin – A2Geo Nmax – A2GeoNmin – Sisma Longitudinale – Sisma trasversale.



- Sollecitazioni Mxx – Fondazione – Combinazioni rispettivamente da in alto a sinistra a in basso a destra: A1Stru Nmax – A1Stru Nmin – A2Geo Nmax – A2GeoNmin – Sisma Longitudinale – Sisma trasversale.



Le sollecitazioni nelle varie combinazioni sono riassunte nelle tabelle seguenti:

Zattera di fondazione	A1 Stru Nmax	A1Stru Nmin	A2Geo Nmax	A2Geo Nmin	Sisma Long.	Sisma Trasv.
<i>M xx [kNm/m]</i>	422,88	232,54	368,39	202,92	358,67	337,30
<i>M yy [kNm/m]</i>	1812,42	909,65	1593,06	799,65	1769,53	1332,32
<i>Taglio [kN/m]</i>	595,87	245,31	518,13	216,71	585,53	719,97

Paramento verticale	A1 Stru Nmax	A1Stru Nmin	A2Geo Nmax	A2Geo Nmin	Sisma Long.	Sisma Trasv.
<i>N [kN/m]</i>	1633,19	1001,47	1422,44	894,32	1361,87	784,93
<i>M xx [kNm/m]</i>	429,06	426,97	423,75	413,38	408,88	605,40
<i>M zz [kNm/m]</i>	1602,19	1193,66	1414,34	1068,29	1615,46	974,17
<i>Taglio [kN/m]</i>	971,33	684,63	853,61	597,05	944,14	730,58

paraghiaia	A1 Stru Nmax	A1Stru Nmin	A2Geo Nmax	A2Geo Nmin	Sisma Long.	Sisma Trasv.
<i>N [kN/m]</i>	103,00	60,88	89,18	51,77	10,33	1,47
<i>M xx [kNm/m]</i>	60,27	57,54	62,44	57,05	81,31	81,89
<i>M zz [kNm/m]</i>	30,60	33,27	33,47	33,65	62,42	31,88
<i>Taglio [kN/m]</i>	129,22	58,97	122,55	56,33	162,06	152,97

Muro laterale	A1 Stru Nmax	A1Stru Nmin	A2Geo Nmax	A2Geo Nmin	Sisma Long.	Sisma Trasv.
<i>M yy [kNm/m]</i>	238,21	242,58	236,21	234,01	229,92	335,02
<i>M zz [kNm/m]</i>	54,13	57,20	54,03	55,11	49,46	74,14
<i>Taglio [kN/m]</i>	275,93	279,94	270,23	268,51	252,99	296,02

13.9 Verifiche degli elementi della spalla

13.9.1 Zattera di fondazione

La sezione reagente misura circa 100*150cm. La sezione è armata con 5Ø20/m inferiori, e 5Ø20/m superiori di base uniformi nelle due direzioni principali della

sollecitazione; In prossimità dei pali sono disposti 5Ø24/m aggiuntivi. A taglio si dispone un minimo di 1Ø24/m² a omega. Si riporta di seguito la tabella con le sollecitazioni sui materiali per le diverse combinazioni ed i coefficienti di sicurezza:

<i>Zattera di fondazione</i>	<i>A1 Stru Nmax</i>	<i>A1Stru Nmin</i>	<i>A2Geo Nmax</i>	<i>A2Geo Nmin</i>	<i>Sisma Long.</i>	<i>Sisma Trasv.</i>
<i>M xx [kNm/m]</i>	422,88	232,54	368,39	202,92	358,67	337,30
<i>M yy [kNm/m]</i>	1812,42	909,65	1593,06	799,65	1769,53	1332,32
<i>Taglio [kN/m]</i>	595,87	245,31	518,13	216,71	585,53	719,97
<i>c.s. (Mxx)</i>	<i>2,07</i>	<i>3,77</i>	<i>2,38</i>	<i>4,32</i>	<i>2,44</i>	<i>2,60</i>
<i>c.s. (Myy)</i>	<i>1,01</i>	<i>2,02</i>	<i>1,15</i>	<i>2,30</i>	<i>1,04</i>	<i>1,38</i>
<i>c.s. (Taglio)</i>	<i>1,97</i>	<i>4,77</i>	<i>2,26</i>	<i>5,40</i>	<i>2,00</i>	<i>1,63</i>

13.9.2 Paramento verticale

La sezione reagente misura circa 100*170cm. La sezione è armata in senso verticale con 10Ø20/m lato terra di base più 5Ø20/m aggiuntivi, e 5Ø16/m lato impalcato di base; in senso orizzontale su entrambi i lati con 5Ø16/m. A taglio si dispongono un minimo di 9 ganci Ø10/m². Si riporta di seguito la tabella con le sollecitazioni sui materiali per le diverse combinazioni ed i coefficienti di sicurezza:

<i>Paramento verticale</i>	<i>A1 Stru Nmax</i>	<i>A1Stru Nmin</i>	<i>A2Geo Nmax</i>	<i>A2Geo Nmin</i>	<i>Sisma Long.</i>	<i>Sisma Trasv.</i>
<i>N [kN/m]</i>	1633,19	1001,47	1422,44	894,32	1361,87	784,93
<i>M xx [kNm/m]</i>	429,06	426,97	423,75	413,38	408,88	605,40
<i>M zz [kNm/m]</i>	1602,19	1193,66	1414,34	1068,29	1615,46	974,17
<i>Taglio [kN/m]</i>	971,33	684,63	853,61	597,05	944,14	730,58
<i>c.s. (Mxx)</i>	<i>1,50</i>	<i>1,51</i>	<i>1,52</i>	<i>1,56</i>	<i>1,57</i>	<i>1,06</i>
<i>c.s. (Mzz)</i>	<i>2,56</i>	<i>3,08</i>	<i>2,80</i>	<i>3,38</i>	<i>2,43</i>	<i>3,62</i>
<i>c.s. (Taglio)</i>	<i>1,18</i>	<i>1,67</i>	<i>1,34</i>	<i>1,92</i>	<i>1,21</i>	<i>1,57</i>

13.9.3 Muro paraghiaia

La sezione reagente misura circa 100*40cm. La sezione è armata in senso verticale con 5Ø20/m su entrambi i lati; in senso orizzontale su entrambi i lati con 5Ø16/m. A taglio si dispongono un minimo di 9 ganci Ø8/m². Si riporta di seguito la tabella con le sollecitazioni sui materiali per le diverse combinazioni ed i coefficienti di sicurezza:

<i>paraghiaia</i>	<i>A1 Stru Nmax</i>	<i>A1Stru Nmin</i>	<i>A2Geo Nmax</i>	<i>A2Geo Nmin</i>	<i>Sisma Long.</i>	<i>Sisma Trasn.</i>
<i>N [kN/m]</i>	103,00	60,88	89,18	51,77	10,33	1,47
<i>M xx [kNm/m]</i>	60,27	57,54	62,44	57,05	81,31	81,89
<i>M zz [kNm/m]</i>	30,60	33,27	33,47	33,65	62,42	31,88
<i>Taglio [kN/m]</i>	129,22	58,97	122,55	56,33	162,06	152,97
<i>c.s. (Mxx)</i>	2,22	2,33	2,14	2,35	1,65	1,64
<i>c.s. (Mzz)</i>	7,09	6,33	6,42	6,22	3,25	6,32
<i>c.s. (Taglio)</i>	1,26	2,77	1,33	2,89	1,01	1,07

13.9.4 Muri laterali

La sezione reagente misura circa 100*70cm. La sezione è armata in senso verticale con 5Ø16/m su entrambi i lati; in senso orizzontale su entrambi i lati con 10Ø16/m. A taglio si dispongono un minimo di 9 ganci Ø8/m². Si riporta di seguito la tabella con le sollecitazioni sui materiali per le diverse combinazioni ed i coefficienti di sicurezza:

<i>Muro laterale</i>	<i>A1 Stru Nmax</i>	<i>A1Stru Nmin</i>	<i>A2Geo Nmax</i>	<i>A2Geo Nmin</i>	<i>Sisma Long.</i>	<i>Sisma Trasn.</i>
<i>M yy [kNm/m]</i>	238,21	242,58	236,21	234,01	229,92	335,02
<i>M zz [kNm/m]</i>	54,13	57,20	54,03	55,11	49,46	74,14
<i>Taglio [kN/m]</i>	275,93	279,94	270,23	268,51	252,99	296,02
<i>c.s. (Mxx)</i>	2,05	2,02	2,07	2,09	2,13	1,46
<i>c.s. (Mzz)</i>	4,65	4,40	4,66	4,57	5,09	3,40
<i>c.s. (Taglio)</i>	1,08	1,07	1,10	1,11	1,18	1,01

Come si può notare tutti i coefficienti di sicurezza sono maggiori dell'unità, le verifiche risultano soddisfatte.

13.10 Sollecitazioni sui pali della spalla

Dal codice di calcolo Straus, si determinano le seguenti reazioni sui pali nelle diverse combinazioni di carico:

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
Node 55: 1: A1Stru Nmax	242,10	816,57	3399,71
Node 55: 2: A1Stru Nmin	294,46	659,20	1585,69
Node 55: 3: A2Geo Namx	205,46	705,81	3029,87
Node 55: 4: A2Geo Nmin	251,46	571,67	1393,64
Node 55: 8: sisma L	-121,84	786,31	3750,24
Node 55: 9: sisma T	-287,69	560,50	2987,53
Node 56: 1: A1Stru Nmax	243,21	812,79	2672,84
Node 56: 2: A1Stru Nmin	295,91	657,64	630,43
Node 56: 3: A2Geo Namx	206,19	702,49	2335,48
Node 56: 4: A2Geo Nmin	252,58	570,31	457,22
Node 56: 8: sisma L	-123,26	782,67	2518,59
Node 56: 9: sisma T	-291,37	557,54	3327,79
Node 63: 1: A1Stru Nmax	242,12	818,06	3472,23
Node 63: 2: A1Stru Nmin	294,59	660,82	1650,81
Node 63: 3: A2Geo Namx	205,46	706,89	3088,41
Node 63: 4: A2Geo Nmin	251,57	572,96	1448,96
Node 63: 8: sisma L	-122,10	785,45	3723,37
Node 63: 9: sisma T	-288,10	557,55	2946,64
Node 64: 1: A1Stru Nmax	243,50	814,27	2816,03
Node 64: 2: A1Stru Nmin	296,24	659,35	755,61
Node 64: 3: A2Geo Namx	206,43	703,55	2453,95
Node 64: 4: A2Geo Nmin	252,87	571,68	564,58
Node 64: 8: sisma L	-123,28	781,77	2527,24
Node 64: 9: sisma T	-291,47	554,49	3296,36
Node 71: 1: A1Stru Nmax	241,85	819,29	3574,74
Node 71: 2: A1Stru Nmin	294,43	662,37	1719,60
Node 71: 3: A2Geo Namx	205,20	707,74	3176,53
Node 71: 4: A2Geo Nmin	251,43	574,19	1507,98
Node 71: 8: sisma L	-122,37	784,28	3758,64
Node 71: 9: sisma T	-288,35	554,49	2974,15
Node 72: 1: A1Stru Nmax	243,41	815,63	2922,10
Node 72: 2: A1Stru Nmin	296,18	660,97	846,02
Node 72: 3: A2Geo Namx	206,34	704,52	2541,72
Node 72: 4: A2Geo Nmin	252,82	572,97	641,00
Node 72: 8: sisma L	-123,40	780,74	2528,64
Node 72: 9: sisma T	-291,54	551,50	3268,90

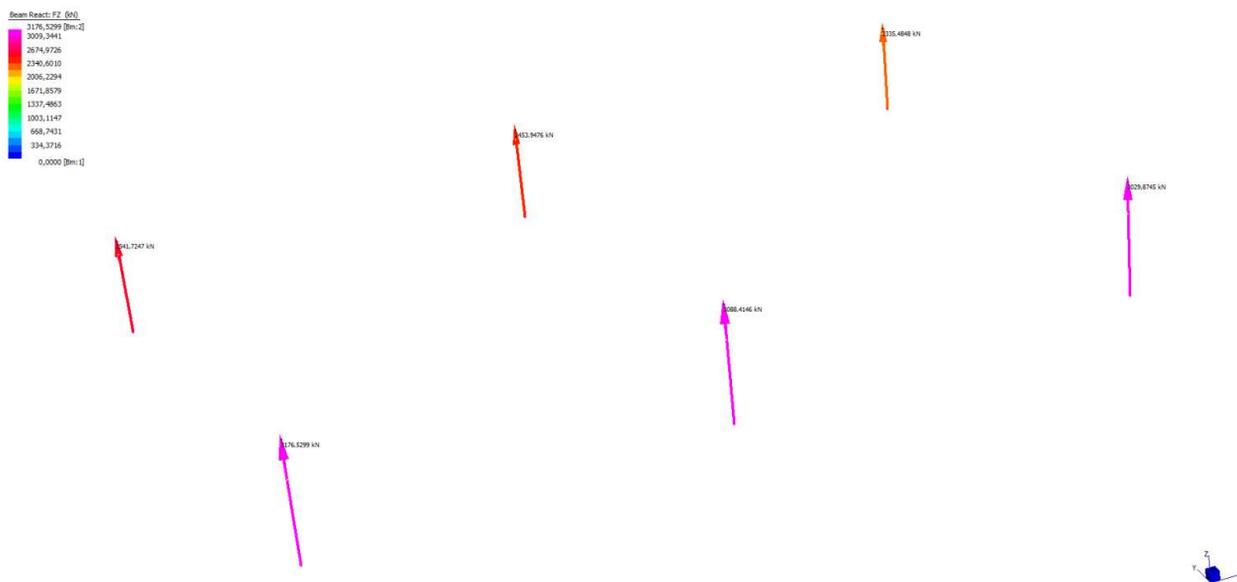
Le sollecitazioni massime sono riassunte nella seguente tabella:

Pali	FX	FY	FXY	FZ_{max}	FZ_{min}
Sollecitazioni Massime	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
A1Stru Nmax	243.50	819.28	854.7	3574.73	2672.84

SOMMACAMPAGNA

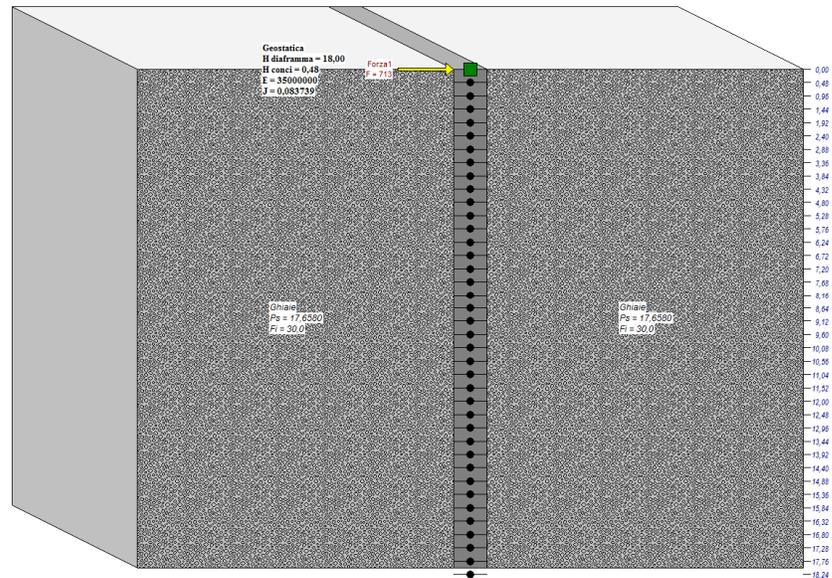
A1Stru Nmin	296.23	662.37	725.59	1719.60	630.43
A2Geo Nmax	206.42	707.74	736.90	3176.53	2335.48
A2Geo Nmin	252.87	574.18	627.39	1507.97	457.21
Sisma L	123.40	786.30	795.92	3758.64	2518.58
Sisma T	291.53	560.50	631.87	3327.79	2974.14

Nell'immagine seguente sono rappresentate le massime reazioni verticali sui pali nella combinazione A2Geo:

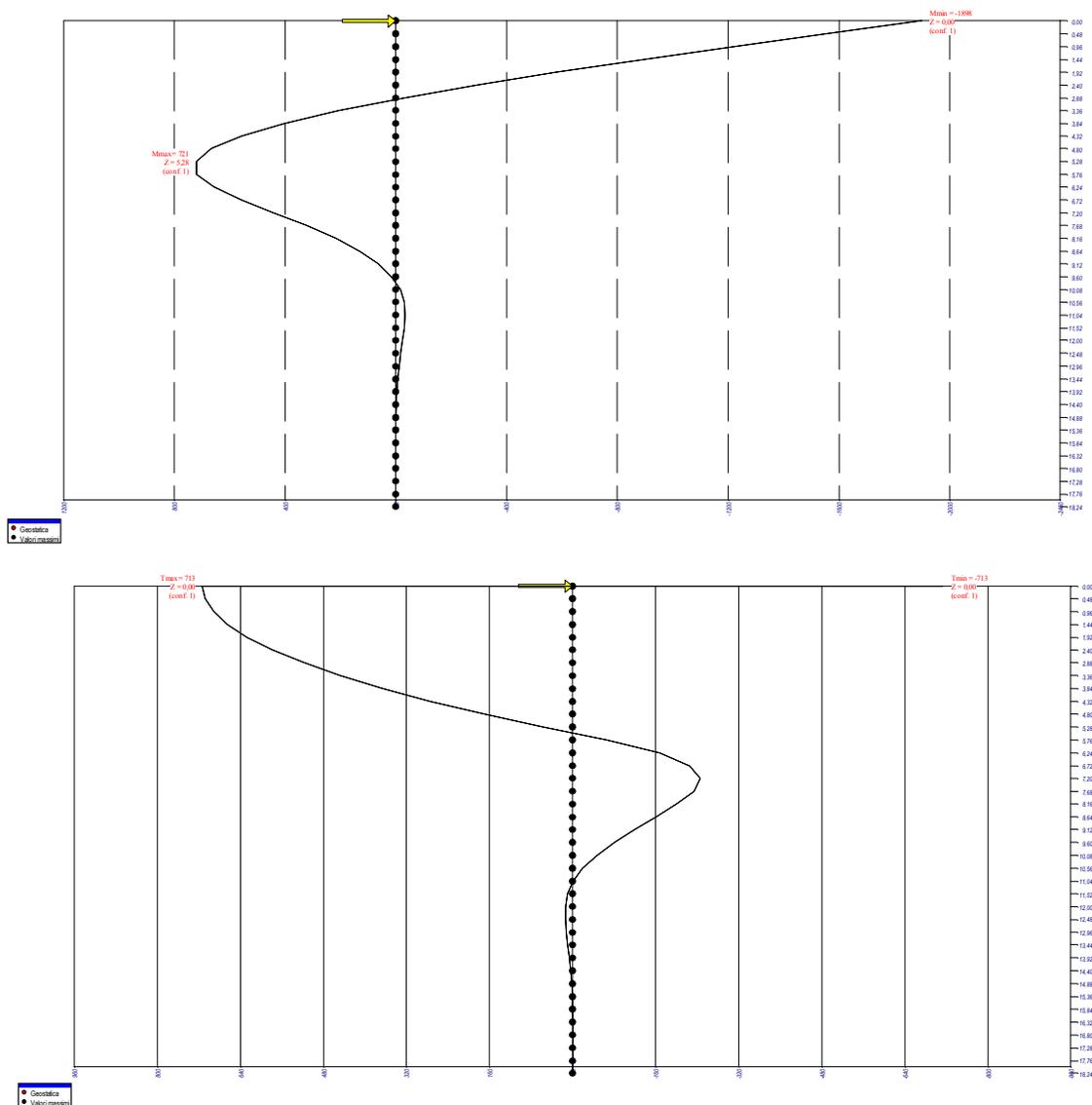


13.10.1 Verifica del palo

Il singolo palo è stato verificato per la combinazione più gravosa, ovvero quella che genera il massimo taglio sul palo. Il massimo taglio agente risulta pari a 854.7 kN (combinazione A1Stru). Il minimo sforzo normale corrispondente risulta pari a 2672.84 kN. È stata considerata una profondità massima del palo pari a 18 metri; il diametro del palo è pari a 120 cm. La forza di taglio sollecitante è stata riportata alla striscia di 1.20 m. così come richiesto dal programma di calcolo. Il taglio diventa quindi pari a: $854.7/1.20=712.25$ kN. Il modello di calcolo utilizzato è rappresentato di seguito:



Sotto l'azione del taglio alla testa del palo si ottengono i seguenti diagrammi di momento e taglio:



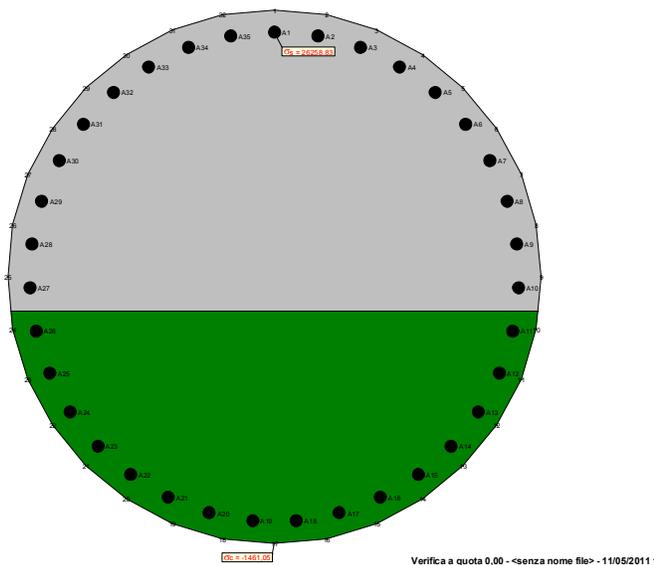
Il momento massimo che si ottiene risulta pari a 1898 kNm esteso ad una striscia di 1.20 metri. Il momento sollecitante sul singolo palo risulta quindi: $1898 \times 1.2 = 2277.6$ kNm. Le sollecitazioni considerate per la verifica risultano:

$$M_{\max} = 2277.6 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = 2672.84 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 854.70 \text{ kN}$$

Lo stato di sollecitazione che caratterizza la sezione esaminata è rappresentato di seguito:



Considerando un'armatura radiale pari a $35\phi 26$ e un copriferro di 5cm, si ottengono i seguenti parametri resistenti e coefficiente di sicurezza a pressoflessione:

$$M_{Rd} = 4202.8kNm$$

$$N_{Rd} = 4932.1kNm$$

$$c.s. = 1.84$$

La sezione risulta verificata.

Il taglio resistente senza armatura a taglio risulta:

$$V_{Rd} = 359.47kN < V_{Sd} = 854.70kN$$

Disponendo staffe $\phi 14$ a 2 bracci a passo 100mm si ottiene:

$$V_{RCd} = 2021.1kN$$

$$V_{RSd} = 1244kN$$

Quindi: $V_{RSd} = 1244kN > V_{Sd} = 854.70kN$

La verifica risulta soddisfatta.

14 PILA

La pila è stata analizzata utilizzando il programma Structural Desktop inserendo le sollecitazioni derivanti dal modello a beam del ponte stesso, in maniera tale da utilizzare unicamente i carichi ottenuti dalle combinazioni che massimizzano le sollecitazioni. Le sollecitazioni elementari gravanti sulla pila sono riassunte nella tabella seguente (forze in kN, momenti in kNm):

sollecitazioni	F0	F1	F1	F2	F2	F2	F2	F2	F2		
	g1	g2	ε2	ε3	Q1	q1	q5	q7	q8	q6	q6
	Getto	Perm	Ritiro	DT=-10°C	Acc Q	Acc q	Vento	Res. vinc.	Urto	SismaL	SismaT
ML =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	149,27	1238,02	0,00	2025,93	607,78
MT =	8,27	4,93	0,00	49,10	0,00	0,00	3345,70	0,00	0,00	1846,31	6154,38
VL =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	16,05	133,12	0,00	258,74	77,62
VT =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	428,94	0,00	0,00	235,80	786,00
N =	4171,00	1621,29	0,00	392,23	999,53	2365,26	0,00	0,00	0,00		

I valori di combinazione che si ottengono sono:

- A1Stru – N massimo
 - N = 13075.9 kN
 - M_L = 2080.94 kNm
 - M_T = 6061.19 kNm
 - T_L = 223.75 kN
 - T_T = 651.74 kN
- A1Stru – N minimo
 - N = 8533.46 kN
 - M_L = 2080.94 kNm
 - M_T = 6061.19 kNm
 - T_L = 223.75 kN
 - T_T = 651.74 kN
- A1Geo – N massimo
 - N = 10540.4 kN
 - M_L = 1432.07 kNm
 - M_T = 5249.66 kNm
 - T_L = 153.98 kN
 - T_T = 564.48 kN
- A1Geo – N minimo
 - N = 6670.91 kN
 - M_L = 1432.07 kNm
 - M_T = 5249.66 kNm
 - T_L = 153.98 kN
 - T_T = 564.48 kN
- Sismica – Sisma Longitudinale
 - N = 6857.48 kN
 - M_L = 2025.93 kNm
 - M_T = 1908.61 kNm
 - T_L = 258.74 kN
 - T_T = 235.8 kN
- Sismica – Sisma Trasversale
 - N = 6857.48 kN
 - M_L = 607.77 kNm
 - M_T = 6216.68 kNm

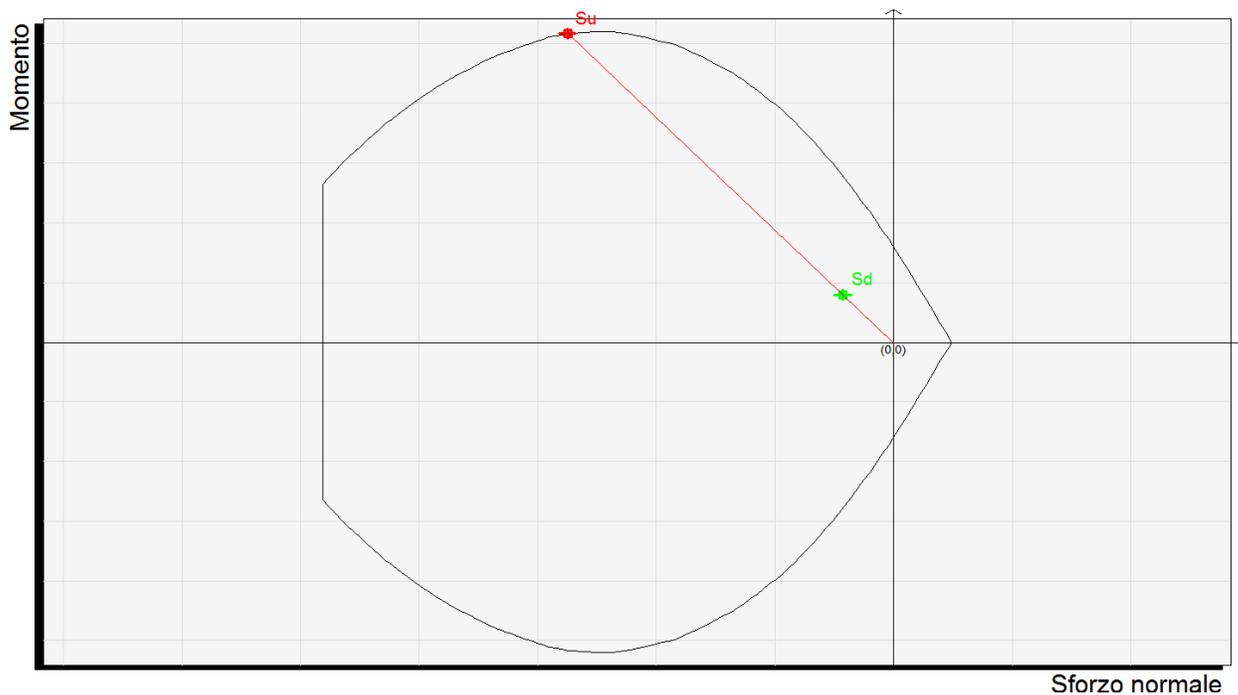
$$T_L = 77.62 \text{ kN}$$

$$T_T = 786.0 \text{ kN}$$

Si è considerata un armatura diffusa sul perimetro di $\phi 20/20\text{cm}$, tenendo conto di un copriferro di 5 cm.

L'analisi ha fornito il seguente dominio resistente a pressoflessione deviata per la combinazione più gravosa:

- A1Stru – N minimo



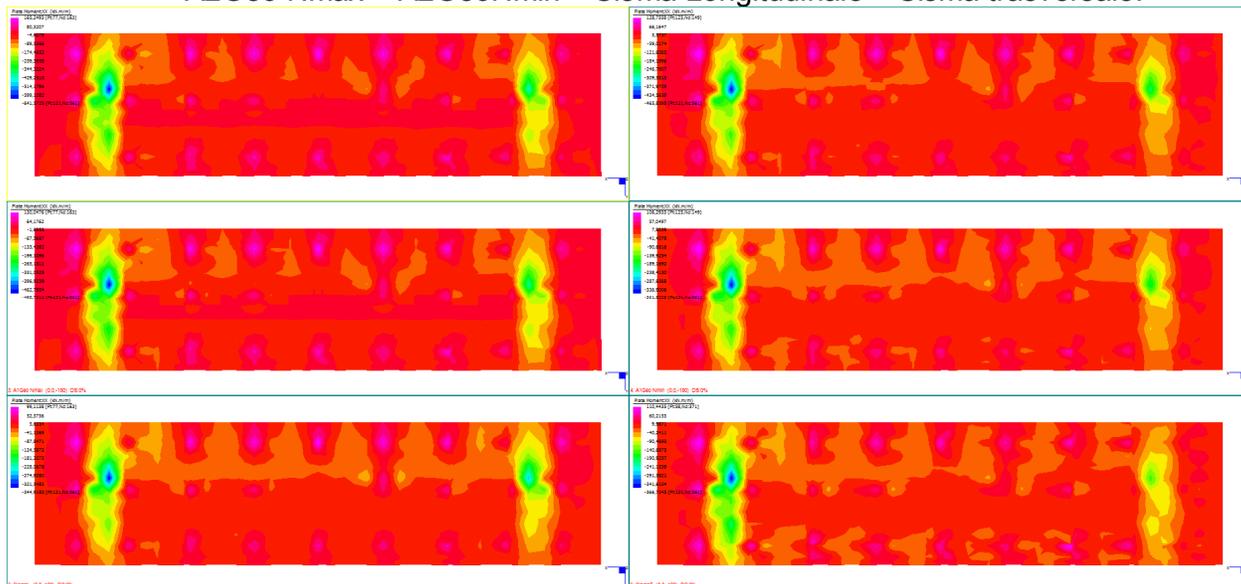
Si è determinato il seguente coefficiente di sicurezza minimo:

$$\text{c.s.} = 3.47$$

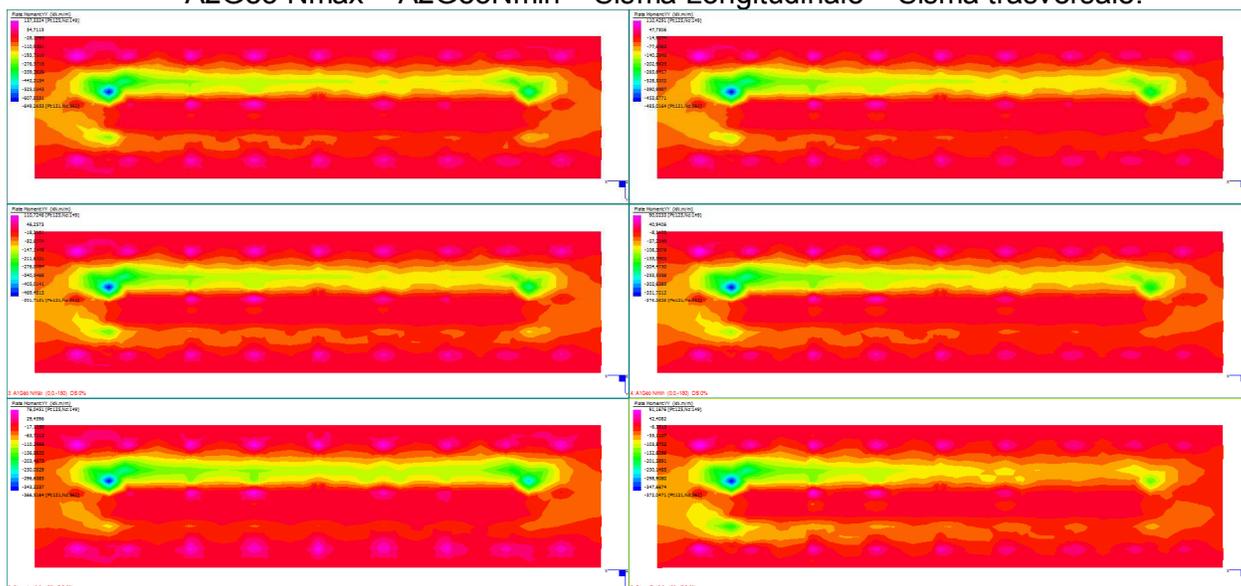
Il taglio risulta verificato senza specifica armatura.

Per quanto concerne la verifica della zattera di fondazione della pila è stato utilizzato un modello a *plate* con elementi finiti a 4 nodi opportunamente vincolato; considerando molle traslazionali alla testa dei pali della stessa rigidezza di quelle utilizzate per il modello della spalla. Lo spessore della zattera è pari a 1.8m.

- Sollecitazioni Mxx – Zattera di fondazione – Combinazioni rispettivamente da in alto a sinistra a in basso a destra: A1Stru Nmax – A1Stru Nmin – A2Geo Nmax – A2GeoNmin – Sisma Longitudinale – Sisma trasversale.



- Sollecitazioni Myy – Zattera di fondazione – Combinazioni rispettivamente da in alto a sinistra a in basso a destra: A1Stru Nmax – A1Stru Nmin – A2Geo Nmax – A2GeoNmin – Sisma Longitudinale – Sisma trasversale.



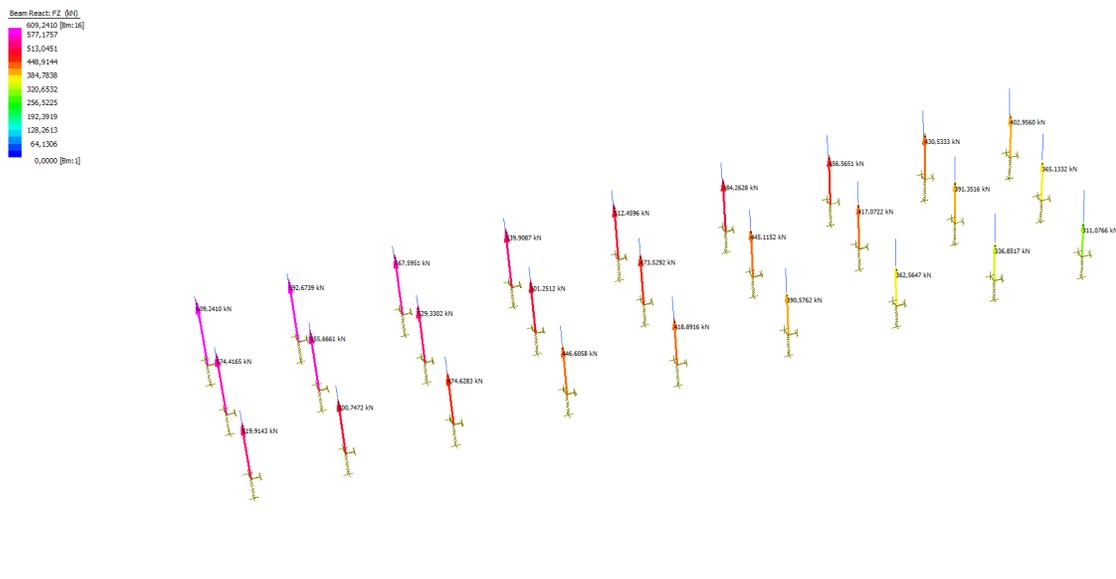
La sezione reagente misura circa 100*180cm. La sezione è armata su entrambi i lati per entrambe le direzioni principali della sollecitazione con 5Ø20/m. A taglio si dispongono un minimo di 1Ø24/m² a omega. Si riporta di seguito la tabella con le sollecitazioni sui materiali per l'involuppo delle sollecitazioni considerato ed i coefficienti di sicurezza:

Zattera di fondazione	A1 Stru Nmax	A1Stru Nmin	A2Geo Nmax	A2Geo Nmin	Sisma Long.	Sisma Trasv.
M_{xx} [kNm/m]	641,57	465,85	495,73	361,52	344,91	366,72
M_{yy} [kNm/m]	649,26	485,01	501,71	376,26	366,51	372,04
Taglio [kN/m]	1475,64	1100,73	1149,69	863,33	818,15	894,13
c.s. (M_{xx})	1,67	2,30	2,16	2,97	3,11	2,93
c.s. (M_{yy})	1,65	2,21	2,14	2,85	2,93	2,88
c.s. (Taglio)	1,02	1,37	1,31	1,75	1,85	1,69

Come si può notare tutti i coefficienti di sicurezza sono maggiori dell'unità, le verifiche risultano soddisfatte.

14.1 Sollecitazioni sui micropali della pila

Dal codice di calcolo Straus, per le azioni verticali, si determinano le seguenti reazioni sui micropali nella combinazione A2Geo:

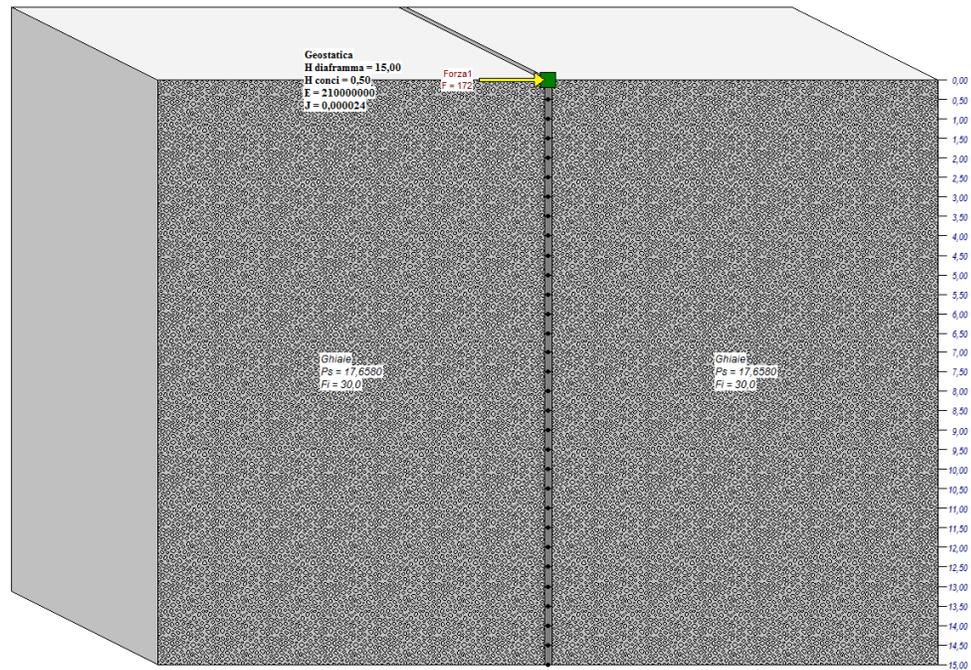


Le sollecitazioni massime alla testa dei micropali sono riassunte nella tabella seguente:

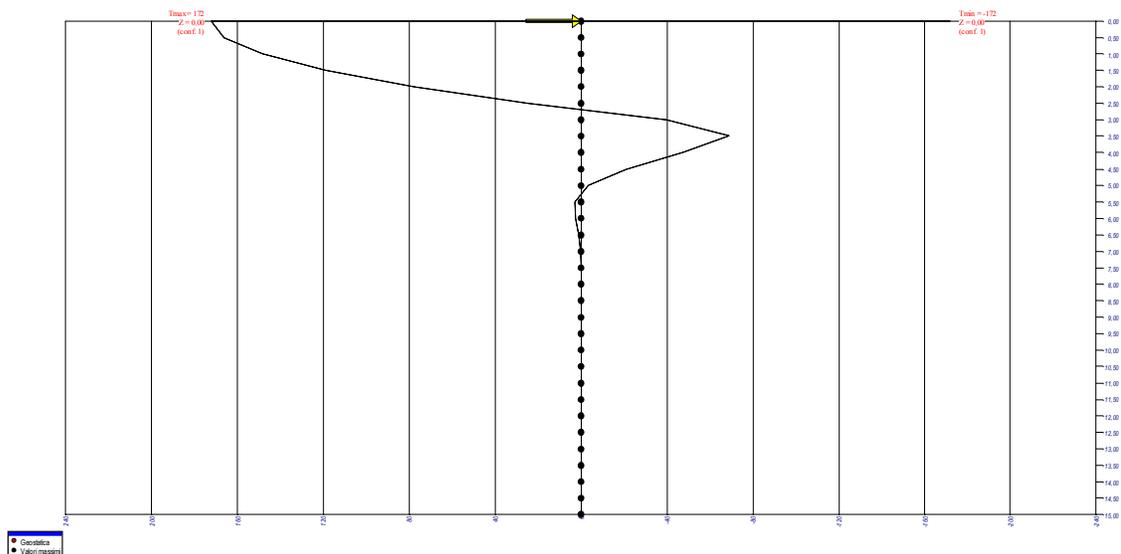
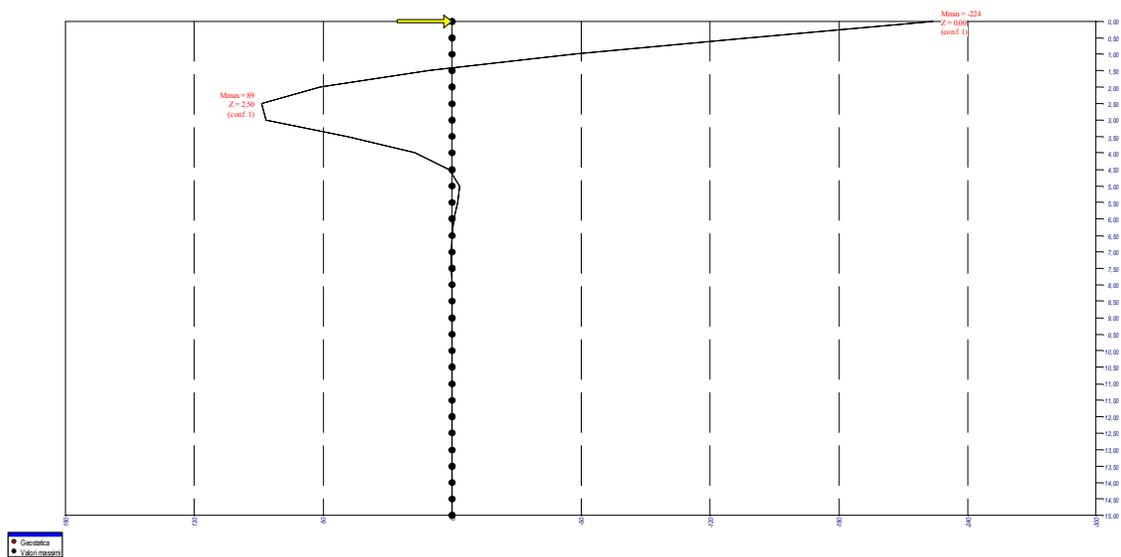
Micropali Sollecitazioni massime	FX (kN)	FY (kN)	FX (kN)	FZ_{max} (kN)	FZ_{min} (kN)
A1Stru Nmax	25.67	19.79	32.41	763.27	383.82
A1Stru N min	25.13	17.38	30.55	605.63	208.55
A2Geo Nmax	22.10	14.91	26.65	609.24	311.07
A2Geo Nmin	21.68	13.08	25.32	488.83	177.21
SismaL	9.17	26.40	27.94	436.01	223.28
SismaT	41.63	10.47	42.92	492.02	169.01

14.1.1 Verifica del micropalo

Il singolo micropalo è stato verificato per la combinazione più gravosa ovvero quella che genera il massimo taglio. Il massimo taglio agente risulta pari a 42.92kN (combinazione Sisma T). Lo sforzo normale corrispondente è pari a 492.02 kN. È stata considerata una profondità massima del micropalo pari a 12 metri; il diametro del micropalo è pari a 30 cm.). Il modello di calcolo utilizzato è rappresentato di seguito:



Sotto l'azione del taglio alla testa del micropalo si ottengono i seguenti diagrammi di momento e taglio:



Il momento massimo che si ottiene risulta pari a 224 kNm, da dividere per 4 micropali presenti in un metro. Il taglio nella sezione corrispondente risulta pari a 216 kN anch'esso da dividere per 4 micropali. Le sollecitazioni considerate per la verifica risultano:

$$M_{\max} = 56.00 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = 492.02 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 42.92 \text{ kN}$$

Tensione di pressoflessione:

$$\left(\frac{N_{Sd}}{A} \right) + \left(\frac{M_{Sd}}{W_{el}} \right) = \left(\frac{492.02 \cdot 10^3}{5771} \right) + \left(\frac{56.00 \cdot 10^6}{252099} \right) = 307.39 \text{ MPa}$$

Tensione tangenziale:

$$\frac{T_{Sd}}{A_v} = \frac{42.92 \cdot 10^3}{2578} = 16.64 \text{ MPa}$$

La verifica porge:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{307.39^2 + 3 \cdot 16.64^2} = 308.73 \text{ MPa} < 355 / 1.05 = 338.09 \text{ MPa}$$

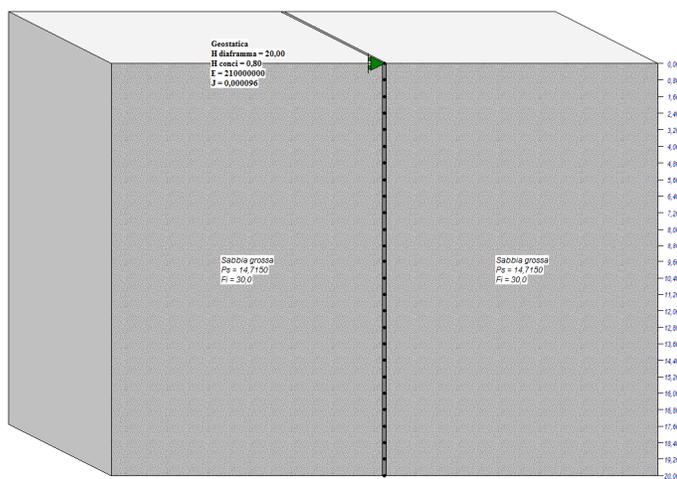
La verifica risulta soddisfatta.

14.2 Verifica opere provvisorie

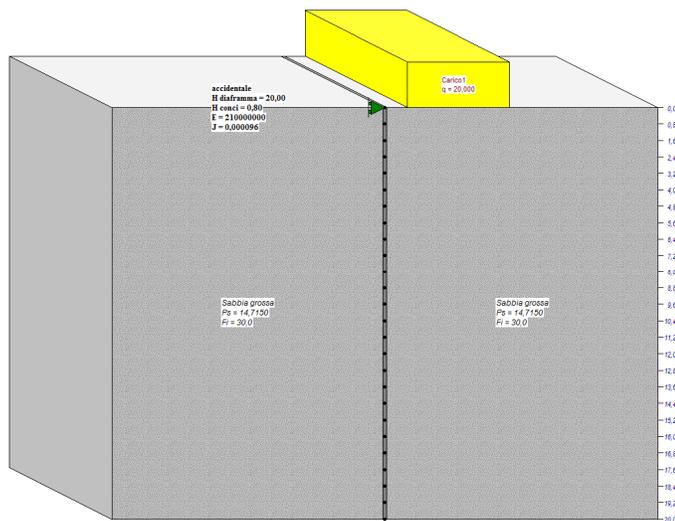
14.2.1 Verifica del micropalo – berlinese H 20 metri

Il singolo micropalo è stato verificato per le diverse fasi operative di cantiere. È stata considerata una profondità massima del micropalo pari a 20 metri; il diametro del reso del micropalo è pari a 30 cm, mentre la camicia in acciaio presenta diametro fuori-tutto pari a 193.7mm e spessore pari a 10 mm. Il fronte di scavo ha un'altezza di 7.9 metri. Le fasi considerate sono elencate di seguito:

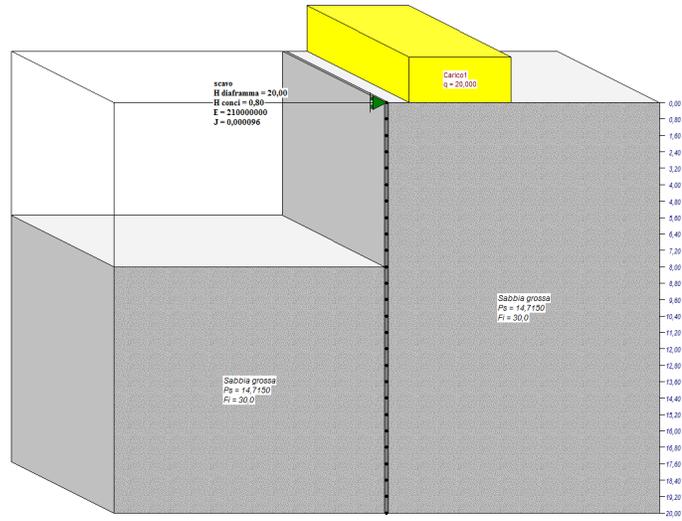
- Fase 1 - Geostatica



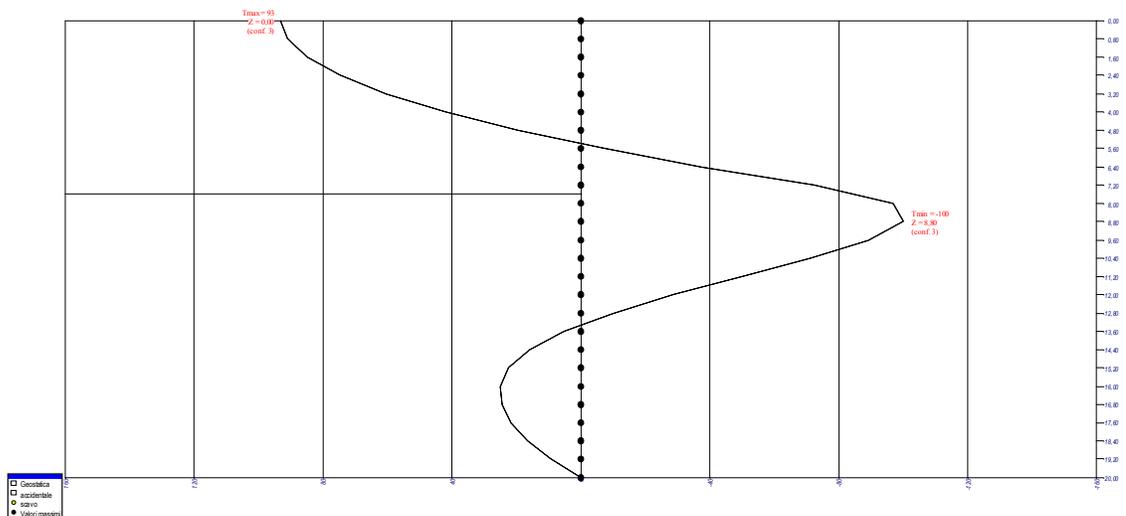
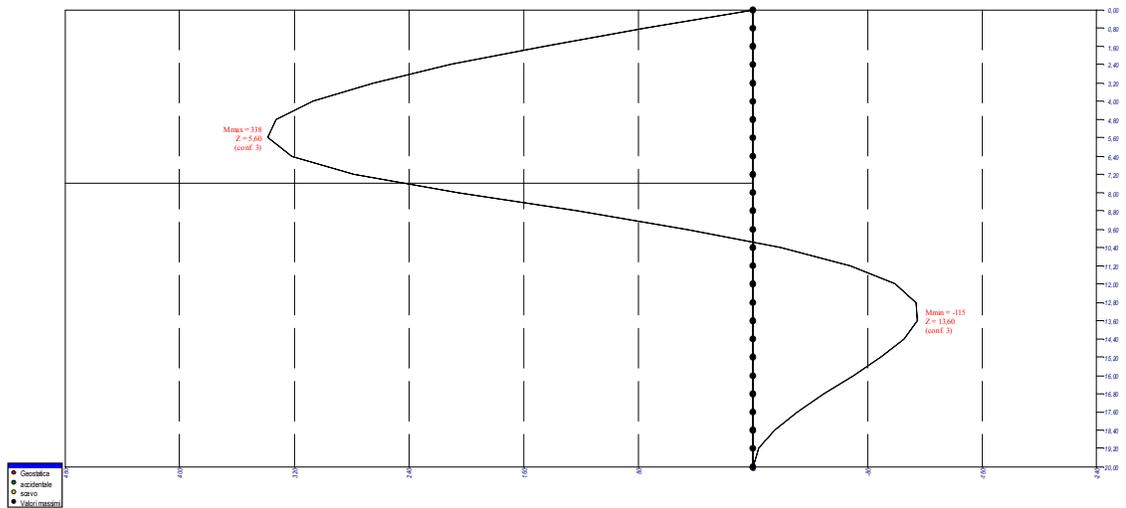
- Fase 2 – Carichi accidentali



• Fase 3 – Scavo



Dall'analisi si sono ottenuti i seguenti diagrammi di momento e taglio:



Le caratteristiche della sollecitazione relative alla striscia di un metro sono state divise per i 4 micropali presenti in tale striscia.

Le sollecitazioni massime nelle corrispondenti sezioni sono riassunte di seguito:

- Sezione 1 – M massimo

$$M_{\max} = 84.5kNm$$

$$T = 0kN$$

Tensione di flessione:

$$\left(\frac{M_{Sd}}{W_{el}} \right) = \left(\frac{84.05 \cdot 10^6}{252099} \right) = 335.18MPa < 355 / 1.05 = 338.09MPa$$

La verifica risulta soddisfatta.

- Sezione 2 – T massimo

$$M_{\max} = 31.00kNm$$

$$T = 25.00kN$$

Tensione di flessione:

$$\left(\frac{M_{Sd}}{W_{el}} \right) = \left(\frac{31.00 \cdot 10^6}{252099} \right) = 122.96MPa$$

Tensione tangenziale:

$$\left(\frac{T_{Sd}}{A_v}\right) = \left(\frac{25.00 \cdot 10^3}{2578}\right) = 9.69 MPa$$

La verifica porge:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{122.96^2 + 3 \cdot 9.69^2} = 124.1 MPa < 355 / 1.05 = 338.09 MPa$$

La verifica risulta soddisfatta.

14.2.2 Verifica del tirante

La forza di trazione relativa al tirante risulta pari a:

$$F = 93.00 / \text{sen}(30^\circ) = 186 kN$$

La tensione di trazione risulta:

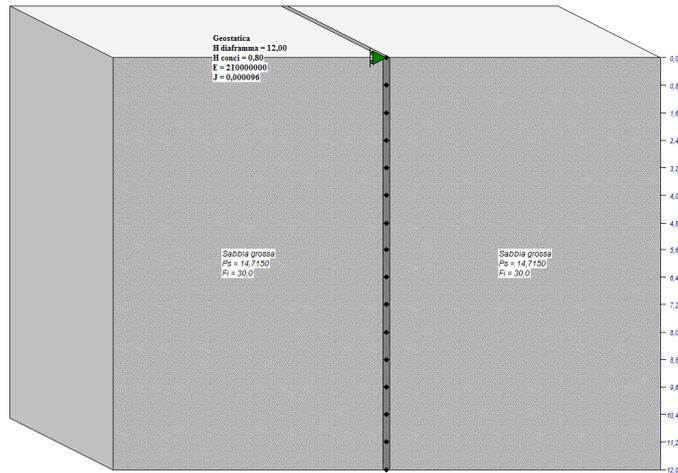
$$\left(\frac{F}{A}\right) = \left(\frac{186 \cdot 10^3}{5771}\right) = 32.23 MPa < 355 / 1.05 = 338.09 MPa$$

Il tirante risulta verificato.

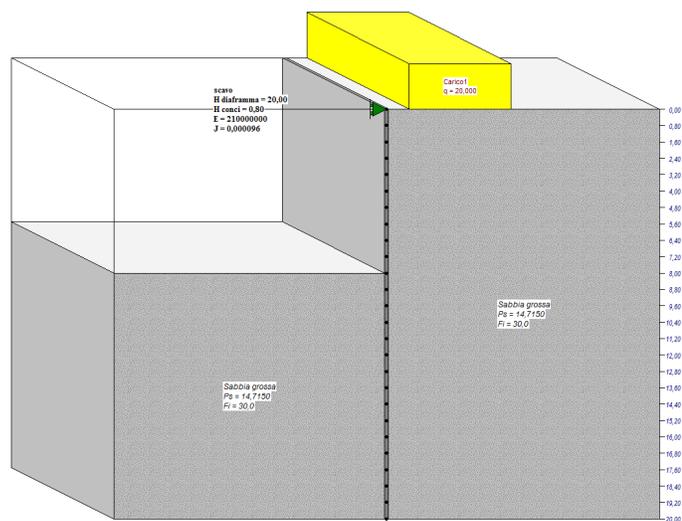
14.2.3 Verifica del micropalo – berlinese H 12 metri

Il singolo micropalo è stato verificato per le diverse fasi operative di cantiere. È stata considerata una profondità massima del micropalo pari a 12 metri; il diametro del reso del micropalo è pari a 30 cm, mentre la camicia in acciaio presenta diametro fuori-tutto pari a 193.7mm e spessore pari a 10 mm. Il fronte di scavo ha un'altezza di 4 metri. Le fasi considerate sono elencate di seguito:

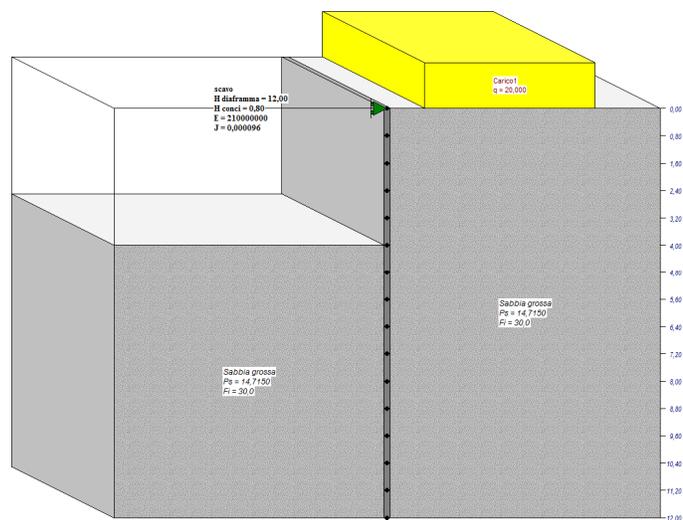
- Fase 1 – Geostatica



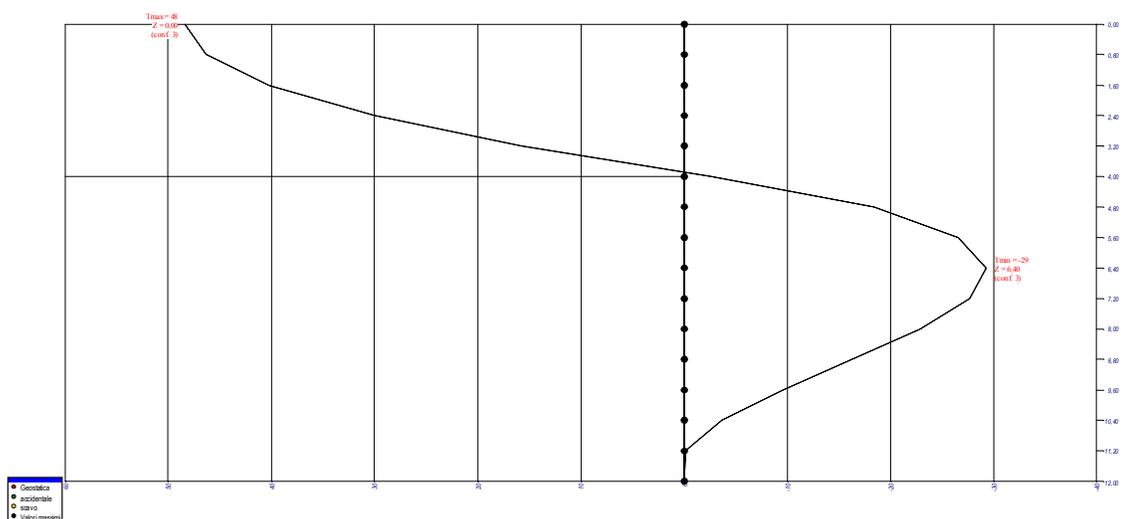
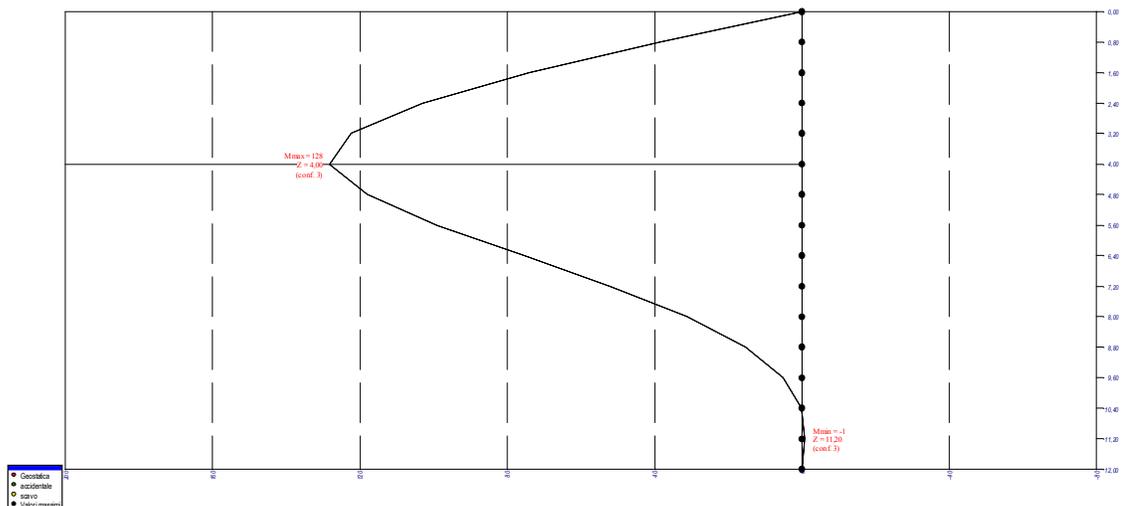
- Fase 2 – Carichi accidentali



- Fase 3 – Scavo



Dall'analisi si sono ottenuti i seguenti diagrammi di momento e taglio:



Le caratteristiche della sollecitazione relative alla striscia di un metro sono state divise per i 4 micropali presenti in tale striscia.

Le sollecitazioni massime nelle corrispondenti sezioni sono riassunte di seguito:

- Sezione 1

$$M_{\max} = 32.00 \text{ kNm}$$

$$T = 0 \text{ kN}$$

Tensione di flessione:

$$\left(\frac{M_{Sd}}{W_{el}} \right) = \left(\frac{32.00 \cdot 10^6}{252099} \right) = 126.93 \text{ MPa} < 355 / 1.05 = 338.09 \text{ MPa}$$

La verifica risulta soddisfatta.

- Sezione 2

$$M_{\max} = 18.25 \text{ kNm}$$

$$T = 7.25 \text{ kN}$$

Tensione di flessione:

$$\left(\frac{M_{Sd}}{W_{el}} \right) = \left(\frac{18.25 \cdot 10^6}{252099} \right) = 72.39 \text{ MPa}$$

Tensione tangenziale:

$$\left(\frac{T_{Sd}}{A_v} \right) = \left(\frac{7.25 \cdot 10^3}{2578} \right) = 2.81 \text{ MPa}$$

La verifica porge:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{72.39^2 + 3 \cdot 2.81^2} = 72.55 \text{ MPa} < 355 / 1.05 = 338.09 \text{ MPa}$$

La verifica risulta soddisfatta.

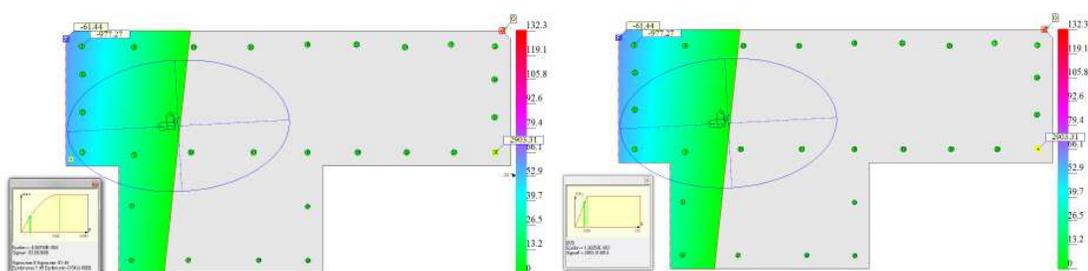
14.2.4 Verifica cordolo – berlinesi

Il cordolo si estende per una lunghezza di 14.25 m; risulta sollecitato da un carico distribuito pari a 95 kN/m. L'armatura considerata per le verifiche è costituita da 22 ϕ 20 + 9 ϕ 16 longitudinali con copriferro pari a 5 cm e staffe ϕ 12 perimetrali a 2 bracci. Le sollecitazioni massime allo SLU sono le seguenti:

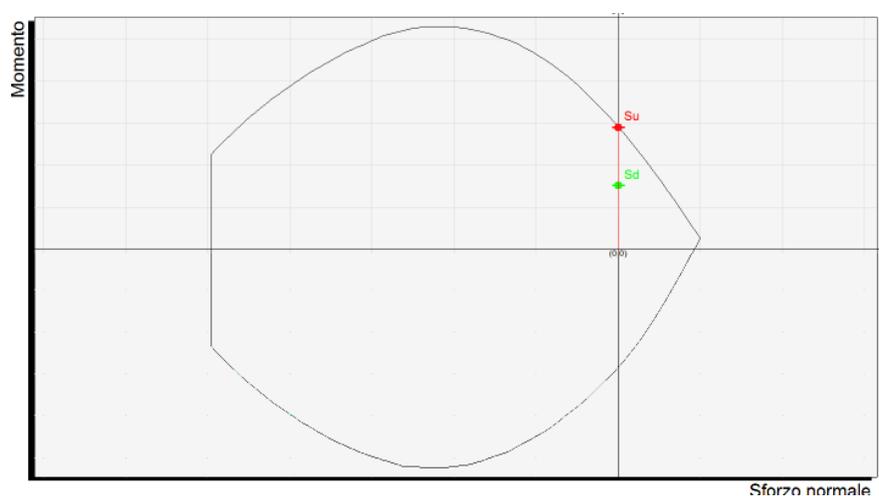
$$M_{sd} = 1062 kNm$$

$$V_{sd} = 444 kN$$

L'analisi della sezione a flessione ha portato sui materiali gli stati tensionali rappresentati di seguito, come si può notare dai diagrammi σ - ϵ le tensioni si mantengono al di sotto del limite di snervamento dei materiali.



Si ottiene il seguente dominio di resistenza:



Il coefficiente di sicurezza minimo vale: c.s.=1.91

La sezione risulta quindi verificata per la sollecitazione di flessione.

Il taglio massimo agente risulta paria a:

$$V_{sd} = 444kN$$

Il taglio resistente che si ottiene senza armatura specifica a taglio risulta:

$$V_{Rd1} = 214.33kN$$

Adottando staffe $\phi 12$ a due bracci a passo 200 mm. si ottiene:

$$V_{Rsd} = 786.6kN > V_{sd} = 444kN$$

La verifica risulta soddisfatta.

14.2.5 Verifica delle gabbionate provvisionali

Il muro di sostegno in esame è costituito da gabbionate le cui caratteristiche geometriche significative sono riportate nell'immagine seguente:

Le verifiche di stabilità vengono eseguite tenendo conto delle direttive delle NTC del 2008.

DATI GEOTECNICI DEL TERRENO

Angolo d'attrito del terreno:	$\varphi' = 34^\circ$
Peso per unità di volume del terreno:	$\gamma' = 1800 \text{ kg/m}^3$
Angolo d'attrito terreno-fondazione:	$\text{tg}\varphi'$

AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Si ipotizza la presenza di un carico distribuito permanente sul terreno a monte pari a

$$q_g = 2000 \text{ kg/m}^2$$

dovuto alla presenza dell'impalcato e degli eventuali carichi mobili dovuti al traffico - agendo in favore di sicurezza si ipotizza questo carico come permanente - ad esso si aggiunge il sovraccarico distribuito dovuto al terreno a monte pari a :

$$q_t = 4500 \text{ kg/m}^2$$

le azioni agenti in condizioni statiche, calcolati con riferimento ad una profondità di un metro lineare di muro, sono le seguenti:

peso delle gabbionate:
 $W_p = \gamma \times A_p = 18000kg$

peso del terreno:
 $W_t = \gamma_t \times A_t = 11700kg$

azioni dovute al sovraccarico permanente:

$$q_{tot} = q_1 + q_2 = 6500kg$$

Per la verifica allo scorrimento si utilizzano le due combinazioni relative all'Approccio 1, considerando le due possibili combinazioni, relative al caso statico, indicate rispettivamente con (C1) e (C2).

Combinazione (C1)

Angolo di resistenza al taglio del terreno

$$\tan \phi'_d = \tan \phi'_k / \gamma_M = 0.6745$$

Peso unità di volume di terreno

$$\gamma_{id} = \gamma_{ik} / \gamma_M = 1800 \text{ kg}$$

Coefficiente di spinta a riposo

$$K_0 = 0.44$$

Spinta del terreno

$$S_0 = 3564 \text{ kg}$$

Spinta dovuta al sovraccarico permanente

$$S_0 = 8580 \text{ kg}$$

Combinazione (C2)

Angolo di resistenza al taglio del terreno

$$\tan \phi'_d = \tan \phi'_k / \gamma_M = 0.539$$

Peso unità di volume di terreno

$$\gamma_{id} = \gamma_{ik} / \gamma_M = 1800 \text{ kg}$$

Coefficiente di spinta a riposo

$$K_0 = 0.5526$$

Spinta del terreno

$$S_0 = 4476,42 \text{ kg}$$

Spinta dovuta al sovraccarico permanente

$$S_0 = 10775,7 \text{ kg}$$

Verifica allo scorrimento-combinazione (C1)

Azione stabilizzante

$$F_{(stab)d} = 24416,9 \text{ kg}$$

Azione instabilizzante

$$F_{(scorr)d} = 15787,2 \text{ kg}$$

$$\frac{F_{(stab)d}}{F_{(scorr)d}} = 1,546 \geq 1,3 \quad \text{VERIFICATA}$$

Verifica allo scorrimento-combinazione (C2)

Azione stabilizzante

$$F_{(stab)d} = 19511,8 \text{ kg}$$

Azione instabilizzante

$$F_{(scorr)d} = 12144 \text{ kg}$$

$$\frac{F_{(stab)d}}{F_{(scorr)d}} = 1,6 \geq 1,3 \quad \text{VERIFICATA}$$

Verifica al ribaltamento-combinazione (C2)

Con riferimento al caso statico, e secondo quanto previsto dalle recenti NTC, il meccanismo limite di ribaltamento deve essere considerato come uno stato di equilibrio limite di corpo rigido, utilizzando i coefficienti parziali $\gamma_g=0.90$.

Peso delle gabbionate:

$$W_p = \gamma_g (\gamma \times A_p) = 16200kg$$

Peso del terreno:

$$W_t = \gamma_g (\gamma_t \times A_t) = 10530kg$$

Azioni dovute al sovraccarico permanente:

$$q_{tot} = \gamma_g (q_1 + q_2) = 5850kg$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del muro:

$$M_{Wm} = 32400kgm$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del terreno:

$$M_{Wt} = 31837,5kgm$$

Momento stabilizzante dovuto al sovraccarico:

$$M_{Wm} = 17550kgm$$

Combinazione (C2)

Angolo di resistenza al taglio del terreno

$$\tan \phi'_d = \tan \phi'_k / \gamma_M = 0.539$$

Peso unità di volume di terreno

$$\gamma_{td} = \gamma_{tk} / \gamma_M = 1800kg$$

Coefficiente di spinta a riposo

$$K_0 = 0.5526$$

Spinta del terreno

$$S_0 = 4923,66kg$$

Spinta dovuta al sovraccarico permanente

$$S_0 = 11840,4kg$$

Verifica allo scorrimento-combinazione (C2)

Azione stabilizzante totale

$$M_{(stab)d} = 83250kgm$$

Azione instabilizzante totale

$$M_{(scorr)d} = 22683kgm$$

$$\frac{F_{(stab)d}}{F_{(stcorr)d}} = 3.67 \geq 2.5 \quad \text{VERIFICATA}$$

Indice	
1.1	Codici di calcolo..... 2
1.1.1	Eng 97..... 2
1.1.2	Strand7 version 2.4.4 2
2	Descrizione delle opere..... 3
2.1.1	Caratteristiche generali dell'opera..... 3
2.1.2	Caratteristiche geometriche dell'opera..... 3
3	Normativa di riferimento 5
4	Caratteristiche dei materiali impiegati 7
4.1	Calcestruzzo per magrone (non strutturale) 7
4.2	Calcestruzzo per pali 7
4.3	Calcestruzzo per strutture in elevazione spalla 7
4.4	Calcestruzzo per cordoli 8
4.5	Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile (ove richiesto)..... 8
4.6	Acciaio in reti e tralicci elettrosaldati ad aderenza migliorata per cemento armato controllato in stabilimento saldabile (ove richiesto)..... 8
4.7	Acciaio tipo S355 J2G2W Corten B per carpenteria..... 8
4.8	Bulloni ad alta resistenza - classe 10.9 9
4.9	Saldature di testa o a T a completa penetrazione 9
4.10	Saldature a cordone d'angolo..... 9
5	Analisi dei carichi 10
5.1	Pesi propri strutturali..... 10
5.2	Azioni permanenti..... 10
5.3	Azioni accidentali..... 10
5.3.1	Azione longitudinale di frenamento 10
5.4	Azioni meteoriche..... 11
5.4.1	Azioni dovute al vento 11
5.5	Spinte delle terre e delle acque 11
5.6	Carichi dovuti a sisma 11
6	Progetto e verifica delle strutture 13
6.1	Lastra ortotropa: analisi locale..... 13
6.1.1	Sistema I 13
6.1.2	Sistema II 14
6.1.3	Sistema III 18
7	Caratteristiche delle sezioni 19
7.1	Sezioni resistenti concetti impalcato..... 19
8	Analisi globale 20
8.1	Descrizione del modello 20
8.1.1	Sollecitazioni per peso proprio delle strutture..... 21
8.1.2	Sollecitazioni per carichi permanenti..... 23
	Distorsioni termiche 24
8.1.3	Azione dei sovraccarichi accidentali..... 24
8.1.4	Azione sismica 26
9	Verifiche 30
9.1	Verifica flessionale allo SLU delle sezioni del cassone 31
9.1.1	Sezione di mezzeria M_1 31
9.1.2	Sezione di mezzeria M_2 32
9.2	Verifica al taglio del cassone allo SLU..... 33
9.2.1	Sezione all'appoggio S_A 33
9.2.2	Sezione all'appoggio S_B 34
9.2.3	Sezione all'appoggio P_1 35

9.3	Verifica all'imbozzamento delle pareti del cassone	36
9.3.1	Verifica della sezione all'appoggio	36
10	Verifiche allo SLE.....	38
10.1	Verifica dello spostamento verticale del cassone in mezzeria	38
11	Verifica allo stato limite di fatica	39
12	Apparecchi d'appoggio.....	43
12.1	Reazioni vincolari modello globale	43
12.2	Carichi di progetto agli SLE	43
13	Verifica delle spalle	48
13.1	Spalla lato Caselle	48
13.2	Carichi	49
13.2.1	Peso proprio del muro in c.a.	49
13.2.2	Spinta del terreno.....	49
13.2.3	Spinta sismica del paramento della spalla	50
13.2.4	Carico trasmesso dall'impalcato.....	51
13.3	Modello FEM	52
13.4	Verifiche degli elementi strutturali della spalla	55
13.4.1	Zattera di fondazione	55
13.4.2	Paramento verticale	55
13.4.3	Muro paraghiaia	56
13.4.4	Muri laterali.....	56
13.5	Sollecitazioni sui pali della spalla.....	57
13.5.1	Verifica del palo.....	59
13.6	Spalla lato S.Lucia.....	62
13.7	Carichi	64
13.7.1	Peso proprio del muro in c.a.	64
13.7.2	Spinta del terreno.....	64
13.7.3	Spinta sismica del paramento della spalla	64
13.7.4	Carichi trasmessi dall'impalcato	66
13.8	Modello FEM	67
13.9	Verifiche degli elementi della spalla.....	69
13.9.1	Zattera di fondazione	69
13.9.2	Paramento verticale	70
13.9.3	Muro paraghiaia	71
13.9.4	Muri laterali.....	71
13.10	Sollecitazioni sui pali della spalla.....	72
13.10.1	Verifica del palo.....	74
14	pila	77
14.1	Sollecitazioni sui micropali della pila.....	81
14.1.1	Verifica del micropalo	82
14.2	Verifica opere provvisionali.....	85
14.2.1	Verifica del micropalo – berlinese H 20 metri	85
14.2.2	Verifica del tirante	88
14.2.3	Verifica del micropalo – berlinese H 12 metri	89
14.2.4	Verifica cordolo – berlinesi	93
14.2.5	Verifica delle gabbionate provvisionali	94