

CASSA DI ESPANSIONE DEL TORRENTE BAGANZA NEI COMUNI DI FELINO, SALA BAGANZA, COLLECCHIO E PARMA (PR-E-1047)

PROGETTO ESECUTIVO

03	03/2021	Revisione per osservazioni nota DGD n. 21124 del 08/10/2020	LOMBARDI	BININI	BININI
02	07/2020	Revisione per osservazioni DGD e validazione	LOMBARDI	BININI	BININI
01	02/2020	Recepimento risultati modello fisico	LOMBARDI	BININI	BININI
REV.	DATA	MODIFICHE	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZ.

MANUFATTO REGOLATORE A RELAZIONE DI CALCOLO

ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI IMPRESE

MANDATARIA:

MANDANTI:



IL R.U.P.:

 Dott. Ing. Mirella Vergnani
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista responsabile integrazioni
 prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico
 della mandataria.
 Hydrodata S.p.A.
 Ord. Ing. Torino N°7570L
 Dott. Ing. Roberto Bertero
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista/Progettisti responsabili elaborato
 Binini Partners S.r.l.
 Ing. Tiziano Binini
 Ord. Ing. Reggio Emilia N°700

 Dott. Ing. Tiziano Binini
 (documento firmato digitalmente)


CODICE ELABORATO:

B	A	G	3	0	8	M	R	A	R	R	E	0	1	3
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

ID (1)

CAP. (2)

TIPO (3)

DOC. (4)

PROGR. (5-6) REV. (7)

SCALA

 MARZO
2021

INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVE.....	9
3. MATERIALI	10
3.1 CALCESTRUZZO PER GETTI MASSIVI DEI MANUFATTI DI REGOLAZIONE	10
3.2 CALCESTRUZZO VASCHE DI DISSIPAZIONE	11
3.3 CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE	11
3.4 CALCESTRUZZO LASTRE PREDALLES.....	11
3.5 CALCESTRUZZO PER SOLETTA PONTE.....	11
3.6 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO.....	12
3.7 TREFOLI IN ACCIAIO ARMONICO STABILIZZATO	12
4. MANUFATTO A	13
4.1 AZIONI.....	14
4.2 MODELLAZIONE FEM.....	18
4.3 COMBINAZIONI DI CARICO	20
4.4 CRITERI GENERALI DI VERIFICA.....	21
4.4.1 SLU: scorrimento all'interno del corpo diga	21
4.4.2 Sollevamento (UPL)	22
4.4.3 SLE	22
4.4.4 SLU/SLC: meccanismi di collasso globale/locale.....	23
4.5 MANUFATTO A: CONCI SFIORANTI 1A, 2A, 5A, 6A, 9A, 10A	24
4.5.1 Carichi e combinazioni.....	26
4.5.2 Verifiche a scorrimento SLU/SLC	39
4.5.3 Verifiche tensionali SLU/SLC.....	48
4.5.4 Verifiche tensionali SLE/SLD	59
4.6 MANUFATTO A: CONCI CON LUCE SOTTO BATTENTE 3A, 4A, 7A, 8A.....	77
4.6.1 Carichi e combinazioni.....	79
4.6.2 Verifiche a scorrimento SLU/SLC	92
4.6.3 Verifiche tensionali SLU/SLC.....	101
4.6.4 Verifiche tensionali SLE/SLD	112
4.7 CONCIO DI RACCORDO: 1S, 2S, 3S, 4S.....	129
4.7.1 Carichi e combinazioni.....	131
4.7.2 Verifiche a scorrimento SLU/SLC	146
4.7.3 Verifiche tensionali SLU/SLC.....	155

4.7.4	Verifiche tensionali SLE/SLD	166
4.8	SINTESI DELLE VERIFICHE	182
5.	PONTE DI CORONAMENTO	184
5.1	CARICHI	185
5.2	COMBINAZIONI DI CARICO	189
5.3	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	203
5.4	ANALISI SISMICA	207
5.5	VERIFICHE TENSIONI AL TAGLIO DEI TREFOLI.....	210
5.6	STORIA TENSIONALE	211
5.7	VERIFICHE SLE.....	216
5.7.1	Fessurazione	216
5.7.2	Tensioni	218
5.7.3	Deformazioni	223
5.8	VERIFICHE SLU.....	225
5.8.1	Verifica a flessione.....	225
5.8.2	Verifica a taglio	227
5.9	GIUNTI E DISPOSITIVI DI APPOGGIO.....	229
5.10	VERIFICA SOLETTA	234
5.11	VERIFICHE LOCALI PER AZIONI ECCEZIONALI	238
5.12	VERIFICA DEI TRAVERSI.....	241
6.	VASCA DI DISSIPAZIONE.....	243
6.1	AZIONI	243
6.2	COMBINAZIONI DI CARICO	245
6.3	MODELLAZIONE	246
6.4	CRITERI DI VERIFICA.....	246
6.5	CONCI 1A/10A.....	248
6.6	CONCI 3A-8A.....	259
7.	PARTICOLARI COSTRUTTIVI	260
7.1	DENTI DI FONDAZIONE CONCI 1A-10A	260
7.2	DENTI DI FONDAZIONE CONCI 1S-4S	264
7.3	ARMATURA CONCI CON PARATOIA 3A, 4A, 7A, 8A	268
7.4	BAGGIOLI PER TRAVI PREFABBRICATE	282
7.5	PULVINO E SOLETTA A SBALZO DAI CONCI 1S-4S	284

1. PREMESSA

La presente relazione concerne la progettazione esecutiva delle strutture costituenti il manufatto “A” della Cassa di Espansione del Torrente Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma.

Nello specifico vengono analizzate le verifiche delle seguenti strutture:

- Conci costituenti gli sbarramenti del manufatto “A”;
- Conci di raccordo tra i manufatti e tra manufatti e le arginature dei rilevati;
- Impalcato ponte di coronamento;
- Vasca di dissipazione;
- Particolari costruttivi.

Il funzionamento idraulico della cassa di espansione prevede che gli invasi creati dai manufatti (comparto 1 e 2) siano sempre vuoti: il loro riempimento, totale o parziale, avviene solo in condizioni di piena e dunque tale caso si configura come situazione eccezionale.

I livelli idrici a monte ed a valle degli sbarramenti sono desunti dallo studio idraulico del funzionamento della cassa di espansione.

Si riporta di seguito una planimetria di insieme.



Planimetria generale della cassa di espansione.

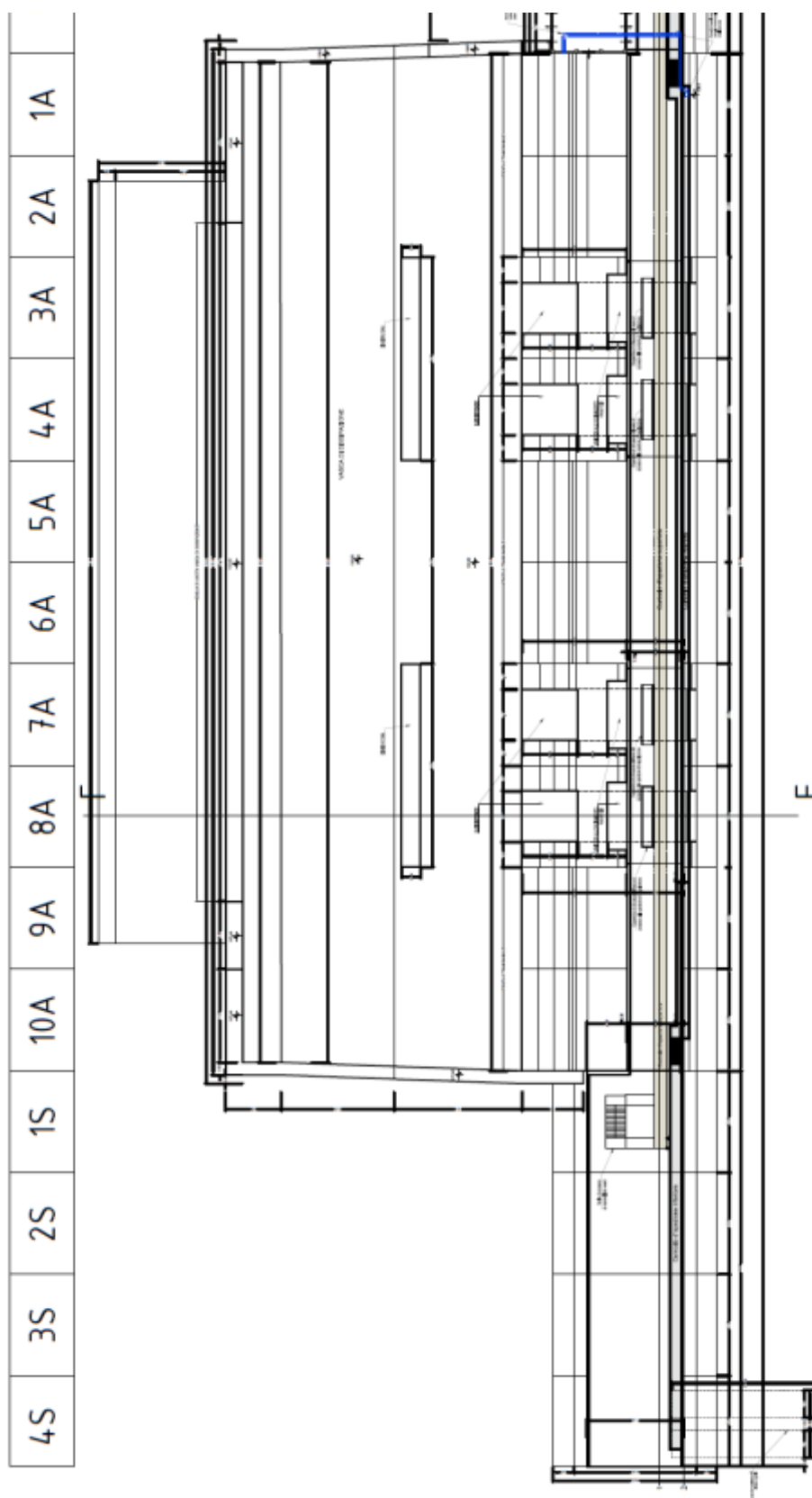
I manufatti di regolazione denominati “A” e “B” sono sbarramenti in calcestruzzo a gravità ordinaria, ad andamento planimetrico rettilineo, sezione pressoché triangolare, suddivisi in conci da giunti verticali permanenti.

Il Manufatto A è costituito da due conci-tipo: uno interamente sfiorante e l'altro, sempre sfiorante, in cui è ricavata la luce di scarico sotto battente governata da una paratoia piana ad azionamento oleomeccanico. Nel seguito si verificano questi due conci-tipo.

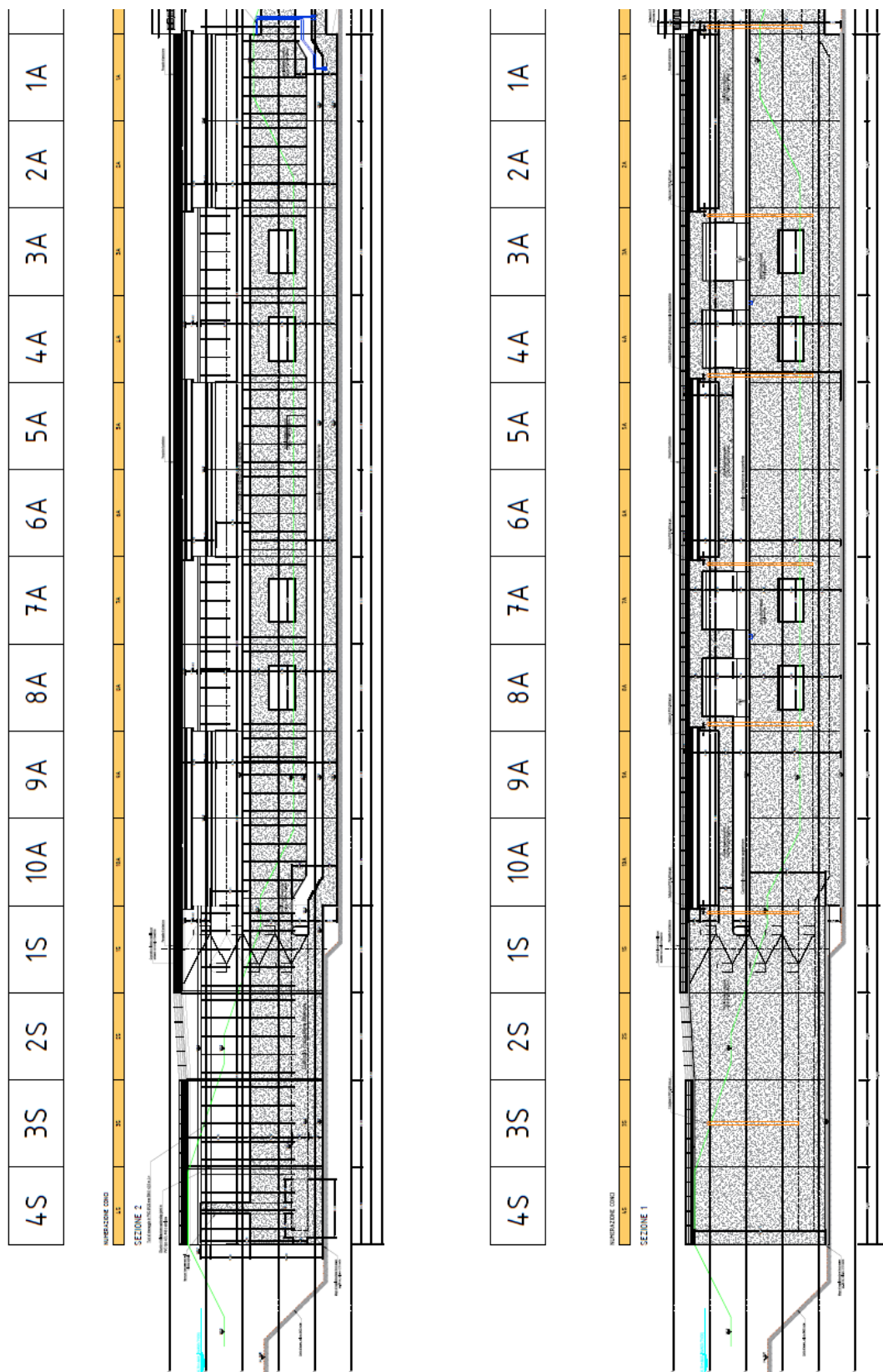
Per quanto riguarda i conci di raccordo tra i manufatti e le arginature dei rilevati, questi si comportano in condizioni ordinarie (invasi vuoti) come dei muri di sostegno a gravità soggetti alla spinta del terreno di monte e/o di valle, mentre, in condizioni eccezionali conseguenti ad un evento di piena, sono soggetti anche alle spinte dell'acqua come i paramenti di monte e valle dei manufatti e pertanto sono stati verificati in analogia ai conci diga.

Infine, sopra le soglie sfioranti sono previsti ponti carrabili, i cui impalcati sono realizzati con cinque travi prefabbricate in c.a.p. semplicemente appoggiate e da una soletta collaborante gettata in opera. Le sezioni trasversali degli impalcati presentano una larghezza complessiva di 6,70 m e carreggiata di 6,00 m. Si tratta di ponti classificati come di 2° categoria ai sensi del D.M. 14.01.2008.

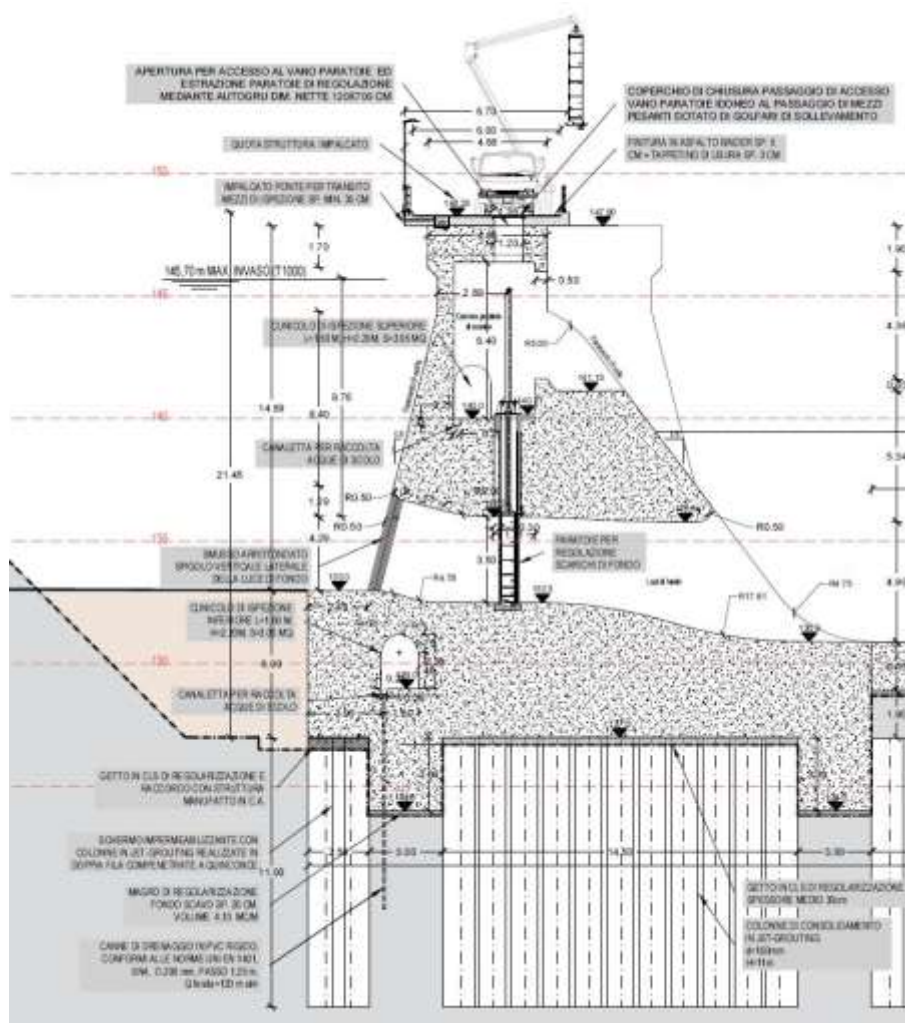
Si riportano di seguito la planimetria con la numerazione dei conci ed alcune sezioni tipologiche.



Pianta.



Sezione longitudinale.



Sezione tipologica su paratoia (manufatto A).

2. NORMATIVE

Per il progetto delle opere in questione si farà riferimento al metodo degli Stati Limite in ottemperanza alle seguenti normative:

- Legge 05.11.1971 n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge 02.02.1974 n° 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- D.P.R. 06.06.2001 n° 380 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia" e s.m. e i.
- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 02.02.2009 n° 617: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008".
- Decreto ministeriale 26 giugno 2014 – Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).
- Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.04.2014 (NTD2014) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18). Verifiche sismiche delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere complementari e accessorie. Rif. Prot. N.16790 del 03.07.2019.
- UNI EN 1992-1-1 "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- UNI EN 1998-1 "Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".
- UNI EN 1997-1 "Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali".
- D.M. 31.07.2012 "Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici".
- CNR DT 207 R1/2018 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

3. MATERIALI

Per gli elementi strutturali oggetto della presente relazione è prescritto l'impiego dei materiali seguenti.

3.1 CALCESTRUZZO PER GETTI MASSIVI DEI MANUFATTI DI REGOLAZIONE

Classe di resistenza a compressione:	C 25/30
Classe di esposizione:	X0, XC1, XC2 (UNI EN 206-1)
Peso di volume:	$\geq 23.5 \text{ kN/m}^3$
Diametro massimo aggregati:	32 mm
Delta termico adiabatico:	$\leq 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$
Ritiro standard:	< 0.0003
Resistenza a compressione cubica:	$f_{ck} = 0.83 \times 30 = 24.90 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto:	$f_{cd} = 0.85 \times 24.90 / 1.5 = 14.11 \text{ MPa}$

Si prevede che esso sia confezionato con cementi a basso calore d'idratazione tipo CEM III/B 32.5 N-LH o equivalente e speciali additivi che garantiscano un gradiente termico in regime adiabatico $\leq 40^{\circ}\text{C}$.

Il getto del calcestruzzo avverrà per strati successivi di spessore non superiore a 2 m trattando le superfici di ripresa di getto con graffiatura in modo da ottenere una superficie con scabrezza di almeno 3 mm e passo circa 40 mm.

Prima dell'esecuzione dei getti, è necessario eseguire la prequalifica della miscela. Essa si compone di due parti.

- Qualifica documentale

Per il mix-design proposto, il produttore dovrà fornire la descrizione dei componenti utilizzati per la formulazione della miscela (schede tecniche e dichiarazioni di conformità).

Inoltre, il fornitore dovrà documentare le informazioni relative alla pianificazione delle operazioni di fornitura e di getto.

- Qualifica sperimentale. Dovranno essere eseguite le prove di seguito elencate:

- prove su calcestruzzo fresco (controllo della consistenza, controllo del contenuto d'aria nella miscela, controllo del contenuto di acqua, slump flow test, V-Funnel test, scorrimento confinato attraverso l'anello a J, prova L-box).
- prove di rottura a compressione del calcestruzzo (a 3gg, 7gg, 14gg, 28gg, 60gg).
- prove complementari sul calcestruzzo indurito (determinazione del modulo secante a compressione, prove di resistenza a flessione su provini prismatici, prove di resistenza a trazione indiretta su cilindri, prove di determinazione della profondità di penetrazione dell'acqua sotto pressione, prove per la determinazione della

deformazione di ritiro su campioni di calcestruzzo, prove per la determinazione dei tempi di inizio e fine presa mediante la misura della resistenza alla penetrazione).

- prove di misura della temperatura durante la maturazione la maturazione dei getti di calcestruzzo.
- prove per la determinazione delle caratteristiche geometriche e delle proprietà chimiche, fisiche e meccaniche degli aggregati.

3.2 **CALCESTRUZZO VASCHE DI DISSIPAZIONE**

Classe di resistenza a compressione:	C 25/30
Classe di esposizione:	XC1, XC2, XC3 (UNI EN 206-1)
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 24.90 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo cilindrica:	$f_{cd} = 14.11 \text{ MPa}$

3.3 **CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE**

Classe di resistenza a compressione:	C 45/55
Classe di esposizione:	XC4, XF1 (UNI EN 206-1)
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 45.65 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo cilindrica:	$f_{cd} = 25.86 \text{ MPa}$

3.4 **CALCESTRUZZO LASTRE PREDALLES**

Classe di resistenza a compressione:	C 28/35
Classe di esposizione:	XC3 (UNI EN 206-1)
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 29.05 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo cilindrica:	$f_{cd} = 16.46 \text{ MPa}$

3.5 **CALCESTRUZZO PER SOLETTA PONTE**

Classe di resistenza a compressione:	C 32/40
Classe di esposizione:	XC4, XF1 (UNI EN 206-1)
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 33.20 \text{ MPa}$

Resistenza di calcolo cilindrica: $f_{cd} = 18.81 \text{ MPa}$

3.6 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

Tipo: B450C

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

Resistenza di progetto: $f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$

3.7 TREFOLI IN ACCIAIO ARMONICO STABILIZZATO

Tensione caratteristica di rottura: $f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica all'1% di deformazione: $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$

Resistenza a trazione di calcolo: $f_{pyd} = 1452 \text{ MPa}$

Tensione iniziale all'atto di tesatura: $\sigma_{spi} = 1300 \text{ MPa}$

4. MANUFATTO A

Vengono di seguito analizzate le verifiche strutturali dei conci del manufatto denominato "A". Per le verifiche geotecniche (scorrimento sul piano di posa, ribaltamento e capacità portante) si rimanda integralmente alla relazione geotecnica allegata.

Il manufatto A è dotato di 4 paratoie piane che rimangono aperte nel normale esercizio della cassa di espansione.

Quindi, il serbatoio è vuoto durante il normale esercizio e si riempie solo in caso di piena (situazione eccezionale, paragrafo C.8 D.M. 26/6/2014).

Le verifiche sono state condotte utilizzando l'approccio 1 delle NTC08 che prevede due combinazioni di carico:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1);
- Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Per i casi analizzati, la combinazione dimensionante è la seconda.

Le verifiche verranno condotte considerando la combinazione delle azioni eccezionale allo SLU, sia al livello di massimo invaso, sia a livelli intermedi, simulando cioè le differenti condizioni idrauliche (massime e minime) che potranno verificarsi in condizioni di piena.

4.1 AZIONI

Le azioni considerate nelle verifiche sono:

- Peso proprio

L'azione del peso proprio è data dal peso dello sbarramento e dal peso delle opere accessorie gravanti sulla diga medesima.

Il valore caratteristico del peso proprio è stato calcolato considerando un peso specifico del calcestruzzo pari a 23.5 kN/m³.

Nelle calcolazioni sono trascurati i pesi propri dei ponti di coronamento e delle paratoie perché trascurabili rispetto a quelli dei manufatti sui quali gravano.

Per la verifica a scorrimento sul piano di fondazione, il peso del terreno compreso tra i taglioni di base è assunto pari a 20 kN/m³.

- Spinta statica del terreno

La spinta del terreno in condizioni statiche è stata valutata facendo riferimento alla teoria di Coulomb/Rankine, trascurando l'attrito terra-muro:

$$S = \frac{1}{2} \times \gamma \times K \times H^2$$

$$K_A = \tan^2 (45^\circ - \Phi_d/2)$$

Dove H rappresenta l'altezza del paramento, K_A è il coefficiente di spinta attiva, Φ_d è l'angolo di attrito interno del terreno (di progetto), γ è il peso specifico del terreno.

Per quanto riguarda le proprietà del terreno, si è fatto riferimento alla relazione geotecnica allegata.

Si individuano due tipologie di terreno:

- terreno di fondazione (unità geotecnica UG2a) e fino a quota 132.5 m s.l.m.

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi_k' = 36^\circ$$

coefficiente di spinta attiva in combinazione A2+M2+R2: $k_A = 0.331$

- terreno rilevati:

Unità Geotecnica	c_k' [kPa]	ϕ_k' [°]	γ [kN/m ³]	k_A (comb. A2+M2+R2)
NUCLEO	5	26	19	0.467
A1-A2	5	35	20	0.343

Il terreno di fondazione e quello a monte e valle dei manufatti (fino a quota 132.5 m s.l.m.) appartiene all'unità geotecnica UG2a. Sopra tale quota, il terreno è costituito dai rilevati arginali.

- Spinta idrostatica

La spinta idrostatica sul paramento a monte è valutata facendo riferimento alle situazioni progettuali indicate nelle combinazioni delle azioni. La spinta idrostatica sul paramento a valle è variabile, in relazione alla condizione di carico considerata (dal valore massimo a quello minimo più sfavorevole).

Le spinte dell'acqua sono state valutate considerando un peso specifico pari a 9.81 kN/m^3 .

In condizioni di normale esercizio della cassa (no evento eccezionale di piena), il pelo libero dell'acqua (falda) coincide con l'estradosso dei denti di fondazione. Quindi, anche in esercizio, i conci risultano essere parzialmente immersi.

- Sotto-spinte idrauliche;

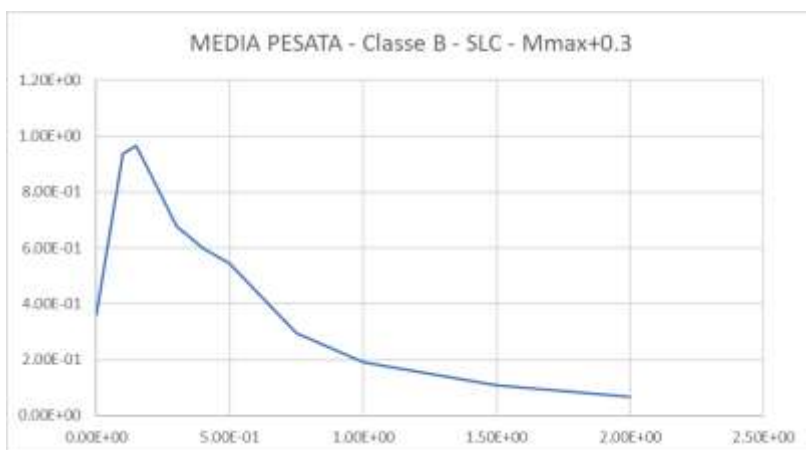
Sono state considerate le sottospinte idrauliche dovute alle pressioni interstiziali, in conformità a quanto indicato al paragrafo D.2.2.1 delle NTD14. Quindi, considerando la presenza dei drenaggi all'interno del corpo diga ed in fondazione, i valori caratteristici delle sottopressioni determinanti la spinta dell'acqua sono assunte linearmente decrescenti in direzione monte-valle, da un valore pari alla massima pressione idrostatica di invaso in corrispondenza del parametro di monte, alla pressione idrostatica massima che si può verificare lungo la linea dei drenaggi, indi al valore della massima pressione idrostatica che può verificarsi in corrispondenza del paramento di valle. La pressione lungo la linea dei drenaggi è assunta pari alla pressione idrostatica di valle aumentata di 0,35 volte la differenza tra la pressione idrostatica di monte e quella di valle.

- Azione sismica

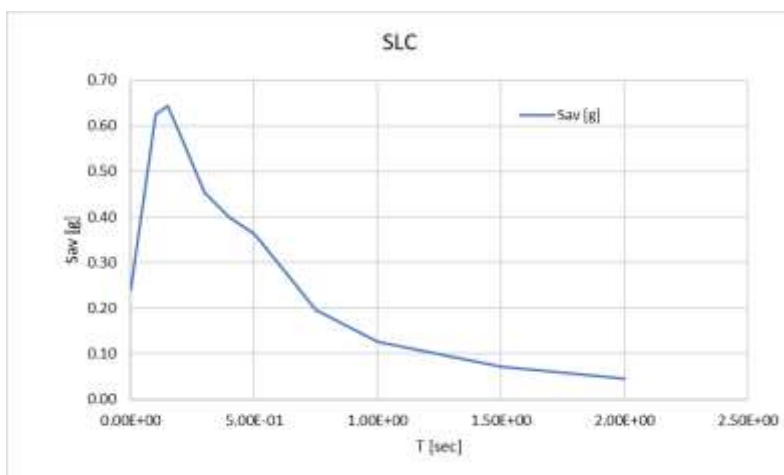
Ai sensi del paragrafo C7.7 delle NTD 14, le opere oggetto della presente relazione sono progettate considerando una vita nominale di 100 anni ed una classe d'uso III.

Trattasi infatti di grande diga "rilevante per le conseguenze di un eventuale collasso" (tab. C2, NTD2014).

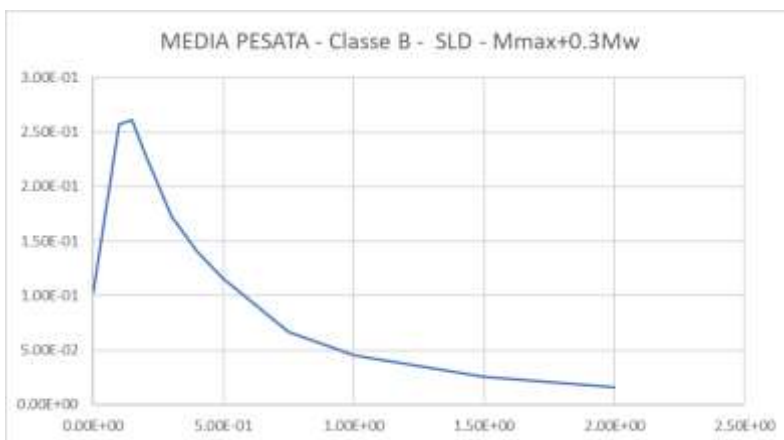
Si riportano di seguito gli spettri di risposta allo SLC (orizzontale e verticale) e SLD (orizzontale e verticale), ricavati dall'analisi di risposta sismica locale.



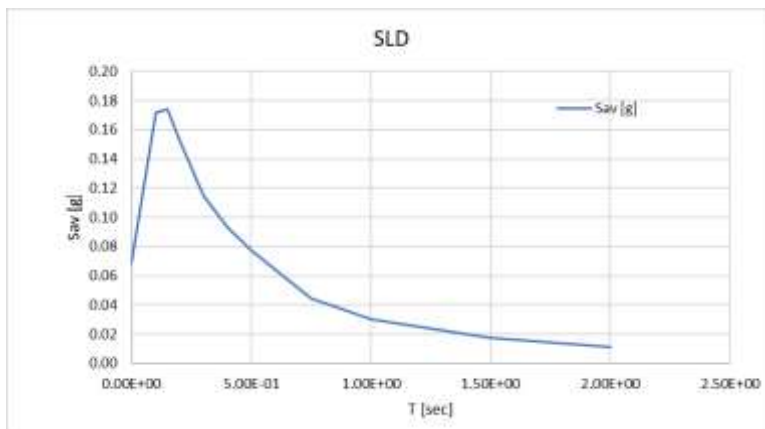
Spettro di risposta SLC orizzontale ($a_{g,max} = 0.361g$).



Spettro di risposta SLC verticale ($a_{g,max} = 0.24g$).



Spettro di risposta SLD orizzontale ($a_{g,max} = 0.103g$).



Spettro di risposta SLD verticale ($a_{g,max} = 0.07g$)

La spinta del terreno in condizioni sismiche è stata valutata mediante la teoria di Mononobe-Okabe:

$$S = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 - k_v) \times K_E \times H^2.$$

dove, K_E è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche, γ è il peso del terreno alleggerito (10 kN/m^3). Nel calcolo di K_E , considerata l'elevata permeabilità del terreno, gli effetti indotti dall'azione sismica sullo scheletro solido e sull'acqua sono stati valutati separatamente (analisi disaccoppiata). Nello specifico, gli effetti della spinta idrodinamica dell'acqua sono stati determinati in accordo al paragrafo C.7.7.3 delle NTD14 come di seguito riportato.

La combinazione delle azioni sismiche orizzontali (E_h) e verticali (E_v), è stata effettuata mediante la seguente regola:

$$+100\%E_h - 30\%E_v$$

$$+30\%E_h - 100\%E_v$$

Si noti che si è fatto riferimento alla sola condizione di sisma verticale diretto verso l'alto, essendo questa quella più gravosa per le opere in oggetto.

In accordo al paragrafo D.1.3 delle NTD2014, l'analisi sismica è stata condotta mediante il metodo pseudostatico considerando i seguenti valori dei coefficienti sismici.

$$\text{SLC} \rightarrow K_h = a_{g,max,h} = 0.361g, K_v = a_{g,max,v} = 0.240g;$$

$$\text{SLD} \rightarrow K_h = a_{g,max,h} = 0.103g, K_v = a_{g,max,v} = 0.070g;$$

- Azione inerziali dell'acqua contenuta nel serbatoio

In accordo al paragrafo C.7.7.3 delle NTD14, le azioni di inerzia dell'acqua possono essere assimilate ad una distribuzione di pressione sul paramento a monte della diga pari a:

$$p = a \times r \times c \times y_0$$

dove:

- $a = a_{\text{gmax}}$ (massima accelerazione orizzontale SLD/SLC);
- $r = 1000 \text{ kg/m}^3$
- y_0 = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento;

$$c = \frac{c_m}{2} \left[\frac{y}{y_0} \left(2 - \frac{y}{y_0} \right) + \sqrt{\frac{y}{y_0} \left(2 - \frac{y}{y_0} \right)} \right]$$

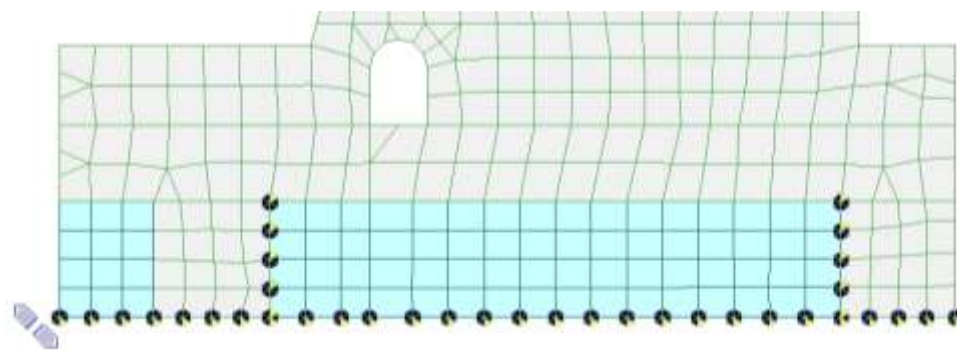
- y = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione p ;
- $c_m = -0.0073 \alpha + 0.7412$, α è l'angolo di inclinazione del paramento rispetto alla verticale.
- Variazioni termiche e calore di idratazione
Considerate le dimensioni contenute dei conci (12 m) per la presenza dei giunti di dilatazione, le azioni termiche derivanti dalle variazioni di temperatura e da calore di idratazione sono trascurabili.

4.2 MODELLAZIONE FEM

Ai fini delle verifiche, sono stati creati modelli FEM tridimensionali non lineari con elementi finiti solidi a 6 o 8 nodi mediante il software Midas/GEN 2021 v1.1, licenza n. U001-07702 rilasciata da Harpaceas s.r.l.

Il comportamento del calcestruzzo è stato simulato mediante un legame costitutivo elastico lineare, effettuando le verifiche in termini tensionali considerando i limiti riportati nei capitoli che seguono.

Il comportamento del terreno di fondazione è stato simulato mediante un letto di molle non lineari (reagenti solo a compressione). Il valore della costante di Winkler è stato calibrato sulla base dei cedimenti valutati con il modello geotecnico in condizioni di esercizio. Oltre alle molle in direzione verticale applicate sul piano di appoggio dei denti, i nodi appartenenti ai denti di fondazione sono stati bloccati in direzione orizzontale con vincoli monolateri reagenti solo a compressione. Quest'ultima condizione di vincolo assicura che l'intera forza di taglio agente sul piano di posa è trasferita interamente per mezzo di uno dei due denti (monte/valle) presenti su ogni conio. Si mostrano di seguito le condizioni di vincolo applicate al modello FEM. Essendo l'analisi non lineare, questa è stata eseguita direttamente sulle combinazioni di carico e non sui singoli casi di carico elementari.



Condizioni di vincolo (monolatero).

I carichi sono stati applicati agli elementi finiti mediante “pressure load” e “hydrostatic pressure”.

4.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico sono state determinate considerando quanto previsto nella tabella C6 delle NTD14 di seguito riportata.

combinazione azioni	fondamentale				eccezionale	sismica	
	fase costruttiva	fine costruzione o serbatoio vuoto	rapida vuotatura	esercizio normale	massima piena	SLE	SLU
peso proprio	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
spinta idrostatica				SI ⁽¹⁾	SI ⁽²⁾	SI ⁽¹⁾	SI ⁽¹⁾
sottospinta			SI	SI	SI	SI	SI
coazioni termiche e da ritiro	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
coazione da calore di idratazione	SI	SI					
spinta del ghiaccio				se applicabile			
spinta dell'interimento				se applicabile	se applicabile	se applicabile	se applicabile
azione sismica						SI	SI

⁽¹⁾ quota massima regolazione e livelli inferiori nonché serbatoio vuoto

⁽²⁾ quota di massimo invaso

Tabella C6 NTD14.

Trattandosi di una diga che prevede invaso solo in occasione di piena e quindi anche per durate brevi, le verifiche in presenza di acqua sono svolte in combinazione eccezionale.

Inoltre, considerando la quota di massima regolazione sono condotte le verifiche sismiche dei conci diga allo SLC/SLD.

Si riporta di seguito la combinazione di carico eccezionale (utilizzata per la verifica in condizioni di massimo invaso).

$$F_d = G + A_d + \sum \psi_{2i} \times Q_{k,i}$$

dove A_d rappresenta l'azione eccezionale.

Si riportano di seguito la combinazione di carico rara e quasi permanente utilizzata per le verifiche in esercizio (controllo tensionale).

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{k,i} \text{ (quasi permanente)}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum \psi_{0i} \times Q_{k,i} \text{ (rara)}$$

Si riporta di seguito la combinazione di carico sismica:

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{k,i} + E_d$$

dove E_d rappresenta l'azione sismica.

4.4 CRITERI GENERALI DI VERIFICA

Le verifiche effettuate, sia per i conci diga che per quelli di raccordo, sono:

- Verifiche globali a scorrimento/ribaltamento effettuate in condizioni statiche (SLU/eccezionali) e sismiche (SLC) in corrispondenza di alcune sezioni orizzontali significative all'interno del corpo diga;
- verifiche tensionali SLE effettuate in condizioni statiche (quasi permanente e rara) e sismiche (SLD);
- verifiche tensionali SLU (SLC/eccezionale) al fine di assicurare l'assenza di meccanismi di collasso locale/globale all'interno del corpo diga.

Per le verifiche geotecniche sul piano di posa della fondazione (scorrimento, ribaltamento e capacità portante) si rimanda integralmente alla relazione geotecnica allegata.

4.4.1 SLU: scorrimento all'interno del corpo diga

Le verifiche nei confronti dello SLU di scorrimento sono eseguite in corrispondenza di alcune quote significative della struttura, considerando anche la presenza della sottospinta idraulica.

La resistenza allo scorrimento è stata valutata in accordo al paragrafo 6.2.5 dell'eurocodice 2. Le specifiche del progetto prevedono un accurato trattamento delle riprese di getto: una superficie con scabrezza di almeno 3 mm e passo di circa 40 mm, ottenuta con graffiatura, esposizione degli aggregati o altri metodi che danno comportamento equivalente. In questo caso, è possibile assumere una coesione pari a $0.4 \times f_{ctd}$ ($c=0.4$) e un angolo di resistenza a taglio pari a 35° ($\mu = 0.7$). Quindi, la verifica è soddisfatta se:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min (c \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n + \rho \times f_{yd} \times (\mu \times \sin \alpha + \cos \alpha); 0.5 \times v \times f_{cd})$$

dove:

- $f_{ctd} = 1.19 \text{ MPa}$, è la resistenza a trazione del calcestruzzo;
- $\sigma_n = N_{Ed} / (b \times a)$, è la tensione di compressione agente sulla porzione di sezione compressa (a = estensione della zona compressa).
- ρ è la percentuale di armatura presente eventualmente sulla potenziale superficie di scorrimento;
- $f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$;
- $f_{cd} = 14.1 \text{ MPa}$;
- $\alpha = 90^\circ$, angolo di inclinazione dell'eventuale armatura rispetto alla superficie di scorrimento;
- $v = 0.54$.

La tensione di taglio v_{Ed} sollecitante di progetto è calcolata con riferimento alla sola porzione di sezione compressa $v_{Ed} = V_{Ed} / (b \times a)$.

Nel calcolo delle tensioni normali agenti sulla sezione è stata assunta nulla la resistenza a trazione del calcestruzzo in corrispondenza delle riprese di getto, in quanto la presenza della sottospinta idraulica implica il distacco completo delle superfici che fronteggiano la potenziale superficie di scorrimento.

4.4.2 Sollevamento (UPL)

In accordo al paragrafo 6.2.3.2 delle NTC08, per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$\text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

4.4.3 SLE

Con riferimento alle verifiche in esercizio richieste dalla normativa vigente (NTD14), queste sono eseguite con riferimento alla combinazione rara, quasi permanente e di serbatoio pieno per il paramento di monte, assumendo i seguenti limiti tensionali.

La convenzione dei segni utilizzata nel modello FEM è:

- positive le tensioni di trazione;
- negative le tensioni di compressione.

Il controllo è eseguito con riferimento alle tensioni principali.

Combinazione quasi permanente e per le verifiche a serbatoio pieno riferite al paramento di monte:

- compressione $\sigma_c \leq 0.25 \times f_{ck} = 6.2 \text{ MPa}$;
- trazione nulla $\sigma_c' \geq 0$.

Combinazione caratteristica:

- compressione $\sigma_c \leq 0.25 \times f_{ck} = 6.2 \text{ MPa}$;
- trazione $\sigma_c' \geq 0.21 \times f_{ctm} = 0.21 \times 0.3 \times f_{ck}^{2/3} = 0.5 \text{ MPa}$

Per la combinazione caratteristica e per le verifiche riferite al paramento di monte della diga, si è fatto riferimento (in accordo alla tabella C6 NTC14) alla quota di massima regolazione (quota di sfioro dei dispositivi).

Le verifiche tensionali in combinazione sismica sono state eseguite con riferimento allo SLD, controllando che lo stato di sollecitazione (tensioni principali) sia contenuto entro i limiti di elasticità del materiale (paragrafo IV.2 Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.04.2014 (NTD2014) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18)):

- compressione $\sigma_c \leq 0.20 \times f_{ck} = 5.0 \text{ MPa}$;

- trazione $\sigma_c' \geq \min (0.7 \times f_{ctm}; f_{ctm}/1.20) = 1.8 \text{ MPa}$

4.4.4 SLU/SLC: meccanismi di collasso globale/locale

Al fine di scongiurare eventuali meccanismi di collasso globale e locale (scorrimento, ribaltamento, collasso della parte sommitale), si è proceduto al calcolo delle tensioni allo SLU (quota di massimo invaso) e SLC (metodo pseudostatico quota di massima regolazione).

Con riferimento al paragrafo IV.3 Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.04.2014 (NTD2014) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18) se allo SLU/SLC le tensioni principali risultano essere inferiori rispetto ai valori limite definiti precedentemente per SLD e rara, le prestazioni definite dalla norma NTD2014 sono garantite. Infatti, se il sistema diga-fondazione si mantiene in campo elastico-lineare, la stabilità risulta verificata e, con essa, anche la condizione di assenza di rilascio incontrollato d'acqua.

Quindi, si assumono i seguenti limiti tensionali:

SLU/eccezionale

- compressione $\sigma_c \leq 0.25 \times f_{ck} = 6.2 \text{ MPa}$;
- trazione $\sigma_c' \geq 0.21 \times f_{ctm} = 0.21 \times 0.3 \times f_{ck}^{2/3} = 0.5 \text{ MPa}$

SLC

- compressione $\sigma_c \leq 0.20 \times f_{ck} = 5.0 \text{ MPa}$;
- trazione $\sigma_c' \geq \min (0.7 \times f_{ctm}; f_{ctm}/1.20) = 1.8 \text{ MPa}$

In tutti i casi, dove la tensione di progetto a trazione supera i limiti di resistenza sopra definiti, si prevede l'aggiunta di armatura in acciaio B450C in grado di assorbire l'intero sforzo di trazione.

Si sottolinea, infine, che trattandosi di stati limite ultimi, la resistenza a compressione di progetto può comunque essere assunta pari a f_{cd} .

4.5 MANUFATTO A: CONCI SFIORANTI 1A, 2A, 5A, 6A, 9A, 10A

Il concio tipo sfiorante del manufatto A presenta una larghezza di 12 m ed un profilo trasversale definito da un triangolo avente vertice a quota 146.0 m s.l.m., pendenza del paramento di monte (orizzontale/verticale) 0.25/1.0 e quello di valle 1/1. Il ciglio di sfioro si trova a quota 144.9 m s.l.m. Il piano di fondazione è a quota 127.0 m s.l.m., approfondito all'estremità di valle fino a quota 124.0m s.l.m. per la realizzazione di n. 2 denti di ammorsamento.

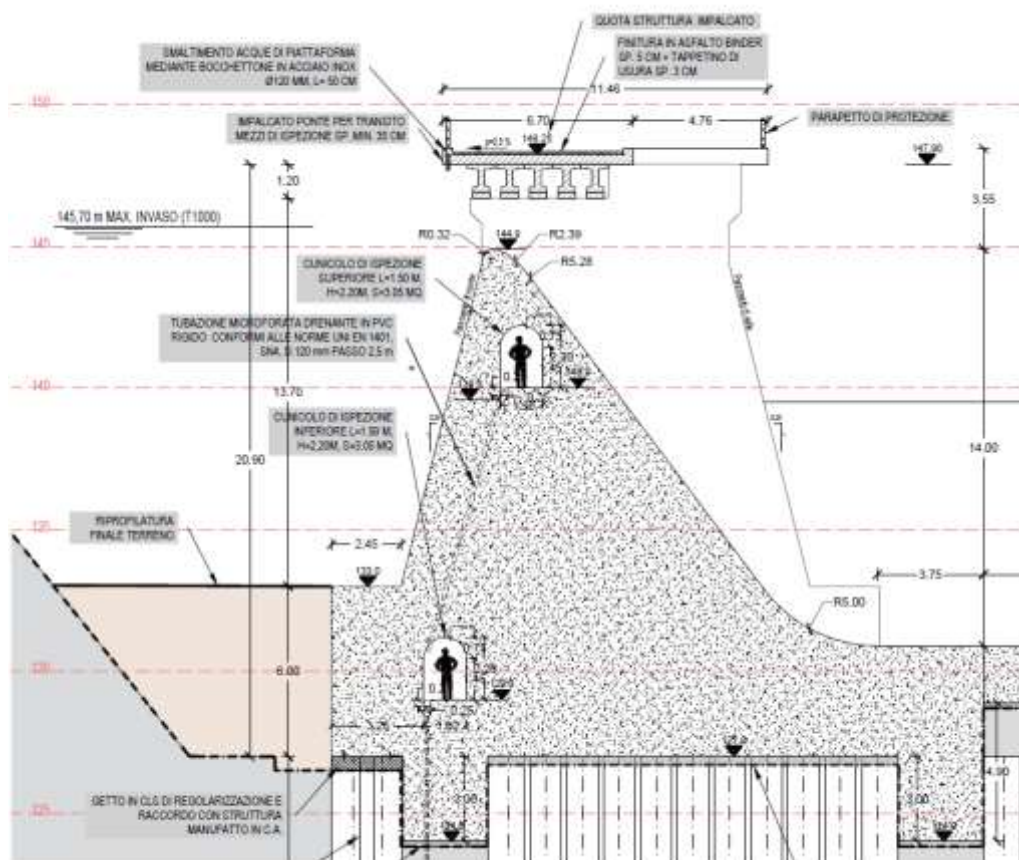
Nel concio sono ricavati due cunicoli: uno in fondazione a quota 129.0 m s.l.m. ed uno a quota 140.0 m s.l.m. necessario per l'ispezione e la manutenzione delle paratoie ubicate nei conci avente luce sotto battente.

Dallo studio idraulico della cassa di espansione si ricavano i livelli idrici di monte e valle in condizioni di piena e per differenti periodi di ritorno.

Quote idriche di monte/valle

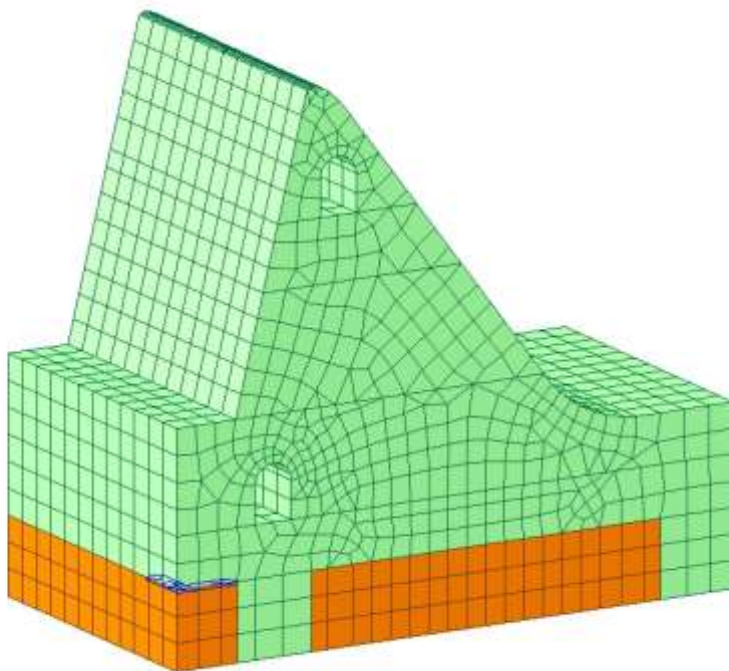
Periodo di ritorno (anni)	Quota idrica di monte (m)	Quota idrica di valle (m)
200	144.90	130.90-134.40
1000	145.70	134.40-135.90

Si riporta di seguito la sezione di riferimento.



Sezione tipologica del concio

Si riporta di seguito un'immagine del modello FEM.



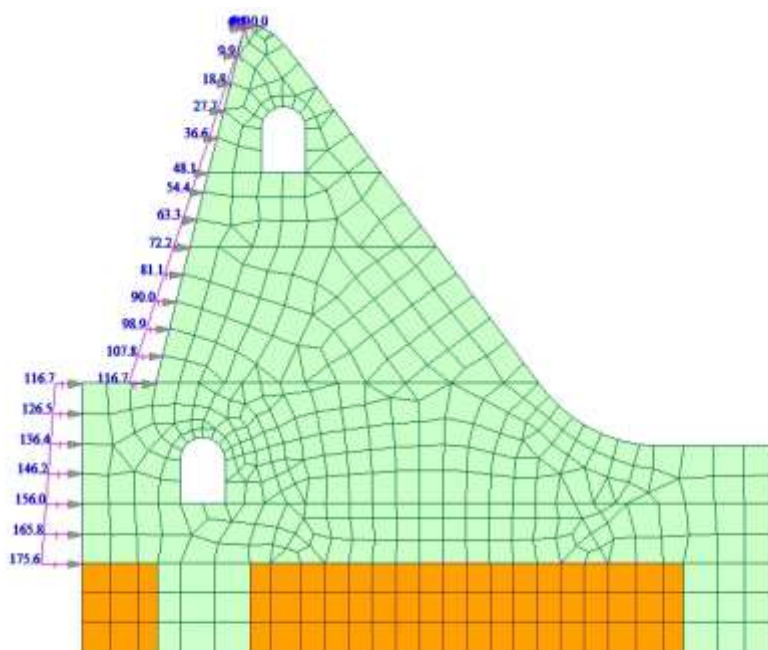
Modello FEM concio sfiorante manufatto A (sezioni E, I).

4.5.1 Carichi e combinazioni

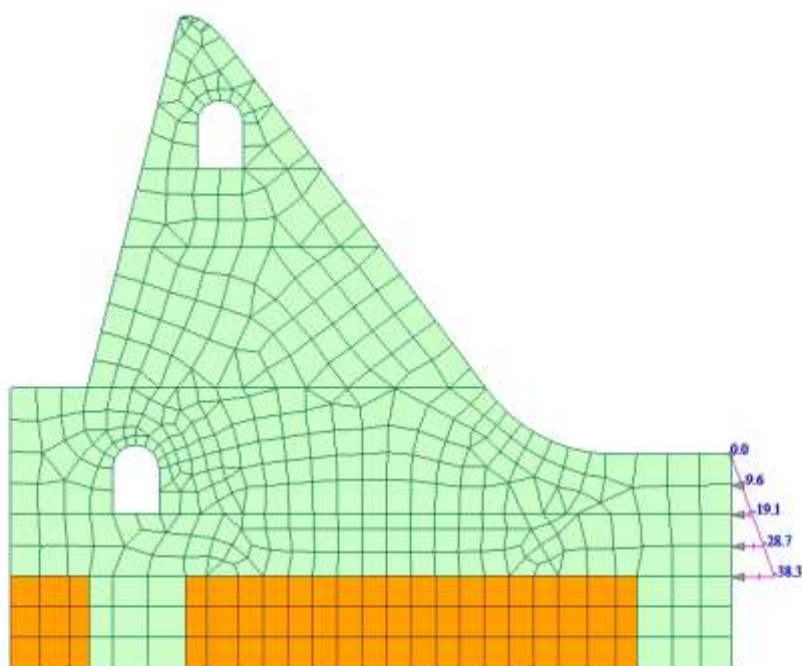
Di seguito vengono mostrati i casi elementari applicati al concio (unità di misura kN, m), oltre ai pesi propri computati automaticamente dal software.

L'azione inerziale sulla massa strutturale è stata assegnata come carico "nodal body force", moltiplicando il peso per il coefficiente sismico orizzontale/verticale".

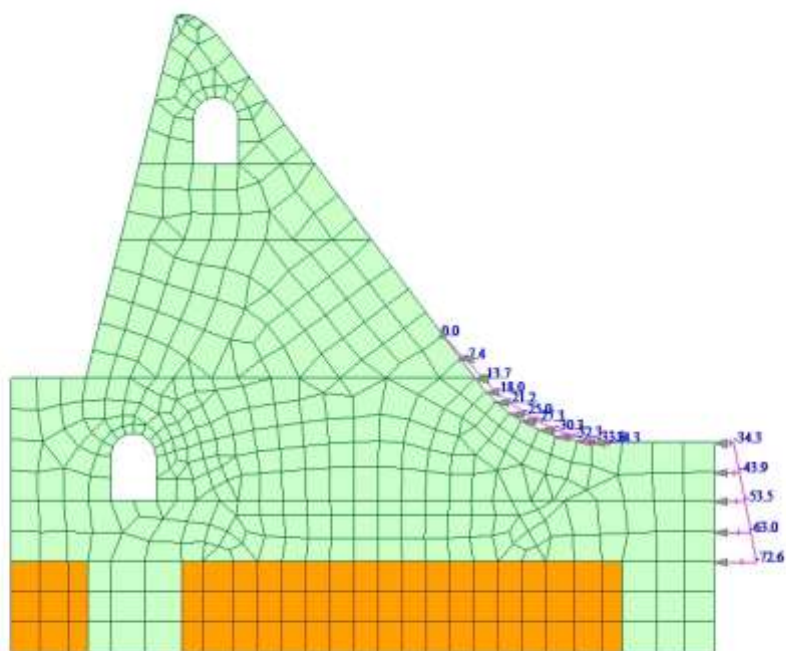
Caso di carico	Descrizione
G1	Peso Proprio strutturale
Spinta idro monte Tr=200 anni	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso pari a 144.9 m s.l.m.
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso pari a 130.9 m s.l.m.
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso pari a 134.4 m s.l.m.
Sottospinta Tr=200 anni 130.9m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso a valle pari a 130.9 m
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso a valle pari a 134.4 m
Peso acqua monte Tr=200 anni	Peso dell'acqua di monte con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso 144.9 m s.l.m.
Spinta idro monte Tr=1000 anni	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso pari a 145.7 m s.l.m.
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso pari a 134.4 m s.l.m.
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso pari a 135.9 m s.l.m.
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a valle pari a 134.4 m
Sottospinta Tr=1000 anni 135.9m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a valle pari a 135.9 m
Peso acqua monte Tr=1000 anni	Peso dell'acqua di monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso 145.7 m s.l.m.
Spinta terreno statica	Spinta del terreno di monte in condizioni statiche
Peso acqua valle 134.4 m	Peso dell'acqua di valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso 134.4 m s.l.m.
Peso acqua valle 135.9 m	Peso dell'acqua di valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso 135.9 m s.l.m.
H2O servizio	Spinte e sottospinte idrauliche esercitate dall'acqua in condizioni di normale esercizio (quota di falda).
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	Incremento di spinta sismica del terreno allo SLD
Sisma orizzontale SLD_RSL	Azione sismica orizzontale allo SLD applicata alla massa strutturale
Sisma verticale SLD_RSL	Azione sismica verticale allo SLD applicata alla massa strutturale
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	Azione inerziale dell'acqua contenuta nel serbatoio allo SLD
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	Incremento di spinta sismica del terreno allo SLC
Sisma orizzontale SLC_RSL	Azione sismica orizzontale allo SLC da RSL applicata alla massa strutturale
Sisma verticale SLC_RSL	Azione sismica verticale allo SLC da RSL applicata alla massa strutturale
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	Azione inerziale dell'acqua contenuta nel serbatoio allo SLC



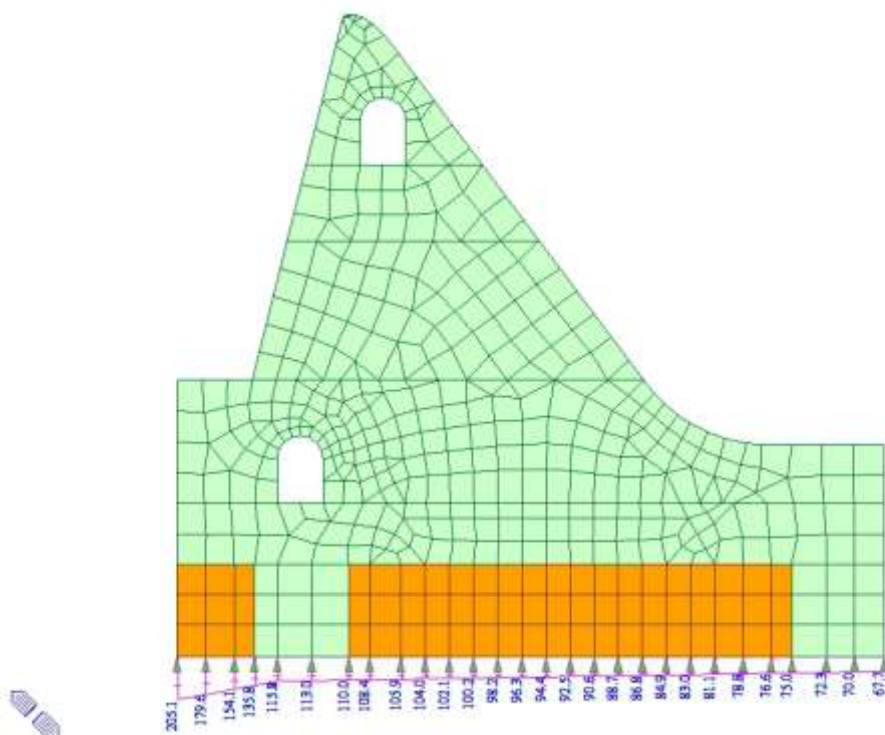
Spinta idro monte Tr=200 anni



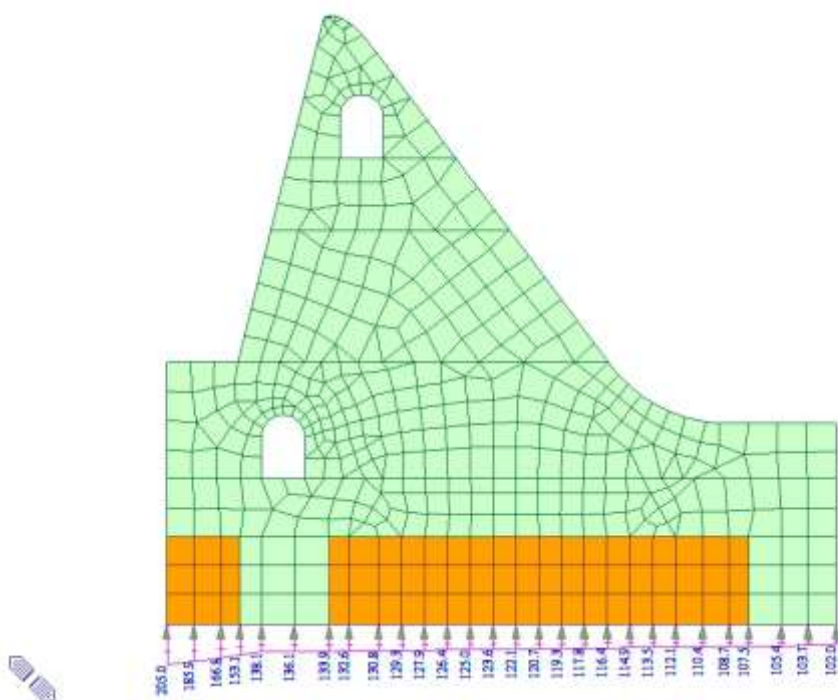
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m



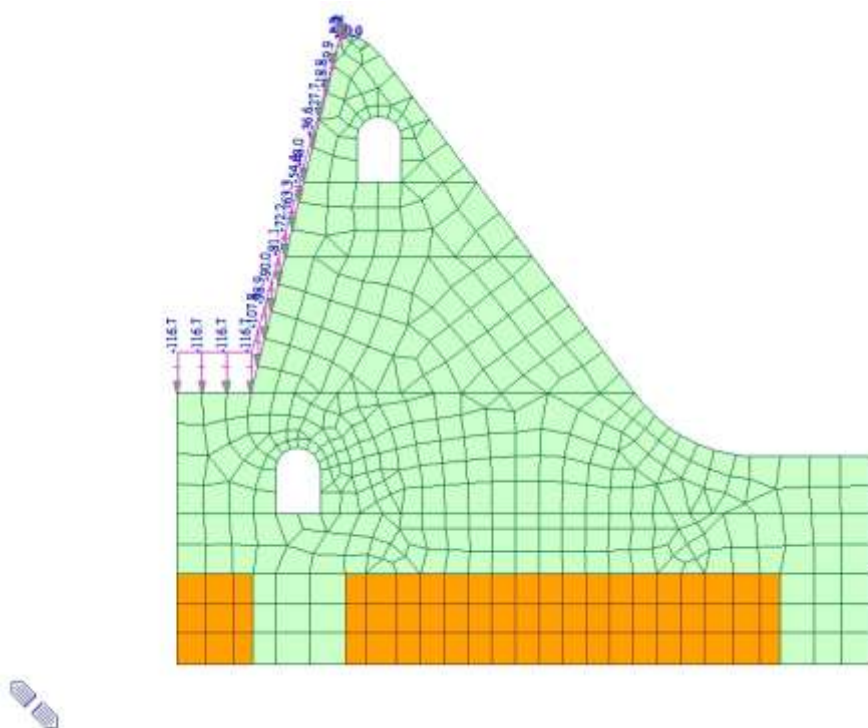
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m



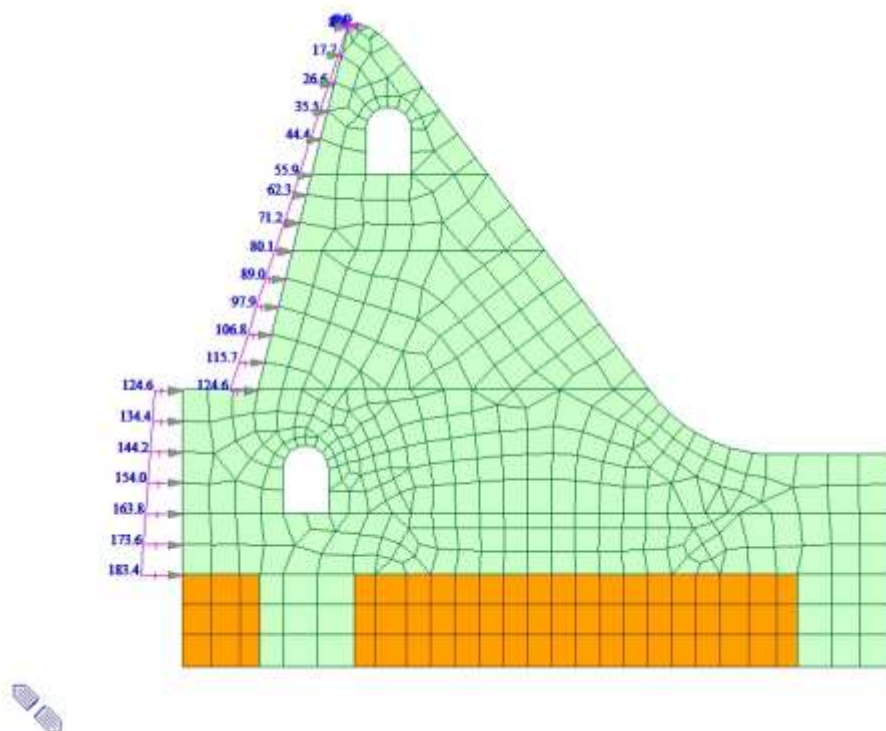
Sottospinta Tr=200 anni 130.9m



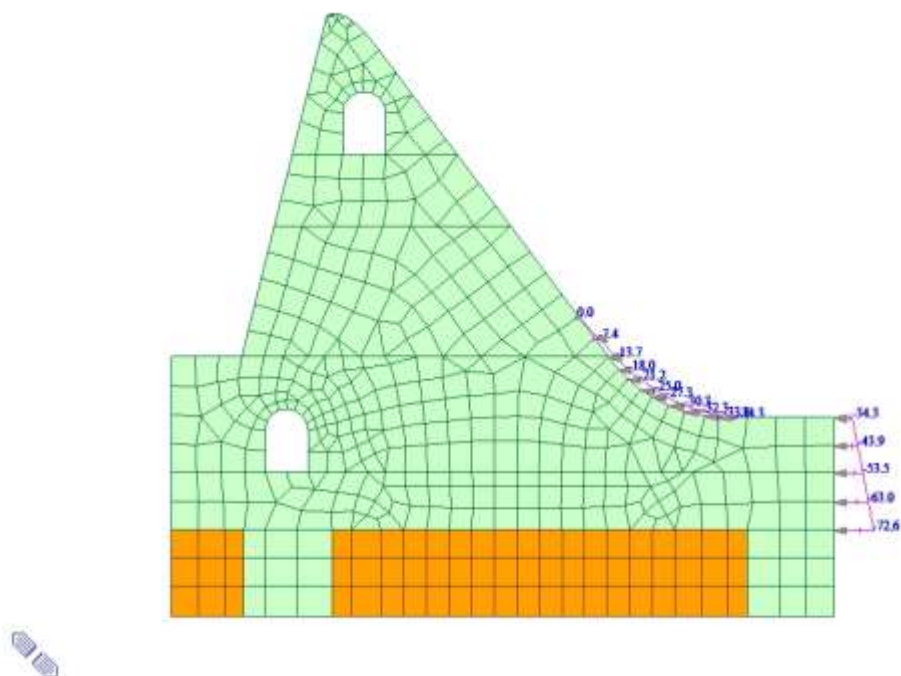
Sottospinta $Tr=200$ anni 134.4m



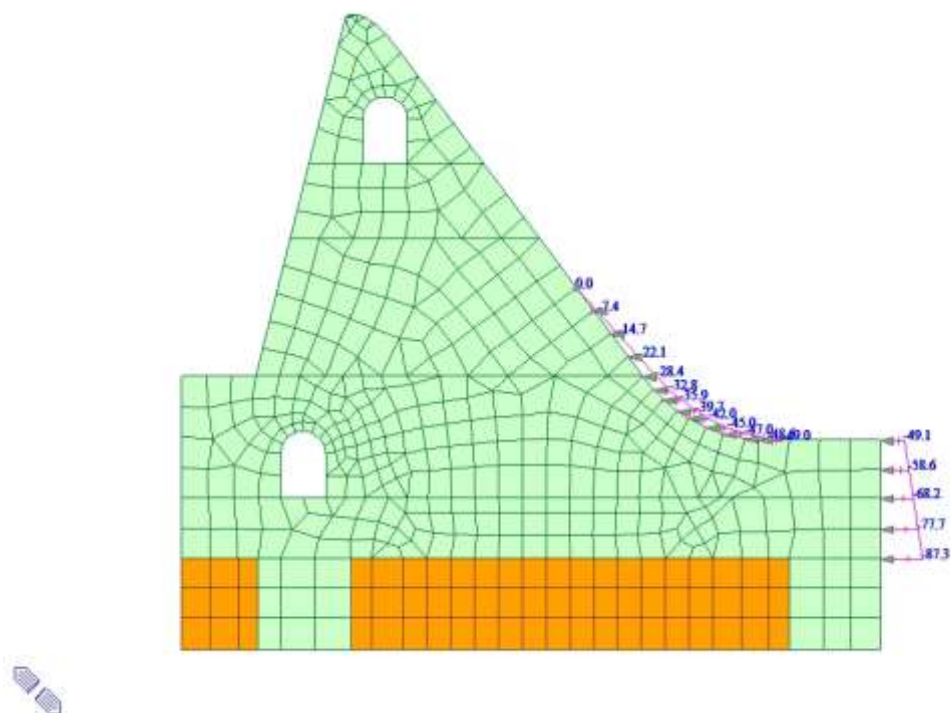
Peso acqua monte $Tr=200$ anni



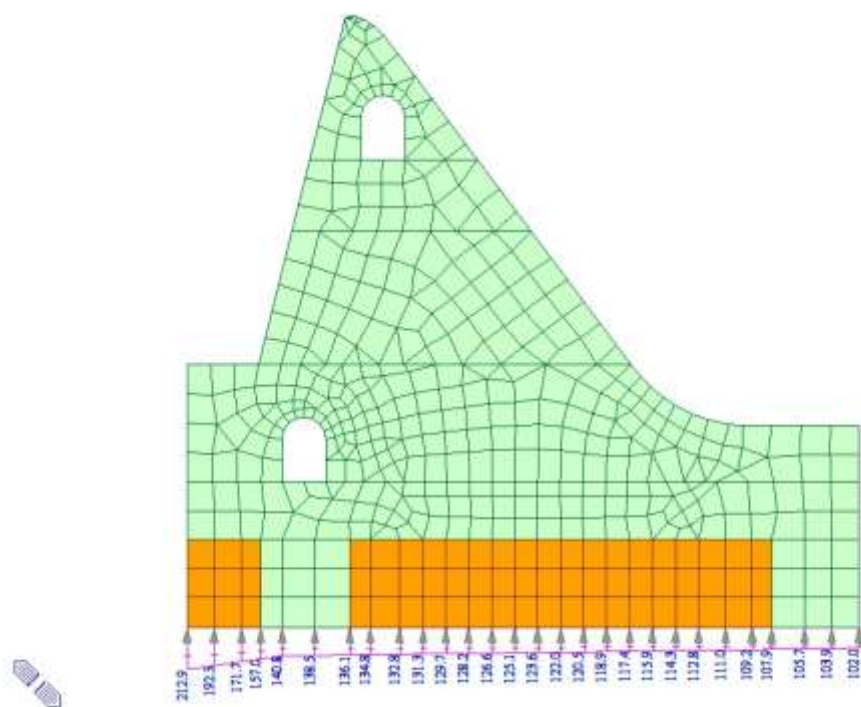
Spinta idro monte Tr=1000 anni



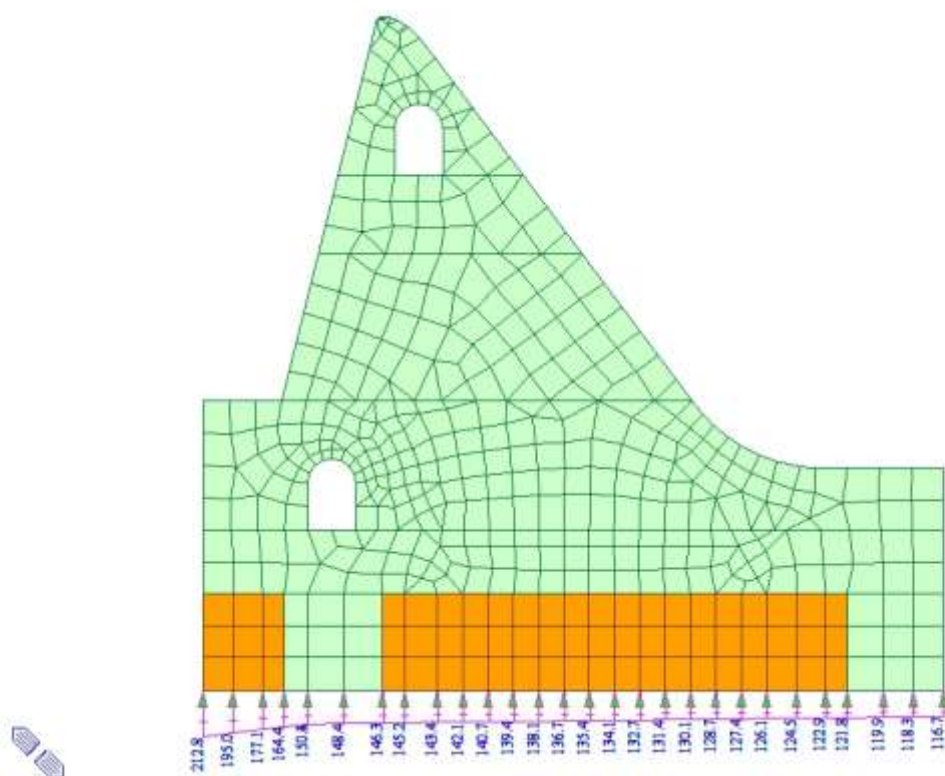
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m



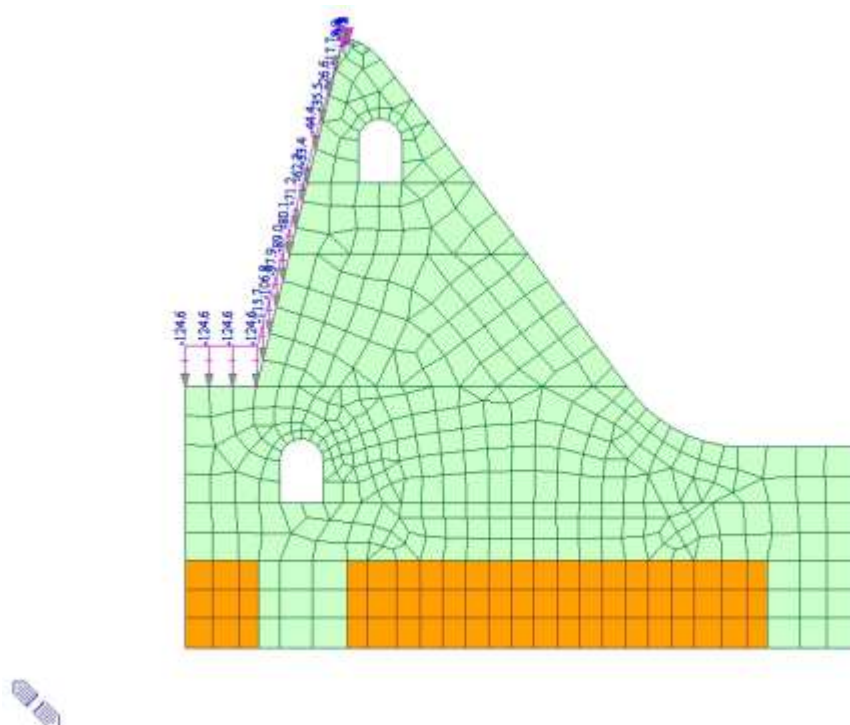
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m



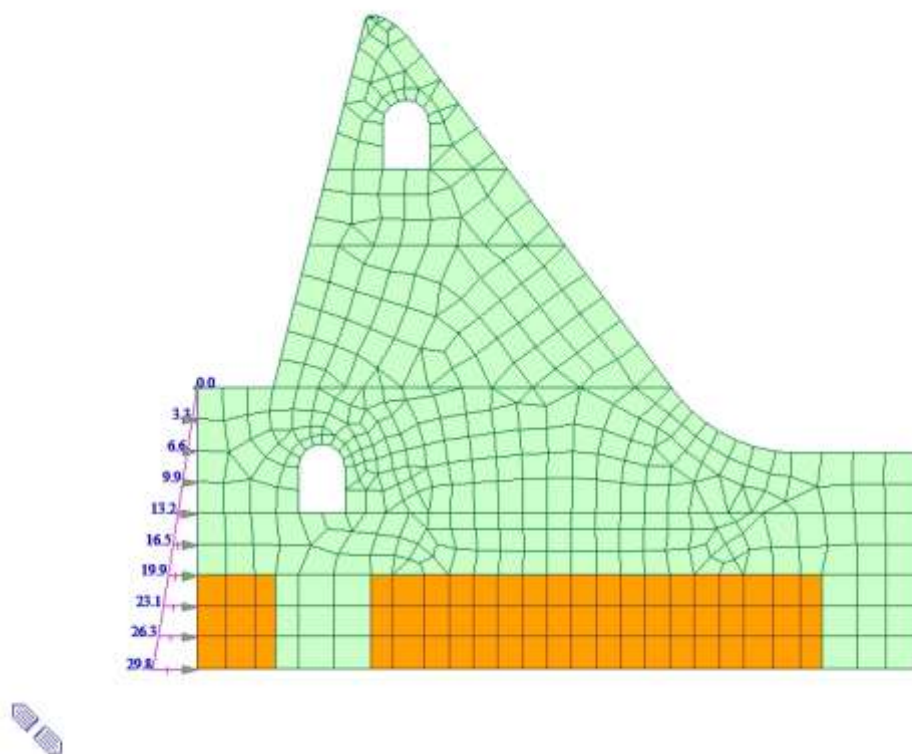
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4m



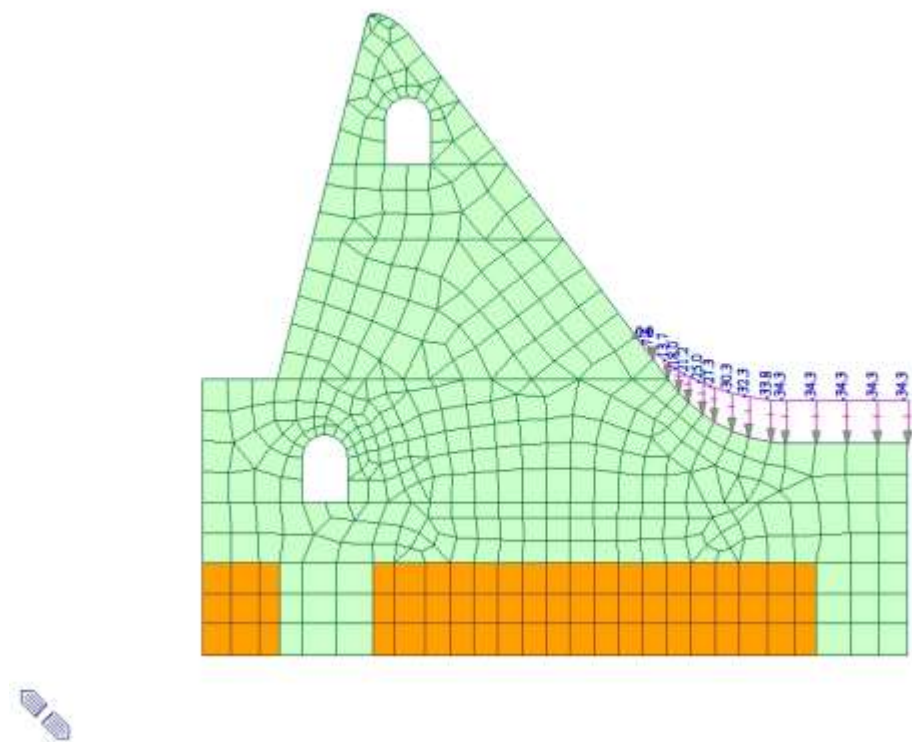
Sottospinta $T_r=1000$ anni 135.9m



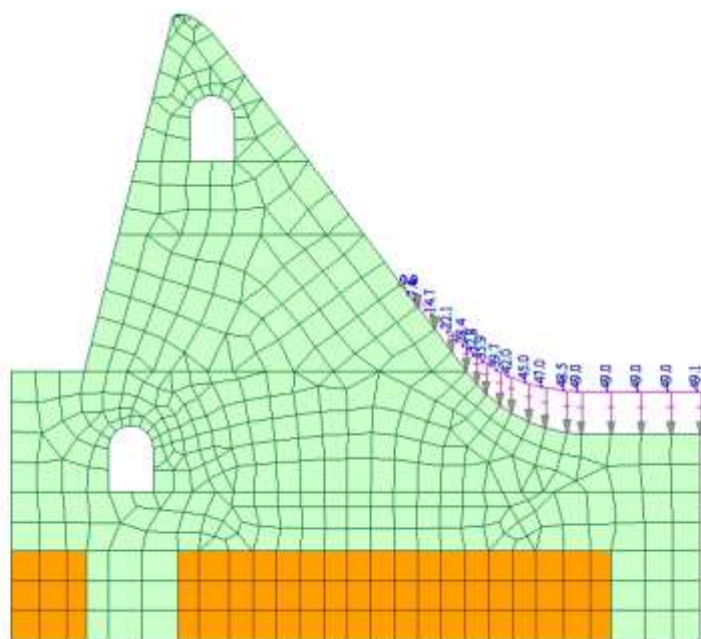
Peso acqua monte $T_r=1000$ anni



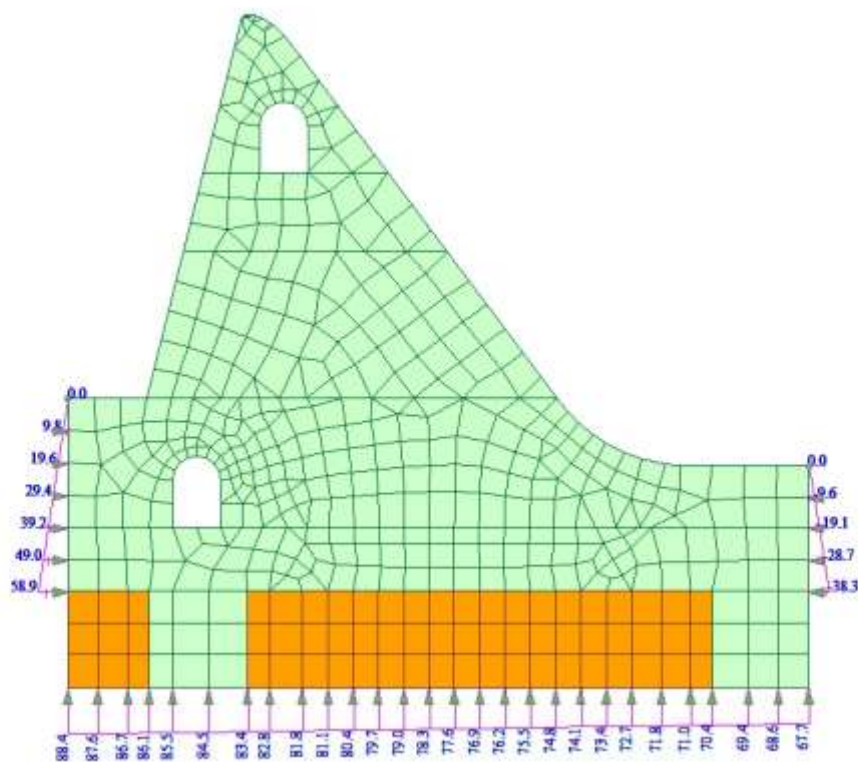
Spinta terreno statica



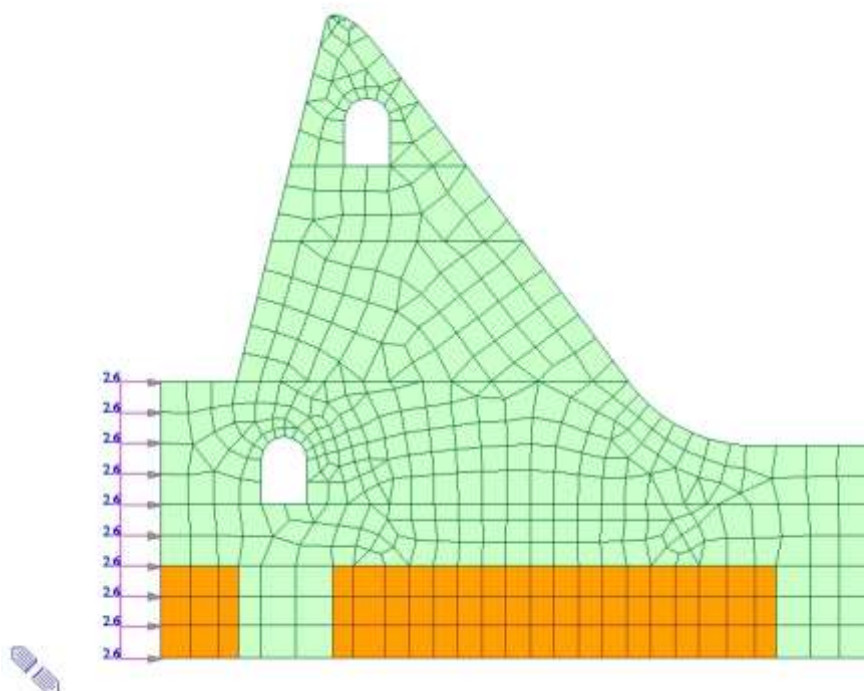
Peso acqua valle 134.4 m



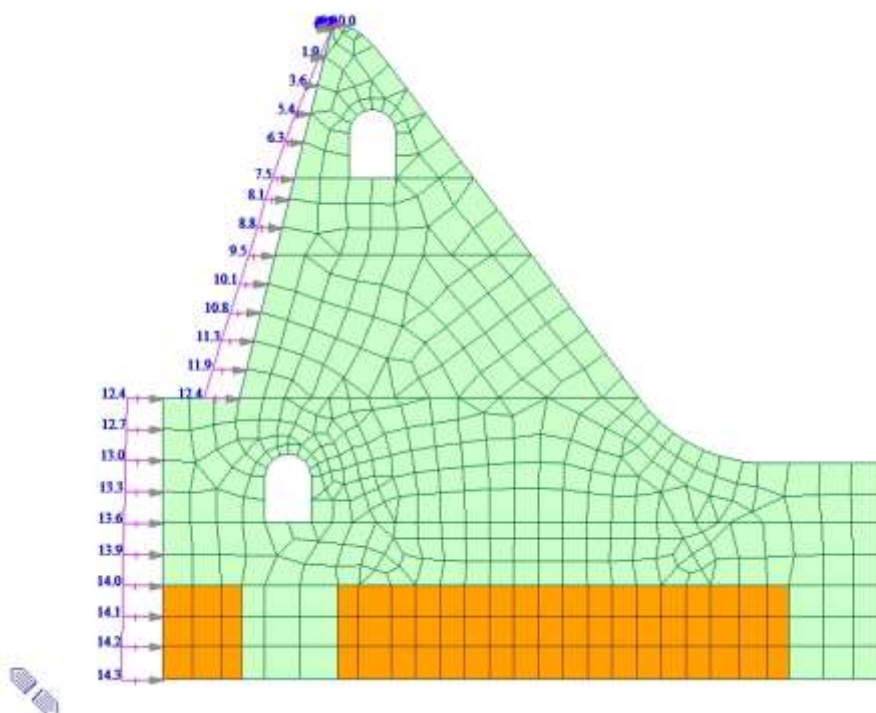
Peso acqua valle 135.9 m



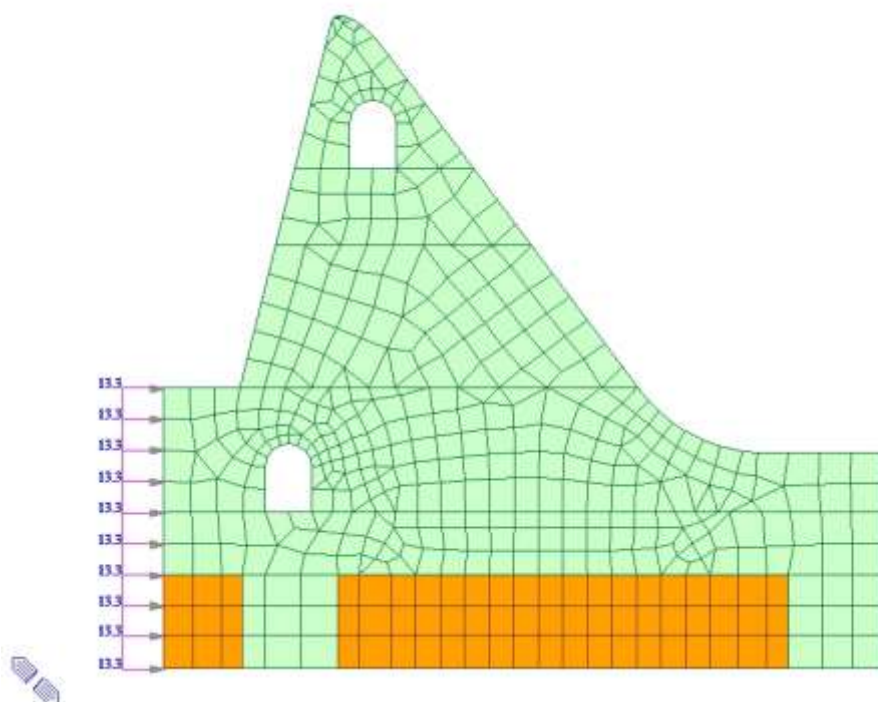
H2O servizio



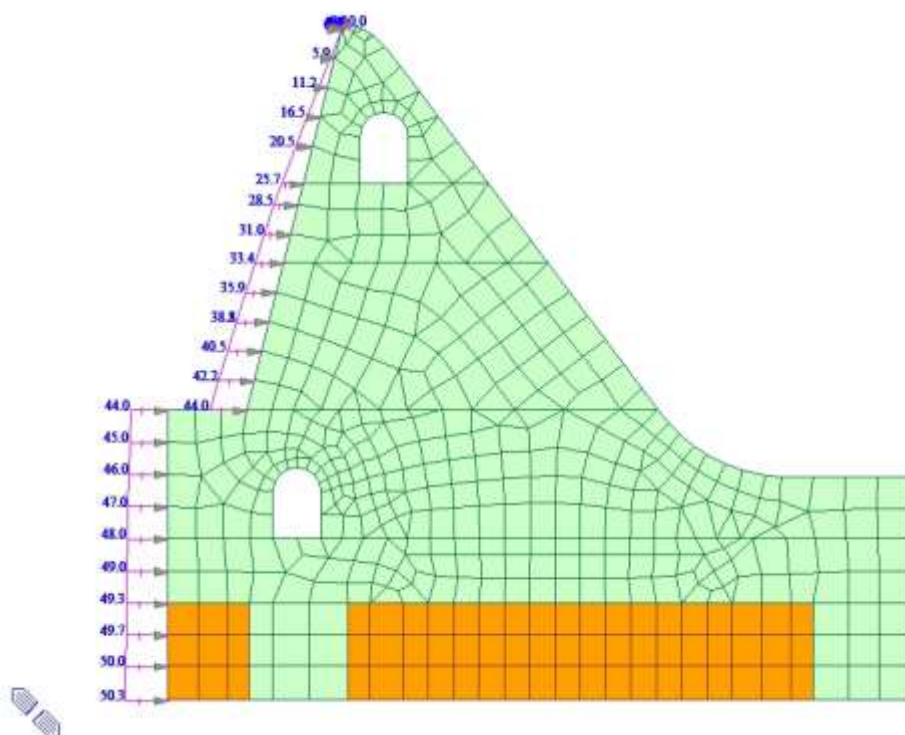
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL



Sovrappinta idrodinamica SLD_RSL



Delta spinta terreno sismica SLC_RSL



Sovrappinta idrodinamica SLC_RSL

Si riportano di seguito le reazioni vincolari caratteristiche globali agenti nei singoli casi di carico elementari alla base della struttura. Tali azioni sono state valutate mediante analisi lineare elastica.

Reazioni vincolari agenti nei singoli casi di carico

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	78440.412797
Spinta idro monte Tr=200 anni	-19204.846422	0.000003	-2165.230701
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	898.078246	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	3200.089785	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	0.000000	0.000000	-27786.000000
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	-34975.799999
Peso acqua monte Tr=200 anni	0.000000	0.000000	8677.891289
Spinta idro monte Tr=1000 anni	-20952.236729	0.000003	-2363.617040
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	3059.365572	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	4627.266529	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m	0.000000	0.000000	-35500.799999
Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m	0.000000	0.000000	-38625.599999
Peso acqua monte Tr=1000 anni	0.000000	0.000000	9360.030136
Spinta terreno statica	-1608.660000	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 134.4 m	0.000000	0.000000	2420.372665
Peso acqua valle 135.9m	0.000000	0.000000	3722.857597
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	-1436.400000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLC_RSL	-28266.250538	0.000000	-0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-18791.967117
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-8907.988663	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	-280.800000	0.000000	0.000000
H2O Servizio	-1223.754538	0.000000	-21541.800000
Sisma orizzontale SLD_RSL	-8064.885888	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-5480.990409
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-2653.070102	0.000000	0.000000

Si riportano di seguito le combinazioni di carico.

Combinazione	Descrizione
ECC_1	Combinazione eccezionale (Tr = 200 anni) con quota di massimo invaso a monte 144.9 m e quota di valle pari a 130.9 m
ECC_2	Combinazione eccezionale (Tr = 200 anni) con quota di massimo invaso a monte 144.9 m e quota di valle pari a 134.4 m
ECC_3	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 145.7 m e quota di valle pari a 134.4 m
ECC_4	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 145.7 m e quota di valle pari a 135.9 m
SLU	Combinazione fondamentale SLU
QP	Combinazione quasi permanente per effetti a lungo termine (livello dell'acqua pari a quello della falda in esercizio)
RARA1	Combinazione rara con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 130.9 m
RARA2	Combinazione rara con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 134.4 m
SLC_RSL	Combinazione sismica SLC con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 130.9 m, accelerazioni da RSL
SLD_RSL	Combinazione sismica SLD con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 130.9 m, accelerazioni da RSL

Load case	ECC_1	ECC_2	ECC_3	ECC_4	SLU	QP	RARA	RARA2	SLC_RSL	SLD_RSL
G1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Spinta idro monte Tr=200 anni	1.0	1.0					1.0	1.0	1.0	1.0
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	1.0						1.0		1.0	1.0
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m		1.0						1.0		
Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	1.0						1.0		1.0	1.0
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m		1.0						1.0		
Peso acqua monte Tr=200 anni	1.0	1.0					1.0	1.0	1.0	1.0
Spinta idro monte Tr=1000 anni			1.0	1.0						
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m			1.0							
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m				1.0						
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m			1.0							
Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m				1.0						
Peso acqua monte Tr=1000 anni			1.0	1.0						
Spinta terreno statica	1.0	1.0	1.0	1.0	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Peso acqua valle 134.4 m		1.0	1.0					1.0		
Peso acqua valle 135.9m				1.0						
H2O SERVIZIO					1.3	1.0				
Delta Spinta terreno sismica SLD_RSL										1.0
Sisma orizzontale SLD_RSL										1.0
Sisma verticale SLD_RSL										0.3
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL										1.0
Delta Spinta terreno sismica SLC_RSL									1.0	
Sisma orizzontale SLC_RSL									1.0	
Sisma verticale SLC_RSL									0.3	
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL									1.0	

4.5.2 Verifiche a scorrimento SLU/SLC

Con riferimento alla verifica a scorrimento all'interno del corpo diga, si considerano le seguenti sezioni orizzontali significative:

- quota +129.0 m;
- quota +133.0 m;
- quota +137.5m;
- quota +140.0 m.

In tutte le sezioni è stata considerata la presenza della sottospinta idraulica.

Sezione a quota +129.0m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT				
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
	G1	0.000000	0.000000	3639.676717
	Spinta idro monte Tr=200 anni	-1413.228565	0.000000	0.000000
	Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	0.000000	0.000000	0.000000
	Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	0.000000
	Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	0.000000	0.000000	-836.662687
	Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	-836.662687
	Peso acqua monte Tr=200 anni	0.000000	0.000000	353.659103
	Spinta idro monte Tr=1000 anni	-1874.462062	0.000000	0.000000
	Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	0.000000	0.000000	0.000000
	Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	0.000000	0.000000	0.000000
	Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m	0.000000	0.000000	-972.737990
	Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m	0.000000	0.000000	-972.737990
	Peso acqua monte Tr=1000 anni	0.000000	0.000000	484.463165
	Spinta terreno statica	0.000000	0.000000	0.000000
	Peso acqua valle 134.4 m	0.000000	0.000000	0.000000
	Peso acqua valle 135.9m	0.000000	0.000000	0.000000
	H2O SERVIZIO	0.000000	0.000000	0.000000
	Delta Spinta terreno sismica SLD_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
	Sisma orizzontale SLD_RSL	-375.435473	0.000000	0.000000
	Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-255.150322
	Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-251.321568	0.000000	0.000000
	Delta Spinta terreno sismica SLC_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
	Sisma orizzontale SLC_RSL	-1315.846659	0.000000	0.000000
	Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-874.801103
	Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-804.409994	0.000000	0.000000

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 5.75m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-1413.23	3156.67	-542.75
ECC_2	-1413.23	3156.67	-542.75
ECC_3	-1874.46	3151.40	-1597.73
ECC_4	-1874.46	3151.40	-1597.73
SLU	0.00	3639.68	2227.11
SLC_RSL	-3533.49	2894.23	-4688.65

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (τ_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.070	-0.053	2.50 + 1.75	0.028	0.519
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.070	-0.053	2.50 + 1.75	0.028	0.519
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.086	-0.036	2.50 + 1.75	0.037	0.519
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.086	-0.036	2.50 + 1.75	0.037	0.519
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.108	-0.038	2.50 + 1.75	0.000	0.526
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	-0.133	-	2.90	0.102	0.534

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

Sezione a quota +133.0m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT				
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
	G1	0.000000	0.000000	8471.483055
	Spinta idro monte Tr=200 anni	-3189.755748	0.000000	0.000000
	Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	0.000000	0.000000	0.000000
	Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	0.000000
	Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	0.000000	0.000000	-2004.630358
	Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	-2004.630358
	Peso acqua monte Tr=200 anni	0.000000	0.000000	797.632439
	Spinta idro monte Tr=1000 anni	-3882.807098	0.000000	0.000000
	Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	0.000000	0.000000	0.000000
	Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	0.000000	0.000000	0.000000
	Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m	0.000000	0.000000	-2221.317803
	Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m	0.000000	0.000000	-2221.317803
	Peso acqua monte Tr=1000 anni	0.000000	0.000000	984.082195
	Spinta terreno statica	0.000000	0.000000	0.000000
	Peso acqua valle 134.4 m	0.000000	0.000000	0.000000
	Peso acqua valle 135.9m	0.000000	0.000000	0.000000
	H2O SERVIZIO	0.000000	0.000000	0.000000
	Delta Spinta terreno sismica SLD_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
	Sisma orizzontale SLD_RSL	-873.840041	0.000000	0.000000
	Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-593.871873
	Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-503.087254	0.000000	0.000000
	Delta Spinta terreno sismica SLC_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
	Sisma orizzontale SLC_RSL	-3062.682085	0.000000	0.000000
	Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-2036.132134
	Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-1688.851878	0.000000	0.000000

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 8.2m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-3189.76	7264.49	-3296.59
ECC_2	-3189.76	7264.49	-3296.59
ECC_3	-3882.81	7234.25	-5675.15
ECC_4	-3882.81	7234.25	-5675.15
SLU	0.00	8471.48	5409.51
SLC_RSL	-7941.29	6653.65	-15964.71

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (τ_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.098	-0.049	8.20	0.032	0.528
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.098	-0.049	8.20	0.032	0.528
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.116	-0.031	8.20	0.039	0.527
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.116	-0.031	8.20	0.039	0.527
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.126	-0.046	8.20	0.000	0.536
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	-0.202	-	5.10	0.130	0.552

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

Sezione a quota +137.5m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT				
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
	G1	0.000000	0.000000	21859.614072
	Spinta idro monte Tr=200 anni	-8335.164600	0.000000	0.000000
	Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	0.000000	0.000000	0.000000
	Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	115.365603	0.000000	0.000000
	Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	0.000000	0.000000	-4333.510048
	Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	-4333.510048
	Peso acqua monte Tr=200 anni	0.000000	0.000000	2083.713232
	Spinta idro monte Tr=1000 anni	-9455.630104	0.000000	0.000000
	Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	115.365603	0.000000	0.000000
	Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	495.012606	0.000000	0.000000
	Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m	0.000000	0.000000	-4630.119573
	Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m	0.000000	0.000000	-4630.119573
	Peso acqua monte Tr=1000 anni	0.000000	0.000000	2377.345065
	Spinta terreno statica	0.000000	0.000000	0.000000
	Peso acqua valle 134.4 m	0.000000	0.000000	86.500371
	Peso acqua valle 135.9m	0.000000	0.000000	371.202373
	H2O SERVIZIO	0.000000	0.000000	0.000000
	Delta Spinta terreno sismica SLD_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
	Sisma orizzontale SLD_RSL	-2254.836127	0.000000	0.000000
	Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-1532.412902
	Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-1103.638828	0.000000	0.000000
	Delta Spinta terreno sismica SLC_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
	Sisma orizzontale SLC_RSL	-7902.872249	0.000000	0.000000
	Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-5253.987091
	Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-3822.277914	0.000000	0.000000

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 12.7m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-8335.16	19609.82	-11883.15
ECC_2	-8219.80	19696.32	-12350.90
ECC_3	-9340.26	19693.34	-18437.54
ECC_4	-8960.62	19978.04	-19590.39
SLU	0.00	21859.61	21737.92
SLC_RSL	-20060.31	18033.62	-62102.19

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (τ_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.166	-0.092	12.70	0.055	0.566
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.168	-0.091	12.70	0.054	0.566
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.186	-0.072	12.70	0.061	0.566
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.192	-0.070	12.70	0.059	0.568
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.211	-0.076	12.70	0.000	0.576
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	-0.345	-	8.72	0.192	0.597

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

Sezione a quota +140.0m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT			
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	43049.715785
Spinta idro monte Tr=200 anni	-14880.396603	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	215.206860	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	1716.608736	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	0.000000	0.000000	-13368.442439
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	-20178.663705
Peso acqua monte Tr=200 anni	0.000000	0.000000	5515.139898
Spinta idro monte Tr=1000 anni	-16377.566107	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	1716.608736	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	2801.515774	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m	0.000000	0.000000	-20599.481201
Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m	0.000000	0.000000	-23509.799957
Peso acqua monte Tr=1000 anni	0.000000	0.000000	6040.202865
Spinta terreno statica	-317.760000	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 134.4 m	0.000000	0.000000	3002.468167
Peso acqua valle 135.9m	0.000000	0.000000	4668.059016
H2O SERVIZIO	-726.553141	0.000000	0.000000
Delta Spinta terreno sismica SLD_RSL	-124.800000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	-4440.611533	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-3017.891333
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-1727.638829	0.000000	0.000000
Delta Spinta terreno sismica SLC_RSL	-638.400000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLC_RSL	-15563.696733	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-10347.056000
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-6030.277914	0.000000	0.000000

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 23.0m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-14982.95	35196.41	59352.49
ECC_2	-13481.55	31388.66	51687.67
ECC_3	-14978.72	31492.91	42225.40
ECC_4	-13893.81	30248.18	39863.44
SLU	-1357.61	43049.72	125559.58
SLC_RSL	-37215.32	32092.30	-65177.15

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (τ_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.201	-0.077	18.25 + 3.25	0.058	0.476
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.178	-0.070	18.25 + 3.25	0.052	0.561
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.168	-0.080	18.25 + 3.25	0.058	0.561
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.160	-0.078	18.25 + 3.25	0.054	0.558
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.303	-0.042	18.25 + 3.25	0.005	0.593
SLC_RSL	SEZ. INT. REAGENTE	-0.189	-0.054	18.25 + 3.25	0.144	0.563

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

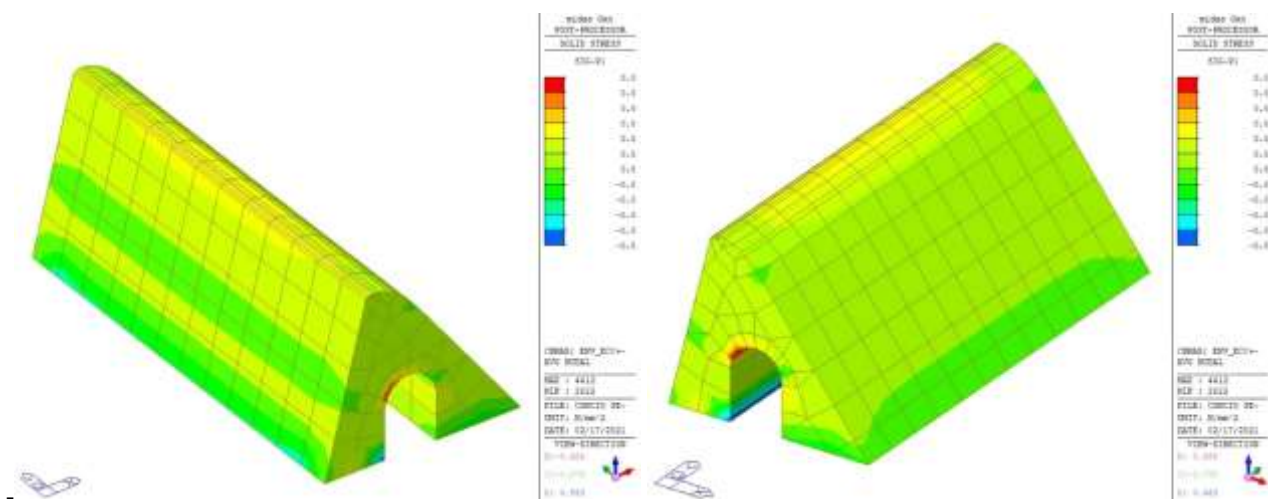
Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

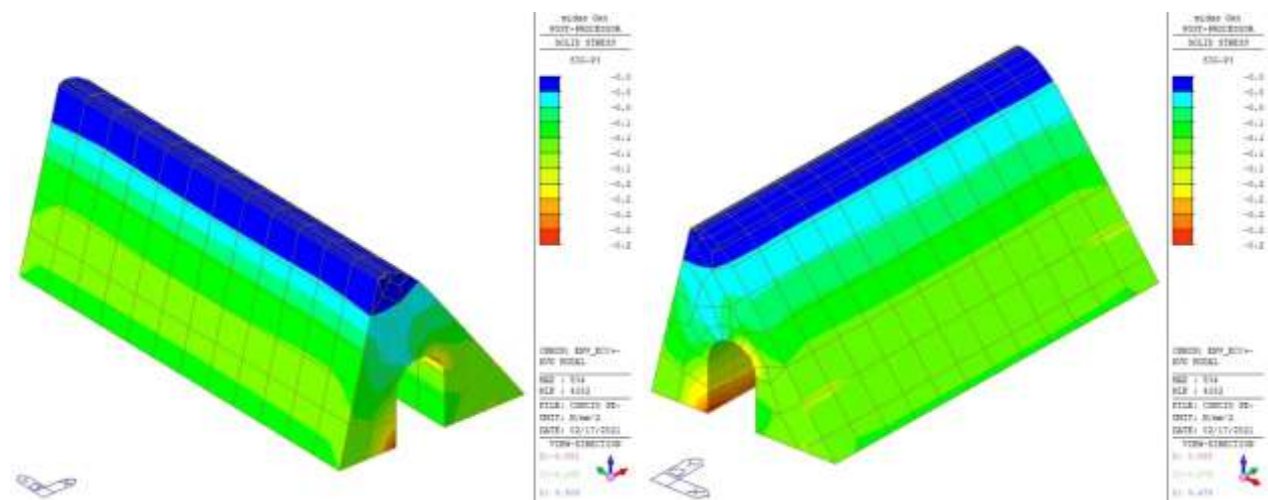
4.5.3 Verifiche tensionali SLU/SLC

Si mostrano di seguito le tensioni principali ricavate dall'analisi elastica considerando le sezioni descritte in precedenza e il concio nella sua interezza. Si mostrano due viste per ogni mappatura.

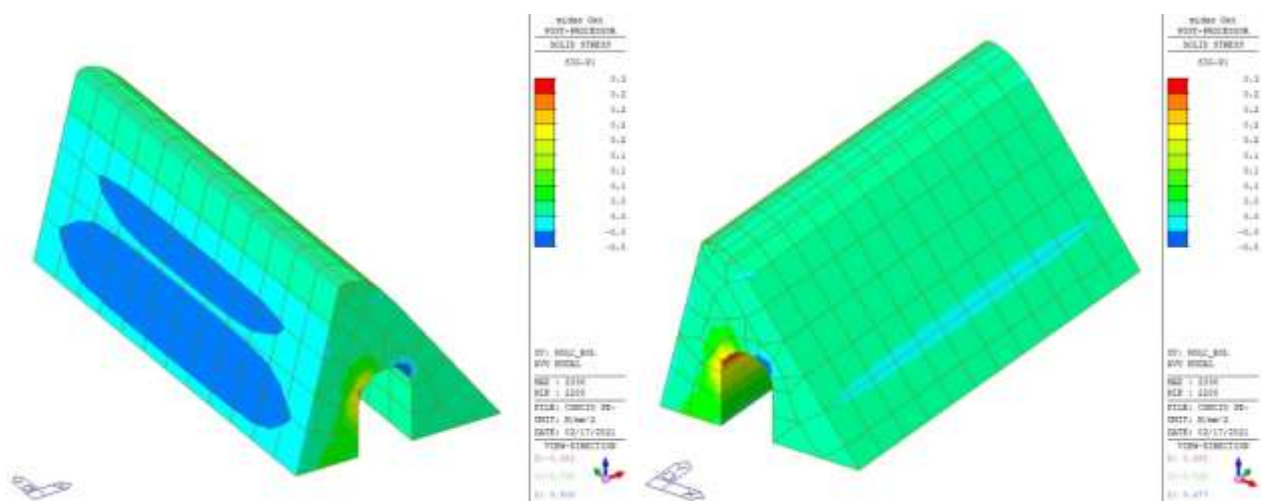
Sezione a quota +129.0m



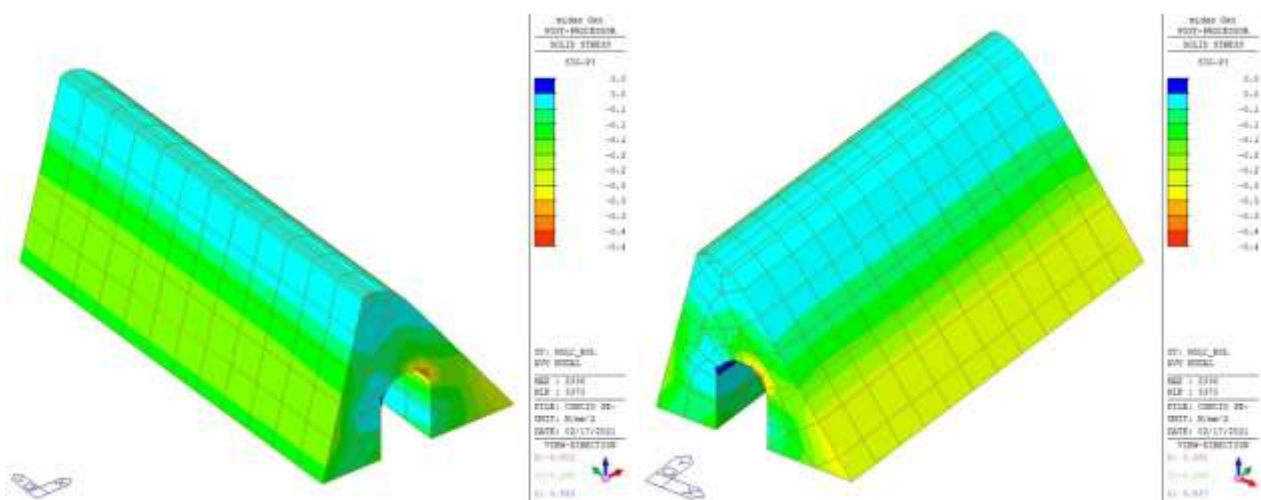
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



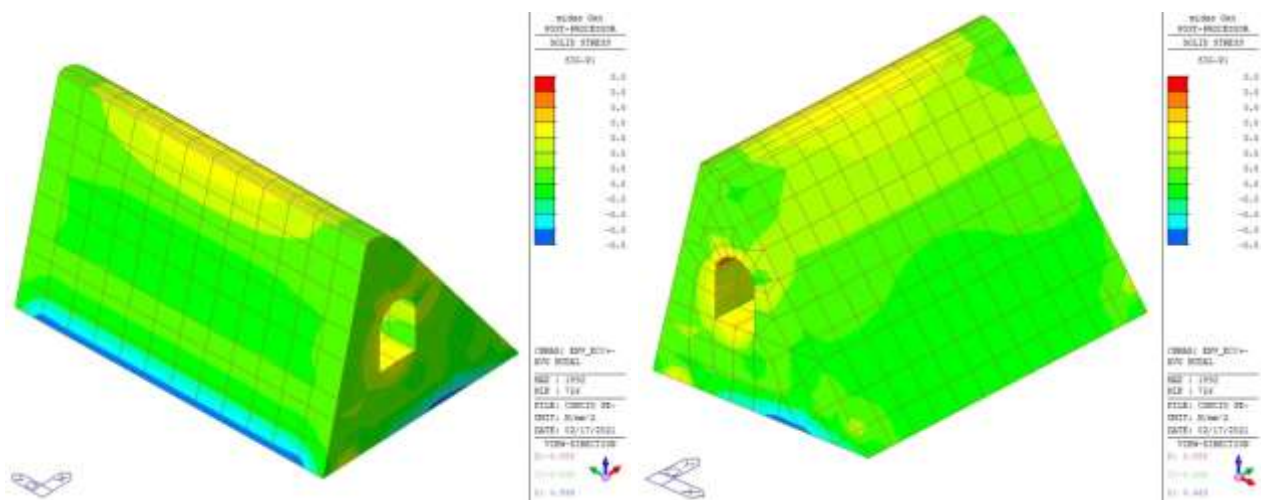
Tensioni principali di trazione (SLC)



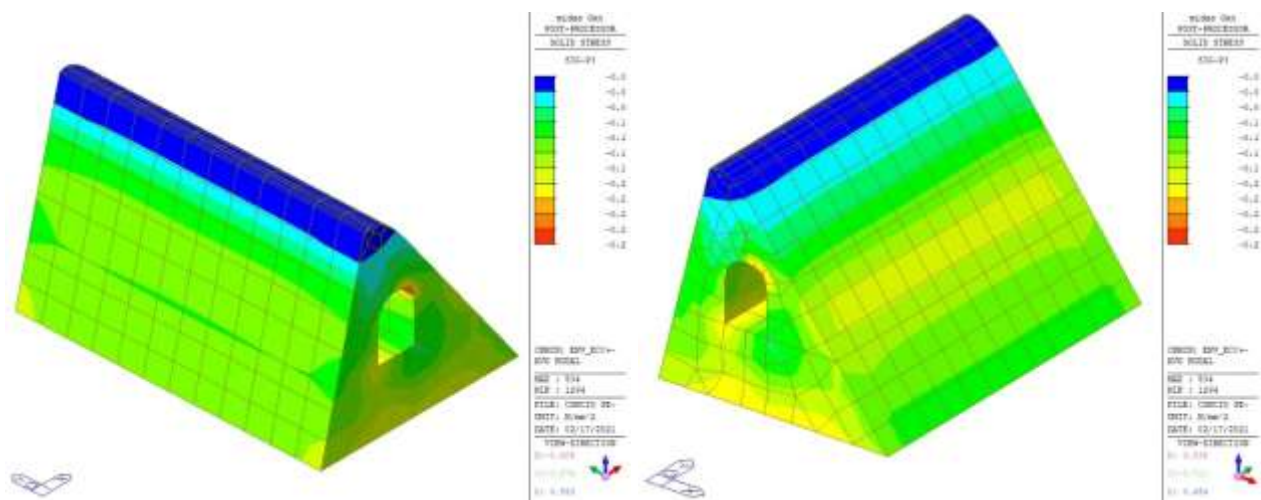
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

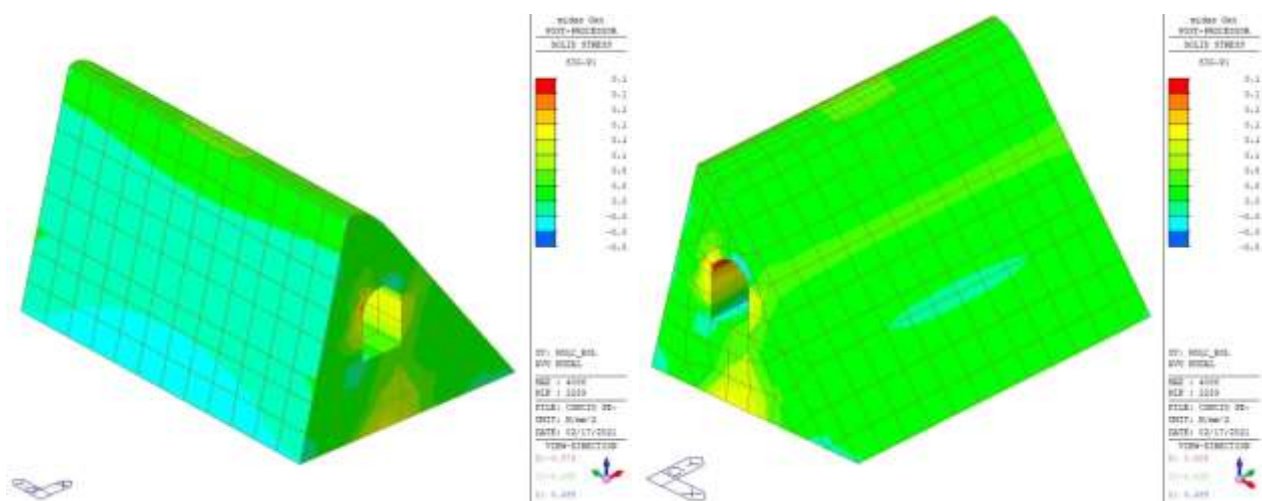
Sezione a quota +133.0m



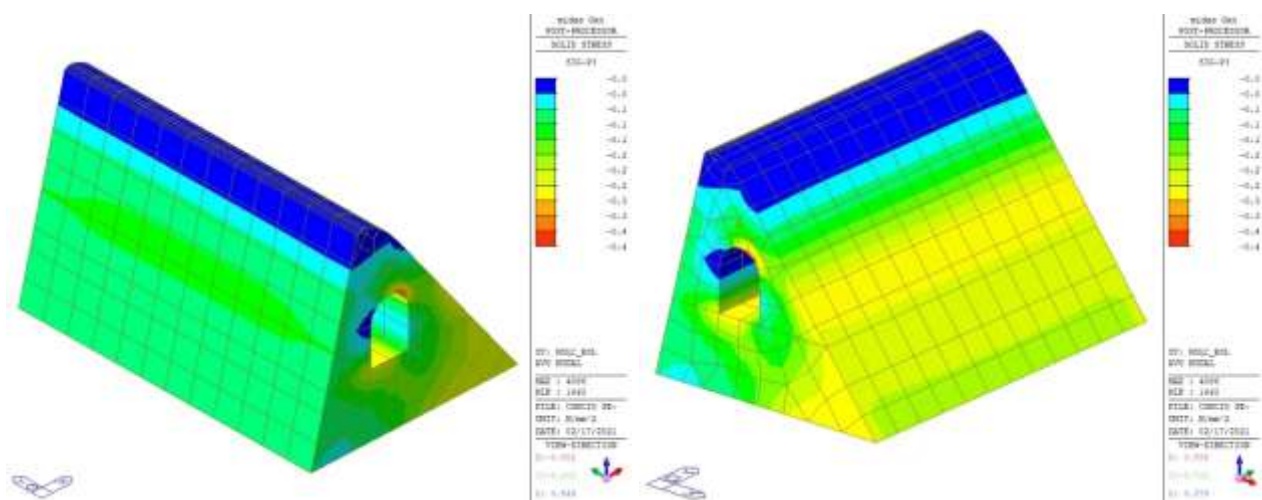
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



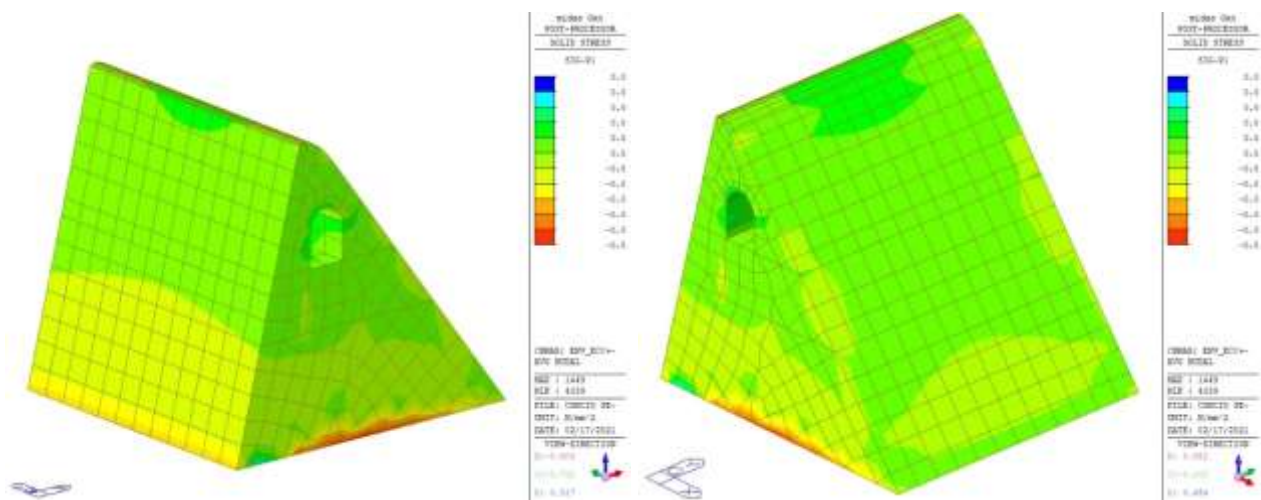
Tensioni principali di trazione (SLC)



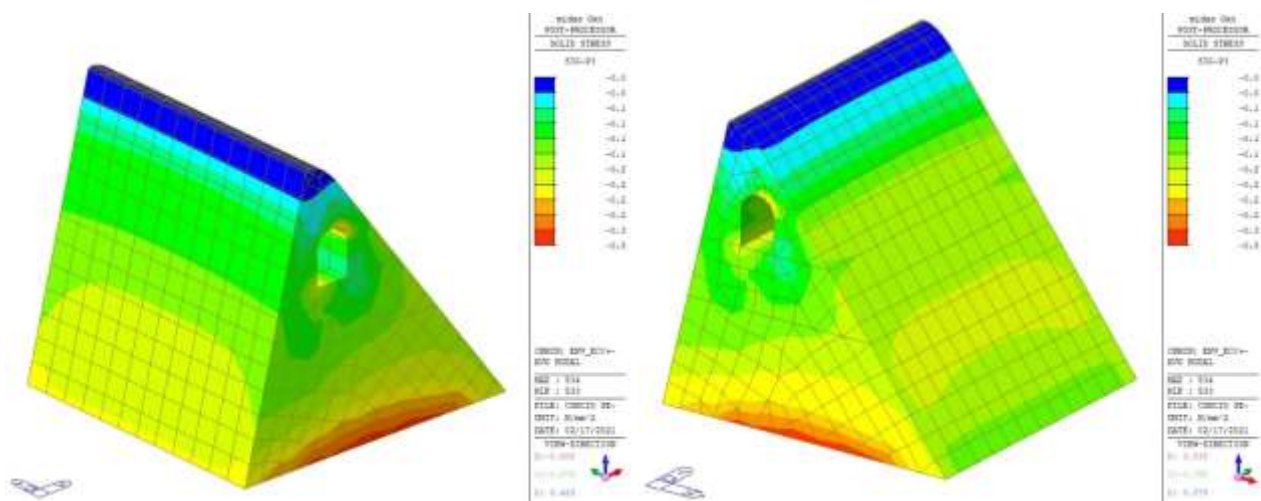
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

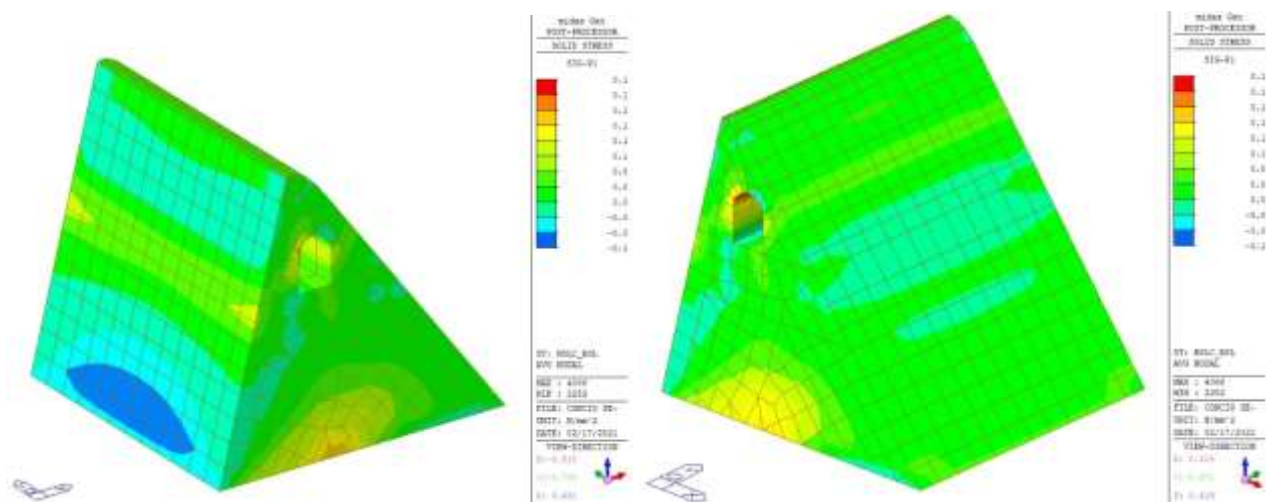
Sezione a quota +137.5



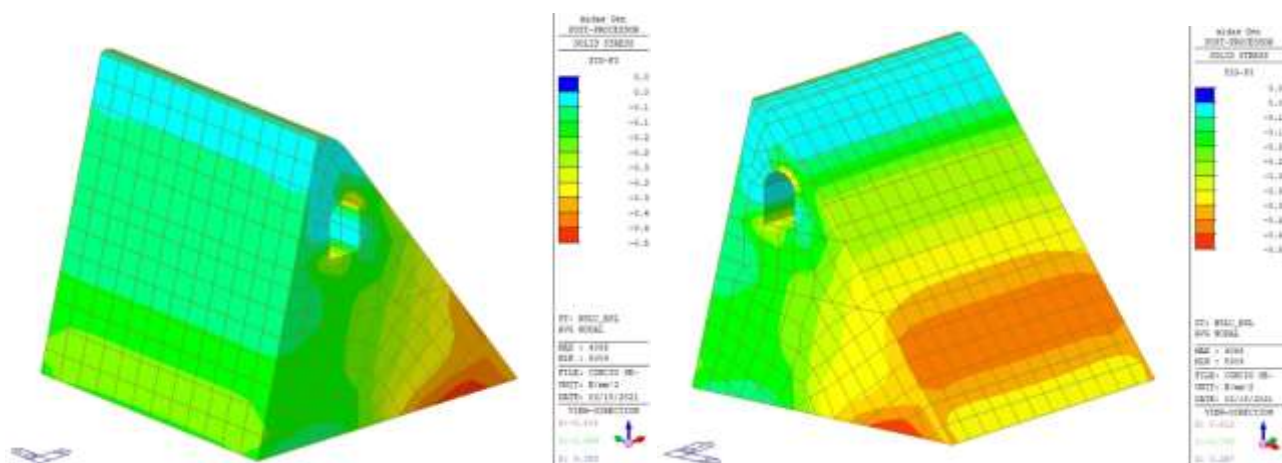
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



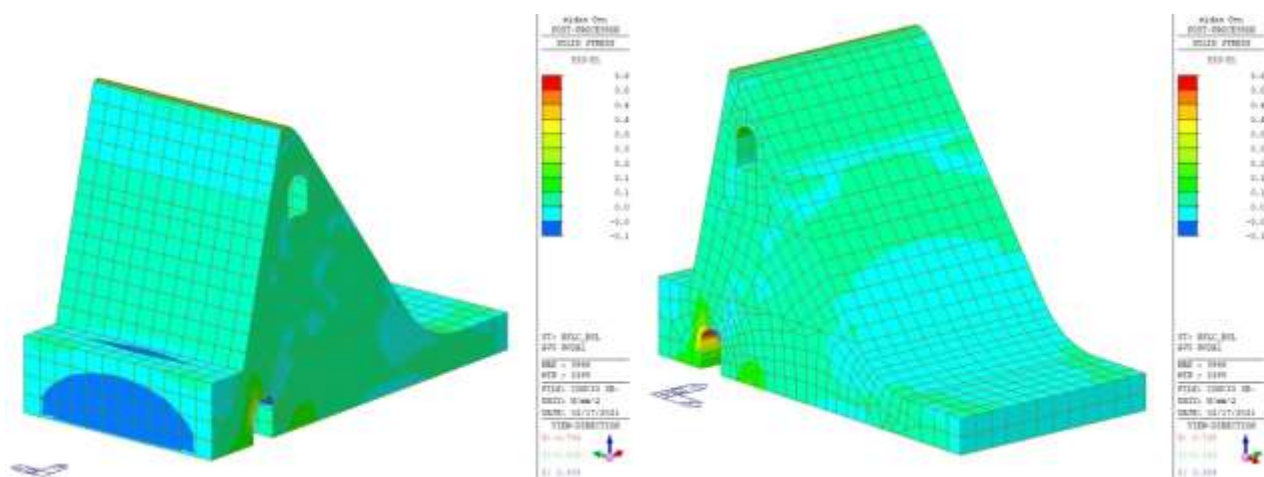
Tensioni principali di trazione (SLC)



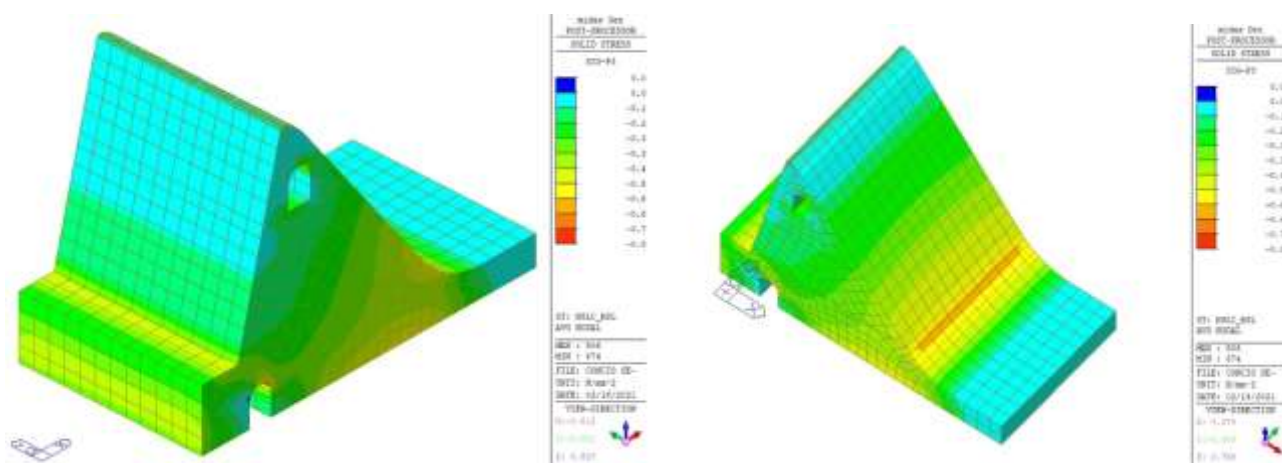
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

Progetto Esecutivo



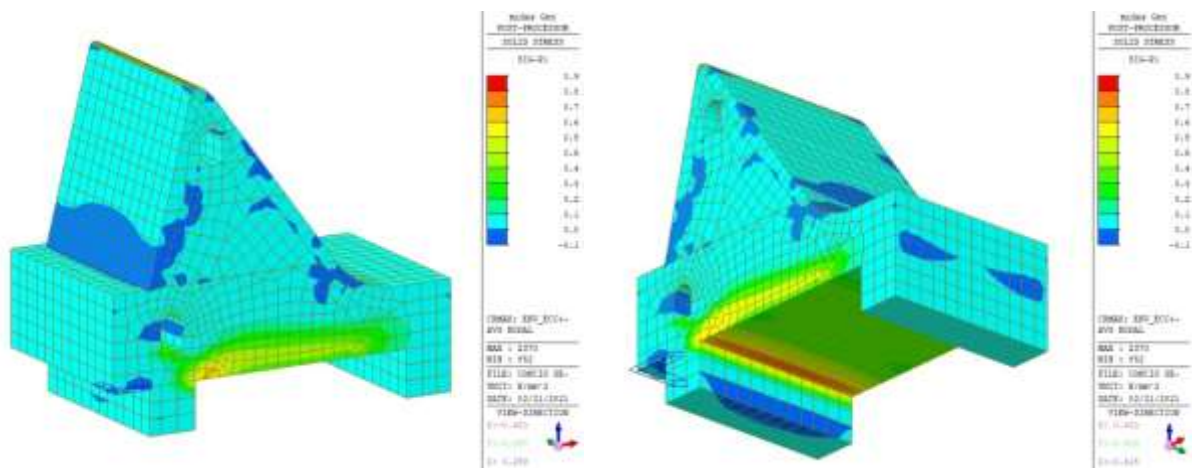
Tensioni principali di trazione (SLC)



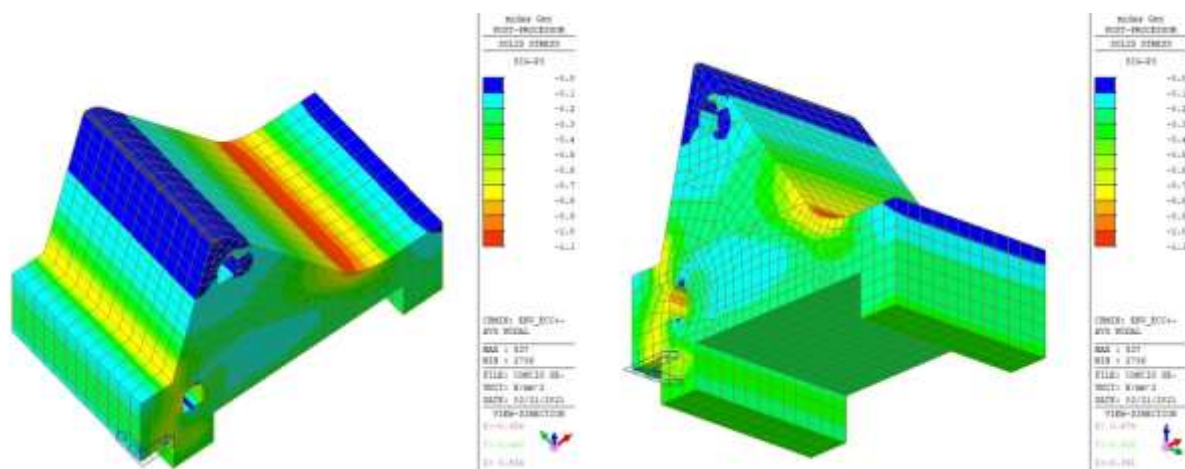
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

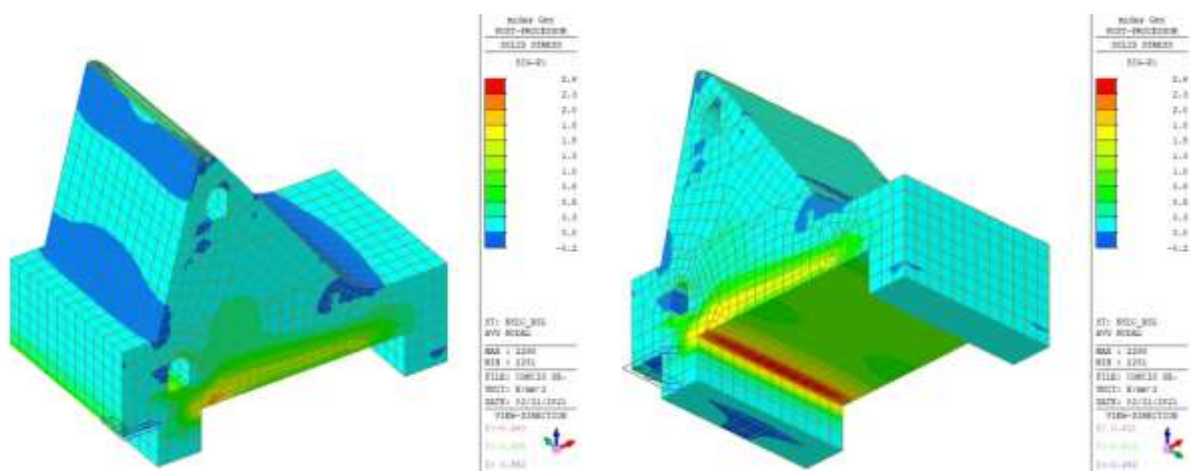
Concio intero



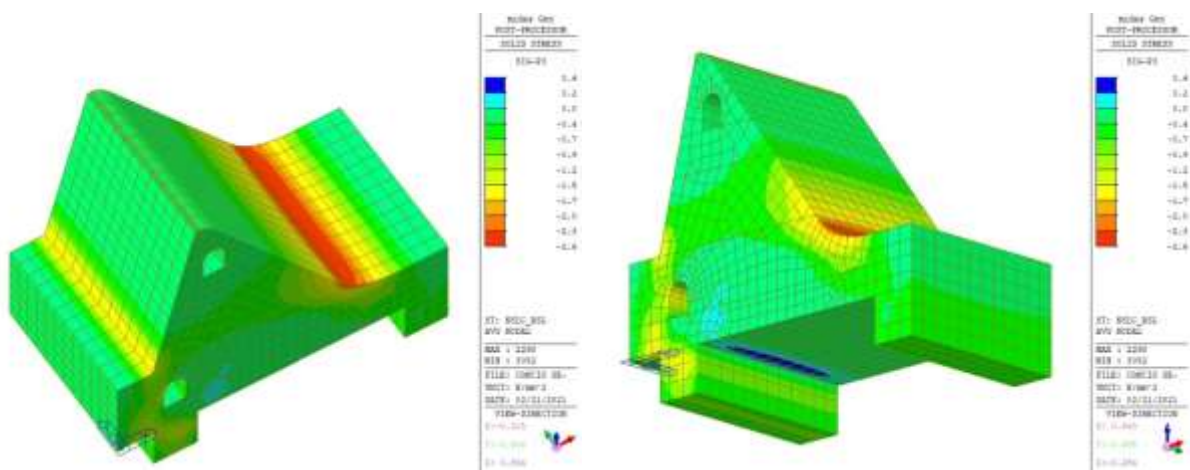
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



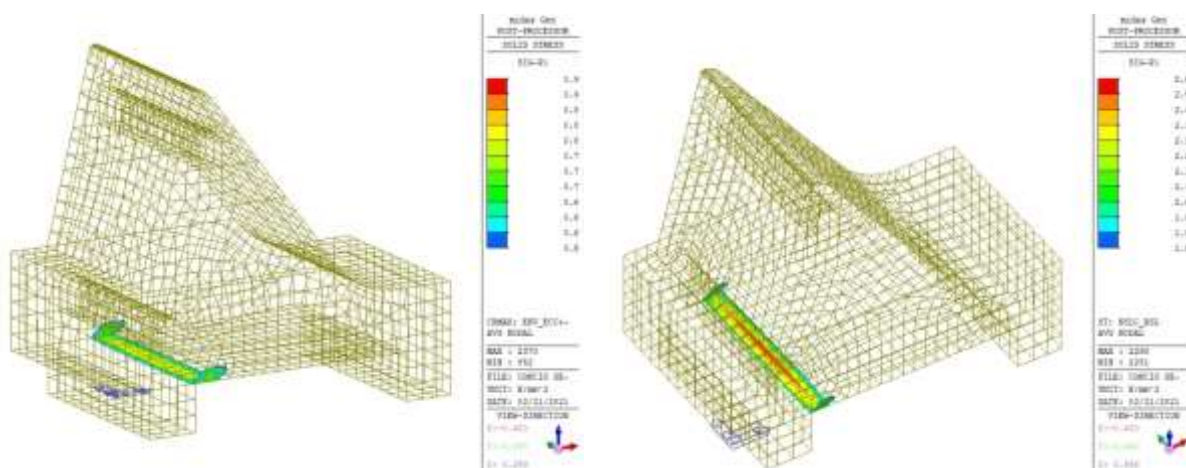
Tensioni principali di trazione (SLC)



Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza.

Invece, con riferimento alle tensioni principali di trazione sono presenti (attacco dei denti) zone ove la tensione principale supera il limite di resistenza. In tali zone è prevista armatura in acciaio B450C in grado di assorbire l'intero sforzo di trazione. Nelle figure che seguono sono mostrate le zone ove la tensione di progetto supera la resistenza limite a trazione pari a 0.5MPa allo SLU/eccezionale e 1.8MPa allo SLC.



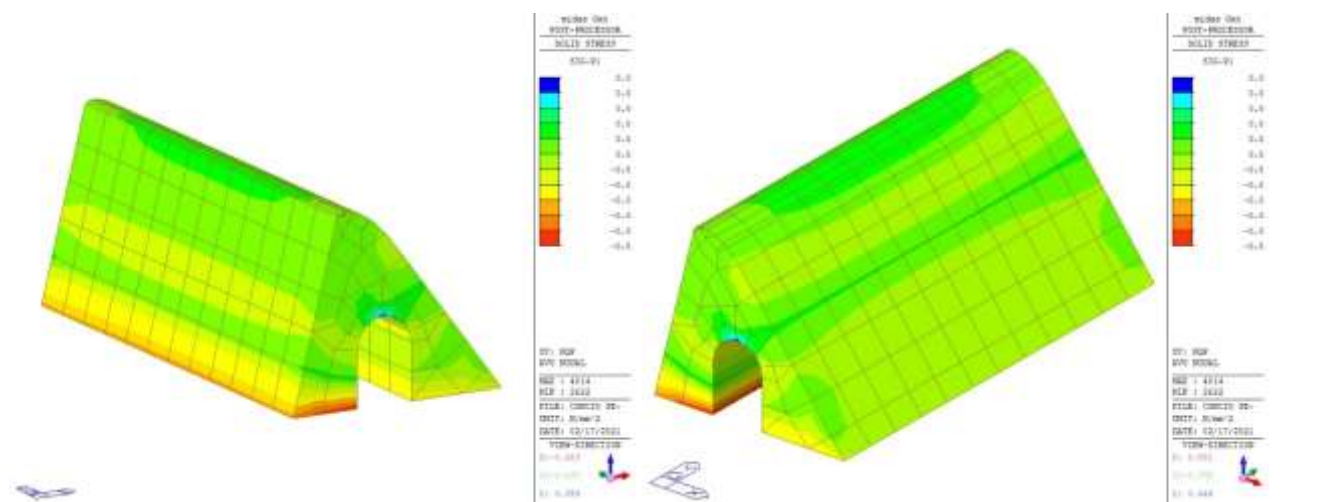
Zone dove la tensione principale di trazione supera la resistenza a trazione limite.

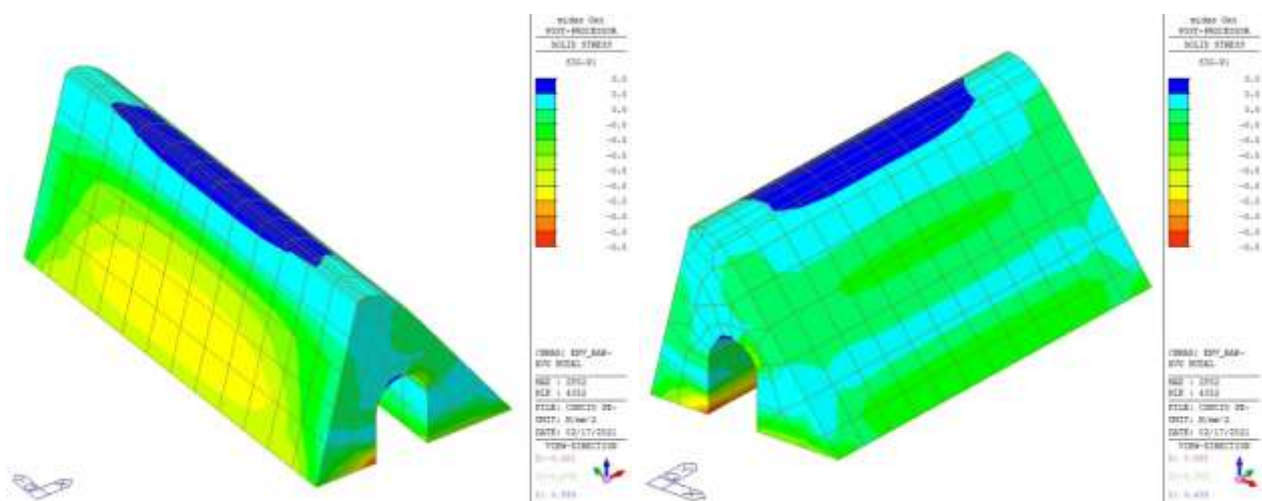
Si tratta di zone concentrate in corrispondenza dei denti di fondazione ove viene trasferito l'intero taglio orizzontale.
Per il progetto dell'armatura si rimanda ai paragrafi successivi.

4.5.4 Verifiche tensionali SLE/SLD

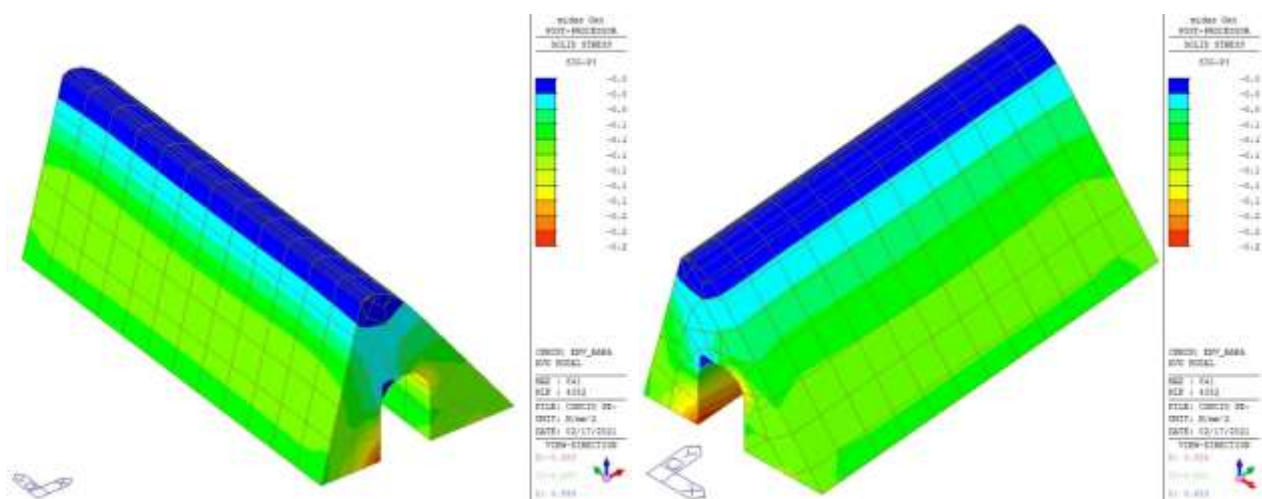
Si mostrano di seguito le tensioni principali ricavate dall'analisi elastica considerando le sezioni descritte in precedenza e il concio nella sua interezza. Si mostrano due viste per ogni mappatura.

Sezione a quota +129.0

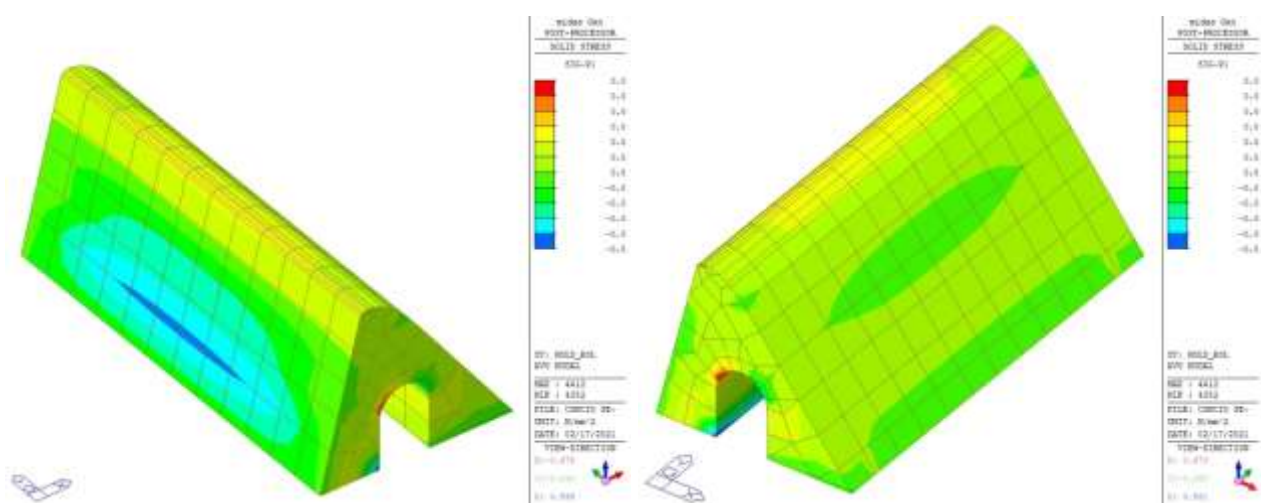




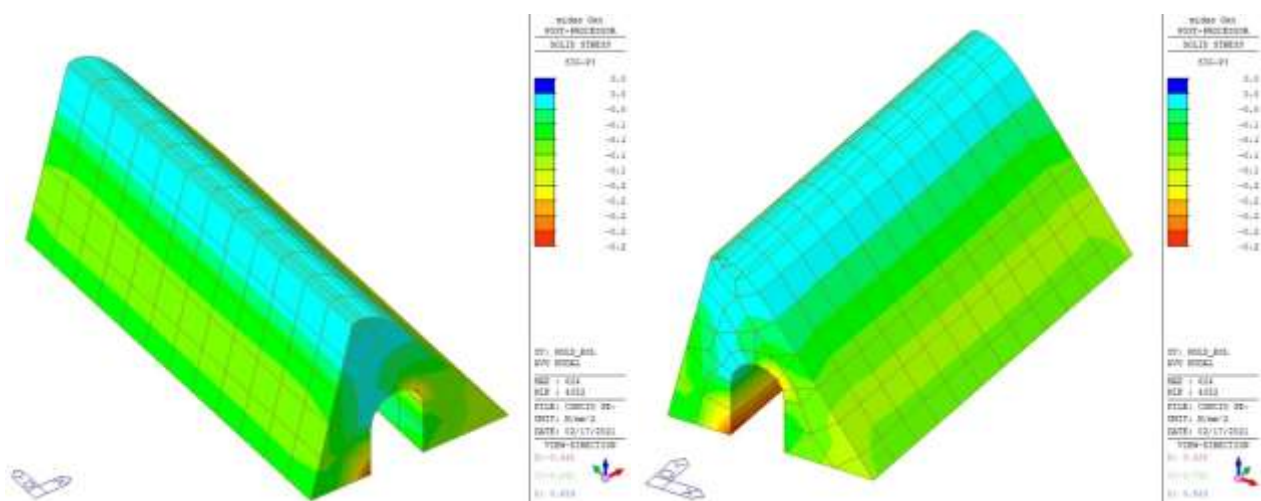
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



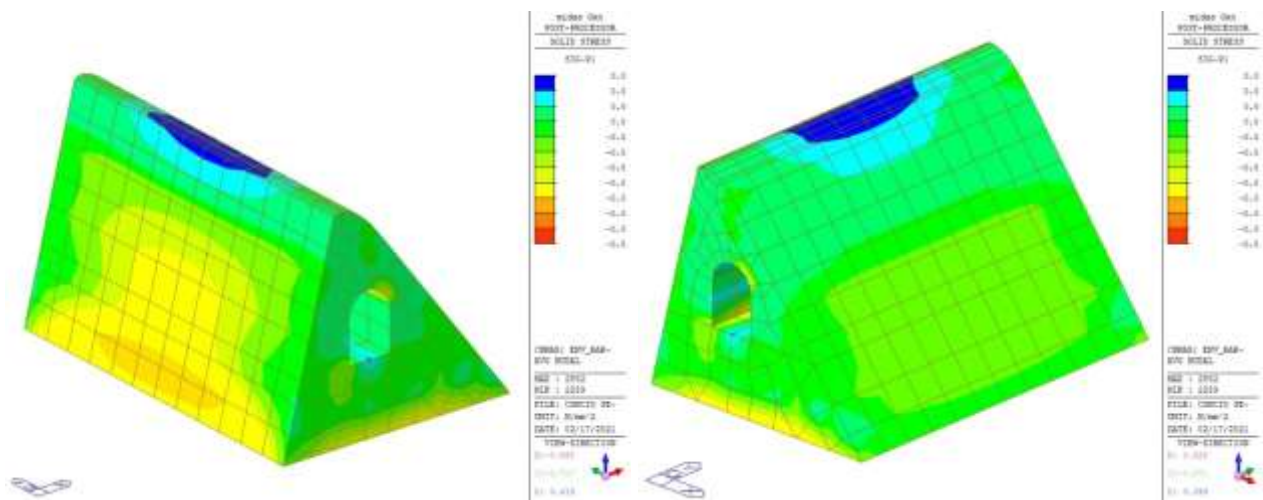
Tensioni principali di trazione (SLD)



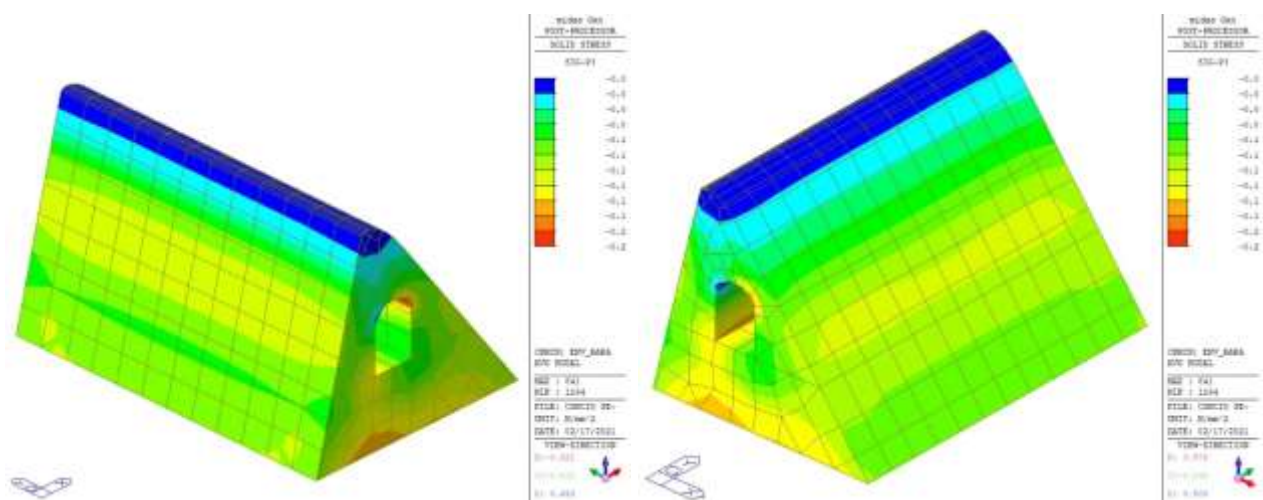
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

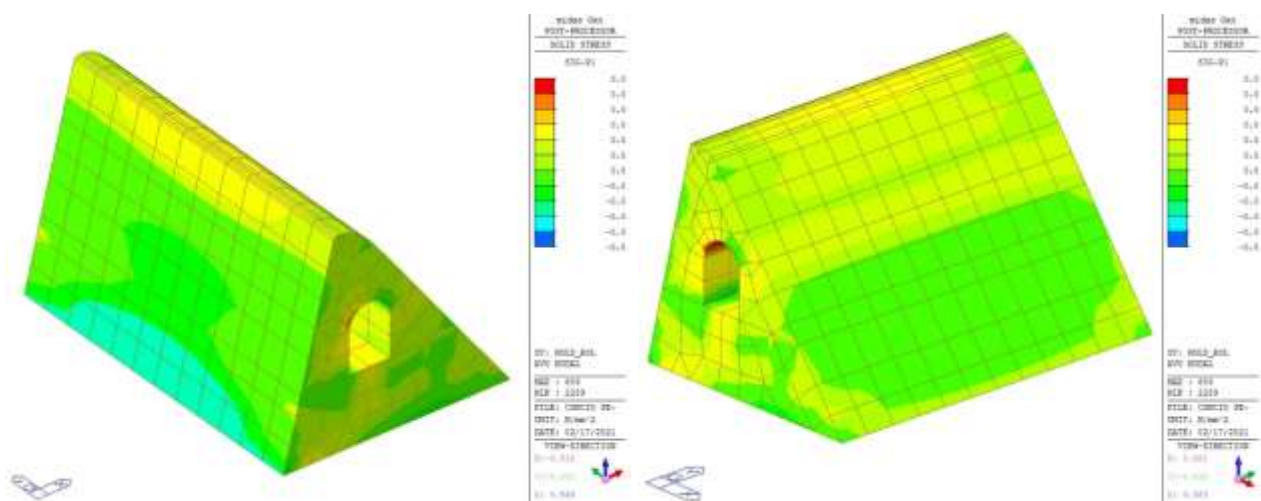
Progetto Esecutivo



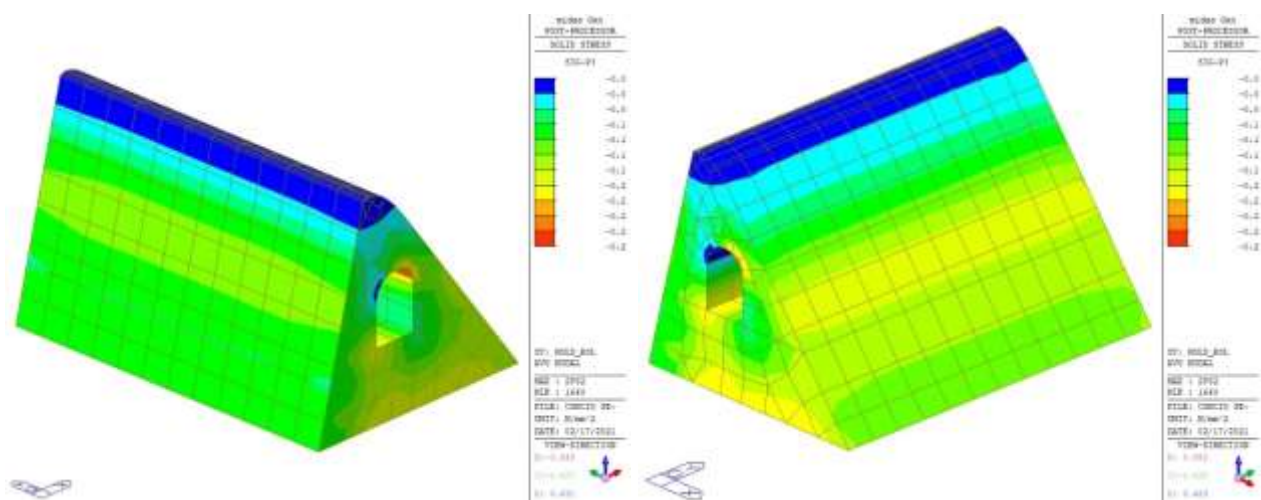
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



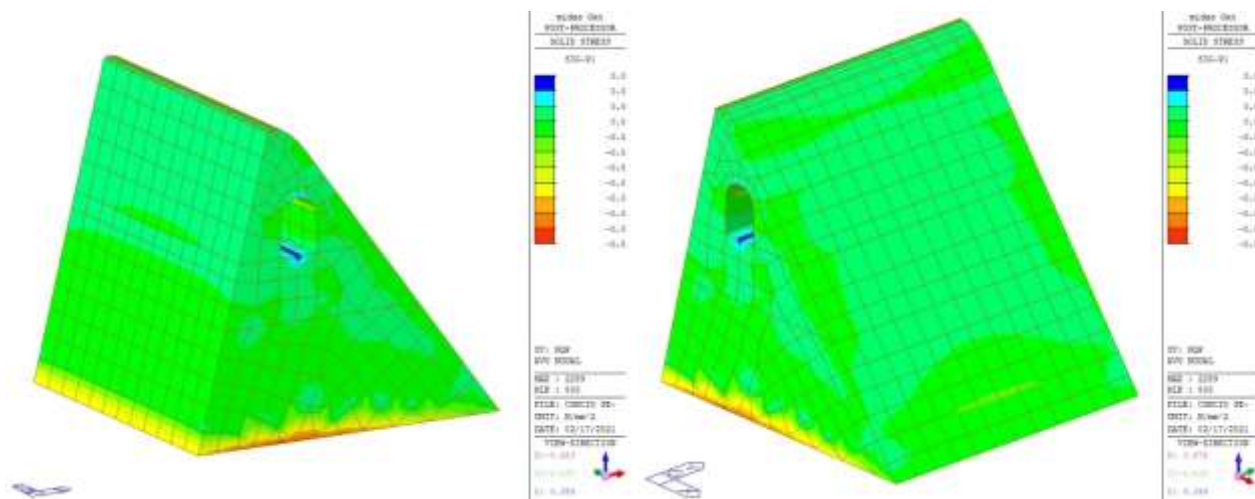
Tensioni principali di trazione (SLD)



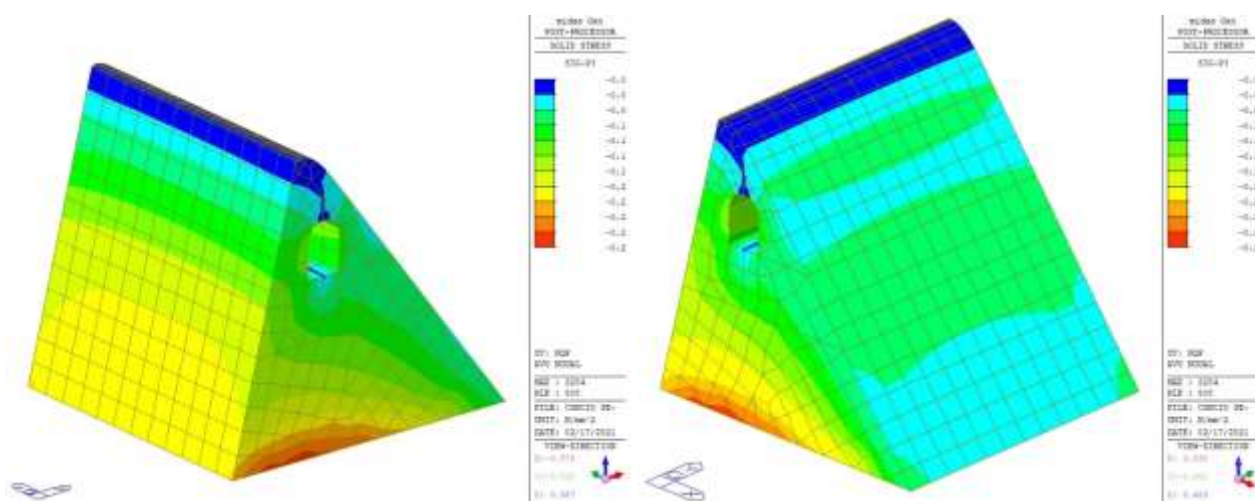
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

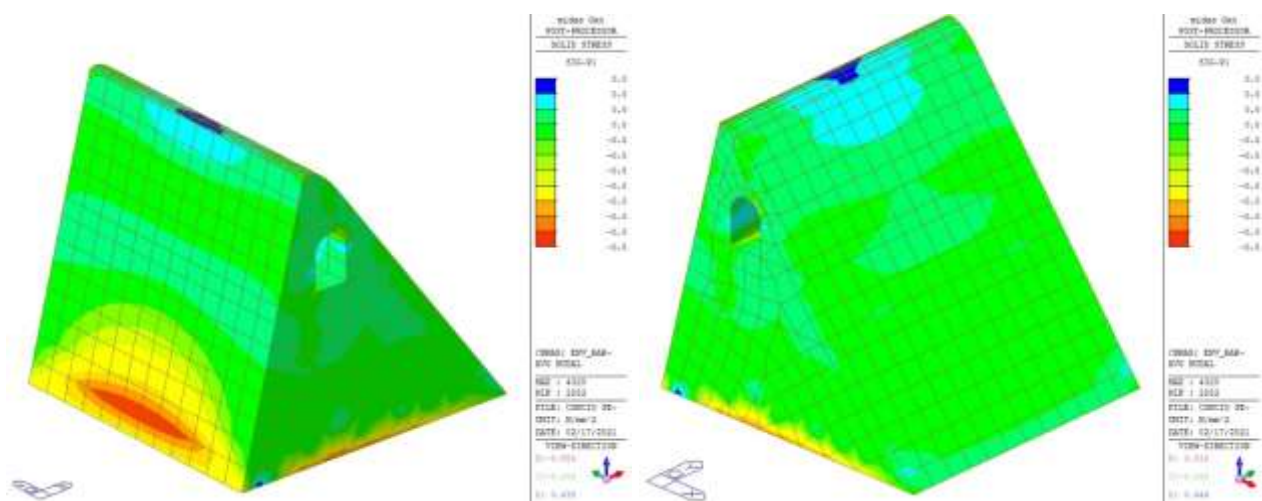
Sezione a quota +137.5



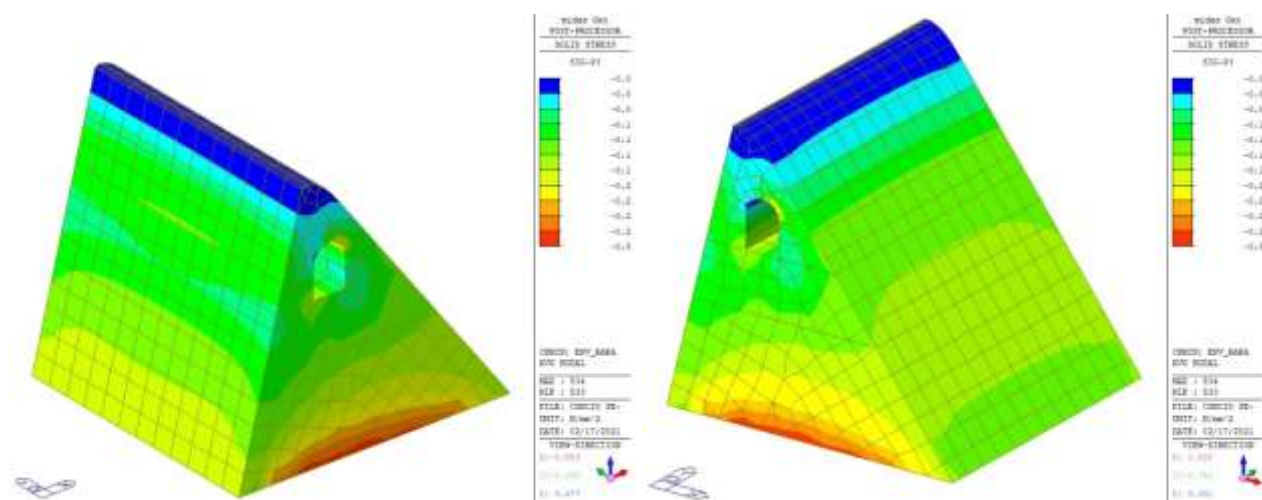
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



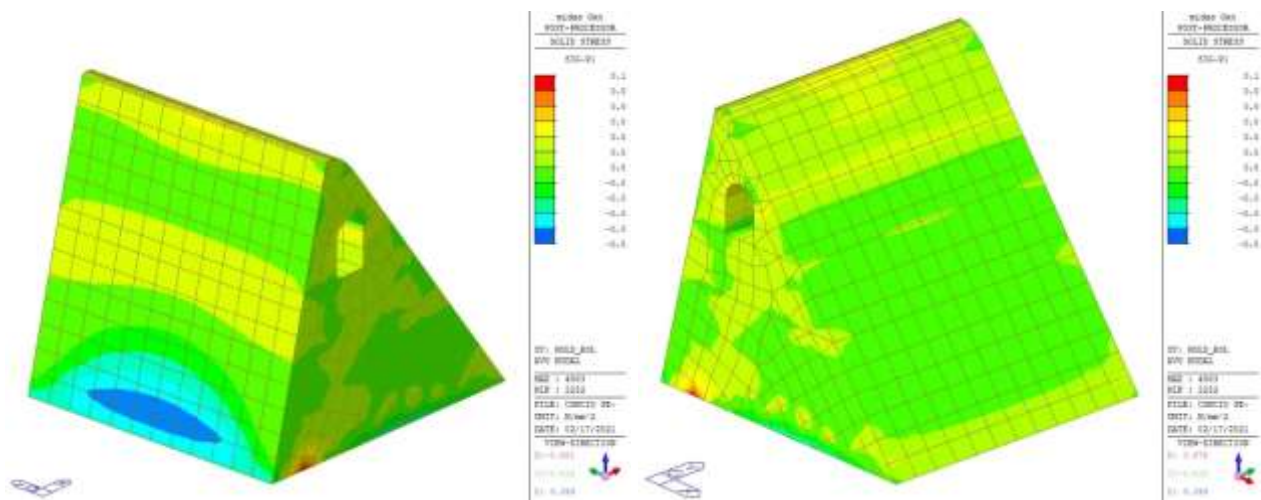
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



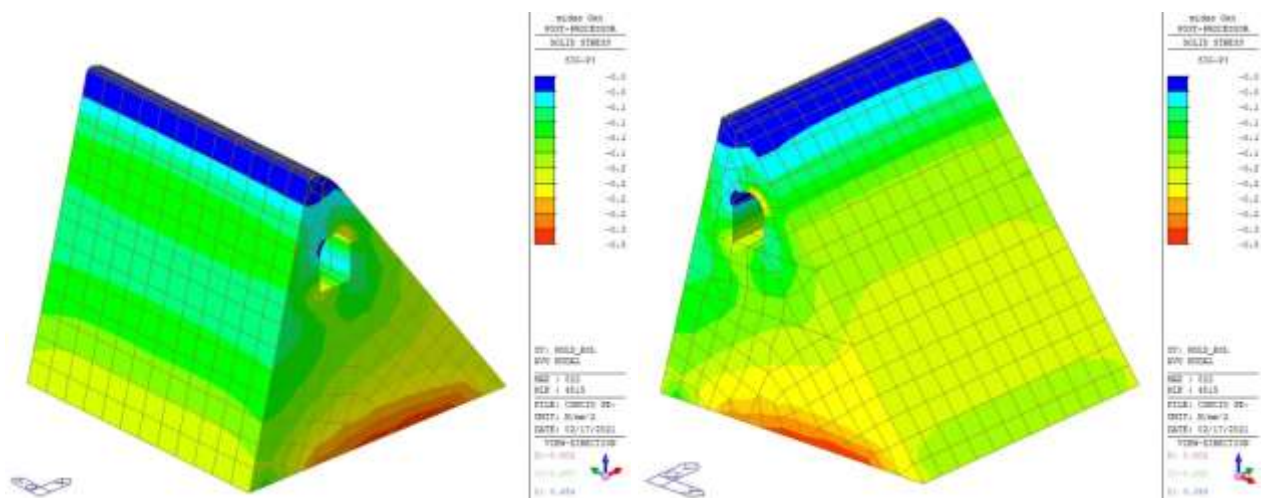
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



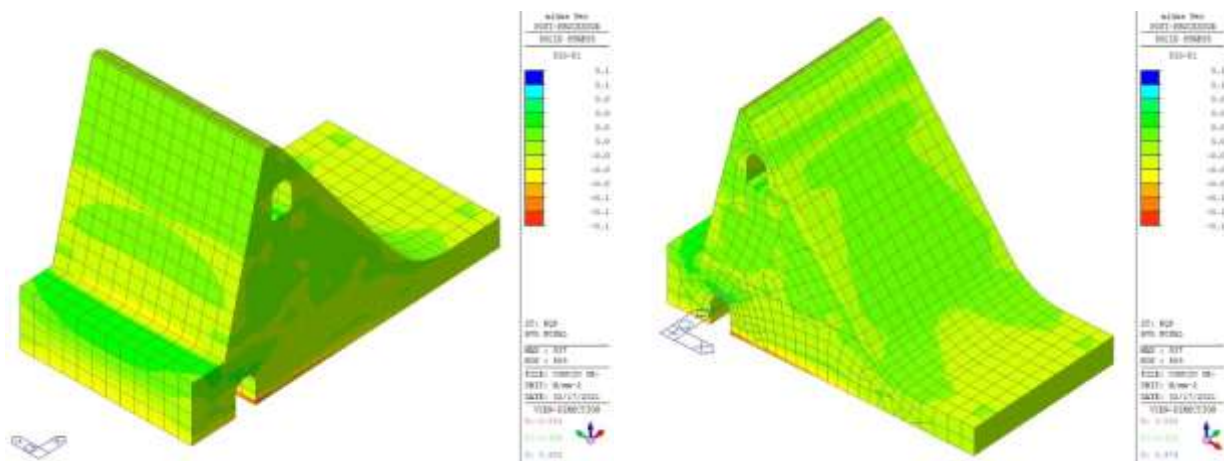
Tensioni principali di trazione (SLD)



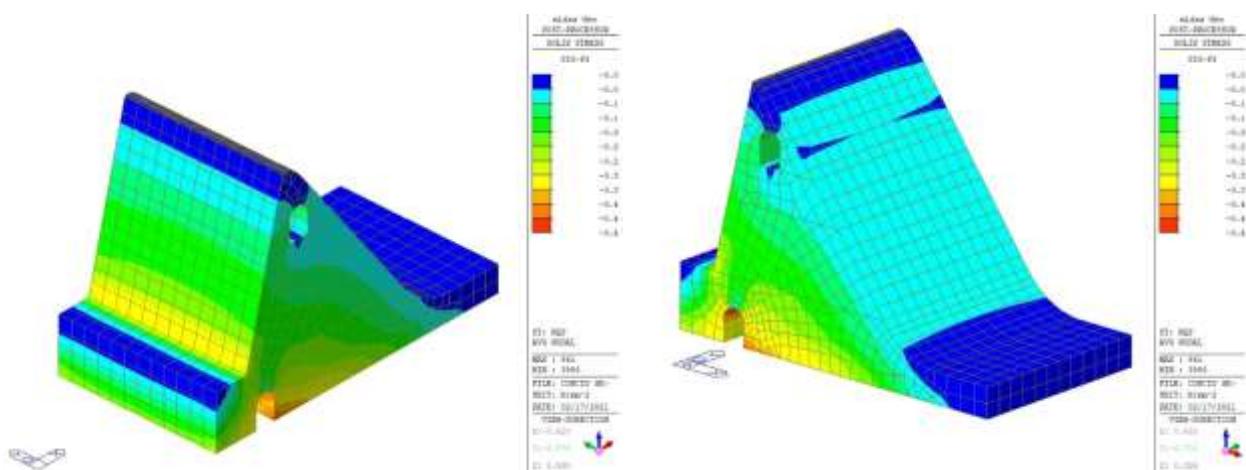
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

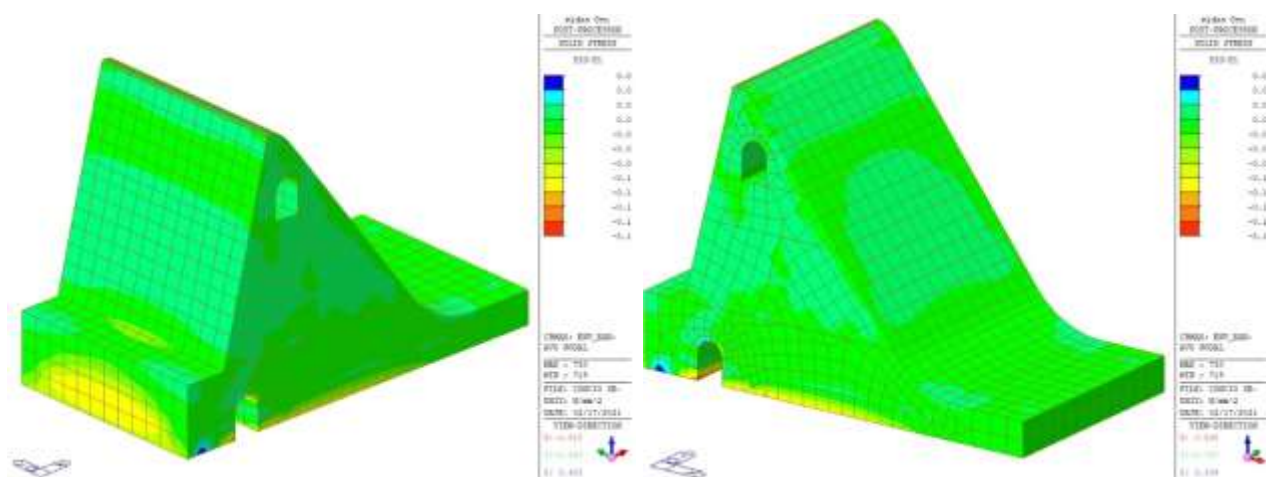
Sezione a quota +140.0

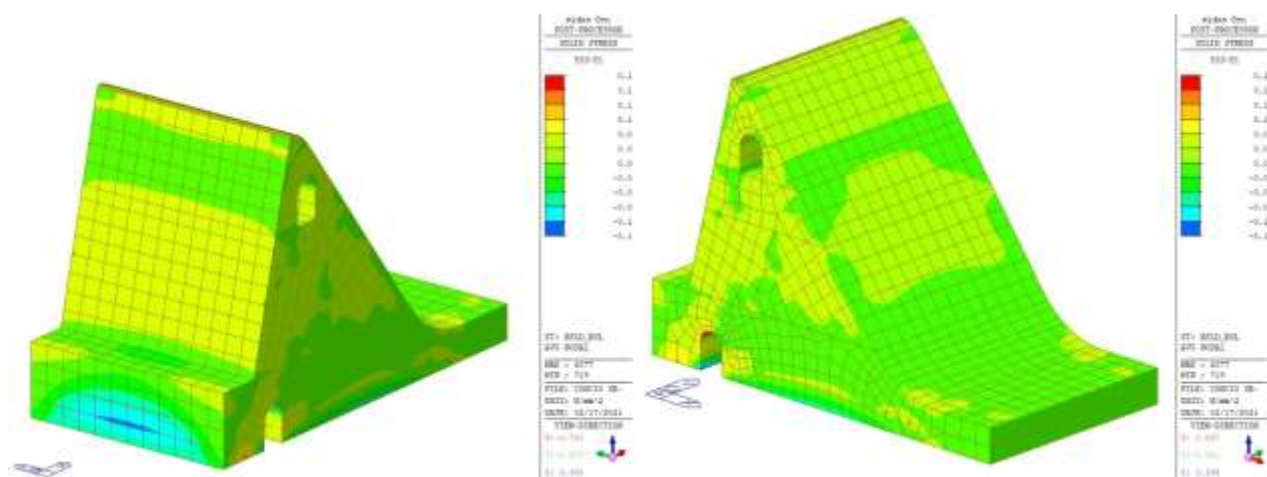


Tensioni principali di trazione (quasi permanente)

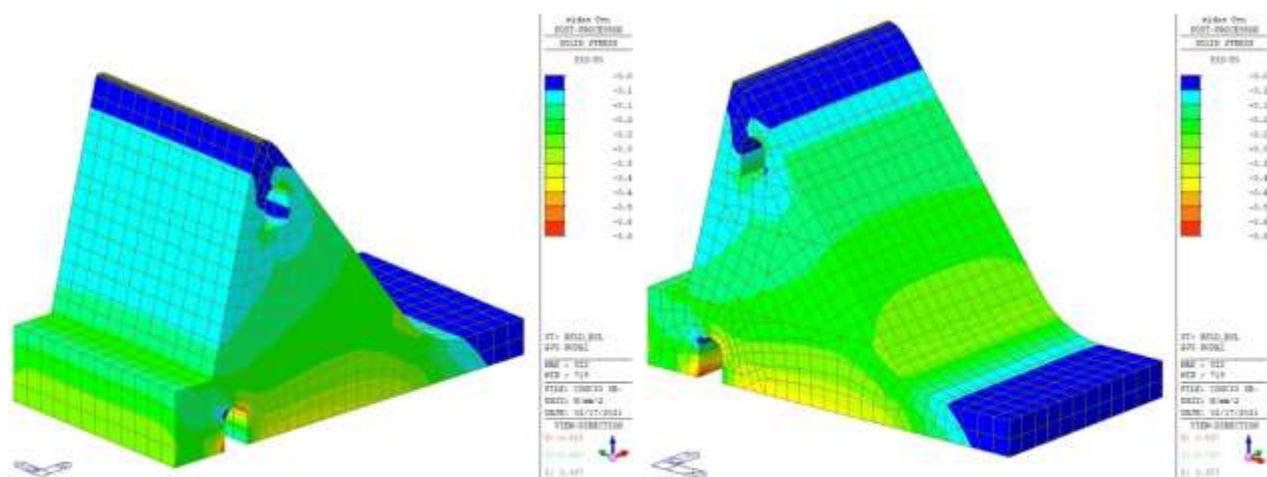


Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



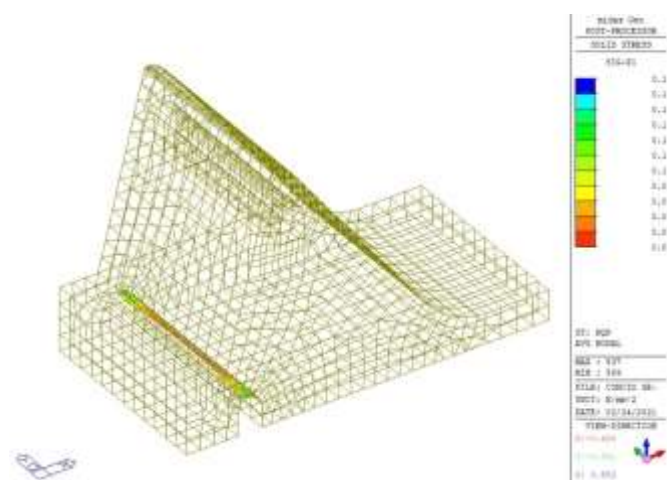


Tensioni principali di trazione (SLD)



Tensioni principali di compressione (SLD)

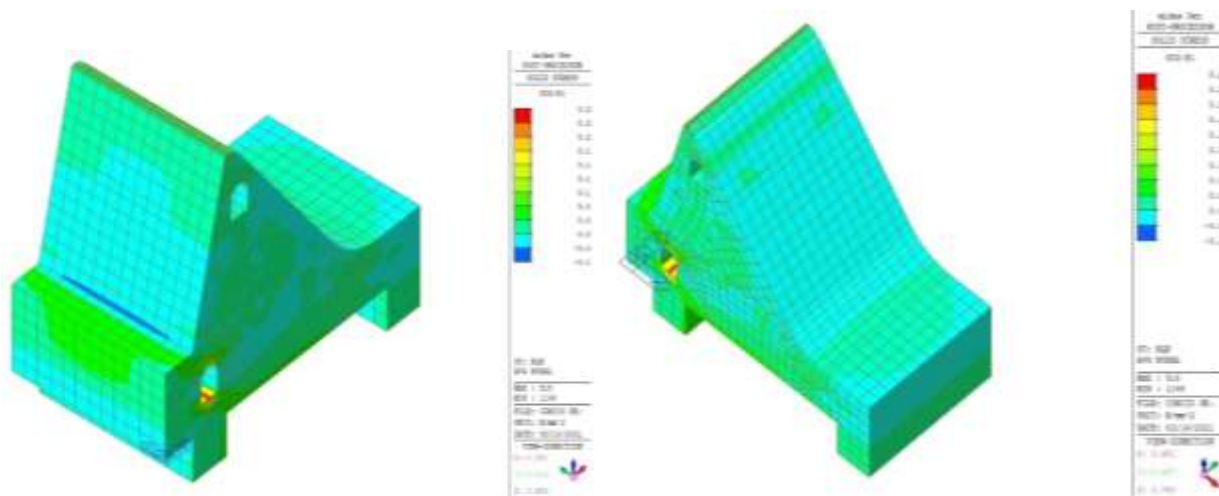
Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza a meno di zone localizzate intorno al cunicolo (combinazione quasi permanente) ed evidenziate nella figura che segue.



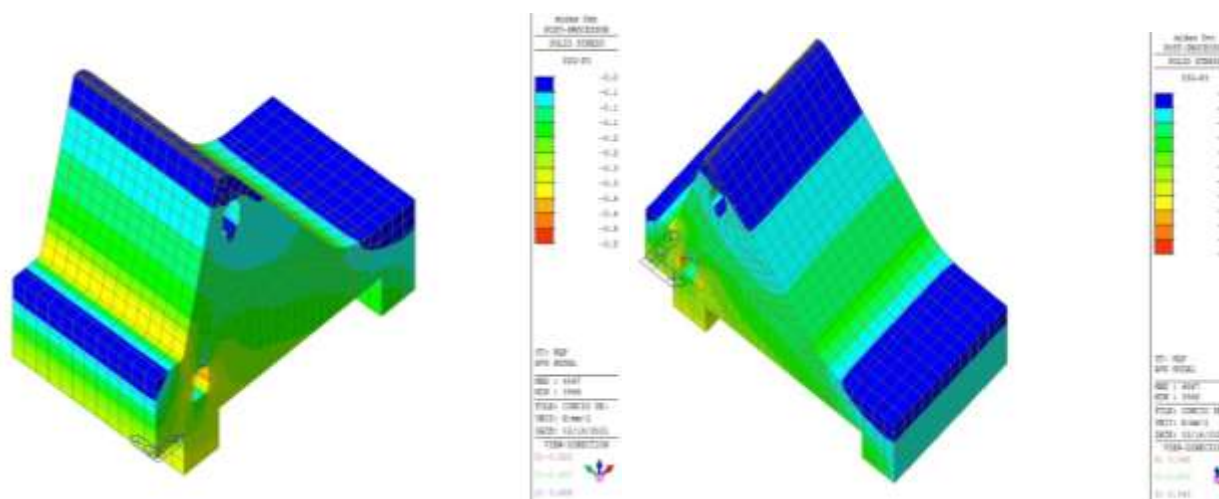
Zone dove la tensione principale di trazione è maggiore di zero (combinazione quasi permanente)

In tali zone è prevista armatura integrativa in grado di assorbire l'intero sforzo di trazione. Il calcolo di tale armatura è riportato di seguito con riferimento all'intero concio.

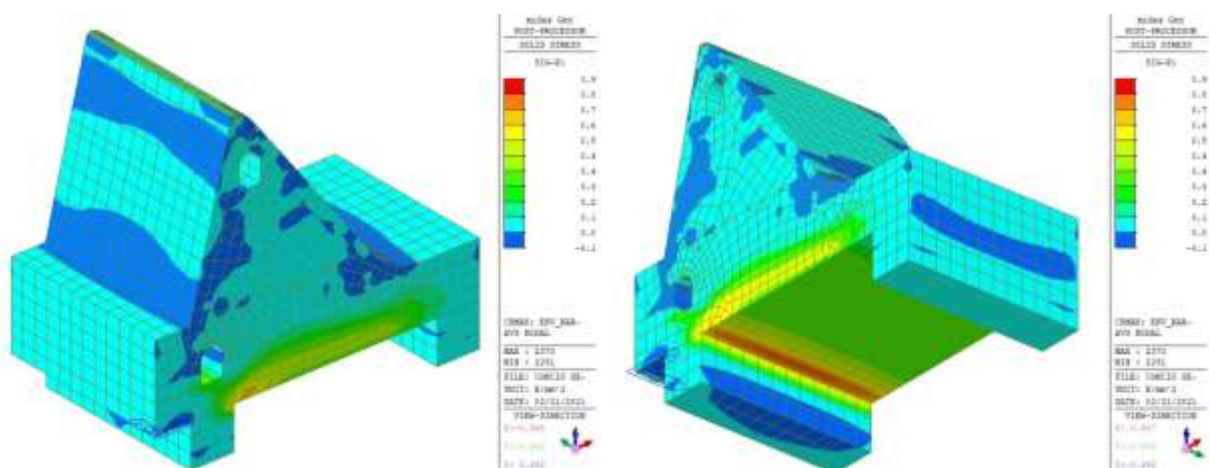
Concio intero



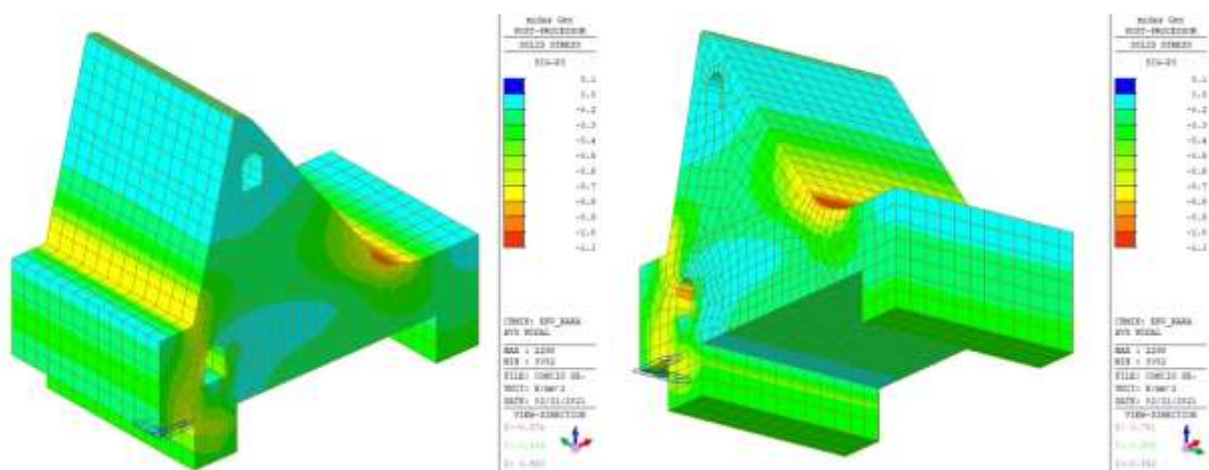
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



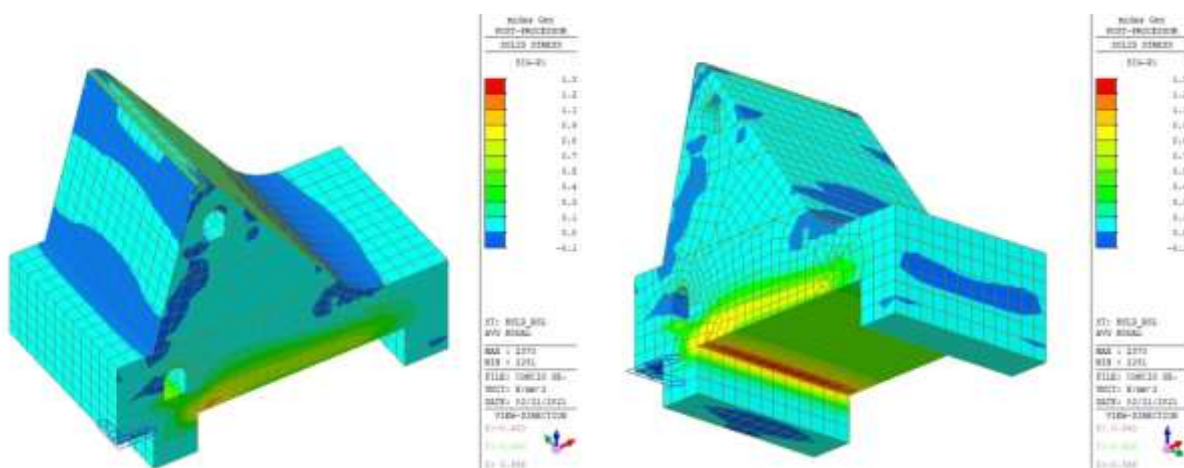
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



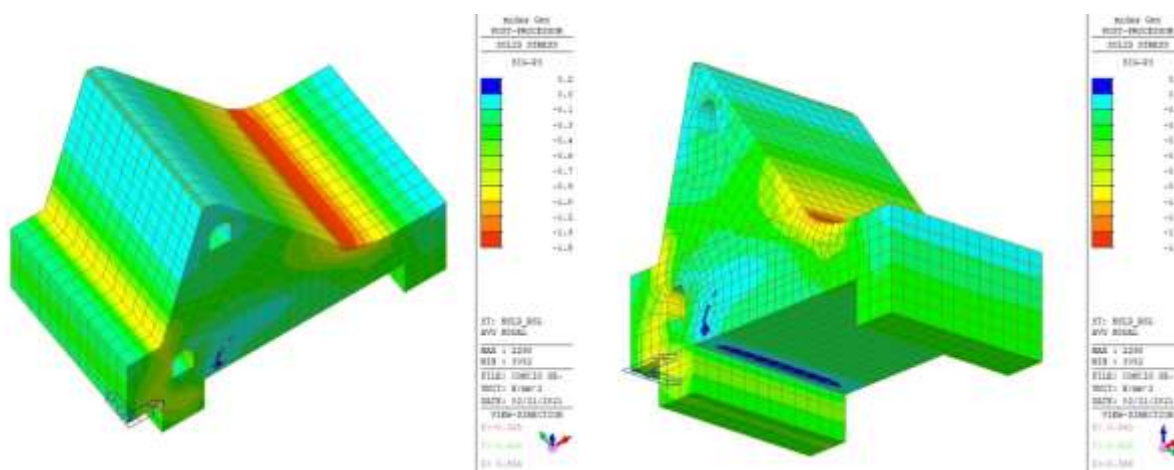
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)

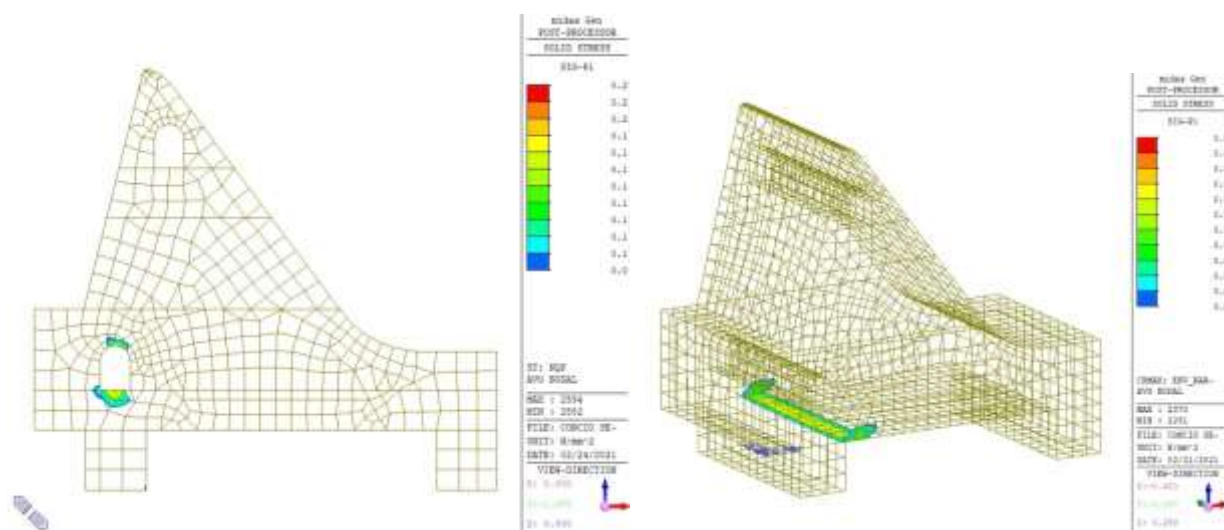


Tensioni principali di trazione (SLD)



Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza a meno di zone localizzate intorno al cunicolo (combinazione quasi permanente) e in corrispondenza del dente di fondazione (combinazione rara) ed evidenziate nella figura che segue.



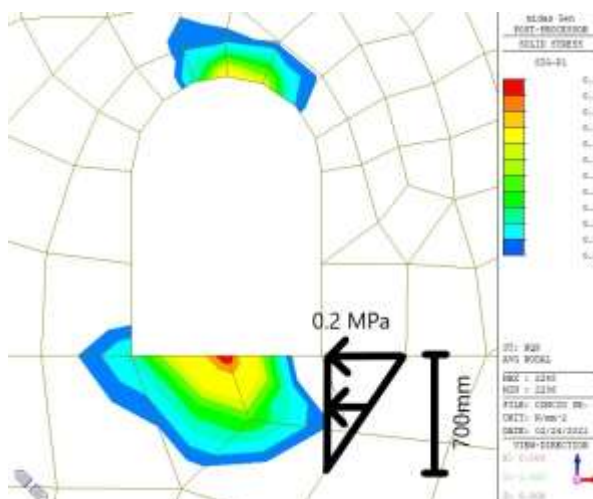
Zone che non soddisfano i limiti tensionali SLE

Con riferimento alla zona posta in corrispondenza del dente di monte, il calcolo dell'armatura necessaria per assorbire l'intero sforzo di trazione è riportato nei paragrafi successivi.

Invece, con riferimento alla combinazione quasi permanente, nella zona intorno al cunicolo, sebbene la tensione agente è inferiore a quella limite di fessurazione (1.8 MPa), è comunque prevista un'armatura di pelle.

L'armatura è stata dimensionata in modo tale da assorbire l'intero sforzo di trazione. Si mostra di seguito la procedura di dimensionamento utilizzata.

La figura che segue mostra un dettaglio delle tensioni di trazione agenti.



Tensioni di trazione agenti intorno al cunicolo.

La risultante delle trazioni agenti è pari a:

$$F_{t,Ed} = 0.2 \text{ MPa} \times 700 \text{ mm} / 2 = 70 \text{ N/mm} = 70 \text{ kN/m}$$

È prevista un'armatura in B450C pari a 1Φ12/20 cm che, considerando una tensione limite pari a 280 MPa (limite tensionale tabelle C4.1.II e C4.1.III circolare 617/2009 per $w=0.4\text{mm}$), fornisce una forza ammissibile pari a:

$$F_{t,Rd} = 5 \times 113 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} = 158.2 \text{ kN/ml}$$

Risulta $F_{t,Ed} < F_{t,Rd}$ e pertanto l'armatura di pelle è in grado di far fronte all'intero sforzo di trazione agente.

4.6 MANUFATTO A: CONCI CON LUCE SOTTO BATTENTE 3A, 4A, 7A, 8A

Il presente paragrafo fa riferimento alle sezioni F, G, H degli elaborati grafici.

Il concio tipo presenta una larghezza di 12 m ed un profilo trasversale definito da un triangolo avente vertice a quota 149.60 m s.l.m., pendenza del paramento di monte (orizzontale/verticale) 0.25/1.0 e quello di valle 0.75/1. In ciascun concio è ricavata una luce sotto battente, dotata di una paratoia piana ad azionamento oleomeccanico.

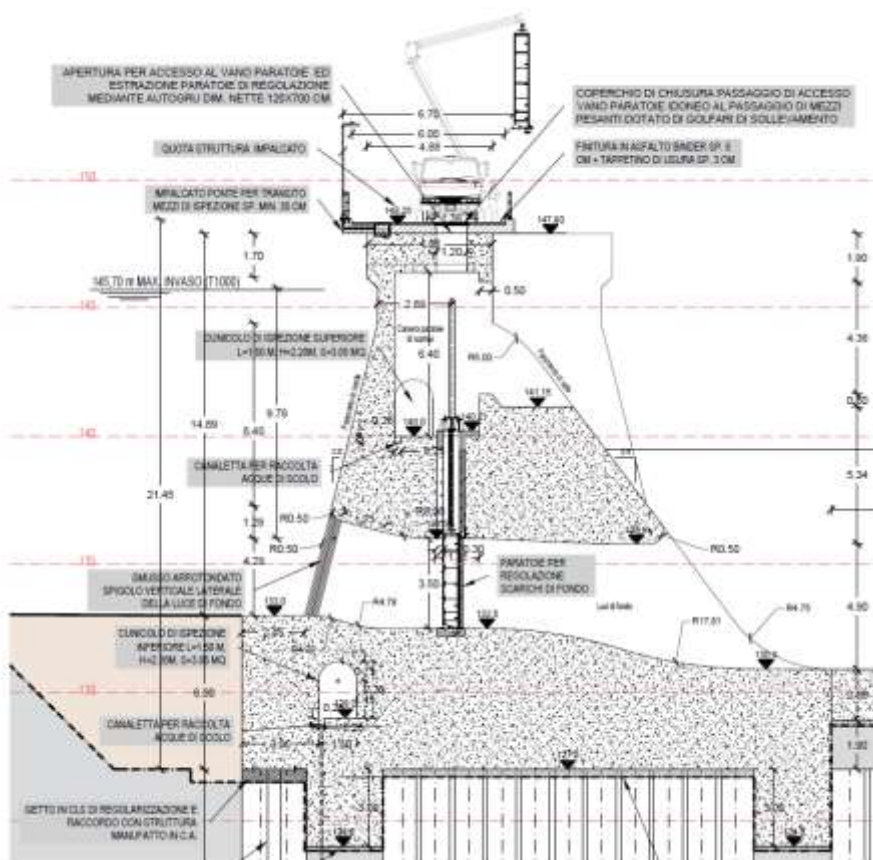
Il piano di fondazione è a quota 127.0 m s.l.m., approfondito all'estremità di valle fino a quota 124.0m s.l.m. per la realizzazione di n. 2 denti di ammortamento.

Dallo studio idraulico della cassa di espansione si ricavano i livelli idrici di monte e valle in condizioni di piena e per differenti periodi di ritorno.

Quote idriche di monte/valle

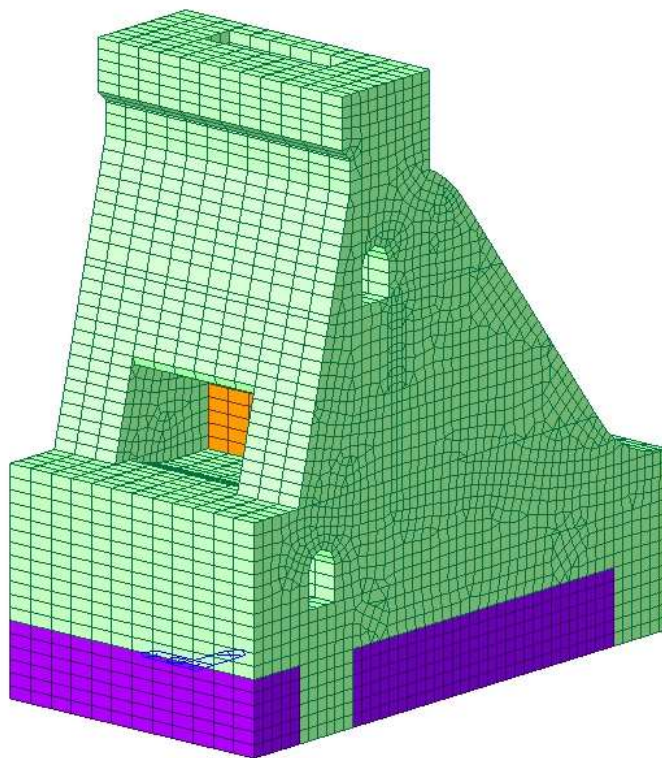
Periodo di ritorno (anni)	Quota idrica di monte (m)	Quota idrica di valle (m)
200	144.90	130.90-134.40
1000	145.70	134.40-135.90

Si riporta di seguito la sezione di riferimento.



Sezione di riferimento

Si riporta di seguito un'immagine del modello FEM.



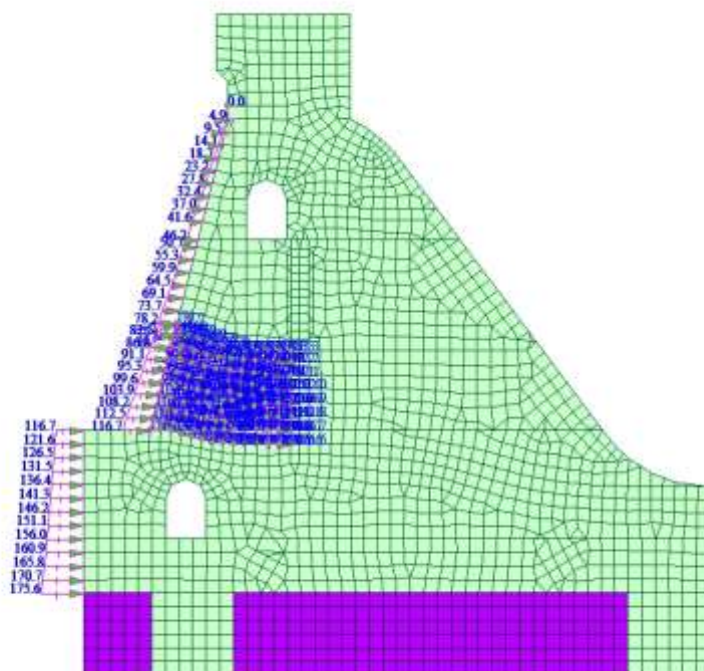
Modello FEM concio sfiorante manufatto A (sezioni E, I).

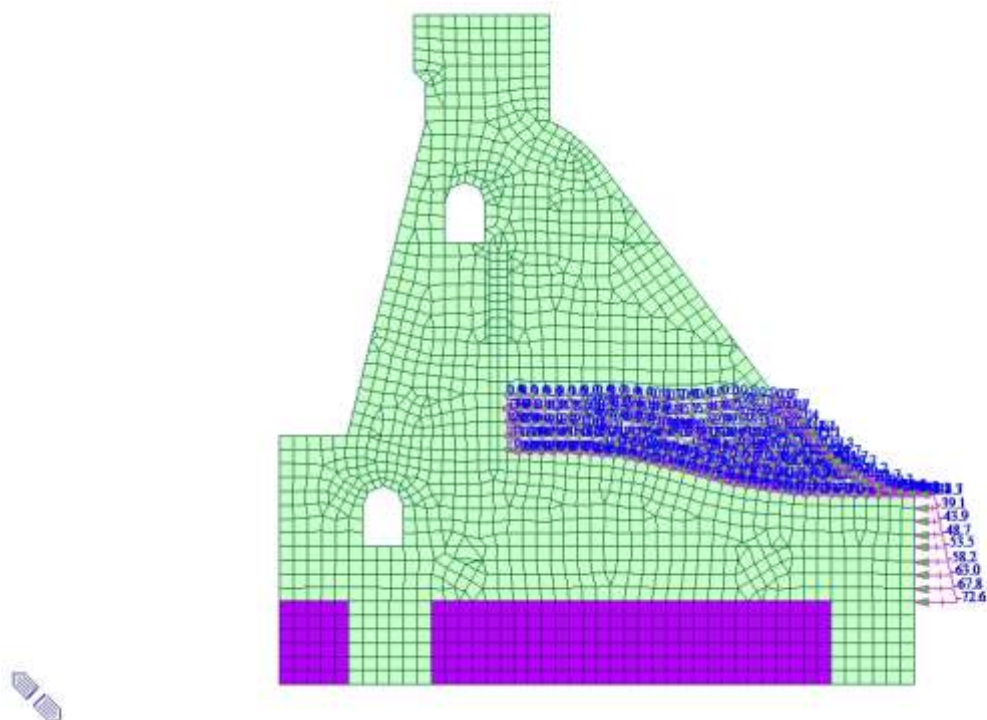
4.6.1 Carichi e combinazioni

Di seguito vengono mostrati i casi elementari applicati al concio (unità di misura kN, m), oltre ai pesi propri computati automaticamente dal software.

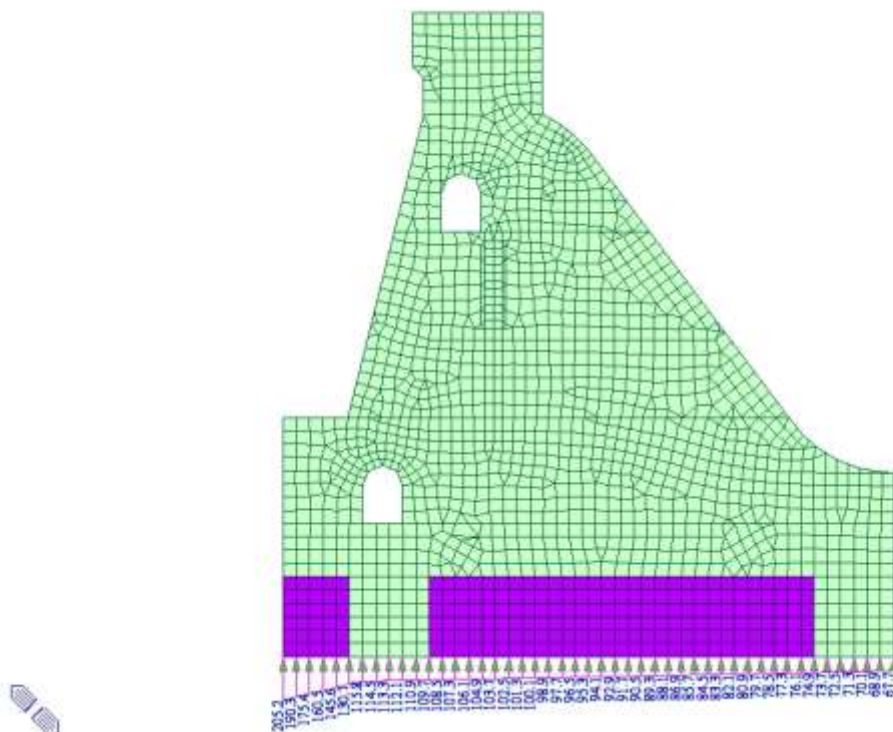
L'azione inerziale sulla massa strutturale è stata assegnata come carico "nodal body force", moltiplicando il peso per il coefficiente sismico orizzontale/verticale".

Caso di carico	Descrizione
G1	Peso Proprio strutturale
Spinta idro monte Tr=200 anni	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso pari a 144.9 m s.l.m.
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso pari a 130.9 m s.l.m.
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso pari a 134.4 m s.l.m.
Sottospinta Tr=200 anni 130.9m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso a valle pari a 130.9 m
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso a valle pari a 134.4 m
Peso acqua monte Tr=200 anni	Peso dell'acqua di monte con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso 144.9 m s.l.m.
Spinta idro monte Tr=1000 anni	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso pari a 145.7 m s.l.m.
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso pari a 134.4 m s.l.m.
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso pari a 135.9 m s.l.m.
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a valle pari a 134.4 m
Sottospinta Tr=1000 anni 135.9m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a valle pari a 135.9 m
Peso acqua monte Tr=1000 anni	Peso dell'acqua di monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso 145.7 m s.l.m.
Spinta terreno statica	Spinta del terreno di monte in condizioni statiche
Peso acqua valle 134.4 m	Peso dell'acqua di valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso 134.4 m s.l.m.
Peso acqua valle 135.9 m	Peso dell'acqua di valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso 135.9 m s.l.m.
H2O servizio	Spinte e sottospinte idrauliche esercitate dall'acqua in condizioni di normale esercizio (quota di falda).
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	Incremento di spinta sismica del terreno allo SLD
Sisma orizzontale SLD_RSL	Azione sismica orizzontale allo SLD applicata alla massa strutturale
Sisma verticale SLD_RSL	Azione sismica verticale allo SLD applicata alla massa strutturale
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	Azione inerziale dell'acqua contenuta nel serbatoio allo SLD
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	Incremento di spinta sismica del terreno allo SLC
Sisma orizzontale SLC_RSL	Azione sismica orizzontale allo SLC da RSL applicata alla massa strutturale
Sisma verticale SLC_RSL	Azione sismica verticale allo SLC da RSL applicata alla massa strutturale
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	Azione inerziale dell'acqua contenuta nel serbatoio allo SLC

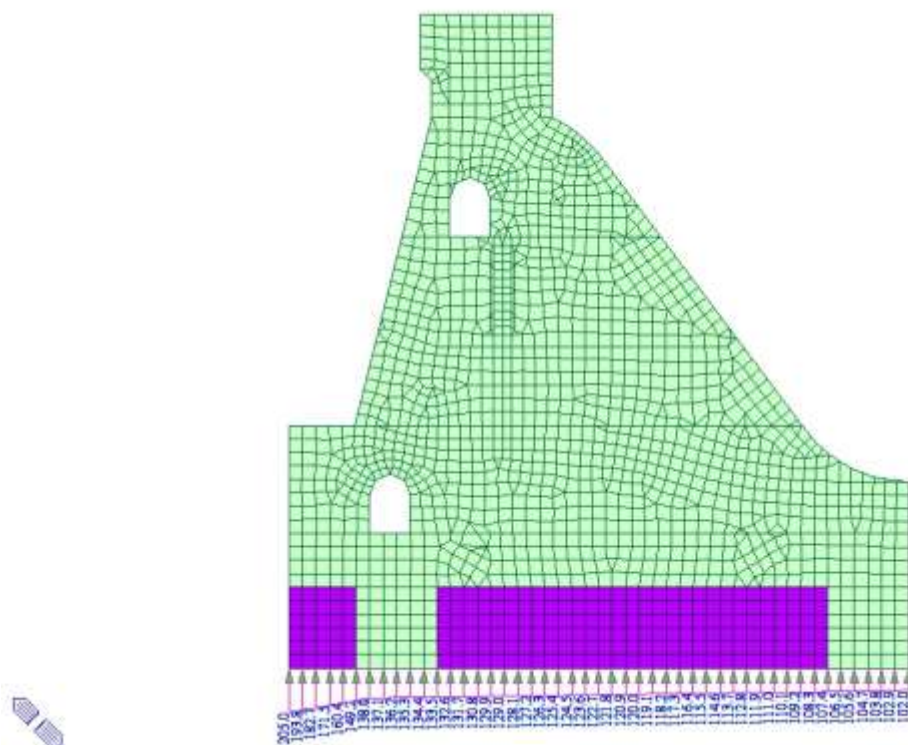




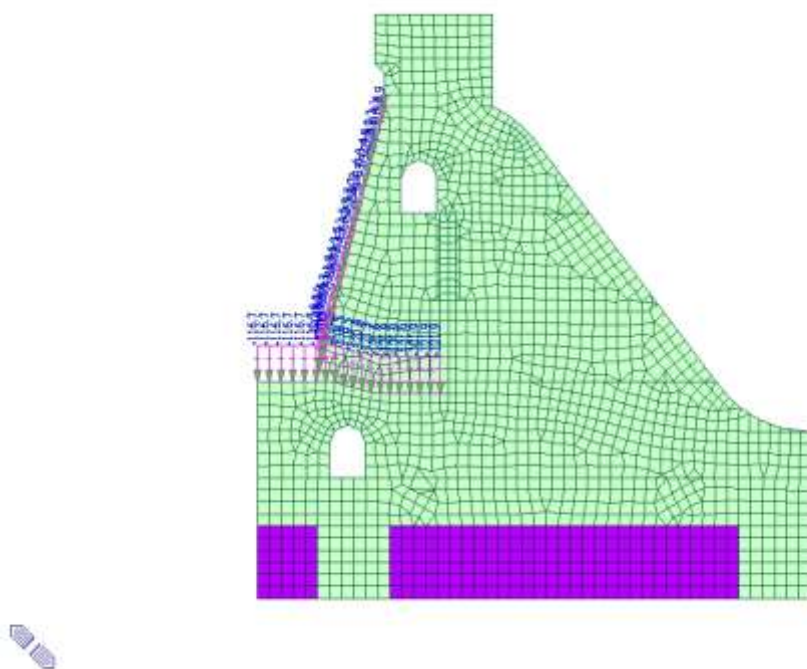
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m



Sottospinta Tr=200 anni 130.9m



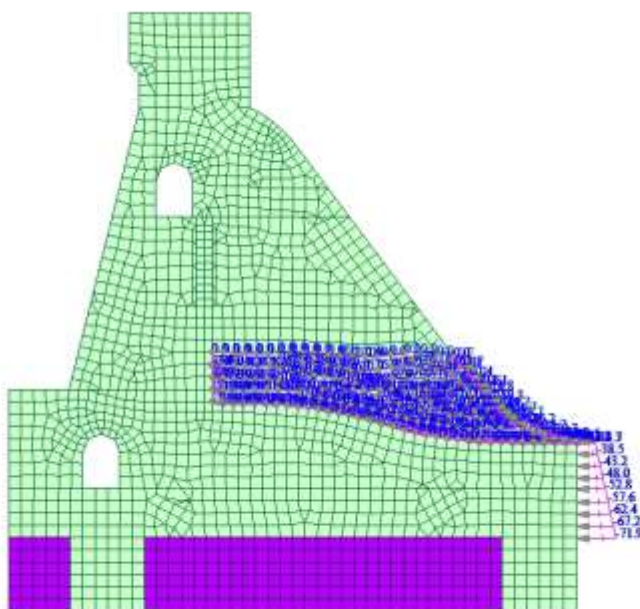
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m



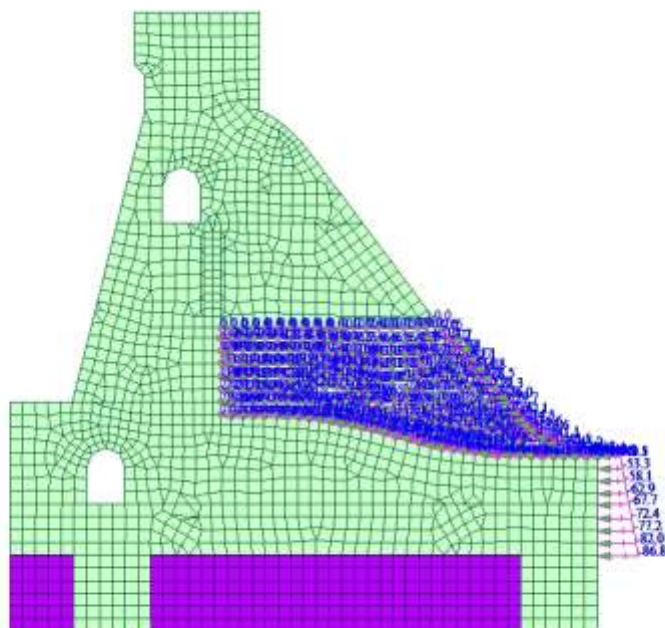
Peso acqua monte Tr=200 anni



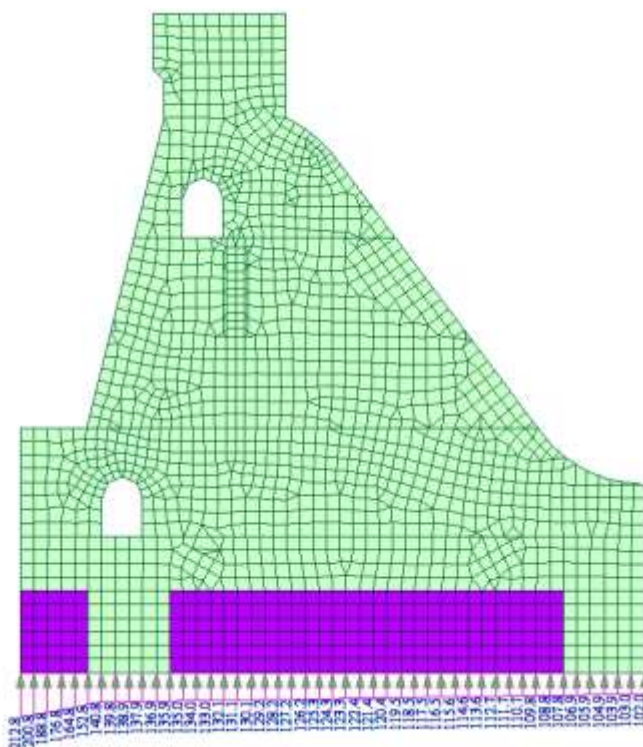
Spinta idro monte Tr=1000 anni



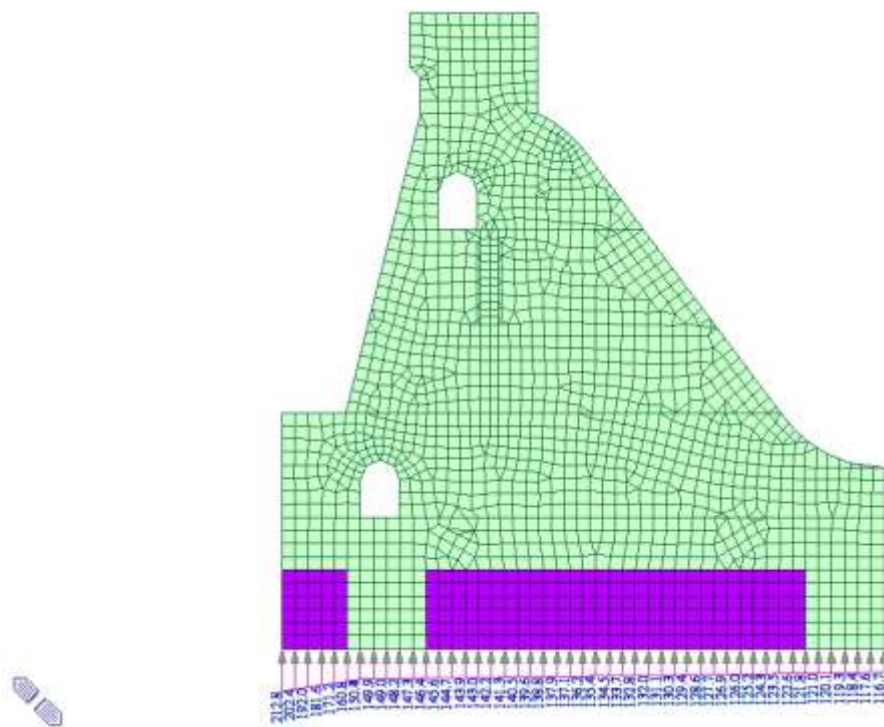
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m



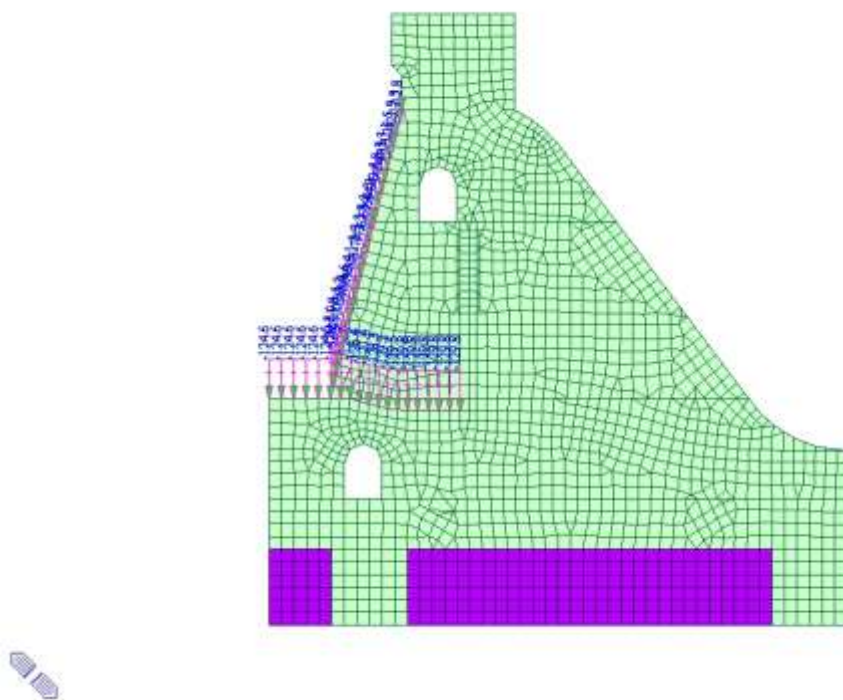
Spinta idro valle $T_r=1000$ anni 135.9m



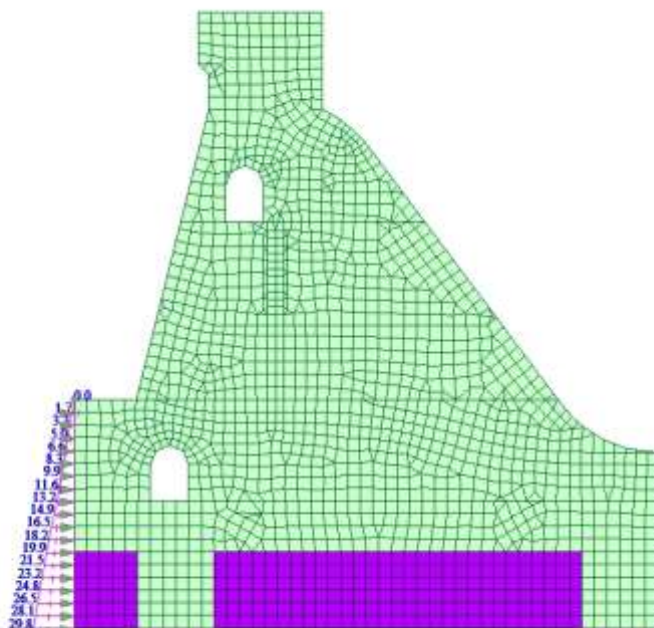
Sottospinta $T_r=1000$ anni 134.4m



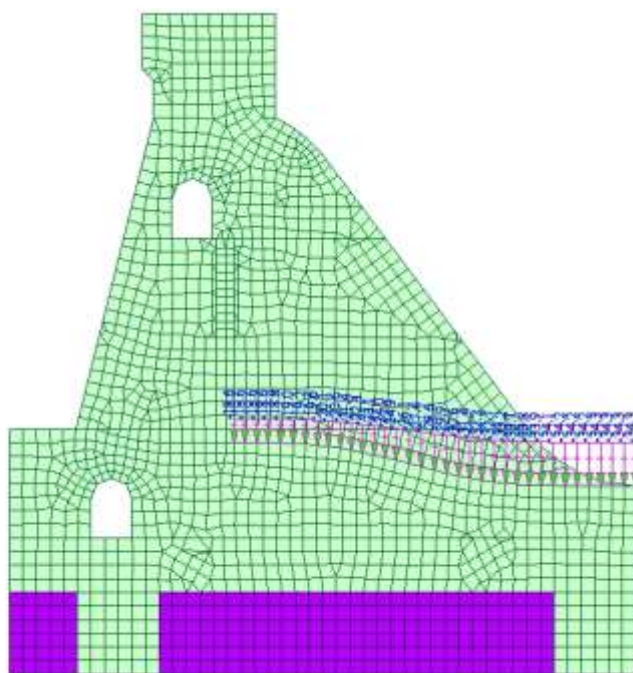
Sottospinta $T_r=1000$ anni 135.9m



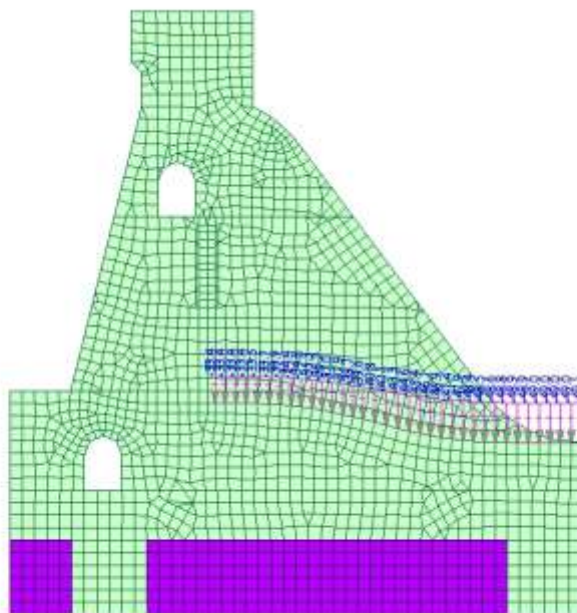
Peso acqua monte $T_r=1000$ anni



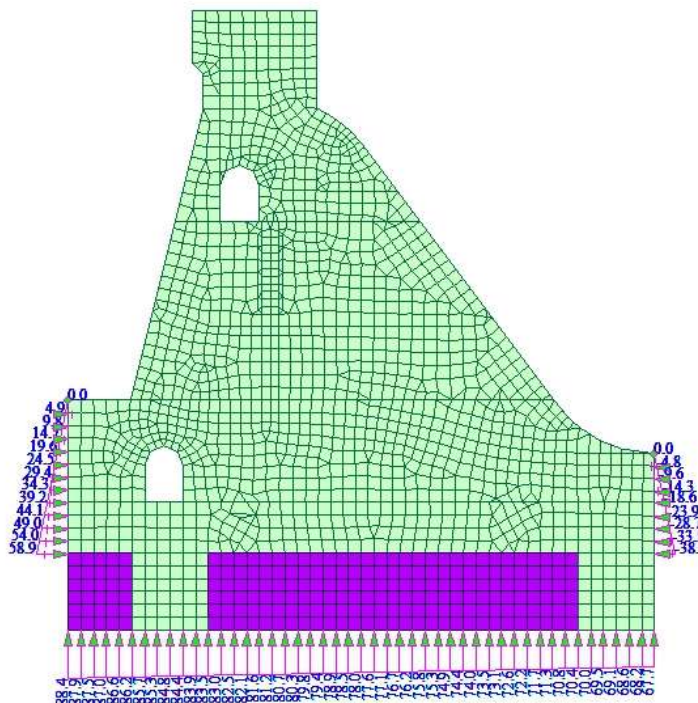
Spinta terreno statica



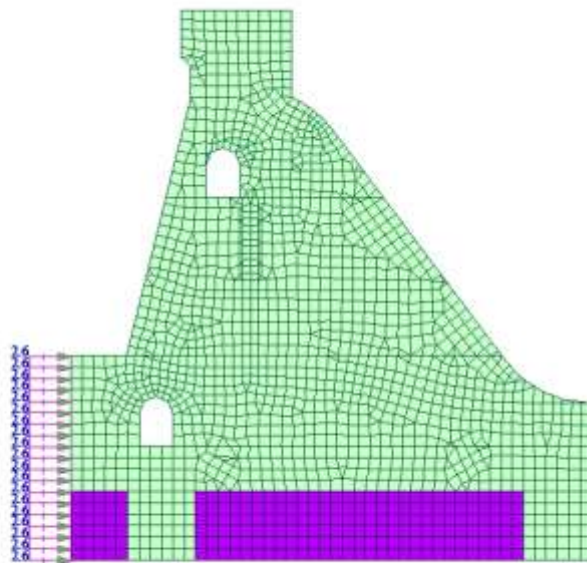
Peso acqua valle 134.4 m



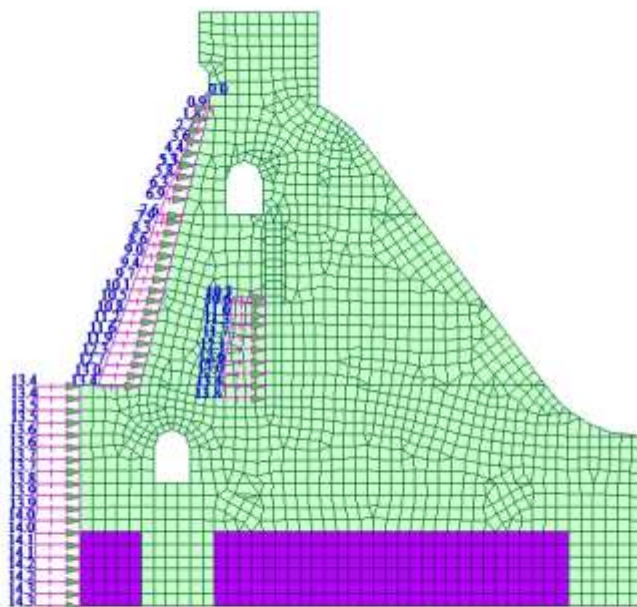
Peso acqua valle 135.9 m



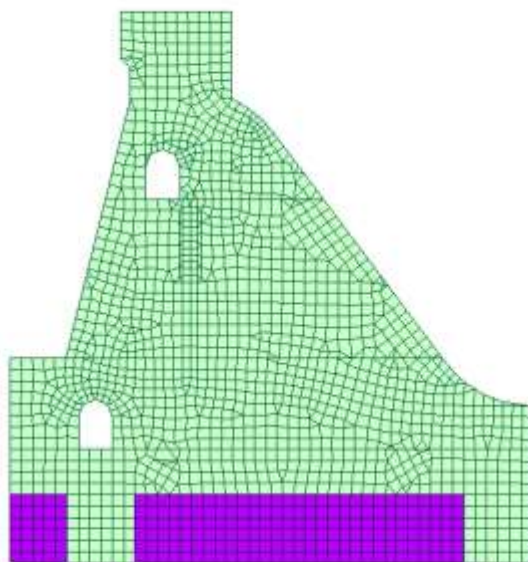
H2O servizio



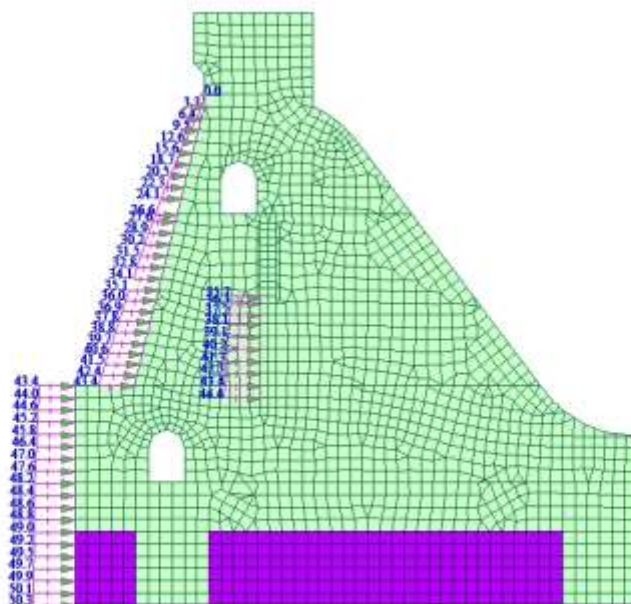
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL



Sovrappinta idrodinamica SLD_RSL



Delta spinta terreno sismica SLC_RSL



Sovrappinta idrodinamica SLC_RSL

Si riportano di seguito le reazioni vincolari caratteristiche globali agenti nei singoli casi di carico elementari alla base della struttura. Tali azioni sono state valutate mediante analisi lineare elastica.

Reazioni vincolari agenti nei singoli casi di carico

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT				
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
	G1	0.000000	0.000000	73374.432427
	Spinta idro monte Tr=200 anni	-18859.332600	0.000000	0.000000
	Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	900.999460	0.000000	0.000000
	Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	3226.441374	0.000000	0.000000
	Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	0.000000	0.000000	-27989.119911
	Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	-35148.309312
	Peso acqua monte Tr=200 anni	0.000000	0.000000	5515.139898
	Spinta idro monte Tr=1000 anni	-20544.854103	0.000000	0.000000
	Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	3226.441374	0.000000	0.000000
	Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	4664.508428	0.000000	0.000000
	Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m	0.000000	0.000000	-35659.257908
	Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m	0.000000	0.000000	-38718.935689
	Peso acqua monte Tr=1000 anni	0.000000	0.000000	6040.202865
	Spinta terreno statica	-1610.447896	0.000000	0.000000
	Peso acqua valle 134.4 m	0.000000	0.000000	3002.468167
	Peso acqua valle 135.9m	0.000000	0.000000	4668.059016
	H2O SERVIZIO	-1217.960539	0.000000	-21541.800000
	Delta Spinta terreno sismica SLD_RSL	-280.956000	0.000000	0.000000
	Sisma orizzontale SLD_RSL	-7542.378751	0.000000	0.000000
	Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-5125.888472
	Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-2570.296843	0.000000	0.000000
	Delta Spinta terreno sismica SLC_RSL	-1437.198000	0.000000	0.000000
	Sisma orizzontale SLC_RSL	-26434.939119	0.000000	0.000000
	Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-17574.474760
	Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-8998.977163	0.000000	0.000000

Si riportano di seguito le combinazioni di carico.

Combinazione	Descrizione
ECC_1	Combinazione eccezionale (Tr = 200 anni) con quota di massimo invaso a monte 144.9 m e quota di valle pari a 130.9 m
ECC_2	Combinazione eccezionale (Tr = 200 anni) con quota di massimo invaso a monte 144.9 m e quota di valle pari a 134.4 m
ECC_3	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 145.7 m e quota di valle pari a 134.4 m
ECC_4	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 145.7 m e quota di valle pari a 135.9 m
SLU	Combinazione fondamentale SLU
QP	Combinazione quasi permanente per effetti a lungo termine (livello dell'acqua pari a quello della falda in esercizio)
RARA1	Combinazione rara con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 130.9 m
RARA2	Combinazione rara con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 134.4 m
SLC_RSL	Combinazione sismica SLC con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 130.9 m, accelerazioni da RSL
SLD_RSL	Combinazione sismica SLD con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 130.9 m, accelerazioni da RSL

Load case	ECC_1	ECC_2	ECC_3	ECC_4	SLU	QP	RARA	RARA2	SLC_RSL	SLD_RSL
G1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Spinta idro monte Tr=200 anni	1.0	1.0					1.0	1.0	1.0	1.0
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	1.0						1.0		1.0	1.0
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m		1.0						1.0		
Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	1.0						1.0		1.0	1.0
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m		1.0						1.0		
Peso acqua monte Tr=200 anni	1.0	1.0					1.0	1.0	1.0	1.0
Spinta idro monte Tr=1000 anni			1.0	1.0						
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m			1.0							
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m				1.0						
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m			1.0							
Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m				1.0						
Peso acqua monte Tr=1000 anni			1.0	1.0						
Spinta terreno statica	1.0	1.0	1.0	1.0	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Peso acqua valle 134.4 m		1.0	1.0					1.0		
Peso acqua valle 135.9m				1.0						
H2O SERVIZIO					1.3	1.0				
Delta Spinta terreno sismica SLD_RSL										1.0
Sisma orizzontale SLD_RSL										1.0
Sisma verticale SLD_RSL										0.3
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL										1.0
Delta Spinta terreno sismica SLC_RSL									1.0	
Sisma orizzontale SLC_RSL									1.0	
Sisma verticale SLC_RSL									0.3	
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL									1.0	

4.6.2 Verifiche a scorrimento SLU/SLC

Con riferimento alla verifica a scorrimento all'interno del corpo diga, si considerano le seguenti sezioni orizzontali significative:

- quota +129.0 m;
- quota +133.0 m;
- quota +136.0m;
- quota +140.0 m.

In tutte le sezioni è stata considerata la presenza della sottospinta idraulica.

Sezione a quota +129.0m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	8049.691787
Spinta idro monte Tr=200 anni	-1405.620583	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	0.000000	0.000000	-1274.172617
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	-1274.172617
Peso acqua monte Tr=200 anni	0.000000	0.000000	347.726396
Spinta idro monte Tr=1000 anni	-1904.753374	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	0.000000	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m	0.000000	0.000000	-1491.435422
Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m	0.000000	0.000000	-1491.435422
Peso acqua monte Tr=1000 anni	0.000000	0.000000	451.319993
Spinta terreno statica	0.000000	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 134.4 m	0.000000	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 135.9m	0.000000	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLC_RSL	-2910.192538	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-1934.754042
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-879.298813	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
H2O Servizio	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	-830.331943	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-564.303262
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-250.138697	0.000000	0.000000

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 9.65m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-1405.62	7123.25	8730.11
ECC_2	-1405.62	7123.25	8730.11
ECC_3	-1904.75	7009.58	7387.88
ECC_4	-1904.75	7009.58	7387.88
SLU	0.00	8049.69	12317.95
SLC_RSL	-5195.11	6542.82	-4660.27

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (τ_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.122	-0.014	6.40 + 1.75	0.014	0.527
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.122	-0.014	6.40 + 1.75	0.014	0.527
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.113	-0.022	6.40 + 1.75	0.019	0.526
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.113	-0.022	6.40 + 1.75	0.019	0.526
SLU	SEZ. NON INT. REAG.	-0.152	-	6.40 + 1.70	0.000	0.534
SLC_RSL	SEZ. INT. REAGENTE	-0.098	-0.041	6.40 + 1.75	0.053	0.523

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

Sezione a quota +133.0m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	20826.771164
Spinta idro monte Tr=200 anni	-4745.034703	-0.000023	-2165.230701
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	0.000000	0.000000	-1706.717834
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	-1706.717834
Peso acqua monte Tr=200 anni	0.000000	0.000000	1055.807098
Spinta idro monte Tr=1000 anni	-5629.895756	-0.000025	-2363.617040
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	0.000000	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m	0.000000	0.000000	-1870.625308
Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m	0.000000	0.000000	-1870.625308
Peso acqua monte Tr=1000 anni	0.000000	0.000000	1243.765925
Spinta terreno statica	0.000000	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 134.4 m	0.000000	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 135.9m	0.000000	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLC_RSL	-7527.971528	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-5004.745614
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-2214.833285	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
H2O Servizio	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	-2147.869993	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-1459.717471
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-689.775824	0.000000	0.000000

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni (3+3) m x 13.7m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-4745.03	18010.63	-857.29
ECC_2	-4745.03	18010.63	-857.29
ECC_3	-5629.90	17836.29	-5301.51
ECC_4	-5629.90	17836.29	-5301.51
SLU	0.00	20826.77	21802.90
SLC_RSL	-14487.84	16509.21	-42178.73

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (τ_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.224	-0.215	13.70	0.058	0.629
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.224	-0.215	13.70	0.058	0.629
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.245	-0.189	13.70	0.068	0.628
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.245	-0.189	13.70	0.068	0.628
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.370	-0.137	13.70	0.000	0.653
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	-0.427	-	12.89	0.187	0.625

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

Sezione a quota +136.0m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	27037.441423
Spinta idro monte Tr=200 anni	-8323.103923	0.000003	-2165.230701
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	106.313586	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	0.000000	0.000000	-2631.680557
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	-3643.980516
Peso acqua monte Tr=200 anni	0.000000	0.000000	1503.509951
Spinta idro monte Tr=1000 anni	-9481.894229	0.000003	-2363.617040
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	84.103200	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	453.761454	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m	0.000000	0.000000	-3832.667526
Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m	0.000000	0.000000	-4825.982216
Peso acqua monte Tr=1000 anni	0.000000	0.000000	1725.709938
Spinta terreno statica	0.000000	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 134.4 m	0.000000	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 135.9m	0.000000	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLC_RSL	-9774.804099	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-6498.484720
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-3621.945374	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
H2O Servizio	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	-2788.933026	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-1895.391377
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-1114.949849	0.000000	0.000000

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni (3.3) m x 12.7m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-8323.10	23744.04	-3757.27
ECC_2	-8216.79	22731.74	-2679.74
ECC_3	-9397.79	22566.87	-10005.18
ECC_4	-9028.13	21573.55	-8564.00
SLU	0.00	27037.44	39047.39
SLC_RSL	-21719.85	21794.49	-79819.89

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (τ_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.252	-0.225	16.60	0.084	0.643
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.238	-0.219	16.60	0.082	0.636
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.263	-0.190	16.60	0.094	0.635
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.248	-0.186	16.60	0.091	0.628
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.413	-0.130	16.60	0.000	0.666
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	-0.522	-	13.91	0.260	0.659

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

\Sezione a quota +140.0m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	48152.412712
Spinta idro monte Tr=200 anni	-15225.910425	0.000003	-2165.230701
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	213.746620	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	1691.689870	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	0.000000	0.000000	-13184.400001
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	-19990.500001
Peso acqua monte Tr=200 anni	0.000000	0.000000	8677.891289
Spinta idro monte Tr=1000 anni	-16784.948732	0.000003	-2363.617040
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	1566.601910	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	2778.427695	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m	0.000000	0.000000	-20446.455001
Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m	0.000000	0.000000	-23290.350001
Peso acqua monte Tr=1000 anni	0.000000	0.000000	9360.030136
Spinta terreno statica	-317.760000	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 134.4 m	0.000000	0.000000	2420.372665
Peso acqua valle 135.9m	0.000000	0.000000	3722.857597
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	-638.400000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLC_RSL	-17408.466789	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-11573.495926
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-5952.988664	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	-124.800000	0.000000	0.000000
H2O Servizio	-729.302269	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	-4966.958668	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-3375.602978
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-1808.570103	0.000000	0.000000

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 23.0m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-15329.92	41480.67	39876.08
ECC_2	-13851.98	37094.95	42685.20
ECC_3	-15536.11	37122.74	31870.90
ECC_4	-14324.28	35581.33	35441.81
SLU	-1361.18	48152.41	98732.07
SLC_RSL	-39329.78	38008.62	-114149.34

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (τ_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{\max} (MPa)	σ_{\min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.204	-0.121	21.50	0.059	0.589
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.190	-0.101	21.50	0.054	0.577
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.179	-0.112	21.50	0.060	0.577
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.177	-0.102	21.50	0.056	0.573
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.294	-0.088	21.50	0.005	0.607
SLC_RSL	SEZ. INT. REAGENTE	-0.261	-0.023	21.50	0.152	0.579

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

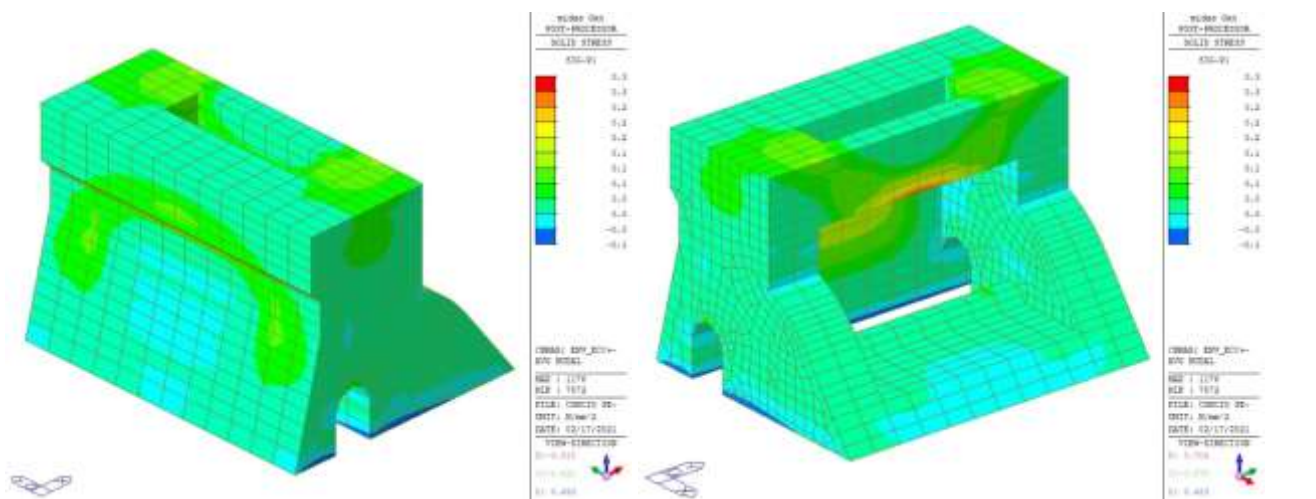
Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

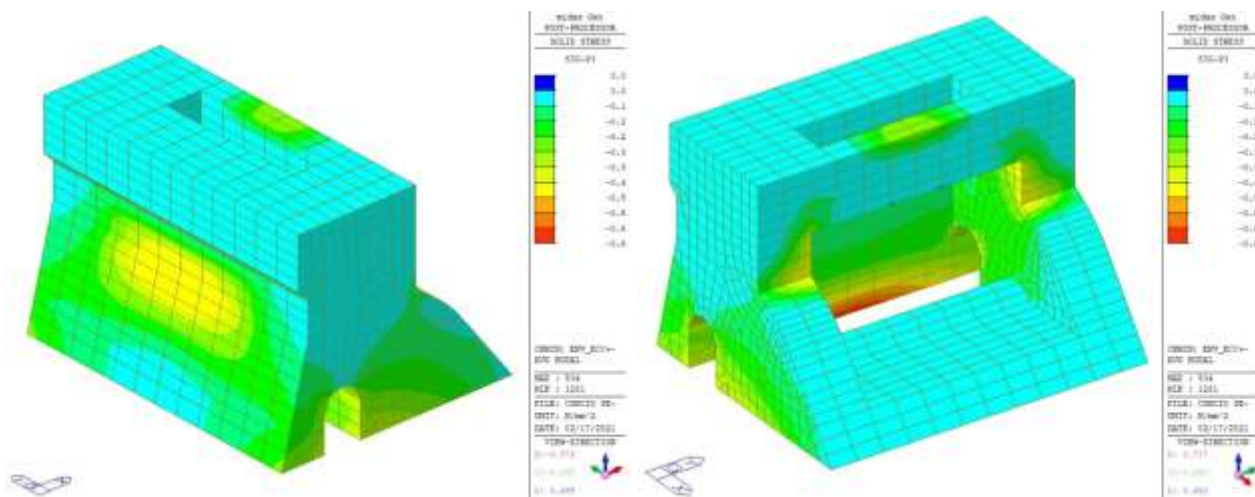
4.6.3 Verifiche tensionali SLU/SLC

Si mostrano di seguito le tensioni principali ricavate dall'analisi elastica considerando le sezioni descritte in precedenza e il concio nella sua interezza. Si mostrano due viste per ogni mappatura.

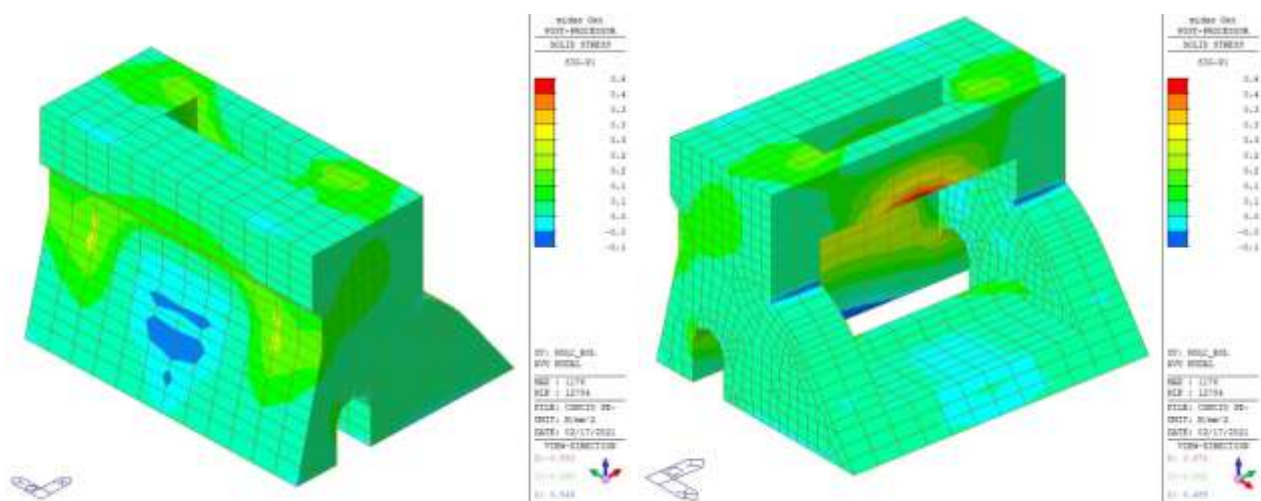
Sezione a quota +129.0



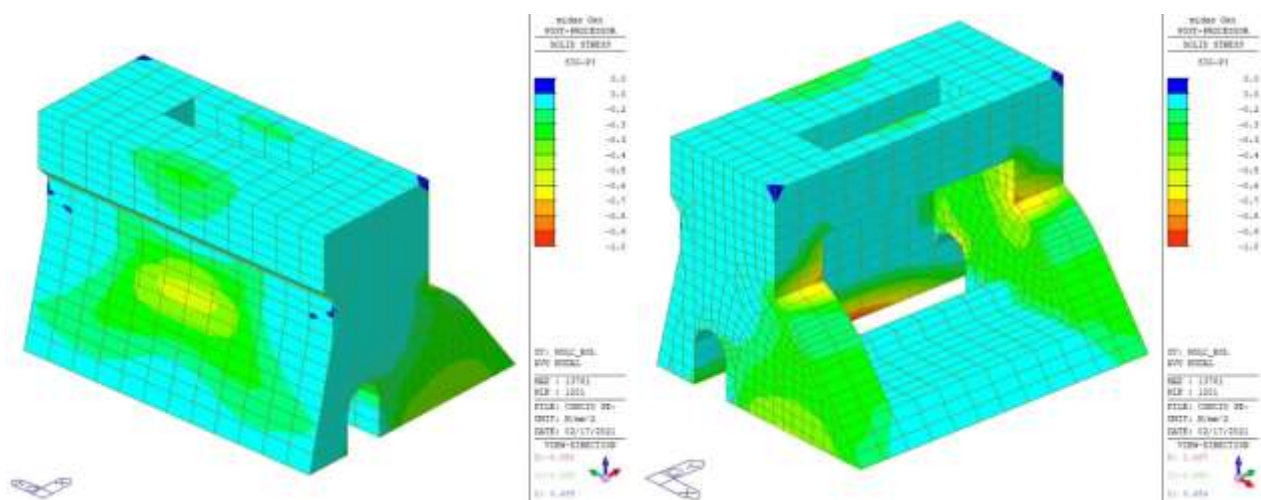
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di trazione (SLC)

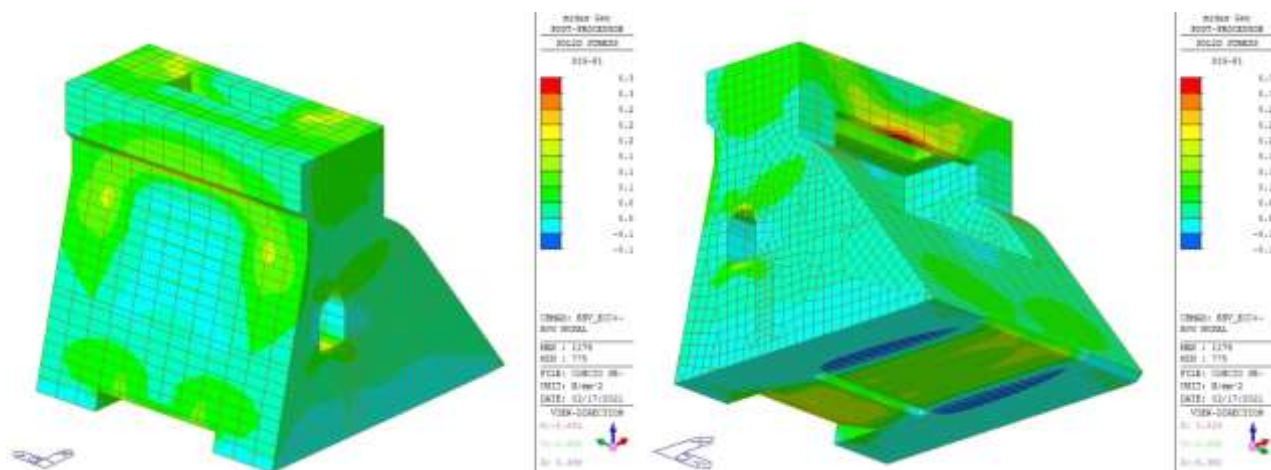


Tensioni principali di compressione (SLC)

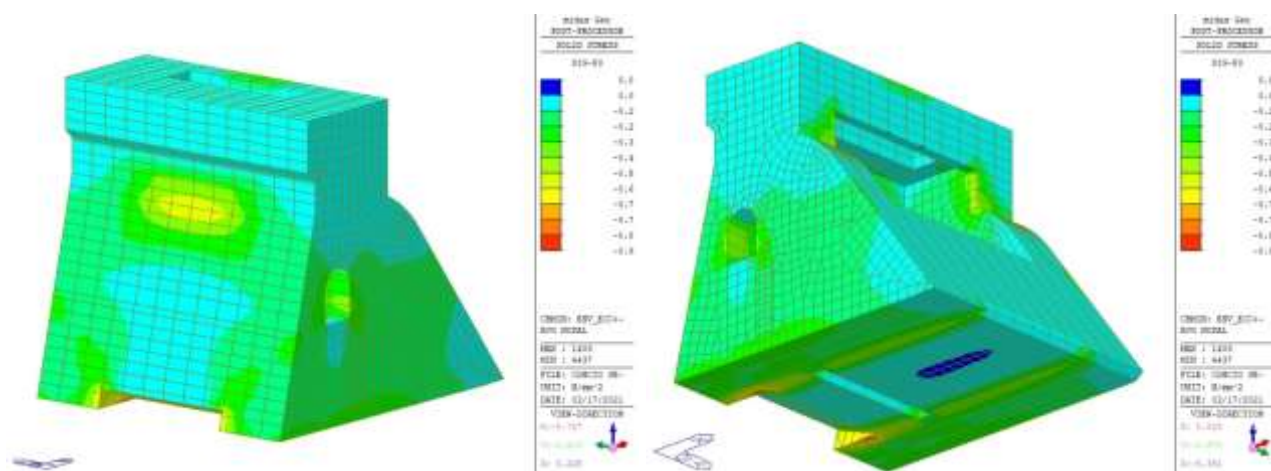
Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

In ogni caso, considerata la geometria della struttura, sia per il paramento di monte che per la sommità del concio è prevista armatura in acciaio B450C. Il dimensionamento/verifica della suddetta armatura è riportato nell'ultimo capitolo della presente relazione.

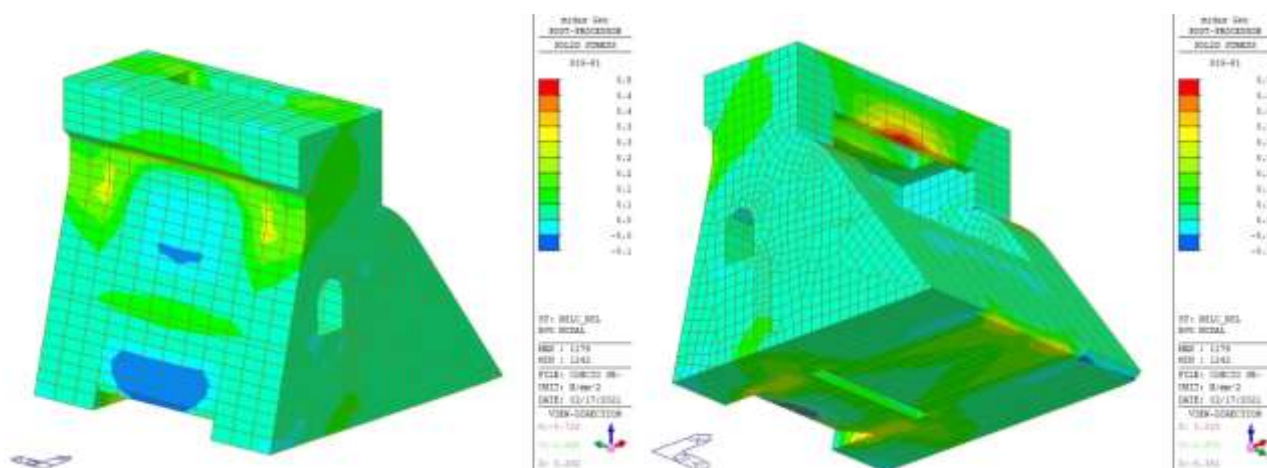
Sezione a quota +133.0



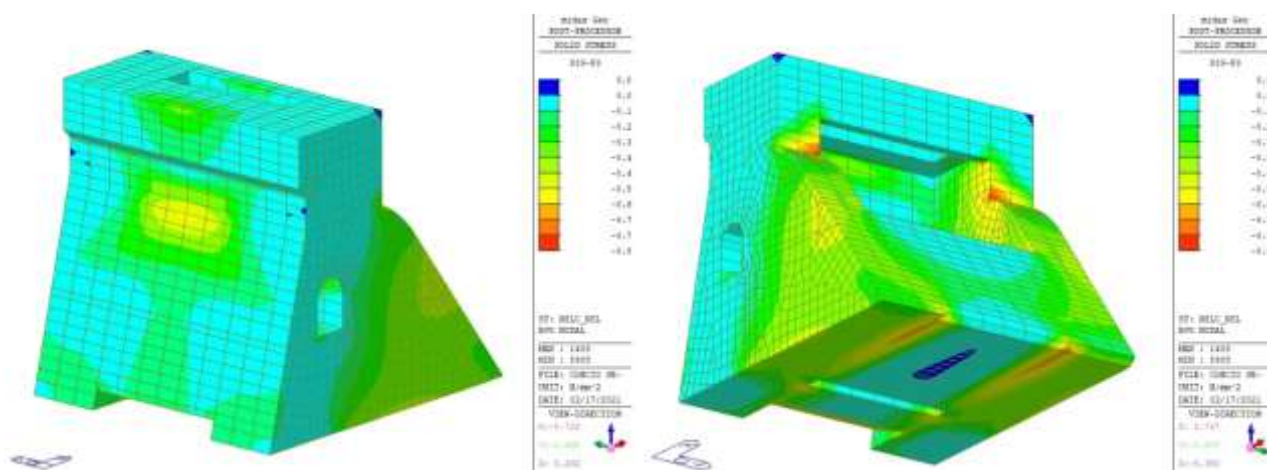
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di trazione (SLC)

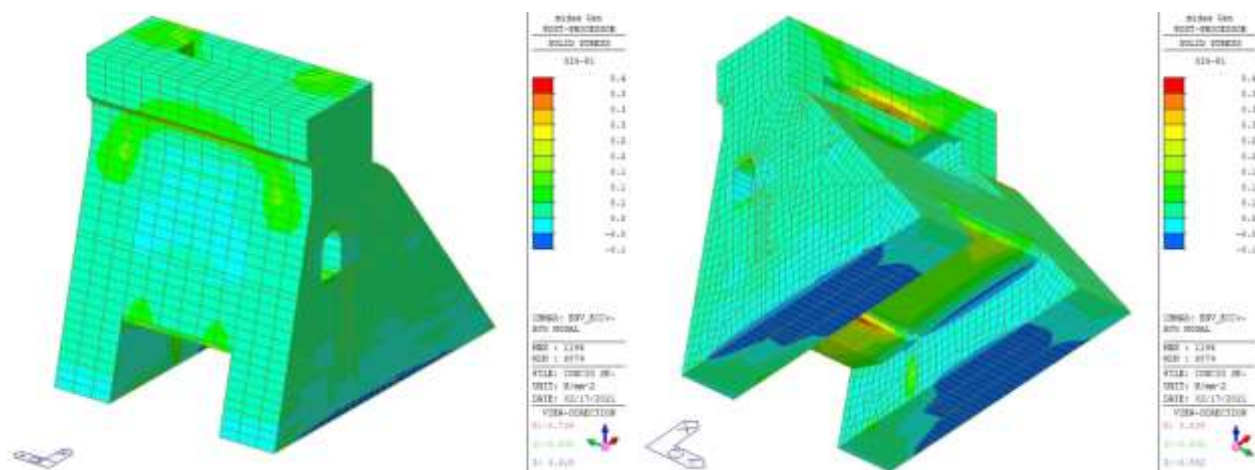


Tensioni principali di compressione (SLC)

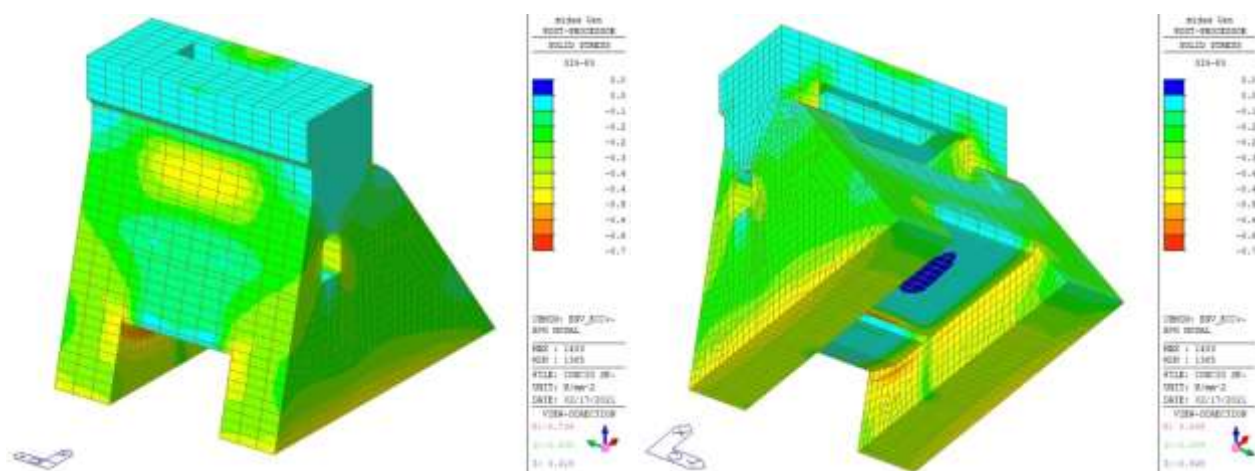
Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

In ogni caso, considerata la geometria della struttura, sia per il paramento di monte che per la sommità del concio è prevista armatura in acciaio B450C. Il dimensionamento/verifica della suddetta armatura è riportato nell'ultimo capitolo della presente relazione.

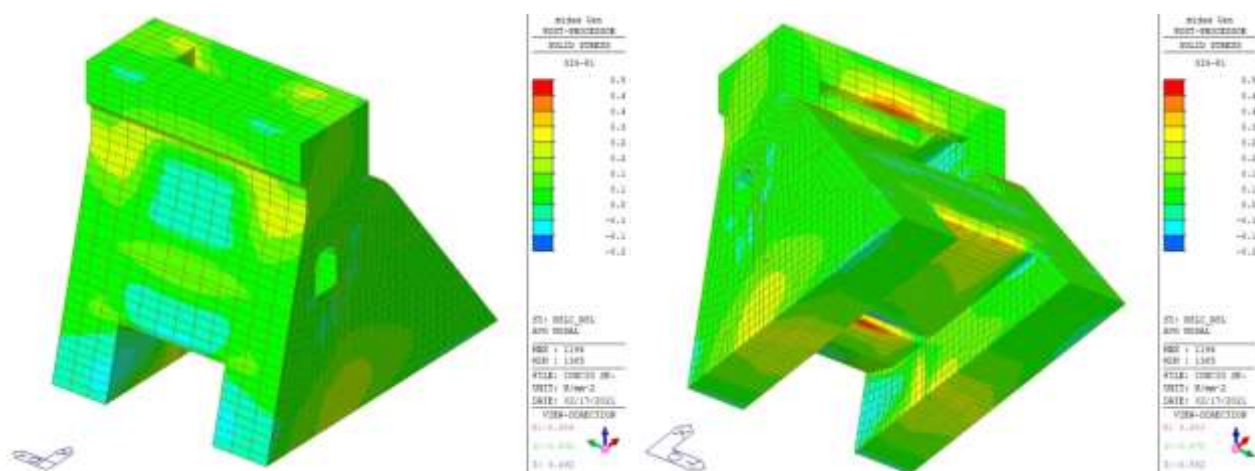
Sezione a quota +136.0



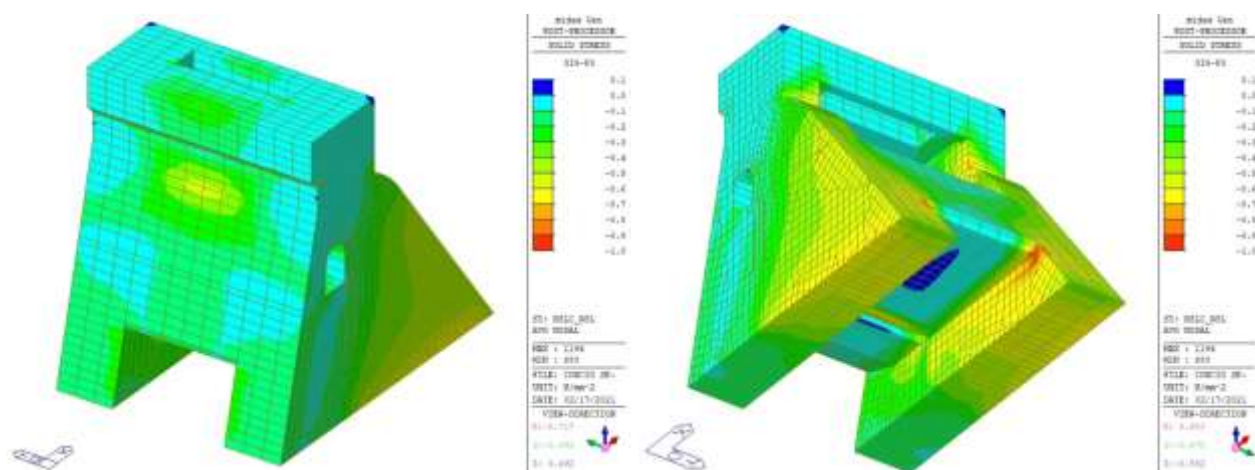
Tensioni principali di trazione (inviluppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (inviluppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di trazione (SLC)

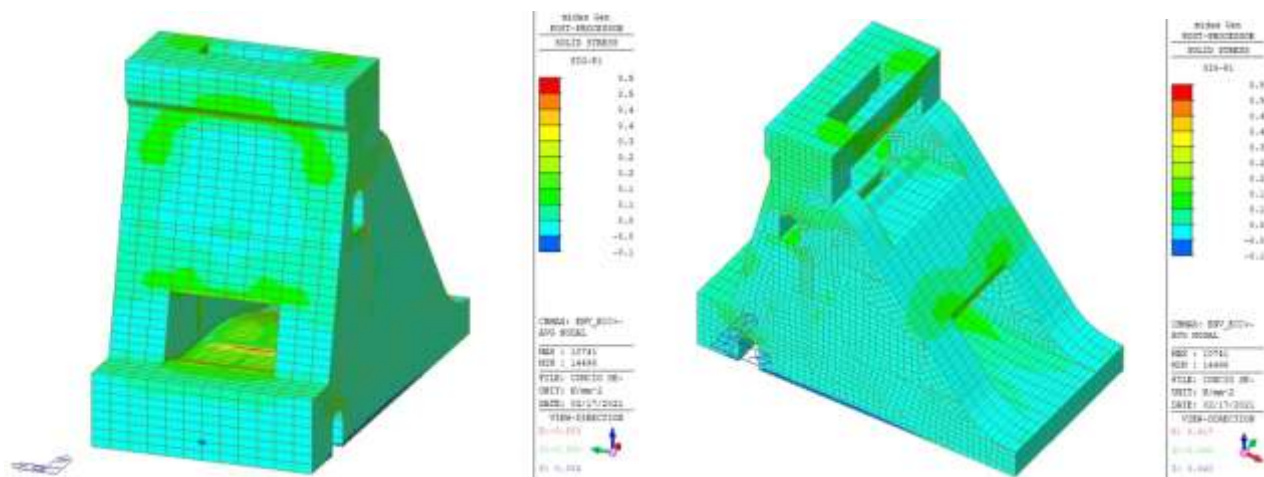


Tensioni principali di compressione (SLC)

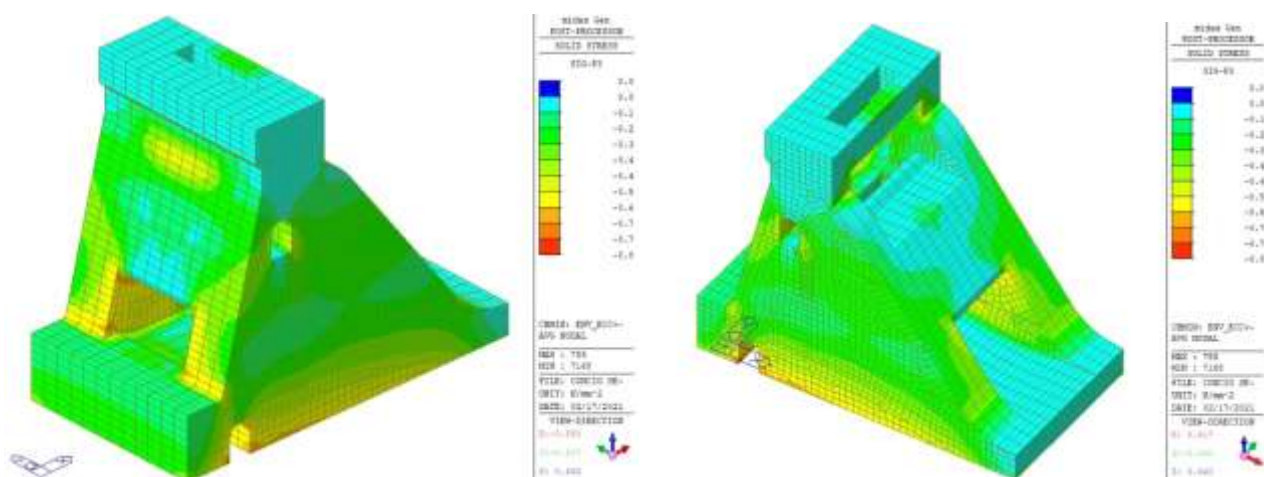
Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

In ogni caso, considerata la geometria della struttura, sia per il paramento di monte che per la sommità del concio è prevista armatura in acciaio B450C. Il dimensionamento/verifica della suddetta armatura è riportato nell'ultimo capitolo della presente relazione.

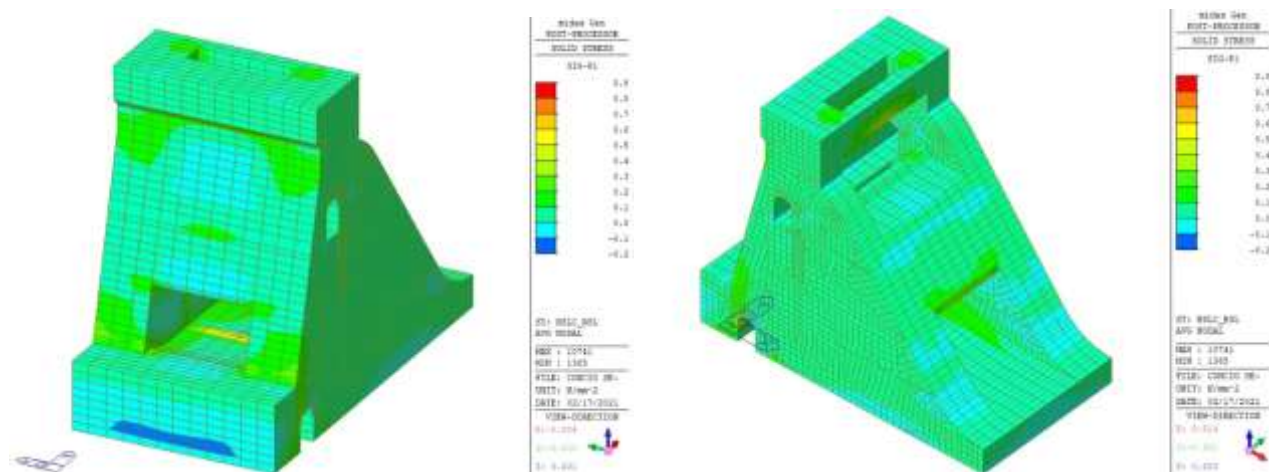
Sezione a quota +140.0



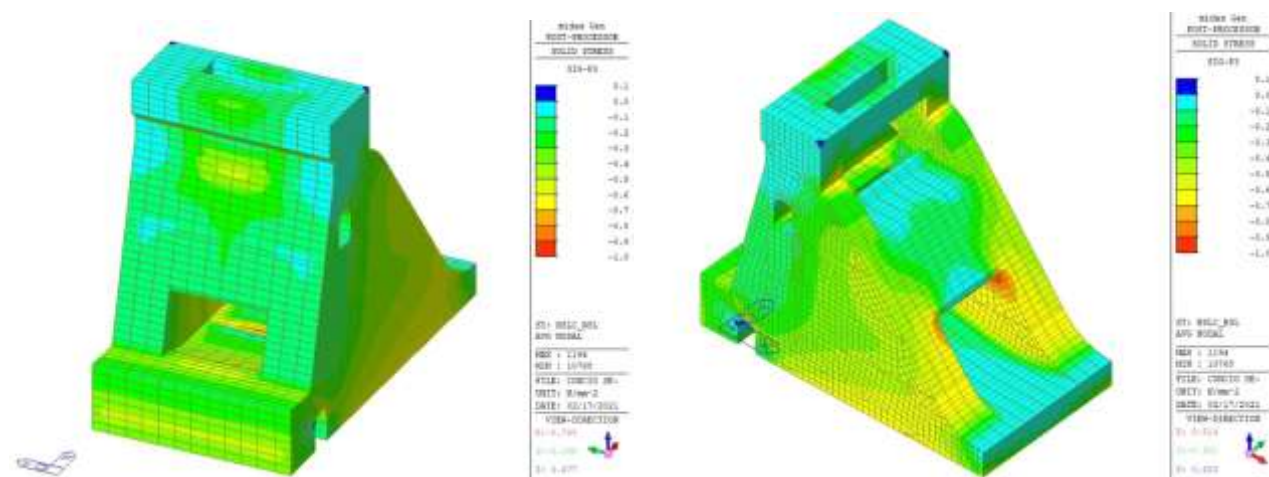
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di trazione (SLC)

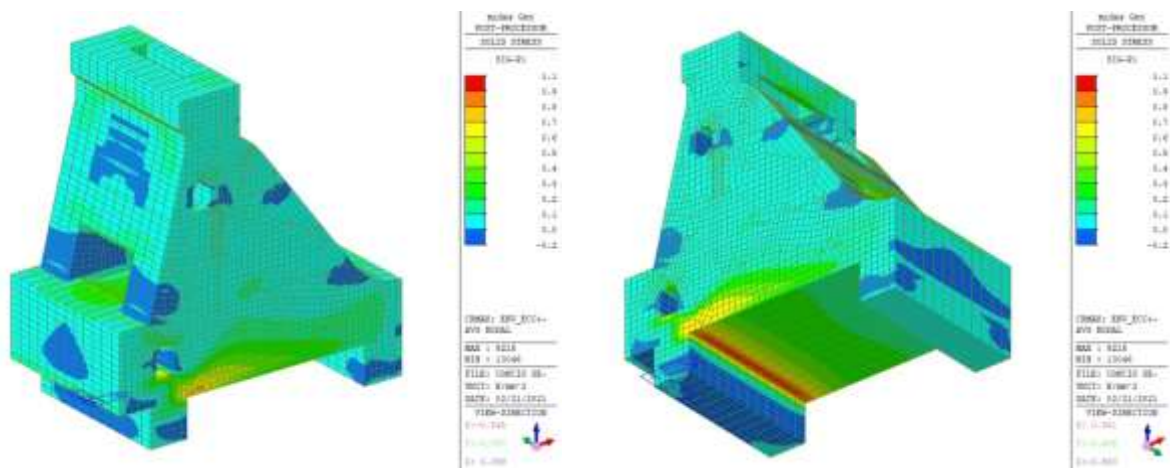


Tensioni principali di compressione (SLC)

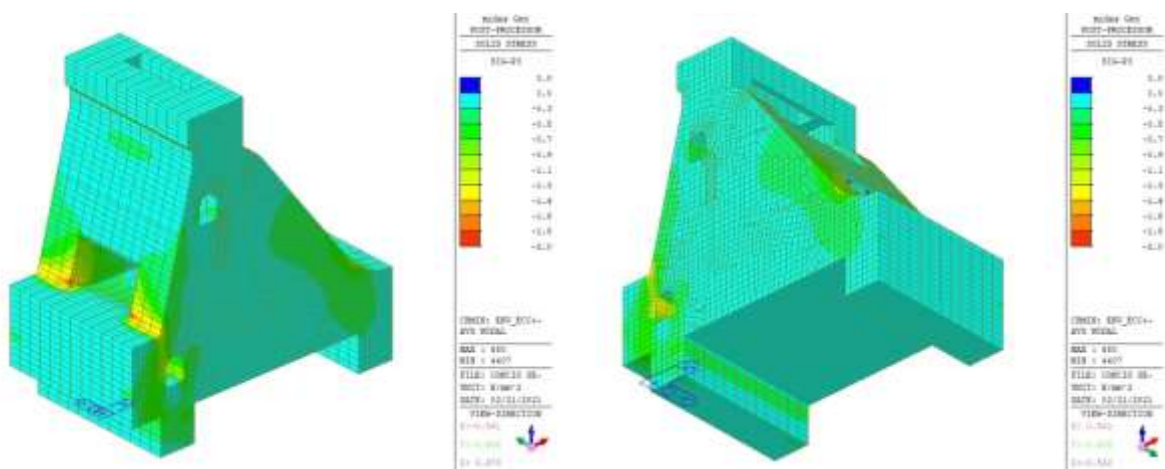
Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

In ogni caso, considerata la geometria della struttura, sia per il paramento di monte che per la sommità del concio è prevista armatura in acciaio B450C. Il dimensionamento/verifica della suddetta armatura è riportato nell'ultimo capitolo della presente relazione.

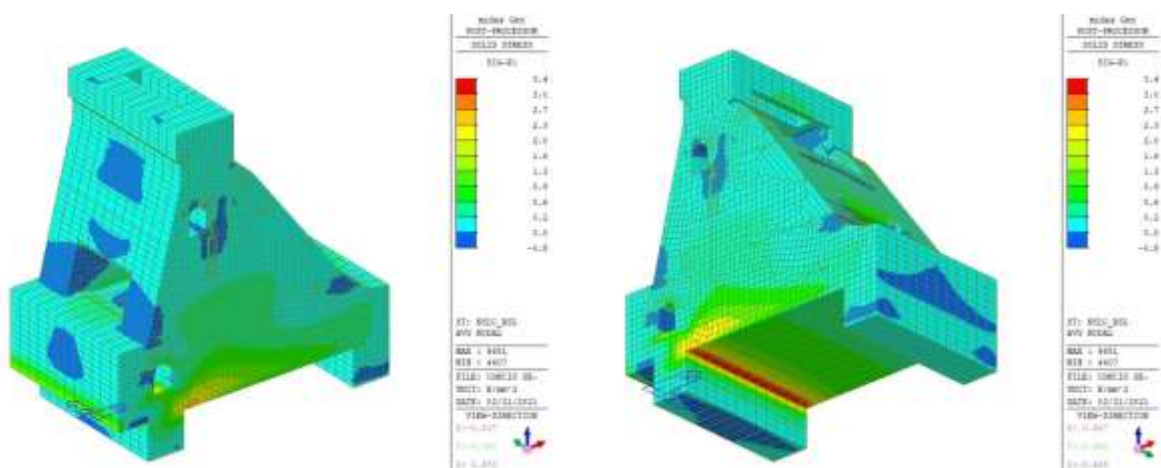
Concio intero



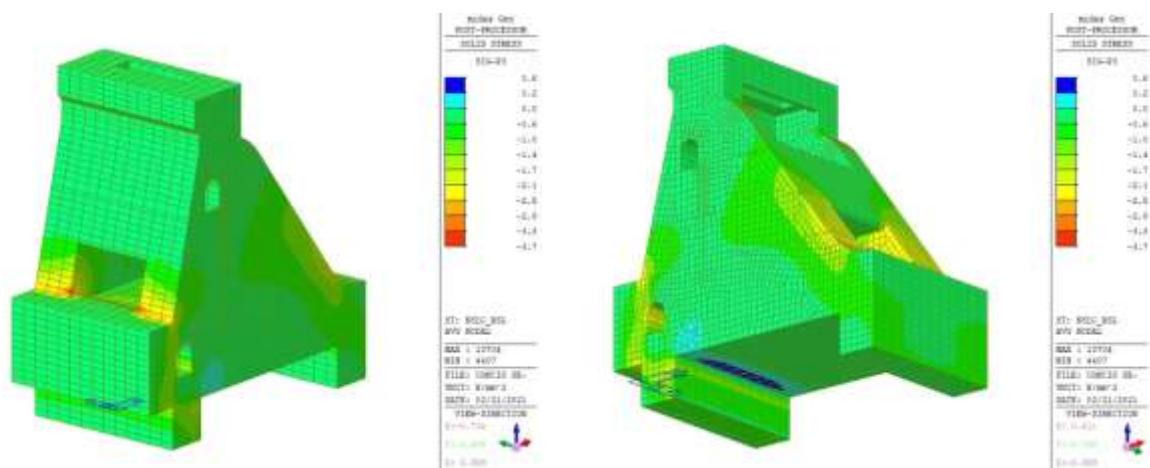
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



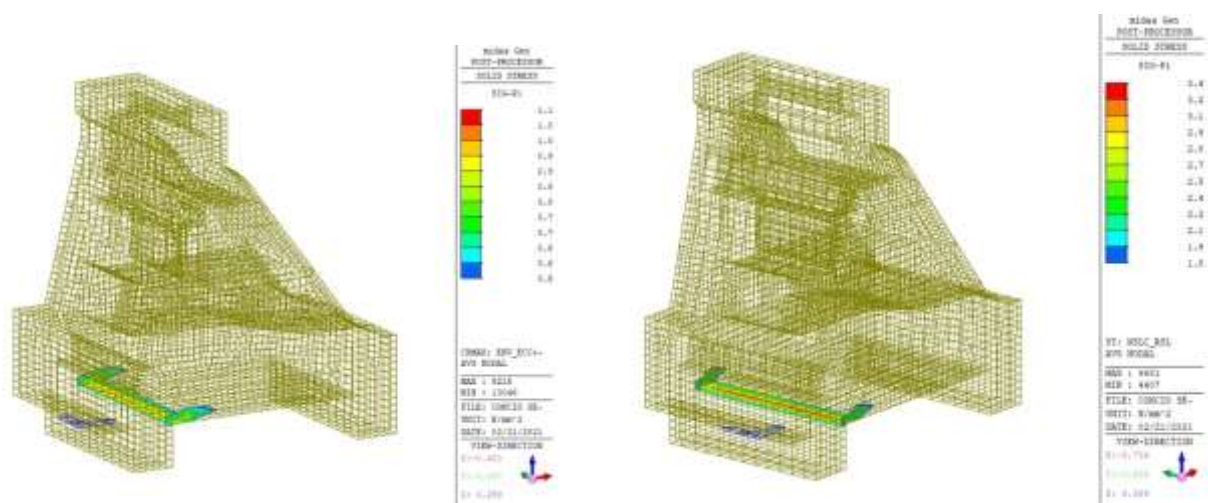
Tensioni principali di trazione (SLC)



Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza.

Invece, con riferimento alle tensioni principali di trazione sono presenti zone localizzate ove la tensione principale supera il limite di resistenza. In tali zone è prevista armatura in acciaio B450C in grado di assorbire l'intero sforzo di trazione. Nelle figure che seguono sono mostrate le zone ove la tensione di progetto supera la resistenza limite a trazione pari a 0.5MPa allo SLU/eccezionale e 1.8MPa allo SLC.

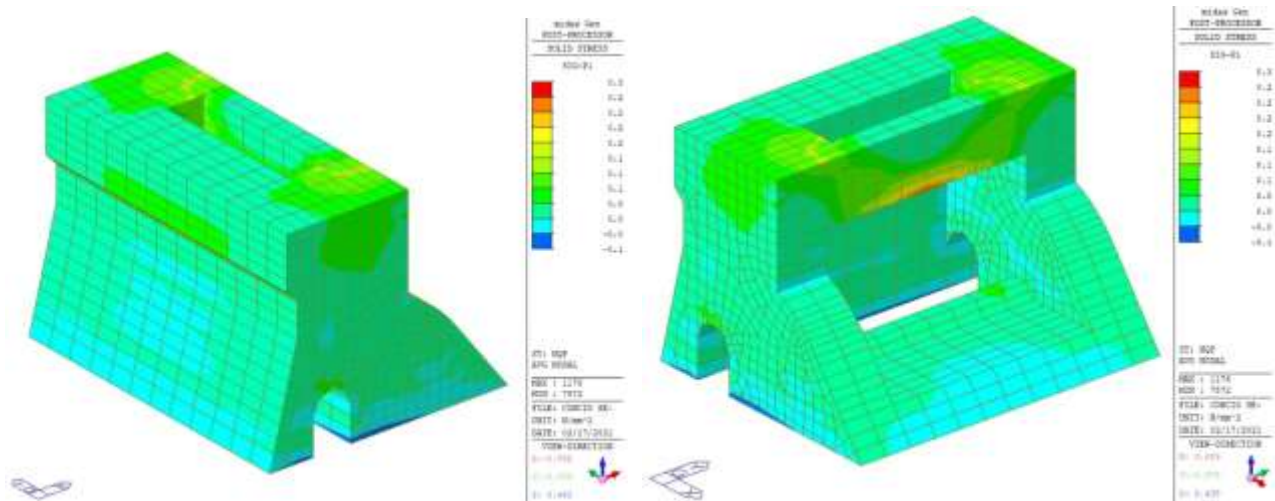


Si tratta di zone concentrate in corrispondenza dei denti di fondazione ove viene trasferito l'intera forza orizzontale. Per il progetto dell'armatura si rimanda ai paragrafi successivi.

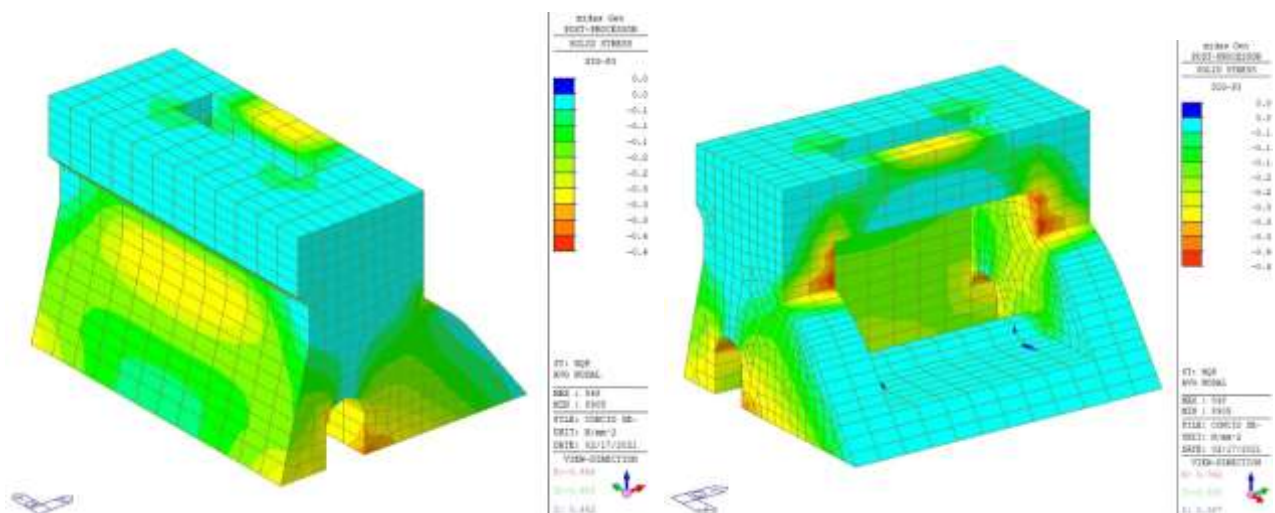
4.6.4 Verifiche tensionali SLE/SLD

Si mostrano di seguito le tensioni principali ricavate dall'analisi elastica considerando le sezioni descritte in precedenza e il concio nella sua interezza. Si mostrano due viste per ogni mappatura.

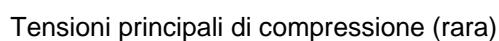
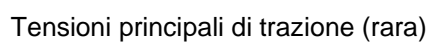
Sezione a quota +129.0

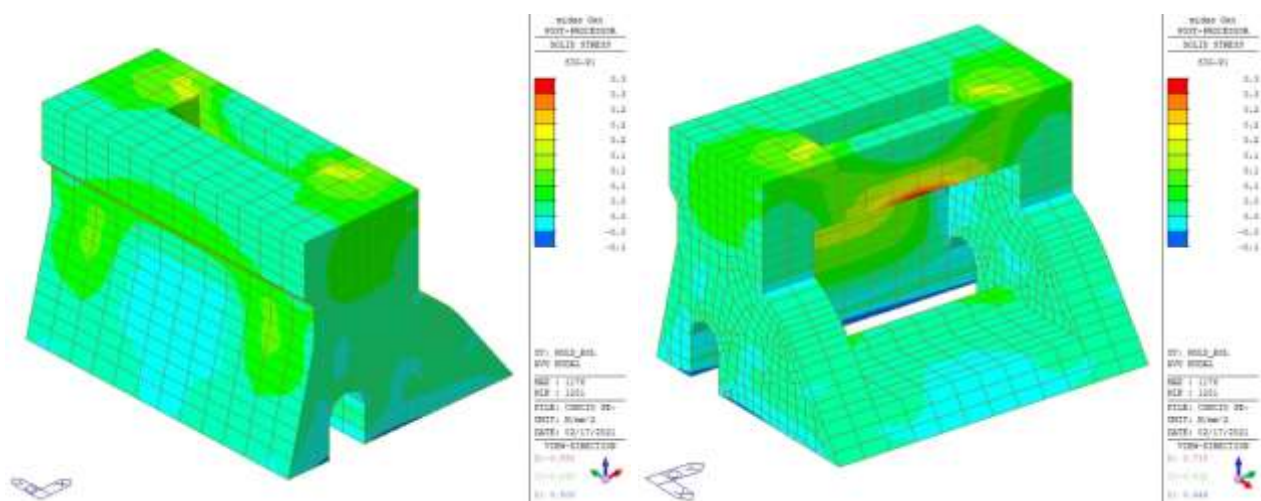


Tensioni principali di trazione (quasi permanente)

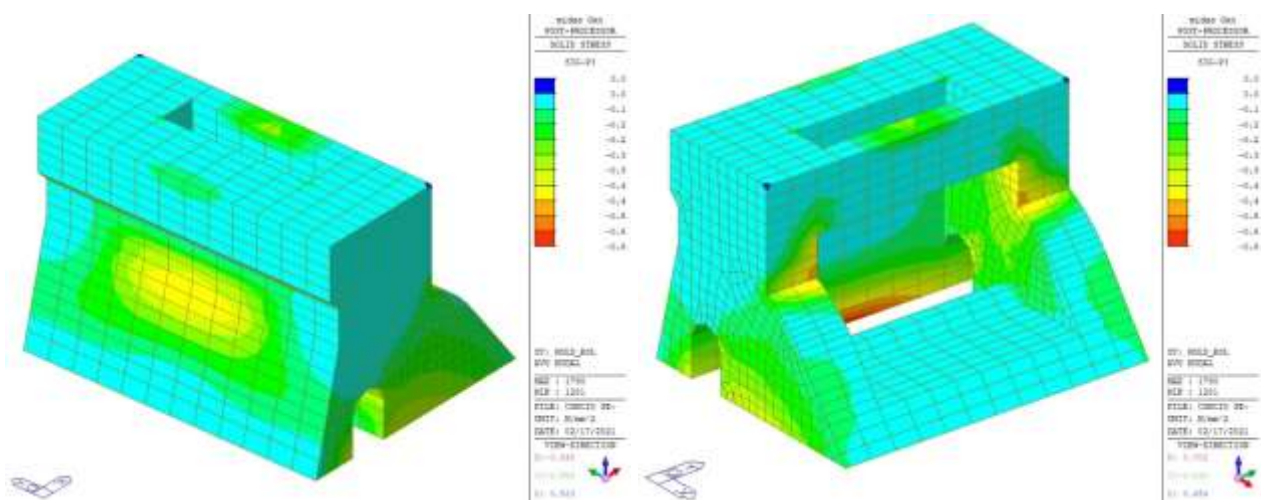


Tensioni principali di compressione (quasi permanente)





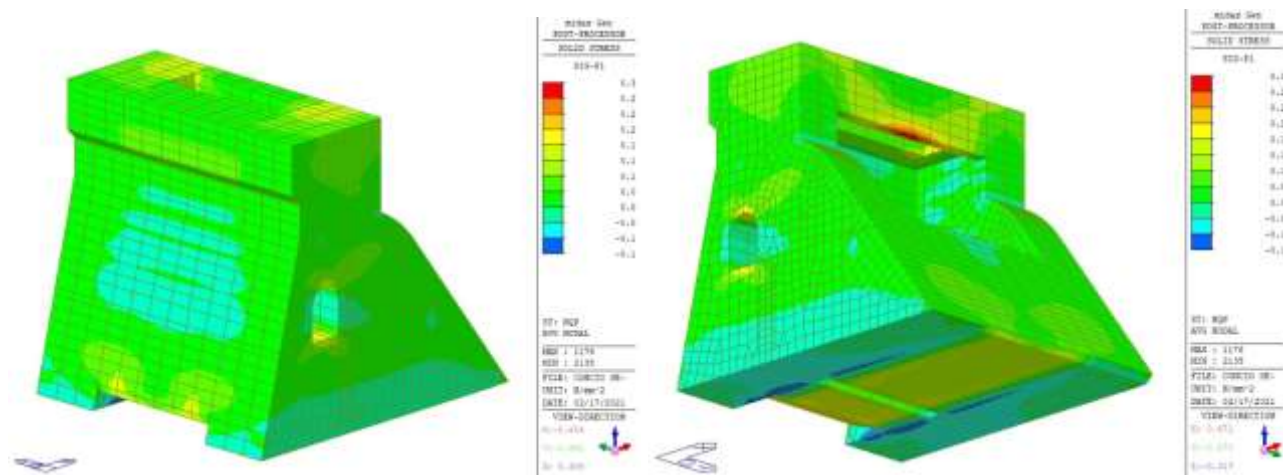
Tensioni principali di trazione (SLD)



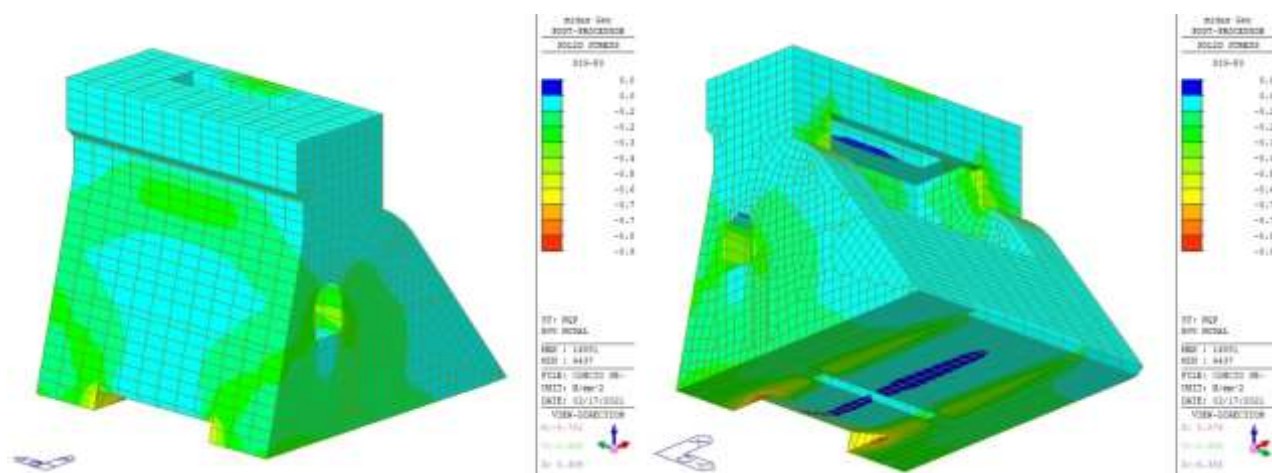
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza a meno di alcune zone in combinazione quasi permanente per le quali è stata progettata specifica armatura in acciaio B450C. Il dimensionamento/verifica è stato effettuato con riferimento alle tensioni agenti sul concio intero.

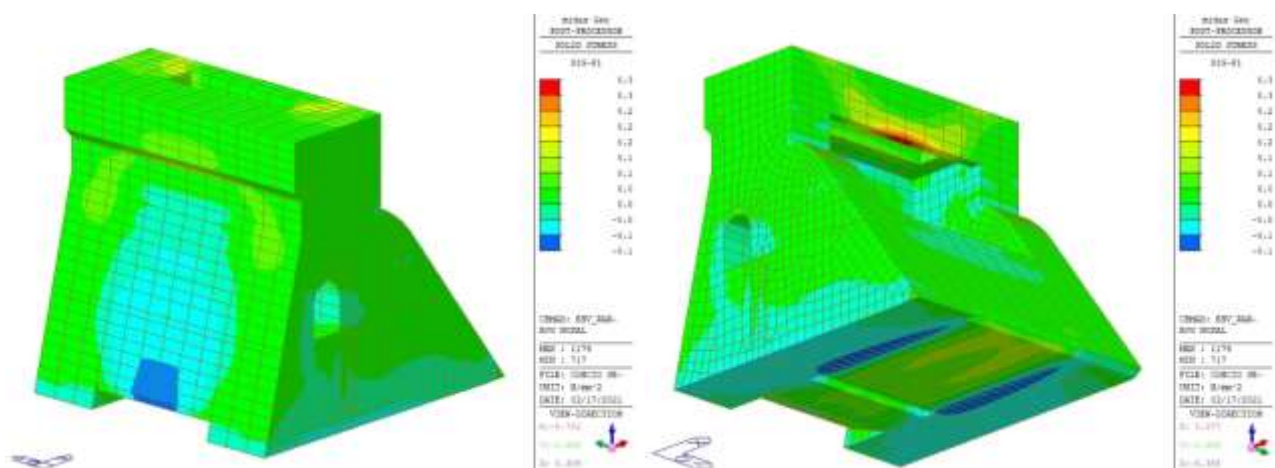
Sezione a quota +133.0m

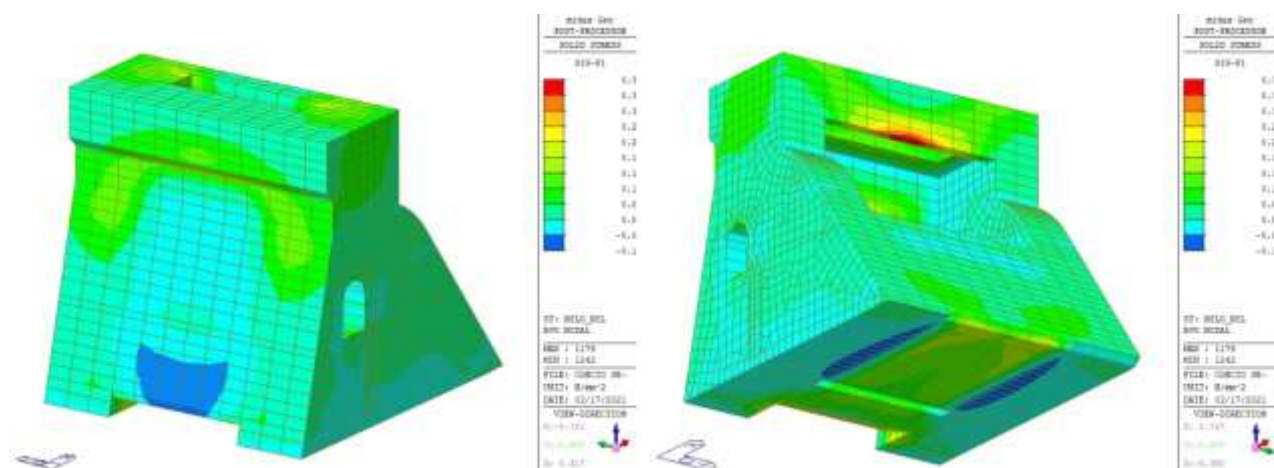


Tensioni principali di trazione (quasi permanente)

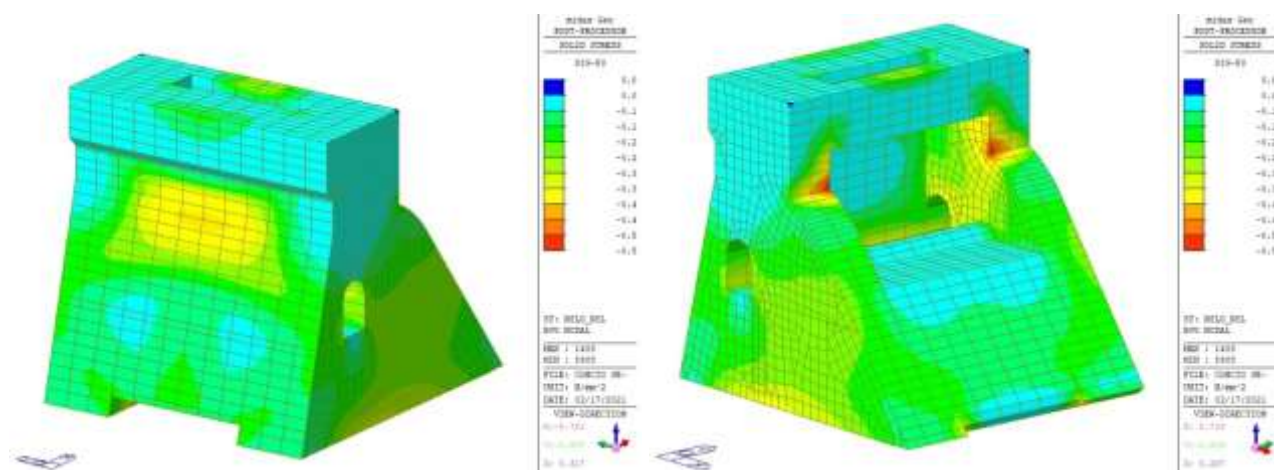


Tensioni principali di compressione (quasi permanente)





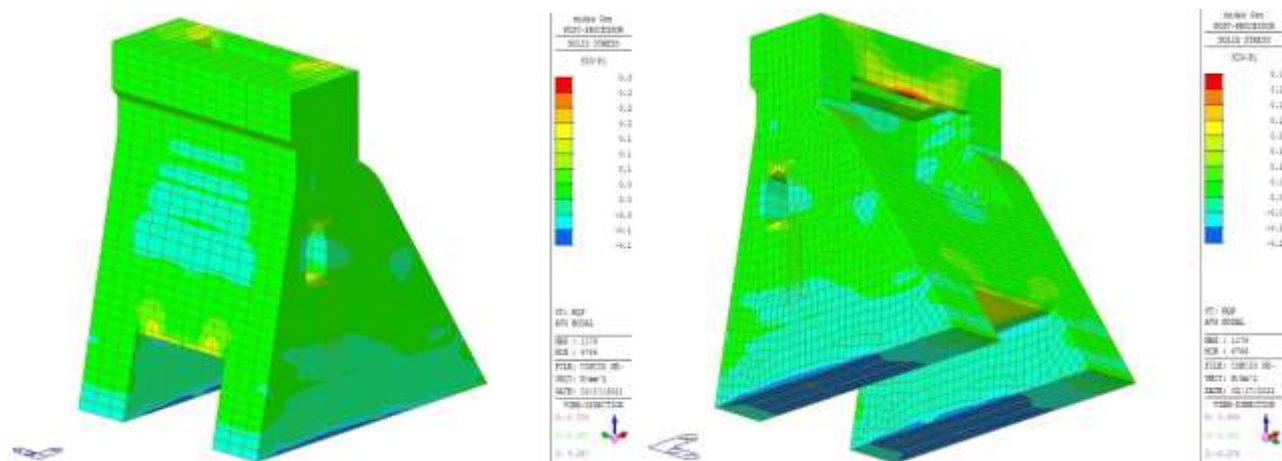
Tensioni principali di trazione (SLD)



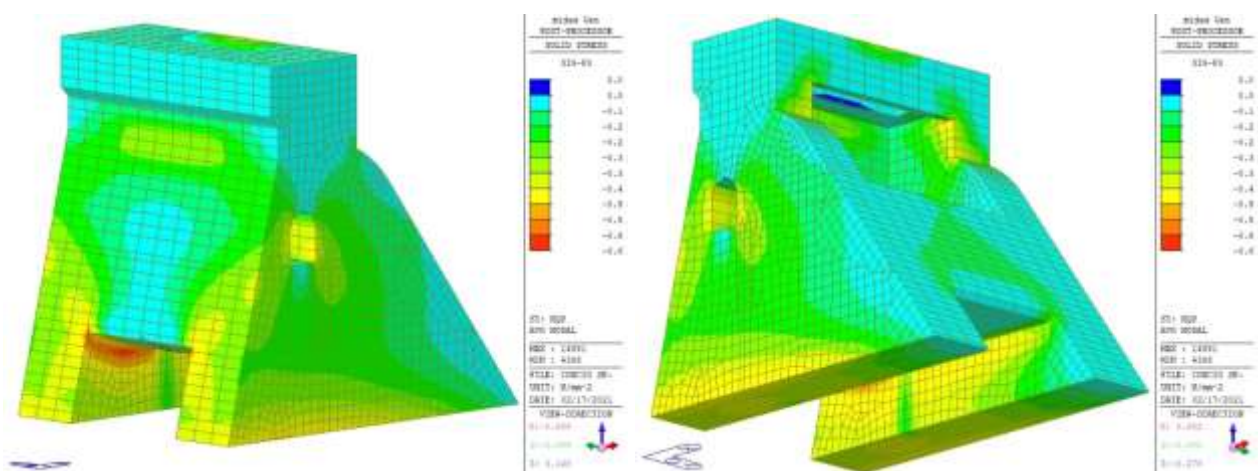
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza a meno di alcune zone in combinazione quasi permanente per le quali è stata progettata specifica armatura in acciaio B450C. Il dimensionamento/verifica è stato effettuato con riferimento alle tensioni agenti sul cono intero.

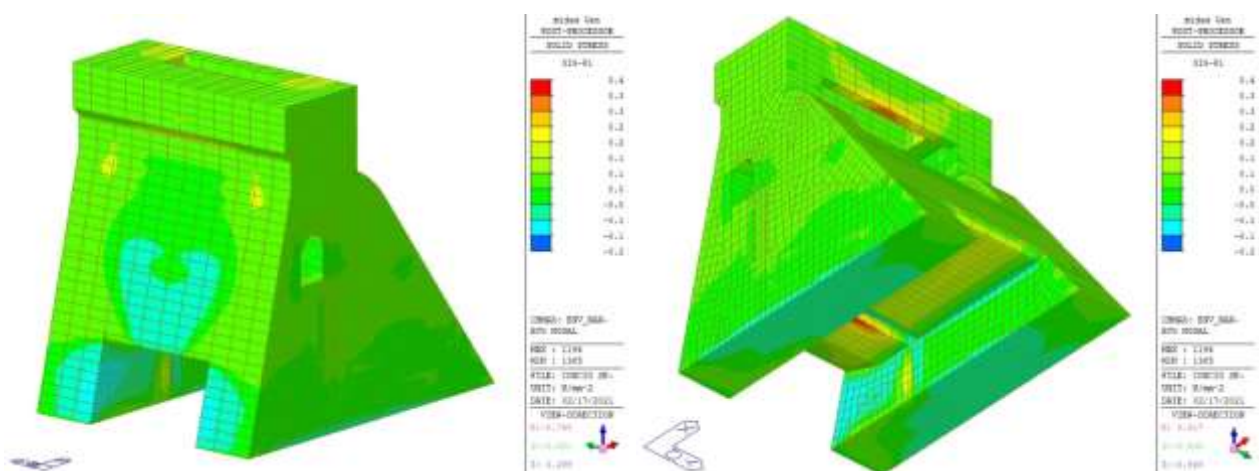
Sezione a quota +136.0m



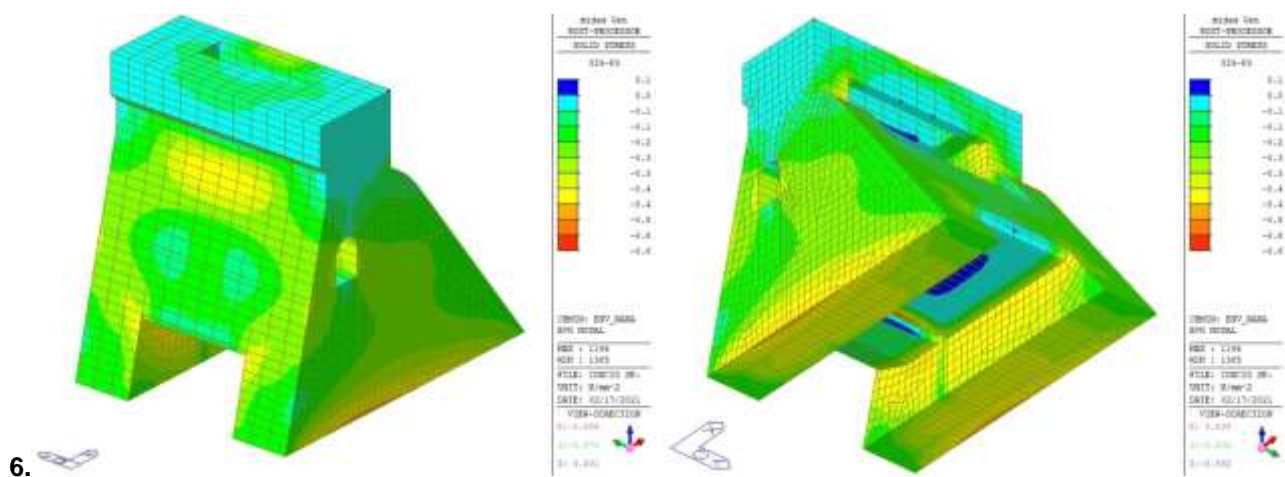
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



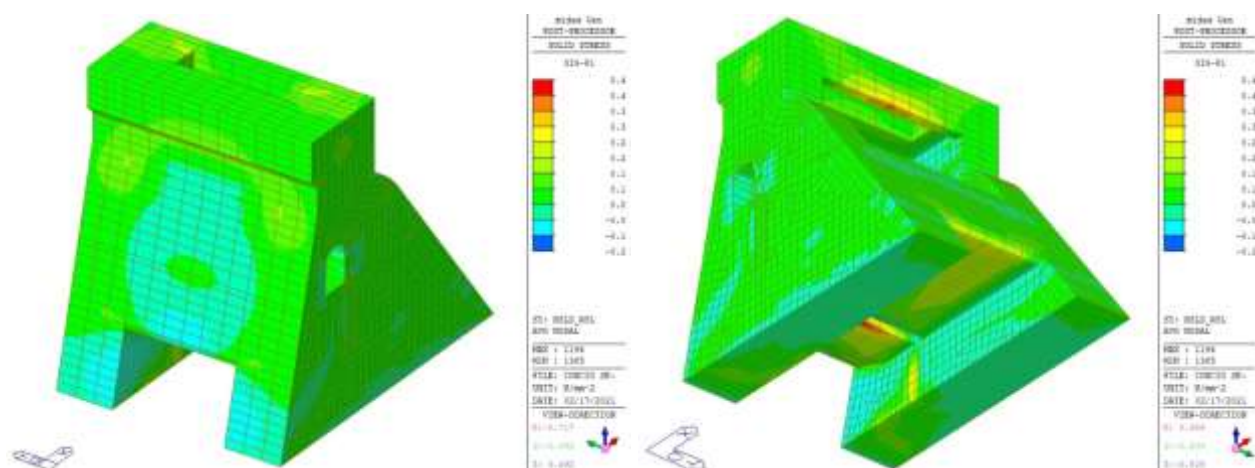
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



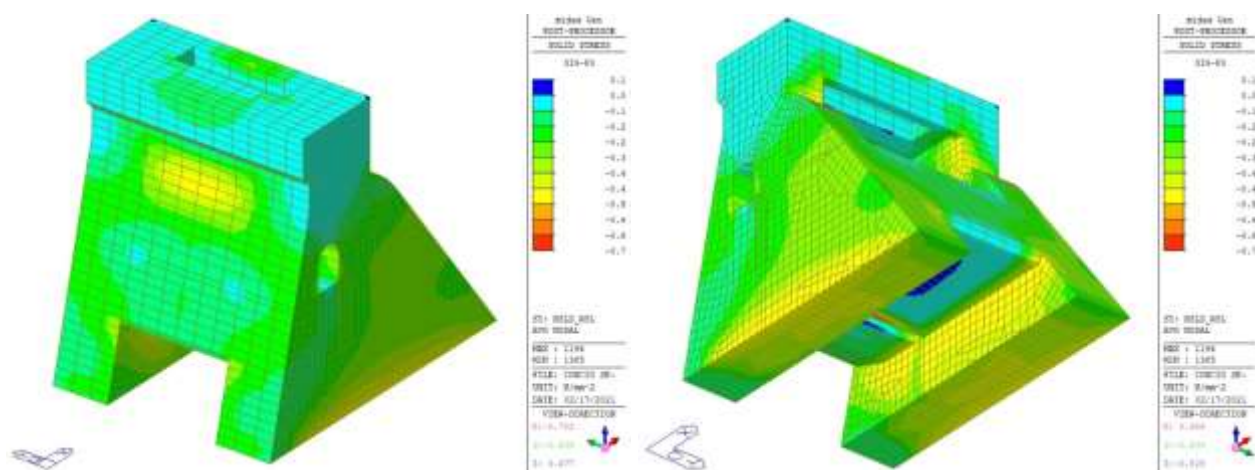
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



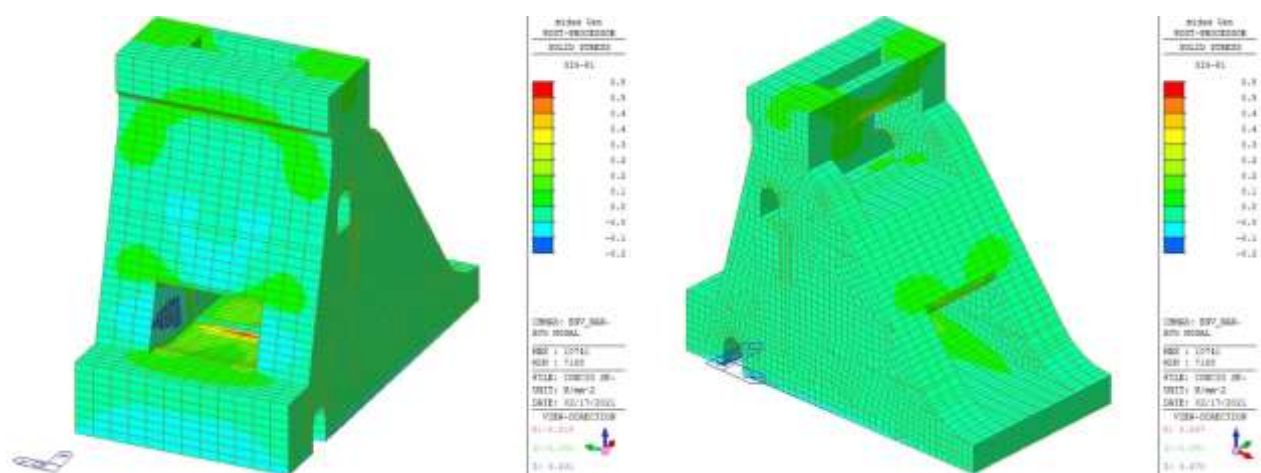
Tensioni principali di trazione (SLD)



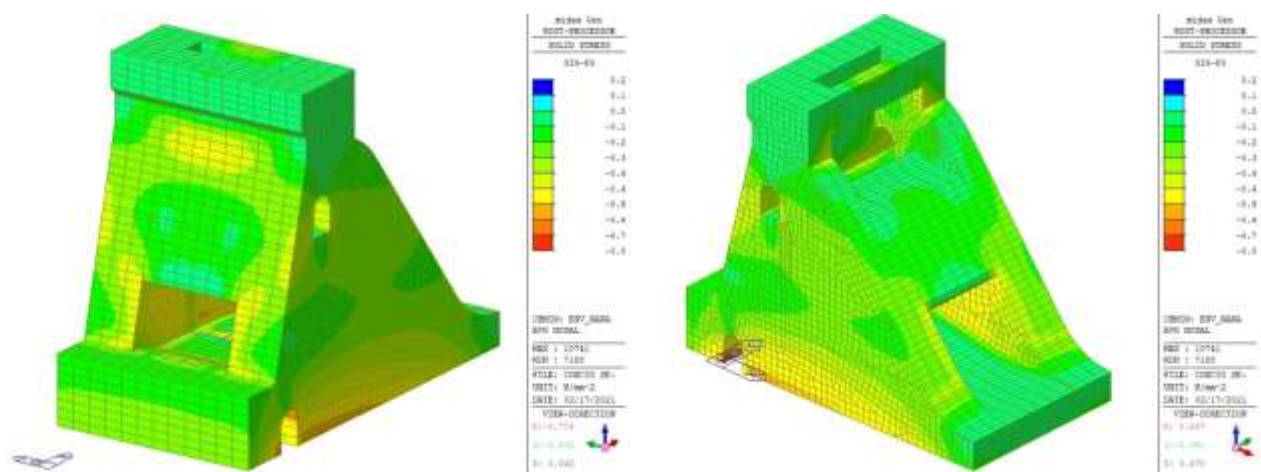
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza a meno di alcune zone in combinazione quasi permanente per le quali è stata progettata specifica armatura in acciaio B450C. Il dimensionamento/verifica è stato effettuato con riferimento alle tensioni agenti sul concio intero.

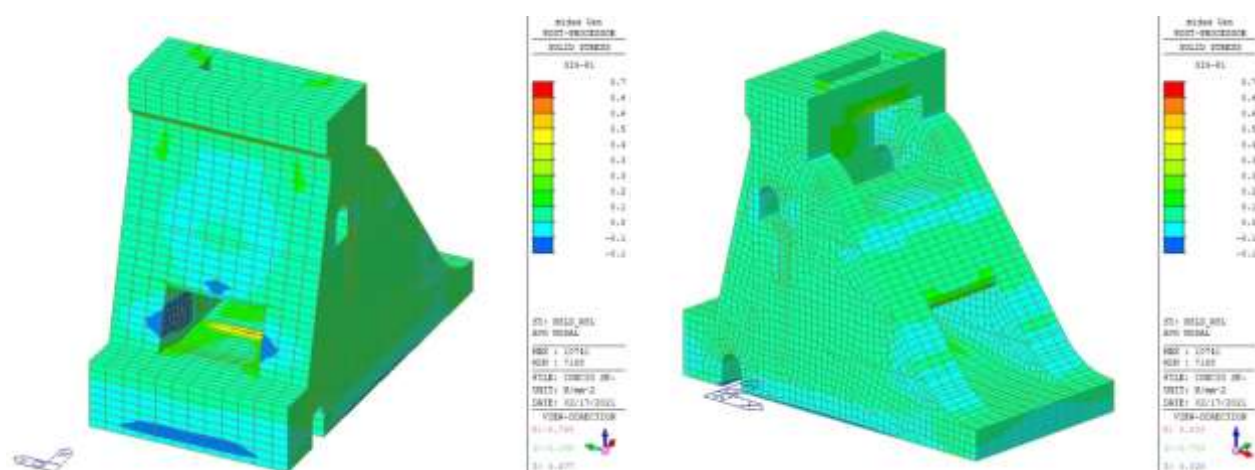
Progetto Esecutivo



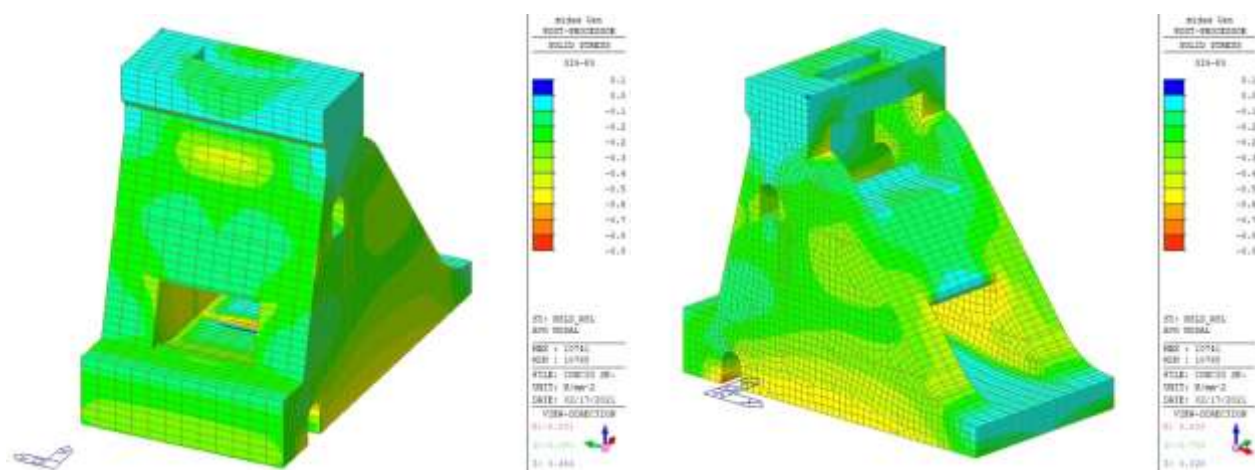
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



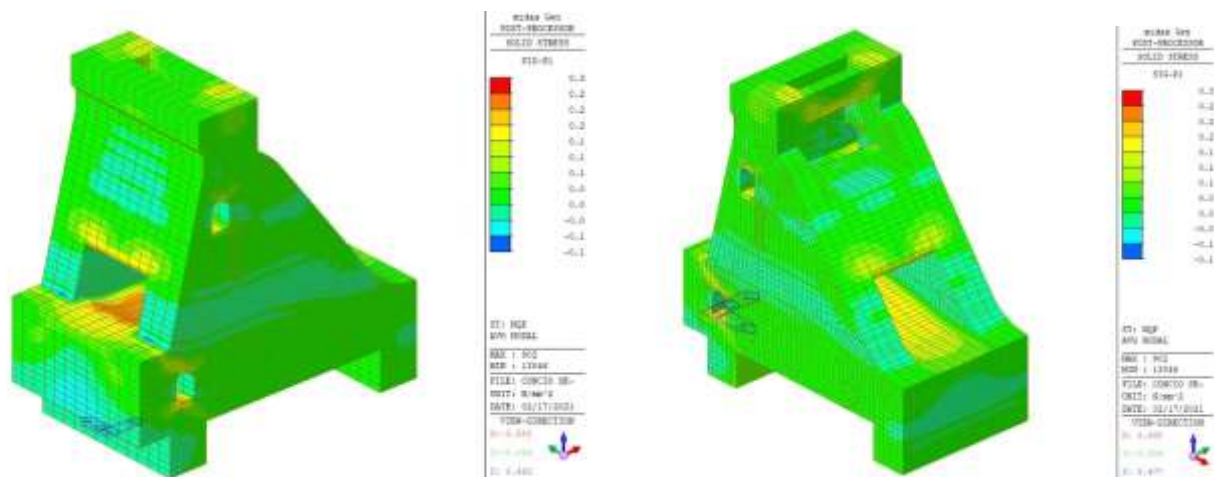
Tensioni principali di trazione (SLD)



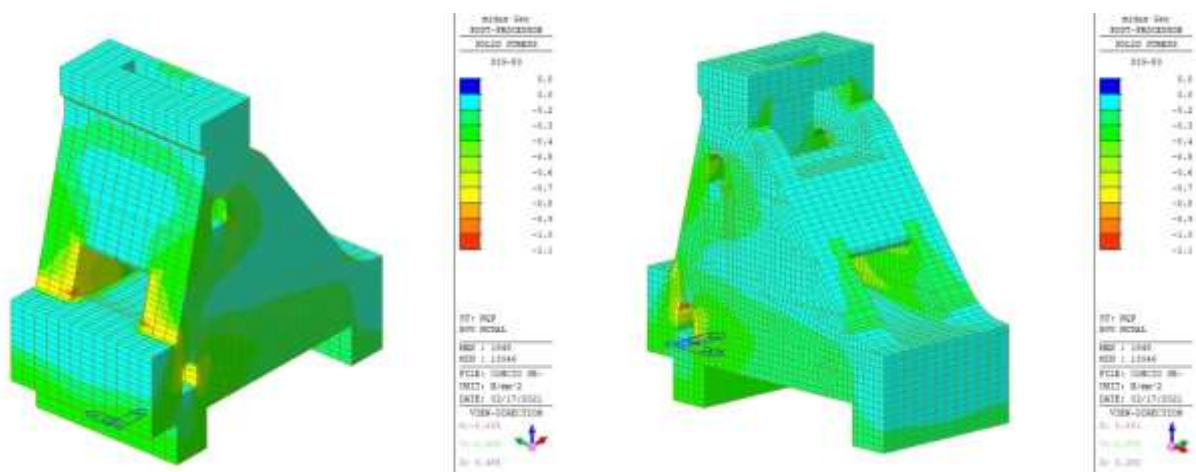
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza a meno di alcune zone in combinazione quasi permanente per le quali è stata progettata specifica armatura in acciaio B450C. Il dimensionamento/verifica è stato effettuato con riferimento alle tensioni agenti sul cono intero.

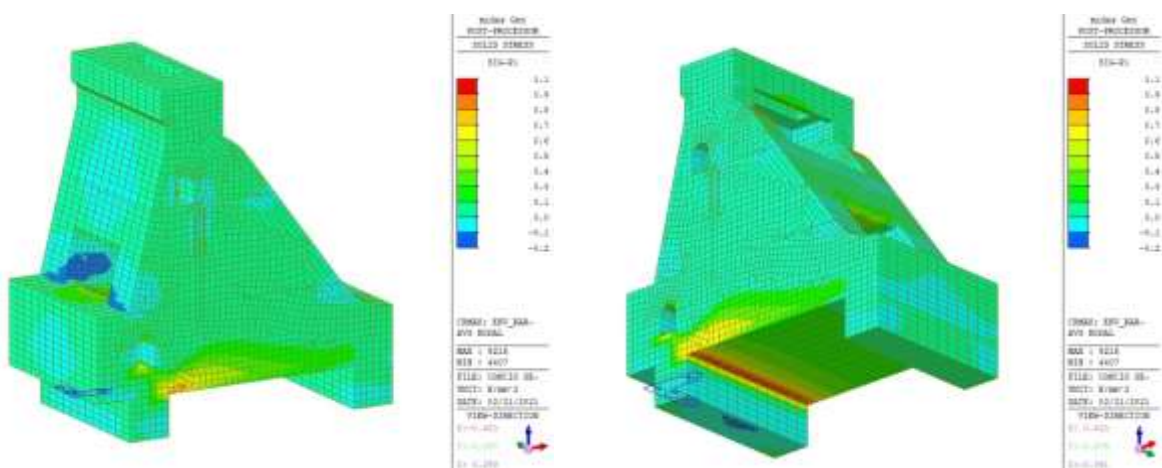
Concio intero



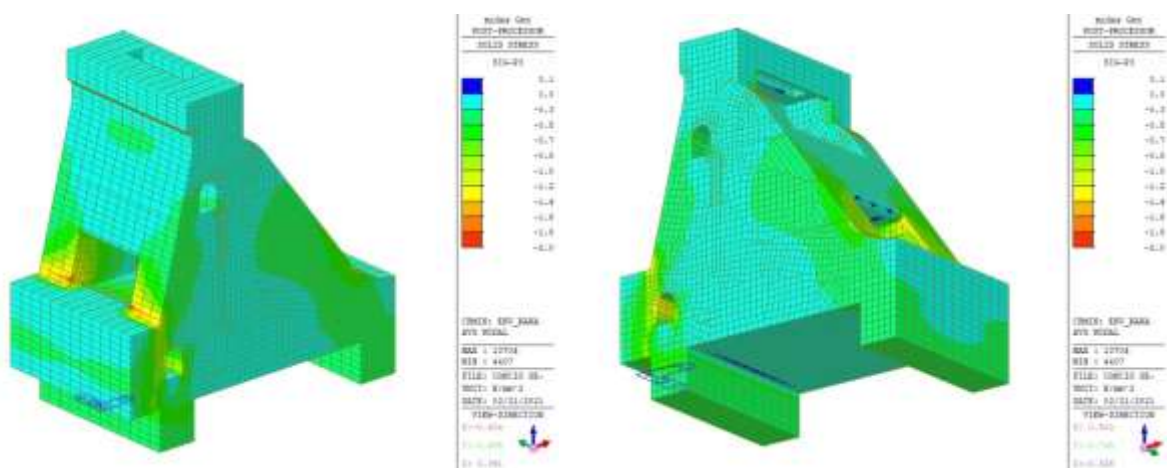
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



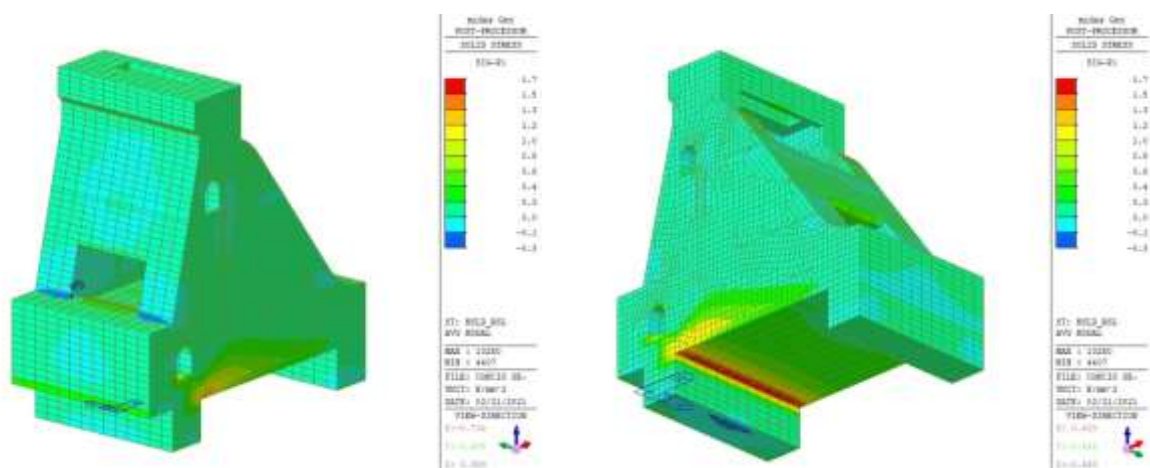
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



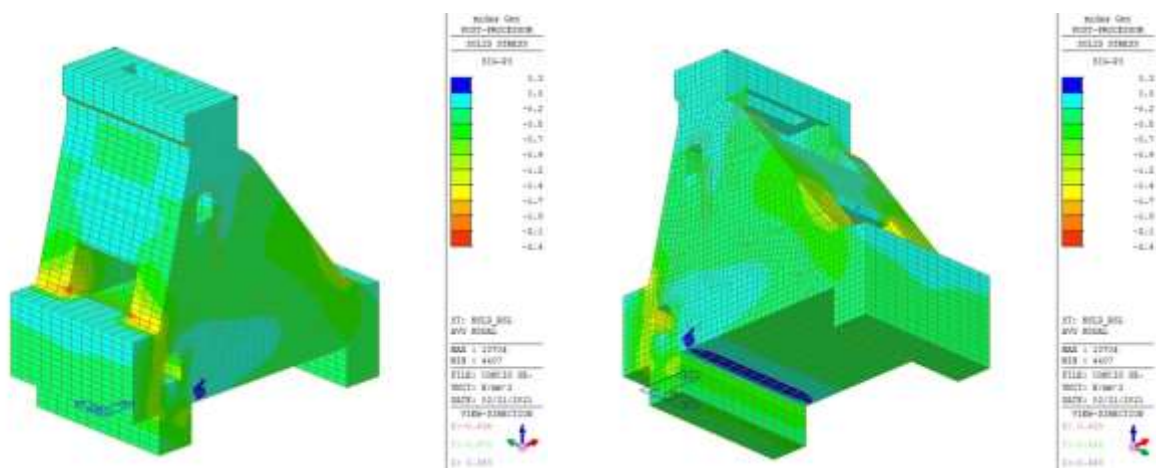
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)

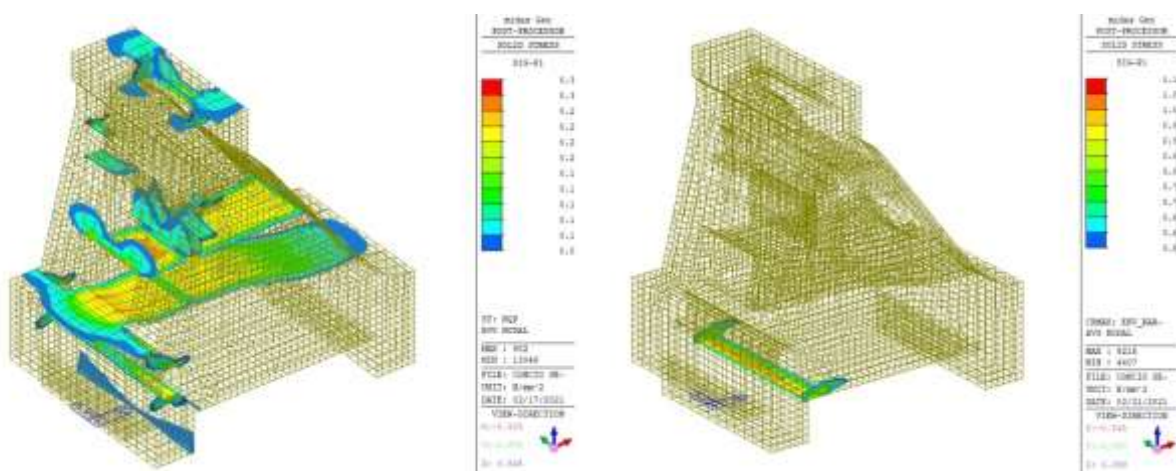


Tensioni principali di trazione (SLD)



Tensioni principali di compressione (SLD)

Si mostrano nella figura che segue le zone che non soddisfano i limiti tensionali per le combinazioni di carico quasi permanente e rara. In tali zone è prevista specifica armatura in acciaio B450C.



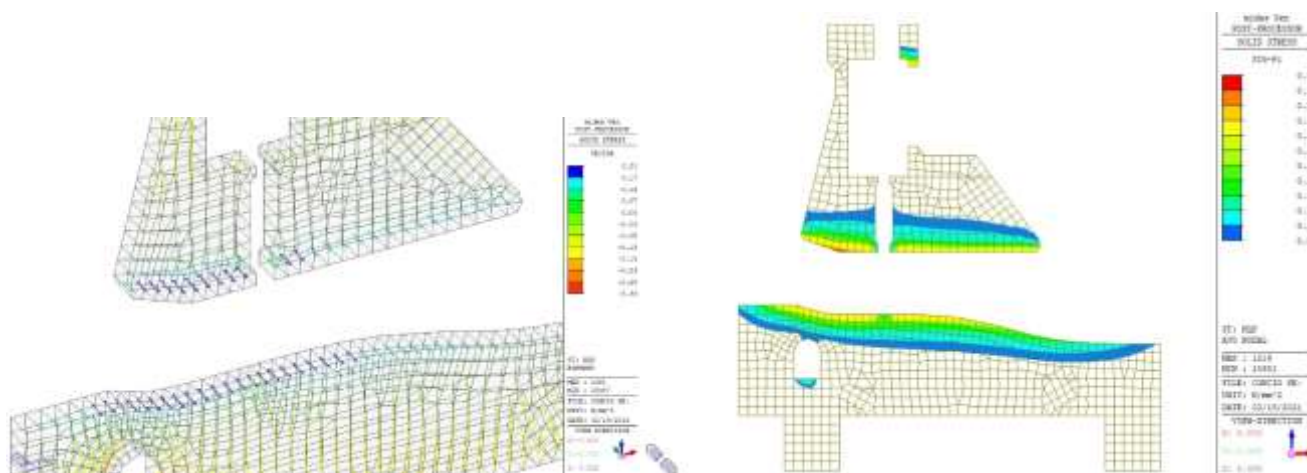
Zone che non soddisfano i limiti tensionali SLE

Con riferimento alla zona posta in corrispondenza del dente di monte, il calcolo dell'armatura necessaria per trasferire l'intero sforzo di trazione è riportato nei paragrafi successivi.

Invece, con riferimento alla combinazione quasi permanente/rara, sebbene la tensione agente è inferiore a quella limite di fessurazione (1.8 MPa), è comunque prevista un'armatura di pelle.

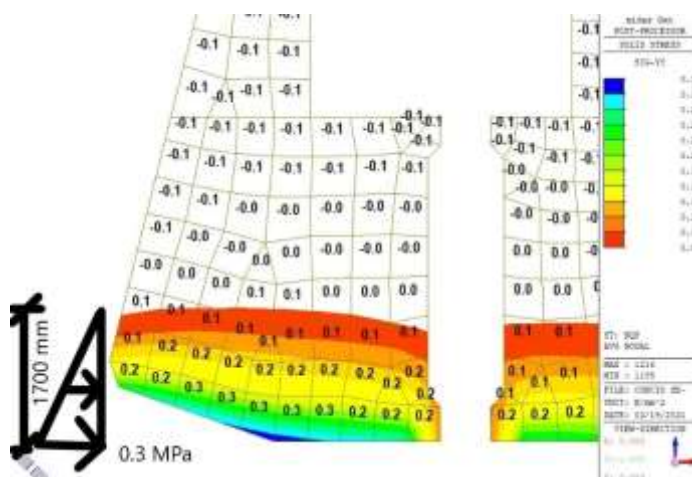
L'armatura è stata dimensionata in modo tale da assorbire l'intero sforzo di trazione. Si mostra di seguito la procedura di dimensionamento utilizzata.

La figura che segue mostra un dettaglio delle tensioni di trazione agenti.



Direzioni principali di tensione e valore delle tensioni di trazione in combinazione quasi permanente

Dalle figure precedenti si evince che la direzione principale di trazione è ortogonale al canale di fondo.



Tensioni di trazione agenti in combinazione quasi permanente.

La risultante delle trazioni agenti è pari a:

$$F_{t,Ed} = 0.3 \text{ MPa} \times 1700 \text{ mm} / 2 = 255 \text{ N/mm} = 255 \text{ kN/m}$$

È prevista un'armatura in B450C pari a 1Φ16/20 cm che, considerando una tensione limite pari a 280 MPa (limite tensionale tabelle C4.1.II e C4.1.III circolare 617/2009 per $w=0.4\text{mm}$), fornisce una forza ammissibile pari a:

$$F_{t,Rd} = 5 \times 201 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} = 281.4 \text{ kN/ml}$$

Risulta $F_{t,Ed} < F_{t,Rd}$ e pertanto l'armatura di pelle è in grado di far fronte all'intero sforzo di trazione.

4.7 CONCIO DI RACCORDO: 1S, 2S, 3S, 4S

Il concio tipo presenta una lunghezza di 12 m, profilo trasversale definito dal coronamento a quota 147.50-148.25 m s.l.m., pendenza del paramento di monte e di valle (orizzontale/verticale) 0.25/1.0.

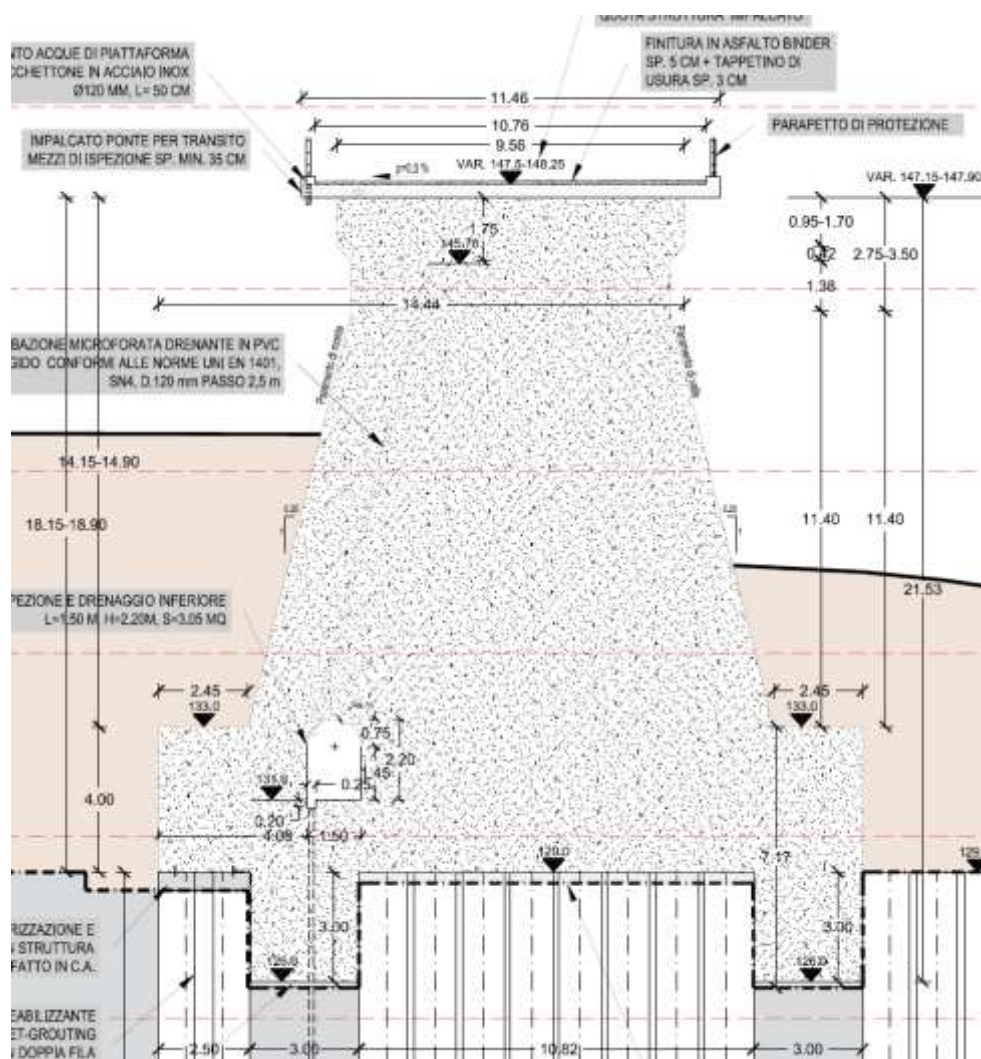
Ai fini delle verifiche si farà riferimento al concio 1S che presente la configurazione di carico peggiore.

Il rilevato arginale è a quota (media) 140.0 m s.l.m. a monte e a 133.00 m s.l.m. a valle.

Il piano di fondazione è a quota 129.0 m s.l.m., approfondito alle estremità di 3.00m per la realizzazione dei due denti in corrispondenza di monte e valle.

Nel concio sono ricavati due cunicoli alle quote 131.0 m e 140.0 m s.l.m.

Si riporta di seguito la sezione tipologica.



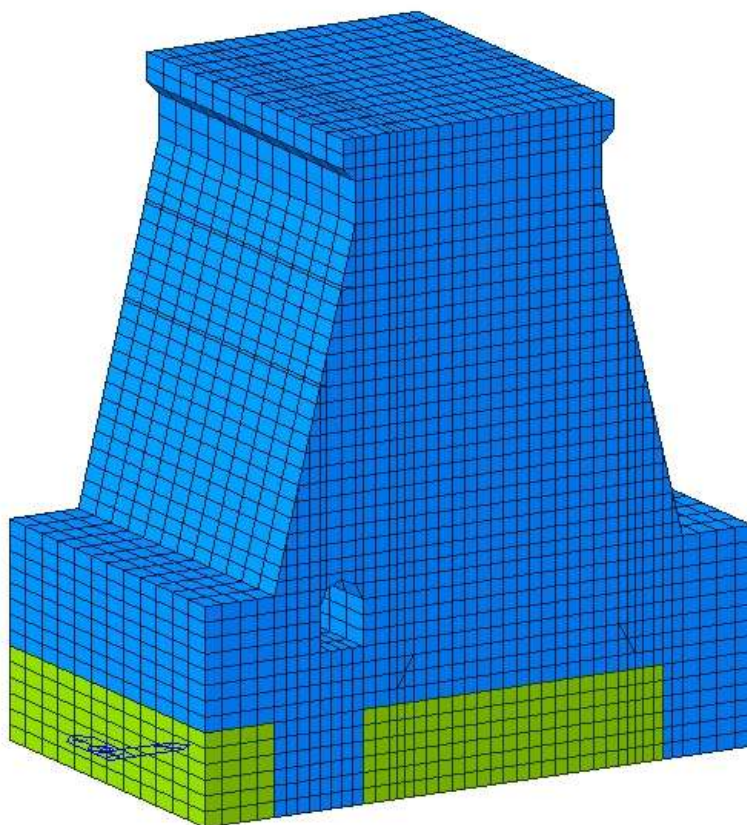
Sezione tipologica concio 1S-4S

Dallo studio idraulico della cassa di espansione si ricavano i livelli idrici di monte e valle in condizioni di piena e per differenti periodi di ritorno. Queste corrispondono alle quote del manufatto A.

Quote idriche di monte/valle

Periodo di ritorno (anni)	Quota idrica di monte (m)	Quota idrica di valle (m)
200	144.90	130.90-134.40
1000	145.70	134.40-135.90

Si riporta di seguito un'immagine del modello FEM.

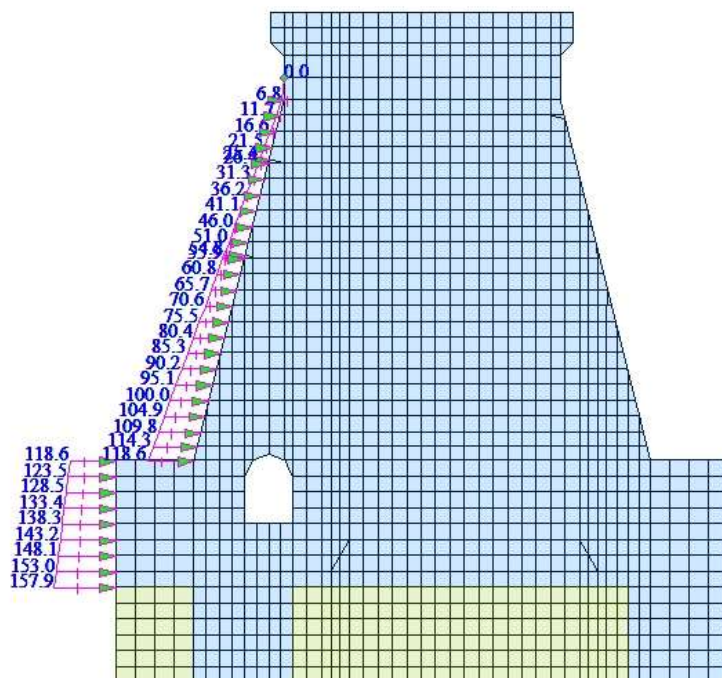


Modello FEM concio di raccordo

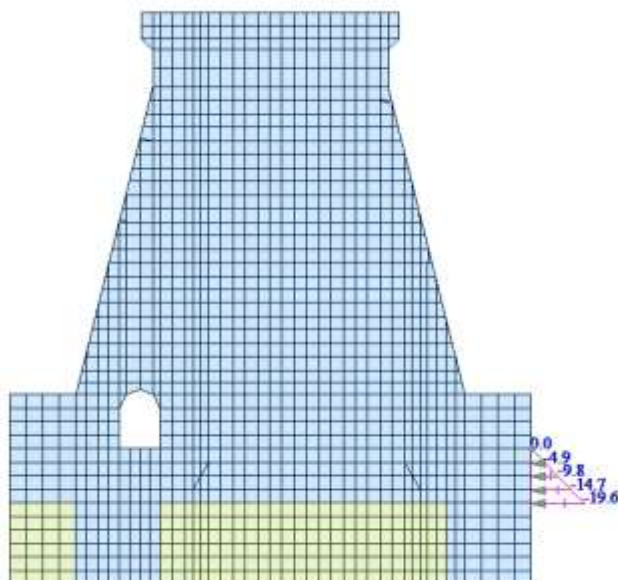
4.7.1 Carichi e combinazioni

Di seguito vengono mostrati i casi elementari applicati al concio (unità di misura kN, m), oltre ai pesi propri computati automaticamente dal software. L'azione sismica è stata applicata, in accordo al metodo pseudostatico, mediante il comando "nodal body force" che consiste nell'applicare alle masse nodali, un fattore scala pari al coefficiente sismico.

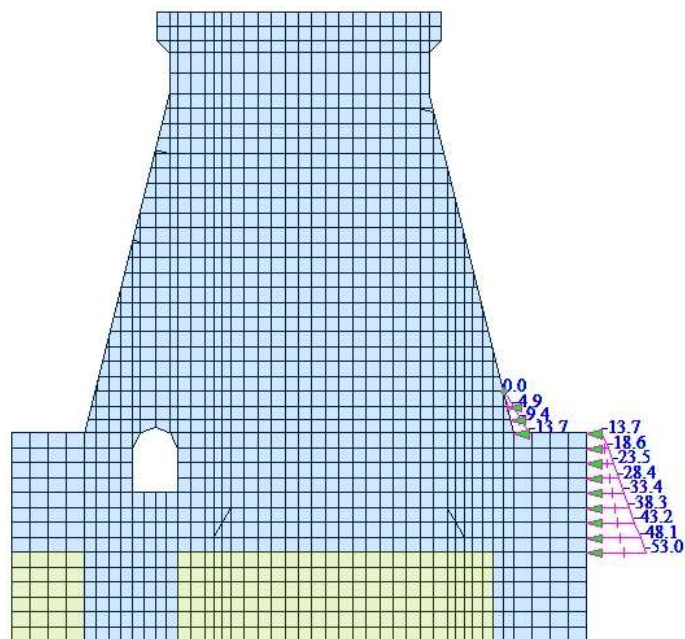
Caso di carico	Descrizione
G1	Peso Proprio strutturale
Spinta idro monte Tr=200 anni	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso pari a 144.9 m s.l.m.
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso pari a 130.9 m s.l.m.
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso pari a 134.4 m s.l.m.
Sottospinta Tr=200 anni 130.9m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso a valle pari a 130.9 m
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso a valle pari a 134.4 m
Peso acqua monte Tr=200 anni	Peso dell'acqua di monte con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso 144.9 m s.l.m.
Spinta idro monte Tr=1000 anni	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso pari a 145.7 m s.l.m.
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso pari a 134.4 m s.l.m.
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso pari a 135.9 m s.l.m.
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a valle pari a 134.4 m
Sottospinta Tr=1000 anni 135.9m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a valle pari a 135.9 m
Peso acqua monte Tr=1000 anni	Peso dell'acqua di monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso 145.7 m s.l.m.
Spinta terreno statica	Spinta del terreno di monte in condizioni statiche
Spinta terreno statica immerso	Spinta del terreno di monte in condizioni statiche con terreno completamente immerso
Peso acqua valle 134.4 m	Peso dell'acqua di valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso 134.4 m s.l.m.
Peso acqua valle 135.9 m	Peso dell'acqua di valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso 135.9 m s.l.m.
H2O servizio	Spinte e sottospinte idrauliche esercitate dall'acqua in condizioni di normale esercizio (quota di falda).
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	Incremento di spinta sismica del terreno allo SLD
Sisma orizzontale SLD_RSL	Azione sismica orizzontale allo SLD applicata alla massa strutturale
Sisma verticale SLD_RSL	Azione sismica verticale allo SLD applicata alla massa strutturale
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	Azione inerziale dell'acqua contenuta nel serbatoio allo SLD
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	Incremento di spinta sismica del terreno allo SLC
Sisma orizzontale SLC_RSL	Azione sismica orizzontale allo SLC da RSL applicata alla massa strutturale
Sisma verticale SLC_RSL	Azione sismica verticale allo SLC da RSL applicata alla massa strutturale
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	Azione inerziale dell'acqua contenuta nel serbatoio allo SLC
Peso terreno monte	Porzione di terreno gravante sul dente/paramento di monte
Peso terreno monte immerso	Porzione di terreno completamente immerso gravante sul dente/paramento di monte



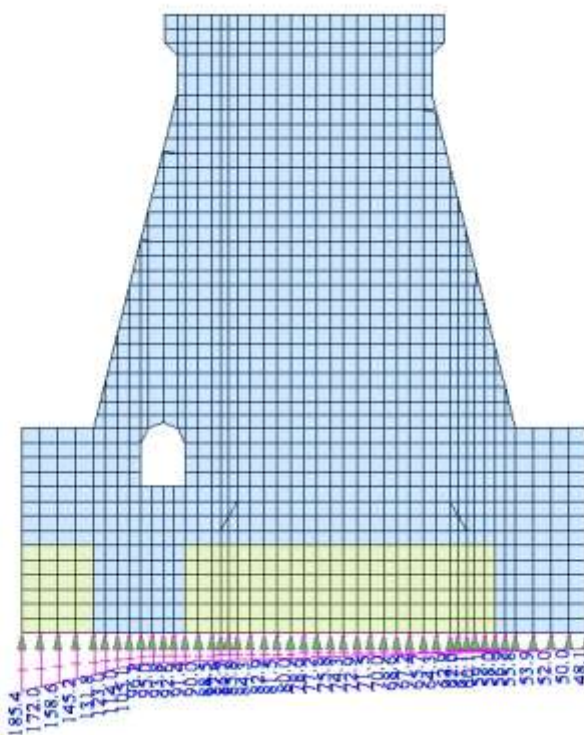
Spinta idro monte $T_r=200$ anni



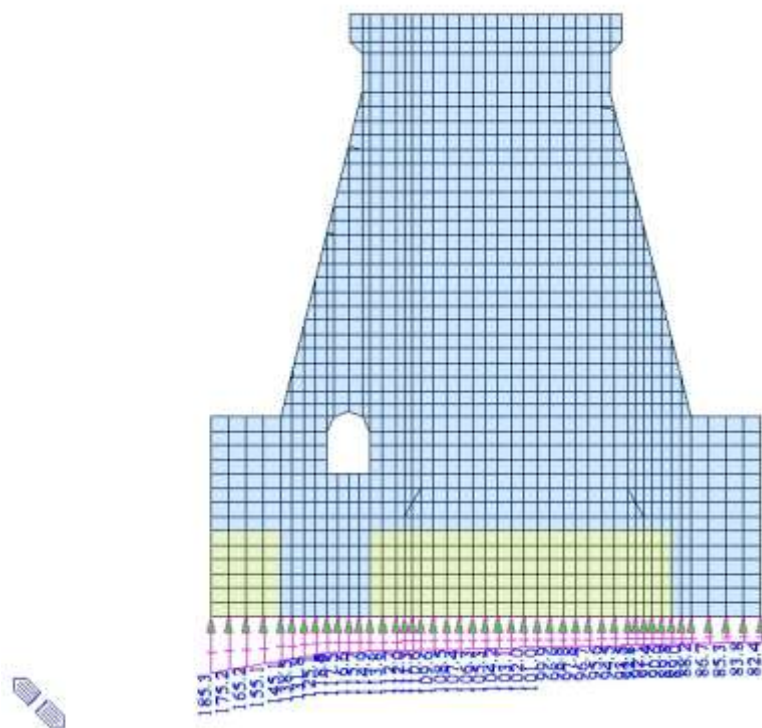
Spinta idro valle $T_r=200$ anni 130.9m



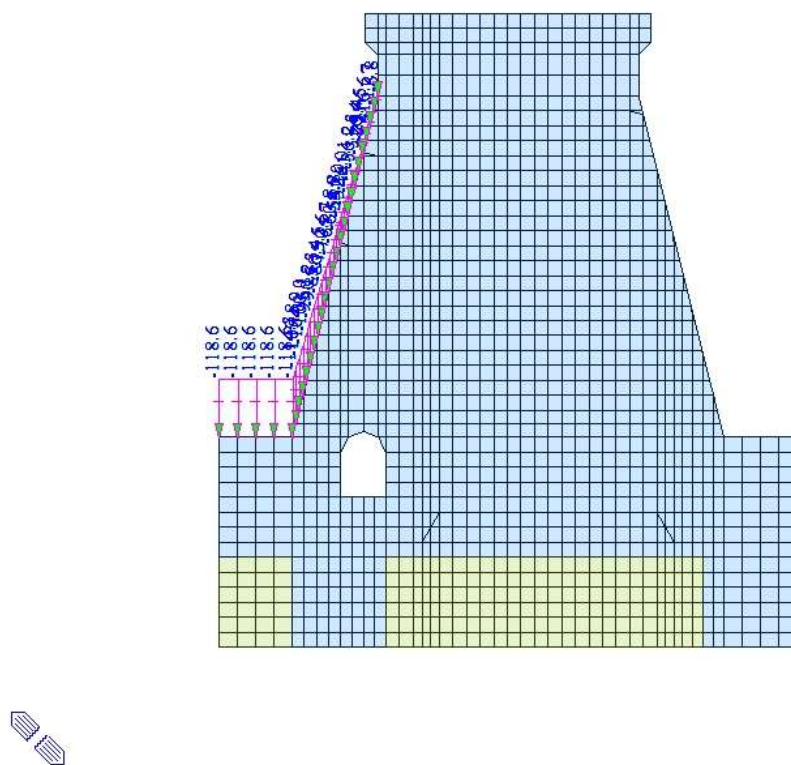
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m



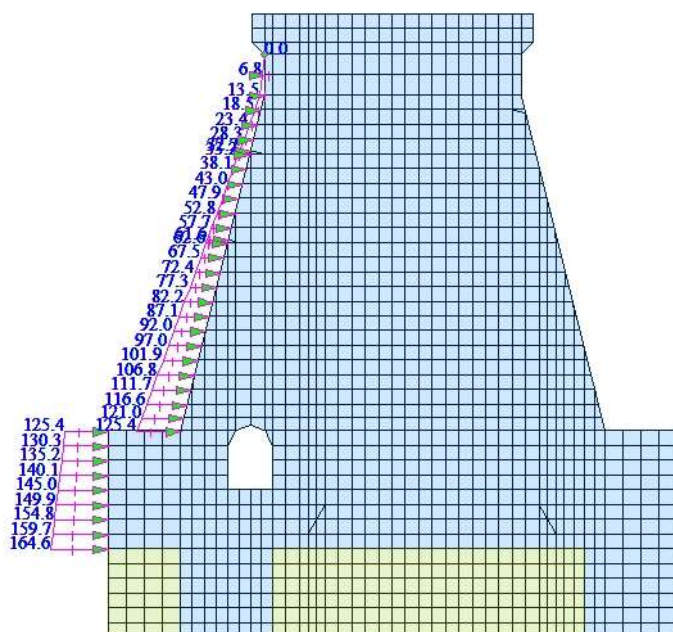
Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m



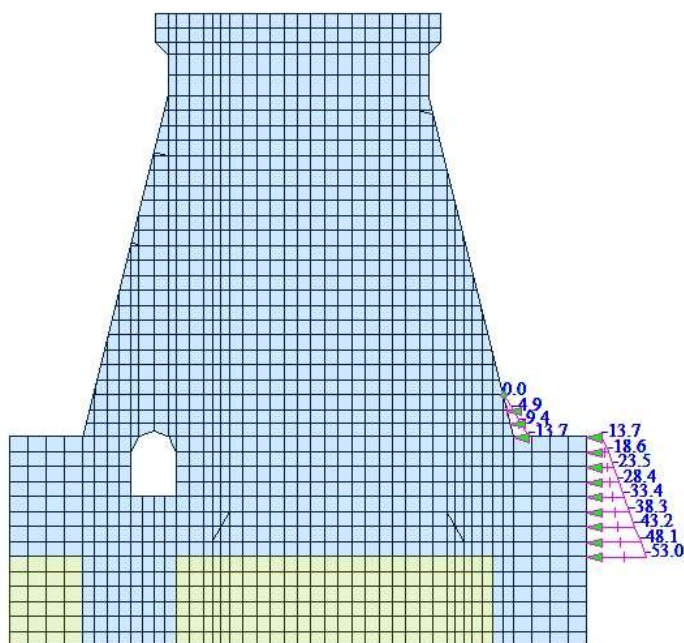
Sottospinta $Tr=200$ anni 134.4m



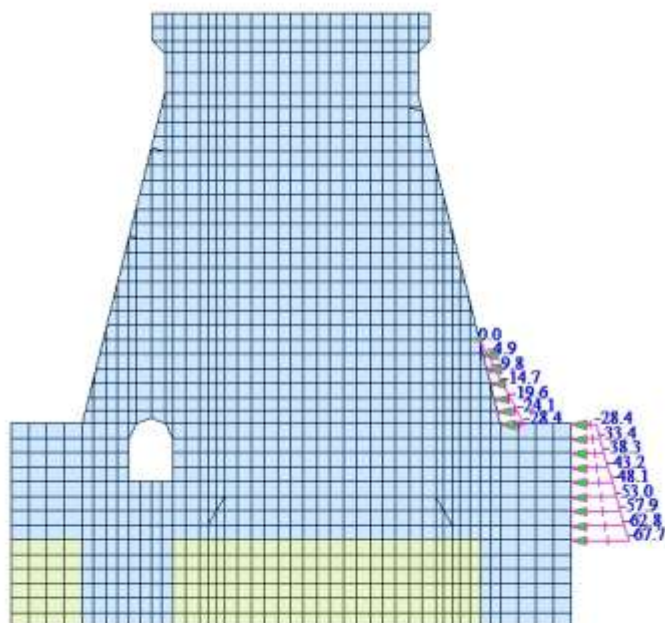
Peso acqua monte $Tr=200$ anni



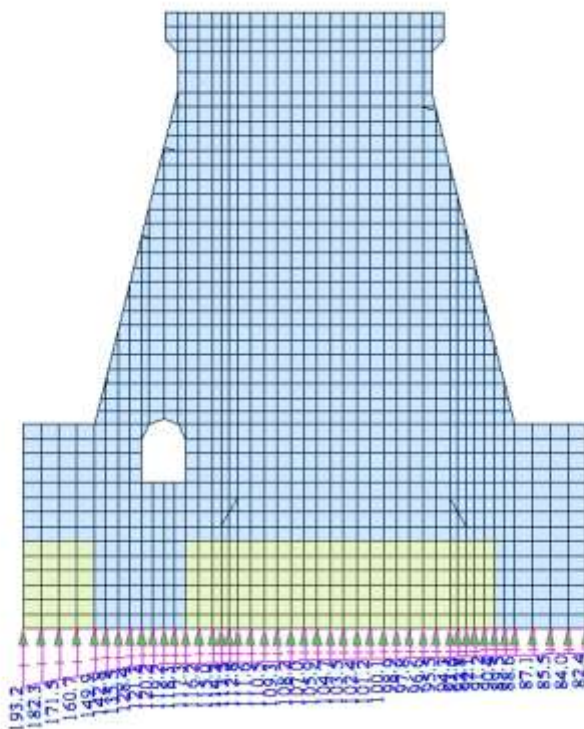
Spinta idro monte Tr=1000 anni

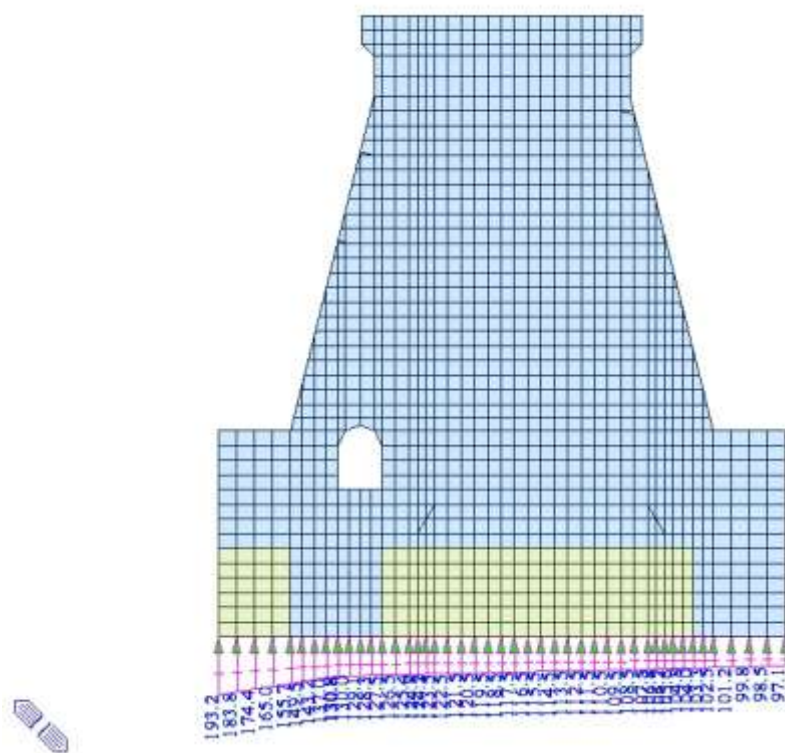


Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m

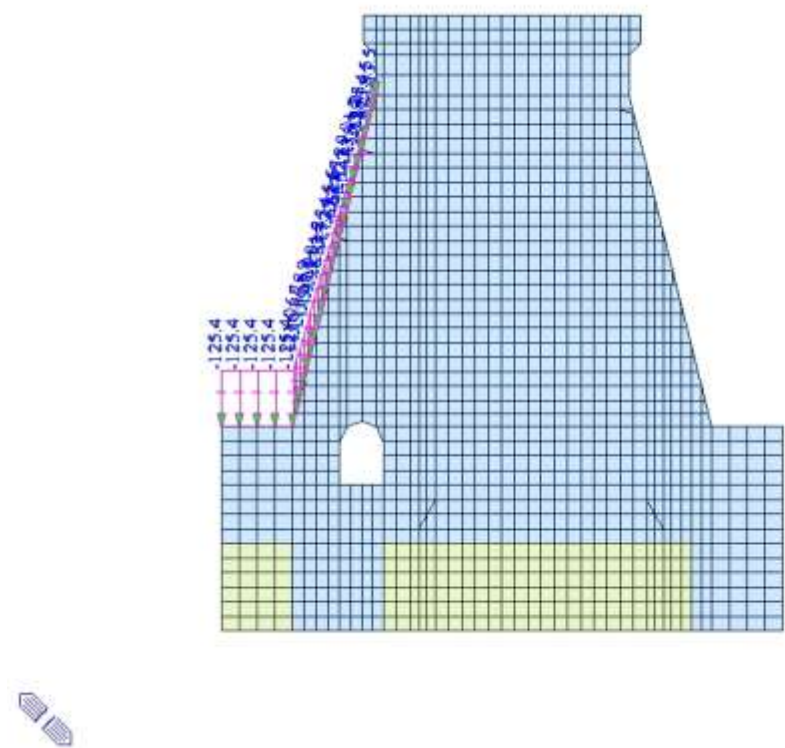


Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m

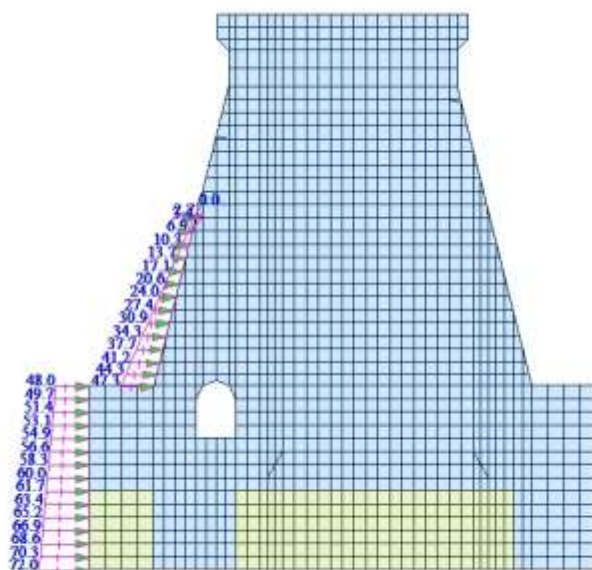




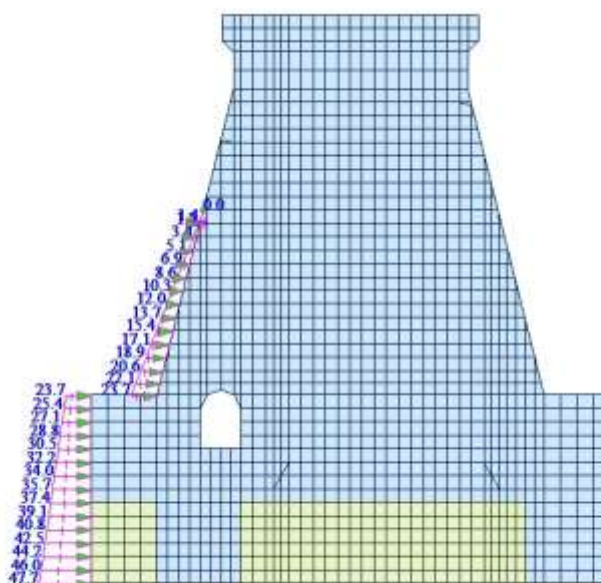
Sottospinta $T_r=1000$ anni 135.9 m



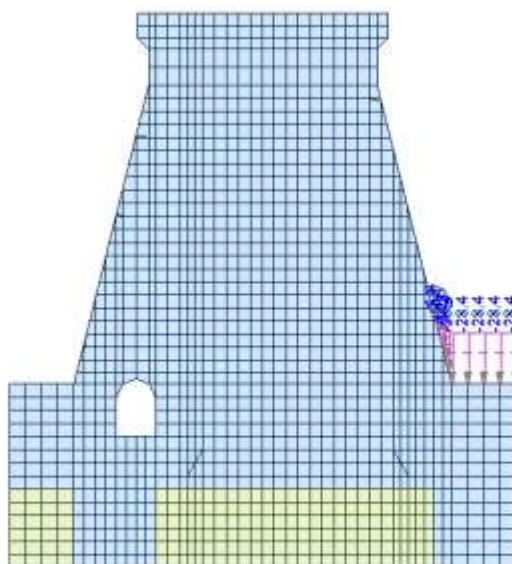
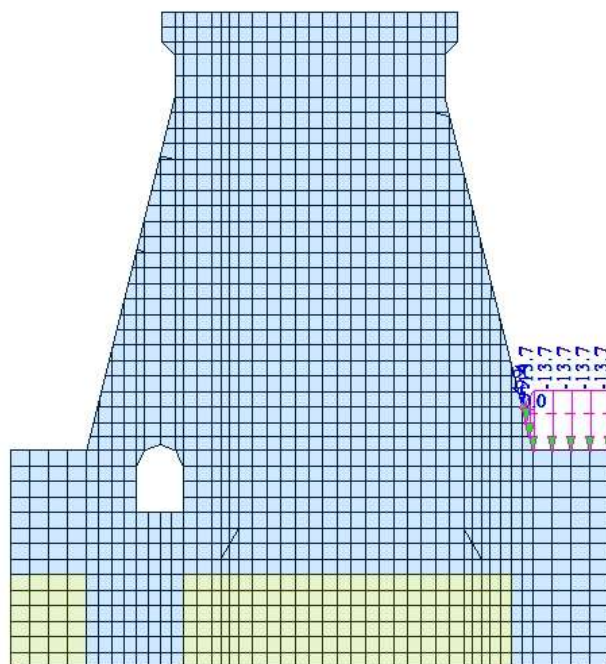
Peso acqua monte $T_r=1000$ anni

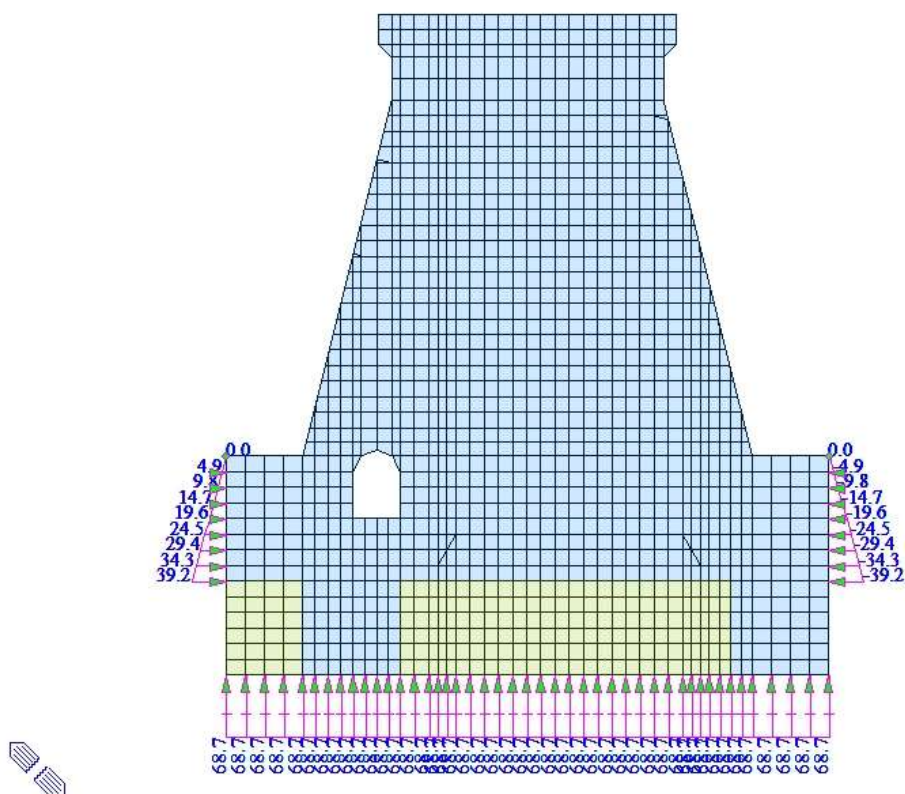


Spinta terreno statica

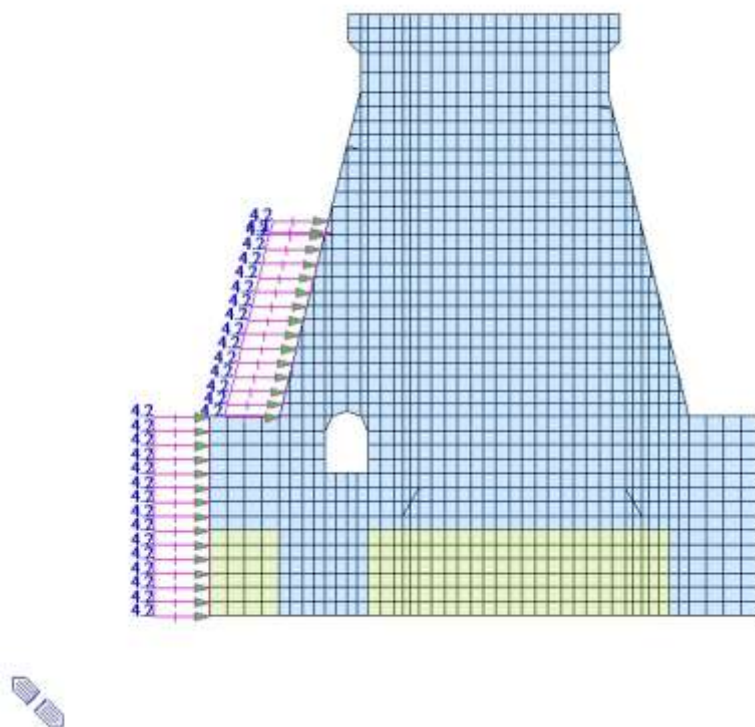


Spinta terreno statica immerso

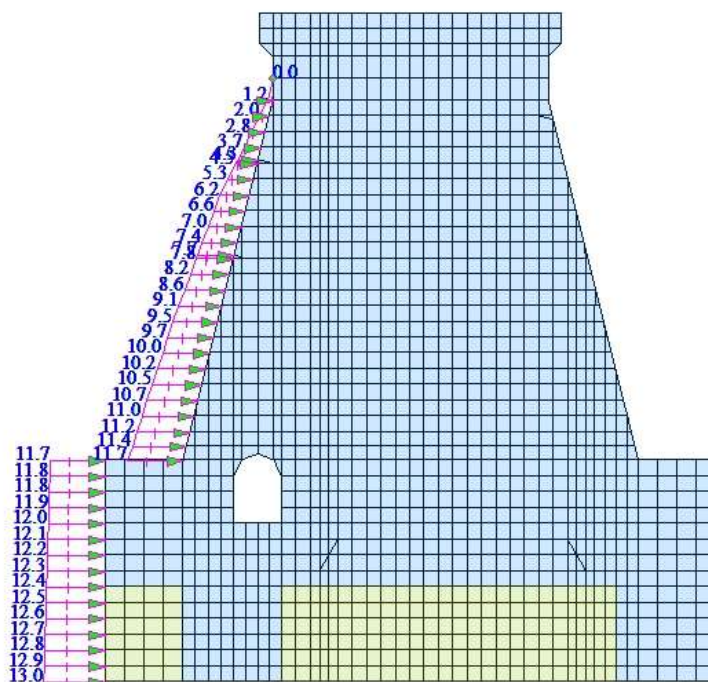




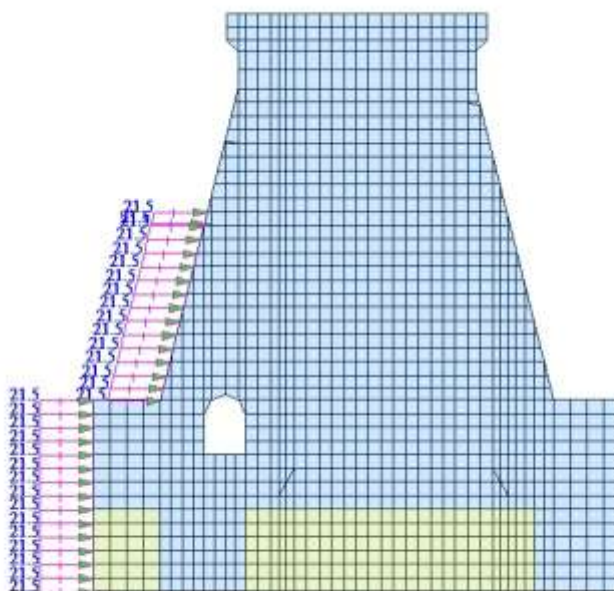
H2O servizio



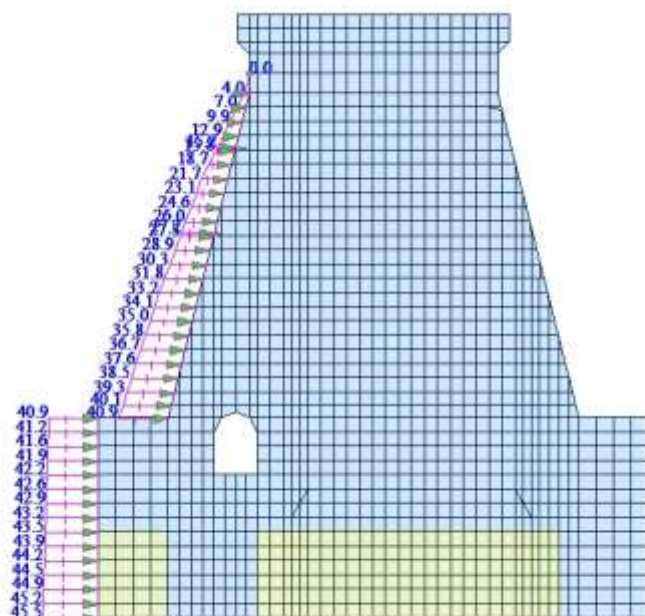
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL



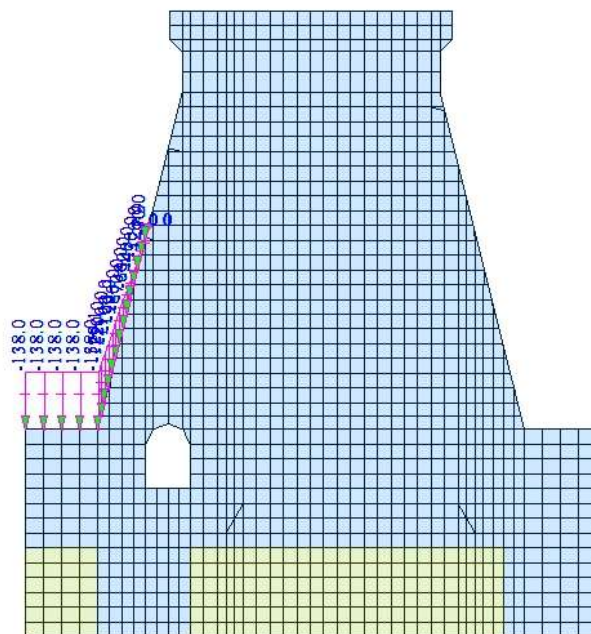
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL



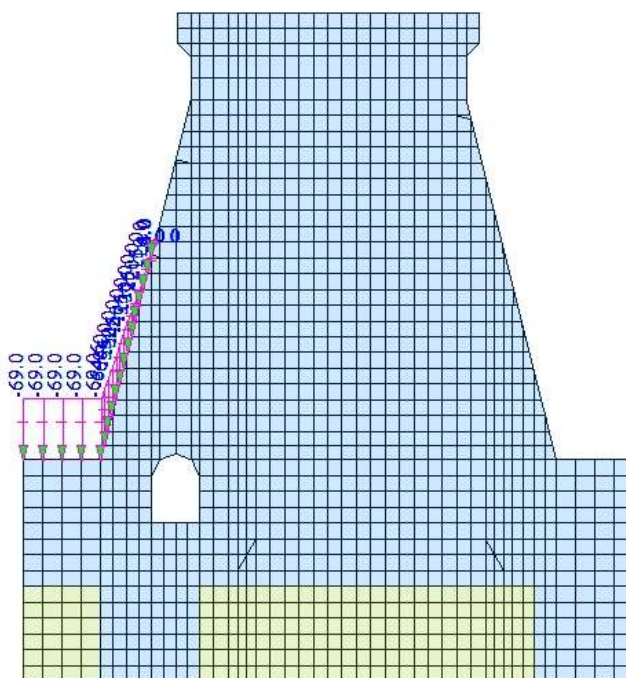
Delta Spinta terreno sismica SLC_RSL



Sovrappinta idrodinamica SLC_RSL



Peso terreno monte



Peso terreno monte immerso

Si riportano di seguito le reazioni vincolari caratteristiche globali agenti nei singoli casi di carico elementari. Tali azioni sono state valutate mediante analisi lineare elastica.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	79914.281116
Spinta idro monte Tr=200 anni	-15246.075345	0.000000	-0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	235.440000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	1716.357600	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	0.000000	0.000000	-20081.897700
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	-25798.483500
Peso acqua monte Tr=200 anni	0.000000	0.000000	5632.492374
Spinta idro monte Tr=1000 anni	-16579.042579	0.000000	-0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	1716.357600	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	2802.324599	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m	0.000000	0.000000	-26309.664525
Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m	0.000000	0.000000	-28773.631800
Peso acqua monte Tr=1000 anni	0.000000	0.000000	6062.257089
Spinta terreno statica	-6673.443000	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica immerso	-3976.261800	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 134.4 m	0.000000	0.000000	432.437062
Peso acqua valle 135.9m	0.000000	0.000000	959.785875
H2O servizio	0.000000	0.000000	-15931.530000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	-700.560000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	-8766.488627	0.000000	-0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-5957.807804
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-2104.612880	0.000000	0.000000
Delta Spinta terreno sismica SLC_RSL	-3289.500000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLC_RSL	-30725.265963	0.000000	-0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-20426.769615
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-7384.606598	0.000000	-0.000000
Peso terreno monte	0.000000	0.000000	5276.502354
Peso terreno monte immerso	0.000000	0.000000	2638.251177

Si riportano di seguito le combinazioni di carico.

Combinazione	Descrizione
ECC_1	Combinazione eccezionale (Tr = 200 anni) con quota di massimo invaso a monte 144.9 m e quota di valle pari a 130.9 m
ECC_2	Combinazione eccezionale (Tr = 200 anni) con quota di massimo invaso a monte 144.9 m e quota di valle pari a 134.4 m
ECC_3	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 145.7 m e quota di valle pari a 134.4 m
ECC_4	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 145.7 m e quota di valle pari a 135.9 m
SLU	Combinazione fondamentale SLU
QP	Combinazione quasi permanente per effetti a lungo termine (livello dell'acqua pari a quello della falda in esercizio)
RARA1	Combinazione rara con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 130.9 m
RARA2	Combinazione rara con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 134.4 m
SLC_RSL	Combinazione sismica SLC con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 130.9 m, accelerazioni da RSL
SLD_RSL	Combinazione sismica SLD con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 130.9 m, accelerazioni da RSL

Load case	ECC_1	ECC_2	ECC_3	ECC_4	SLU	QP	RARA	RARA2	SLC_RSL	SLD_RSL
G1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Spinta idro monte Tr=200 anni	1.0	1.0					1.0	1.0	1.0	1.0
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	1.0						1.0		1.0	1.0
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m		1.0						1.0		
Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	1.0						1.0		1.0	1.0
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m		1.0						1.0		
Peso acqua monte Tr=200 anni	1.0	1.0					1.0	1.0	1.0	1.0
Spinta idro monte Tr=1000 anni			1.0	1.0						
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m			1.0							
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m				1.0						
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m			1.0							
Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m				1.0						
Peso acqua monte Tr=1000 anni			1.0	1.0						
Spinta terreno statica					1.3	1.0				
Spinta terreno statica immerso	1.0	1.0	1.0	1.0			1.0	1.0	1.0	1.0
Peso acqua valle 134.4 m			1.0					1.0		
Peso acqua valle 135.9m				1.0						
H2O servizio					1.3	1.0				
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL										1.0
Sisma orizzontale SLD_RSL										1.0
Sisma verticale SLD_RSL										0.3
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL										1.0
Delta Spinta terreno sismica SLC_RSL									1.0	
Sisma orizzontale SLC_RSL									1.0	
Sisma verticale SLC_RSL									0.3	
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL									1.0	
Peso terreno monte					1.0	1.0				
Peso terreno monte immerso	1.0	1.0	1.0	1.0			1.0	1.0	1.0	1.0

4.7.2 Verifiche a scorrimento SLU/SLC

Con riferimento alla verifica a scorrimento all'interno del corpo diga, si considerano le seguenti sezioni orizzontali significative:

- quota +131.0 m;
- quota +133.4 m;
- quota +138.9 m;
- quota +143.4 m.

In tutte le sezioni è stata considerata la presenza della sottospinta idraulica.

Sezione a quota +131.0m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	9570.006040
Spinta idro monte Tr=200 anni	-168.943025	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	0.000000	0.000000	-919.330399
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	-919.330399
Peso acqua monte Tr=200 anni	0.000000	0.000000	35.237343
Spinta idro monte Tr=1000 anni	-334.247635	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	0.000000	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m	0.000000	0.000000	-1297.277341
Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m	0.000000	0.000000	-1297.277341
Peso acqua monte Tr=1000 anni	0.000000	0.000000	55.608409
Spinta terreno statica	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica immerso	0.000000	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 134.4 m	0.000000	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 135.9m	0.000000	0.000000	0.000000
H2O servizio	0.000000	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	-987.153535	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-670.881043
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-28.810727	0.000000	0.000000
Delta Spinta terreno sismica SLC_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLC_RSL	-3459.829379	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-2300.163576
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-101.090271	0.000000	0.000000
Peso terreno monte	0.000000	0.000000	0.000000
Peso terreno monte immerso	0.000000	0.000000	0.000000

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 9.22m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-168.94	8685.91	-1382.14
ECC_2	-168.94	8685.91	-1382.14
ECC_3	-334.25	8328.34	-2040.88
ECC_4	-334.25	8328.34	-2040.88
SLU	0.00	9570.01	-34.58
SLC_RSL	-3729.86	7995.86	-8011.96

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (v_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.09	-0.07	9.22	0.00	0.53
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.09	-0.07	9.22	0.00	0.53
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.09	-0.06	9.22	0.00	0.53
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.09	-0.06	9.22	0.00	0.53
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.09	-0.09	9.22	0.00	0.54
SLC_RSL	SEZ. INT. REAGENTE	-0.12	-0.03	9.22	0.03	0.53

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

Sezione a quota +133.4m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	22705.371951
Spinta idro monte Tr=200 anni	-2258.333875	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	0.000000	0.000000	-2133.757795
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	-2133.757795
Peso acqua monte Tr=200 anni	0.000000	0.000000	557.339414
Spinta idro monte Tr=1000 anni	-2788.533055	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	0.000000	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m	0.000000	0.000000	-2336.365804
Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m	0.000000	0.000000	-2336.365804
Peso acqua monte Tr=1000 anni	0.000000	0.000000	668.891223
Spinta terreno statica	-34.300000	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica immerso	-20.580000	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 134.4 m	0.000000	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 135.9m	0.000000	0.000000	0.000000
H2O servizio	0.000000	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	-50.400000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	-2344.650491	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-1593.451790
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-353.299281	0.000000	0.000000
Delta Spinta terreno sismica SLC_RSL	-215.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLC_RSL	-8217.658516	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-5463.263279
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-1239.646598	0.000000	0.000000
Peso terreno monte	0.000000	0.000000	24.988243
Peso terreno monte immerso	0.000000	0.000000	12.494122

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12 m x 11.5 m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-2278.91	21141.45	-7111.93
ECC_2	-2278.91	21141.45	-7111.93
ECC_3	-2809.11	21050.39	-8837.42
ECC_4	-2809.11	21050.39	-8837.42
SLU	-44.59	22730.36	-52.14
SLC_RSL	-11951.22	19502.47	-42362.74

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (v_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.18	-0.13	11.47	0.02	0.58
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.18	-0.13	11.47	0.02	0.58
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.19	-0.12	11.47	0.02	0.58
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.19	-0.12	11.47	0.02	0.58
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.17	-0.16	11.47	0.00	0.59
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	-0.30	-	10.69	0.09	0.58

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

Sezione a quota +138.9m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	42462.317234
Spinta idro monte Tr=200 anni	-7989.391857	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	53.836641	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	0.000000	0.000000	-4602.335450
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	-5828.603149
Peso acqua monte Tr=200 anni	0.000000	0.000000	1989.430131
Spinta idro monte Tr=1000 anni	-8962.035952	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	53.836641	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	355.148585	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m	0.000000	0.000000	-6072.217960
Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m	0.000000	0.000000	-8015.149120
Peso acqua monte Tr=1000 anni	0.000000	0.000000	2211.541152
Spinta terreno statica	-1429.788508	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica immerso	-857.873105	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 134.4 m	0.000000	0.000000	13.275223
Peso acqua valle 135.9m	0.000000	0.000000	88.419271
H2O servizio	0.000000	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	-325.401370	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	-4487.308781	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-3049.627327
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-1008.701228	0.000000	0.000000
Delta Spinta terreno sismica SLC_RSL	-1388.120925	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLC_RSL	-15727.363787	0.000000	-0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-10455.865122
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-3539.302553	0.000000	0.000000
Peso terreno monte	0.000000	0.000000	1041.629832
Peso terreno monte immerso	0.000000	0.000000	520.814916

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni (3.3) m x 12.7m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-8847.26	40370.23	-31224.86
ECC_2	-8793.43	39157.23	-30155.85
ECC_3	-9766.07	39135.73	-35499.15
ECC_4	-9464.76	37267.94	-33984.73
SLU	-1858.73	43503.95	2770.39
SLC_RSL	-29502.05	37233.47	-148454.48

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (v_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.31	-0.16	14.20	0.05	0.64
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.30	-0.16	14.20	0.05	0.64
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.32	-0.14	14.20	0.06	0.64
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.30	-0.13	14.20	0.06	0.63
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.26	-0.25	14.20	0.01	0.65
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	-0.66	-	9.34	0.26	0.71

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

\Sezione a quota +143.4m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	54311.906116
Spinta idro monte Tr=200 anni	-11692.301190	0.000000	-0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 130.9m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=200 anni 134.4m	680.421600	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=200 anni 130.9 m	0.000000	0.000000	-8144.707875
Sottospinta Tr=200 anni 134.4m	0.000000	0.000000	-13315.310250
Peso acqua monte Tr=200 anni	0.000000	0.000000	5632.492374
Spinta idro monte Tr=1000 anni	-12863.093059	0.000000	-0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 134.4m	680.421600	0.000000	0.000000
Spinta idro valle Tr=1000 anni 135.9m	1413.228600	0.000000	0.000000
Sottospinta Tr=1000 anni 134.4 m	0.000000	0.000000	-13769.142375
Sottospinta Tr=1000 anni 135.9 m	0.000000	0.000000	-15976.284750
Peso acqua monte Tr=1000 anni	0.000000	0.000000	6062.257089
Spinta terreno statica	-2867.343000	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica immerso	-1630.141800	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 134.4 m	0.000000	0.000000	432.437062
Peso acqua valle 135.9m	0.000000	0.000000	959.785875
H2O servizio	-0.000000	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	-448.560000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	-6145.794922	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-4176.753830
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-1354.435880	0.000000	0.000000
Delta Spinta terreno sismica SLC_RSL	-1999.500000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLC_RSL	-21540.116181	0.000000	-0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-14320.298846
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-4752.406598	0.000000	0.000000
Peso terreno monte	0.000000	0.000000	5276.502354
Peso terreno monte immerso	0.000000	0.000000	2638.251177

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 23.0m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-13322.44	54437.94	-15916.84
ECC_2	-12642.02	49699.78	-9132.31
ECC_3	-13812.81	49675.71	-16273.09
ECC_4	-13080.01	47995.92	-14713.02
SLU	-3727.55	59588.41	47694.53
SLC_RSL	-41614.47	50141.85	-197682.18

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (v_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.28	-0.23	17.85	0.06	0.65
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.26	-0.23	17.85	0.06	0.64
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.27	-0.22	17.85	0.06	0.64
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.26	-0.21	17.85	0.06	0.63
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.37	-0.22	17.85	0.02	0.67
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	-0.52	-	16.61	0.21	0.65

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

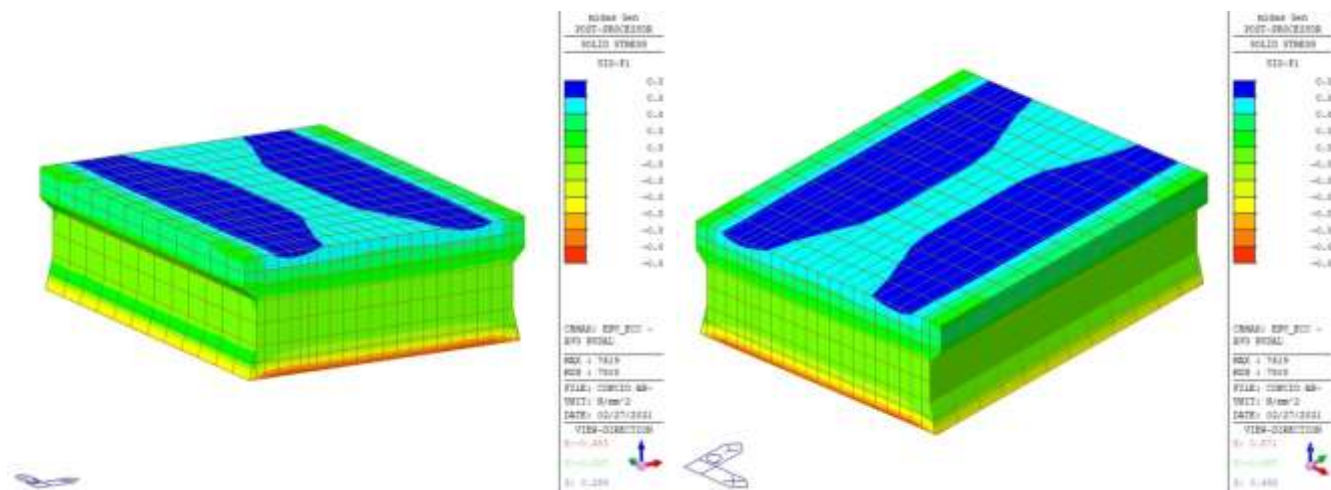
Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

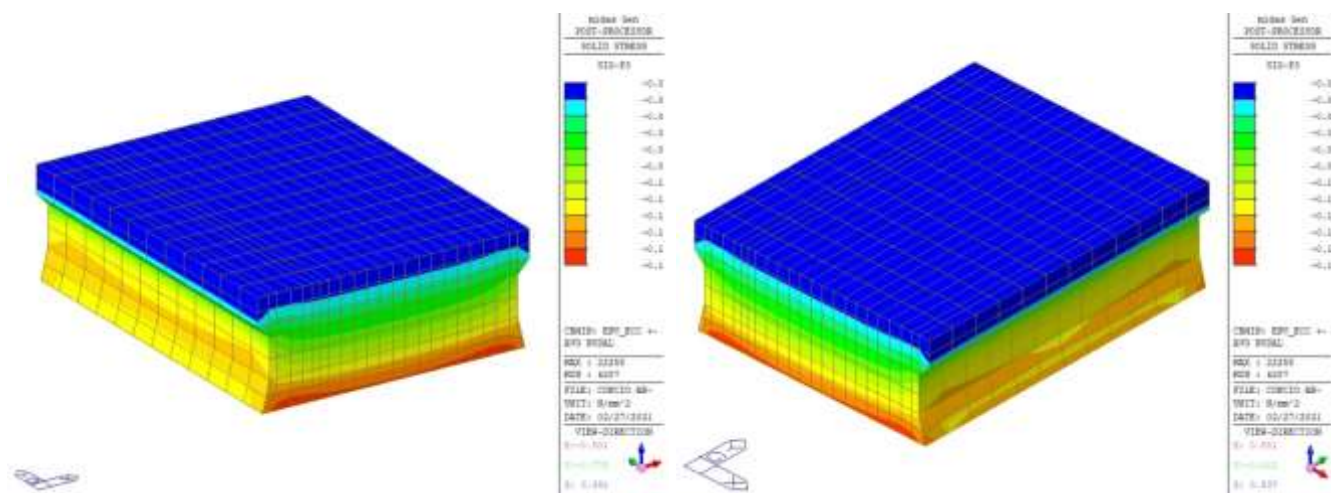
4.7.3 Verifiche tensionali SLU/SLC

Si mostrano di seguito le tensioni principali ricavate dall'analisi elastica considerando le sezioni descritte in precedenza e il concio nella sua interezza. Si mostrano due viste per ogni mappatura.

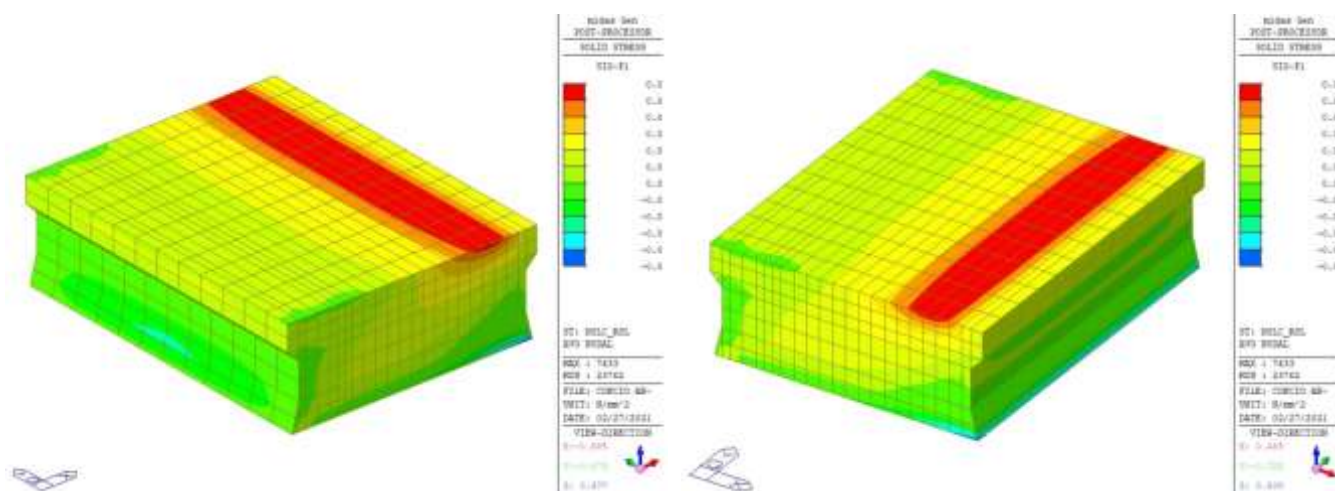
Sezione a quota +131.0m



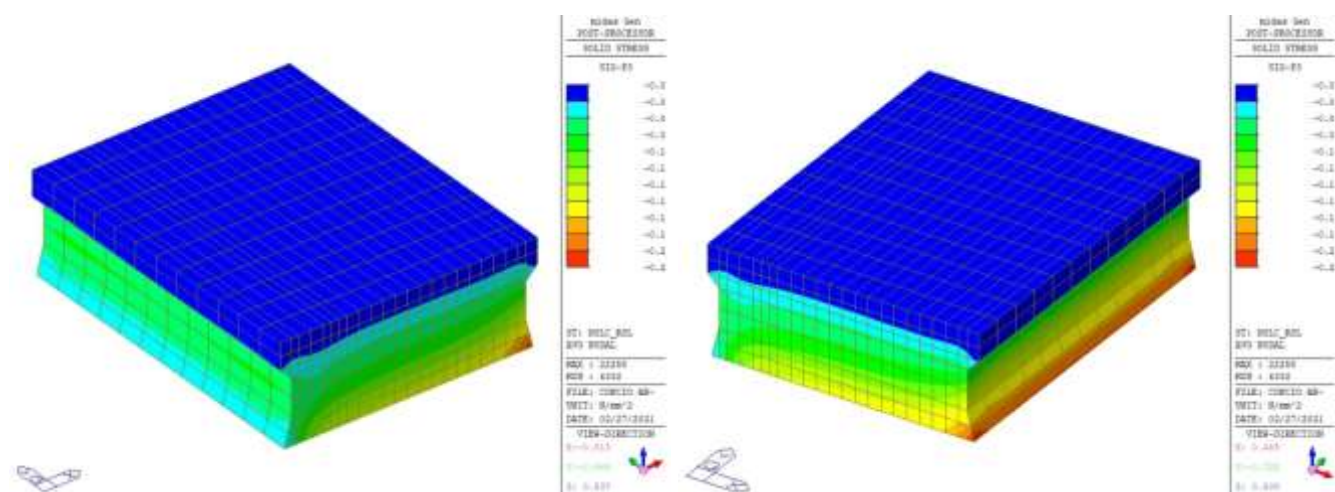
Tensioni principali di trazione (inviluppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (inviluppo eccezionale/SLU)



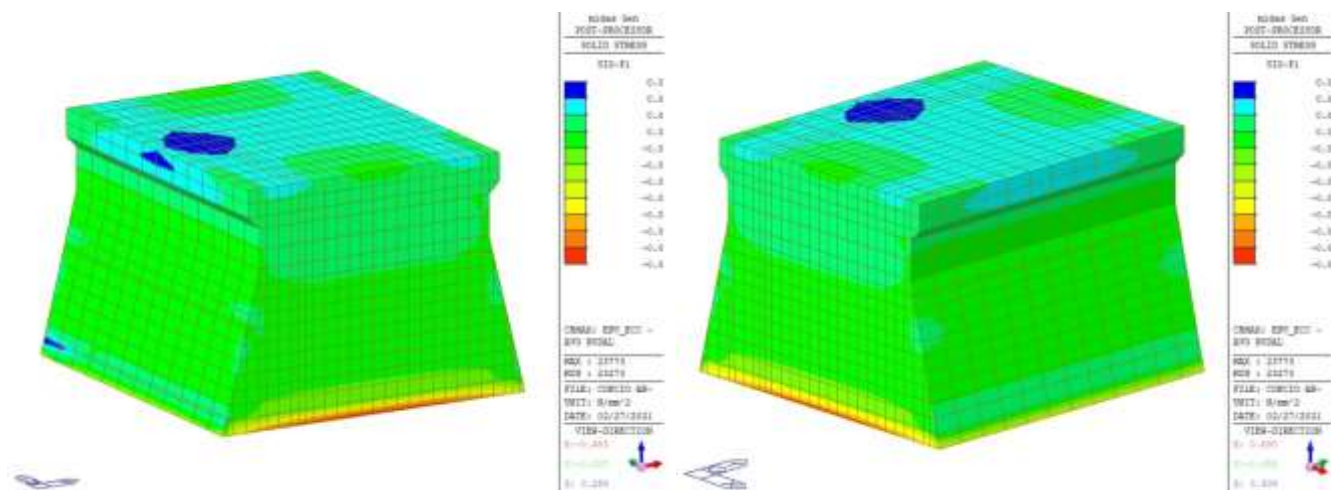
Tensioni principali di trazione (SLC)



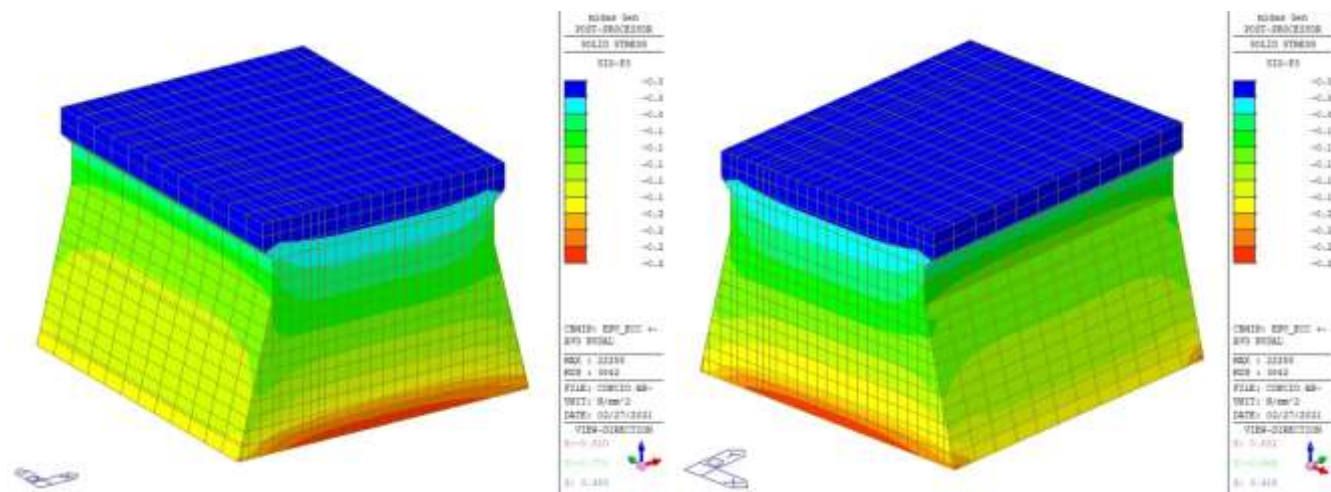
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

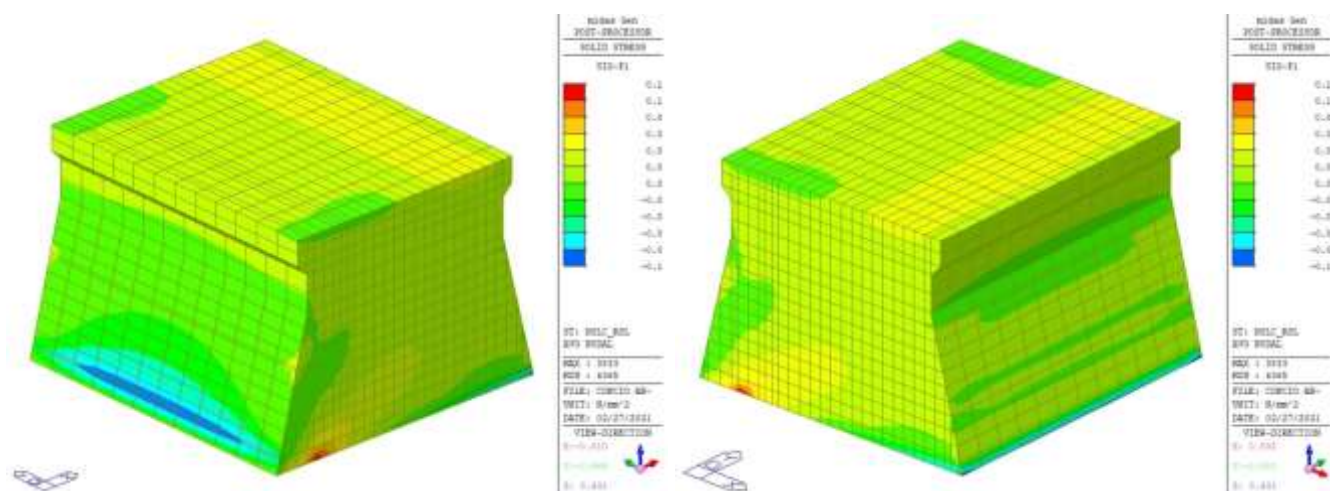
Sezione a quota +133.4m



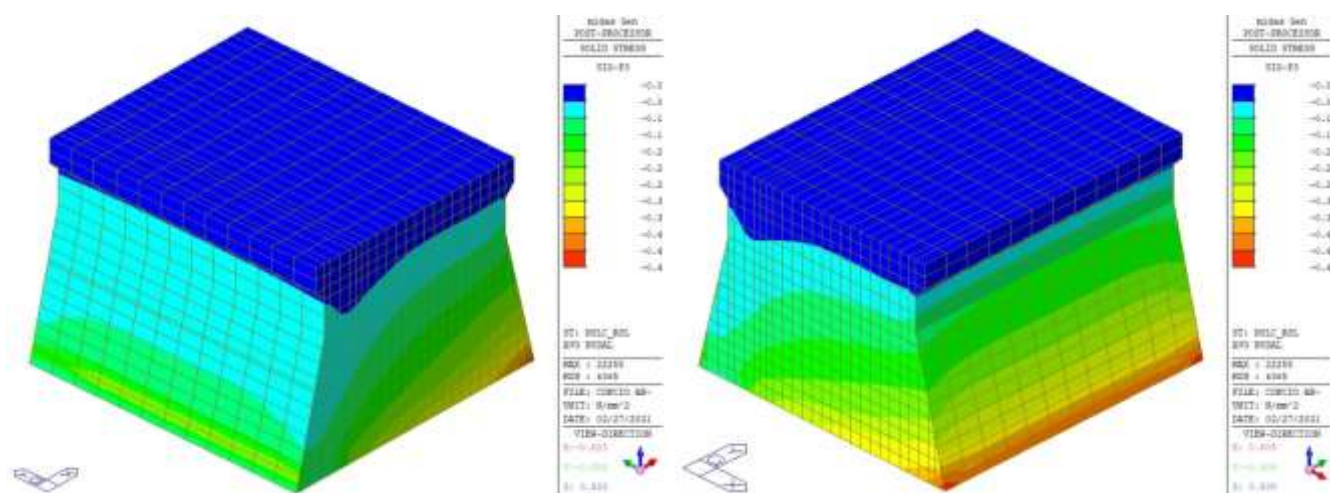
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



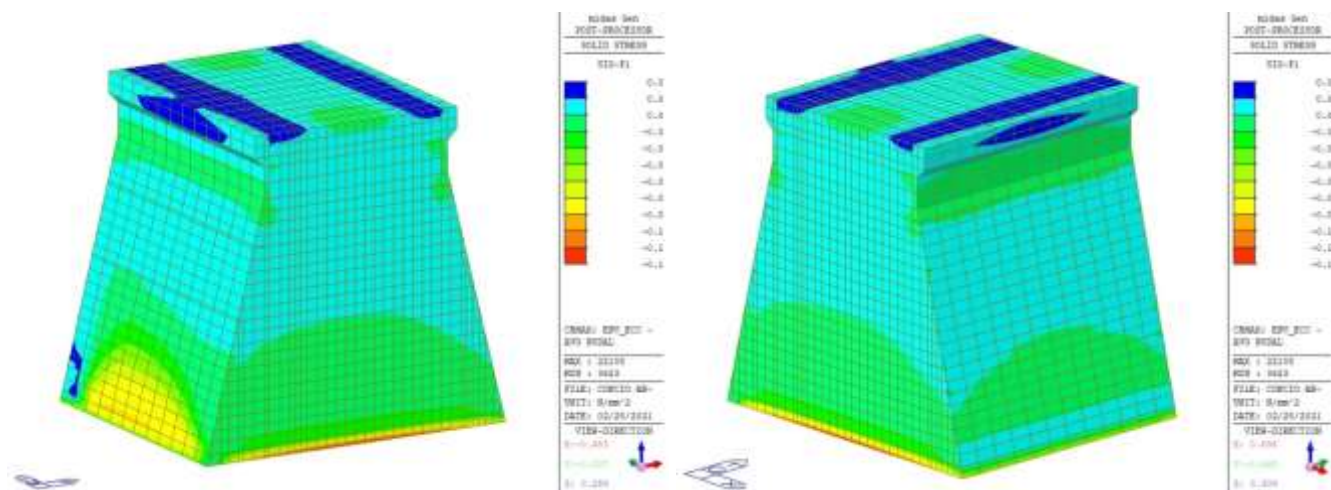
Tensioni principali di trazione (SLC)



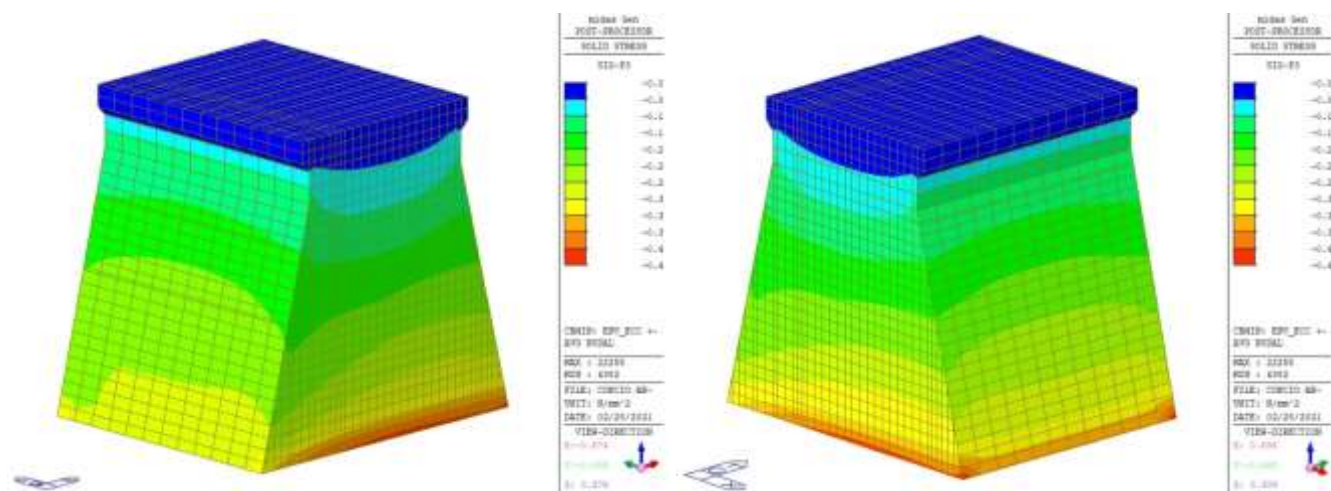
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

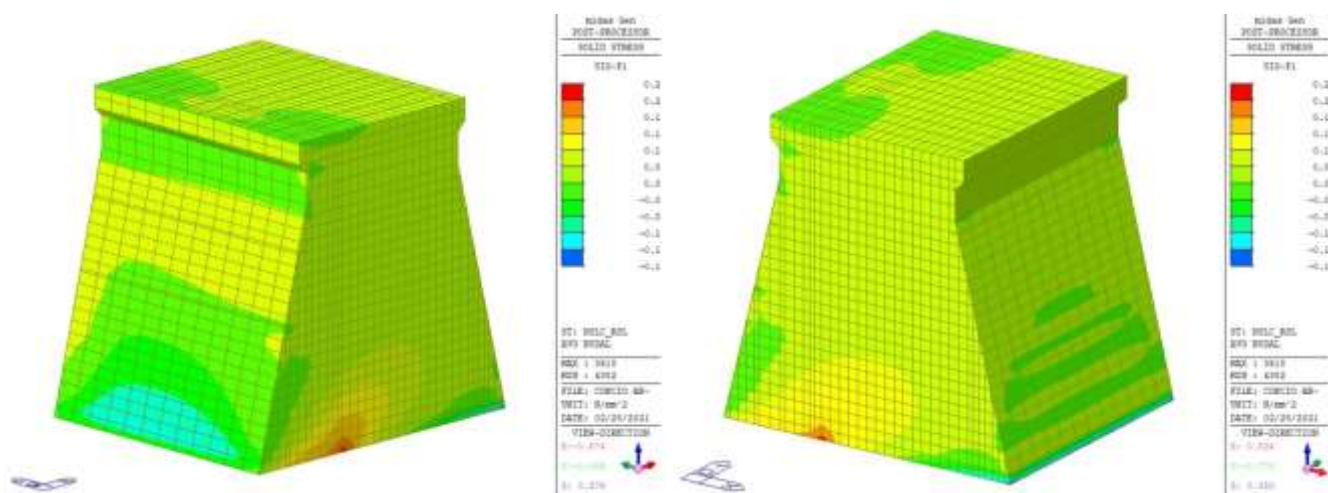
Sezione a quota +138.9m



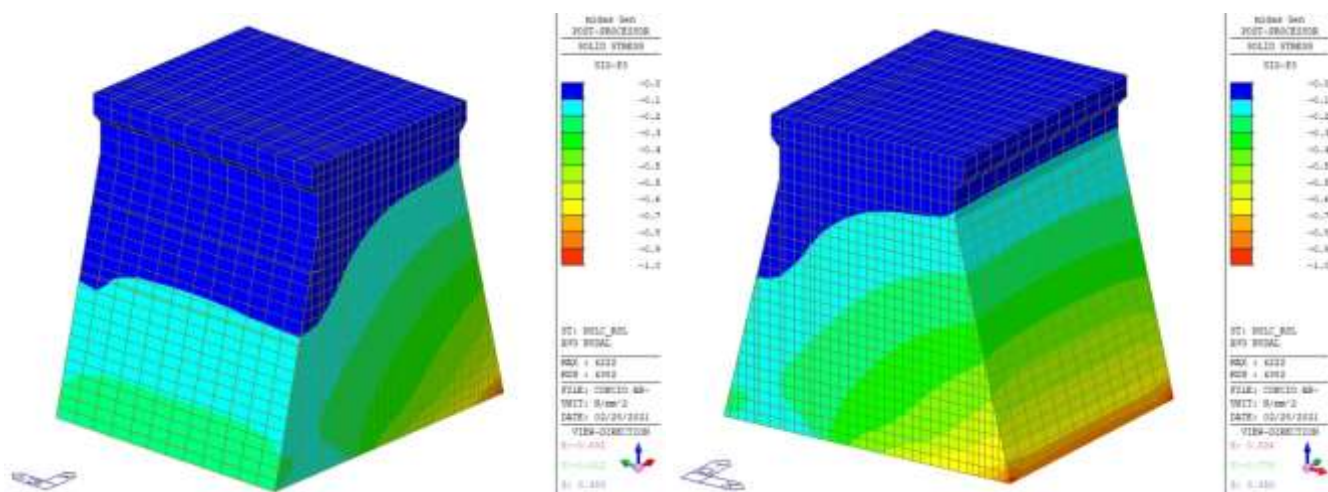
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



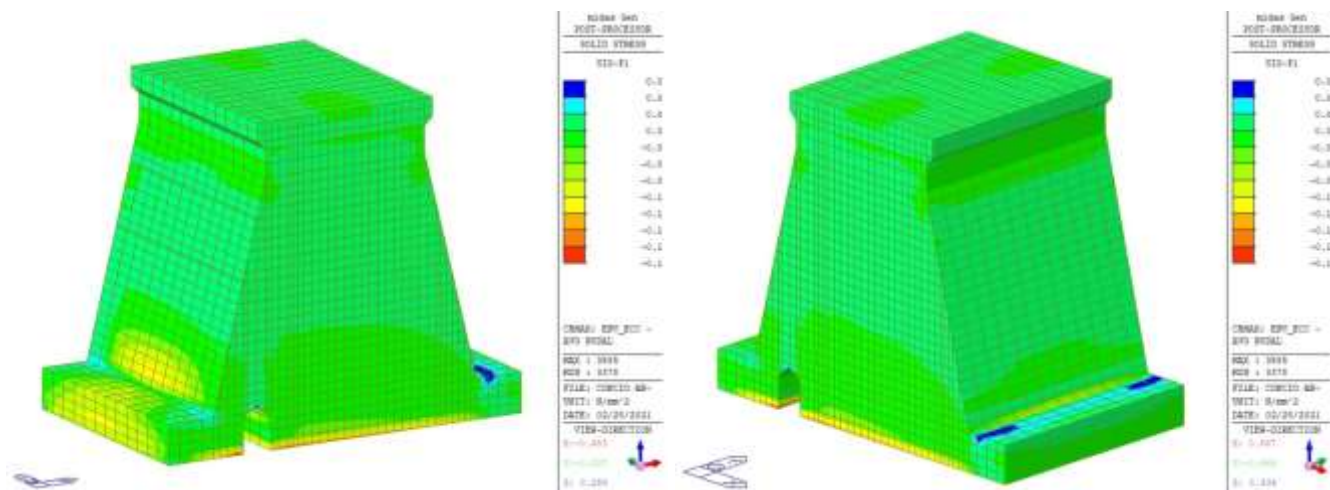
Tensioni principali di trazione (SLC)



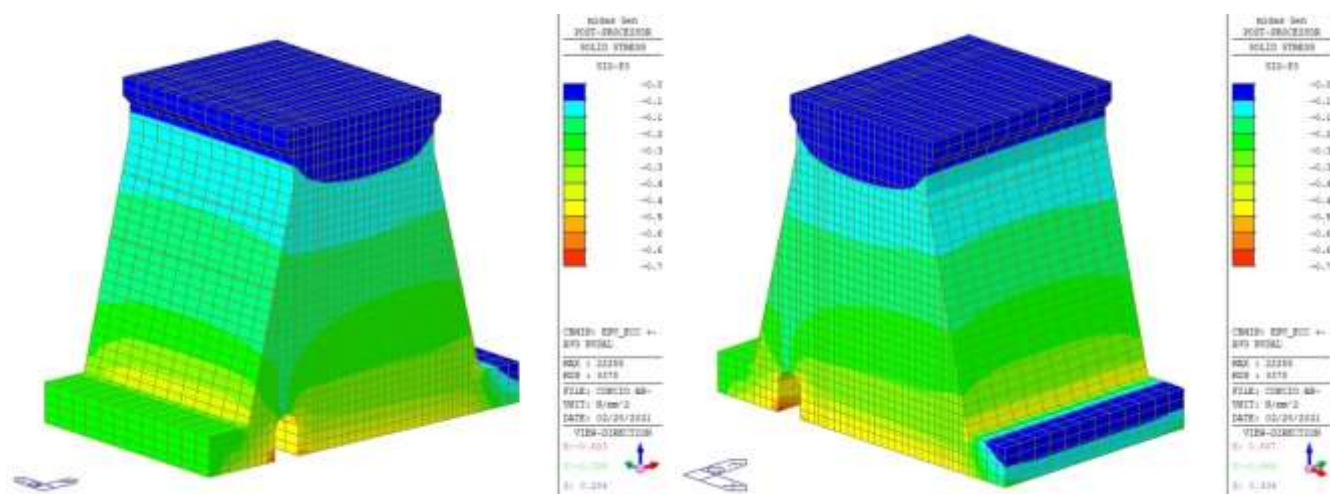
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

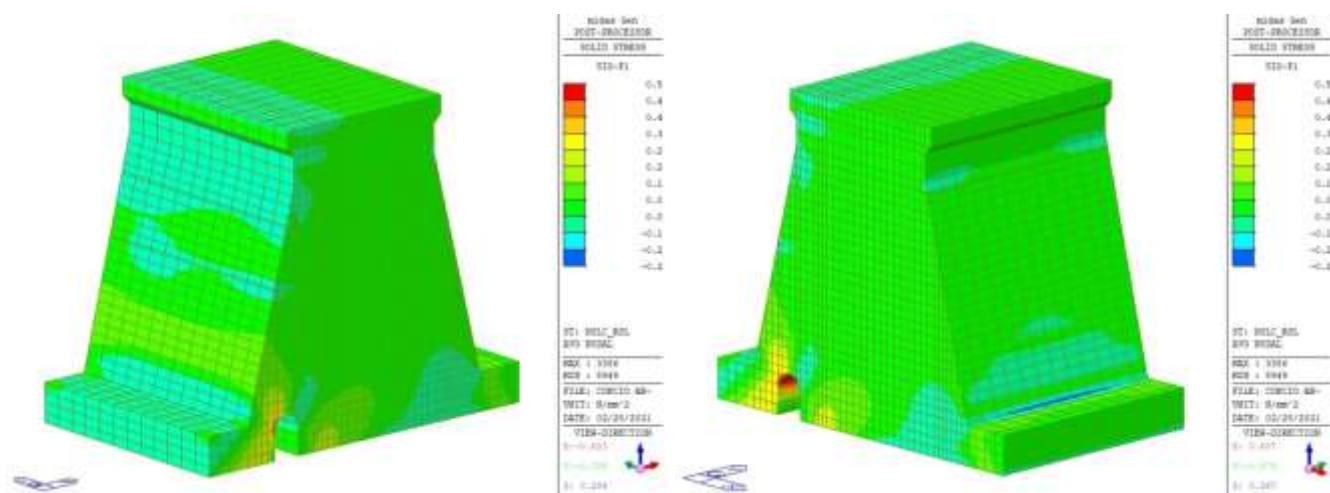
Sezione a quota +143.4m



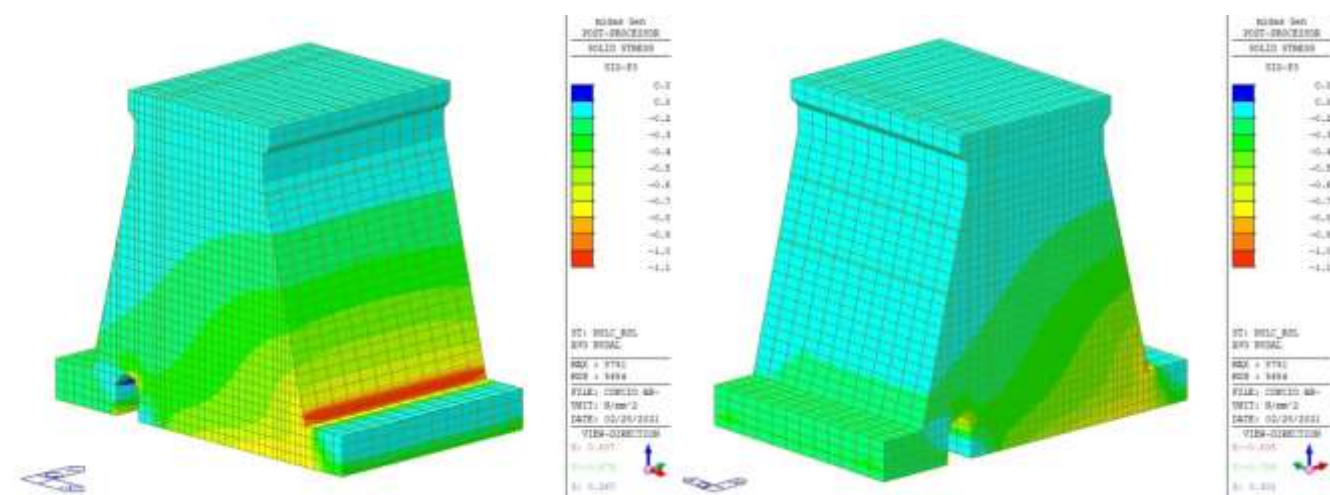
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



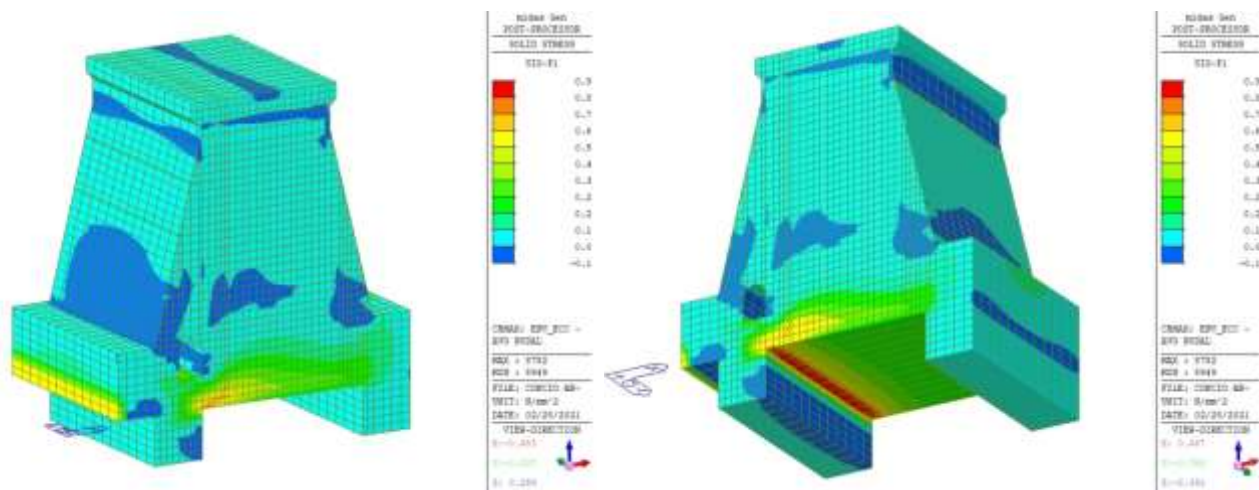
Tensioni principali di trazione (SLC)



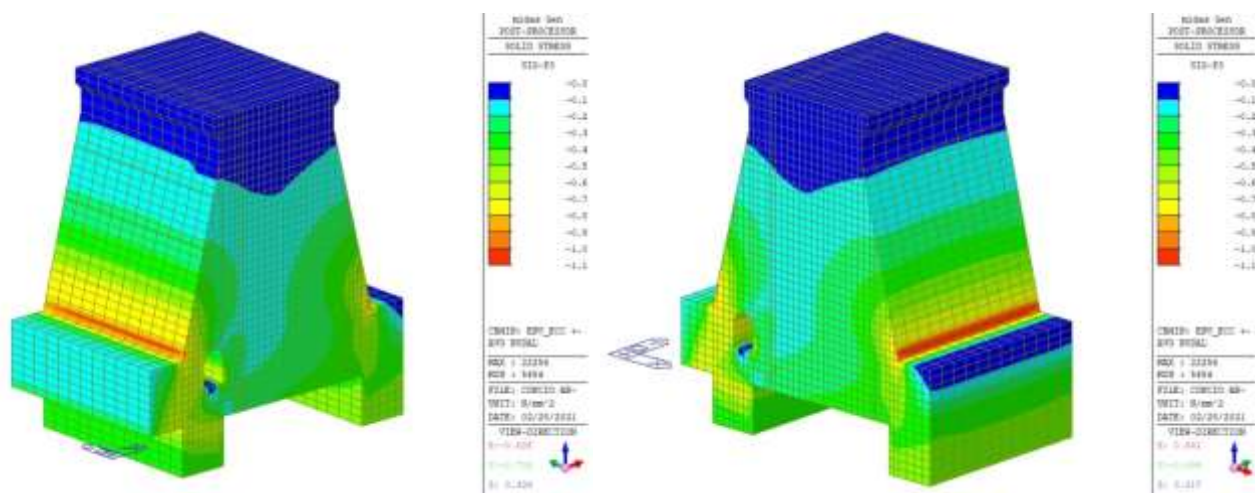
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

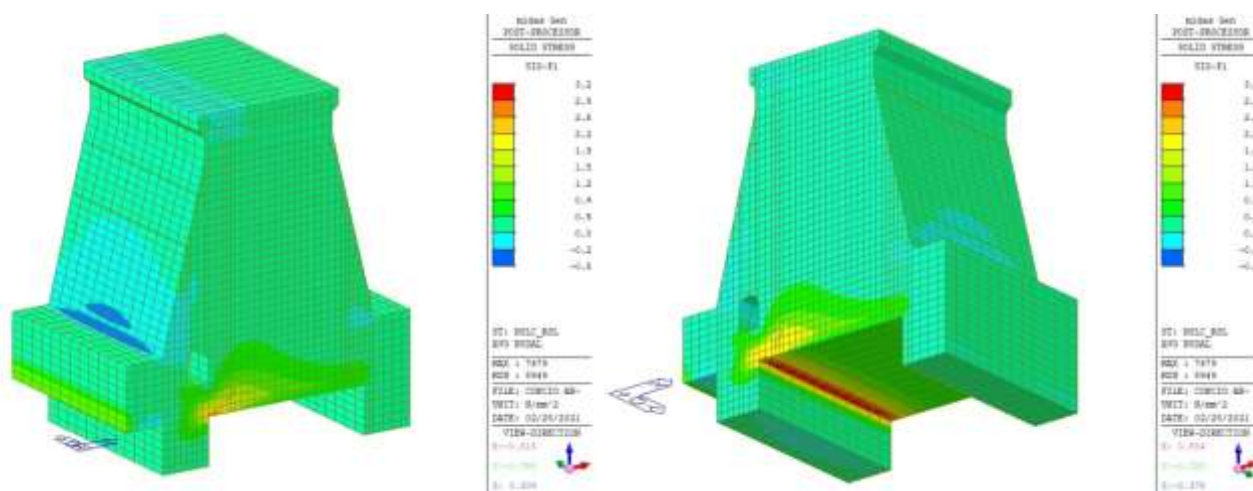
Concio intero



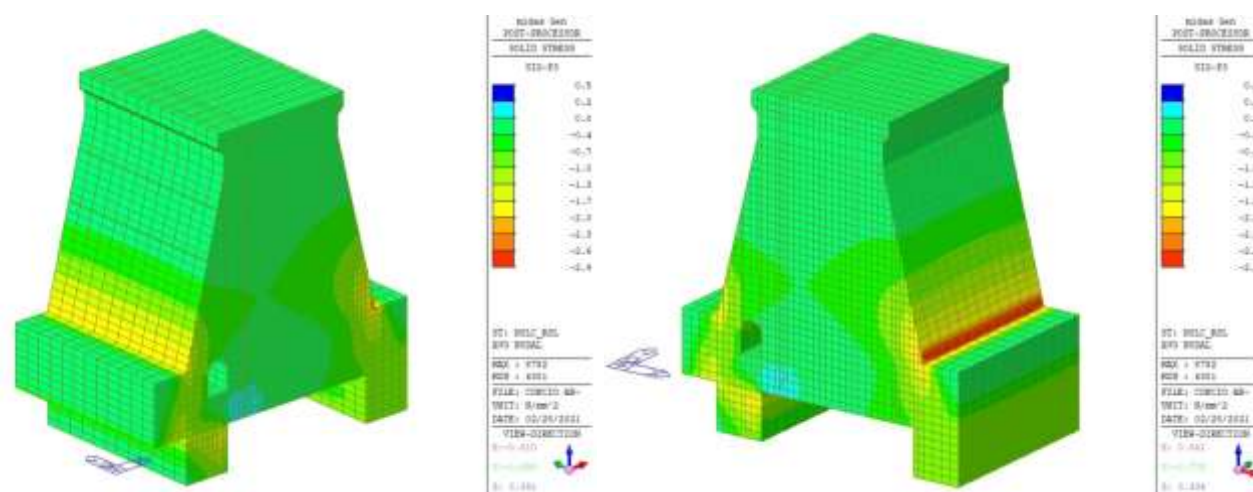
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



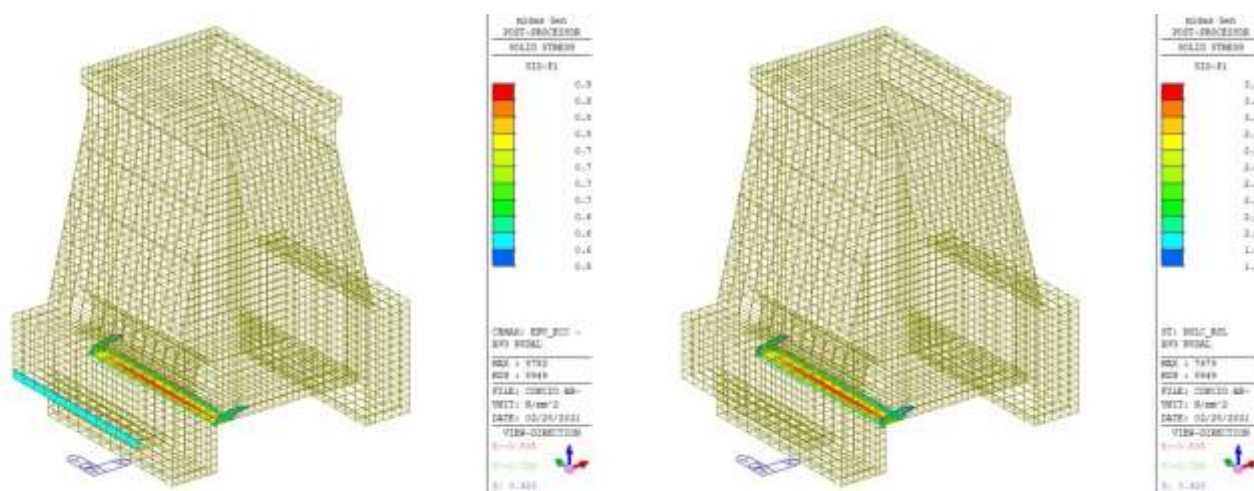
Tensioni principali di trazione (SLC)



Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza.

Invece, con riferimento alle tensioni principali di trazione sono presenti zone localizzate (dente di fondazione) ove la tensione principale supera il limite di resistenza. In tali zone è prevista armatura in acciaio B450C in grado di assorbire l'intero sforzo di trazione. Nelle figure che seguono sono mostrate le zone ove la tensione di progetto supera la resistenza limite a trazione pari a 0.5MPa allo SLU/eccezionale e 1.8MPa allo SLC.



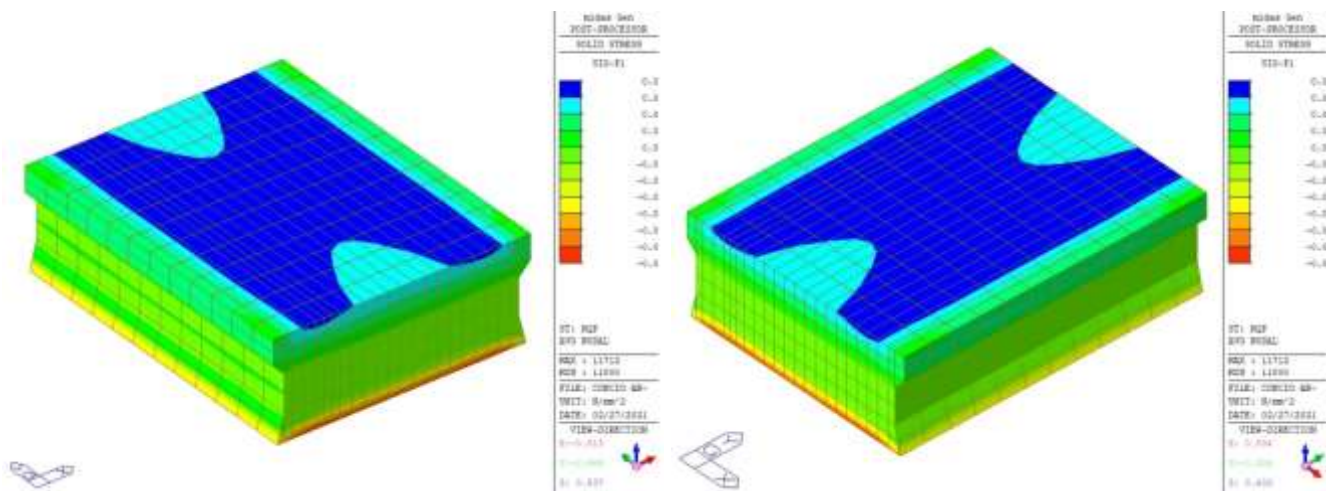
Zone dove la tensione principale di trazione supera la resistenza a trazione limite.

Si tratta di zone concentrate in corrispondenza dei denti di fondazione ove viene trasferito l'intera forza orizzontale. Per il progetto dell'armatura si rimanda ai paragrafi successivi.

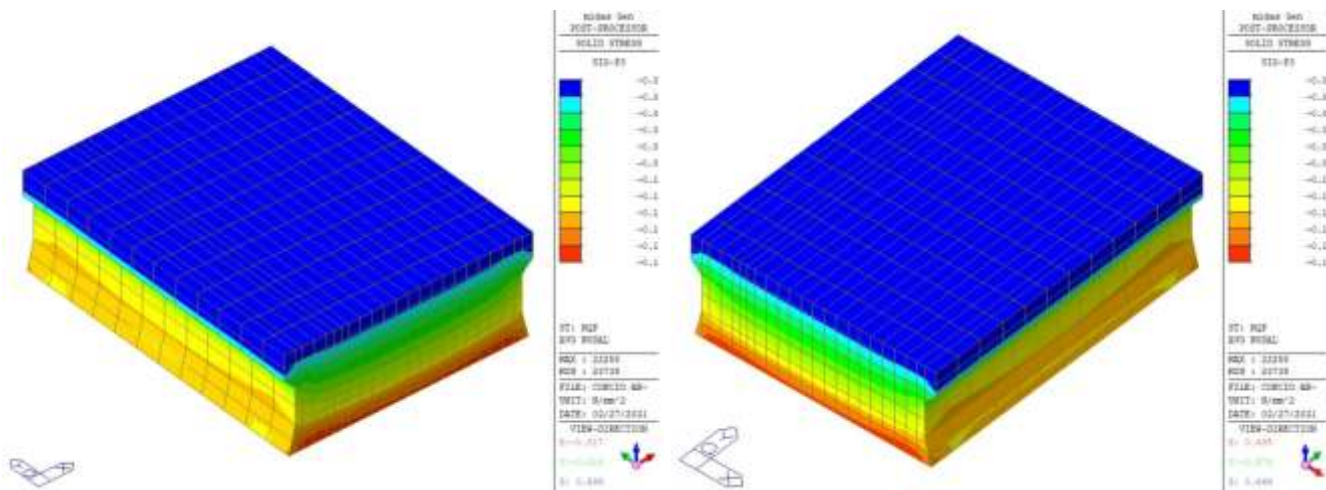
4.7.4 Verifiche tensionali SLE/SLD

Si mostrano di seguito le tensioni principali ricavate dall'analisi elastica considerando le sezioni descritte in precedenza e il concio nella sua interezza. Si mostrano due viste per ogni mappatura.

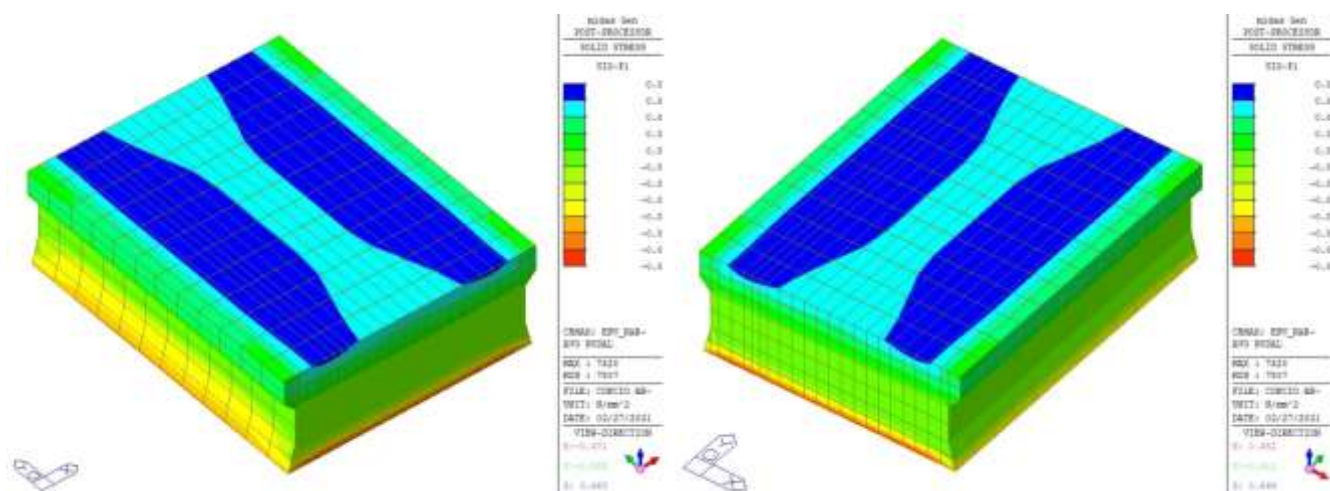
Sezione a quota +131.0m



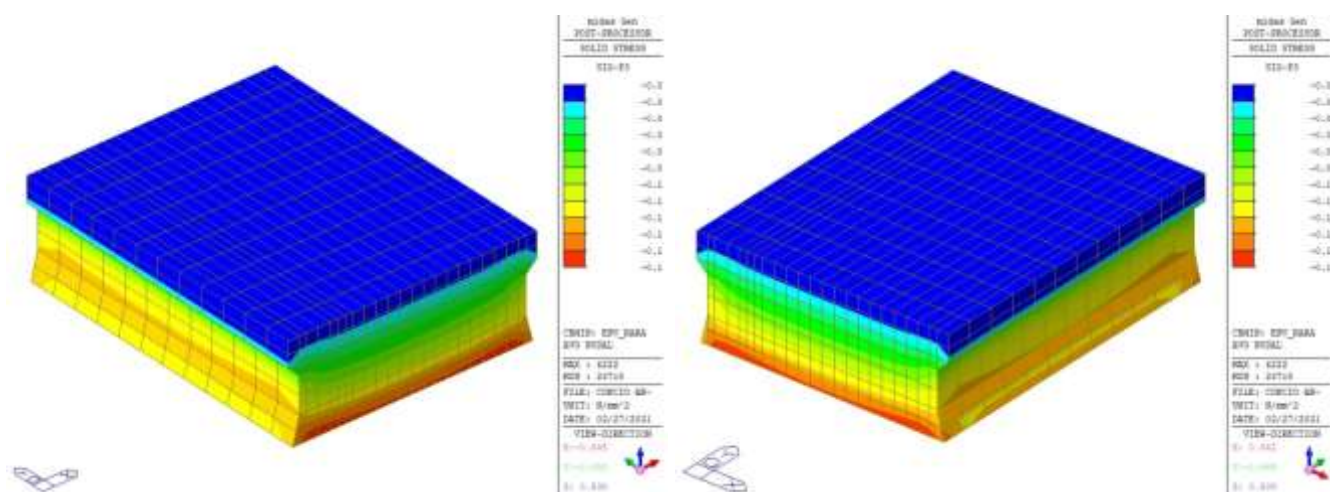
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



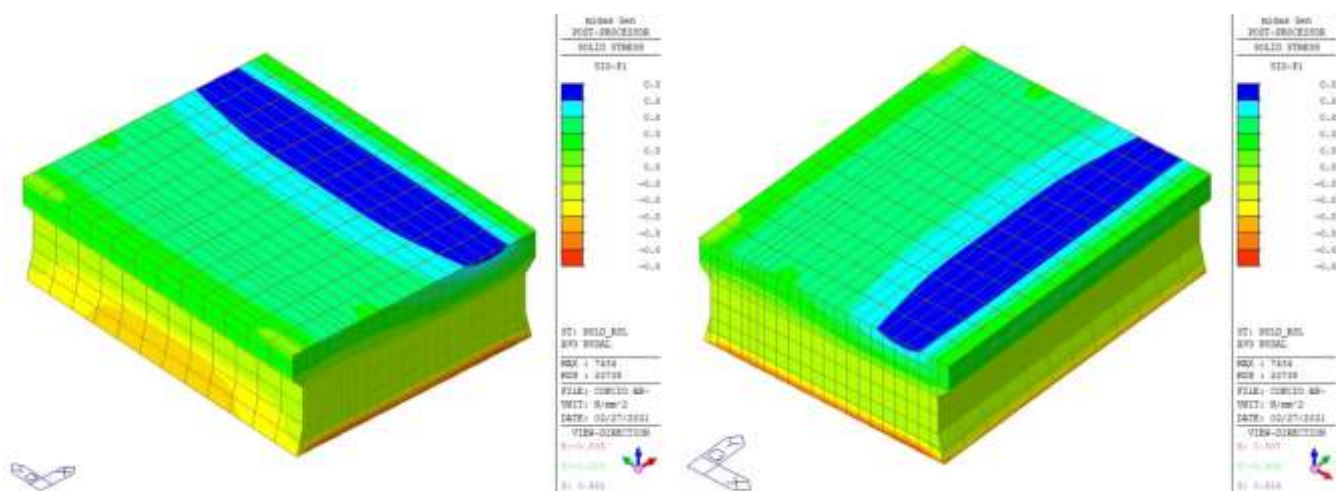
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



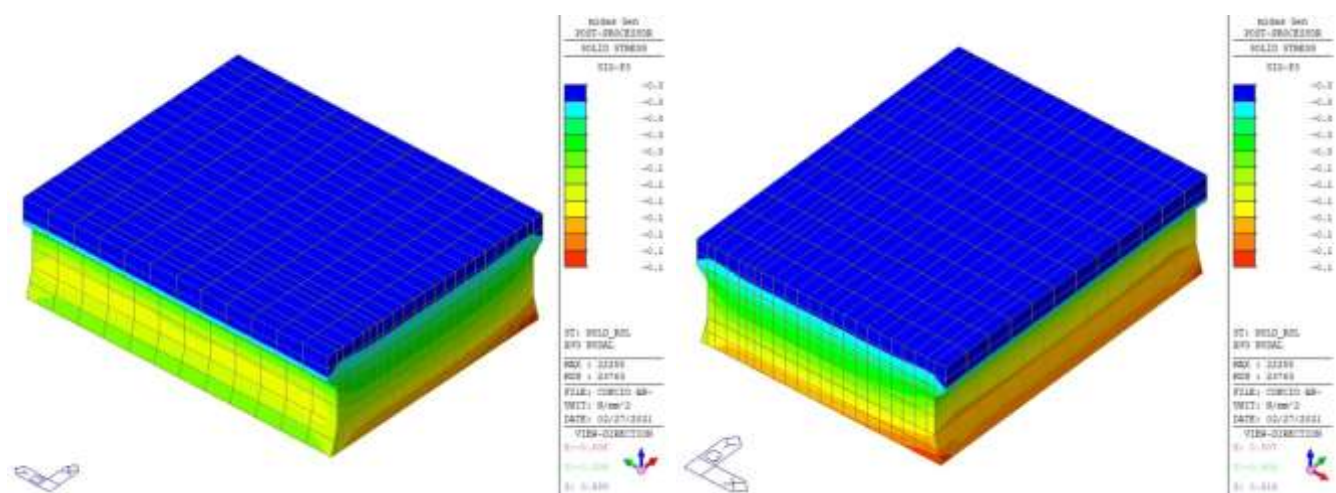
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



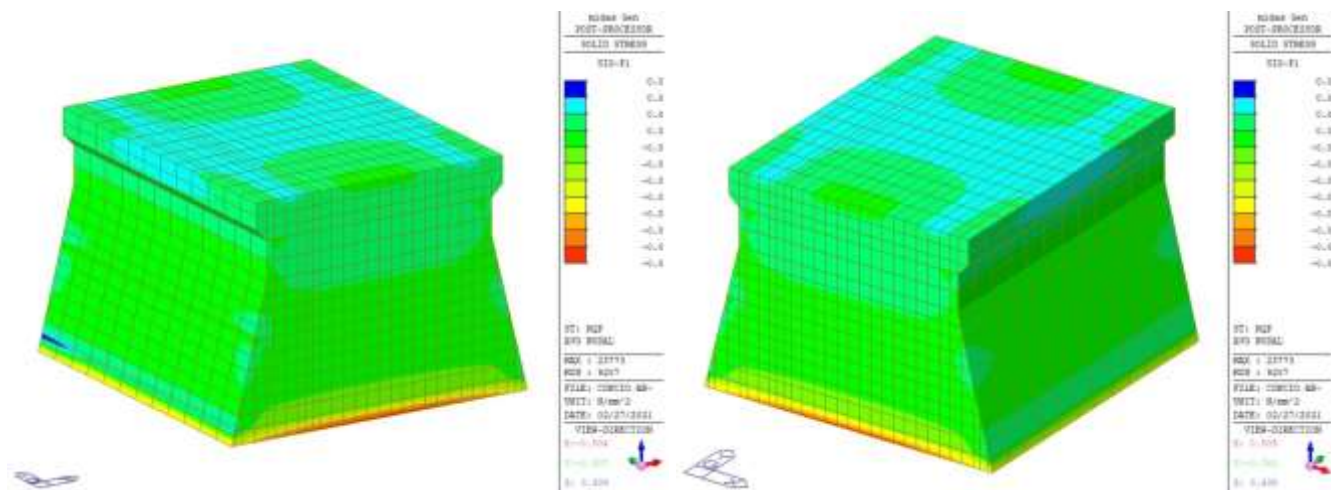
Tensioni principali di trazione (SLD)



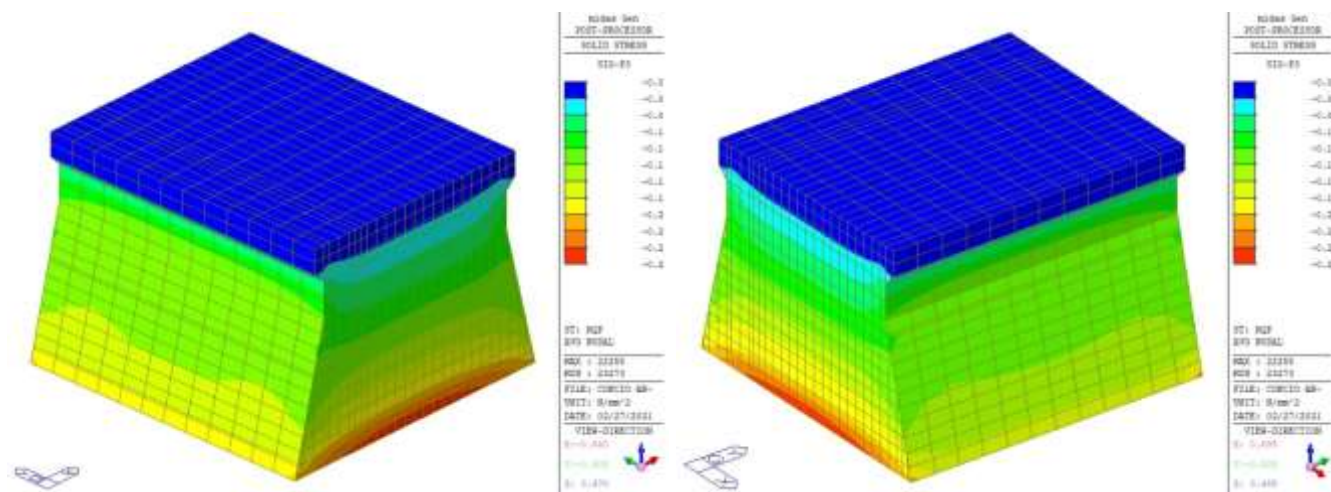
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

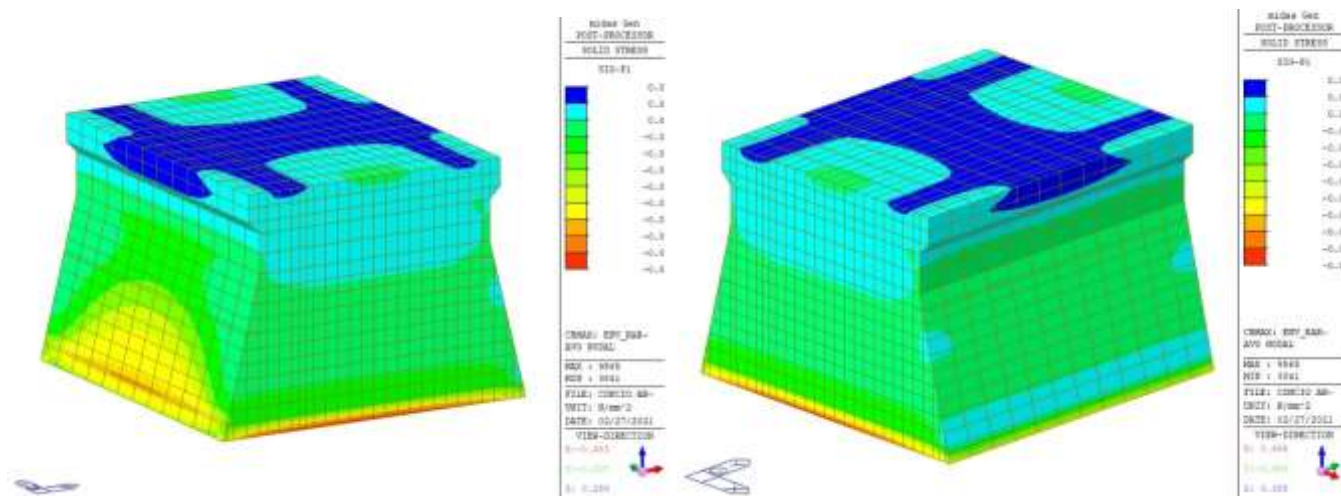
Sezione a quota +133.4m



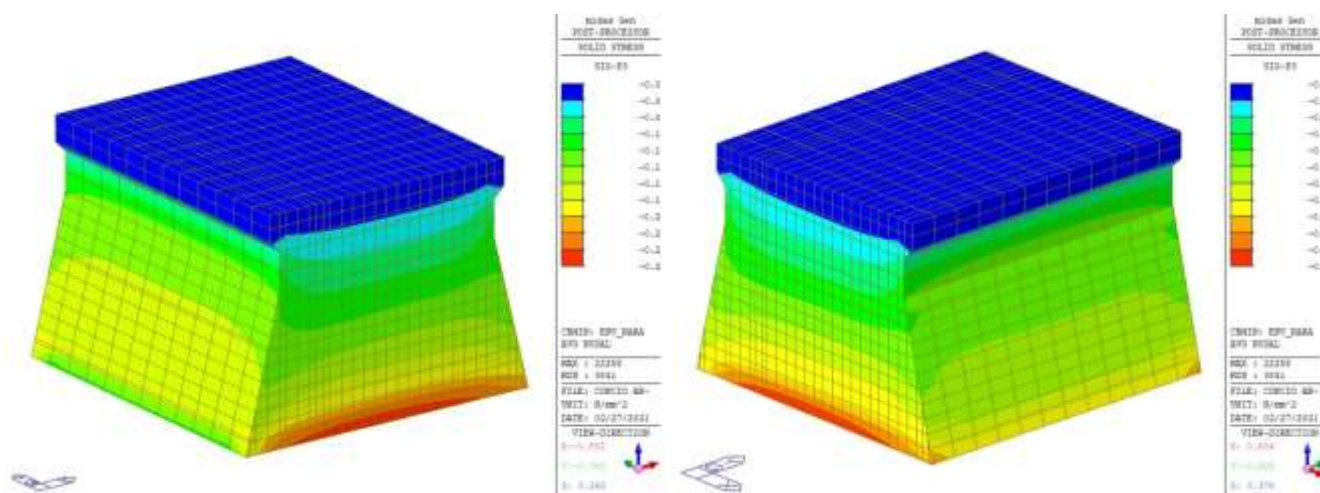
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



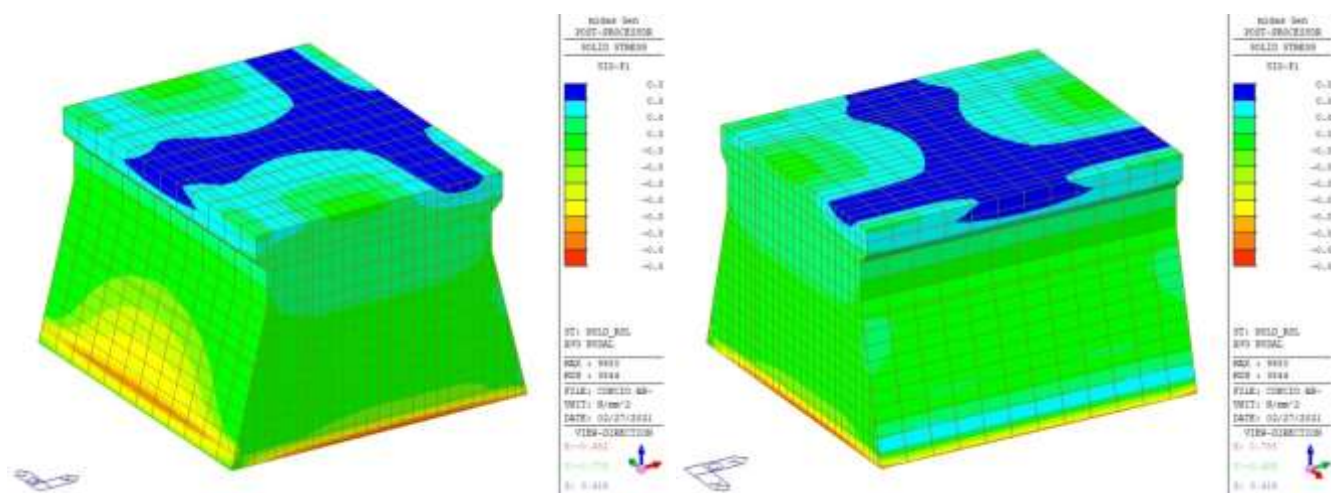
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



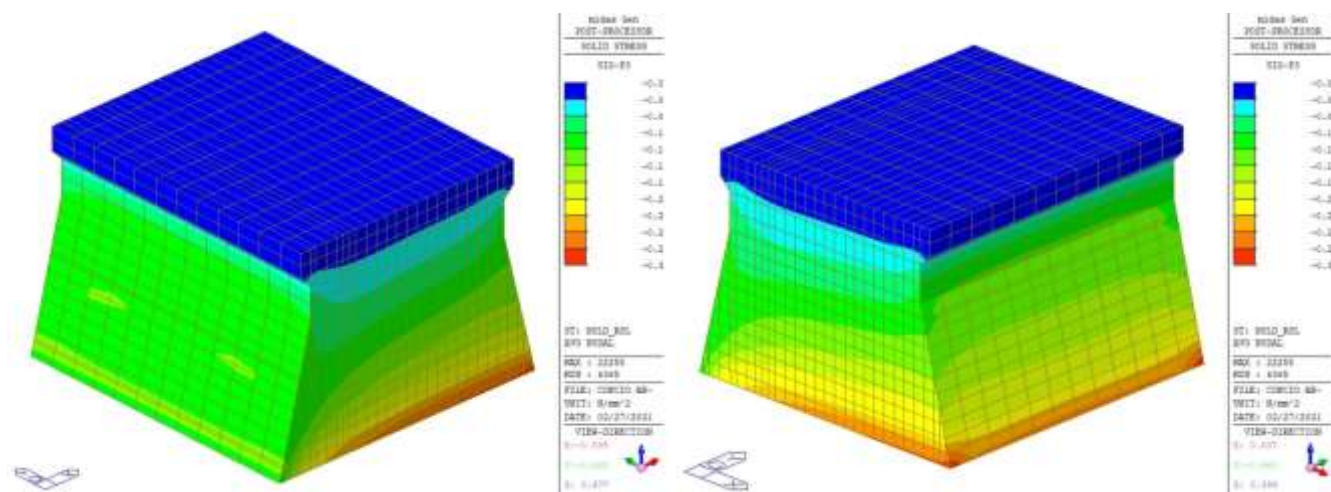
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



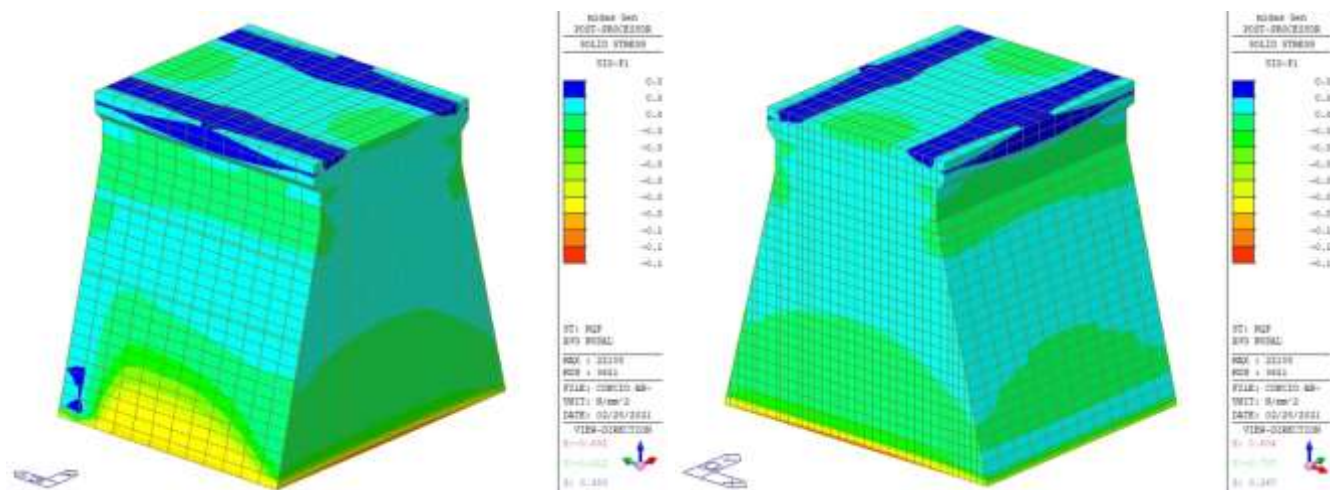
Tensioni principali di trazione (SLD)



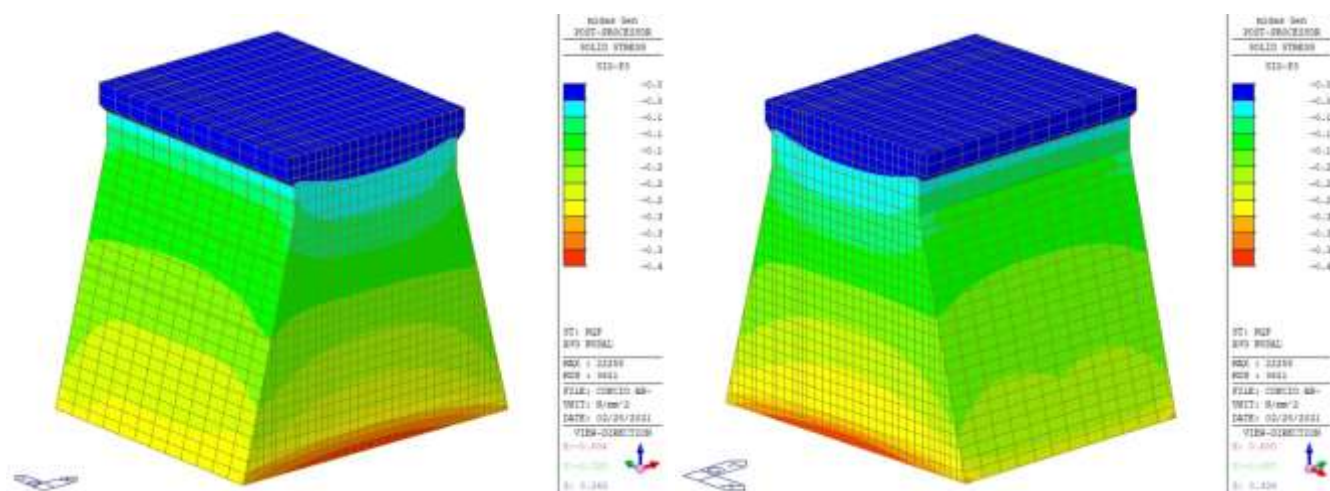
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

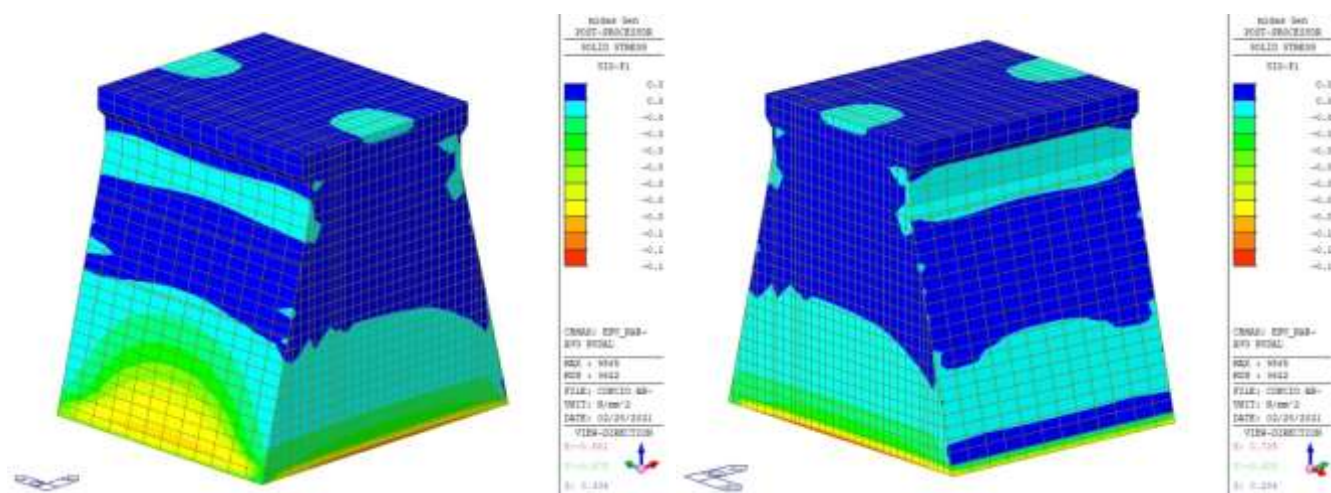
Sezione a quota +138.9m



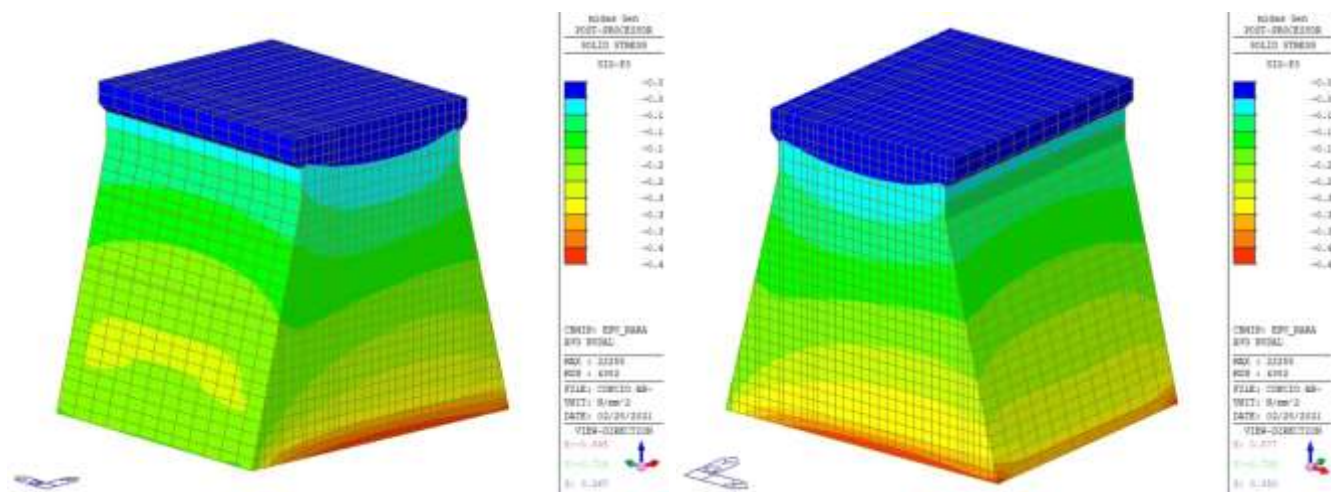
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



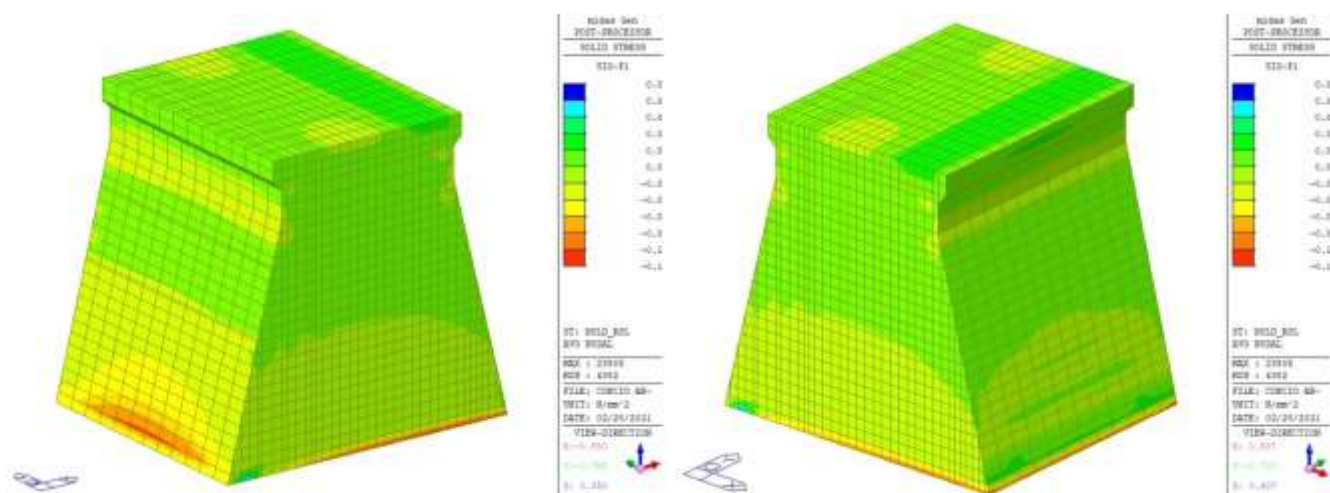
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



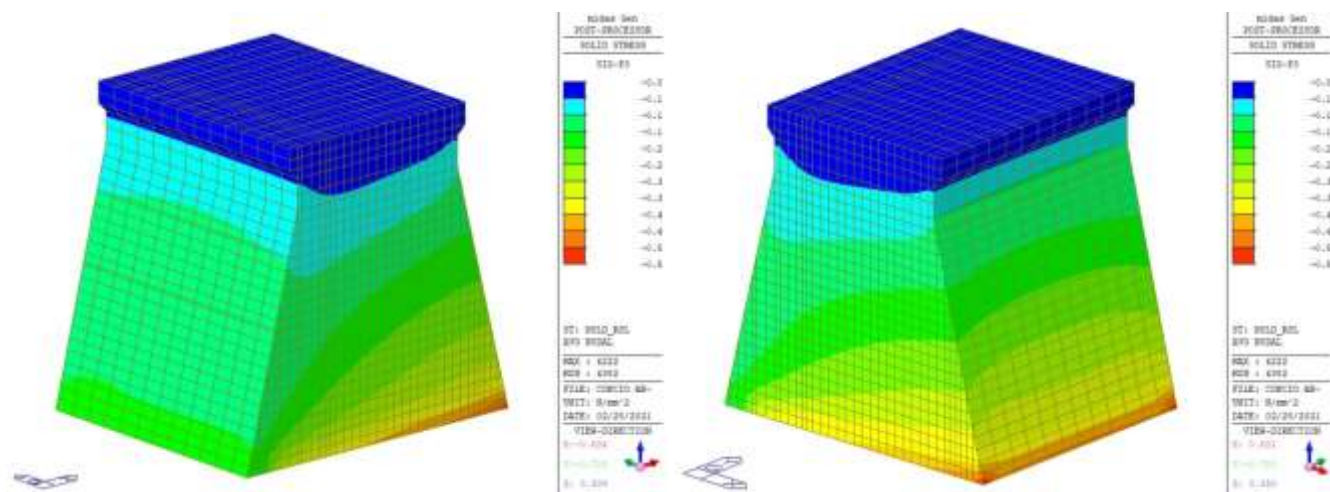
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



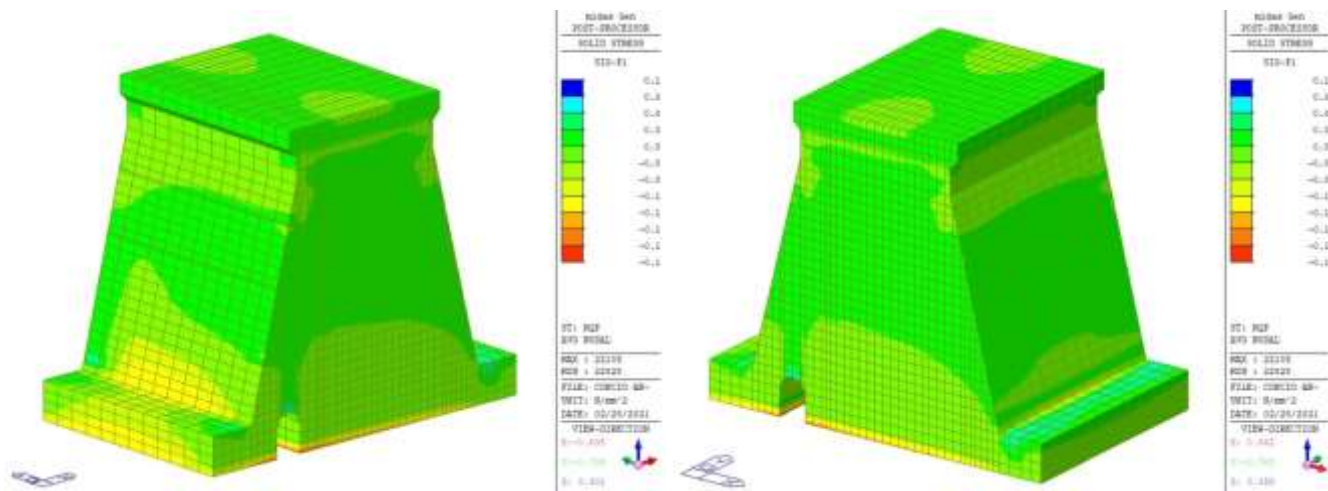
Tensioni principali di trazione (SLD)



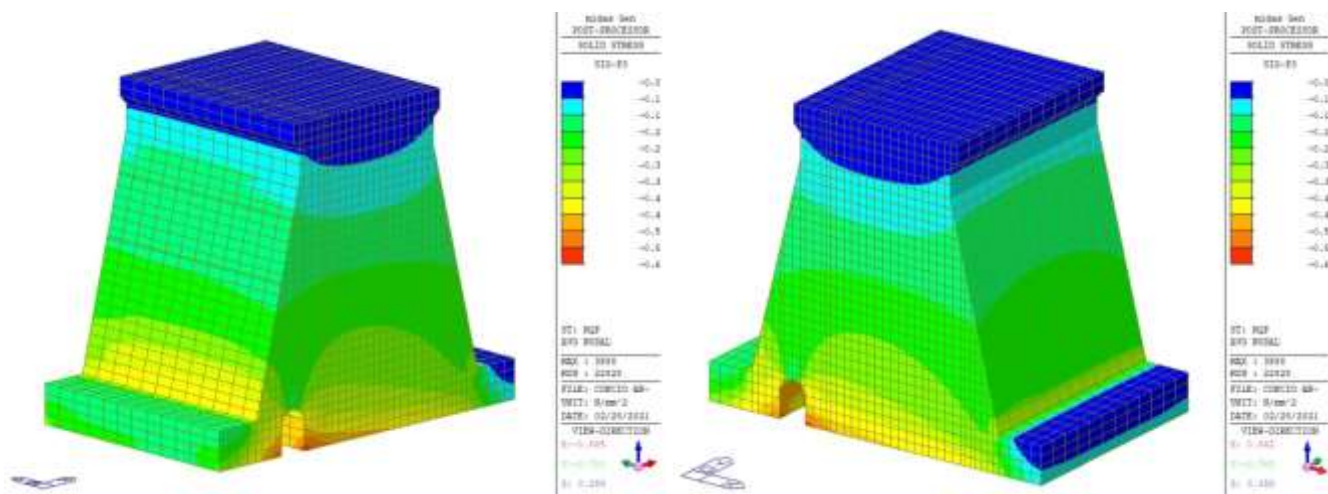
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

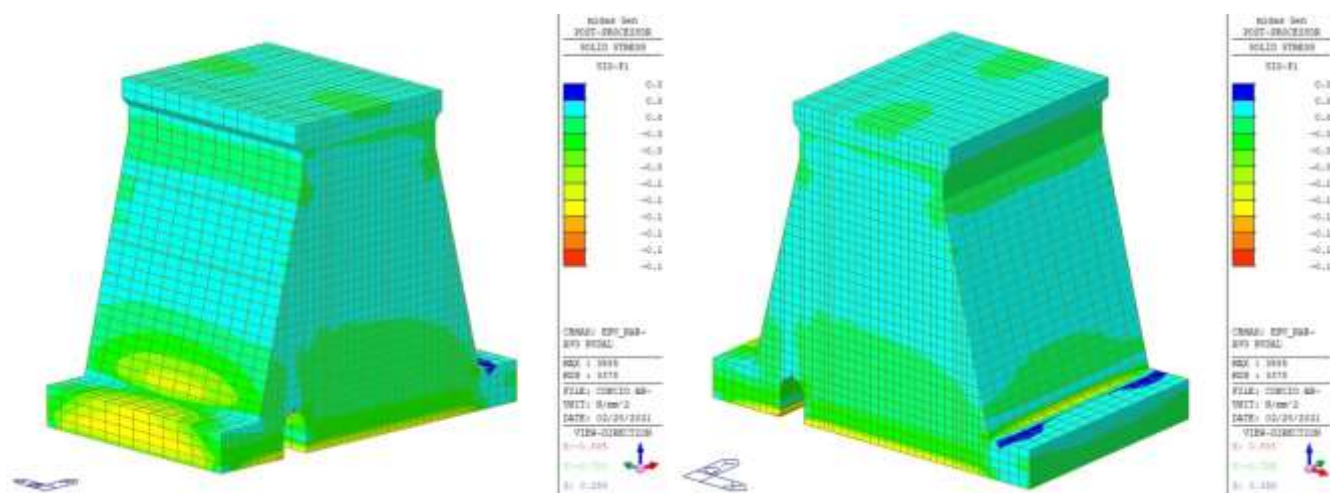
Sezione a quota +143.4m



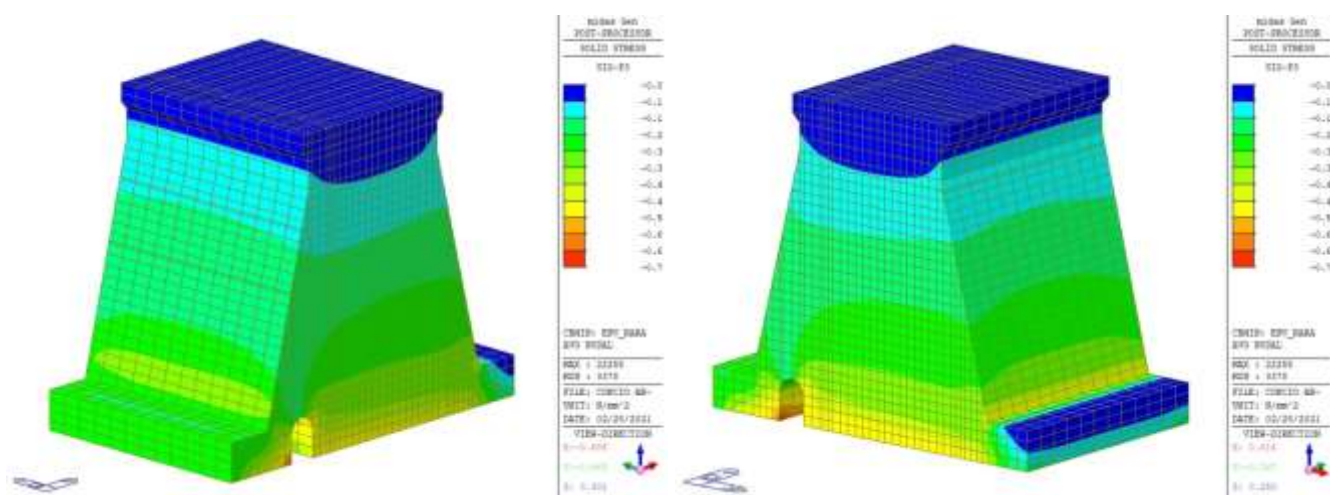
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



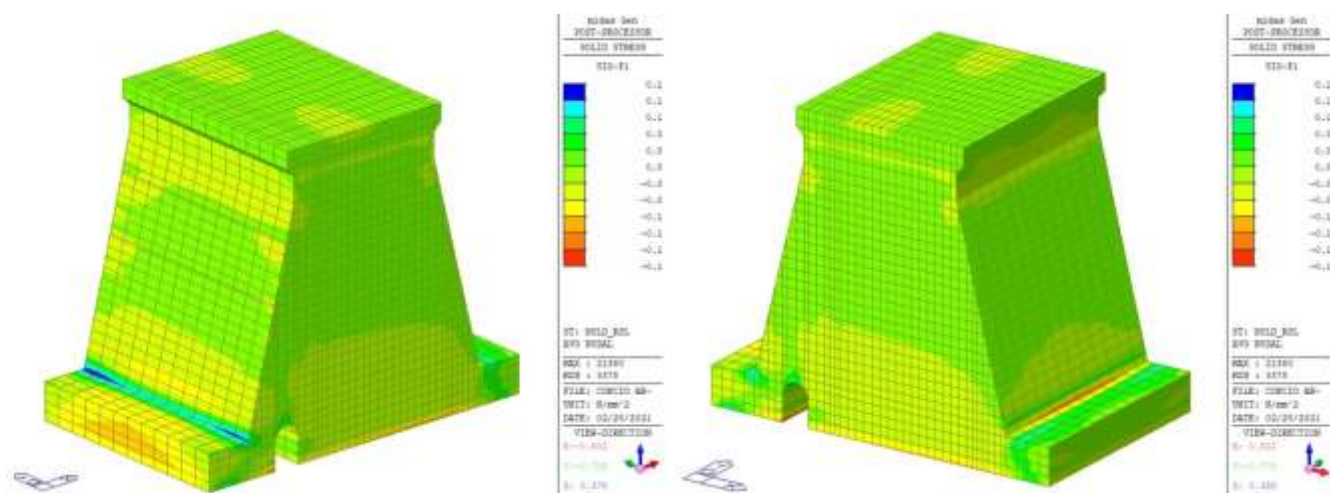
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



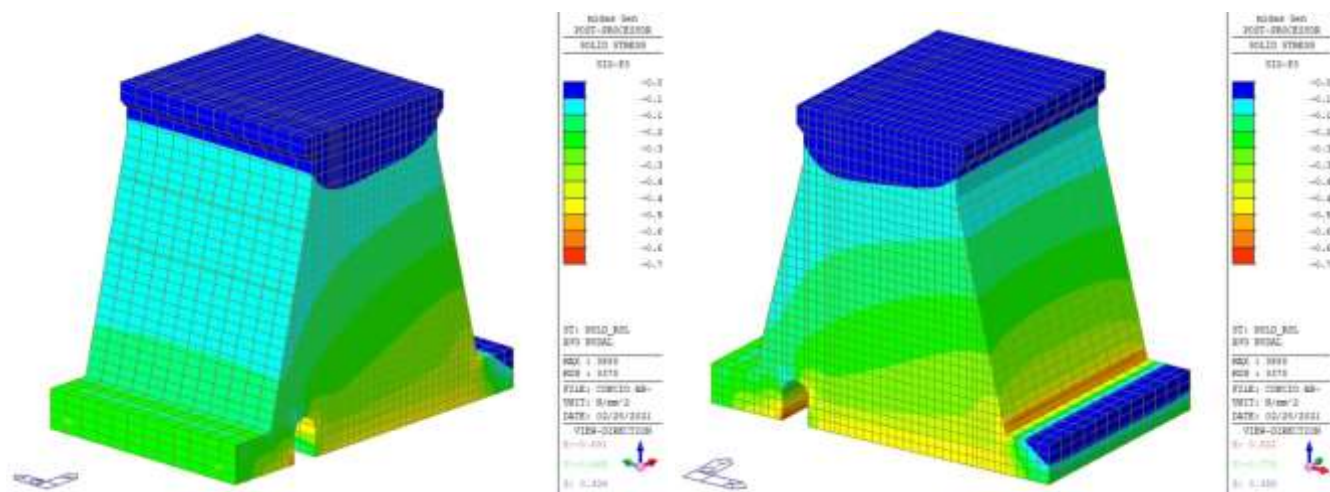
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



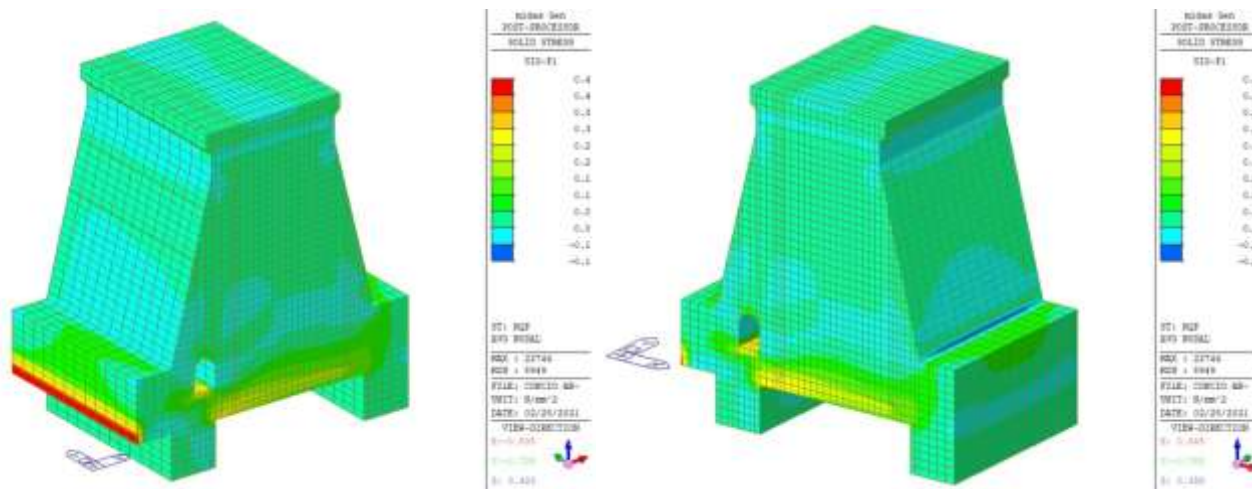
Tensioni principali di trazione (SLD)



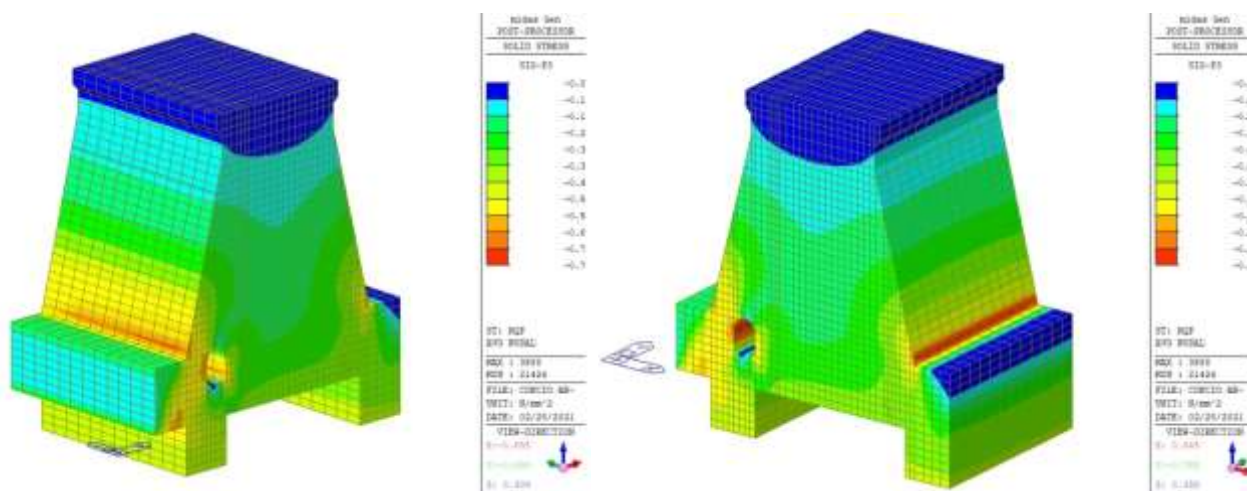
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza a meno di alcune zone localizzate (intorno al cunicolo) in combinazione quasi permanente per le quali è stata progettata specifica armatura in acciaio B450C. Il dimensionamento/verifica è stato effettuato con riferimento alle tensioni agenti sul concio intero.

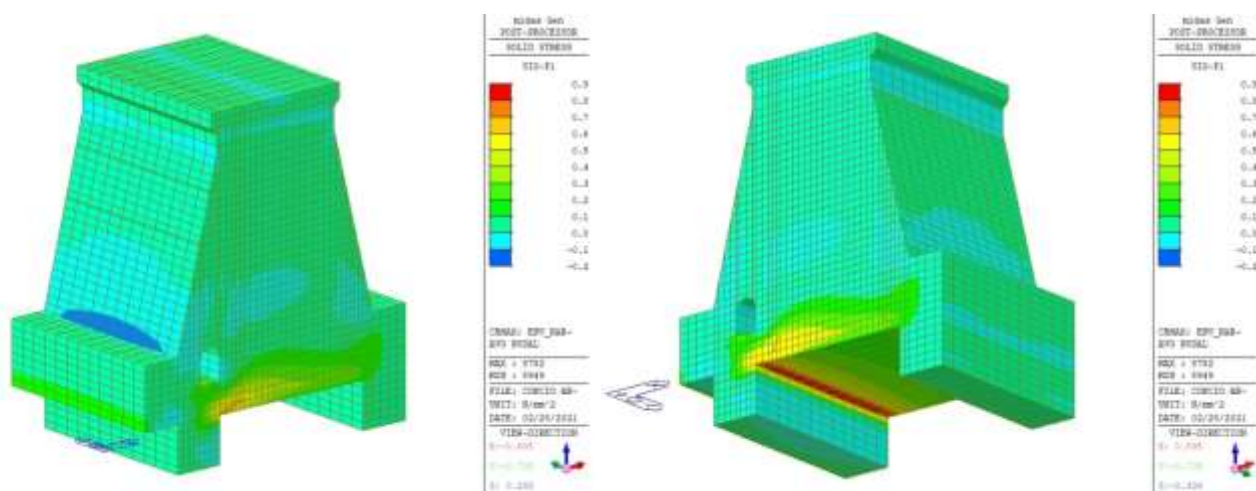
Concio intero



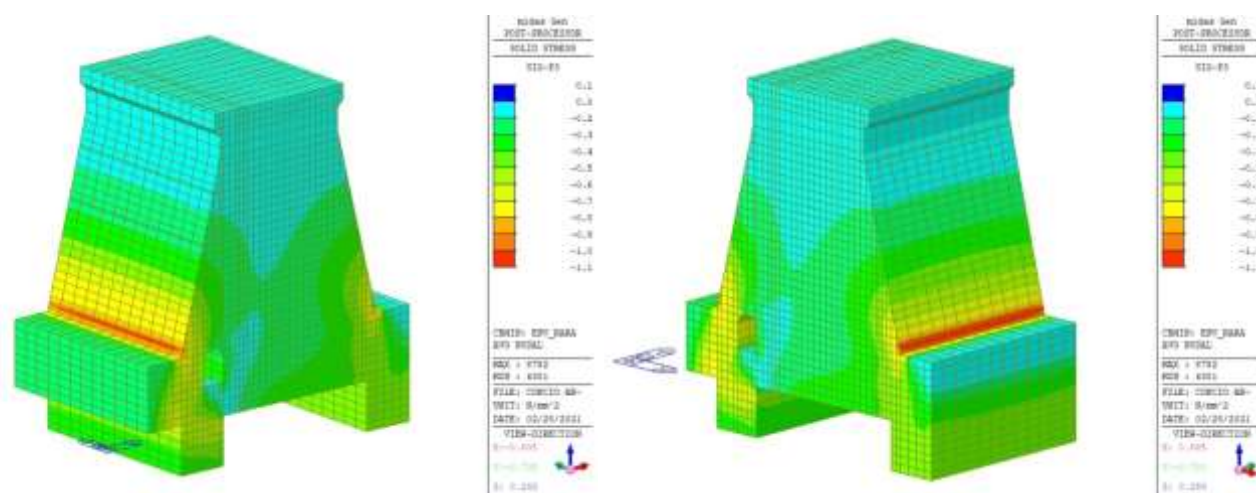
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



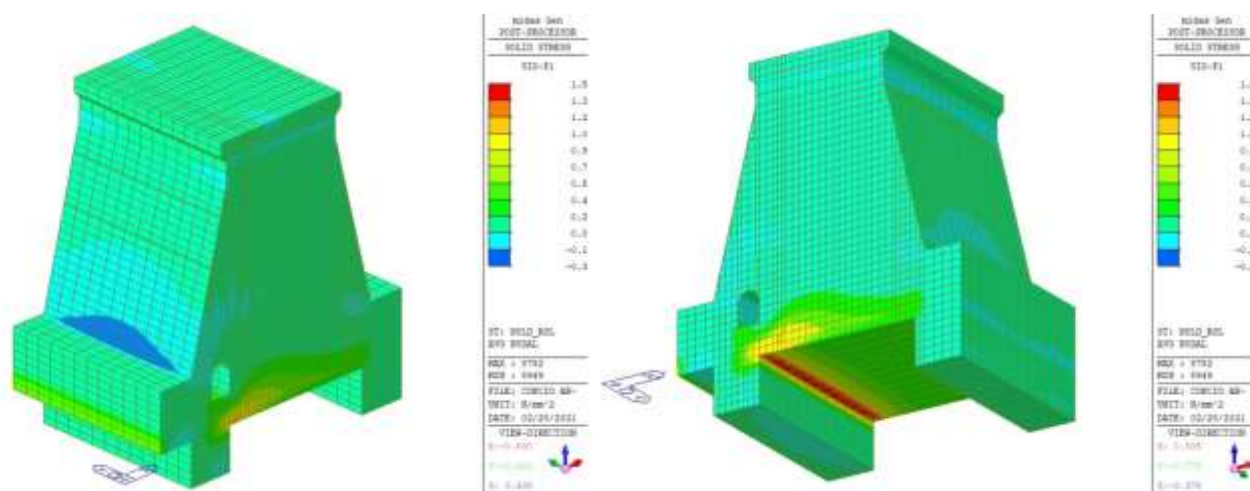
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



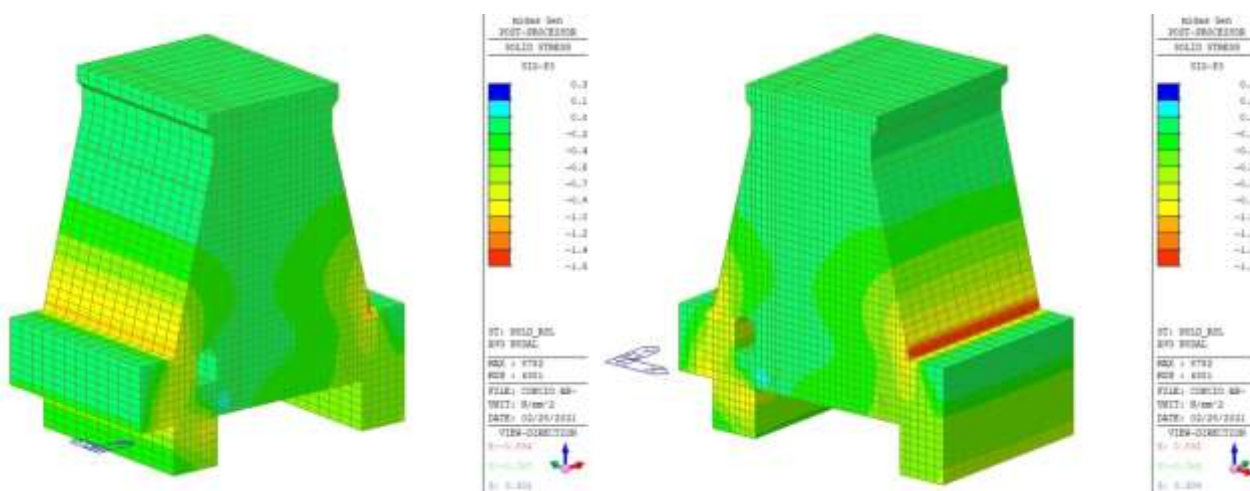
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)

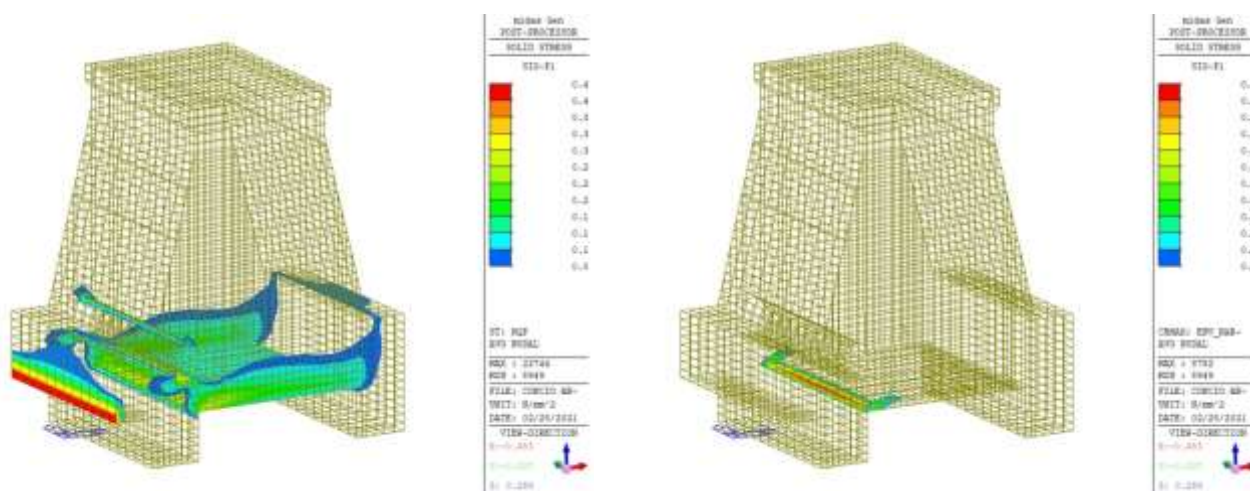


Tensioni principali di trazione (SLD)



Tensioni principali di compressione (SLD)

Si mostrano nella figura che segue le zone che non soddisfano i limiti tensionali per le combinazioni di carico quasi permanente e rara. In tali zone è prevista specifica armatura in acciaio B450C.



Zone che non soddisfano i limiti tensionali SLE

Con riferimento alla zona posta in corrispondenza del dente di monte, il calcolo dell'armatura necessaria per trasferire l'intero sforzo di trazione è riportato nei paragrafi successivi.

Invece, con riferimento alla combinazione quasi permanente/rara, sebbene la tensione agente è inferiore a quella limite di fessurazione (1.8 MPa), è comunque prevista un'armatura di pelle.

La verifica di tale armatura è stata effettuata in accordo alla procedura descritta al paragrafo precedente.

4.8 SINTESI DELLE VERIFICHE

Nelle tabelle di seguito riportate, sono sintetizzati i principali risultati delle verifiche condotte in accordo a NTD14 e NTC08. Nello specifico si riportano per tutte le combinazioni di carico previste i valori massimi delle tensioni principali di trazione e compressione ed il coefficiente di sicurezza minimo (SLU/SLC) allo scorrimento all'interno del corpo diga.

Conci 1A-2A-5A-6A-9A-10A

Sezione	SLU		SLC		QP		RARA		SLD		vRd/vEd (SLU)
	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	
1	0.0	-0.2	0.3	-0.4	0.0	-0.1	0.0	-0.2	0.0	-0.2	5.3
2	0.0	-0.2	0.1	-0.4	0.0	-0.1	0.0	-0.2	0.0	-0.2	4.3
3	0.0	-0.3	0.1	-0.5	0.0	-0.2	0.	-0.3	0.1	-0.3	3.1
4	0.1	-0.6	0.6	-0.8	0.1 ¹	-0.4	0.00	-0.6	0.1	-0.6	3.9
INTERO CONCIO	0.9 ¹	-1.1	2.6 ¹	-2.6	0.2 ¹	-0.5	0.9 ¹	-1.1	1.3	-1.5	- ²

Conci 3A-4A-7A-8A

Sezione	SLU		SLC		QP		RARA		SLD		vRd/vEd (SLU)
	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	
1	0.3	-0.6	0.4	-1.0	0.3 ¹	-0.4	0.3	-0.5	0.3	-0.6	9.8
2	0.3	-0.9	0.5	-0.8	0.3 ¹	-0.9	0.3	-0.6	0.3	-0.5	3.3
3	0.4	-0.7	0.5	-1.0	0.3 ¹	-0.6	0.4	-0.6	0.4	-0.7	2.5
4	0.5	-0.8	0.8	-1.0	0.3 ¹	-0.7	0.5	-0.8	0.7	-0.8	3.8
INTERO CONCIO	1.1 ¹	-2.0	3.4 ¹	-3.7	0.3 ¹	-1.1	1.1 ¹	-2.0	1.7	-2.4	- ²

Sezione	SLU		SLC		QP		RARA		SLD		vRd/vEd (SLU)
	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	
1	0.0	-0.1	0.0	-0.2	0.0	-0.1	0.0	-0.1	0.0	-0.1	15.6
2	0.0	-0.2	0.1	-0.4	0.0	-0.2	0.0	-0.2	0.0	-0.3	6.3
3	0.0	-0.4	0.2	-1.0	0.0	-0.4	0.0	-0.4	0.0	-0.5	2.7
4	0.0	-0.7	0.5	-1.1	0.1 ¹	-0.6	0.0	-0.7	0.1	-0.7	3.1
INTERO CONCIO	0.9 ¹	1.1	3.2 ¹	-2.9	0.4 ¹	-0.7	0.9 ¹	-1.1	1.5	-1.5	- ²

¹ sono presenti zone localizzate con sforzi di trazione superiori al limite elastico previsto dalla NTD2014. In tali zone è stata comunque disposta armatura integrativa.

² per la verifica a scorrimento sul piano di posa dell'intero concio si rimanda alla relazione geotecnica allegata.

Dalla tabella precedente si osserva che le verifiche allo SLU risultano essere soddisfatte per tutte le combinazioni di carico considerate, essendo il coefficiente di verifica $V_{Rd}/V_{Ed} > 1.00$. Inoltre, le tensioni principali di trazione e compressione sono inferiori rispetto ai limiti elastici ad esclusione delle zone poste in corrispondenza dei denti di fondazione e di punti singolari (cunicoli) per le quali è prevista armatura in acciaio B450C.

Con riferimento agli stati limite di esercizio, le tensioni agenti nel calcestruzzo soddisfano i limiti normativi previsti dalle NTD14:

- tensione massima di compressione in tutte le combinazioni SLE (quasi permanente e rara) inferiore a 6.2 MPa;
- tensione massima di trazione in combinazione rara minore di 0.5 MPa;
- assenza di sforzi di trazione in combinazione quasi permanente a meno di zone localizzate in corrispondenza delle paratoie, cunicoli e denti di fondazione nelle quali è prevista specifica armatura di cucitura;
- tensione massima di compressione in combinazione sismica SLD con invaso alla quota di massima regolazione inferiore a 5.0 MPa;
- tensione massima di trazione in combinazione sismica SLD con invaso alla quota di massima regolazione inferiore a 1.8 MPa.

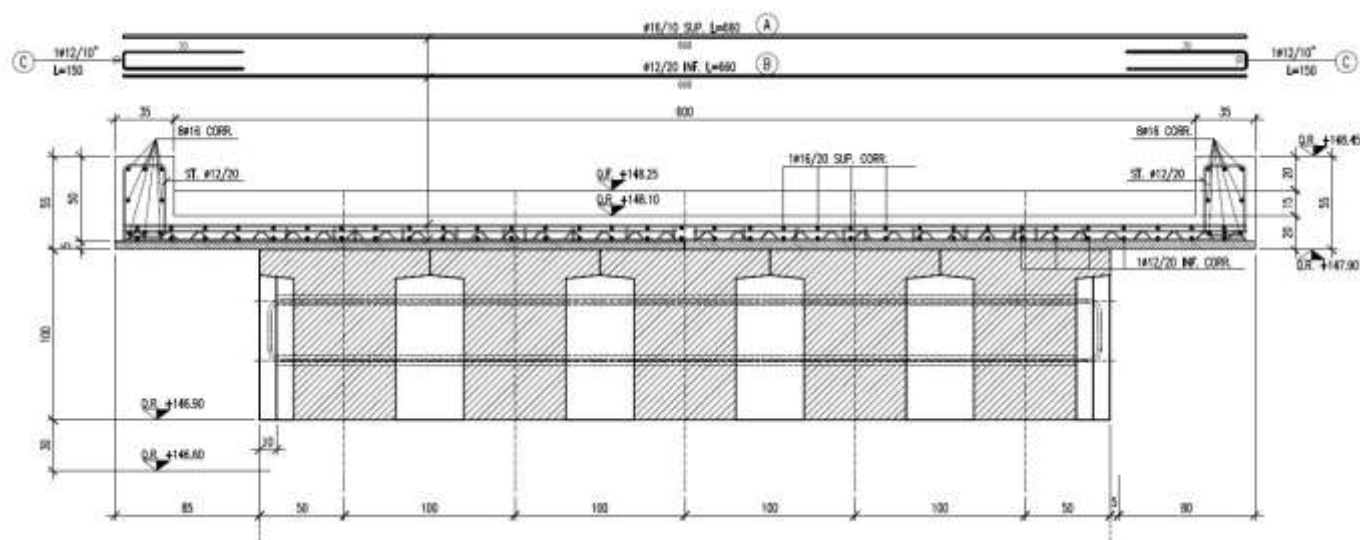
5. PONTE DI CORONAMENTO

Nel presente capitolo vengono analizzate e discusse le verifiche dell'impalcato da ponte posto a coronamento dei conci diga.

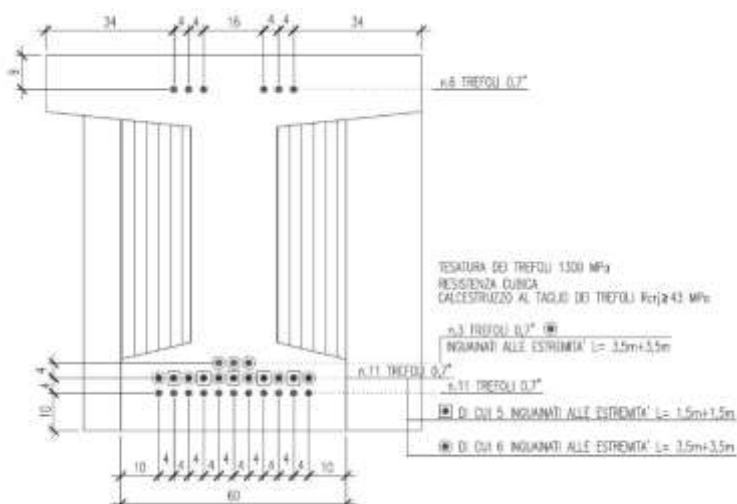
Si tratta di un impalcato misto c.a./c.a.p. realizzato mediante 5 travi in c.a.p. accostate ad interasse di 100 cm completato da una soletta in c.a. gettata in opera di spessore 20 cm avente gettata su lastre predalles e resa collaborante mediante staffe emergenti dall'estradosso delle travi in c.a.p.

Alle due estremità è presente un traverso completato in opera mediante getto di completamento.

Si riporta di seguito la sezione trasversale dell'impalcato in testata e quella della trave in c.a.p. tipologica.



Sezione trasversale dell'impalcato in testata.



Sezione trasversale trave prefabbricata tipologica (posizione trefoli)

5.1 CARICHI

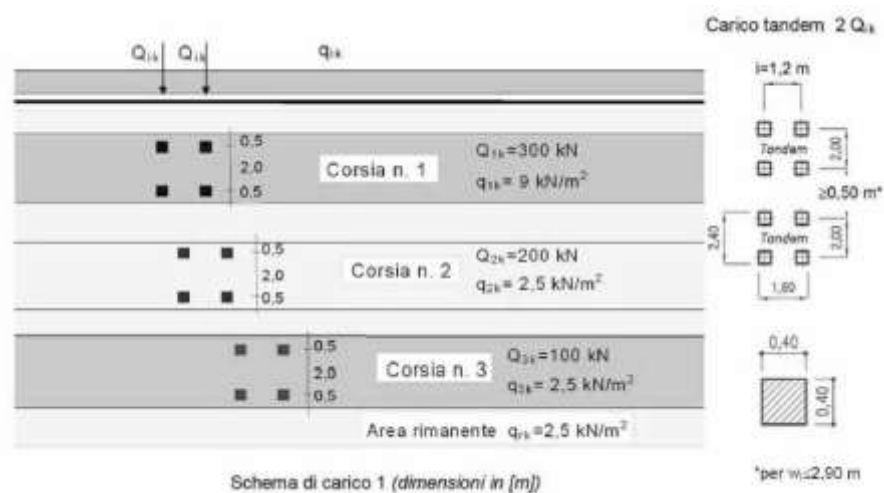
Il peso proprio degli elementi strutturali viene computato in automatico dal software di calcolo.

SOVRACCARICHI PERMANENTI

- impalcato = 3.00 kN/m² (pavimentazione stradale di spessore 15 cm)
- parapetto = 1.00 kN/m

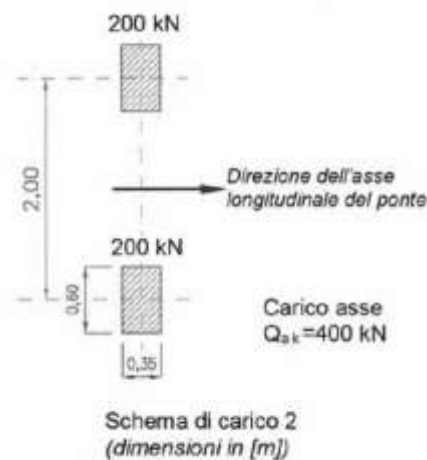
AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

- schema di carico 1 paragrafo 5.1.3.3 NTC08 per ponti stradali di 2° categoria (verifiche locali e globali);



Trattandosi di un ponte di 2° categoria, sulla corsia N.1 si considera un carico asse $Q_{1k} = 240 \text{ kN}$ ed un carico distribuito $q_{1k} = 7.20 \text{ [kN/m]}$. Sulle altre corsie vanno applicati i carichi associati ai ponti di 1° categoria.

- schema di carico 2 paragrafo 5.1.3.3 NTC08 per le verifiche locali dell'impalcato.



AZIONE LONGITUDINALE DI FRANAMENTO O ACCELERAZIONE: q_3

Trattandosi di un ponte di 2° categoria, è pari a:

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \times 2Q_{1k} + 0.10 \times q_{1k} \times w_l \times L = 342 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

NEVE

Si hanno i seguenti parametri:

- Altitudine del sito $a_s = 152 \text{ m s.l.m.}$
- Carico neve al suolo: $q_{sk} = 1.50 \text{ kN/m}^2$ (Zona I-Mediterranea, $a_s < 200 \text{ m s.l.m.}$)
- Coefficiente di forma: $\mu_1 = 0,8$ (inclinazione falde $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$).
- Coefficiente termico: $C_E = 1$.
- Coefficiente di esposizione: $C_t = 1$ (topografia normale).

In accordo al DM 14.01.2008, con tali parametri il carico da neve sulle strutture è pari a:

$$q_s = \mu_1 \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

VARIAZIONI DI TEMPERATURA

È assunta una variazione uniforme di temperatura pari a $\pm 15^\circ\text{C}$.

VENTO

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte. Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

È stato considerato sia il caso di ponte scarico che quello di ponte carico.

Per valutare le azioni globali (forze per unità di lunghezza) agenti a livello dell'impalcato in direzione orizzontale e ortogonalmente all'asse dell'impalcato, si è fatto riferimento all'appendice G.11 del documento CNR-DT 207 R1/2018 in accordo allo schema di seguito riportato.

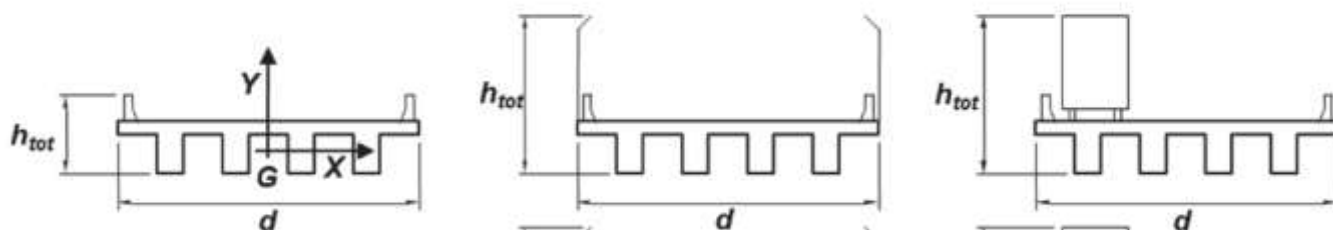


Figura G.56 CNR DT 207 R1/2018.

Si considera un periodo di ritorno pari a 200 anni.

Essendo in Emilia Romagna, la velocità di riferimento è pari a 25 m/s.

In accordo alla formula 3.4d della linea guida CNR DT 207/2008, essendo $T_R \geq 50$ anni, si ha:

$$c_r = 0.65 \times (1 - 0.138 \times \ln(-\ln(1 - 1/T_R))) = 1.125$$

Di conseguenza, la velocità di riferimento è: $1.125 \times 25 \text{ m/s} = 28.13 \text{ m/s}$

Trattandosi di un'area priva di ostacoli (classe di rugosità del terreno D), si determina una categoria di esposizione II.

Fissata la classe di rugosità del terreno e la classe di esposizione del sito, è possibile individuare i parametri che definiscono il coefficiente di esposizione, quali:

$$k_r = 0.19$$

$$z_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 4.0 \text{ m}$$

Considerando un'altezza di 20 m rispetto al suolo, il coefficiente di esposizione è pari a $c_e = 2.80$.

Quindi, la pressione cinetica di picco del vento è pari a: $0.5 \times 1.25 \times 28.13^2 \times 2.80 = 1.39 \text{ kN/m}^2$.

Le forze per unità di lunghezza sono (paragrafo 3.3.4 CNR DT 207 R1/2018):

$$f_x = q_p \times l \times C_{fx}$$

$$f_y = q_p \times l \times C_{fy}$$

$$m_z = q_p \times l^2 \times C_{mz}$$

Nella tabella che segue sono sintetizzati i coefficienti di forza C_{fx} , C_{fy} , C_{mz} .

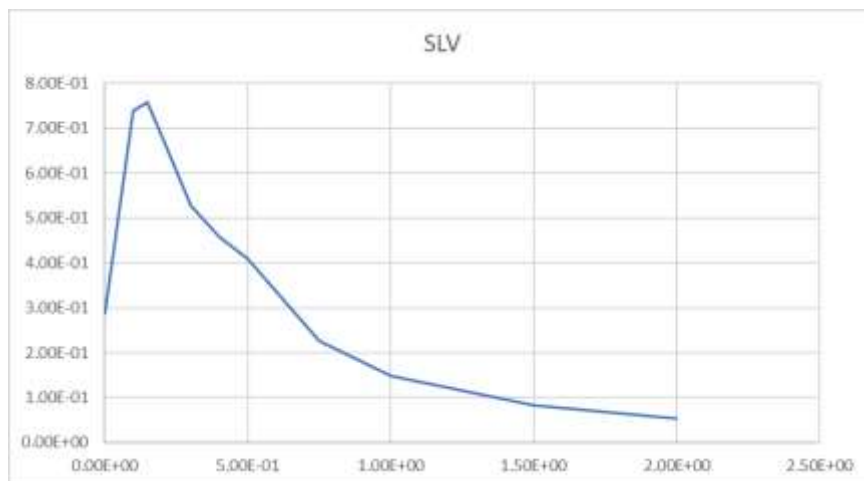
Caso	C_{fx}	C_{fy}	C_{mz}
Ponte scarico (appendice G.10.3 CNR DT 207 R1/2018)	1.87	+/- 0.85	+/- 0.2
Ponte carico (appendice G.11.1 CNR DT 207 R1/2018)	0.59	+/- 0.97	+/- 0.2

La dimensione di riferimento l è pari alla larghezza dell'impalcato (670 cm).

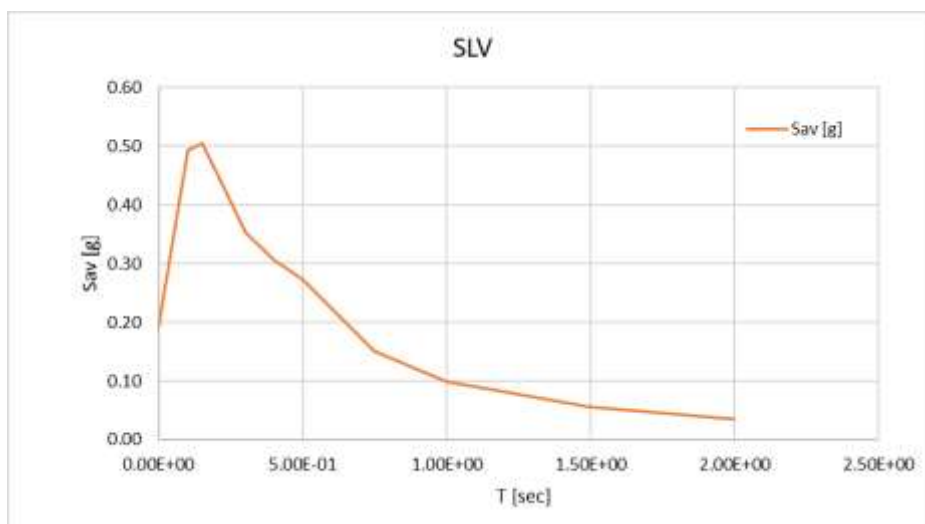
SISMA

Trattasi di strutture aventi classe d'uso III e vita nominale pari a 100 anni.

Si riportano di seguito gli spettri di risposta orizzontali e verticali allo SLV ricavati dall'analisi di risposta sismica locale.



Spettro di risposta SLV orizzontale.



Spettro di risposta SLV verticale.

Si è assunto un fattore di struttura unitario ($q=1.0$) sia per il sisma orizzontale che verticale.

5.2 COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi elementari elencati nei paragrafi precedenti sono stati combinati secondo i criteri descritti nel par. 2.5.3 delle NTC2008.

Le combinazioni delle azioni sono di seguito riportate.

STATO LIMITE ULTIMO CON AZIONI STATICHE

$$F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_Q \times [Q_{k1} + \sum \psi_{0,i} \times Q_{k,i}]$$

$\gamma_{G1} = 1.35$ per il peso proprio degli elementi strutturali
($\gamma_{G1} = 1,0$ se il suo contributo è a favore di sicurezza);

$\gamma_{G2} = 1.5$ per le azioni permanenti
($\gamma_{G2} = 0$ se il loro contributo è a favore di sicurezza);

$\gamma_Q = 1.5$ per le azioni variabili
($\gamma_Q = 0$ se il loro contributo è a favore di sicurezza).

$\gamma_{Qi} = 1.35$ per le azioni variabili da traffico
($\gamma_Q = 0$ se il loro contributo è a favore di sicurezza).

$\gamma_E = 1.20$ per ritiro, viscosità e variazioni termiche
($\gamma_E = 0$ se il loro contributo è a favore di sicurezza).

Nel caso di azioni variabili concomitanti si usano i seguenti coefficienti di combinazione ψ_{0i} :

$\psi_0 = 0.0$ per il carico da neve;

$\psi_0 = 0.6$ vento;

$\psi_0 = 0.6$ temperatura;

$\psi_0 = 0.75$ per il carico da traffico tandem (di combinazione);

$\psi_0 = 0.40$ per il carico da traffico distribuito (di combinazione).

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k,1} + \sum \psi_{0i} \times Q_{k,i}$$

Nel caso di azioni variabili concomitanti si usano i seguenti coefficienti ψ_{0i} :

- $\psi_0 = 0.0$ per il carico da neve;
- $\psi_0 = 0.6$ vento;
- $\psi_0 = 0.6$ temperatura;
- $\psi_0 = 0.75$ per il carico da traffico tandem (di combinazione);
- $\psi_0 = 0.40$ per il carico da traffico distribuito (di combinazione).

COMBINAZIONE FREQUENTE

$$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \times Q_{k,1} + \sum \psi_{2i} \times Q_{k,i}$$

Nel caso di azioni variabili concomitanti si usano i seguenti coefficienti ψ_{1i} e ψ_{2i} :

- $\psi_1 = 0.0$ per il carico da neve;
- $\psi_1 = 0.2$ vento;
- $\psi_1 = 0.6$ temperatura;
- $\psi_1 = 0.75$ per il carico da traffico tandem (di combinazione);
- $\psi_1 = 0.40$ per il carico da traffico distribuito (di combinazione).

$\psi_2 = 0,0$ per tutti i carichi variabili.

$\psi_2 = 0.6$ temperatura.

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{k,i}$$

Nel caso di azioni variabili concomitanti si usano i seguenti coefficienti ψ_{2i} :

- $\psi_2 = 0,0$ per tutti i carichi variabili.
- $\psi_2 = 0.6$ temperatura.

STATO LIMITE ULTIMO CON AZIONI SISMICHE

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{k,i}$$

con i seguenti coefficienti ψ_{2i} :

$\psi_2 = 0,0$ per tutti i carichi variabili.

$\psi_2 = 0.6$ temperatura.

Di seguito viene riportata la lista delle combinazioni di carico.

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
1	G1+G2	Active	Add	Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000)
2	CREEP	Active	Add	Creep(1.000)		
3	RITIRO	Active	Add	Shrinkage(1.000)		
4	PRECOMPRESSIONE	Active	Add	Tendon Primary(1.000)		
5	PRECOMPRESSIONE SEC	Active	Add	Tendon Secondary(1.000)		
6	SLU1	Active	Add	Schema 1_dominante(1.350) + + Creep(1.200) +	Dead Load(1.350) + + Shrinkage(1.200)	Live Load(1.500)
7	SLU2	Active	Add	q3 Frenamento-accele(1.350) + + Live Load(1.500) +	Schema 1_di comb(1.350) + + Creep(1.200) +	Dead Load(1.350) + Shrinkage(1.200)
8	SLU3	Active	Add	Vento ponte carico +(0.900) + + Live Load(1.500) +	Schema 1_dominante(1.350) + + Creep(1.200) +	Dead Load(1.350) + Shrinkage(1.200)
9	SLU4	Active	Add	q3 Frenamento-accele(1.350) + Vento ponte carico +(0.900) + + Dead Load(1.350) +	Schema 1_di comb(1.350) + + Live Load(1.500) +	Creep(1.200) + Shrinkage(1.200)
10	SLU5	Active	Add	Vento ponte carico -(0.900) + + Live Load(1.500) +	Schema 1_dominante(1.350) + + Creep(1.200) +	Dead Load(1.350) + Shrinkage(1.200)
11	SLU6	Active	Add	q3 Frenamento-accele(1.350) + Vento ponte carico -(0.900) + + Dead Load(1.350) +	Schema 1_di comb(1.350) + + Live Load(1.500) +	Creep(1.200) + Shrinkage(1.200)
12	SLU7	Active	Add	Vento ponte carico +(1.500) + + Live Load(1.500) +	Schema 1_di comb(1.350) + + Creep(1.200) +	Dead Load(1.350) + Shrinkage(1.200)
13	SLU8	Active	Add	Vento ponte carico -(1.500) + + Live Load(1.500) +	Schema 1_di comb(1.350) + + Creep(1.200) +	Dead Load(1.350) + Shrinkage(1.200)
14	SLU9	Active	Add	Vento ponte scarico (1.500) + + Shrinkage(1.200)	Dead Load(1.000) +	Creep(1.200)
15	SLU10	Active	Add	Vento ponte scarico (1.500) + + Shrinkage(1.200)	Dead Load(1.000) +	Creep(1.200)
16	SLU11	Active	Add	Schema 1_dominante(1.350) +	Dead Load(1.350) +	Live Load(1.500)
17	SLU12	Active	Add	q3 Frenamento-accele(1.350) + + Live Load(1.500)	Schema 1_di comb(1.350) +	Dead Load(1.350)

18	SLU13	Active	Add	Vento ponte carico +(0.900) + Schema 1_dominante(1.350) + + Live Load(1.500)	Dead Load(1.350)
19	SLU14	Active	Add	q3 Frenamento-accele(1.350) + Vento ponte carico +(0.900) + + Dead Load(1.350) + Live Load(1.500)	Schema 1_di comb(1.350)
20	SLU15	Active	Add	Vento ponte carico -(0.900) + Schema 1_dominante(1.350) + + Live Load(1.500)	Dead Load(1.350)
21	SLU16	Active	Add	q3 Frenamento-accele(1.350) + Vento ponte carico -(0.900) + + Dead Load(1.350) + Live Load(1.500)	Schema 1_di comb(1.350)
22	SLU17	Active	Add	Vento ponte carico +(1.500) + Schema 1_di comb(1.350) + + Live Load(1.500)	Dead Load(1.350)
23	SLU18	Active	Add	Vento ponte carico -(1.500) + Schema 1_di comb(1.350) + + Live Load(1.500)	Dead Load(1.350)
24	SLU19	Active	Add	Vento ponte scarico (1.500) +	Dead Load(1.000)
25	SLU20	Active	Add	Vento ponte scarico (1.500) +	Dead Load(1.000)
26	SLU21	Active	Add	q3 Frenamento-accele(-1.350) + Schema 1_di comb(1.350) + + Live Load(1.500) + Creep(1.200) + Shrinkage(1.200)	Dead Load(1.350)
27	SLU22	Active	Add	q3 Frenamento-accele(-1.350) + Vento ponte carico +(0.900) + + Dead Load(1.350) + Live Load(1.500) + + Shrinkage(1.200)	Schema 1_di comb(1.350) Creep(1.200)
28	SLU23	Active	Add	q3 Frenamento-accele(-1.350) + Vento ponte carico -(0.900) + + Dead Load(1.350) + Live Load(1.500) + + Shrinkage(1.200)	Schema 1_di comb(1.350) Creep(1.200)
29	SLU24	Active	Add	q3 Frenamento-accele(-1.350) + Schema 1_di comb(1.350) + + Live Load(1.500)	Dead Load(1.350)
30	SLU25	Active	Add	q3 Frenamento-accele(-1.350) + Vento ponte carico +(0.900) + + Dead Load(1.350) + Live Load(1.500)	Schema 1_di comb(1.350)
31	SLU26	Active	Add	q3 Frenamento-accele(-1.350) + Vento ponte carico -(0.900) + + Dead Load(1.350) + Live Load(1.500)	Schema 1_di comb(1.350)
32	E1	Active	Add	SISMA X(1.000) + + Dead Load(1.000) + + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) + SISMA Z(0.300) SISMA X(1.000)
33	E2	Active	Add	SISMA X(1.000) + + Dead Load(1.000) + + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) + SISMA Z(0.300) SISMA X(-1.000)
34	E3	Active	Add	SISMA X(1.000) + + Dead Load(1.000) + + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) + SISMA Z(0.300) SISMA X(1.000)
35	E4	Active	Add	SISMA X(1.000) + + Dead Load(1.000) + + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) + SISMA Z(0.300) SISMA X(-1.000)
36	E5	Active	Add	SISMA X(0.300) + + Dead Load(1.000) + + SISMA Y(1.000)	SISMA Y(1.000) + Live Load(1.000) + SISMA Z(0.300) SISMA X(0.300)

37	E6	Active	Add	SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-1.000)	SISMA Y(1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(-0.300)
38	E7	Active	Add	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(1.000)	SISMA Y(1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(-0.300)
39	E8	Active	Add	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-1.000)	SISMA Y(1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(0.300)
40	E9	Active	Add	SISMA X(1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(1.000)
41	E10	Active	Add	SISMA X(1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(-1.000)
42	E11	Active	Add	SISMA X(1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(1.000)
43	E12	Active	Add	SISMA X(1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(-1.000)
44	E13	Active	Add	SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(1.000)	SISMA Y(1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(-0.300)
45	E14	Active	Add	SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-1.000)	SISMA Y(1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(0.300)
46	E15	Active	Add	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(1.000)	SISMA Y(1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(0.300)
47	E16	Active	Add	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-1.000)	SISMA Y(1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(-0.300)
48	E17	Active	Add	SISMA X(-1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(-1.000)
49	E18	Active	Add	SISMA X(-1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(1.000)
50	E19	Active	Add	SISMA X(-1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(-1.000)
51	E20	Active	Add	SISMA X(-1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(1.000)
52	E21	Active	Add	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-1.000)	SISMA Y(-1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(-0.300)
53	E22	Active	Add			

		SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(1.000)	SISMA Y(-1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(0.300)
<hr/>				
54	E23	Active Add SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-1.000)	SISMA Y(-1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(0.300)
<hr/>				
55	E24	Active Add SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(1.000)	SISMA Y(-1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(-0.300)
<hr/>				
56	E25	Active Add SISMA X(-1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(-1.000)
<hr/>				
57	E26	Active Add SISMA X(-1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(1.000)
<hr/>				
58	E27	Active Add SISMA X(-1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(-1.000)
<hr/>				
59	E28	Active Add SISMA X(-1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(1.000)
<hr/>				
60	E29	Active Add SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-1.000)	SISMA Y(-1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(0.300)
<hr/>				
61	E30	Active Add SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(1.000)	SISMA Y(-1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(-0.300)
<hr/>				
62	E31	Active Add SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-1.000)	SISMA Y(-1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(-0.300)
<hr/>				
63	E32	Active Add SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(1.000)	SISMA Y(-1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(0.300) SISMA X(0.300)
<hr/>				
64	E33	Active Add SISMA X(1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(1.000)
<hr/>				
65	E34	Active Add SISMA X(1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(-1.000)
<hr/>				
66	E35	Active Add SISMA X(1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(1.000)
<hr/>				
67	E36	Active Add SISMA X(1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(-1.000)
<hr/>				
68	E37	Active Add SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(1.000)	SISMA Y(1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(0.300)
<hr/>				
69	E38	Active Add SISMA X(0.300) +	SISMA Y(1.000) +	SISMA Z(-0.300)

+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+	SISMA Y(-1.000)		
<hr/>			
70 E39	Active Add		
	SISMA X(-0.300) +	SISMA Y(1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+	SISMA Y(1.000)		
<hr/>			
71 E40	Active Add		
	SISMA X(-0.300) +	SISMA Y(1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+	SISMA Y(-1.000)		
<hr/>			
72 E41	Active Add		
	SISMA X(1.000) +	SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(1.000)
+	SISMA Y(-0.300)		
<hr/>			
73 E42	Active Add		
	SISMA X(1.000) +	SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-1.000)
+	SISMA Y(0.300)		
<hr/>			
74 E43	Active Add		
	SISMA X(1.000) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(1.000)
+	SISMA Y(0.300)		
<hr/>			
75 E44	Active Add		
	SISMA X(1.000) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-1.000)
+	SISMA Y(-0.300)		
<hr/>			
76 E45	Active Add		
	SISMA X(0.300) +	SISMA Y(1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+	SISMA Y(1.000)		
<hr/>			
77 E46	Active Add		
	SISMA X(0.300) +	SISMA Y(1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+	SISMA Y(-1.000)		
<hr/>			
78 E47	Active Add		
	SISMA X(-0.300) +	SISMA Y(1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+	SISMA Y(1.000)		
<hr/>			
79 E48	Active Add		
	SISMA X(-0.300) +	SISMA Y(1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+	SISMA Y(-1.000)		
<hr/>			
80 E49	Active Add		
	SISMA X(-1.000) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-1.000)
+	SISMA Y(-0.300)		
<hr/>			
81 E50	Active Add		
	SISMA X(-1.000) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(1.000)
+	SISMA Y(0.300)		
<hr/>			
82 E51	Active Add		
	SISMA X(-1.000) +	SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-1.000)
+	SISMA Y(0.300)		
<hr/>			
83 E52	Active Add		
	SISMA X(-1.000) +	SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(1.000)
+	SISMA Y(-0.300)		
<hr/>			
84 E53	Active Add		
	SISMA X(-0.300) +	SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+	SISMA Y(-1.000)		
<hr/>			
85 E54	Active Add		
	SISMA X(-0.300) +	SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)

+		SISMA Y(1.000)		
86	E55	Active Add		
+		SISMA X(0.300) +	SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-1.000)		
87	E56	Active Add		
+		SISMA X(0.300) +	SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(1.000)		
88	E57	Active Add		
+		SISMA X(-1.000) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-1.000)
+		SISMA Y(0.300)		
89	E58	Active Add		
+		SISMA X(-1.000) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(1.000)
+		SISMA Y(-0.300)		
90	E59	Active Add		
+		SISMA X(-1.000) +	SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-1.000)
+		SISMA Y(-0.300)		
91	E60	Active Add		
+		SISMA X(-1.000) +	SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(1.000)
+		SISMA Y(0.300)		
92	E61	Active Add		
+		SISMA X(-0.300) +	SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-1.000)		
93	E62	Active Add		
+		SISMA X(-0.300) +	SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(1.000)		
94	E63	Active Add		
+		SISMA X(0.300) +	SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-1.000)		
95	E64	Active Add		
+		SISMA X(0.300) +	SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(1.000)		
96	E65	Active Add		
+		SISMA X(0.300) +	SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)		
97	E66	Active Add		
+		SISMA X(0.300) +	SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)		
98	E67	Active Add		
+		SISMA X(0.300) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-0.300)		
99	E68	Active Add		
+		SISMA X(0.300) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(0.300)		
100	E69	Active Add		
+		SISMA X(0.300) +	SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)		
101	E70	Active Add		
+		SISMA X(0.300) +	SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)		

102	E71	Active	Add	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(1.000) SISMA X(-0.300)
103	E72	Active	Add	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(1.000) SISMA X(0.300)
104	E73	Active	Add	SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(1.000) SISMA X(1.000)
105	E74	Active	Add	SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(1.000) SISMA X(-1.000)
106	E75	Active	Add	SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(1.000) SISMA X(1.000)
107	E76	Active	Add	SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(1.000) SISMA X(-1.000)
108	E77	Active	Add	SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(1.000) SISMA X(-0.300)
109	E78	Active	Add	SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(1.000) SISMA X(0.300)
110	E79	Active	Add	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(1.000) SISMA X(0.300)
111	E80	Active	Add	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(1.000) SISMA X(-0.300)
112	E81	Active	Add	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(1.000) SISMA X(-0.300)
113	E82	Active	Add	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(1.000) SISMA X(0.300)
114	E83	Active	Add	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(1.000) SISMA X(-0.300)
115	E84	Active	Add	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(1.000) SISMA X(0.300)
116	E85	Active	Add	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(1.000) SISMA X(-0.300)
117	E86	Active	Add	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(1.000) SISMA X(0.300)

118	E87	Active	Add			
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-0.300)				
<hr/>						
119	E88	Active	Add			
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(0.300)				
<hr/>						
120	E89	Active	Add			
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(0.300)				
<hr/>						
121	E90	Active	Add			
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-0.300)				
<hr/>						
122	E91	Active	Add			
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)				
<hr/>						
123	E92	Active	Add			
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)				
<hr/>						
124	E93	Active	Add			
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-0.300)				
<hr/>						
125	E94	Active	Add			
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(0.300)				
<hr/>						
126	E95	Active	Add			
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)				
<hr/>						
127	E96	Active	Add			
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)				
<hr/>						
128	E97	Active	Add			
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)				
<hr/>						
129	E98	Active	Add			
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)				
<hr/>						
130	E99	Active	Add			
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-0.300)				
<hr/>						
131	E100	Active	Add			
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(0.300)				
<hr/>						
132	E101	Active	Add			
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)				
<hr/>						
133	E102	Active	Add			
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)				
<hr/>						
134	E103	Active	Add			

+	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-1.000) SISMA X(-0.300)
135	E104	Active Add	
+	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-1.000) SISMA X(0.300)
136	E105	Active Add	
+	SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-1.000) SISMA X(1.000)
137	E106	Active Add	
+	SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-1.000) SISMA X(-1.000)
138	E107	Active Add	
+	SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-1.000) SISMA X(1.000)
139	E108	Active Add	
+	SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-1.000) SISMA X(-1.000)
140	E109	Active Add	
+	SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-1.000) SISMA X(-0.300)
141	E110	Active Add	
+	SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-1.000) SISMA X(0.300)
142	E111	Active Add	
+	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-1.000) SISMA X(0.300)
143	E112	Active Add	
+	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-1.000) SISMA X(-0.300)
144	E113	Active Add	
+	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-1.000) SISMA X(-0.300)
145	E114	Active Add	
+	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-1.000) SISMA X(0.300)
146	E115	Active Add	
+	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-1.000) SISMA X(-0.300)
147	E116	Active Add	
+	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-1.000) SISMA X(0.300)
148	E117	Active Add	
+	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-1.000) SISMA X(-0.300)
149	E118	Active Add	
+	SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-1.000) SISMA X(0.300)
150	E119	Active Add	
	SISMA X(0.300) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-1.000)

+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+	SISMA Y(-0.300)		

151 E120	Active Add		
	SISMA X(0.300) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+	SISMA Y(0.300)		

152 E121	Active Add		
	SISMA X(-0.300) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+	SISMA Y(0.300)		

153 E122	Active Add		
	SISMA X(-0.300) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+	SISMA Y(-0.300)		

154 E123	Active Add		
	SISMA X(-0.300) +	SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+	SISMA Y(-0.300)		

155 E124	Active Add		
	SISMA X(-0.300) +	SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+	SISMA Y(0.300)		

156 E125	Active Add		
	SISMA X(-0.300) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+	SISMA Y(-0.300)		

157 E126	Active Add		
	SISMA X(-0.300) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+	SISMA Y(0.300)		

158 E127	Active Add		
	SISMA X(0.300) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+	SISMA Y(-0.300)		

159 E128	Active Add		
	SISMA X(0.300) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+	SISMA Y(0.300)		

160 RARA1	Active Add		
	Schema 1_dominante(1.000) +	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000)
+	Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000) +	Creep(1.000)
+	Shrinkage(1.000)		

161 RARA2	Active Add		
	q3 Frenamento-accele(1.000) +	Schema 1_di comb(1.000) +	Dead Load(1.000)
+	Live Load(1.000) +	Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
+	Creep(1.000) +	Shrinkage(1.000)	

162 RARA3	Active Add		
	Vento ponte carico +(0.600) +	Schema 1_dominante(1.000) +	Dead Load(1.000)
+	Live Load(1.000) +	Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
+	Creep(1.000) +	Shrinkage(1.000)	

163 RARA4	Active Add		
	q3 Frenamento-accele(1.000) +	Vento ponte carico +(0.600) +	Schema 1_di comb(1.000)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	Tendon Primary(1.000)
+	Tendon Secondary(1.000) +	Creep(1.000) +	Shrinkage(1.000)

164 RARA5	Active Add		
	Vento ponte carico -(0.600) +	Schema 1_dominante(1.000) +	Dead Load(1.000)
+	Live Load(1.000) +	Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
+	Creep(1.000) +	Shrinkage(1.000)	

165 RARA6	Active Add		
	q3 Frenamento-accele(1.000) +	Vento ponte carico -(0.600) +	Schema 1_di comb(1.000)
+	Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000) +	Tendon Primary(1.000)
+	Tendon Secondary(1.000) +	Creep(1.000) +	Shrinkage(1.000)

166 RARA7	Active Add		
	Vento ponte carico +(1.000) +	Schema 1_di comb(1.000) +	Dead Load(1.000)
+	Live Load(1.000) +	Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)

+ Creep(1.000) + Shrinkage(1.000)			

167 RARA8	Active	Add	
Vento ponte carico -(1.000) + Schema 1_di comb(1.000) + Dead Load(1.000)			
+ Live Load(1.000) + Tendon Primary(1.000) + Tendon Secondary(1.000)			
+ Creep(1.000) + Shrinkage(1.000)			

168 RARA9	Active	Add	
Vento ponte scarico (1.000) + Dead Load(1.000) + Live Load(1.000)			
+ Tendon Primary(1.000) + Tendon Secondary(1.000) + Creep(1.000)			
+ Shrinkage(1.000)			

169 RARA10	Active	Add	
Vento ponte scarico (1.000) + Dead Load(1.000) + Live Load(1.000)			
+ Tendon Primary(1.000) + Tendon Secondary(1.000) + Creep(1.000)			
+ Shrinkage(1.000)			

170 FREQUENTE1	Active	Add	
Schema 1_di comb(1.000) + Dead Load(1.000) + Live Load(1.000)			
+ Tendon Primary(1.000) + Tendon Secondary(1.000) + Creep(1.000)			
+ Shrinkage(1.000)			

171 FREQUENTE2	Active	Add	
Vento ponte scarico (0.200) + Dead Load(1.000) + Live Load(1.000)			
+ Tendon Primary(1.000) + Tendon Secondary(1.000) + Creep(1.000)			
+ Shrinkage(1.000)			

172 FREQUENTE3	Active	Add	
Vento ponte scarico (0.200) + Dead Load(1.000) + Live Load(1.000)			
+ Tendon Primary(1.000) + Tendon Secondary(1.000) + Creep(1.000)			
+ Shrinkage(1.000)			

173 QP	Active	Add	
Tendon Primary(1.000) + Tendon Secondary(1.000) + Creep(1.000)			
+ Shrinkage(1.000) + Dead Load(1.000) + Live Load(1.000)			

174 ENV_SLU	Active	Envelope	
SLU1(1.000) + SLU2(1.000) + SLU3(1.000)			
+ SLU4(1.000) + SLU5(1.000) + SLU6(1.000)			
+ SLU7(1.000) + SLU8(1.000) + SLU9(1.000)			
+ SLU10(1.000) + SLU11(1.000) + SLU12(1.000)			
+ SLU13(1.000) + SLU14(1.000) + SLU15(1.000)			
+ SLU16(1.000) + SLU17(1.000) + SLU18(1.000)			
+ SLU19(1.000) + SLU20(1.000) + SLU21(1.000)			
+ SLU22(1.000) + SLU23(1.000) + SLU24(1.000)			
+ SLU25(1.000) + SLU26(1.000)			

175 ENV_SLV	Active	Envelope	
E1(1.000) + E2(1.000) + E3(1.000)			
+ E4(1.000) + E5(1.000) + E6(1.000)			
+ E7(1.000) + E8(1.000) + E9(1.000)			
+ E10(1.000) + E11(1.000) + E12(1.000)			
+ E13(1.000) + E14(1.000) + E15(1.000)			
+ E16(1.000) + E17(1.000) + E18(1.000)			
+ E19(1.000) + E20(1.000) + E21(1.000)			
+ E22(1.000) + E23(1.000) + E24(1.000)			
+ E25(1.000) + E26(1.000) + E27(1.000)			
+ E28(1.000) + E29(1.000) + E30(1.000)			
+ E31(1.000) + E32(1.000) + E33(1.000)			
+ E34(1.000) + E35(1.000) + E36(1.000)			
+ E37(1.000) + E38(1.000) + E39(1.000)			
+ E40(1.000) + E41(1.000) + E42(1.000)			
+ E43(1.000) + E44(1.000) + E45(1.000)			
+ E46(1.000) + E47(1.000) + E48(1.000)			
+ E49(1.000) + E50(1.000) + E51(1.000)			
+ E52(1.000) + E53(1.000) + E54(1.000)			
+ E55(1.000) + E56(1.000) + E57(1.000)			
+ E58(1.000) + E59(1.000) + E60(1.000)			
+ E61(1.000) + E62(1.000) + E63(1.000)			
+ E64(1.000) + E65(1.000) + E66(1.000)			
+ E67(1.000) + E68(1.000) + E69(1.000)			
+ E70(1.000) + E71(1.000) + E72(1.000)			
+ E73(1.000) + E74(1.000) + E75(1.000)			
+ E76(1.000) + E77(1.000) + E78(1.000)			
+ E79(1.000) + E80(1.000) + E81(1.000)			
+ E82(1.000) + E83(1.000) + E84(1.000)			
+ E85(1.000) + E86(1.000) + E87(1.000)			
+ E88(1.000) + E89(1.000) + E90(1.000)			
+ E91(1.000) + E92(1.000) + E93(1.000)			
+ E94(1.000) + E95(1.000) + E96(1.000)			
+ E97(1.000) + E98(1.000) + E99(1.000)			

+	E100(1.000) +	E101(1.000) +	E102(1.000)
+	E103(1.000) +	E104(1.000) +	E105(1.000)
+	E106(1.000) +	E107(1.000) +	E108(1.000)
+	E109(1.000) +	E110(1.000) +	E111(1.000)
+	E112(1.000) +	E113(1.000) +	E114(1.000)
+	E115(1.000) +	E116(1.000) +	E117(1.000)
+	E118(1.000) +	E119(1.000) +	E120(1.000)
+	E121(1.000) +	E122(1.000) +	E123(1.000)
+	E124(1.000) +	E125(1.000) +	E126(1.000)
+	E127(1.000) +	E128(1.000)	

176 ENV_SLU+SLV	Active	Envelope	
	SLU1(1.000) +	SLU2(1.000) +	SLU3(1.000)
+	SLU4(1.000) +	SLU5(1.000) +	SLU6(1.000)
+	SLU7(1.000) +	SLU8(1.000) +	SLU9(1.000)
+	SLU10(1.000) +	SLU11(1.000) +	SLU12(1.000)
+	SLU13(1.000) +	SLU14(1.000) +	SLU15(1.000)
+	SLU16(1.000) +	SLU17(1.000) +	SLU18(1.000)
+	SLU19(1.000) +	SLU20(1.000) +	SLU21(1.000)
+	SLU22(1.000) +	SLU23(1.000) +	SLU24(1.000)
+	SLU25(1.000) +	SLU26(1.000) +	E1(1.000)
+	E2(1.000) +	E3(1.000) +	E4(1.000)
+	E5(1.000) +	E6(1.000) +	E7(1.000)
+	E8(1.000) +	E9(1.000) +	E10(1.000)
+	E11(1.000) +	E12(1.000) +	E13(1.000)
+	E14(1.000) +	E15(1.000) +	E16(1.000)
+	E17(1.000) +	E18(1.000) +	E19(1.000)
+	E20(1.000) +	E21(1.000) +	E22(1.000)
+	E23(1.000) +	E24(1.000) +	E25(1.000)
+	E26(1.000) +	E27(1.000) +	E28(1.000)
+	E29(1.000) +	E30(1.000) +	E31(1.000)
+	E32(1.000) +	E33(1.000) +	E34(1.000)
+	E35(1.000) +	E36(1.000) +	E37(1.000)
+	E38(1.000) +	E39(1.000) +	E40(1.000)
+	E41(1.000) +	E42(1.000) +	E43(1.000)
+	E44(1.000) +	E45(1.000) +	E46(1.000)
+	E47(1.000) +	E48(1.000) +	E49(1.000)
+	E50(1.000) +	E51(1.000) +	E52(1.000)
+	E53(1.000) +	E54(1.000) +	E55(1.000)
+	E56(1.000) +	E57(1.000) +	E58(1.000)
+	E59(1.000) +	E60(1.000) +	E61(1.000)
+	E62(1.000) +	E63(1.000) +	E64(1.000)
+	E65(1.000) +	E66(1.000) +	E67(1.000)
+	E68(1.000) +	E69(1.000) +	E70(1.000)
+	E71(1.000) +	E72(1.000) +	E73(1.000)
+	E74(1.000) +	E75(1.000) +	E76(1.000)
+	E77(1.000) +	E78(1.000) +	E79(1.000)
+	E80(1.000) +	E81(1.000) +	E82(1.000)
+	E83(1.000) +	E84(1.000) +	E85(1.000)
+	E86(1.000) +	E87(1.000) +	E88(1.000)
+	E89(1.000) +	E90(1.000) +	E91(1.000)
+	E92(1.000) +	E93(1.000) +	E94(1.000)
+	E95(1.000) +	E96(1.000) +	E97(1.000)
+	E98(1.000) +	E99(1.000) +	E100(1.000)
+	E101(1.000) +	E102(1.000) +	E103(1.000)
+	E104(1.000) +	E105(1.000) +	E106(1.000)
+	E107(1.000) +	E108(1.000) +	E109(1.000)
+	E110(1.000) +	E111(1.000) +	E112(1.000)
+	E113(1.000) +	E114(1.000) +	E115(1.000)
+	E116(1.000) +	E117(1.000) +	E118(1.000)
+	E119(1.000) +	E120(1.000) +	E121(1.000)
+	E122(1.000) +	E123(1.000) +	E124(1.000)
+	E125(1.000) +	E126(1.000) +	E127(1.000)
+	E128(1.000)		

177 ENV_RARA	Active	Envelope	
	RARA1(1.000) +	RARA2(1.000) +	RARA3(1.000)
+	RARA4(1.000) +	RARA5(1.000) +	RARA6(1.000)
+	RARA7(1.000) +	RARA8(1.000) +	RARA9(1.000)
+	RARA10(1.000)		

178 ENV_FREQ	Active	Envelope	
	FREQUENTE1(1.000) +	FREQUENTE2(1.000) +	FREQUENTE3(1.000)

179 ENV_SLE	Active	Envelope	
	RARA1(1.000) +	RARA2(1.000) +	RARA3(1.000)
+	RARA4(1.000) +	RARA5(1.000) +	RARA6(1.000)
+	RARA7(1.000) +	RARA8(1.000) +	RARA9(1.000)
+	RARA10(1.000) +	FREQUENTE1(1.000) +	FREQUENTE2(1.000)
+	FREQUENTE3(1.000) +	QP(1.000)	

5.3 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Al fine di simulare il comportamento globale delle strutture, è stato creato un modello tridimensionale agli elementi finiti, mediante il software MIDAS/GEN 2020 v1.1, distribuito da harpaceas Viale Richard 1 - 20143 – Milano, n. licenza U001-07702.

La modellazione ha fatto ricorso all'utilizzo di:

- elementi monodimensionali a 2 nodi di tipo “beam” per i pilastri e le travi;
- elementi bidimensionali a 3 o 4 nodi di tipo “plate” con drilling dof per simulare il comportamento della soletta di piano.

Al fine di ottenere una valutazione più accurata delle sollecitazioni negli elementi strutturali sono state simulate le fasi costruttive nonché i fenomeni reologici quali viscosità, ritiro e variazione del modulo elastico del calcestruzzo.

Tale analisi consente di considerare che i carichi non agiscono contemporaneamente ma sequenzialmente.

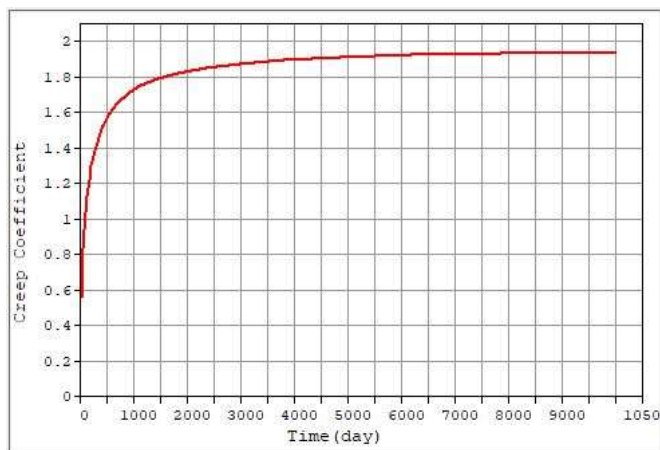
Con riferimento ai fenomeni differiti del calcestruzzo, sono state utilizzate le leggi proposte nell'eurocodice 1992-1 (Appendice B).

Nel calcolo delle curve di seguito riportate sono stati assunti i seguenti parametri.

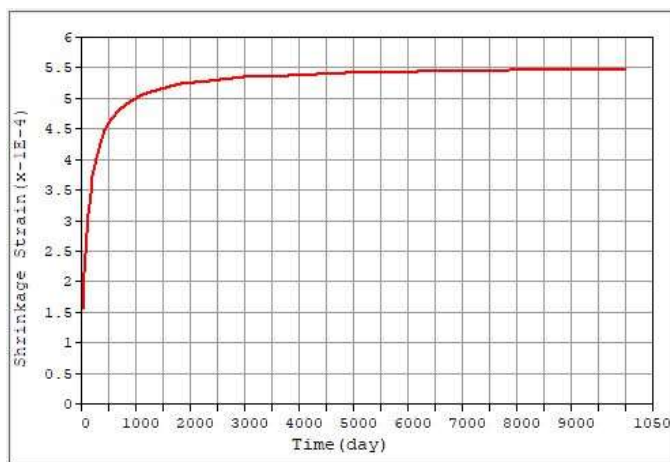
- Umidità relativa dell'ambiente 60%;
- Tipo di cemento: classe R;
- Età del calcestruzzo all'inizio del ritiro: 3 giorni.

La dimensione fittizia dell'elemento ($h_0 = 2 \times A_c / u$) viene calcolata in automatico dal software per elementi monodimensionali (travi e pilastri).

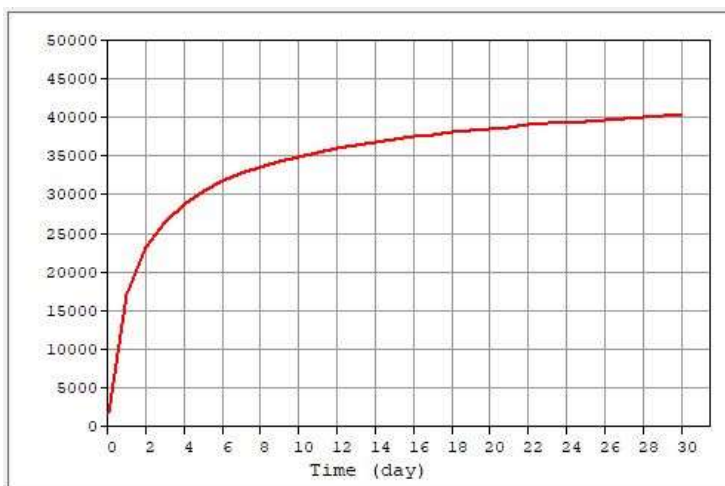
Si riportano nelle figure seguenti i valori del coefficiente di viscosità, della deformazione prodotta dal ritiro (autogeno + essiccamento) e della variazione della resistenza del calcestruzzo e quindi del modulo elastico in funzione del tempo. Si sottolinea che il coefficiente di viscosità mostrato nelle Figure seguenti è stato calcolato ipotizzando un tempo di messa in carico pari a 30 giorni. Per tempi di messa in carico differenti il software genera in automatico 48 funzioni di viscosità per diversi valori del tempo di messa in carico e per ciascuno degli elementi sopra definiti, interpolando linearmente durante la fase di analisi in corrispondenza del valore cercato.



(a)



(b)



(c)

Effetti reologici soletta di completamento (kN, m): (a) coefficiente di viscosità; (b) deformazione da ritiro; (c) variazione della resistenza a compressione.

Sono state considerate le seguenti fasi costruttive:

- Taglio trefoli aderenti e quindi carico da peso proprio a 7 gg dal getto delle travi in c.a.p.;
- Carichi permanenti di prima fase (soletta) a 37gg dal getto delle travi in c.a.p.;
- Carichi permanenti di seconda fase (manto di usura, parapetti, ecc.) a 67gg dal getto delle travi in c.a.p.;

Inoltre, è stata definita una fase "fittizia" quale quella a tempo infinito, necessaria per valutare gli effetti reologici a lungo termine (10000 giorni \approx 30 anni).

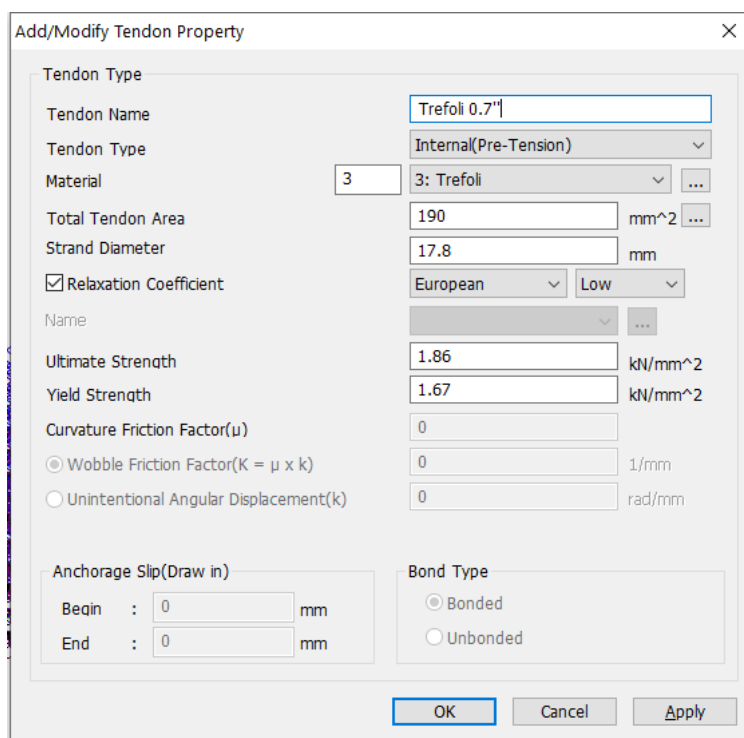
Gli effetti derivanti sono stati tenuti in conto sia per le verifiche agli stati limite di esercizio che per le verifiche agli stati limite ultimi essendo le sezioni non progettate per manifestare un comportamento duttile (struttura non dissipativa).

L'analisi elasto-viscosa è stata risolta considerando un numero massimo di iterazioni pari a 5 con una tolleranza fissata a 0.01.

Inoltre, per garantire maggiore accuratezza nei risultati ciascuno step (fase costruttiva) è stato suddiviso in due ulteriori sub-steps.

La pre-tensione viene analizzata dal software come una condizione di carico aggiuntiva, la cui entità varia nel tempo (costruzioni per fasi), in relazione alle cadute di tensione.

Nella Figura che segue è mostrata la schermata di input con le caratteristiche del sistema.



Add/Modify Tendon Property

Tendon Type

Tendon Name: Trefoli 0.7"

Tendon Type: Internal(Pre-Tension)

Material: 3: Trefoli

Total Tendon Area: 190 mm²

Strand Diameter: 17.8 mm

☒ Relaxation Coefficient: European Low

Name:

Ultimate Strength: 1.86 kN/mm²

Yield Strength: 1.67 kN/mm²

Curvature Friction Factor(μ): 0

☒ Wobble Friction Factor($K = \mu \times k$): 0 1/mm

☐ Unintentional Angular Displacement(k): 0 rad/mm

Anchorage Slip(Draw in):

Begin: 0 mm

End: 0 mm

Bond Type:

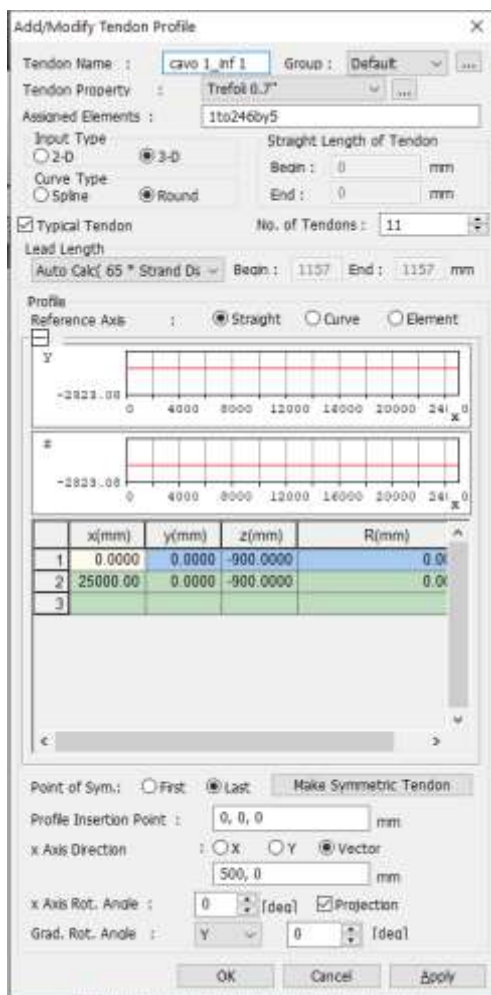
☒ Bonded

☐ Unbonded

OK Cancel Apply

Proprietà meccaniche del sistema

Si riporta, inoltre, la schermata di input del cavo tipologico.



Add/Modify Tendon Profile

Tendon Name : Group :

Tendon Property :

Assigned Elements :

Input Type : ☐ 2-D ☒ 3-D

Curve Type : ☐ Spline ☒ Round

Straight Length of Tendon
Begin : mm
End : mm

☒ Typical Tendon No. of Tendons :

Lead Length
 65 * Strand Di Begin : End : mm

Profile
Reference Axis : ☒ Straight ☐ Curve ☐ Element

Y
-2823.08
0 4000 8000 12000 16000 20000 24000 X

Z
-2823.08
0 4000 8000 12000 16000 20000 24000 X

	x(mm)	y(mm)	z(mm)	R(mm)
1	0.0000	0.0000	-900.0000	0.00
2	25000.00	0.0000	-900.0000	0.00
3				

Point of Sym.: ☐ First ☒ Last

Profile Insertion Point : mm

x Axis Direction : ☐ X ☐ Y ☒ Vector
 mm

x Axis Rot. Angle : [deg] ☒ Projection

Grad. Rot. Angle : [deg]

Input tracciato cavo risultante

Infine, per valutare gli effetti massimi dei carichi mobili (azioni da traffico) è stata condotta un'analisi "moving load" che consente di tracciare le superfici di influenza e quindi determinare le posizioni più sfavorevoli dei carichi.

Ai fini delle verifiche sulla trave in c.a.p. si farà sempre riferimento a quella di bordo in quanto risulta essere quella maggiormente sollecitata.

5.4 ANALISI SISMICA

Si riportano di seguito i risultati principali dell'analisi modale in termini di periodi di vibrare e masse partecipanti.

Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	19.9346	3.1727	0.3152	0.0000e+000								
	2	23.8113	3.7897	0.2639	0.0000e+000								
	3	67.2314	10.7002	0.0935	0.0000e+000								
	4	68.4163	10.8888	0.0918	0.0000e+000								
	5	70.2265	11.1769	0.0895	0.0000e+000								
	6	78.1788	12.4425	0.0804	0.0000e+000								
	7	106.5109	16.9517	0.0590	0.0000e+000								
	8	120.2216	19.1339	0.0523	0.0000e+000								
	9	121.3243	19.3094	0.0518	0.0000e+000								
	10	168.9683	26.8921	0.0372	0.0000e+000								
	11	186.3100	29.6522	0.0337	0.0000e+000								
	12	208.1167	33.1228	0.0302	0.0000e+000								
	13	299.4971	47.6664	0.0210	0.0000e+000								
	14	476.5042	75.8380	0.0132	0.0000e+000								
	15	588.4120	93.6487	0.0107	0.0000e+000								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.2126	0.2126	0.0000	0.0000	80.7447	80.7447	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	2	0.0000	0.2126	2.2109	2.2109	0.0000	80.7447	80.2507	80.2507	0.0000	0.0000	0.0008	0.0008
	3	0.0658	0.2784	0.0000	2.2109	0.0317	80.7764	0.0000	80.2507	0.0190	0.0190	0.0000	0.0008
	4	0.0000	0.2784	8.0994	10.3103	0.0000	80.7764	0.3658	80.6165	0.0001	0.0190	1.7891	1.7899
	5	0.5715	0.8499	0.0000	10.3103	0.0009	80.7773	0.0000	80.6165	53.5510	53.5701	0.0000	1.7899
	6	0.0000	0.8499	73.3452	83.6556	0.0000	80.7773	2.4896	83.1062	0.0000	53.5701	0.1148	1.9047
	7	1.0057	1.8556	0.0000	83.6556	0.0004	80.7777	0.0000	83.1062	5.9294	59.4994	0.0000	1.9047
	8	0.4457	2.3013	0.0000	83.6556	5.1087	85.8865	0.0000	83.1062	0.0187	59.5181	0.0000	1.9047
	9	0.0000	2.3013	0.8958	84.5514	0.0000	85.8865	8.9828	92.0890	0.0000	59.5181	0.5029	2.4076
	10	7.7875	10.0888	0.0000	84.5514	0.0961	85.9826	0.0000	92.0890	4.3971	63.9152	0.0000	2.4076
	11	49.8048	59.8936	0.0000	84.5514	0.6214	86.6039	0.0000	92.0890	1.8680	65.7831	0.0000	2.4076
	12	24.8782	84.7718	0.0000	84.5514	4.9544	91.5584	0.0000	92.0890	0.0059	65.7890	0.0000	2.4076
	13	0.0000	84.7718	13.8972	98.4487	0.0000	91.5584	0.0631	92.1521	0.0000	65.7890	0.3008	2.7084
	14	0.1573	84.9291	0.0000	98.4487	3.9224	95.4808	0.0000	92.1521	0.2350	66.0240	0.0000	2.7084
	15	10.7409	95.6700	0.0000	98.4487	0.1817	95.6625	0.0000	92.1521	1.6677	67.6917	0.0000	2.7084

Si riportano di seguito le deformate modali principali della struttura.



```

midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
3.172694

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.3118190

MDW(%)
DX= 0.212694
DY= 0.000000
DZ= 80.764695
RX= 0.000002
RY= 0.000005
RZ= 0.000000

```

```

PostCS
MODE 1

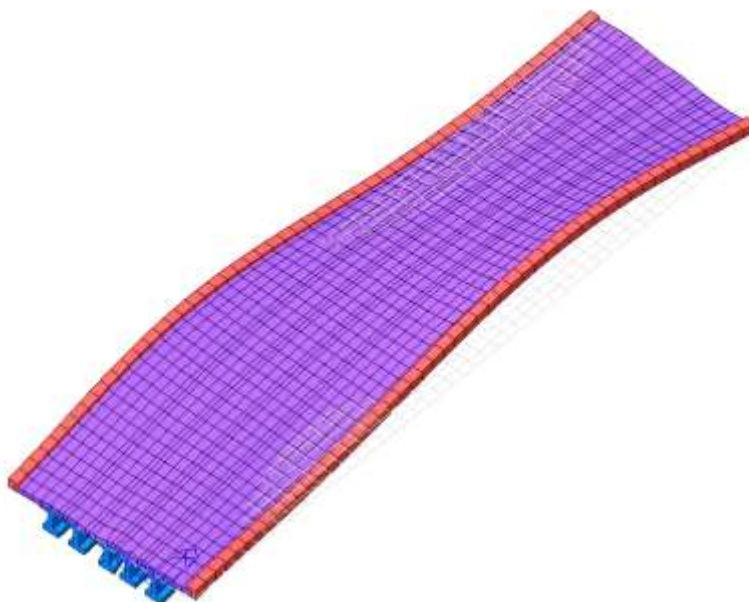
MAX : 519
MIN : 1280

FILE: MODELLO PG-
UNIT: AN,m
DATE: 11/06/2019

VIEW-DIRECTION
X: -0.754
Y: -0.658
Z: 0.094

```

Modo 1



```

midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
12.442539

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.080348

MDW(%)
DX= 0.000000
DY= 73.345247
DZ= 0.000000
RX= 2.489618
RY= 0.000000
RZ= 0.114799

```

```

PostCS
MODE 6

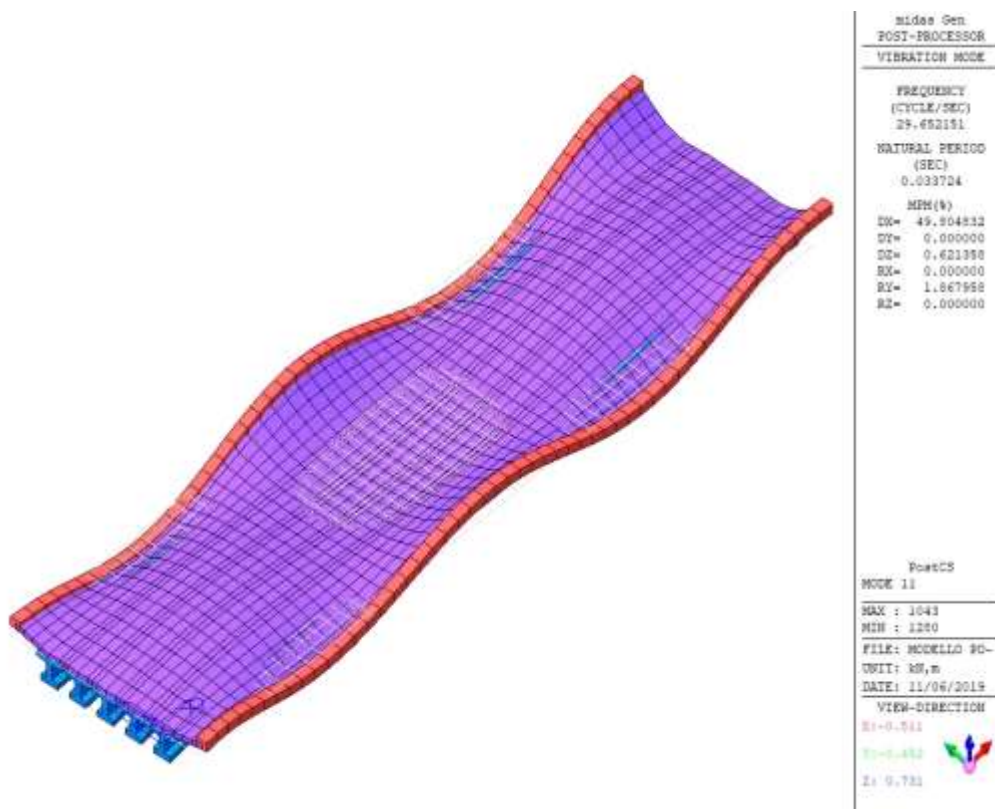
MAX : 770
MIN : 1280

FILE: MODELLO PG-
UNIT: AN,m
DATE: 11/06/2019

VIEW-DIRECTION
X: -0.811
Y: -0.482
Z: 0.731

```

Modo 6



Modo 11

5.5 VERIFICHE TENSIONI AL TAGLIO DEI TREFOLI

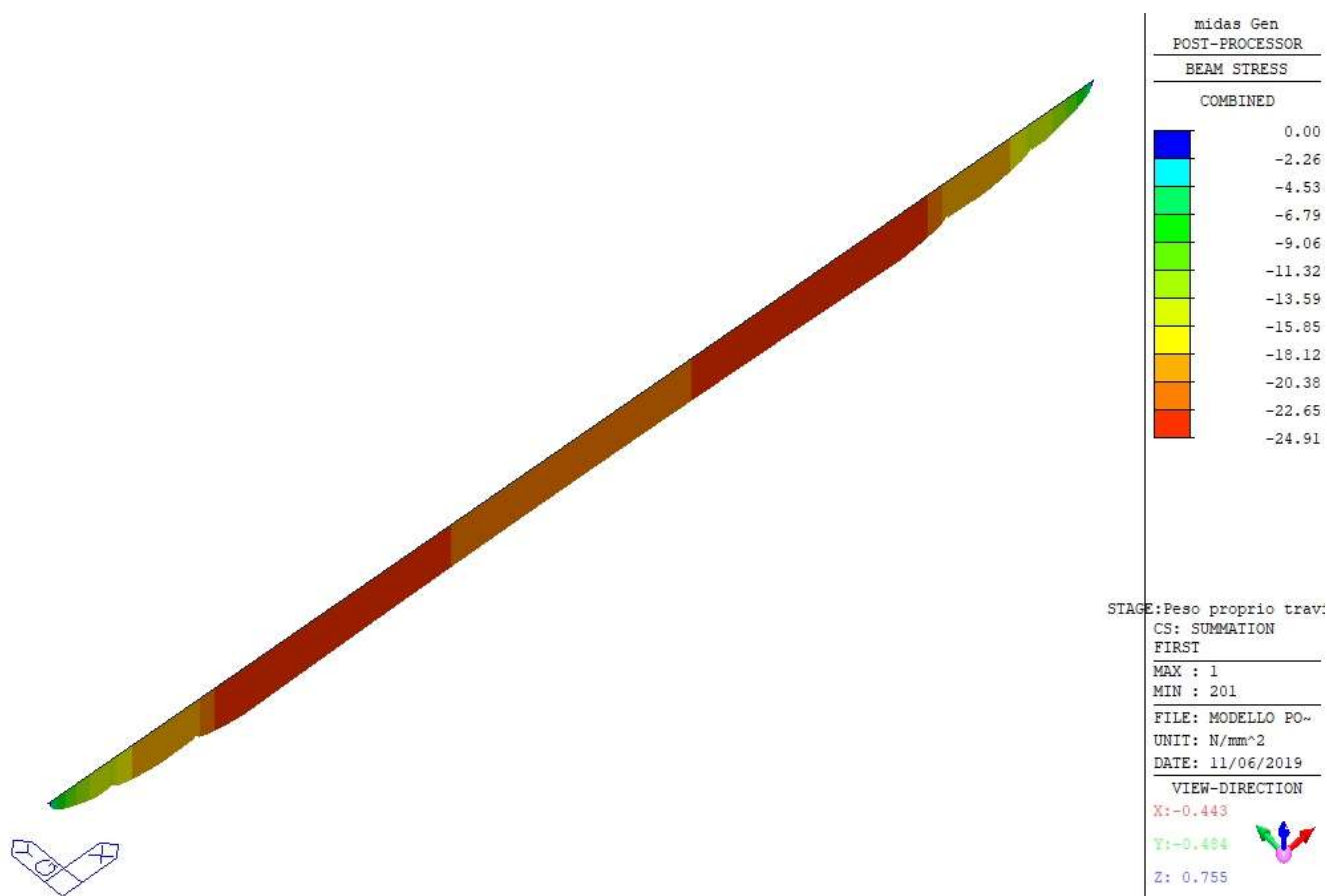
In accordo al paragrafo 4.1.8.1.5 delle NTC08, la tensione iniziale all'atto di tesatura dei trefoli è 1300 MPa.

In accordo al paragrafo 4.1.8.1.4 delle NTC08, all'atto della precompressione le tensioni di compressione nel calcestruzzo non devono superare il seguente valore:

$$\sigma_c \leq 0.7 \times f_{ckj},$$

essendo f_{ckj} , la tensione la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro.

Nel caso in esame, nella figura che segue vengono mostrate le tensioni massime nel calcestruzzo al taglio dei trefoli previsto dopo 7 giorni dal getto della trave.

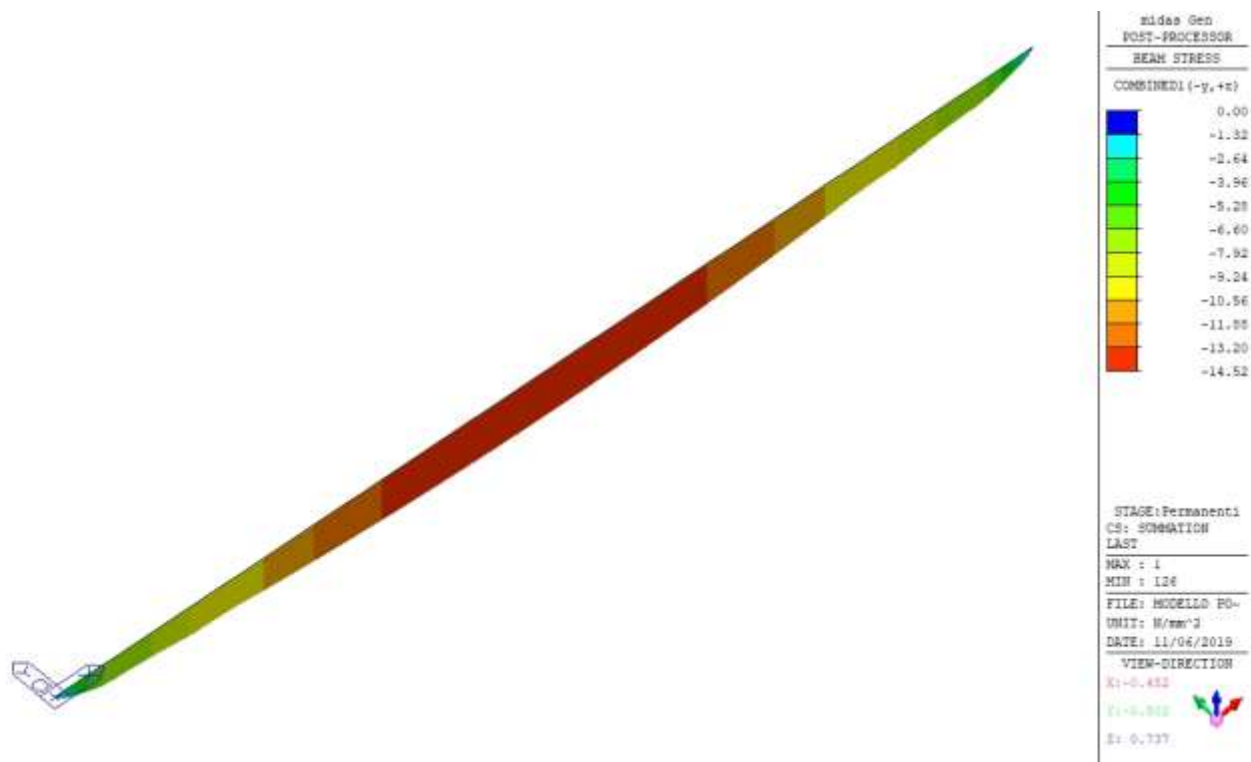


Tensioni massime nel calcestruzzo all'atto della precompressione.

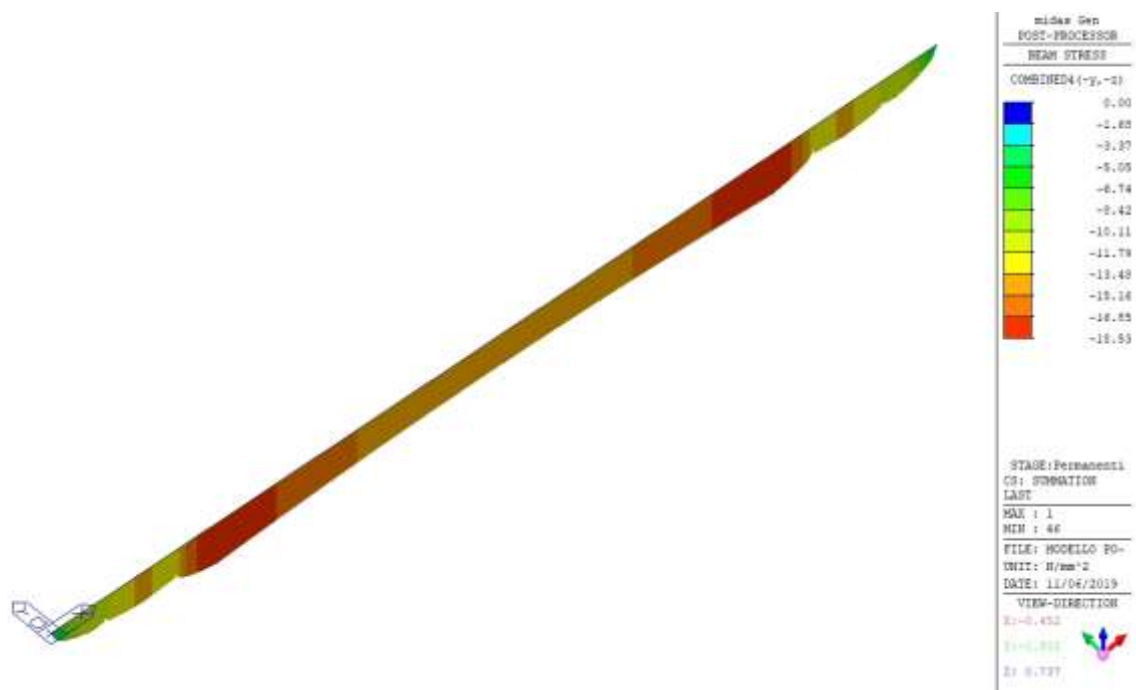
Si evince che affinché la verifica di cui sopra risulti soddisfatta è necessaria una resistenza minima a compressione del calcestruzzo all'atto del taglio dei trefoli pari a $f_{ckj} = 24.91 / 0.7 = 35.6 \text{ MPa} \rightarrow R_{ckj} = 43 \text{ MPa}$.

5.6 STORIA TENSIONALE

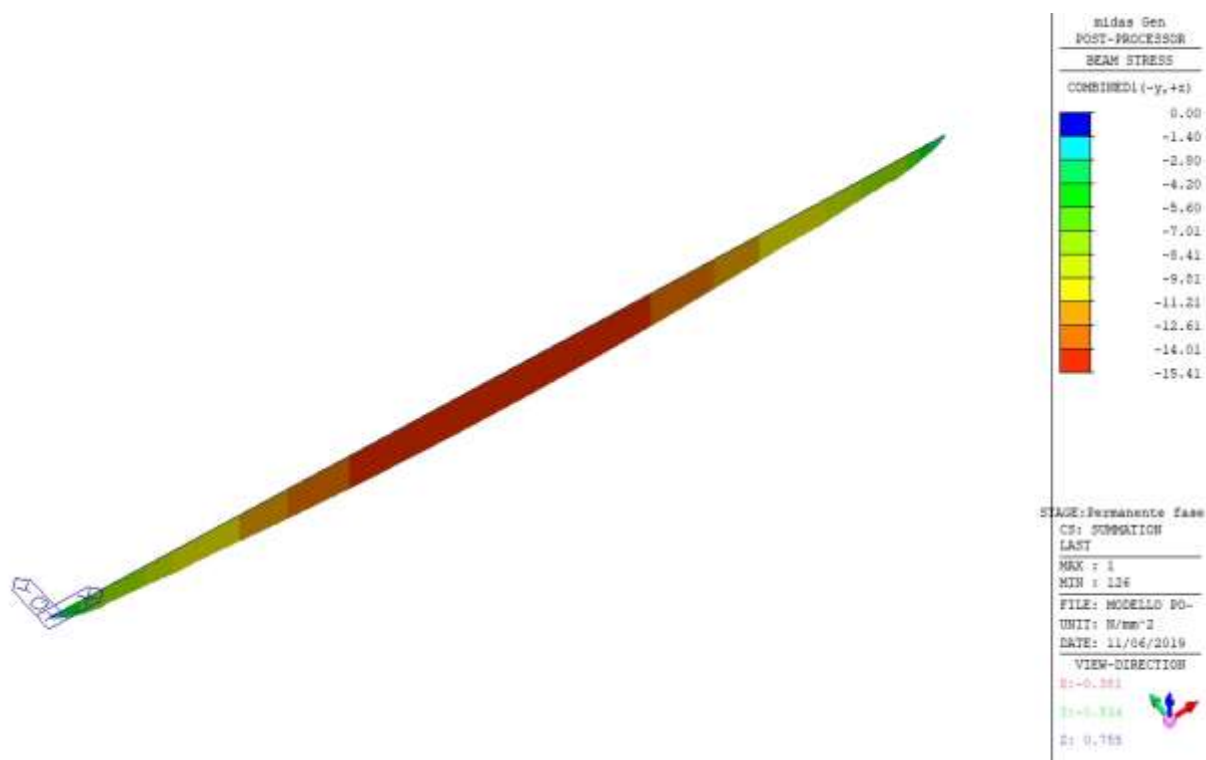
Si riporta di seguito l'andamento della storia tensionale nelle travi in c.a.p. e nella soletta superiore collaborante.



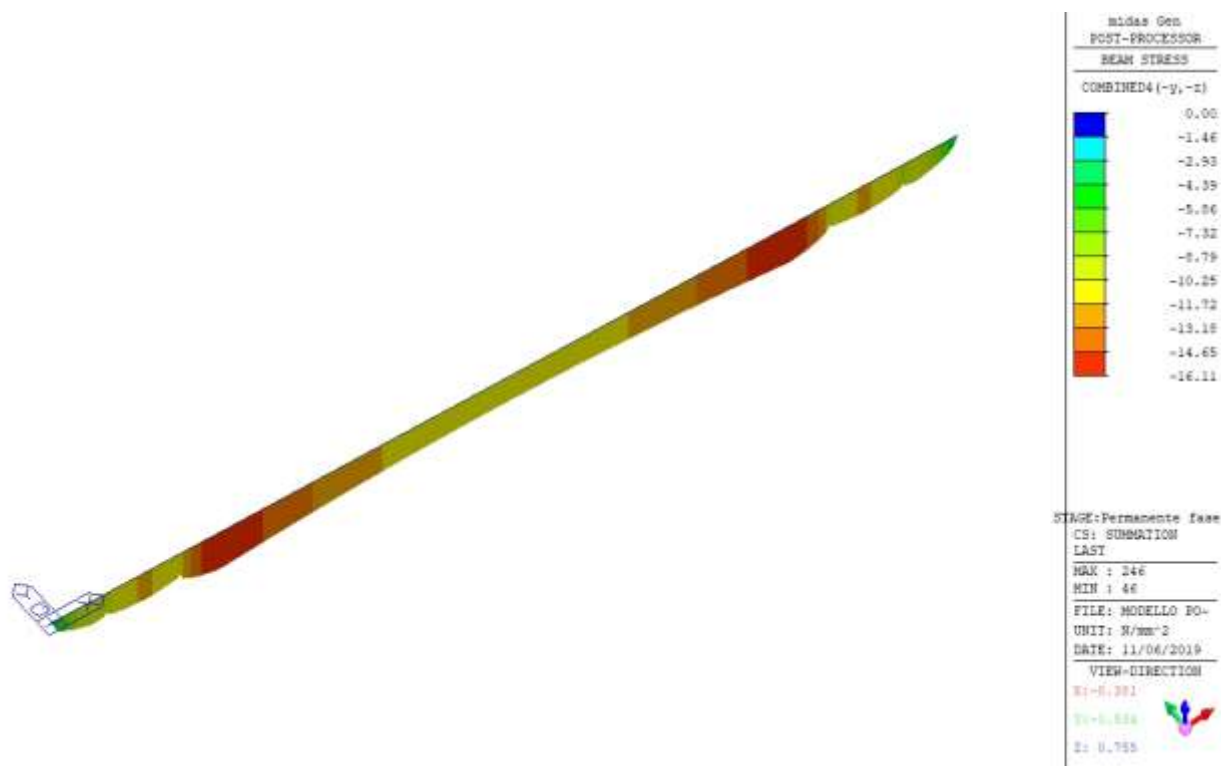
Getto della soletta: tensioni al lembo superiore della trave



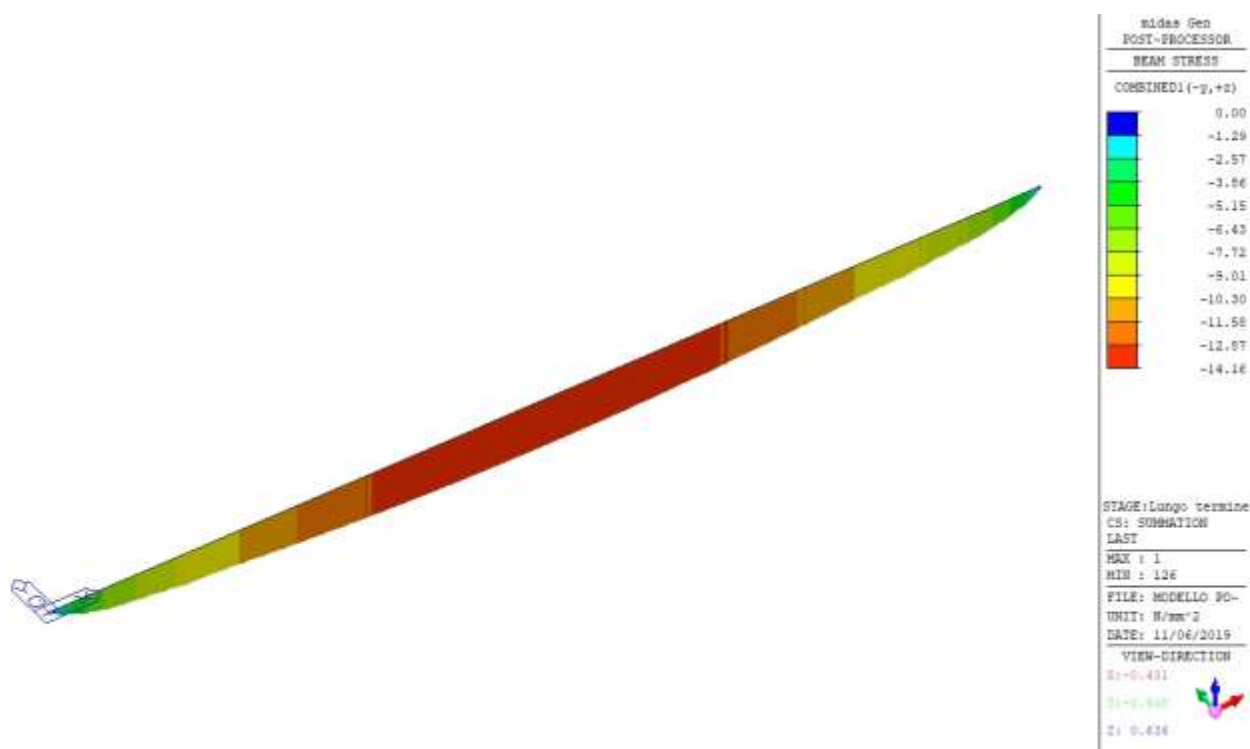
Getto della soletta: tensioni al lembo inferiore della trave



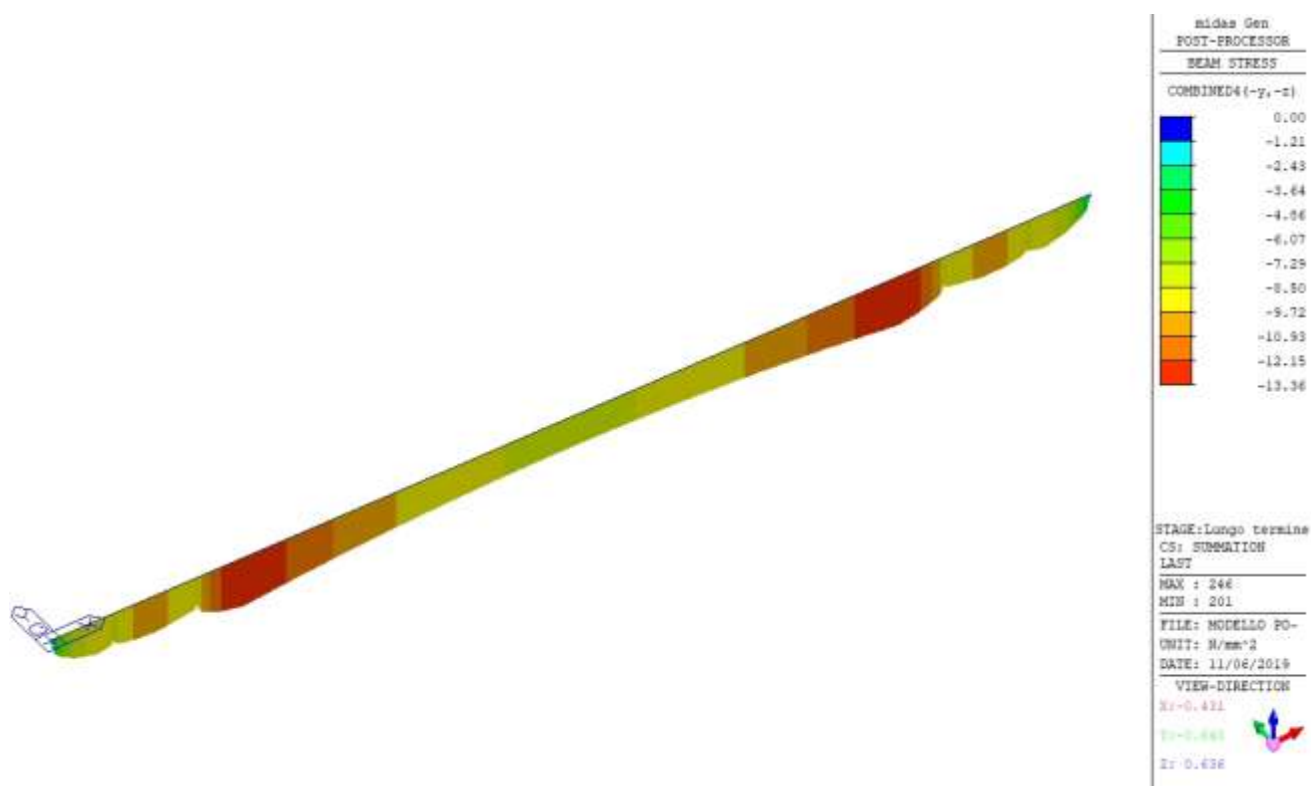
Soletta collaborante e sovraccarichi permanenti agenti: tensioni al lembo superiore della trave



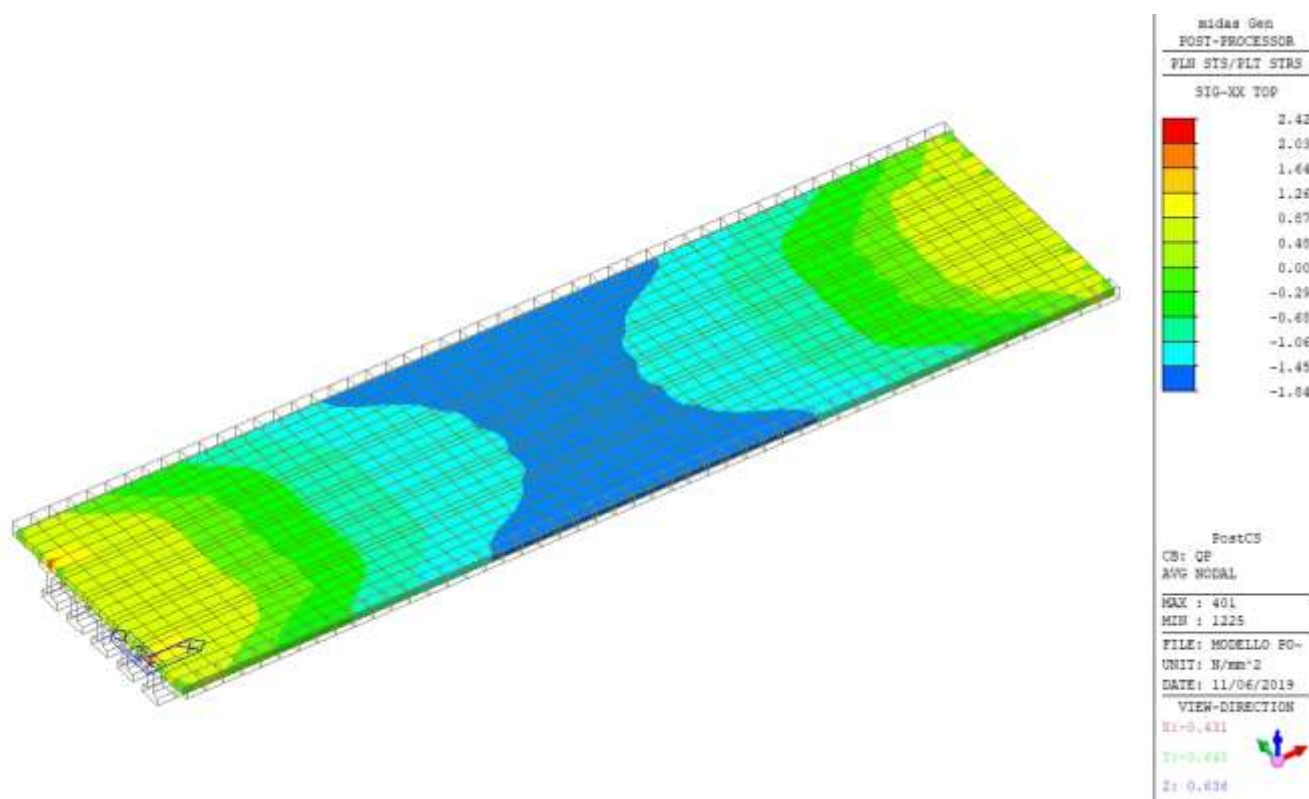
Soletta collaborante e sovraccarichi permanenti agenti: tensioni al lembo superiore della trave



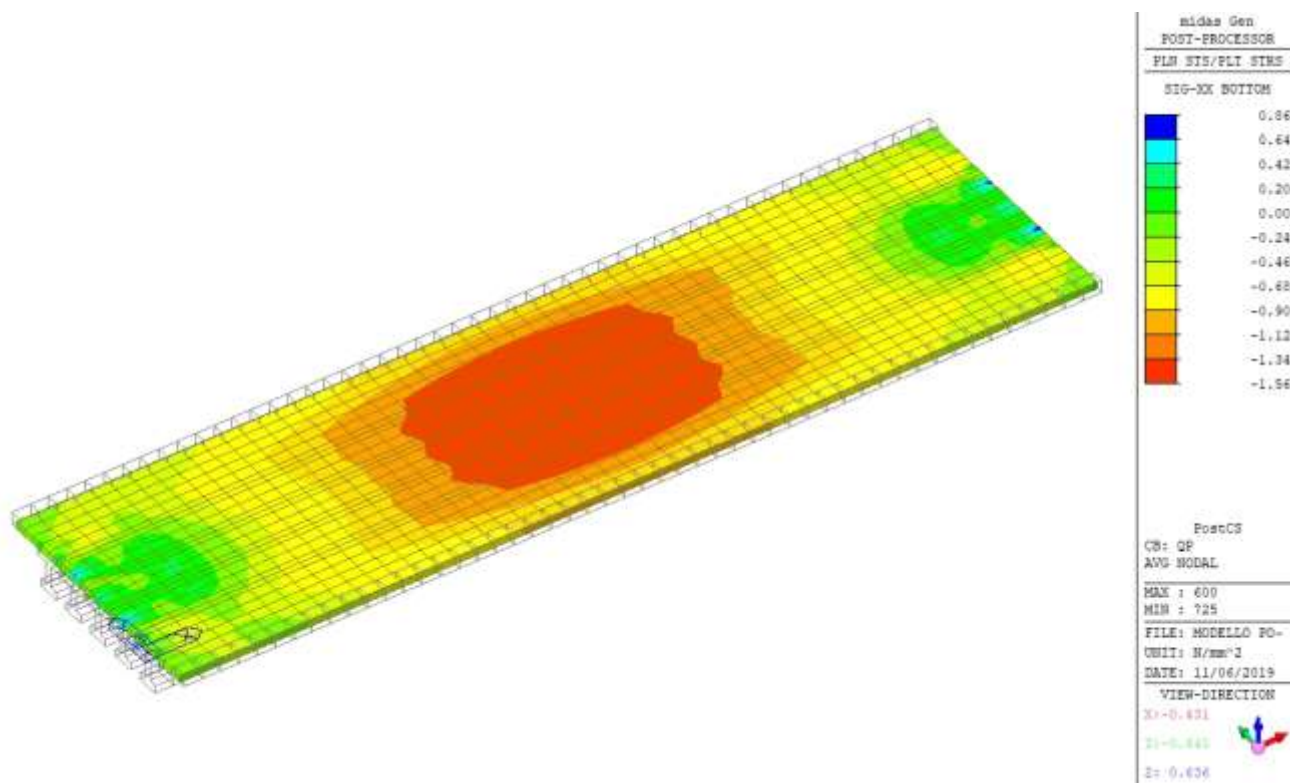
Tempo infinito (combinazione quasi permanente): tensioni al lembo superiore della trave



Tempo infinito (combinazione quasi permanente): tensioni al lembo superiore della trave



Tempo infinito (combinazione quasi permanente): tensioni al lembo superiore della soletta



Tempo infinito (combinazione quasi permanente): tensioni al lembo inferiore della soletta

Dalle figure precedenti si evince che la trave in c.a.p. risultano essere, in tutte le fasi di costruzione, interamente compresse e con tensioni massime inferiori al limite previsto per la combinazione a lungo termine (quasi permanente):
 $14.16 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} = 0.45 \times 0.83 \times 55 \text{ MPa} = 20.54 \text{ MPa}$.

Invece, con riferimento alla soletta superiore collaborante, a tempo infinito si hanno tensioni di trazione comunque inferiori rispetto alla tensione limite di formazione delle fessure (paragrafo 4.1.2.2.4.1 NTC08): $2.42 \text{ MPa} < f_{ctm}/1.2 = 2.58 \text{ MPa}$. Inoltre, la tensione massima di compressione in combinazione quasi permanente è pari a: $1.84 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} = 0.45 \times 0.83 \times 40 \text{ MPa} = 14.94 \text{ MPa}$.

Pertanto le verifiche tensionali a lungo termine risultano essere soddisfatte.

5.7 VERIFICHE SLE

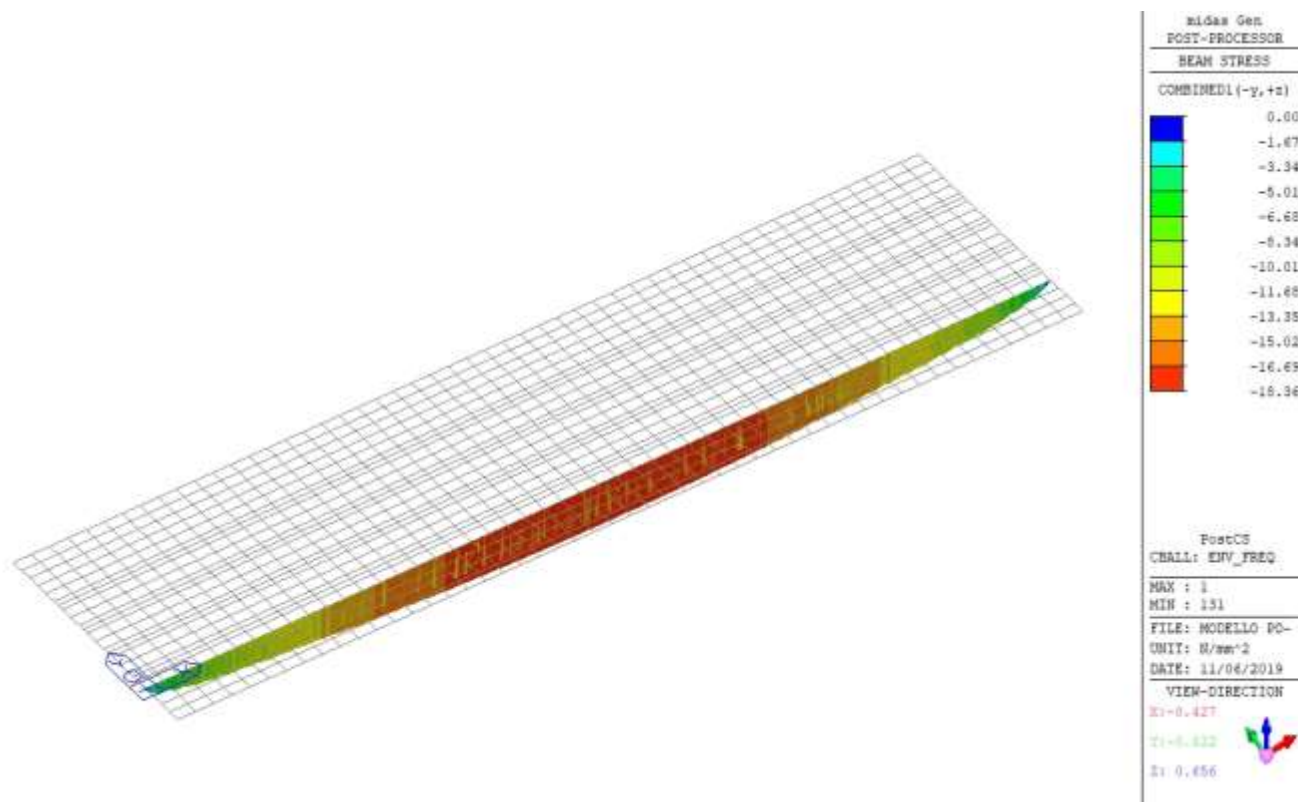
5.7.1 Fessurazione

In accordo al paragrafo 4.1.2.2.4.5 delle NTC08, con riferimento alle travi in c.a.p., considerando che si tratta di armatura sensibile in condizioni ambientali aggressive, gli stati limite di fessurazione sono:

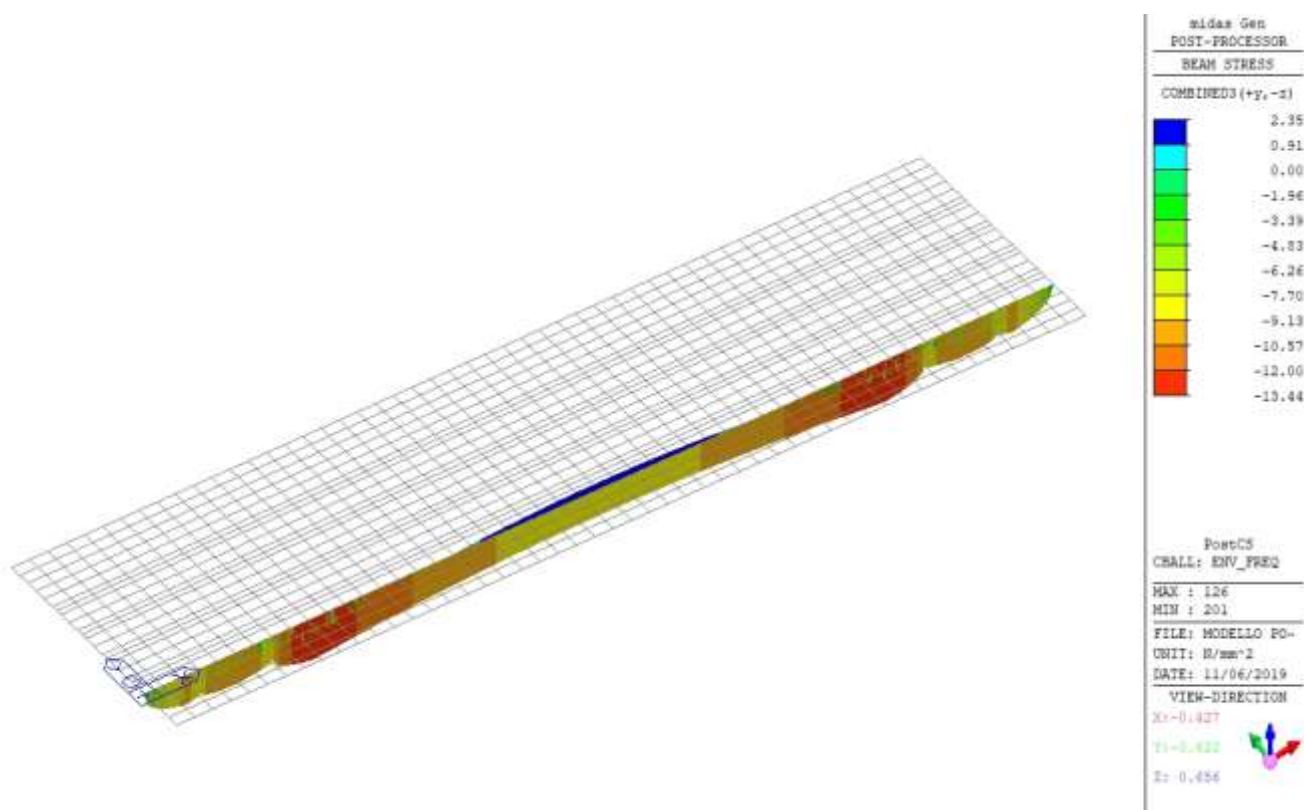
- Combinazione quasi permanente → decompressione;
- Combinazione frequente → apertura delle fessure w_1 .

Con riferimento alla combinazione quasi permanente, nel paragrafo precedente è stato dimostrato che la trave in c.a.p. risulta essere interamente compressa in combinazione quasi permanente e pertanto la verifica risulta essere soddisfatta.

Invece, con riferimento alla combinazione frequente, vengono di seguito mostrati gli involuپی delle tensioni agenti ai lembi superiori e inferiori delle travi in c.a.p.



Involuppo tensioni in combinazione frequente: lembo superiore della trave in c.a.p.

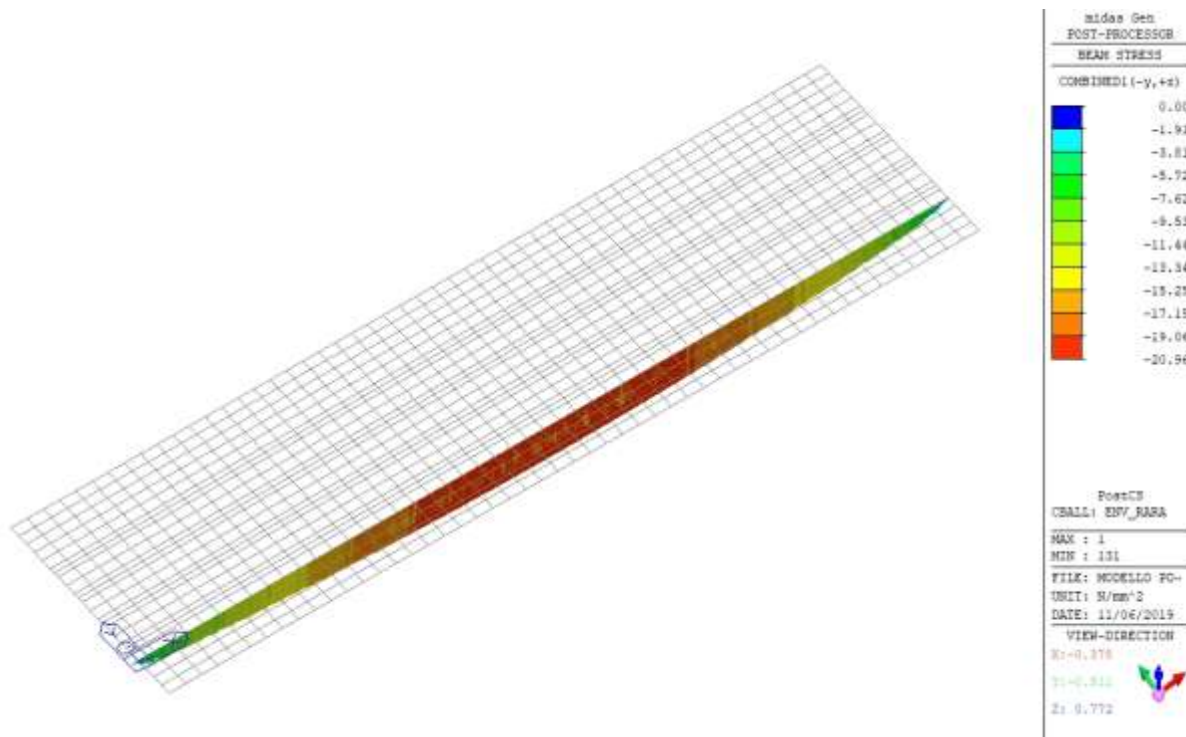


Involuppo tensioni in combinazione frequente: lembo inferiore della trave in c.a.p.

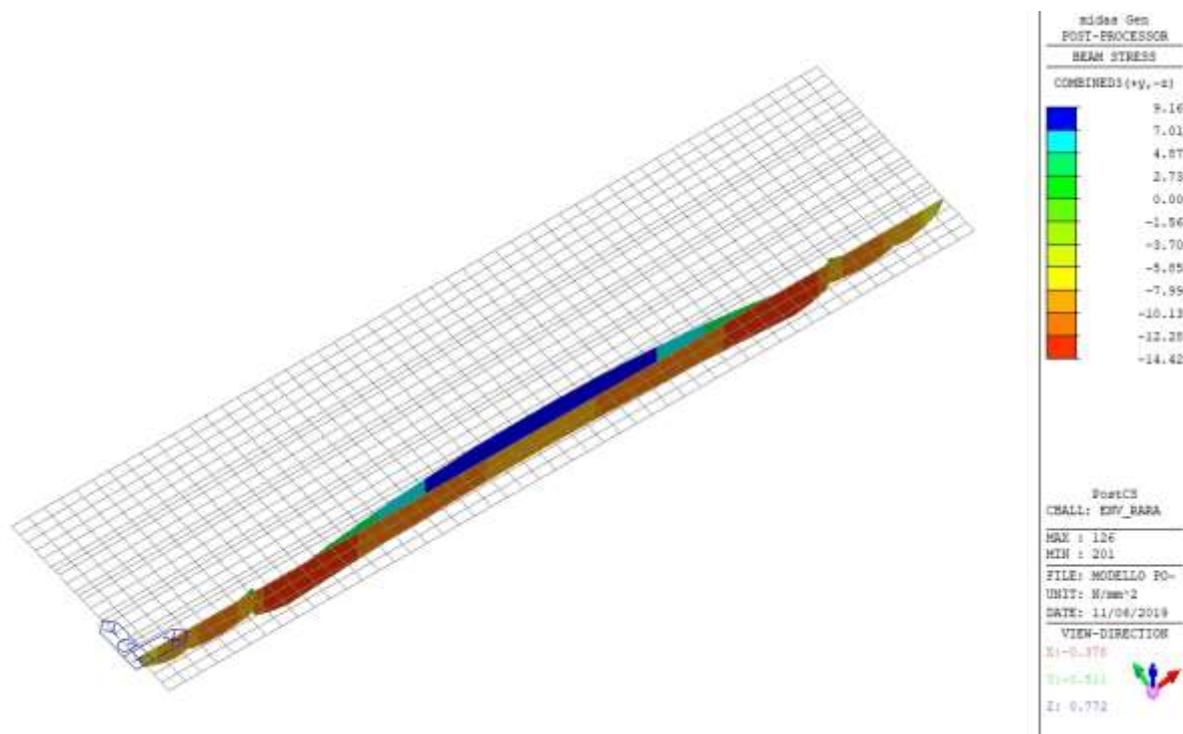
Si hanno tensioni di trazione comunque inferiori rispetto alla tensione limite di formazione delle fessure (paragrafo 4.1.2.2.4.1 NTC08): $2.35 \text{ MPa} < f_{ctm}/1.2 = 3.19 \text{ MPa}$ e pertanto non si ha la formazione di fessure.

5.7.2 Tensioni

Si mostrano di seguito l'involuppo in combinazione rara delle tensioni agenti nella trave in c.a.p./soletta.



Involuppo tensioni in combinazione rara: lembo superiore della trave in c.a.p.



Involuppo tensioni in combinazione rara: lembo inferiore della trave in c.a.p.

Quindi, essendo al lembo inferiore della trave la tensione massima di trazione superiore alla tensione limite di trazione, la sezione risulta essere parzializzata ($9.2 \text{ MPa} > f_{ctm} 3.8 \text{ MPa}$).

Quindi, al fine di valutare le tensioni massime agenti nel calcestruzzo e nell'acciaio, considerando la parzializzazione della sezione, si valutano le variazioni tensionali nei due materiali a seguito dell'applicazione degli incrementi di carico rispetto alla combinazione a lungo termine. Tali variazioni tensionali vengono quindi combinate con le tensioni agenti a lungo termine (combinazione quasi permanente).

Le sollecitazioni di progetto sono state valutate mediante integrazione delle sollecitazioni elementari sulla sezione composta (momenti flettenti e sforzi normali agenti nella trave e nella soletta).

L'incremento di sollecitazione massimo dalla combinazione quasi permanente alla combinazione rara è:

$$M_{Ed} = 2345.6 \text{ kNm}$$

Si calcolano di seguito le variazioni tensionali nei materiali.

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLE_INCREMENTO RARA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 6 Zoom N° strati barre 5 Zoom

N°	sup [mm]	inf [mm]	h [mm]
2	1000	1000	150
3	1000	230	40
4	230	230	575
5	230	600	45
6	600	600	190

N°	As [mm²]	d [mm]
1	3845	1130
2	226	1070
3	226	850
4	226	600
5	452	280

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☒ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Armatura Precompressione
 N° strati cavi 4 Zoom

N°	As [mm²]	d [mm]	σ_{sp} [MPa]
1	1140	90	0
2	570	1020	0
3	2090	1060	0
4	2090	1100	0

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 2345.6 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☐ Centro ☒ Baricentro cls
☐ Coord.[mm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☒ Metodo n

Verifica
 N° iterazioni: 4

Precompresso ☒

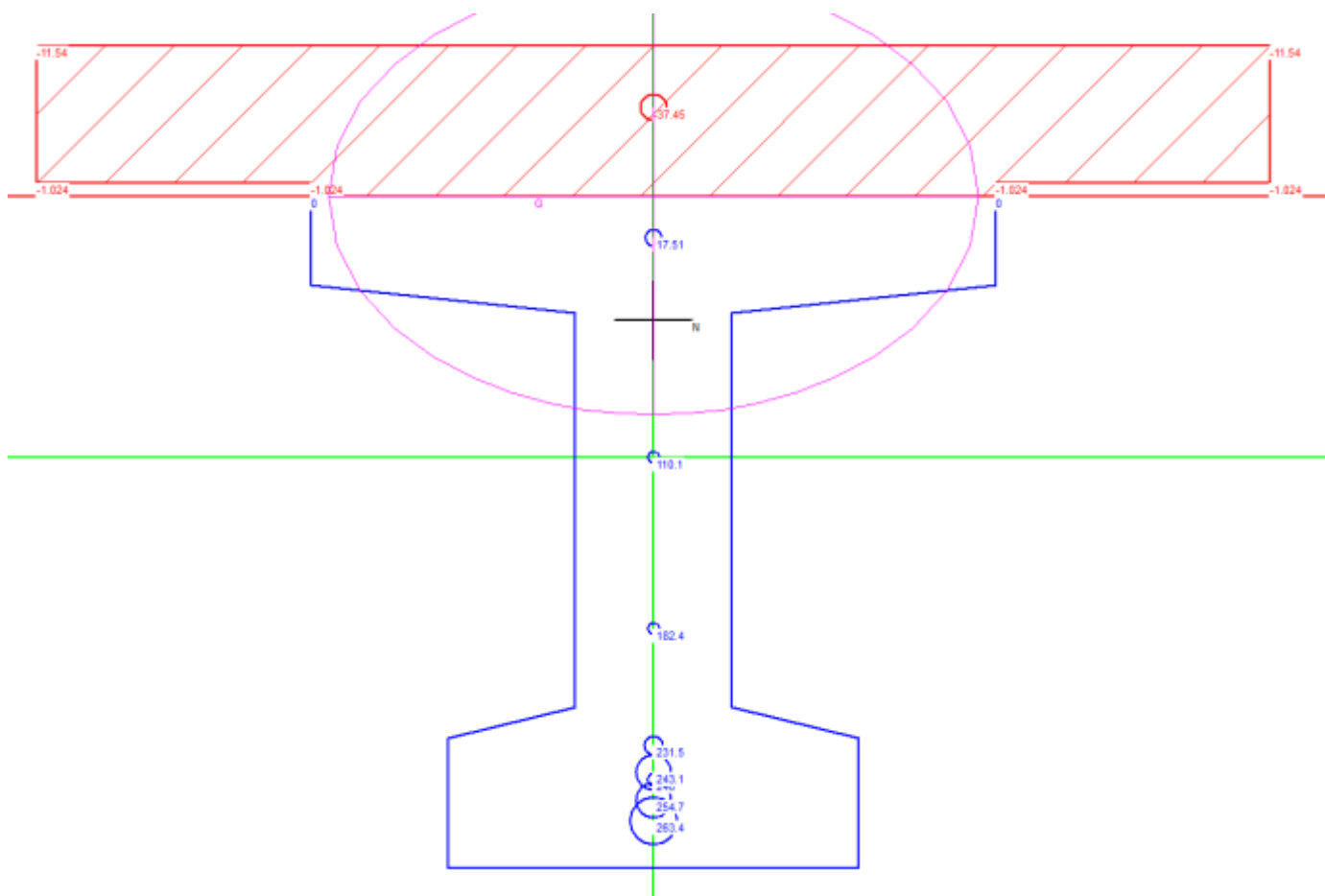
Materiali

B450C C32/40

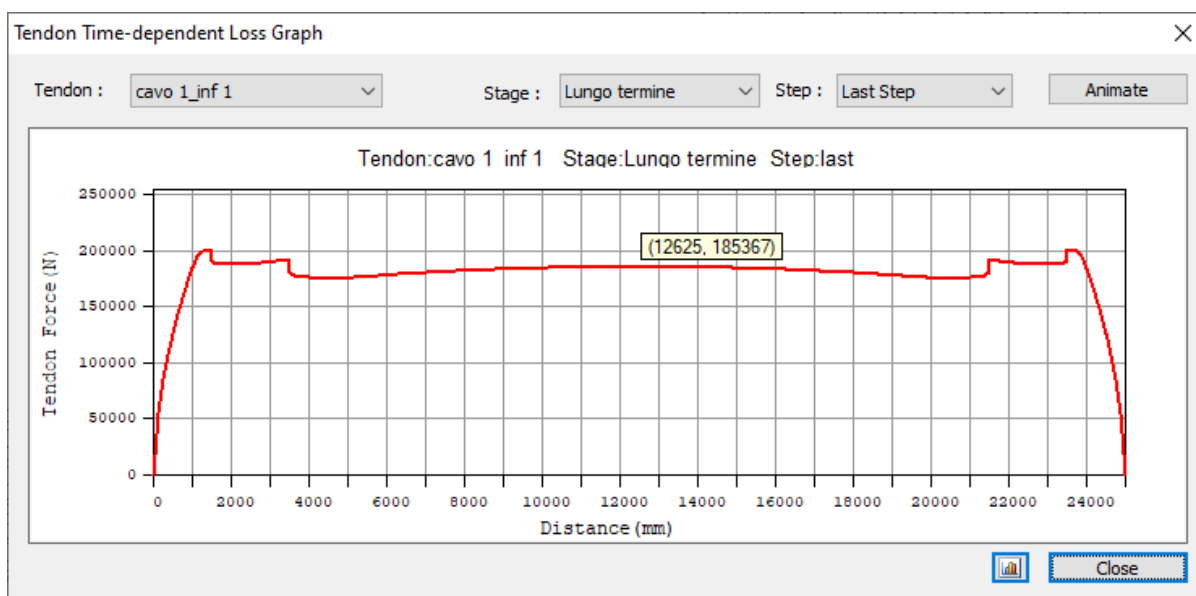
ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.8 ‰
 E_s/E_c 5.5 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 16
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.9333
 τ_{c1} 2.543

σ_c -11.54 N/mm²
 σ_s 263.4 N/mm²
 ϵ_s 1.317 ‰
 d 1,130 mm
 x 219.5 x/d 0.1942
 δ 0.7

Tipo cavo
 Trefolo
 ϵ_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 1,452 N/mm²
 E_s/E_c 5.5
 ϵ_{syd} 7.26 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²
 σ_{sp} 254.7 N/mm²
 ϵ_{sp} 1.273 ‰ compressa predef.



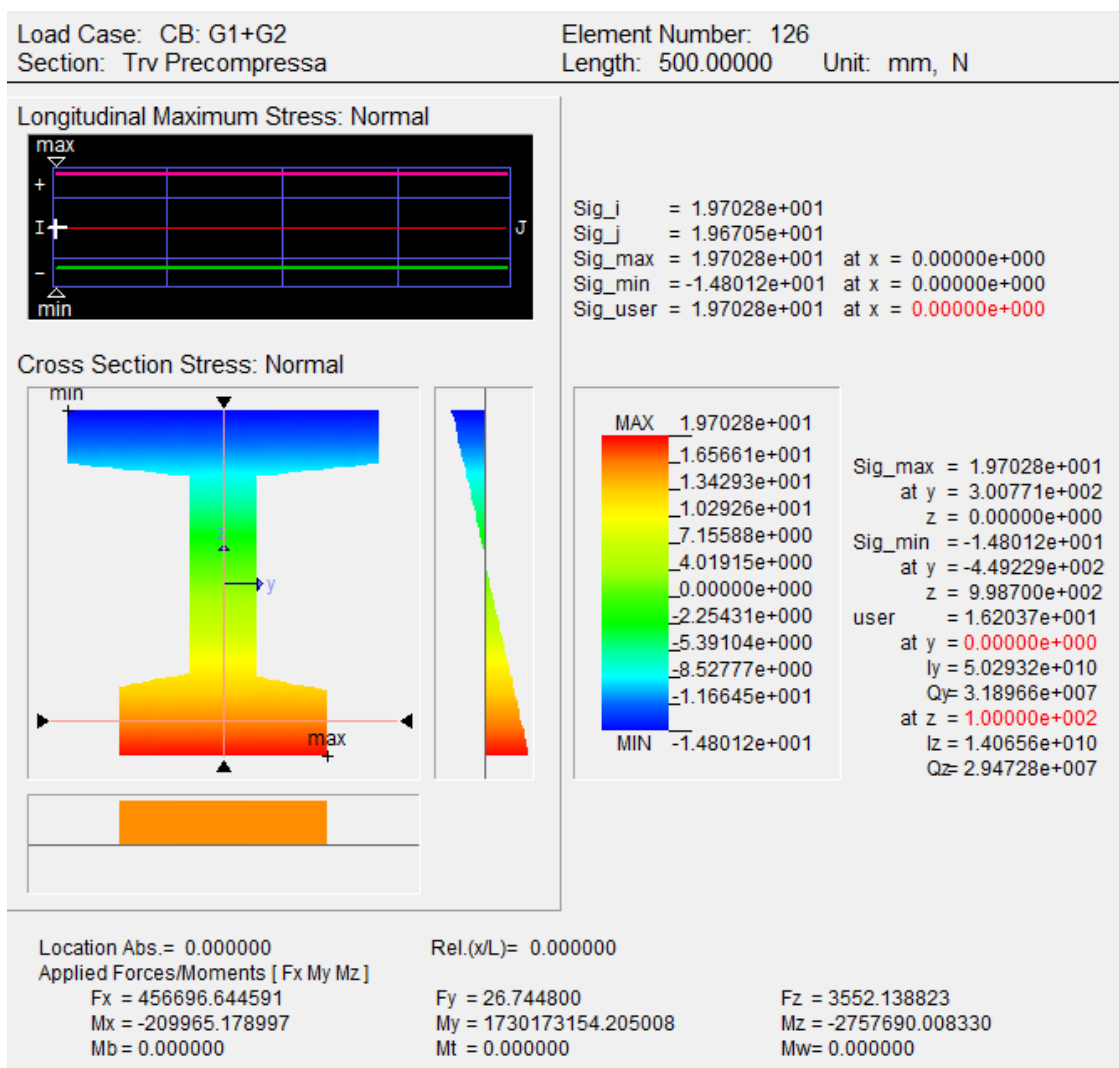
Viene di seguito mostrata l'andamento della forza di trazione nel cavo risultante maggiormente sollecitato (10 cm dal lembo inferiore della trave in c.a.p.) a tempo infinito (combinazione quasi permanente).



Quindi, la tensione agente nei trefoli posti più vicini al lembo inferiore della trave è: $185367\text{N}/190\text{mm}^2 = 975.6 \text{ MPa}$.

Considerando che al tiro è applicata una tensione iniziale pari a $\sigma_{\text{spi}} = 1300 \text{ MPa}$, si ha una perdita di tensione pari al 33% circa.

Si mostra di seguito l'andamento delle tensioni normali nella sezione di mezzeria in combinazione quasi permanente esclusi gli effetti reologici del calcestruzzo (solo carichi esterni G1 + G2).



Tensioni normali nella sezione di mezzeria in combinazione quasi permanente

Dalle figure riportate ai paragrafi precedenti, le tensioni agenti nel calcestruzzo nella sezione di campata in combinazione quasi permanente sono:

- Lembo superiore della soletta → 1.84 MPa;

- Lembo superiore della trave $\rightarrow 14.2 \text{ MPa}$;
- Lembo inferiore della trave $\rightarrow 8.3 \text{ MPa}$;
- Trefoli più vicini al lembo inferiore della trave $\rightarrow 975.6 \text{ MPa} + 5.4 \times 16.2 \text{ MPa} = 1063.1 \text{ MPa}$
- Armatura lenta $\rightarrow 5.5 \times 17.0 \text{ MPa} = 93.5 \text{ MPa}$

Dove 5.5 è il coefficiente di omogeneizzazione acciaio -calcestruzzo. Le tensioni pari a 16.2 MPa e 17.0 MPa sono rispettivamente le tensioni agenti nel calcestruzzo in corrispondenza dei trefoli e dell'acciaio ordinario.

Quindi, sovrapponendo gli effetti, si ha:

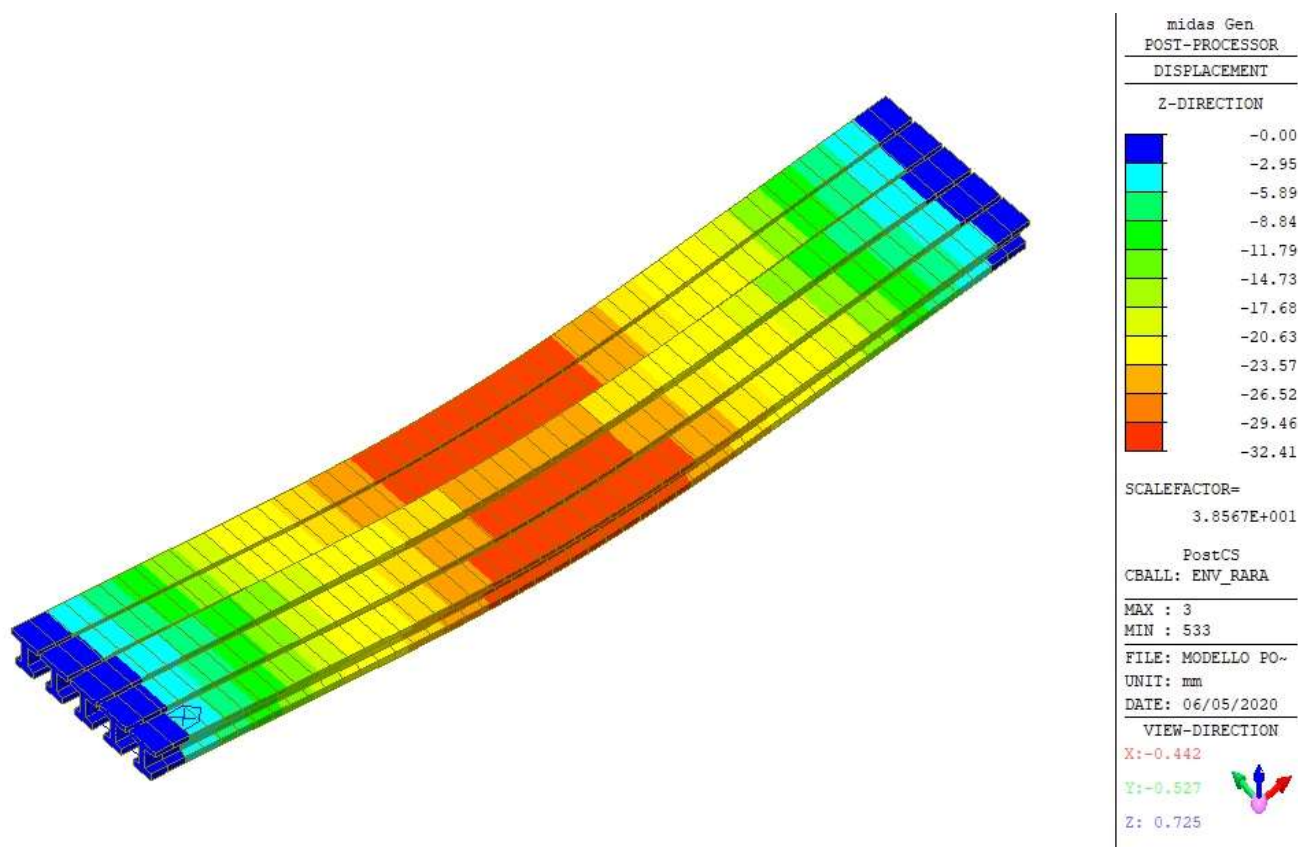
- Lembo superiore della soletta $\rightarrow \sigma_c = 11.54 \text{ MPa} + 1.84 \text{ MPa} = 13.4 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{ck} = 19.9 \text{ MPa}$
- Lembo superiore della trave $\rightarrow \sigma_c = 1.00 \text{ MPa} + 14.16 \text{ MPa} = 15.2 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$
- Armatura da precompressione $\rightarrow \sigma_{ps} = 254.7 \text{ MPa} + 1063.1 \text{ MPa} = 1317.8 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{p1k} = 1336 \text{ MPa}$
- Armatura lenta $\rightarrow \sigma_s = 263.4 \text{ MPa} + 93.5 \text{ MPa} = 356.9 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

Le verifiche tensionali risultano essere soddisfatte.

5.7.3 Deformazioni

La verifica di deformabilità del ponte è stata condotta per la condizione di esercizio di tipo rara limitando la freccia massima a $L/500$ nella condizione più sfavorevole.

Si mostra di seguito l'involuppo degli abbassamenti verticali in combinazione rara.



Abbassamenti verticali di involucro in combinazione rara

Come di mostrato ai paragrafi precedenti, in combinazione quasi permanente e frequente la sezione risulta essere interamente reagente, invece, in combinazione rara la sezione è parzializzata.

Pertanto, al fine di considerare l'effetto della fessurazione ed il fenomeno del tension stiffening, si è fatto riferimento al paragrafo C4.1.2.2.2 della circolare n.617/2009.

Nello specifico, si ha:

$$I_{cr} = 101.1 \times 10^9 \text{ mm}^4 \text{ (inerzia della sezione fessurata)}$$

$$I_{int} = 172.5 \times 10^9 \text{ mm}^4 \text{ (inerzia della sezione integra omogeneizzata)}$$

$$M_{Ed} = 4241 \text{ kNm} \text{ (momento di progetto massimo in combinazione rara)}$$

$M_{cr} = 4065 \text{ kNm}$ (momento di prima fessurazione della sezione)

$\zeta = 1 - c \times (M_{cr} / M_{Ed})^2 = 0.081$ ($c=1.0$ per carichi di breve durata)

$1/I_{reale} = \zeta/I_{cr} + (1 - \zeta)/I_{int} \rightarrow I_{reale} = 163.3 \times 10^9 \text{ mm}^4$ (inerzia reale della sezione)

Quindi, le deformazioni mostrate nella figura sopra riportata devono essere amplificate di un fattore pari a $I_{int}/I_{reale} = 1.06$ al fine di tenere in considerazione il fenomeno della fessurazione.

In definitiva, la freccia massima della struttura è pari a:

$32.41 \text{ mm} \times 1.06 = 34.35 \text{ mm} \rightarrow 25000 \text{ mm} / 34.35 \text{ mm} \rightarrow L/727 < L/500$

La verifica di deformabilità risulta essere soddisfatta.

5.8 VERIFICHE SLU

5.8.1 Verifica a flessione

Con riferimento alla verifica a flessione retta allo SLU, considerando la sezione tipologica di cui al paragrafo precedente, riporta di seguito la verifica della sezione di mezzeria.

Le sollecitazioni di progetto sono state valutate mediante integrazione delle sollecitazioni elementari sulla sezione composta (momenti flettenti e sforzi normali agenti nella trave e nella soletta).

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° figure elementari: 6 Zoom N° strati barre: 5 Zoom

N°	b sup [mm]	b inf [mm]	h [mm]
1	1800	1800	200
2	1000	1000	150
3	1000	230	40
4	230	230	575
5	230	600	45
6	600	600	190

N°	As [mm²]	d [mm]
1	3845	1130
2	226	1070
3	226	850
4	226	600
5	452	280

Tipologia Sezione:
☐ Rettangolare ☒ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Armatura Precompressione
 N° strati cavi: 4 Zoom

N°	As [mm²]	d [mm]	G _{pre} [MPa]
1	1140	90	976
2	570	1020	976
3	2090	1060	976
4	2090	1100	976

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -487 kN
 M_{Ed}: 6195 kNm
 M_{Ed}: 0 kNm
 M_{Ed}: 0 kNm

P.to applicazione N:
☐ Centro ☒ Baricentro cls
☐ Coord. (mm) xN: 0 yN: 0

Tipologia rotture:
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Metodo di calcolo:
☒ S.L.U. ☐ S.L.U.
☐ Metodo n

Tipologia flessione:
☒ Retta ☐ Deviata

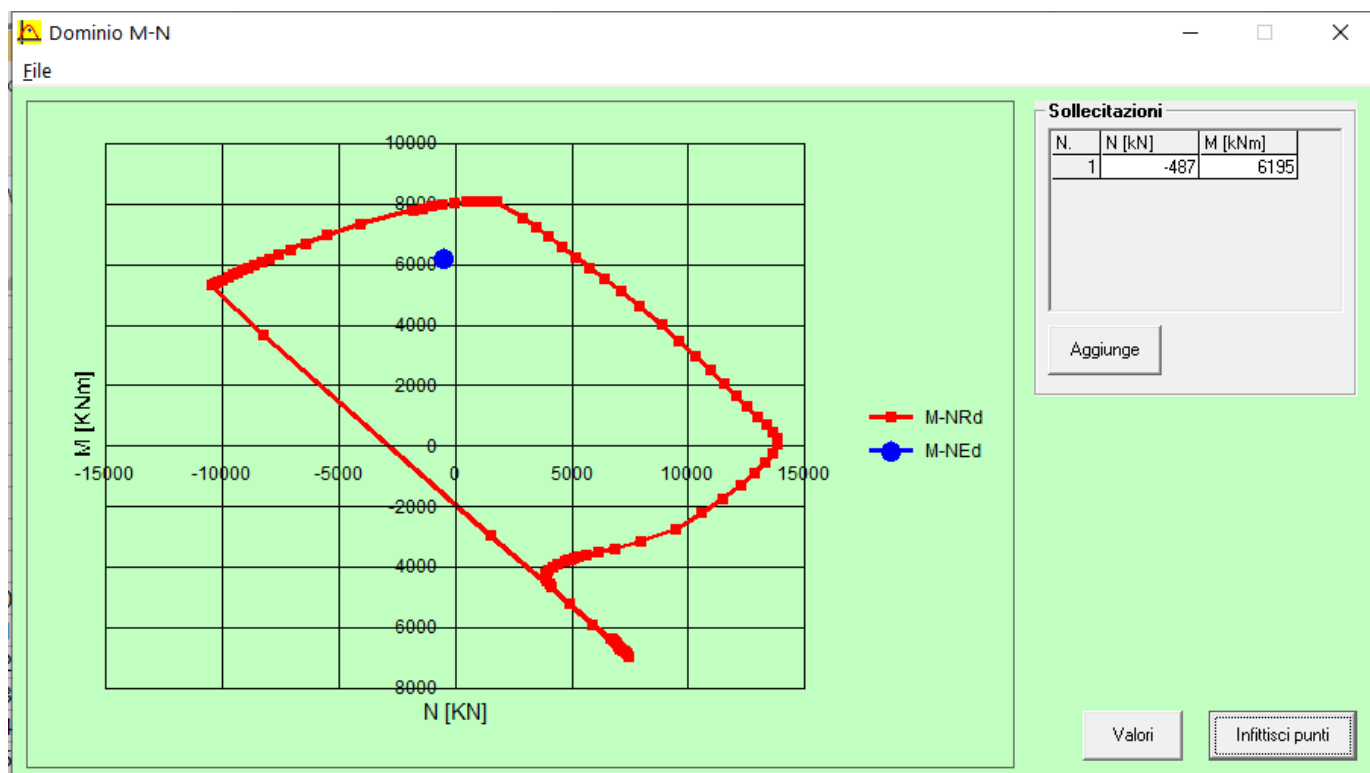
Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 mm Col. modello

Precompresso ☒

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{cu}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 18.8 N/mm²
 E_s/E_c: 5.5 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{s,adm}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 16 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.9333
 τ_{c1}: 2.543

M_{Ed}: 7,996 kNm
 α_c: -18.8 N/mm²
 α_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 7.321 ‰
 d: 1,130 mm
 x: 365.5 mm x/d: 0.3234
 ρ: 0.8443

Tipologia cavo:
 Trefolo
 ε_{cu}: 67.5 ‰
 f_{yd}: 1,452 N/mm²
 E_s/E_c: 5.5
 ε_{s,adm}: 7.26 ‰
 σ_{s,adm}: 1080 N/mm²
 α_{sp}: 1,452 N/mm²
 ε_{sp}: 11.91 ‰ compressa predef.



Essendo $M_{Ed} = < M_{Rd}$, la verifica a flessione risulta essere soddisfatta.

5.8.2 Verifica a taglio

Si riportano di seguito le verifiche a taglio allo SLU della trave tipologica in corrispondenza delle due sezioni caratteristiche.

Le sollecitazioni di progetto sono state valutate mediante integrazione delle sollecitazioni elementari sulla sezione composta.

<u>Materiali</u>		
Cl:		
f _{ck} =		N/mm ²
f _{cd} =	25.80	N/mm ²
γ =		kg/mc
Acciaio:	B450C	
f _{yk} =		N/mm ²
f _{yd} =	391.3	N/mm ²
<u>Caratteristiche geometriche sezione</u>		
b =	0.60	m
h =		m
d =	950	mm
<u>Staffe</u>		
φ =	10	mm
n° bracci =	4	
passo =	150	mm
A _{sw} =	314.16	mm ²
		2094.395102
<u>Azione di progetto</u>		
V _{Sd} =	1500.0	kN azione tagliante di progetto
<u>Resistenza a taglio (elementi con armature trasversali)</u>		
θ =	19.0	°
cotθ =	2.91	
cotθ _d =	2.50	
α =	90	° inclinazione armatura trasversale
ac =	1	
V _{Rsd} =	1752	kN resistenza a taglio trazione
V _{Rcd} =	2282	kN resistenza a taglio compressione
V _{Rd} =	1752	kN resistenza a taglio di calcolo
V _{Ed} =	1500	kN taglio sollecitante di progetto
V _{Sd} / V _{Rd} =	0.86	
La verifica risulta pertanto soddisfatta		

<u>Materiali</u>		
Cl:		
f _{ck} =		N/mm ²
f _{cd} =	25.80	N/mm ²
γ =		kg/mc
Acciaio:	B450C	
f _{yk} =		N/mm ²
f _{yd} =	391.3	N/mm ²
<u>Caratteristiche geometriche sezione</u>		
b =	0.23	m
h =		m
d =	950	mm
<u>Staffe</u>		
φ =	12	mm
n° bracci =	2	
passo =	100	mm
A _{sw} =	226.19	mm ²
		2261.946711
<u>Azione di progetto</u>		
V _{Sd} =	1230.0	kN azione tagliante di progetto
<u>Resistenza a taglio (elementi con armature trasversali)</u>		
θ =	29.2	°
cotθ =	1.79	
cotθ _d =	1.79	
α =	90	° inclinazione armatura trasversale
ac =	1.25	ocp _{min} = 7.3 MPa
V _{Rsd} =	1352	kN resistenza a taglio trazione
V _{Rcd} =	1352	kN resistenza a taglio compressione
V _{Rd} =	1352	kN resistenza a taglio di calcolo
V _{Ed} =	1230	kN taglio sollecitante di progetto
V _{Sd} / V _{Rd} =	0.91	
La verifica risulta pertanto soddisfatta		

Inoltre, in corrispondenza dell'appoggio, è necessaria un quantitativo di armatura pari a:

$$A_{sl,min} = 1500000 \text{ N} / 391.3 \text{ MPa} \times 2.5/2 = 4792 \text{ mm}^2 \rightarrow 8+8\Phi 20 \text{ mm} = 5024 \text{ mm}^2$$

Si riporta di seguito la verifica all'interfaccia tra i due getti (trave prefabbricata e soletta collaborante).

In accordo al paragrafo 6.2.5 dell'Eurocodice 2.

La tensione tangenziale di progetto agente all'interfaccia è:

$$v_{Ed,i} = \beta V_{Ed} / z / b_i$$

dove:

- $\beta = 1$ a favore di sicurezza;
- $V_{Ed} = 1500$ kN;
- $b_i = 800$ mm è la larghezza dell'interfaccia;
- $z = 0.9 \times 1130 = 1017$ mm è la larghezza dell'interfaccia.

Quindi, si ha: $v_{Ed,i} = 1.84$ MPa.

La resistenza di progetto all'interfaccia, trascurando la presenza dell'armatura inghisata, è pari a:

$$v_{rd,i} = c \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n + r f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = 2.19 \text{ MPa} \leq 0.5 \times 0.5 \times f_{cd} = 4.70 \text{ MPa}$$

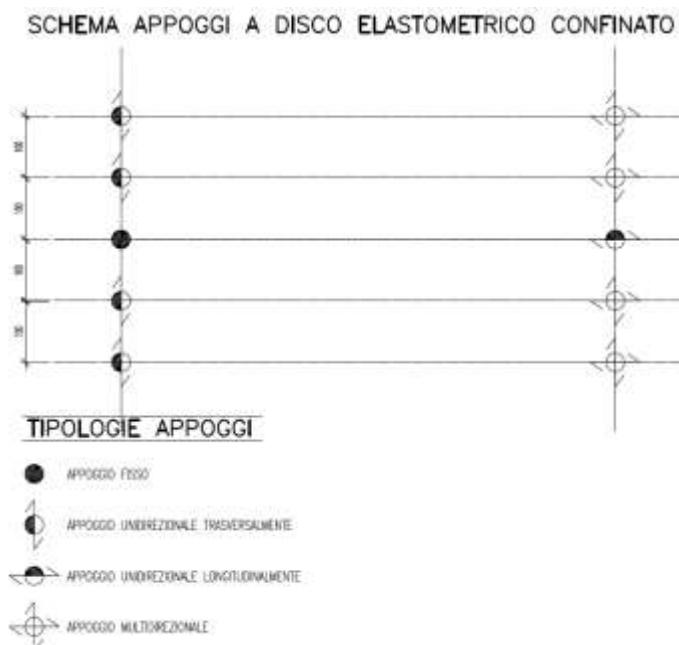
dove:

- $\mu = 0.7$, $c = 0.45$ (superficie scabra);
- $f_{ctd} = 0.7 \times 0.3 \times 33.2^{2/3} / 1.5 = 1.44$ MPa;
- $\alpha = 90^\circ$;
- $r = 4 \times 113 / (800 \times 100) = 0.00565$ (percentuale geometrica di staffe che attraversano l'interfaccia).

Quindi, essendo $v_{rd,i} > v_{Ed,i}$ la verifica risulta essere soddisfatta.

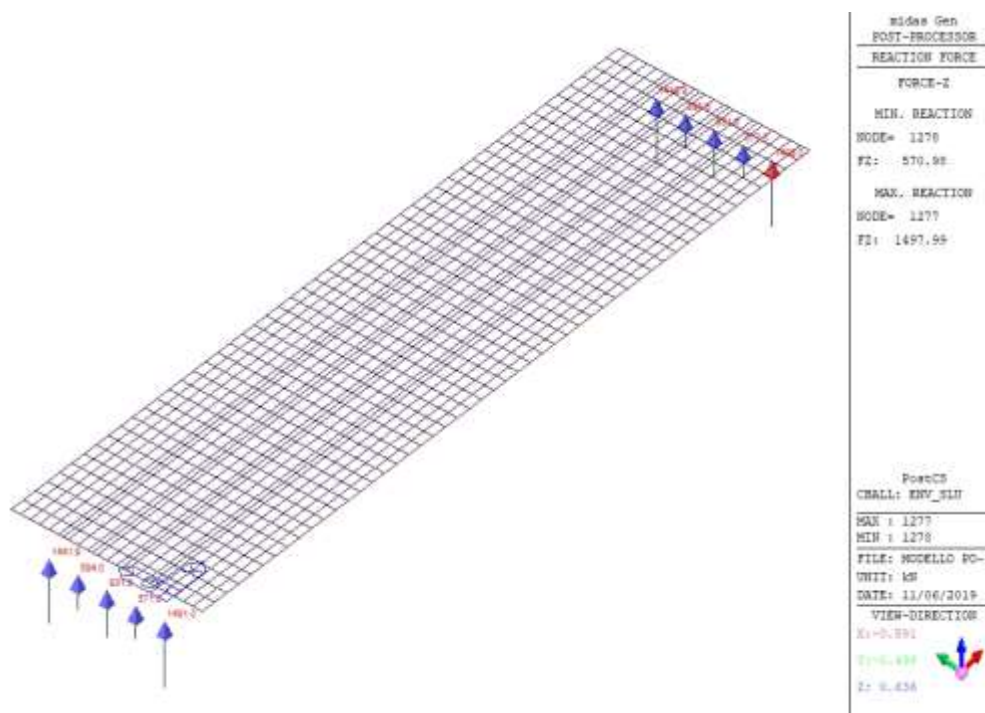
5.9 GIUNTI E DISPOSITIVI DI APPOGGIO

Si riporta di seguito lo schema funzionale dei dispositivi di appoggio.

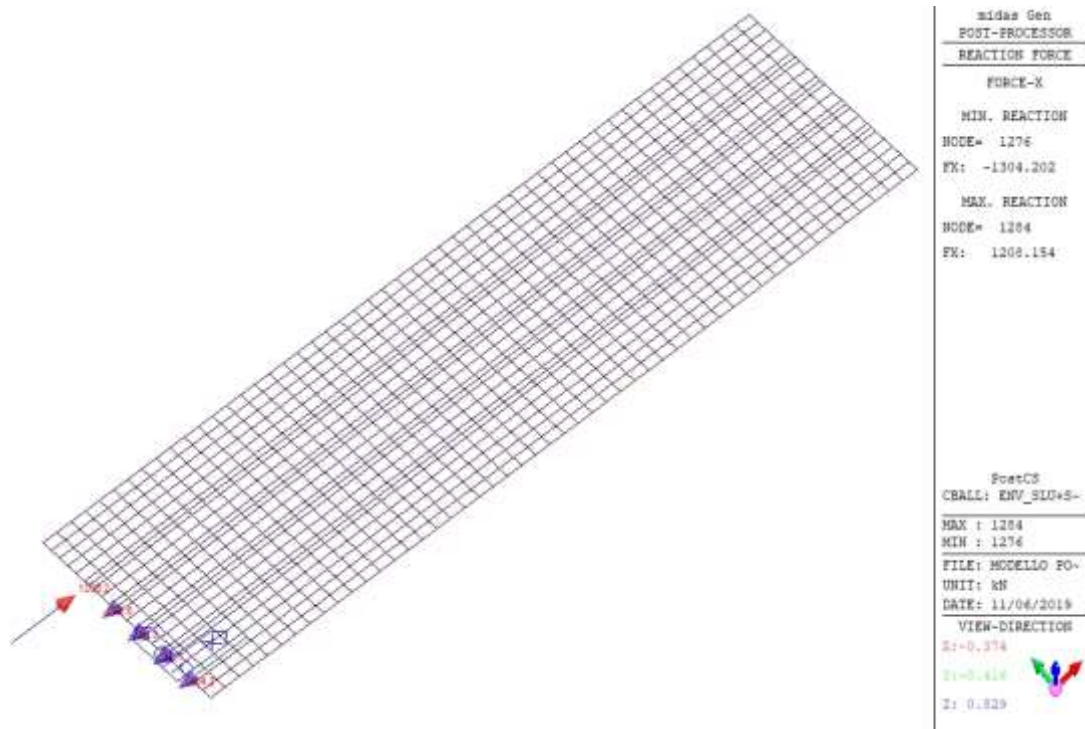


Si riportano di seguito le reazioni vincolari di involucro SLU/SLV e gli spostamenti/rotazioni dell'impalcato.

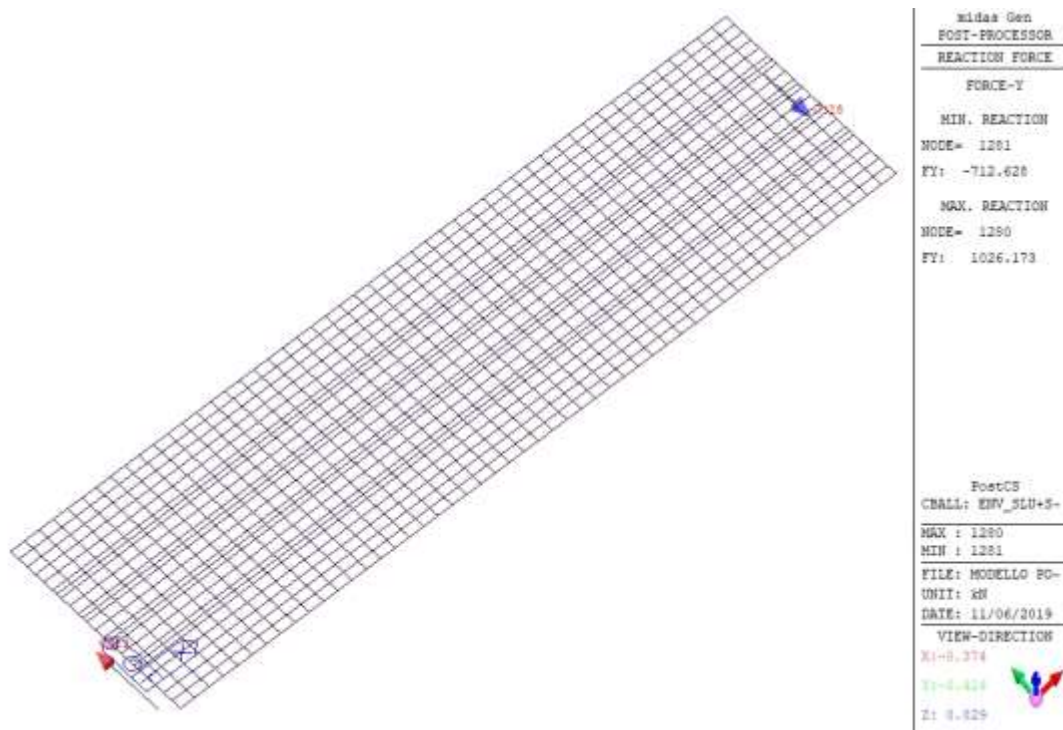
In particolare, con riferimento agli spostamenti longitudinali risulta uno spostamento massimo di 38.67 mm. È previsto un giunto di 50 mm.



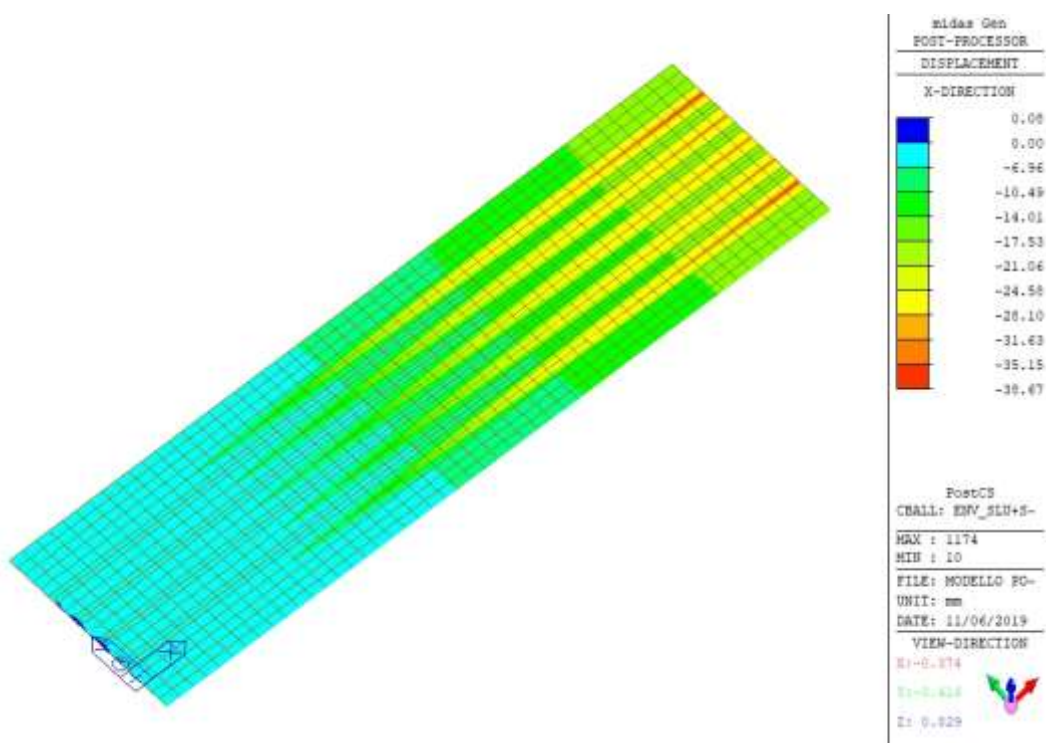
Reazioni vincolari verticali SLU/SLV di involucro



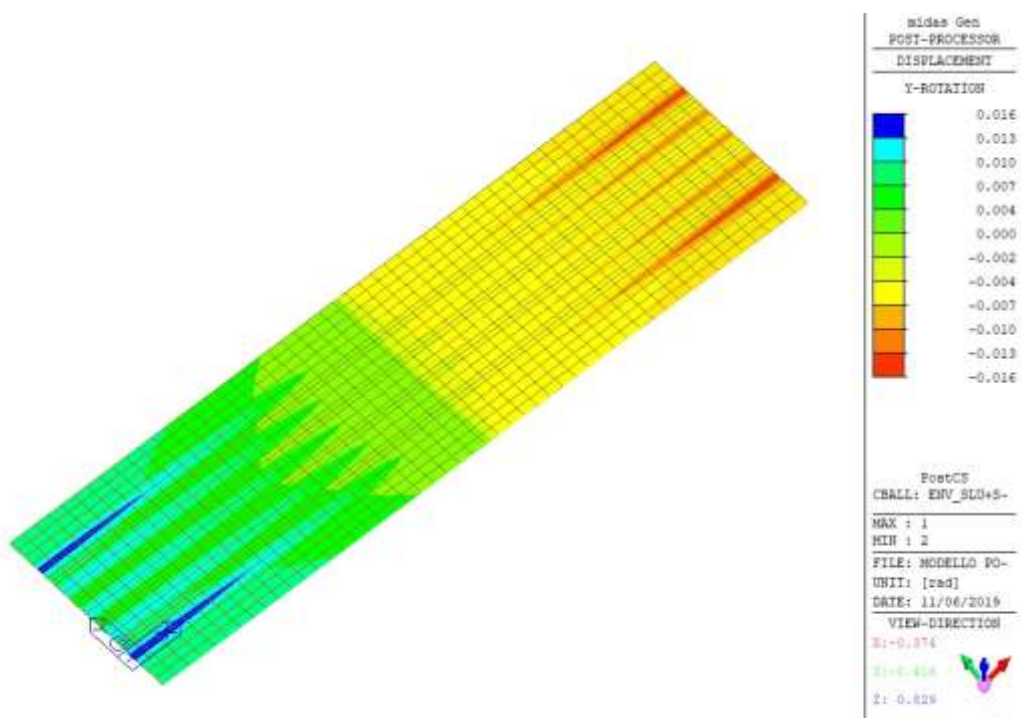
Reazioni vincolari orizzontali longitudinali SLU/SLV di involucro



Reazioni vincolari orizzontali trasversali SLU/SLV di involucro



Spostamenti orizzontali in direzione longitudinale (involuppo SLU/SLV)



Rotazioni massime totali (involuppo SLU/SLV)

Si riportano di seguito le prestazioni richieste ai dispositivi di appoggio.

APPOGGI MULTIDIREZIONALI		
Combinazione di carico SLE		
Forza verticale massima	Nzd [kN]	1100
Forza orizzontale concomitante con Nzd	Vd coex [kN]	—
Forza orizzontale massima	Vd [kN]	—
Forza verticale permanente	NGd [kN]	420
Forza verticale minima (segno "–" se trazione)	Nmin [kN]	140
Rotazione massima da azioni permanenti	$\alpha 1$ [± rad]	0,0015
Rotazione massima da azioni variabili	$\alpha 2$ [± rad]	0,0095
Combinazione di carico SLU		
Forza verticale massima	Nzd [kN]	1500
Forza orizzontale massima	Vd [kN]	—
Forza verticale concomitante con Vd	Nzd coex [kN]	—
Forza verticale minima (segno – se trazione)	Nmin [kN]	105
Rotazione massima da azioni permanenti	$\alpha 1$ [± rad]	0,01
Rotazione massima da azioni variabili	$\alpha 2$ [± rad]	0,0057
Combinazione di carico Verticale+Sisma		
Forza verticale massima	Nzd [kN]	540
Forza orizzontale massima	Vd [kN]	—
Forza verticale concomitante con Vd	Nzd coex [kN]	—
Forza verticale minima (segno – se trazione)	Nmin [kN]	110

APPOGGI UNIDIREZIONALI TRASVERSALI		
Combinazione di carico SLE		
Forza verticale massima	Nzd [kN]	1100
Forza orizzontale concomitante con Nzd	Vd coex [kN]	950
Forza orizzontale massima	Vd [kN]	950
Forza verticale permanente	NGd [kN]	420
Forza verticale minima (segno "–" se trazione)	Nmin [kN]	140
Rotazione massima da azioni permanenti	$\alpha 1$ [± rad]	0,001
Rotazione massima da azioni variabili	$\alpha 2$ [± rad]	0,0095
Combinazione di carico SLU		
Forza verticale massima	Nzd [kN]	1500
Forza orizzontale massima	Vd [kN]	850
Forza verticale concomitante con Vd	Nzd coex [kN]	1500
Forza verticale minima (segno – se trazione)	Nmin [kN]	110
Rotazione massima da azioni permanenti	$\alpha 1$ [± rad]	0,01
Rotazione massima da azioni variabili	$\alpha 2$ [± rad]	0,0057
Combinazione di carico Verticale+Sisma		
Forza verticale massima	Nzd [kN]	530
Forza orizzontale massima	Vd [kN]	1000
Forza verticale concomitante con Vd	Nzd coex [kN]	530
Forza verticale minima (segno – se trazione)	Nmin [kN]	90

APPOGGI UNIDIREZIONALI LONGITUDINALI

Combinazione di carico SLE		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	700
Forza orizzontale concomitante con N_{zd}	V_d coex [kN]	240
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	240
Forza verticale permanente	N_{gd} [kN]	230
Forza verticale minima (segno "-" se trazione)	N_{min} [kN]	205
Rotazione massima da azioni permanenti	α_1 [± rad]	0,0015
Rotazione massima da azioni variabili	α_2 [± rad]	0,0075
Combinazione di carico SLU		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	950
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	340
Forza verticale concomitante con V_d	N_{zd} coex [kN]	950
Forza verticale minima (segno - se trazione)	N_{min} [kN]	150
Rotazione massima da azioni permanenti	α_1 [± rad]	0,008
Rotazione massima da azioni variabili	α_2 [± rad]	0,0047
Combinazione di carico Verticale+Sisma		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	310
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	715
Forza verticale concomitante con V_d	N_{zd} coex [kN]	310
Forza verticale minima (segno - se trazione)	N_{min} [kN]	160

APPOGGIO FISSO

Combinazione di carico SLE		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	700
Forza orizzontale concomitante con N_{zd}	V_d coex [kN]	250
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	250
Forza verticale permanente	N_{gd} [kN]	230
Forza verticale minima (segno "-" se trazione)	N_{min} [kN]	205
Rotazione massima da azioni permanenti	α_1 [± rad]	0,001
Rotazione massima da azioni variabili	α_2 [± rad]	0,007
Combinazione di carico SLU		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	950
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	370
Forza verticale concomitante con V_d	N_{zd} coex [kN]	950
Forza verticale minima (segno - se trazione)	N_{min} [kN]	150
Rotazione massima da azioni permanenti	α_1 [± rad]	0,008
Rotazione massima da azioni variabili	α_2 [± rad]	0,0047
Combinazione di carico Verticale+Sisma		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	310
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	1030
Forza verticale concomitante con V_d	N_{zd} coex [kN]	310
Forza verticale minima (segno - se trazione)	N_{min} [kN]	160

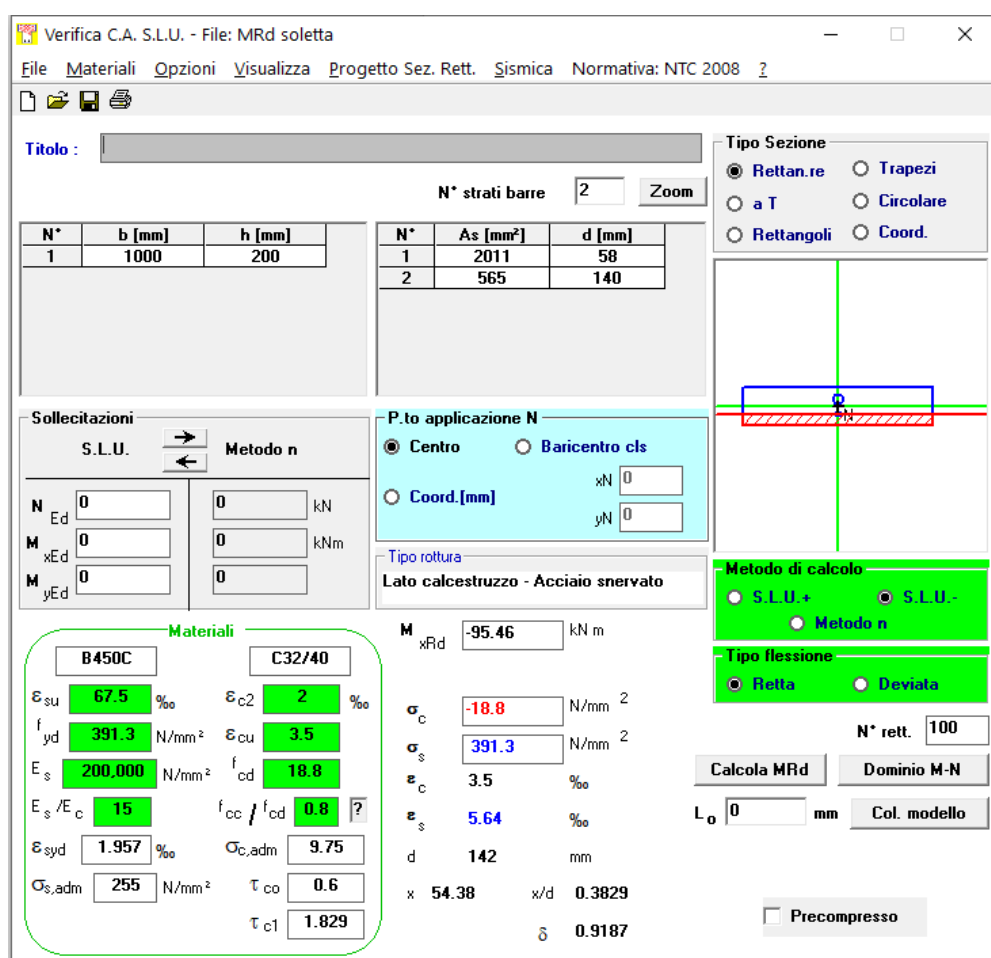
5.10 VERIFICA SOLETTA

Si riporta di seguito la verifica della soletta collaborante di spessore 20 cm gettata su lastre predalles dotate di tasche per alloggiamento delle staffe emergenti della trave prefabbricata.

Le verifiche sono state condotte utilizzando le azioni massime derivanti dagli schemi 1 e 2 previsti al paragrafo 5.1.3.3.3 delle NTC08.

La soletta risulta essere armata con $\Phi 16/10$ superiori in direzione trasversale alle travi in c.a.p., $\Phi 16/20$ superiori in direzione longitudinale e $\Phi 12/20$ inferiori in entrambe le direzioni.

Si riporta di seguito il calcolo del momento resistente allo SLU in direzione trasversale.



Verifica C.A. S.L.U. - File: MRd soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	200

N°	As [mm²]	d [mm]
1	2011	58
2	565	140

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N° Ed 0 0 kN
M xEd 0 0 kNm
M yEd 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipologia
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipologia flessione
Retta Deviata

Materiali
B450C C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.8 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6 ‰
 τ_{cl} 1.829 ‰

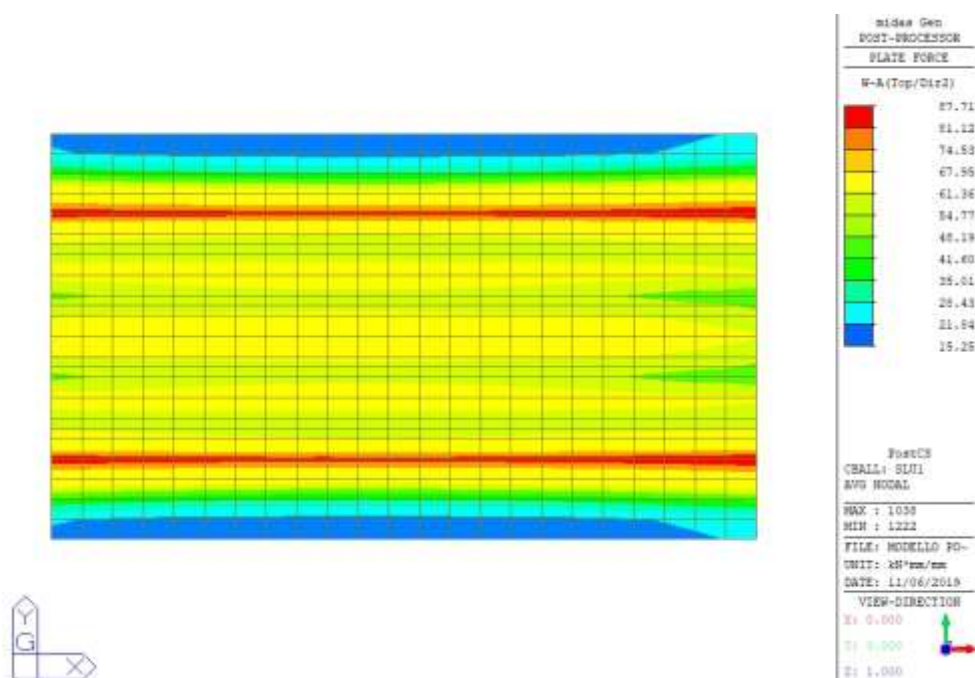
Calcolo
M xRd -95.46 kN m
 σ_c -18.8 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 5.64 ‰
d 142 mm
x 54.38 x/d 0.3829
 δ 0.9187

N° rett. 100

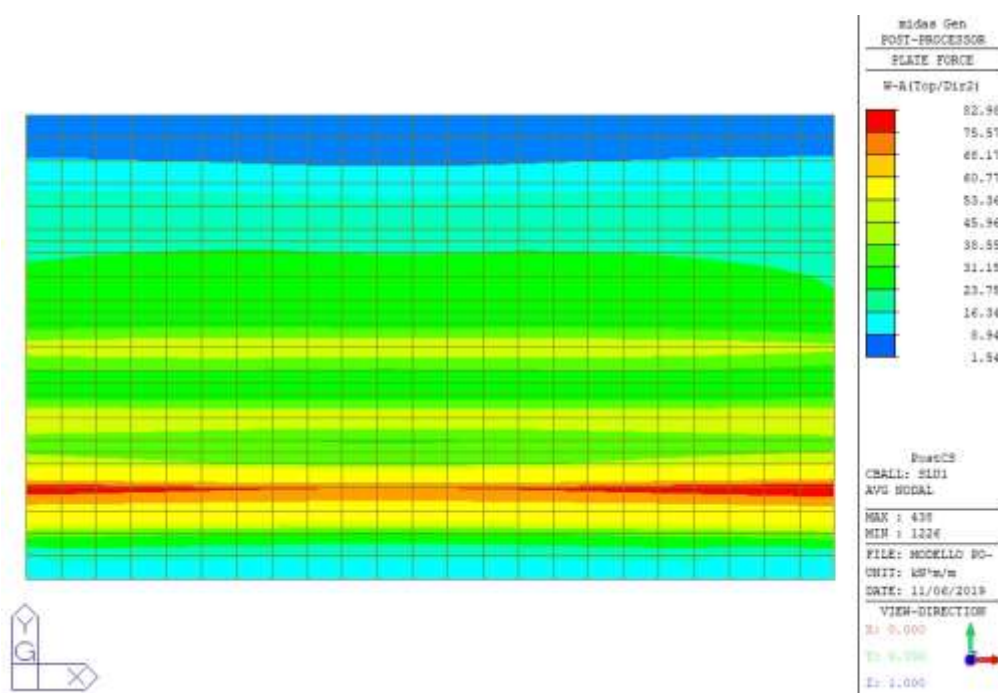
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Si riporta di seguito la mappa di sollecitazione flettente nella soletta filtrata con il valore sopra calcolato sia per lo schema di carico da traffico 1 che 2.



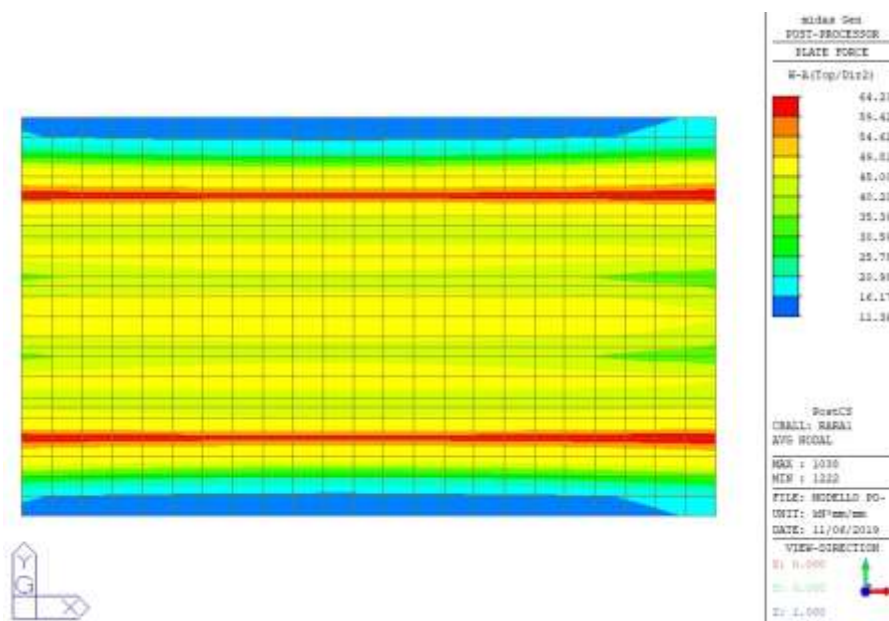
Momento flettente di Wood-Armer SLU superiore in direzione Y (schema di carico 1).



Momento flettente di Wood-Armer SLU superiore in direzione Y (schema di carico 2).

Essendo in entrambi i casi $M_{Ed} < M_{Rd}$, la verifica a flessione allo SLU risulta essere soddisfatta.

Si mostrano di seguito il momento flettente agente al lembo superiore in combinazione rara ed il calcolo delle tensioni agenti nella soletta.



Momento flettente di Wood-Armer rara superiore in direzione Y (schema di carico 1).

Verifica C.A. S.L.U. - File: MRid soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titol: []

N° strati bone: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	200	1	2011	50
2			2	565	140

Tipi Sezione:
☒ Rettang. se ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Caccolare
☐ Rettangoli ☐ Cond.

Sollecitazioni:
 S.L.U. → Metodo n
 N Ed: 0 kN
 M Ed: 0 kNm
 M Ed: 0 kNm
 M Ed: 0 kNm

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Bascentro cls
☐ Coord. [mm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo:
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☒ Metodo n

Materiali:
 B450C C32/40
 E_{yk}: 67.5 % E_{yk}: 2 %
 I_{yk}: 391.3 N/mm² E_{yk}: 3.5 %
 E_s: 200.000 N/mm² I_{cd}: 10.0 %
 E_s/E_c: 15 I_{co}/I_{cd}: 0.9
 G_{yk}: 1.957 % G_{co}/G_{cd}: 9.75
 G_{yk}/G_c: 255 N/mm² I_{co}: 0.5
 I_{cd}: 1.829

σ_c: 15.83 N/mm²
 σ_s: 268.7 N/mm²
 ε_s: 1.343 %
 d: 142 mm
 x: 66.61 x/d: 0.4691
 δ: 1

Verifica

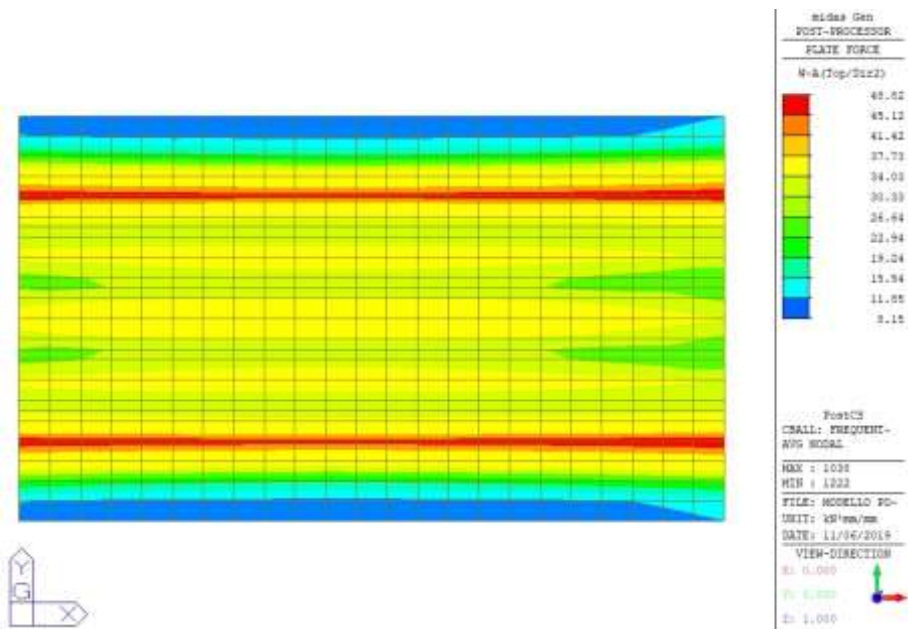
N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Essendo $\sigma_c = 15.83 \text{ MPa} < 0.6 f_{ck} = 19.9 \text{ MPa}$ e $\sigma_s = 268.7 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$, la verifica tensionale risulta essere soddisfatta.

Con riferimento alla verifica a fessurazione, trattandosi di ambiente molto aggressivo (XF4), e armatura poco sensibile, è richiesto che per la combinazione frequente delle azioni sia $w_k < w_l = 0.2$ mm.

Si mostrano di seguito il momento flettente agente al lembo superiore in combinazione frequente ed il calcolo delle tensioni agenti nella soletta.



Momento flettente di Wood-Armer rara superiore in direzione Y (schema di carico 1).

Si riporta di seguito il calcolo dell'ampiezza delle fessure.

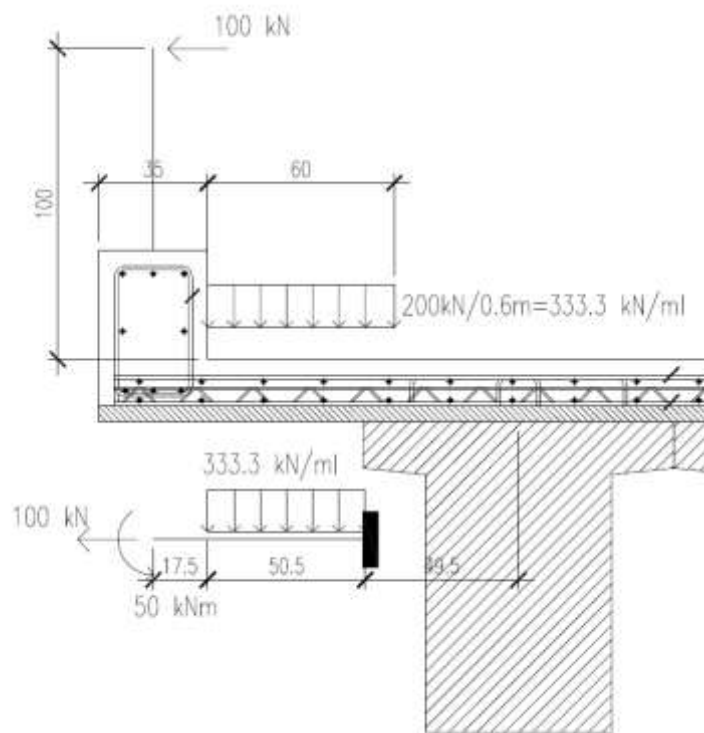
Dati geometrici sezione	Azioni di calcolo	Dati materiali	Tensioni ammesse C.L.S.	Risultati ultimi calcoli
B = 100 cm H = 30 cm h ₀ = 0 cm I = 0 cm	M = 4.882 kgm N = 0 kg T = 0 kg	f _{td} = 400 kg/cm ² f _{td} = 3.000 kg/cm ² f _{td} = 2.100.000 kg/cm ² f _{td} = 336.423 kg/cm ²	f _{td} = 198.20 kg/cm ² f _{td} = 188.13 kg/cm ² f _{td} = 14.46 kg/cm ² f _{td} = 30.88 kg/cm ²	s = 6.50 cm f _{td} = 116.8 kg/cm ² f _{td} = 2.450 kg/cm ² f _{td} = 521 kg/cm ²
Valori principali parametri di calcolo				
At. Area Solo C.L.S.	interamente reagente	Sec. Fess. Flax semp	Sec. Fess. TOP Flax	interamente Area
A ₁ = 2.000	2.386	1.041	-	25.78
I ₁ = 98.987	74.186	27.940	-	400.0
f _{td} = 10.0	10.0	8.5	-	12.1
f _{td} = 10.0	8.7	13.5	-	7.9
M _{sup} = 6.887	7.773	-	-	cm ²
M _{inf} = 6.887	7.679	-	-	cm ²
M _{sup} = 3.33	3.32	-	-	2.00
M _{inf} = 3.33	3.01	-	-	1.31
N = -	-	6.5	-	cm
T = 5000	5831	2308	-	cm ²
T = 0	-	2308	-	cm ²
Calcolo della distanza media delle fessure				
A ₁ = 2.000	2.386	1.041	-	25.78
s = diametro della terna	16.88	mm	-	mm
s = raddoppio netto dell'armatura	56	mm	-	mm
s ₁ = coeff. adesione barre (0.5 - 1.0)	6.8	kg/cm ²	-	kg/cm ²
s ₂ = coeff. Diagra. tensioni (0.5 - 1.0)	6.589	mm	-	mm
A ₂ = 3.4	mm	-	-	mm
A ₃ = 9.425	mm	-	-	mm
A ₄ = area acciaio in A _{sup}	2.011	mm ²	-	mm ²
A ₅ = A ₁ + A ₂ + A ₃	44.844	mm ²	-	mm ²
A ₆ = A ₄ + A ₅	0.6484	mm ²	-	mm ²
A ₇ = A ₆	1000	mm	-	mm
A ₈ = A ₇	44.84	mm	-	mm
s ₁ = 5 (s ₁ + s ₂)	290.0	mm	-	mm
s ₂ = spaziatura barre	900.0	mm	-	mm
s ₃ = 1.3 (s ₁ + s ₂)	174.9	mm	-	mm
s ₄ = 0.0035	-	-	-	-
Calcolo deformazione unitaria a N costante				
M _{sup} = 6.887	7.773	-	-	cm ²
M _{inf} = 6.887	7.679	-	-	cm ²
M _{sup} = 3.33	3.32	-	-	2.00
M _{inf} = 3.33	3.01	-	-	1.31
N = -	-	6.5	-	cm
T = 5000	5831	2308	-	cm ²
T = 0	-	2308	-	cm ²
Valore limite apertura delle fessure a N costante				
M _{sup} = 6.887	7.773	-	-	cm ²
M _{inf} = 6.887	7.679	-	-	cm ²
M _{sup} = 3.33	3.32	-	-	2.00
M _{inf} = 3.33	3.01	-	-	1.31
N = -	-	6.5	-	cm
T = 5000	5831	2308	-	cm ²
T = 0	-	2308	-	cm ²
Resistenza R.L.T.				
M _{sup} = 6.887	7.773	-	-	cm ²
M _{inf} = 6.887	7.679	-	-	cm ²
M _{sup} = 3.33	3.32	-	-	2.00
M _{inf} = 3.33	3.01	-	-	1.31
N = -	-	6.5	-	cm
T = 5000	5831	2308	-	cm ²
T = 0	-	2308	-	cm ²
Azioni ultimate resistenti per flessione semplice				
M _{sup} = 6.887	7.773	-	-	cm ²
M _{inf} = 6.887	7.679	-	-	cm ²
M _{sup} = 3.33	3.32	-	-	2.00
M _{inf} = 3.33	3.01	-	-	1.31
N = -	-	6.5	-	cm
T = 5000	5831	2308	-	cm ²
T = 0	-	2308	-	cm ²

Risulta $w_k = 0.186$ mm $<$ 0.2 mm e pertanto la verifica risulta essere soddisfatta.

5.11 VERIFICHE LOCALI PER AZIONI ECCEZIONALI

In accordo al paragrafo 5.1.3.10 delle NTC08, si riporta di seguito la verifica per l'azione conseguente all'urto di un veicolo in svio (100 kN).

Si considera una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di Carico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso.



Schema di calcolo

Si trascura, a favore di sicurezza, la diffusione dei carichi nello spessore della pavimentazione e della soletta.

Le sollecitazioni derivanti dal carico applicato sul sicurvia si considerano ripartite con un angolo di 45° su una larghezza di soletta pari a: $50 \text{ cm} + 2 \times (17.5 + 50.5) = 186.0 \text{ cm}$. Invece, le sollecitazioni derivanti dal carico uniformemente distribuito su impronta, si considerano ripartite con un angolo di 45° su una larghezza di soletta pari a: $35 \text{ cm} + 2 \times 50.5 = 136.0 \text{ cm}$. Quindi, le sollecitazioni di progetto in combinazione eccezionale, per unità di lunghezza, sono:

$$N_{Ed} = 100 / 1.86 = 53.8 \text{ kN/ml}$$

$$V_{Ed} = 333.3 \times 0.505 / 1.36 + (3.0 + 5.0) \times 0.505 = 127.8 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 50.0 / 1.86 + 333.3 \times 0.505^2 / 2 / 1.36 + (3.0 + 5.0) \times 0.505^2 / 2.0 = 59.2 \text{ kNm/ml}$$

Si riporta di seguito il calcolo del momento resistente della sezione in combinazione eccezionale (coefficienti parziali dei materiali unitari).

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	200

N°	As [mm²]	d [mm]
1	2011	58
2	565	140

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -53.8 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 33.2 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 2.25 ‰ σ_{c,adm} 9.75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} -118.2 kN m

σ_c -33.2 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 9.125 ‰
 d 142 mm
 x 39.37 x/d 0.2772
 δ 0.8865

Essendo $M_{Rd} = 118.2 \text{ kNm/ml} > M_{Ed} = 59.2 \text{ kNm/ml}$, la verifica risulta essere soddisfatta.

Ai fini della verifica a taglio, si è fatto riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle NTC08:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 \rightarrow 2.0$$

$$v_{\min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0.57\text{MPa}$$

$d = 142\text{ mm}$, l'altezza utile della sezione (in mm);

$b_w = 1000\text{ mm}$, la larghezza minima della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / b_w / d = 0.014$ (A_{sl} è l'armatura longitudinale tesa);

$\gamma_c = 1.0$ (combinazione eccezionale).

Risulta:

$$V_{Rd} = 1.29\text{ MPa} \times 1000\text{ mm} \times 142\text{ mm} = 183.8\text{ kN/ml} > V_{Ed} = 127.8\text{ kN/ml}.$$

La verifica a taglio è pertanto soddisfatta.

5.12 VERIFICA DEI TRAVERSI

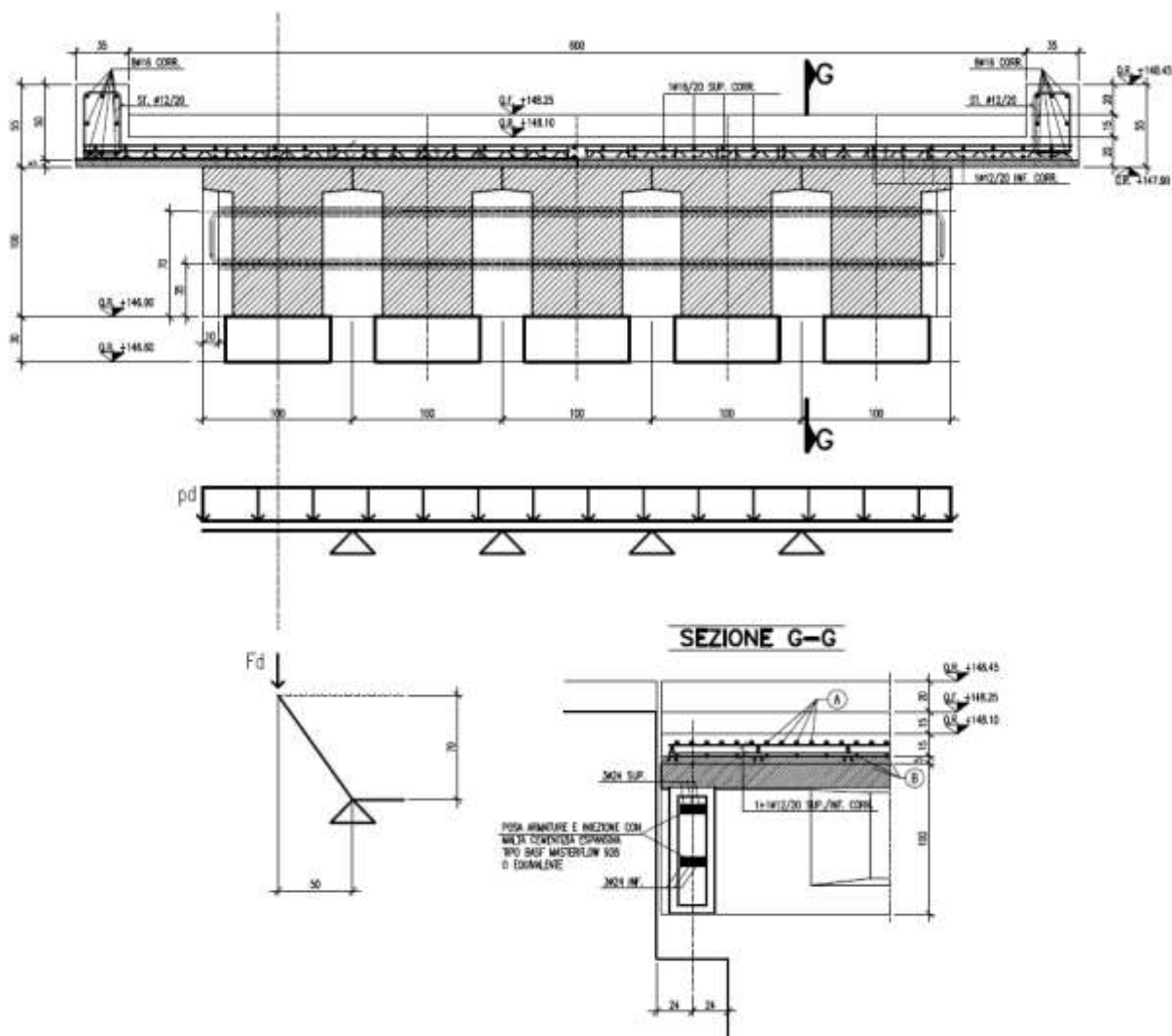
I traversi non sono stati considerati nel modello strutturale. La ripartizione trasversale dei carichi mobili risulta essere garantita esclusivamente dalla soletta in c.a. Pertanto, la verifica dei traversi viene condotta nella condizione di sollevamento dell'impalcato al fine di ispezionare/sostituire gli apparecchi di appoggio.

Si considerano 4 martinetti per ogni spalla/concio applicati tra i 5 baggioli.

Quindi, lo schema di calcolo è quello di una trave tozza su 4 appoggi avente 3 campate e due sbalzi laterali di luce 1000 cm, soggetta al carico uniformemente distribuito SLU dovuto al permanente strutturale e non strutturale relativo a metà campata (durante il sollevamento dell'impalcato si considera la chiusura al traffico):

$$p_d = 1925 \text{ kN} / 5 \text{ m} = 385 \text{ kN/m}$$

Ai fini della verifica, si utilizza il modello di mensola tozza strut&tie in corrispondenza dello sbalzo (condizione più gravosa).



Schema di calcolo traversi.

Il carico $F_d = P_{Ed}$ agente sullo sbalzo laterale schematizzato come mensola tozza è pari a $385 \text{ kN/m} \times 1.0 \text{ m} = 385.0 \text{ kN}$.

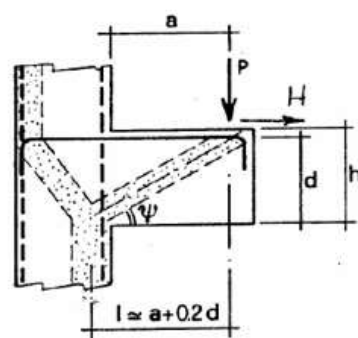
Si riporta di seguito la verifica della mensola considerando un'armatura orizzontale costituita da $3\phi 24$.

VERIFICA MENSOLE TOZZE - TIRANTE ORIZZONTALE - CIRCOLARE NTC 2008

CARICO AGENTE	$P_{Ed} =$	385.00	KN
ALTEZZA MENSOLA	$h =$	120.00	cm
BASE MENSOLA	$B =$	30.00	cm
COPRIFERRO	$c_{opr} =$	50.00	cm
DISTANZA	$a =$	50.00	cm
RESISTENZA CLS	$f_{cd} =$	25.80	MPa
RESISTENZA ACCIAIO	$f_{yd} =$	391.30	MPa
COEFFICIENTE	$c =$	1.00	1 per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura 1,5 per sbalzi di travi provvisti di staffatura
ARMATURA	$A_s =$	1357.17	mm ²
ALTEZZA UTILE	$d =$	70.00	cm
DISTANZA	$l =$	64.00	cm
LAMBDA	$\lambda =$	1.02	
RESISTENZA ARMATURA	$P_{Rs} =$	522.76	KN
RESISTENZA PUNTONE CLS	$P_{Rc} =$	1066.54	KN

calcolo area barre

n° barre	diametro barra [mm ²]	Area totale barre [mm ²]
3	24	1357.17
		0.00
		0.00
Area totale armatura		1357.17



Risulta:

- $P_{Rs} > P_{Ed}$;
- $P_{Rc} > P_{Rs}$.

La verifica risulta essere soddisfatta.

6. VASCA DI DISSIPAZIONE

Nel presente capitolo vengono analizzate le verifiche degli elementi strutturali (suola e pareti) della vasca di dissipazione in c.a.

La vasca si presenta divisa in blocchi da giunti di dilatazione di 2 cm.

6.1 AZIONI

Le azioni considerate nelle verifiche sono:

- Peso proprio
- Spinta statica del terreno

La spinta del terreno in condizioni statiche è stata valutata facendo riferimento alla teoria di Coulomb/Rankine, trascurando l'attrito terra-muro:

$$S = \frac{1}{2} \times \gamma \times K \times H^2$$

$$K_A = \tan^2 (45^\circ - \Phi_d/2)$$

Dove H rappresenta l'altezza del paramento, K_A è il coefficiente di spinta attiva, Φ_d è l'angolo di attrito interno del terreno (di progetto), γ è il peso specifico del terreno.

Per quanto riguarda le proprietà del terreno, si è fatto riferimento alla relazione geotecnica allegata.

- terreno di fondazione (unità geotecnica UG2a) e fino a quota 132.5 m s.l.m.

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi_k' = 36^\circ$$

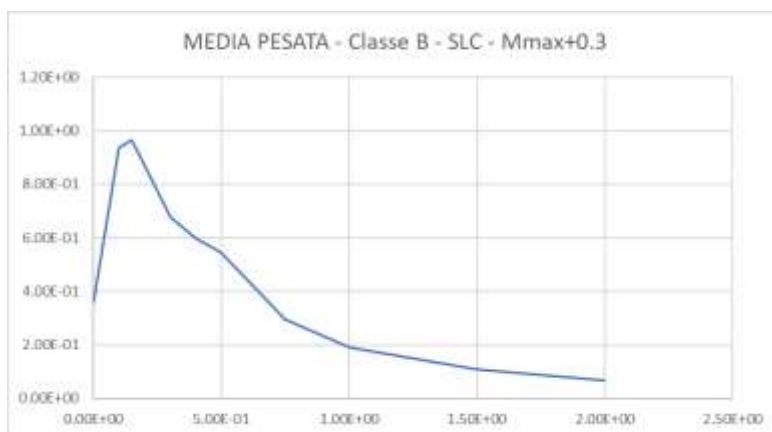
coefficiente di spinta attiva: $K_A = 0.331$

- Spinta idrostatica

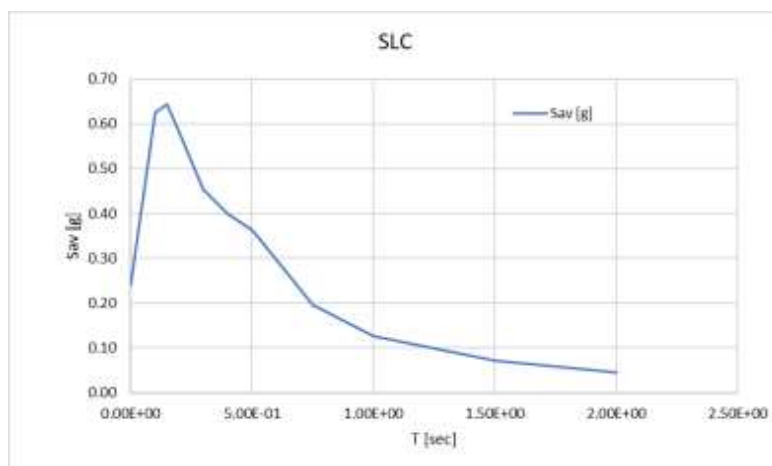
Non viene considerata la presenza dell'acqua in quanto favorevole ai fini delle verifiche (la pressione idrostatica è diretta nel verso opposto della spinta esercitata dal terreno).

- Azione sismica

In accordo ai concetti di progetto, le verifiche del muro vengono condotte con riferimento allo SLC. Si riportano di seguito gli spettri di risposta allo SLC (orizzontale e verticale), ricavati dall'analisi di risposta sismica locale.



Spettro di risposta SLC orizzontale.



Spettro di risposta SLC verticale.

Oltre all'azione inerziale dovuta al peso del muro, la spinta del terreno in condizioni sismiche è stata valutata mediante la teoria di Mononobe-Okabe:

$$S = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 - k_v) \times K_E \times H^2.$$

Le forze di inerzia, orizzontali e verticali, agenti sulla struttura sono state calcolate mediante il metodo pseudostatico moltiplicando la massa per l'accelerazione di picco al suolo (PGA) orizzontale e verticale.

Le verifiche condotte in combinazione sismica sono state svolte facendo riferimento ai criteri di verifica esposti al paragrafo 7.11.6.2 delle NTC08 per le opere di sostegno. Considerando che il muro è libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, si è assunto un coefficiente $\beta_m = 0.31$ (tabella 7.11.II NTC08). Quindi, sulla base delle considerazioni esposte, allo SLC, si ha:

- $K_h = \beta_m a_g S = 0.31 \times 0.361g = 0.112g$
- $K_v = - 0.5 \times K_h = 0.056 g.$

Mediante i due coefficienti pseudostatici sopra calcolati, la spinta agente in condizione sismica è stata valutata con la teoria di Mononobe-Okabe:

- Terreno di fondazione $\tan(\tan(36^\circ)/1.25) = 30^\circ.2$
 $K_{AE}^{(-)} = 0.407$;
 $K_{PE}^{(-)} = 2.810$.

6.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito viene riportata la lista delle combinazioni di carico.

Si precisa che i coefficienti di combinazione delle spinte del terreno sono stati calibrati considerando che il valore di spinta caratteristica è stato calcolato per la combinazione del gruppo 2.

NUM	NAME	ACTIVE LOADCASE (FACTOR) +	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	A1_1	Active G1 (1.300) +	Add	SPINTA STATICA 20 (1.080)	
2	A1_2	Active G1 (1.000) +	Add	SPINTA STATICA 20 (1.080)	
3	A1_3	Active G1 (1.300) +	Add	SPINTA STATICA 20 (0.835)	
4	A1_4	Active G1 (1.300) +	Add	SPINTA STATICA 10 (1.080)	
5	A1_5	Active G1 (1.000) +	Add	SPINTA STATICA 10 (1.080)	
6	A1_6	Active G1 (1.300) +	Add	SPINTA STATICA 10 (0.835)	
7	A2_1	Active G1 (1.000) +	Add	SPINTA STATICA 20 (1.000)	
8	A2_2	Active G1 (1.000) +	Add	SPINTA STATICA 10 (1.000)	
9	SLC1 Z+	Active G1 (1.000) + + SPINTA STATICA + SIS (0.944) +	Add	SISMA Y + (1.000) + SISMA X - (1.000)	SISMA Z + (1.000)
10	SLC2 Z-	Active G1 (1.000) + + SPINTA STATICA + SIS (0.944) +	Add	SISMA Y + (1.000) + SISMA X - (1.000)	SISMA Z - (1.000)
11	SLC3 Z+	Active G1 (1.000) + + SPINTA SISMICA H20 (1.000) + + SOTTOSPINTA H20 (1.000)	Add	SISMA Y + (1.000) + SISMA Z + (1.000) +	SPINTA STATICA + SIS (0.944) SISMA X - (1.000)
12	SLC4 Z-	Active G1 (1.000) + + SPINTA STATICA + SIS (0.944) + + SOTTOSPINTA H20 (1.000)	Add	SISMA Y + (1.000) + SPINTA SISMICA H20 (1.000) +	SISMA Z - (1.000) SISMA X - (1.000)
13	QP	Active G1 (1.000) +	Add	SPINTA STATICA 20 (0.835)	

6.3 MODELLAZIONE

Ai fini delle verifiche, sono stati creati modelli FEM tridimensionali non lineari con elementi finiti plate a 3 o 4 nodi mediante il software Midas/GEN 2019 v2.1, licenza n. U001-07702 rilasciata da Harpaceas s.r.l.

L'interazione con il terreno è stata simulata mediante un letto di molle reagenti solo a compressione (valore della costante di Winkler pari a $k_w = 7500 \text{ kN/m}^3$).

I materiali hanno un comportamento lineare.

I carichi sono stati applicati agli elementi finiti mediante "pressure load" e "hydrostatic pressure".

L'analisi sismica è stata condotta con il metodo pseudostatico.

6.4 CRITERI DI VERIFICA

SLU a presso/tenso-flessione retta

Per le verifiche flessionali nelle combinazioni SLU/STATICHE, in ogni sezione il momento resistente di progetto deve risultare superiore o uguale al relativo momento esterno di calcolo:

$$M_{Ed} (N_{Ed}) \leq M_{Rd} (N_{Ed})$$

dove:

M_{Ed} = momento sollecitante di progetto associato allo sforzo normale N_{Ed} ;

N_{Ed} = sforzo normale sollecitante di progetto;

M_{Rd} = momento resistente di progetto associato allo sforzo normale N_{Ed} .

Il calcolo del momento sollecitante di progetto è stato valutato, mediante il post-processor del software, con riferimento alla teoria di Wood-Armer.

Taglio SLU

Ai fini delle verifiche a taglio, si è fatto riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle NTC08.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

con:

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

$$v_{\min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$$

d = l'altezza utile della sezione (in mm);

b_w = la larghezza minima della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / b_w / d$ (A_{sl} è l'armatura longitudinale tesa).

SLE tensioni e fessurazione

Le verifiche per il rispetto degli stati limite di esercizio sono eseguite determinando in funzione delle effettive caratteristiche geometriche della sezione in oggetto i momenti massimi che la sezione è in grado di sopportare nel rispetto delle limitazioni tensionali e delle aperture di fessure consentite dalla normativa vigente.

In particolare si richiede il rispetto delle seguenti prescrizioni.

Verifiche tensionali in combinazione caratteristica:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$$

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$$

Verifiche tensionali in combinazione quasi permanente:

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$$

Per quanto riguarda le verifiche a fessurazione considerando per le strutture in oggetto condizioni ambientali ordinarie ed armature poco sensibili si ottengono le seguenti limitazioni.

Massima apertura di fessura in combinazione frequente

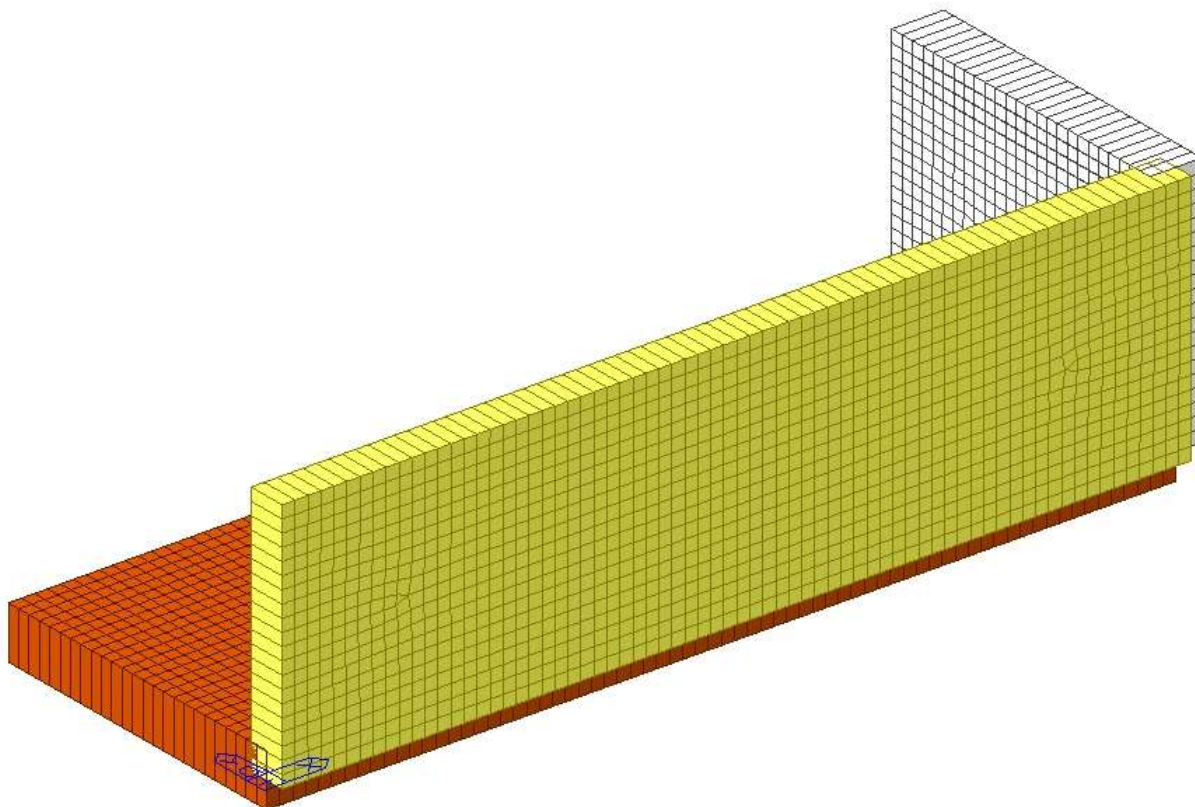
$$\text{Apertura fessure} \leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Massima apertura di fessura in combinazione quasi permanente

$$\text{Apertura fessure} \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

6.5 CONCI 1A/10A

Si mostra l'immagine del modello a elementi finiti.

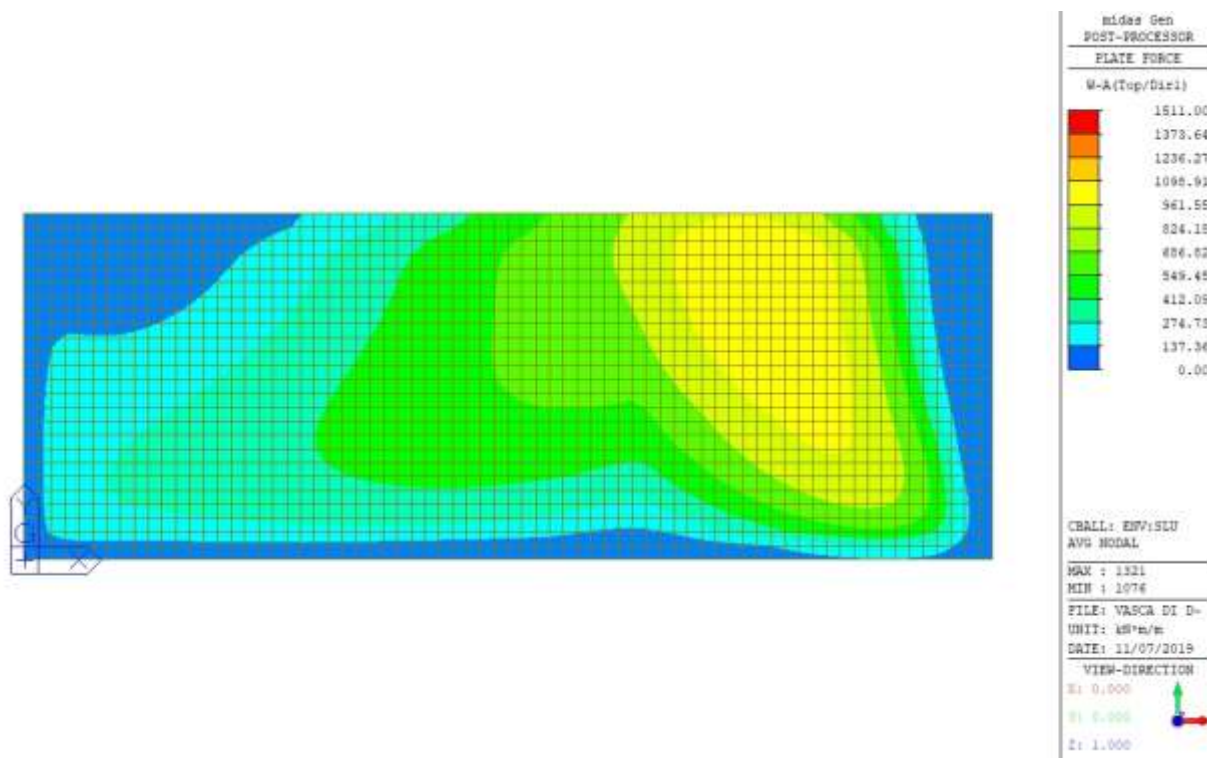


Modello FEM

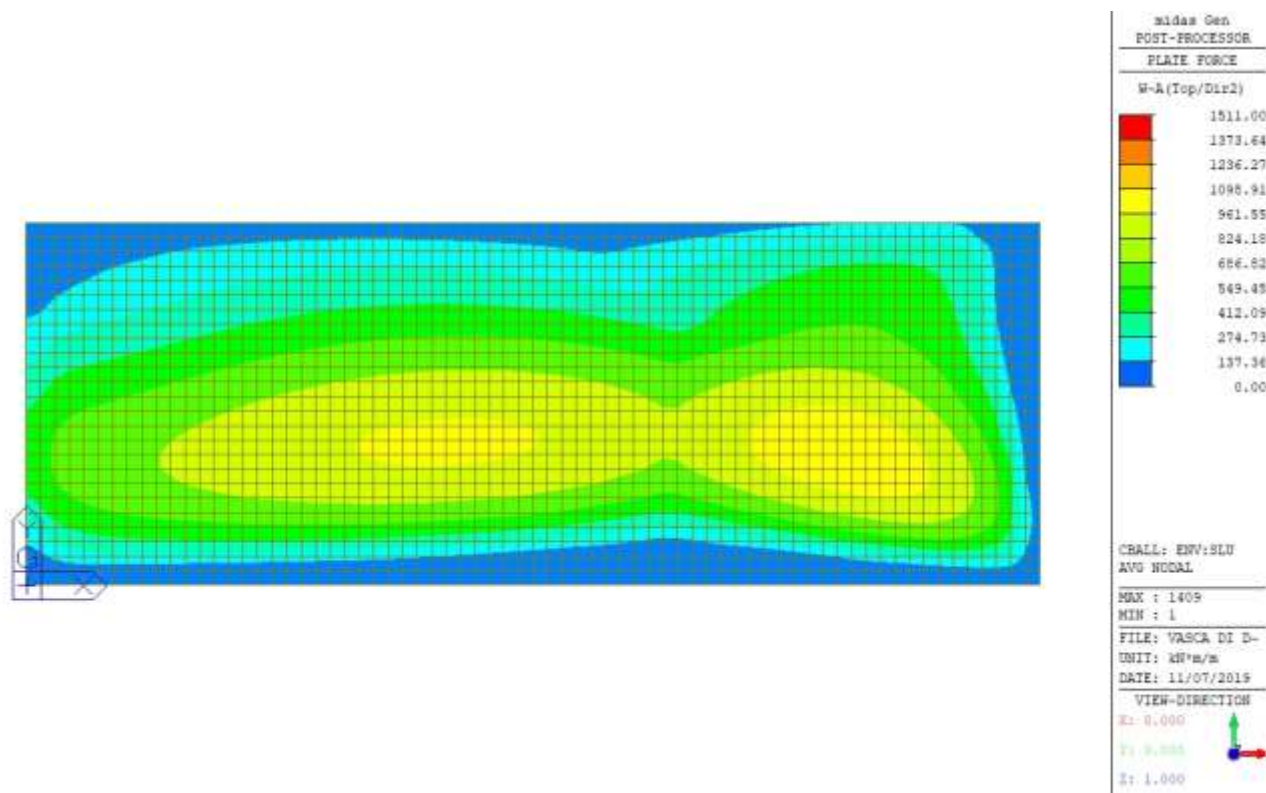
Sia la suola di fondazione che il paramento di valle presentano uno spessore di 200 cm; invece, il paramento laterale presenta uno spessore di 150 cm.

Si riportano di seguito le verifiche a flessione allo SLU.

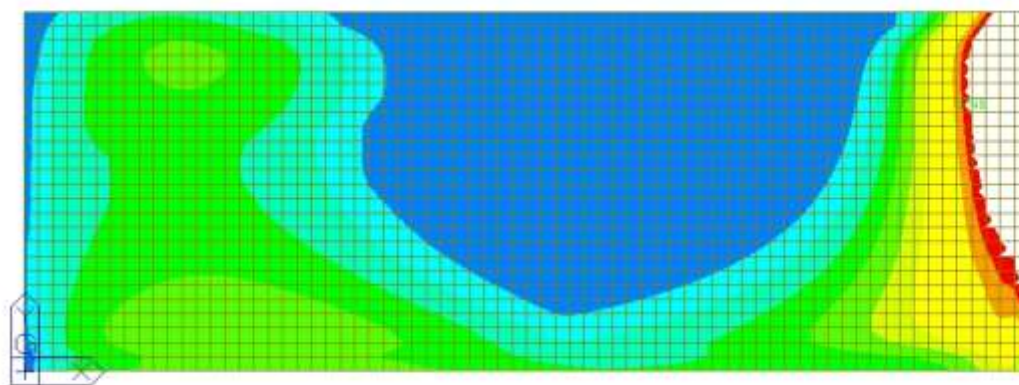
Le mappe sono filtrate con i momenti resistenti calcolati mediante l'ausilio del software VCA SLU e non riportati di seguito per motivi di brevità.



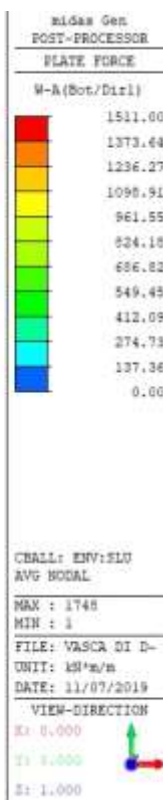
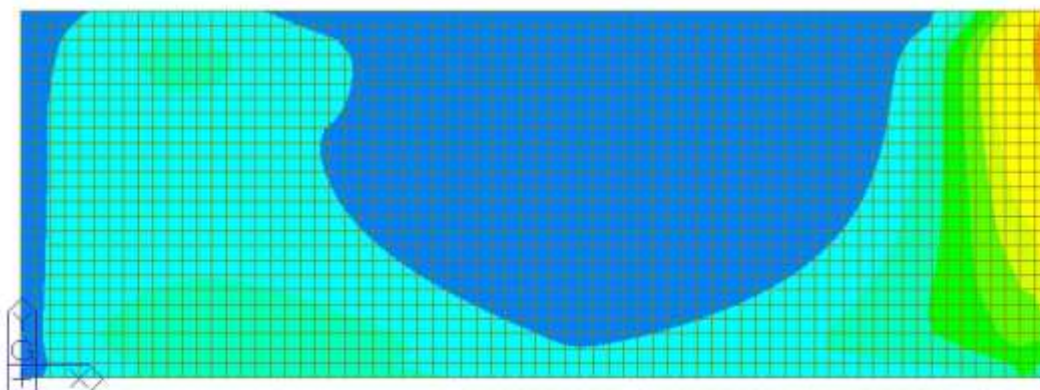
Suola di fondazione – Momento di Wood-Armer superiore direzione X (Φ16/10)



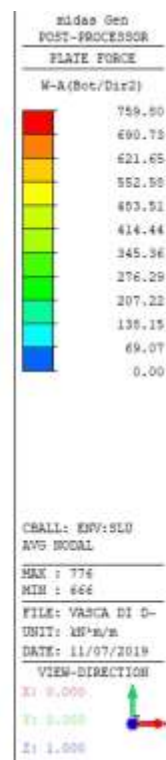
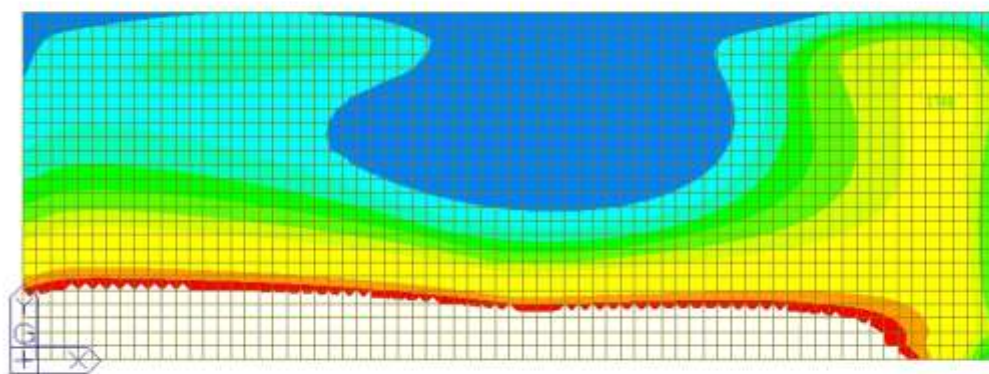
Suola di fondazione – Momento di Wood-Armer superiore direzione Y (Φ16/10)



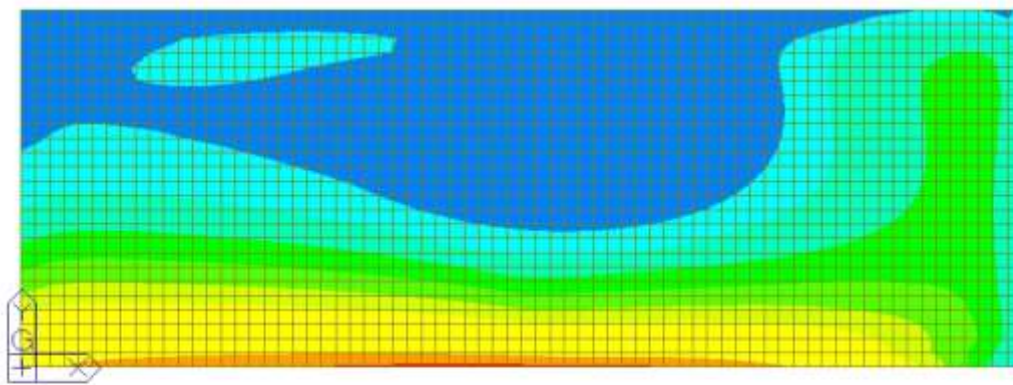
Suola di fondazione – Momento di Wood-Armer inferiore direzione X (Φ16/20)



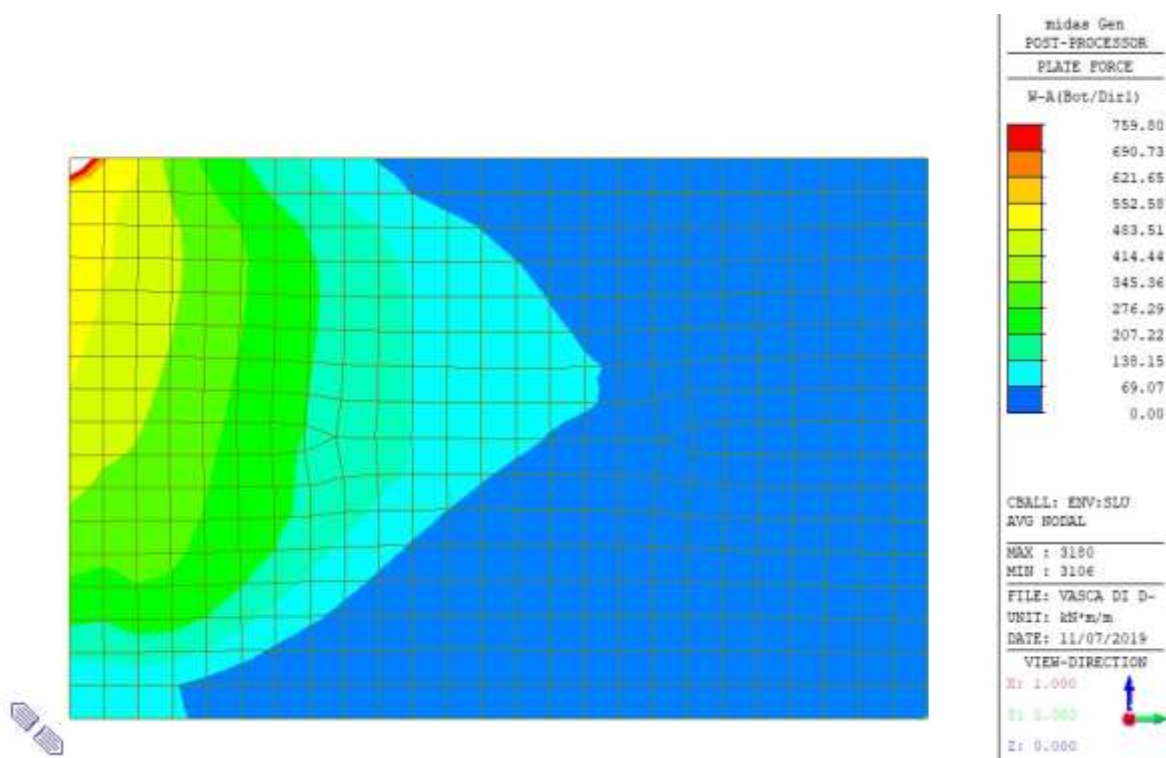
Suola di fondazione – Momento di Wood-Armer inferiore direzione X (Φ16/20 + Φ16/20)



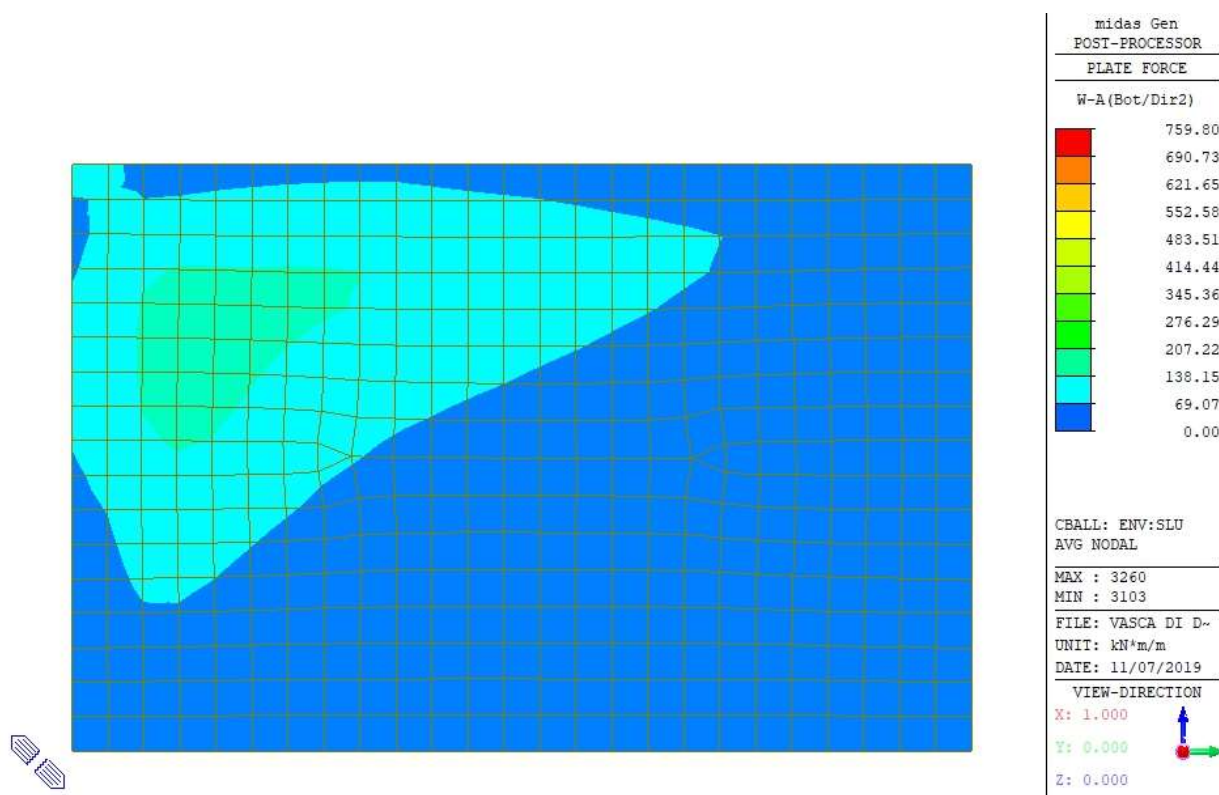
Suola di fondazione – Momento di Wood-Armer inferiore direzione Y (Φ16/20)



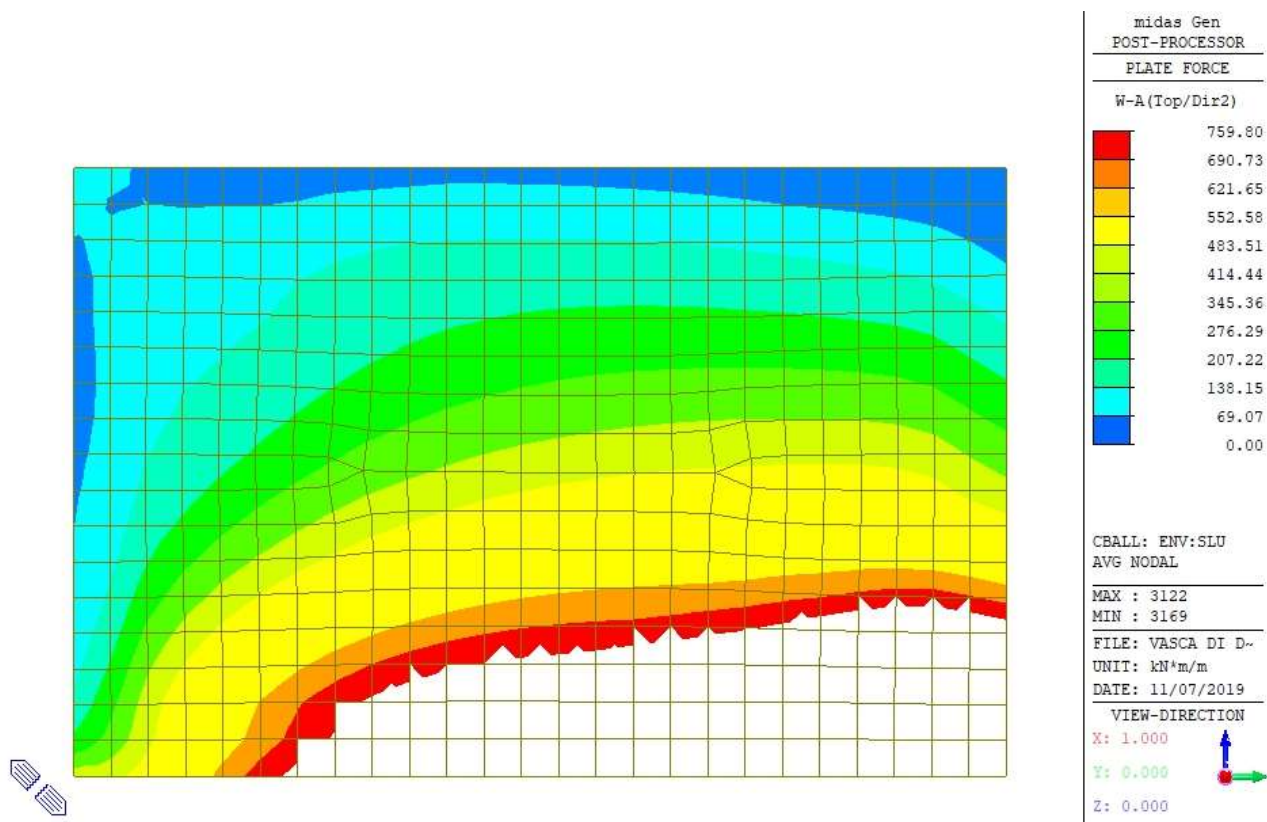
Suola di fondazione – Momento di Wood-Armer inferiore direzione Y (Φ16/20 + Φ16/20)



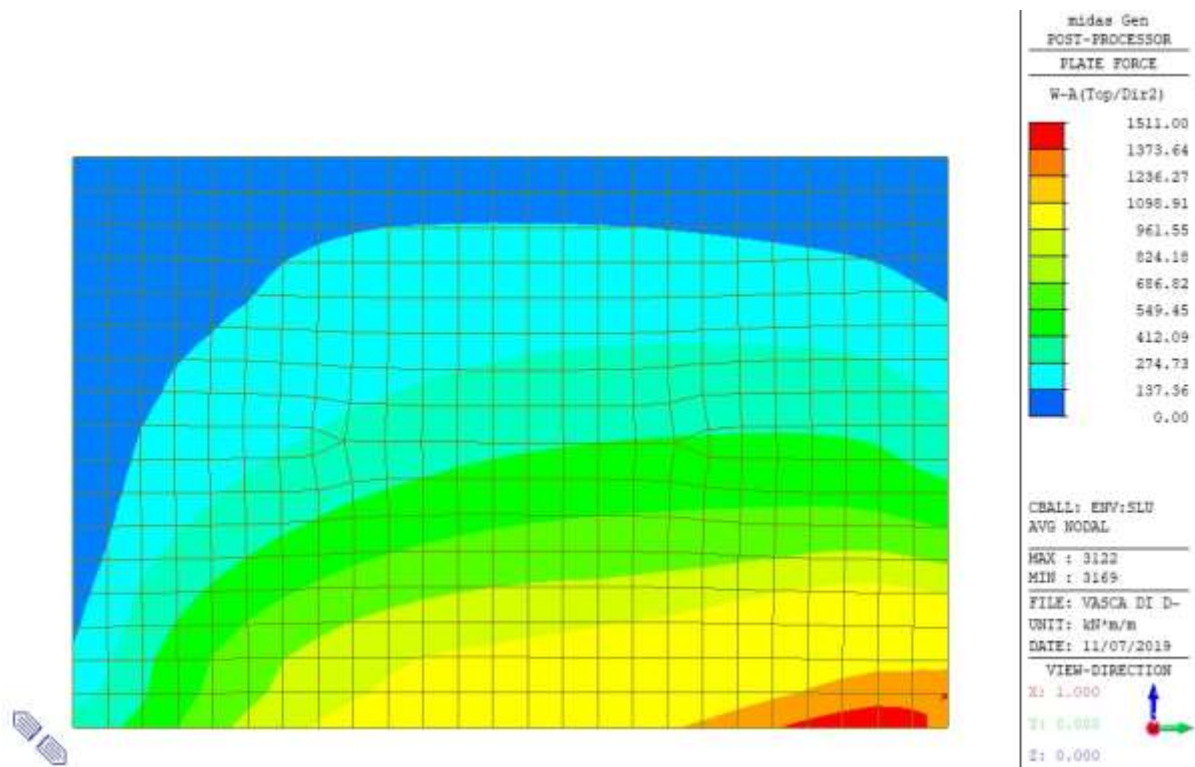
Paramento di valle – Momento di Wood-Armer lato vasca direzione orizzontale (Φ16/20)



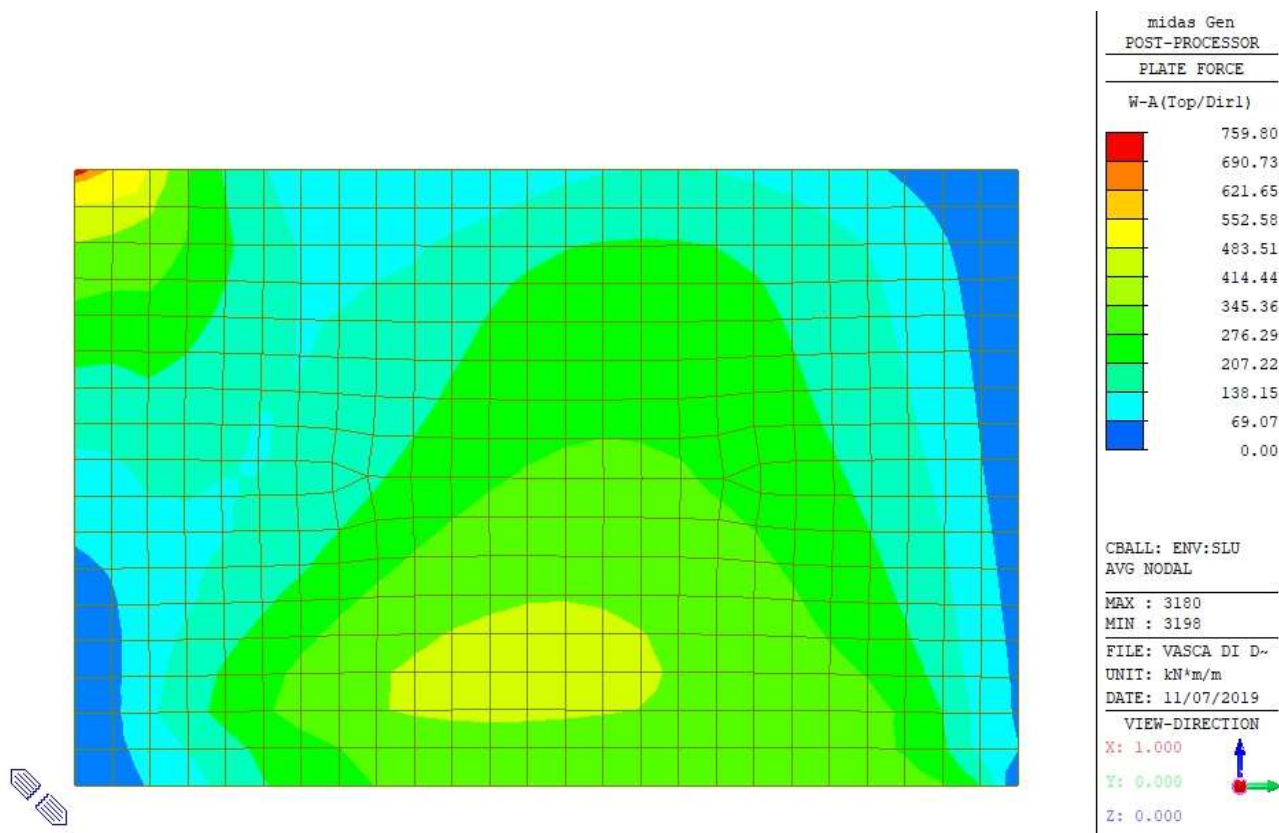
Paramento di valle – Momento di Wood-Armer lato vasca direzione verticale (Φ16/20)



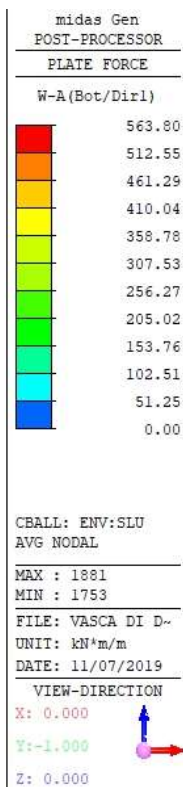
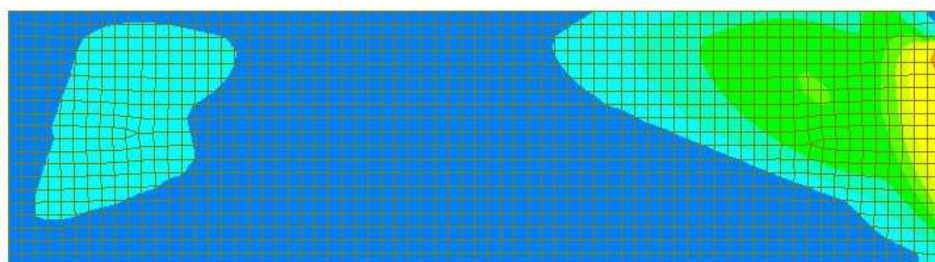
Paramento di valle – Momento di Wood-Armer lato terreno direzione verticale (Φ16/20)



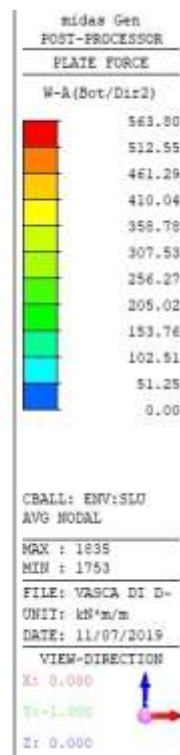
Paramento di valle – Momento di Wood-Armer lato terreno direzione verticale (Φ16/20 + Φ16/20)



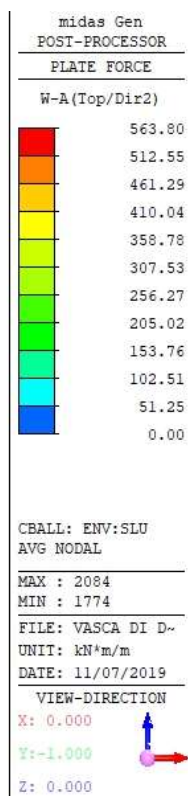
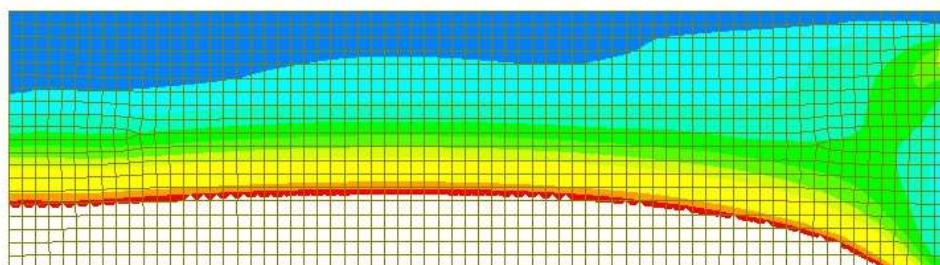
Paramento di valle – Momento di Wood-Armer lato terreno direzione orizzontale ($\Phi 16/20$)



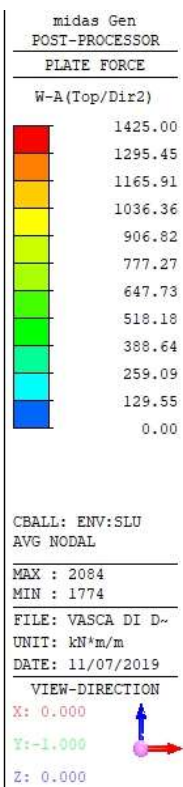
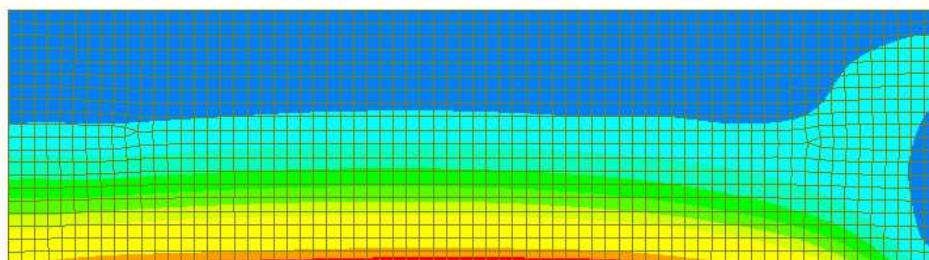
Paramento laterale – Momento di Wood-Armer lato vasca direzione orizzontale (Φ16/20)



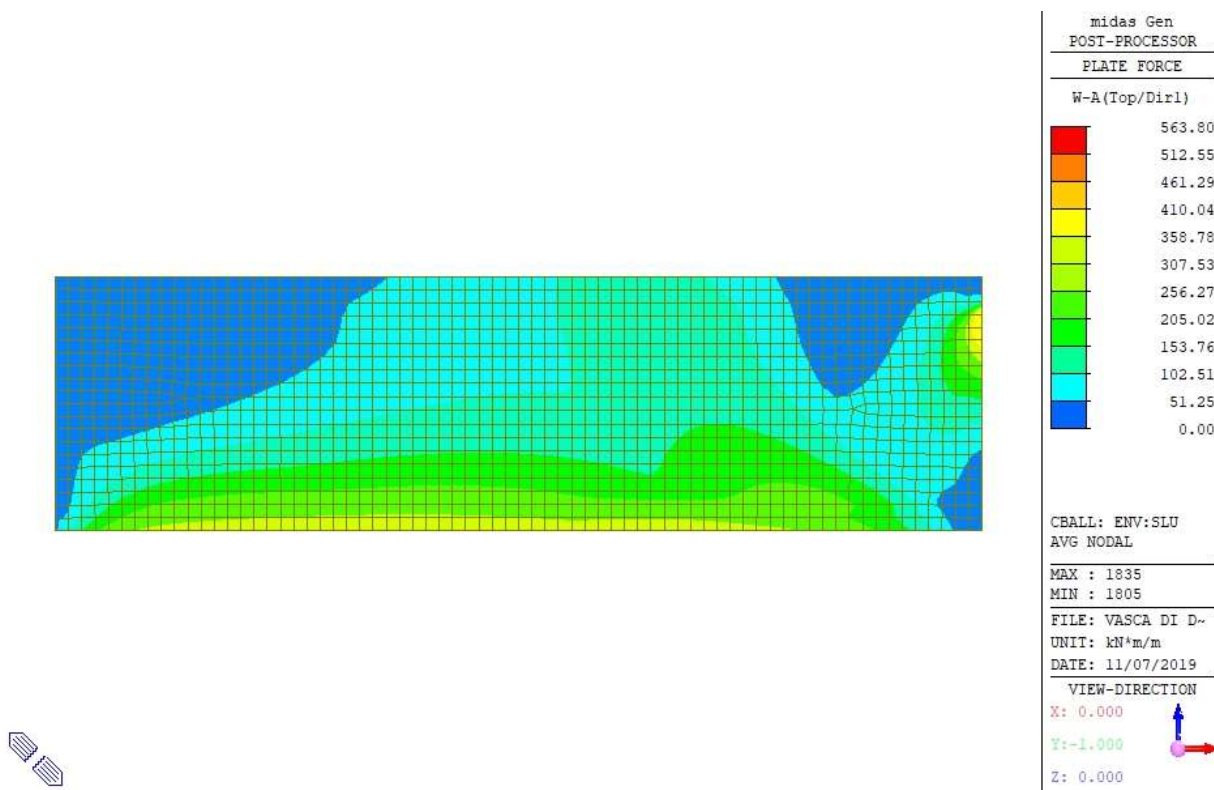
Paramento laterale – Momento di Wood-Armer lato vasca direzione verticale (Φ16/20)



Paramento laterale – Momento di Wood-Armer lato terreno direzione verticale (Φ16/20)

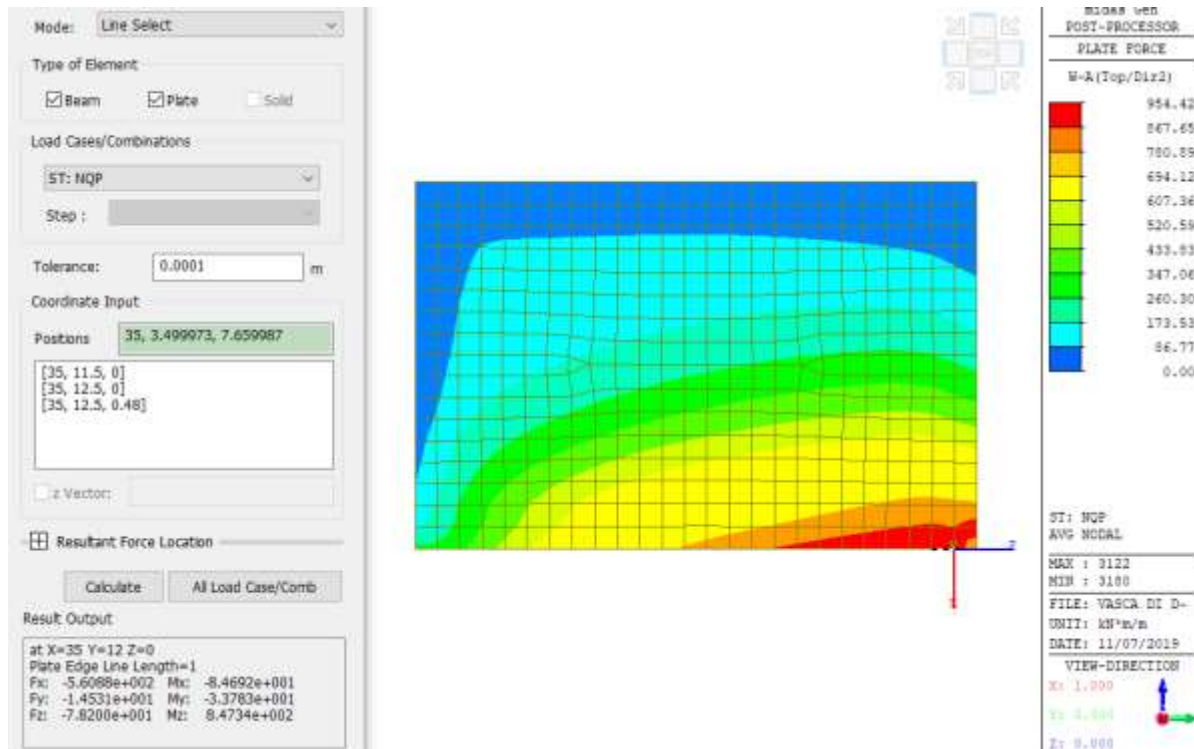


Paramento laterale – Momento di Wood-Armer lato terreno direzione verticale (Φ16/20+ Φ20/20)



Paramento laterale – Momento di Wood-Armer lato terreno direzione orizzontale ($\Phi 16/20$)

Si riportano di seguito le verifiche a tensionali e fessurazione in combinazione quasi permanente del paramento di valle.



<

Essendo $\sigma_c = 2.85 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$, la verifica tensionale risulta essere soddisfatta.

Inoltre, con riferimento alla verifica a fessurazione, risulta: $w_k = 0.08 \text{ mm} < w_2 = 0.30 \text{ mm}$ (verifica soddisfatta).

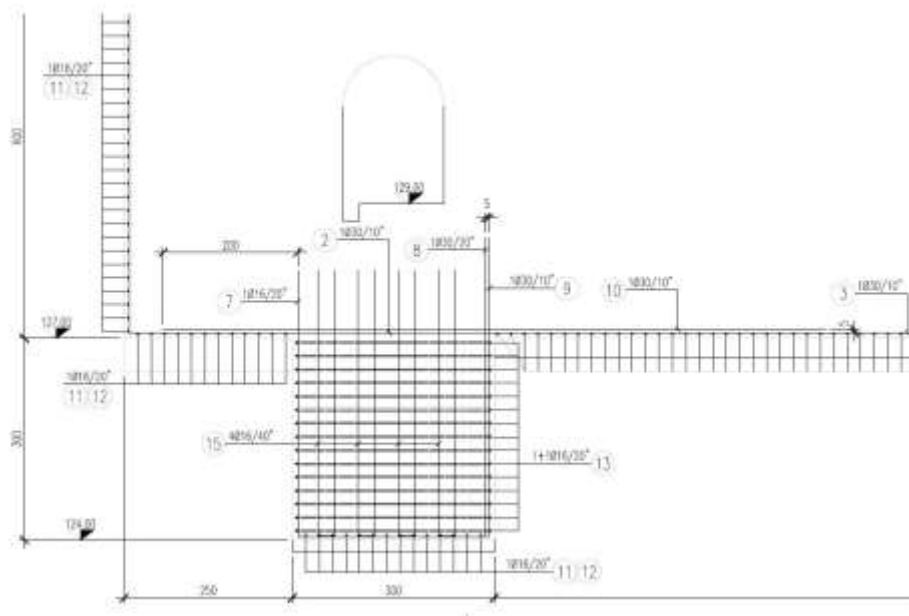
6.6 CONCI 3A-8A

Data la configurazione geometrica dei conci, si prevede solamente l'armatura base superiore e inferiore, in entrambe le direzioni $\Phi 16/20 \times 20$ cm.

7. PARTICOLARI COSTRUTTIVI

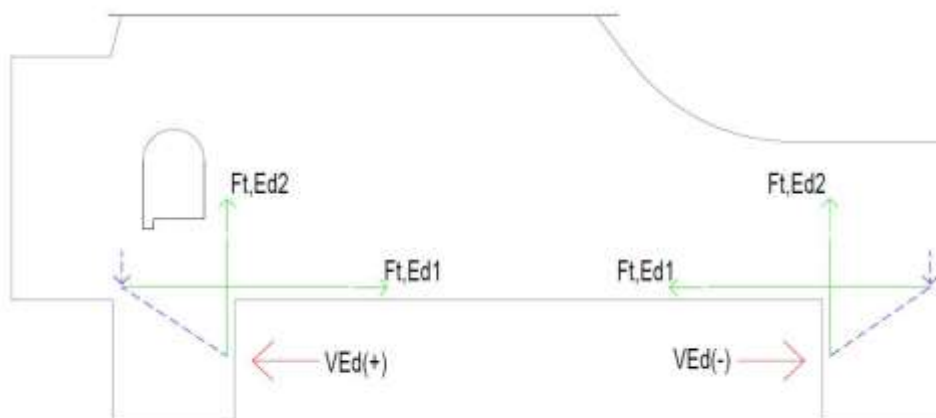
7.1 DENTI DI FONDAZIONE CONCI 1A-10A

Si riporta di seguito lo schema di armatura della fondazione.



Dente di fondazione di monte.

Il taglio orizzontale con segno negativo viene assorbito interamente dal dente di monte; invece, il taglio orizzontale con segno positivo viene trasferito interamente dal dente di valle. Di seguito è mostrato lo schema di calcolo.



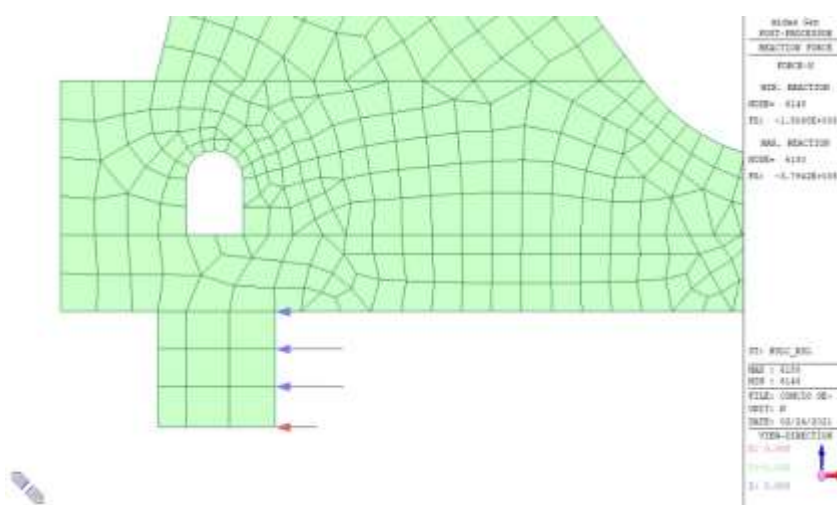
Schema di calcolo.

Nello schema precedente, le linee tratteggiate blu rappresentano i puntoni in calcestruzzo, mentre le linee continue verdi rappresentano i tiranti in acciaio.

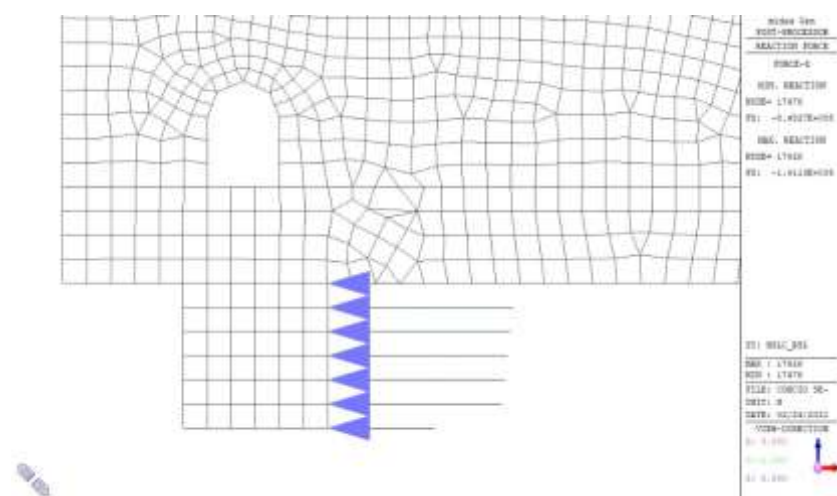
Ai fini del dimensionamento/verifica si è considerato lo stesso valore di taglio in modulo applicato in entrambi i versi.

Si sottolinea che le forze di taglio VEd non sono contemporanee ma alternative in quanto l'intera forza orizzontale scambiata tra il concio e il terreno di fondazione consolidato con jet-grouting è trasferita da uno dei due denti in relazione al verso (+) o (-) della forza agente.

La posizione del punto di applicazione della forza posto a metà altezza del dente è giustificato dai risultati ottenuti dall'analisi FEM e mostrati di seguito per i due concetti con riferimento allo SLC.



Conci 1A, 2A, 5A, 6A, 9A, 10A: reazioni vincolari orizzontali



Conci 3A, 4A, 7A, 8A: reazioni vincolari orizzontali

Dalle figure precedenti si evince che, considerato il passo costante della mesh, il valore in modulo della reazione vincolare nodale è praticamente costante e pertanto la risultante risulta essere concentrata a metà altezza del dente di fondazione.

La verifica viene condotta considerando il dente equivalente ad una mensola tozza con carico concentrato posto a metà altezza (150cm).

L'azione massima orizzontale agente alla base della struttura riportata anche nella relazione geotecnica (verifiche a scorrimento), è pari a:

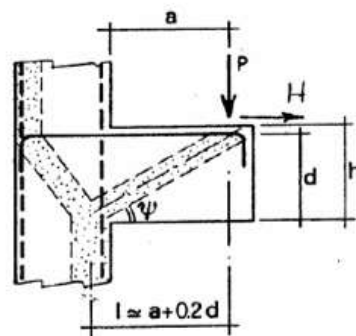
$$V_{Ed} = 4800.0 \text{ kN/ml}$$

VERIFICA MENSOLE TOZZE - TIRANTE ORIZZONTALE - CIRCOLARE NTC 2008

CARICO AGENTE	$V_{Ed} =$	4800.00	kN
ALTEZZA MENSOLA	$h =$	300.00	cm
BASE MENSOLA	$B =$	100.00	cm
COPRIFERRO	$copr. =$	10.00	cm
DISTANZA	$a =$	150.00	cm
RESISTENZA CLS	$f_{cd} =$	14.11	MPa
RESISTENZA ACCIAIO	$f_{yd} =$	391.30	MPa
COEFFICIENTE	$c =$	1.00	1 per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura 1,5 per sbalzi di travi provvisti di staffatura
ARMATURA	$A_s =$	10602.88	mm ²
ALTEZZA UTILE	$d =$	290.00	cm
DISTANZA	$l =$	208.00	cm
LAMBDA	$\lambda =$	0.80	
RESISTENZA ARMATURA	$PR_s =$	5206.08	kN
RESISTENZA PUNTONE CLS	$PR_c =$	10010.12	kN

calcolo area barre

n° barre	diametro barra [mm]	Area totale barre [mm ²]
10	30	7068.58
5	30	3534.29
		0.00
Area totale armatura		10602.88



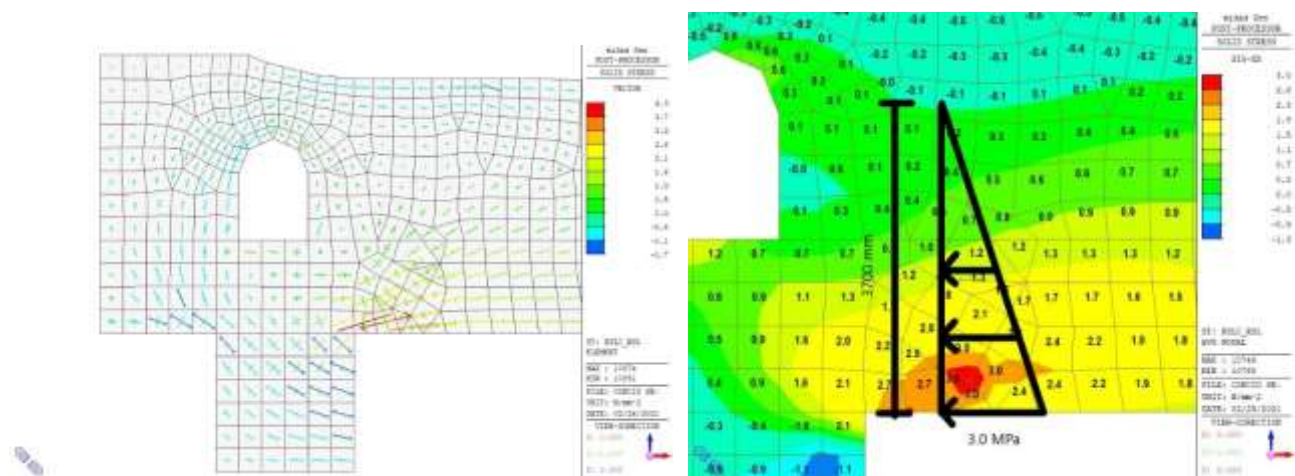
$F_{w,Ed}$	1443.329	kN	MODEL CODE 1990 (armatura di parete)
$F_{w,Rd}$	1573.026	kN	20φ16/ml
$F_{t,Ed1}$	4800.00	kN	
$F_{t,Rd}$	5529.07	kN	20φ30/ml

Risulta:

- $\min (PR_s; PR_c) > V_{Ed}$;
- $F_{t,Rd} > F_{t,Ed1}$;
- $F_{w,Rd} > F_{w,Ed}$.

La verifica risulta essere soddisfatta.

Infine, si mostrano per confronto le direzioni e le tensioni di trazione agenti allo SLC con riferimento ai conci con luce sotto battente.



Concio con luce sotto battente: direzioni principali di tensione

Trattandosi di un calcolo allo SLU che prevede lo snervamento dell'armatura tesa, la risultante delle trazioni agenti è calcolata trascurando interamente la resistenza a trazione del calcestruzzo:

$$F_{t,Ed} = 3.4 \text{ MPa} \times 2975 \text{ mm} / 2 = 5057.8 \text{ N/mm} = 5057.8 \text{ kN/m}$$

Il tirante è costituito da 10 + 10 Φ 30/100 cm che, considerando una tensione di snervamento pari a 391.3 MPa, fornisce una forza di progetto di:

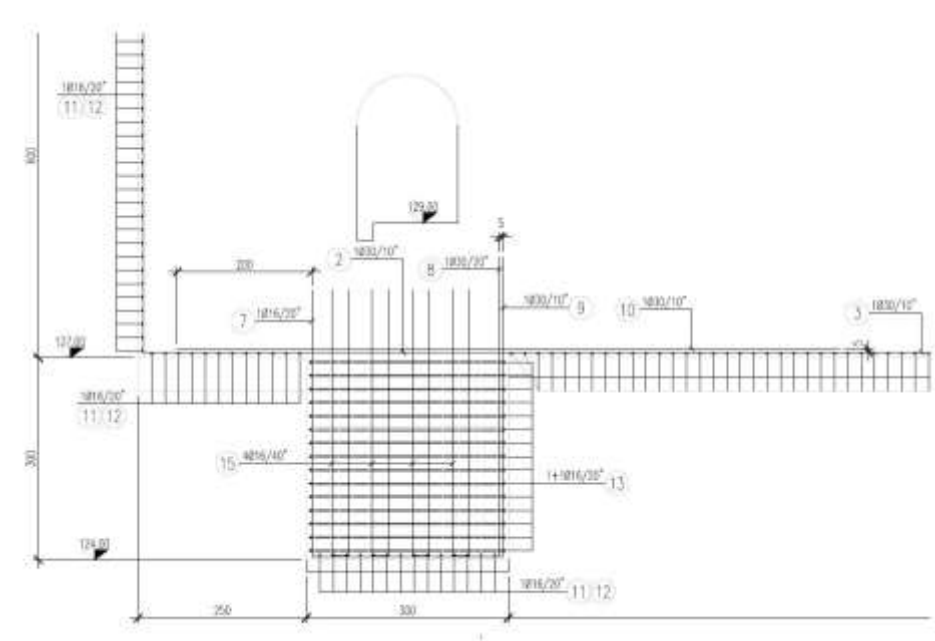
$$F_{t,Rd} = 20 \times 706.5 \text{ mm}^2 \times 391.3 \text{ MPa} = 5529.0 \text{ kN/ml}$$

Risulta $F_{t,Ed} < F_{t,Rd}$ e pertanto l'armatura prevista è in grado di far fronte anche allo sforzo di trazione ricavato dall'analisi globale della struttura.

Il risultato ottenuto dal modello FEM conferma quanto progettato con il modello tirante-puntone.

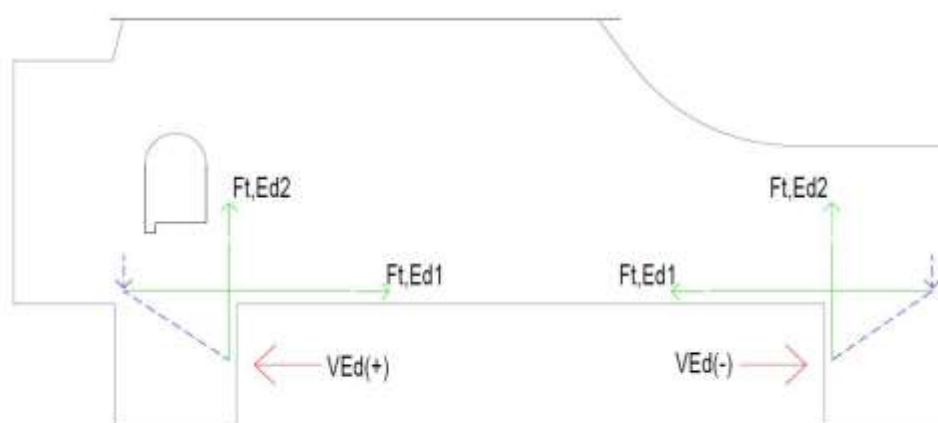
7.2 DENTI DI FONDAZIONE CONCI 1S-4S

Si riporta di seguito lo schema di armatura della fondazione.



Dente di fondazione di monte.

Il taglio orizzontale con segno negativo viene assorbito interamente dal dente di monte; invece, il taglio orizzontale con segno positivo viene trasferito interamente dal dente di valle. Di seguito è mostrato lo schema di calcolo.



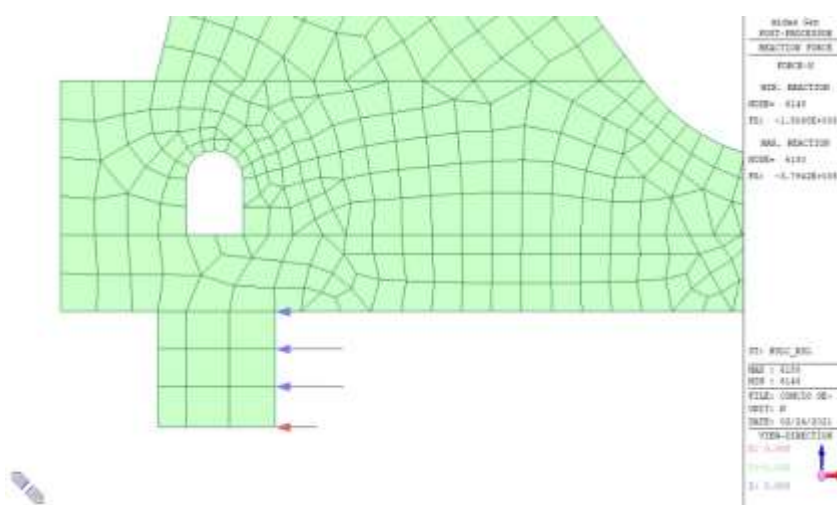
Schema di calcolo.

Nello schema precedente, le linee tratteggiate blu rappresentano i puntoni in calcestruzzo, mentre le linee continue verdi rappresentano i tiranti in acciaio.

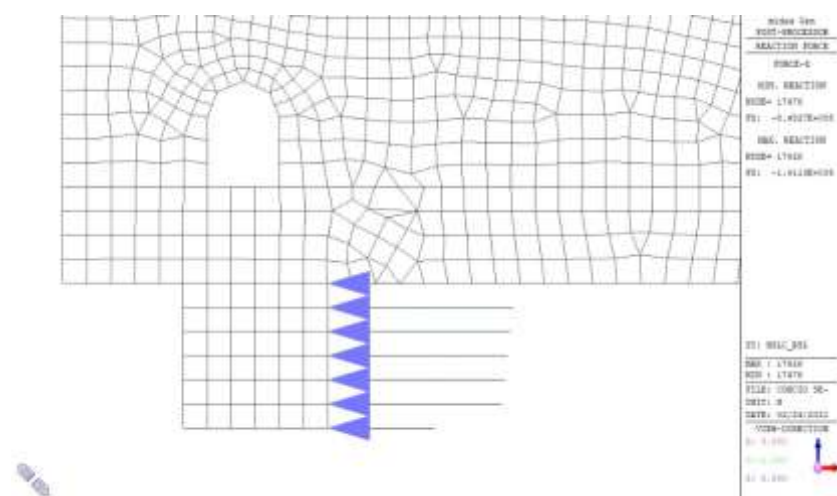
Ai fini del dimensionamento/verifica si è considerato lo stesso valore di taglio in modulo applicato in entrambi i versi.

Si sottolinea che le forze di taglio VEd non sono contemporanee ma alternative in quanto l'intera forza orizzontale scambiata tra il concio e il terreno di fondazione consolidato con jet-grouting è trasferita da uno dei due denti in relazione al verso (+) o (-) della forza agente.

La posizione del punto di applicazione della forza posto a metà altezza del dente è giustificato dai risultati ottenuti dall'analisi FEM e mostrati di seguito per i due concetti con riferimento allo SLC.



Conci 1A, 2A, 5A, 6A, 9A, 10A: reazioni vincolari orizzontali



Conci 3A, 4A, 7A, 8A: reazioni vincolari orizzontali

Dalle figure precedenti si evince che, considerato il passo costante della mesh, il valore in modulo della reazione vincolare nodale è praticamente costante e pertanto la risultante risulta essere concentrata a metà altezza del dente di fondazione.

La verifica viene condotta considerando il dente equivalente ad una mensola tozza con carico concentrato posto a metà altezza (150cm).

L'azione massima orizzontale agente alla base della struttura riportata anche nella relazione geotecnica (verifiche a scorrimento), è pari a:

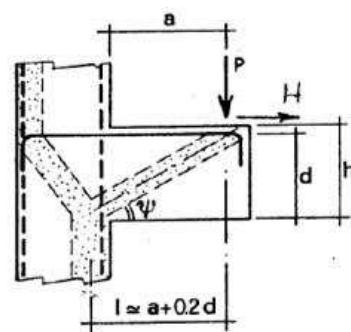
$$V_{Ed} = 4595.0 \text{ kN/ml}$$

VERIFICA MENSOLE TOZZE - TIRANTE ORIZZONTALE - CIRCOLARE NTC 2008

CARICO AGENTE	$V_{Ed} = 4595.00$	KN
ALTEZZA MENSOLA	$h = 300.00$	cm
BASE MENSOLA	$B = 100.00$	cm
COPRIFERRO	$copr. = 10.00$	cm
DISTANZA	$a = 150.00$	cm
RESISTENZA CLS	$f_{cd} = 14.11$	MPa
RESISTENZA ACCIAIO	$f_{yd} = 391.30$	MPa
COEFFICIENTE	$c = 1.00$	1 per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura 1,5 per sbalzi di travi provvisti di staffatura
ARMATURA	$A_s = 11592.48$	mm ²
ALTEZZA UTILE	$d = 290.00$	cm
DISTANZA	$l = 208.00$	cm
LAMBDA	$\lambda = 0.80$	
RESISTENZA ARMATURA	$PR_s = 5691.98$	KN
RESISTENZA PUNTONE CLS	$PR_c = 10010.12$	KN

calcolo area barre

n° barre	diametro barra [mm]	Area totale barre [mm ²]
10	30	7068.58
10	24	4523.89
		0.00
Area totale armatura		11592.48



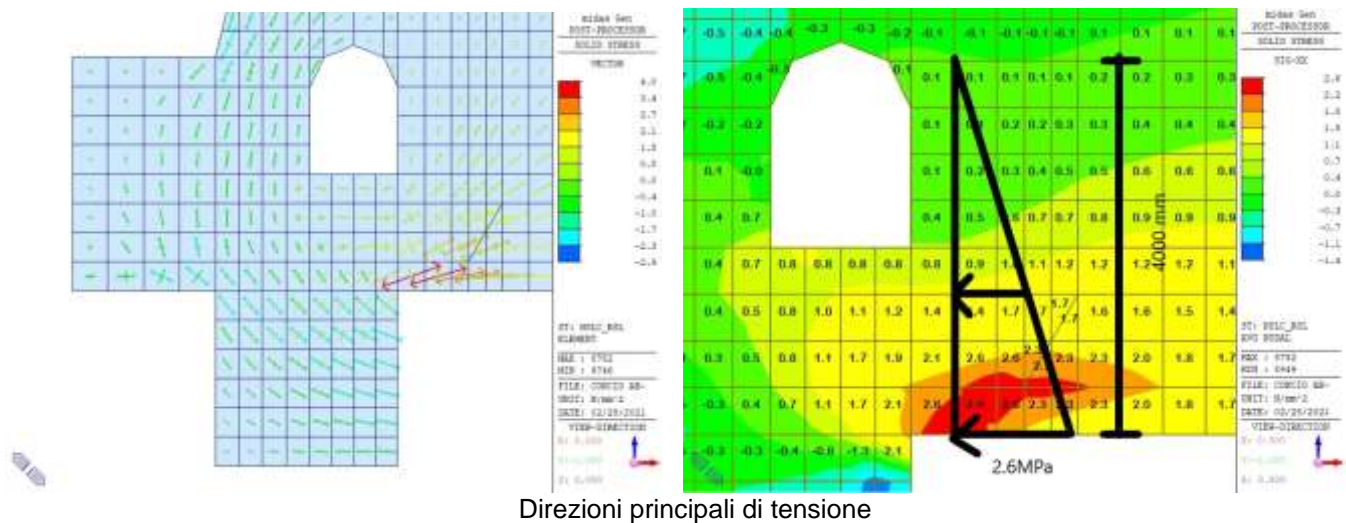
$F_{w,Ed}$	1381.687	kN	MODEL CODE 1990 (armatura di parete)
$F_{w,Rd}$	1887.631	kN	24φ16/ml
$F_{t,Ed1}$	4595.00	kN	
$F_{t,Rd}$	5529.07	kN	20φ30/ml

Risulta:

- $\min (PR_s; PR_c) > V_{Ed}$;
- $F_{t,Rd} > F_{t,Ed1}$;
- $F_{w,Rd} > F_{w,Ed}$.

La verifica risulta essere soddisfatta.

Infine, si mostrano per confronto le direzioni e le tensioni di trazione agenti allo SLC.



Trattandosi di un calcolo allo SLU che prevede lo snervamento dell'armatura tesa, la risultante delle trazioni agenti è calcolata trascurando interamente la resistenza a trazione del calcestruzzo:

$$F_{t,Ed} = 2.6 \text{ MPa} \times 4000 \text{ mm} / 2 = 5200.0 \text{ N/mm} = 5200.0 \text{ kN/m}$$

Il tirante è costituito da 10 + 10 Φ 30/100 cm che, considerando una tensione di snervamento pari a 391.3 MPa, fornisce una forza di progetto di:

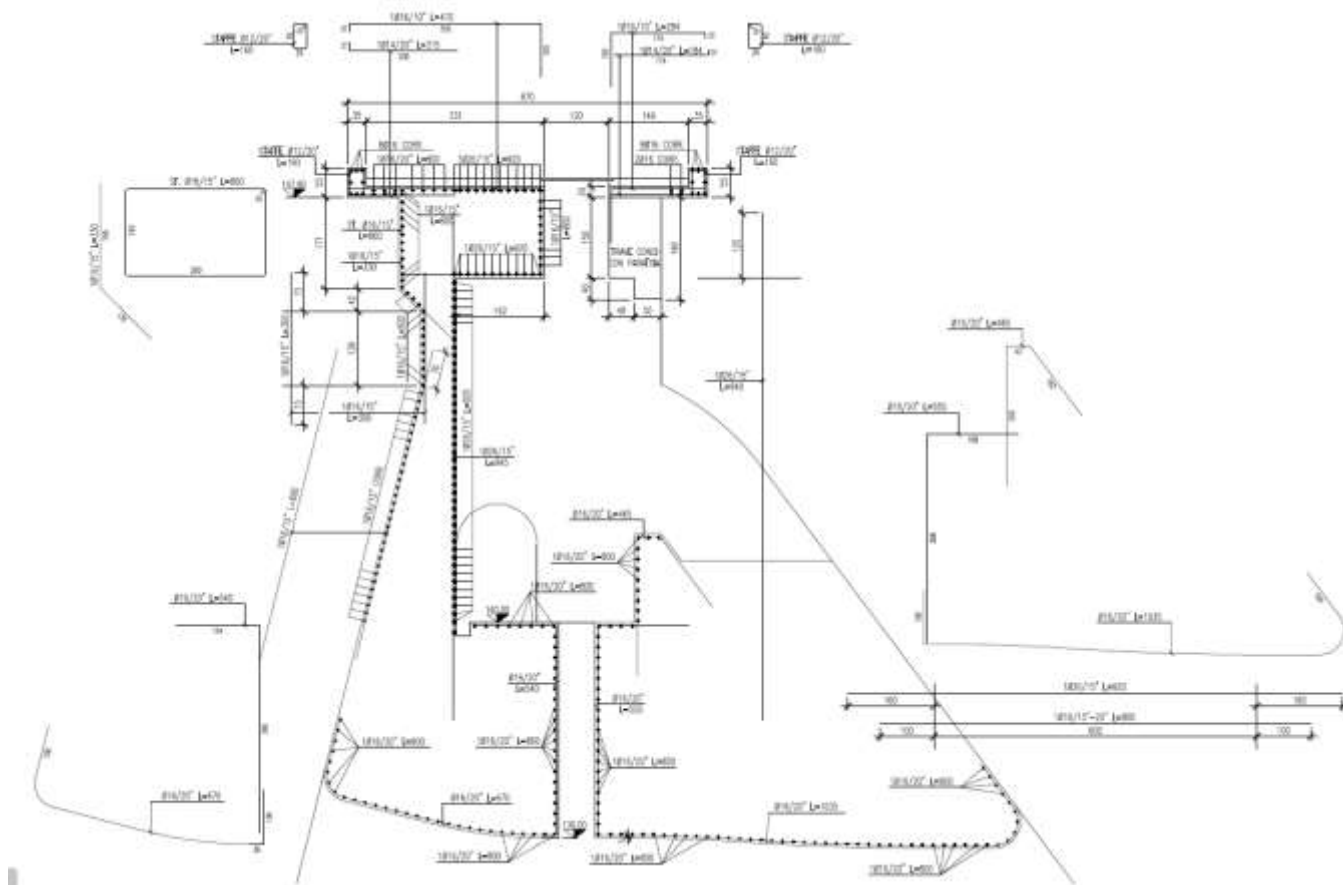
$$F_{t,Rd} = 20 \times 706.5 \text{ mm}^2 \times 391.3 \text{ MPa} = 5529.0 \text{ kN/ml}$$

Risulta $F_{t,Ed} < F_{t,Rd}$ e pertanto l'armatura prevista è in grado di far fronte anche allo sforzo di trazione ricavato dall'analisi globale della struttura.

Il risultato ottenuto dal modello FEM conferma quanto progettato con il modello tirante-puntone.

7.3 ARMATURA CONCI CON PARATOIA 3A, 4A, 7A, 8A

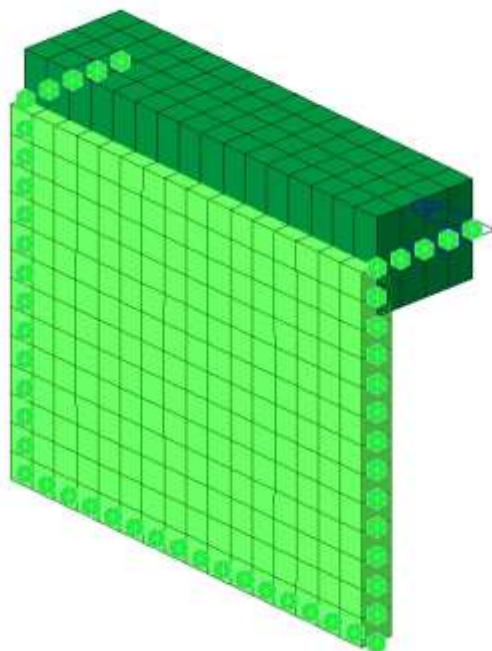
Si mostra di seguito la disposizione dell'armatura.



La carreggiata posta sopra al concio risulta essere composta da una piastra incastrata su tre lati ed una trave incastrata agli estremi. Tra i due elementi strutturali è posto un grigliato removibile nel caso sia richiesta l'estrazione delle paratoie.

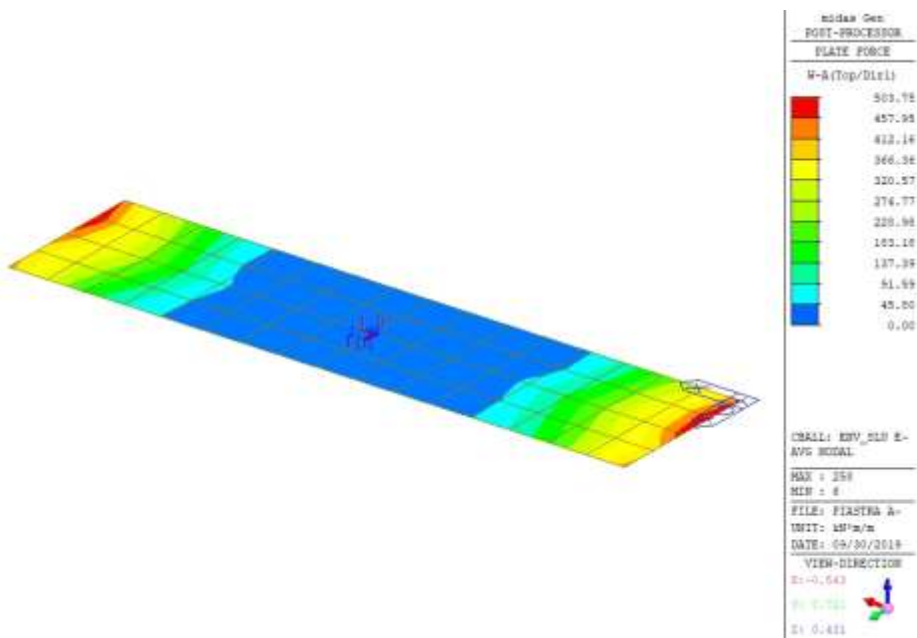
L'analisi è stata eseguita mediante modelli FEM 3d, considerando sulla carreggiata i carichi mobili descritti nel capitolo inerente le verifiche dell'impalcato da ponte.

Si analizza di seguito la porzione di soletta.

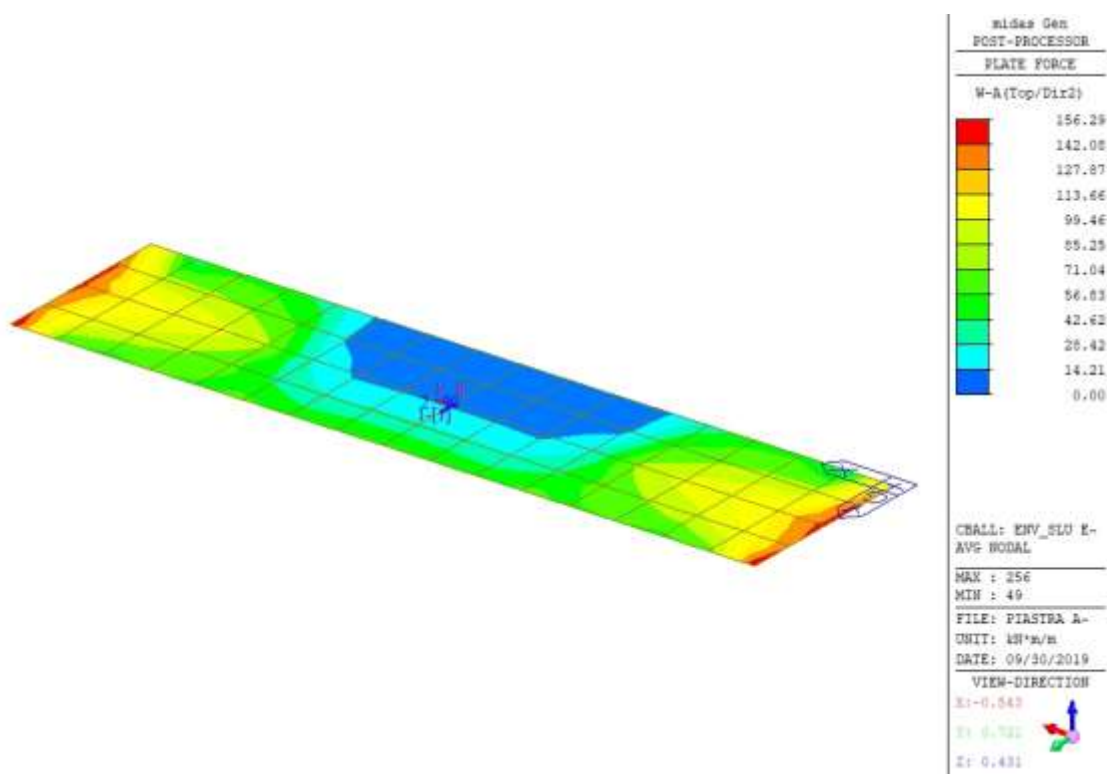


Modello FEM

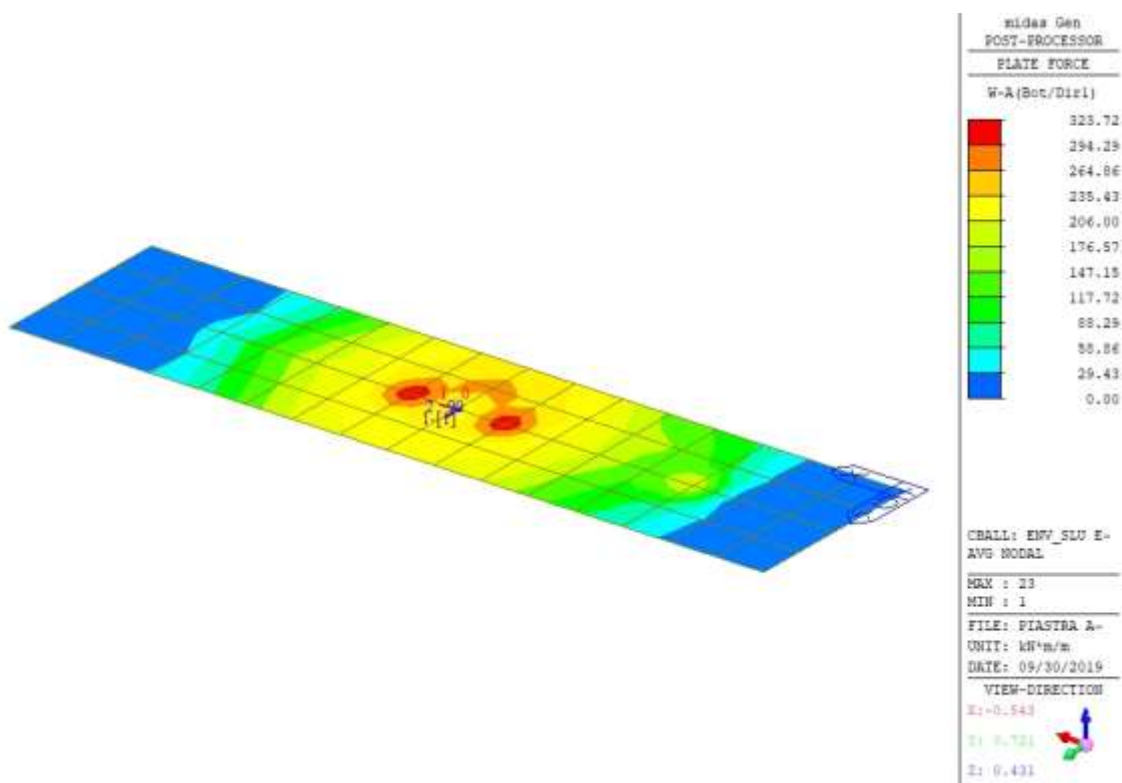
Si mostrano di seguito le sollecitazioni allo SLU in direzione longitudinale e trasversale, superiore inferiore agenti nella soletta.



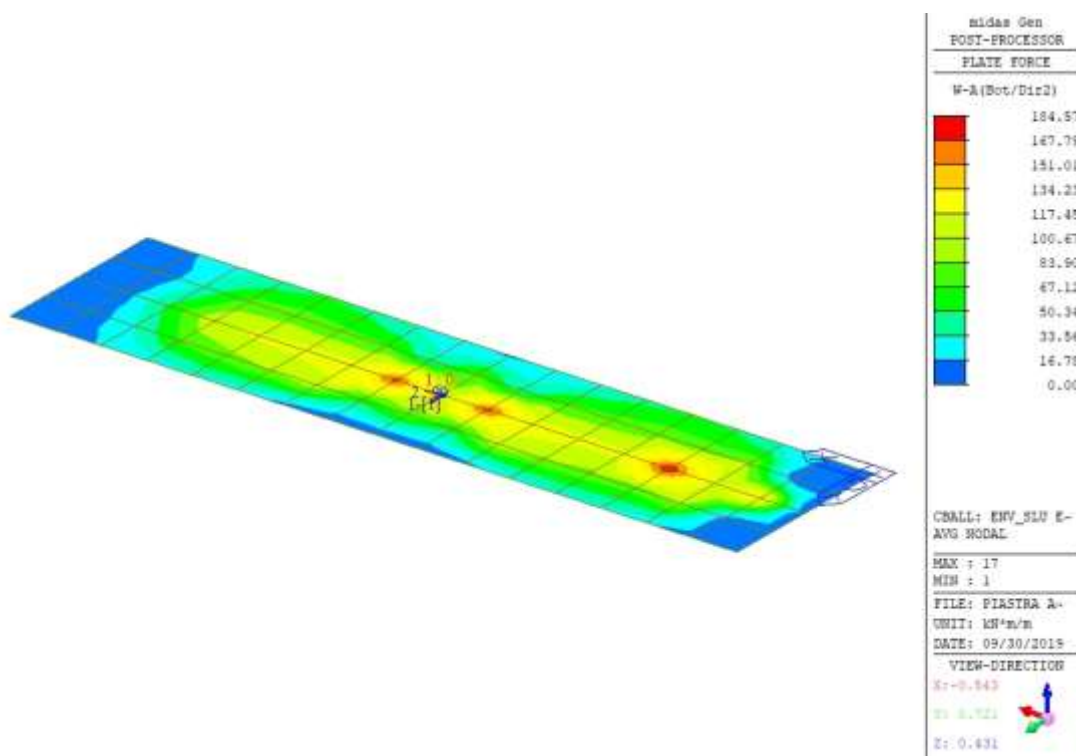
Soletta – Momento di Wood-Armer in direzione longitudinale superiore



Soletta – Momento di Wood-Armer in direzione trasversale superiore



Soletta – Momento di Wood-Armer in direzione longitudinale inferiore



Soletta – Momento di Wood-Armer in direzione trasversale inferiore

La soletta risulta essere armata con correnti longitudinali $\Phi 26/15$ e trasversali $\Phi 16/15$.

Di seguito il calcolo del momento resistente.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO :

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	A _s [mm²]	d [mm]
1	1000	1700	1	3541	1650

Tipo Sezione
☒ Rettang. in ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N Ed 0 0 kN
 M Ed 0 0 kNm
 M yEd 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [mm] xN 0 yN 0

Tipo rotture
 Lato calcestruzzo - Acciaio inervato

Materiali
 B450C C25/30
 E_{cu} 67.5 %_{se} E_{cd} 2 %_{se}
 I_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5
 E_s 206.000 N/mm² I_{cd} 14.1
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{tyd} 1.957 %_{se} C_{cc,adm} 9.75
 C_{cc,adm} 255 N/mm² T_{cc} 0.6
 T_{cl} 1.829

M Ed 2.216 kNm
 σ_c 14.1 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_s 44.24 %_{se}
 d 1.650 mm
 x 121 x/d 0.07331
 δ 0.7

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Derivata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 mm Cal. modello
☐ Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO :

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	A _s [mm²]	d [mm]
1	1000	1700	1	1341	1650

Tipo Sezione
☒ Rettang. in ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N Ed 0 0 kN
 M Ed 0 0 kNm
 M yEd 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [mm] xN 0 yN 0

Tipo rotture
 Lato acciaio - Acciaio inervato

Materiali
 B450C C25/30
 E_{cu} 67.5 %_{se} E_{cd} 2 %_{se}
 I_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5
 E_s 206.000 N/mm² I_{cd} 14.1
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{tyd} 1.957 %_{se} C_{cc,adm} 9.75
 C_{cc,adm} 255 N/mm² T_{cc} 0.6
 T_{cl} 1.829

M Ed 854.9 kNm
 σ_c 14.1 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_s 2.217 %_{se}
 d 1.650 mm
 x 52.47 x/d 0.0318
 δ 0.7

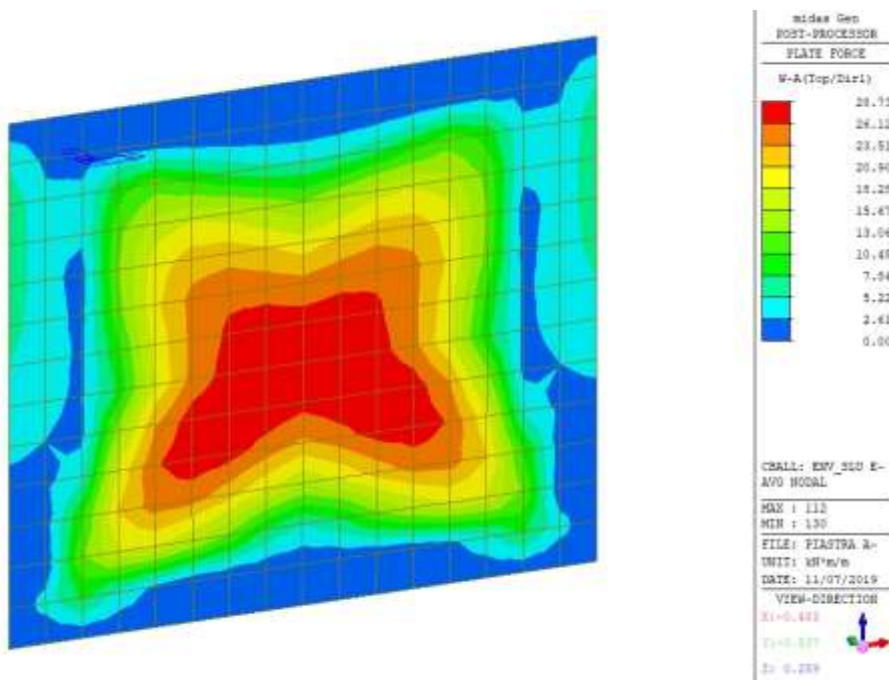
Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Derivata

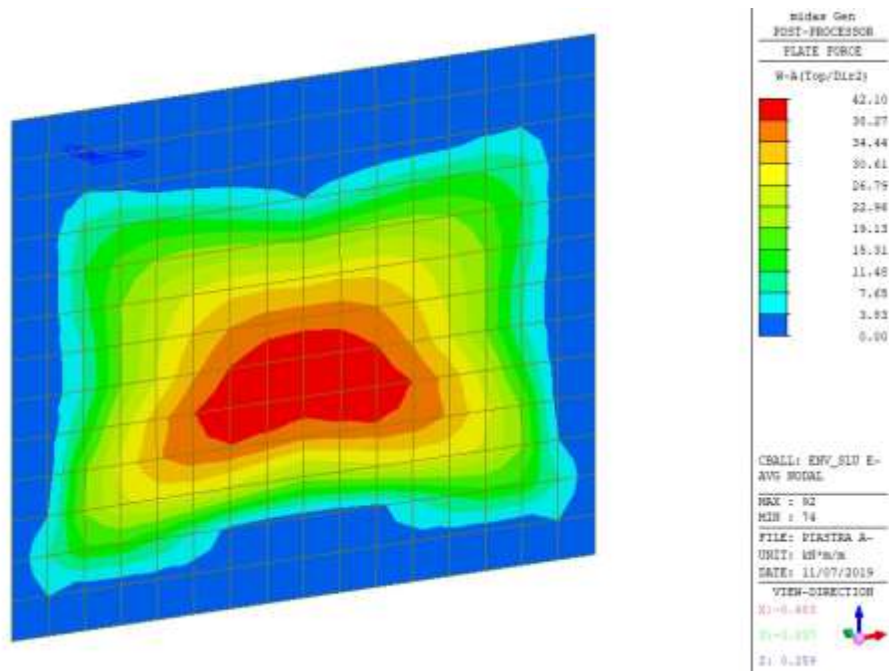
N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 mm Cal. modello
☐ Precompresso

Quindi, risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$ e pertanto la verifica è soddisfatta.

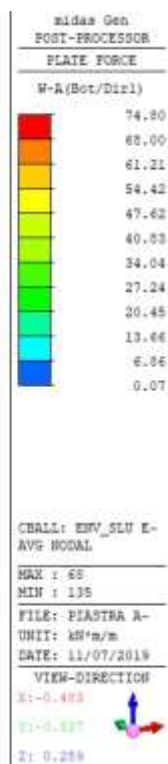
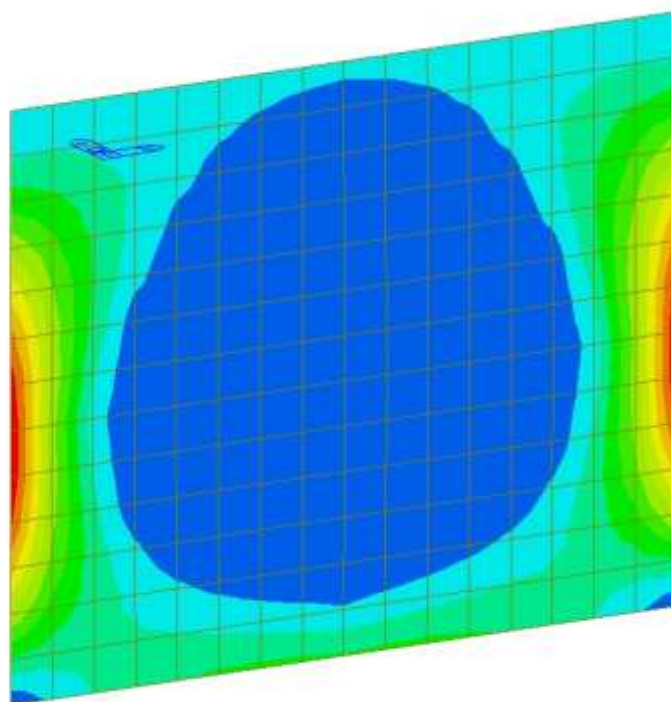
Si mostrano di seguito le sollecitazioni allo SLU in direzione longitudinale e trasversale, superiore inferiore agenti nel paramento di monte.



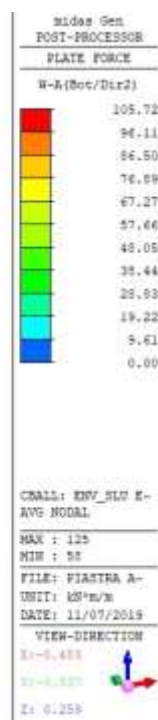
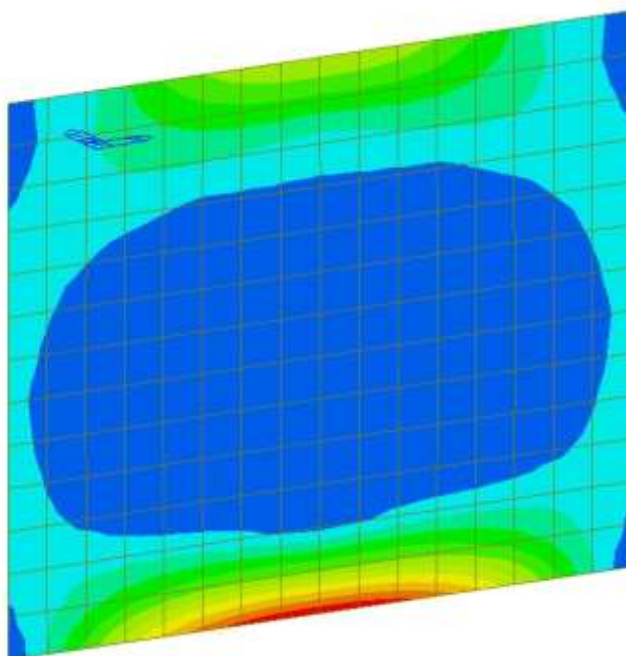
Paramento – Momento di Wood-Armer in direzione longitudinale lato valle



Paramento – Momento di Wood-Armer in direzione trasversale lato valle



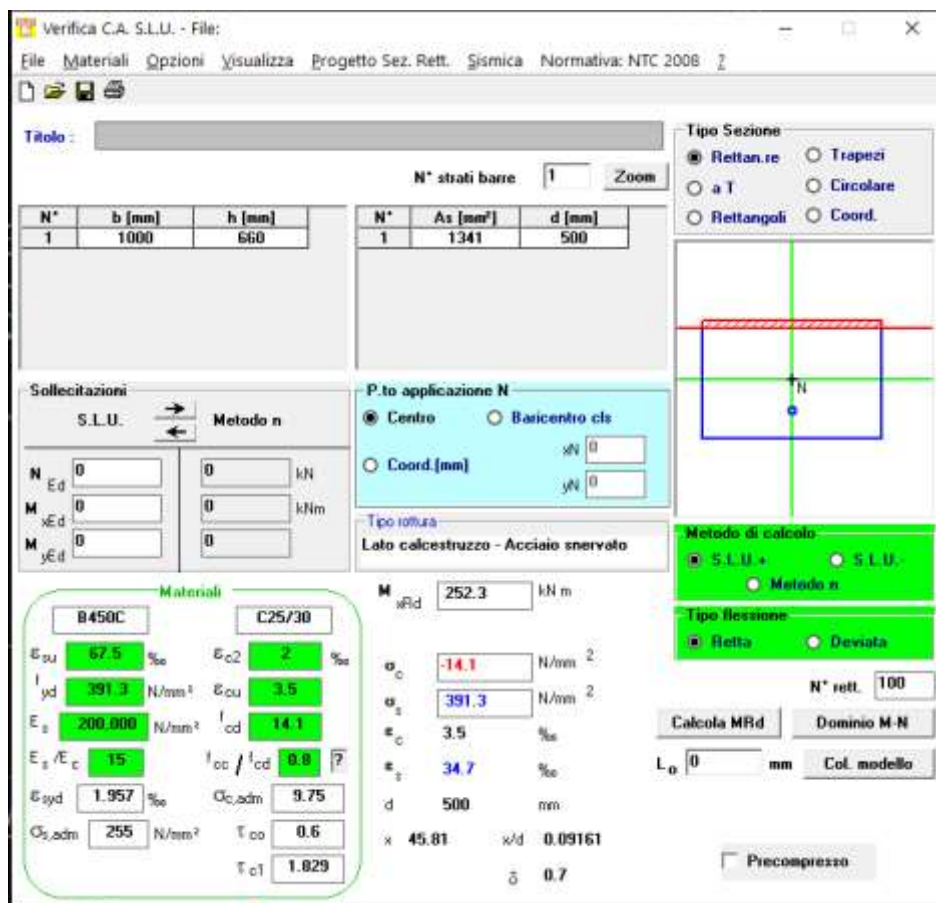
Paramento – Momento di Wood-Armer in direzione longitudinale lato monte



Paramento – Momento di Wood-Armer in direzione trasversale lato monte

Il paramento risulta essere armato con una maglia $\Phi 16/15 \times 15$ cm a monte e a valle.

Di seguito il calcolo del momento resistente con riferimento alla sezione di altezza minore (66 cm).



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° strati barre: 1 **Zoom**

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	660

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1341	500

Tipo Sezione:
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. \leftrightarrow Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord [mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

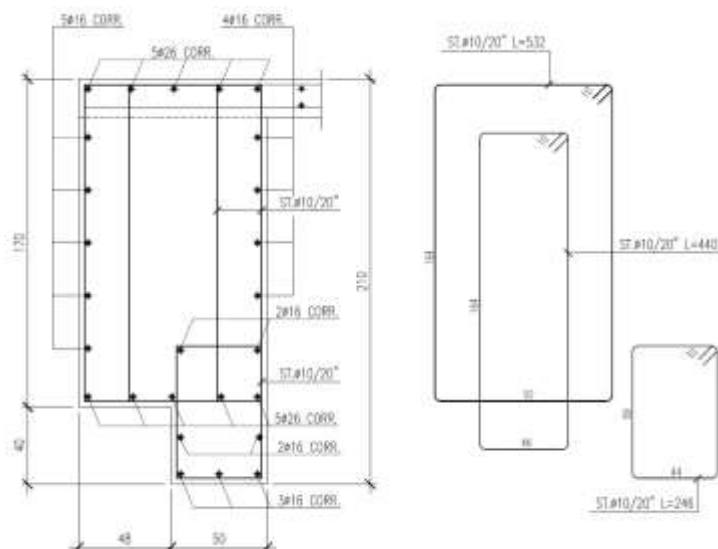
Materiali:
B450C **C25/30**
 E_{cu} 67.5 % E_{c2} 2 %
 I_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
 E_s 200.000 N/mm² I_{cd} 14.1
 E_s/E_c 15 I_{cc}/I_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 9.75
 σ_{c,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

Calcolo:
 Metodo di calcolo: ☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n
 Tipo flessione: ☒ Retta ☐ Devia
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 mm Col. modello
 Precompresso

Risultati:
 M_{Rd} 252.3 kNm
 σ_c -14.1 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 34.7 ‰
 d 500 mm
 x 45.81 w/d 0.09161
 δ 0.7

Quindi, risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$ e pertanto la verifica è soddisfatta.

Infine, si riportano le verifiche della trave mostrata in figura.

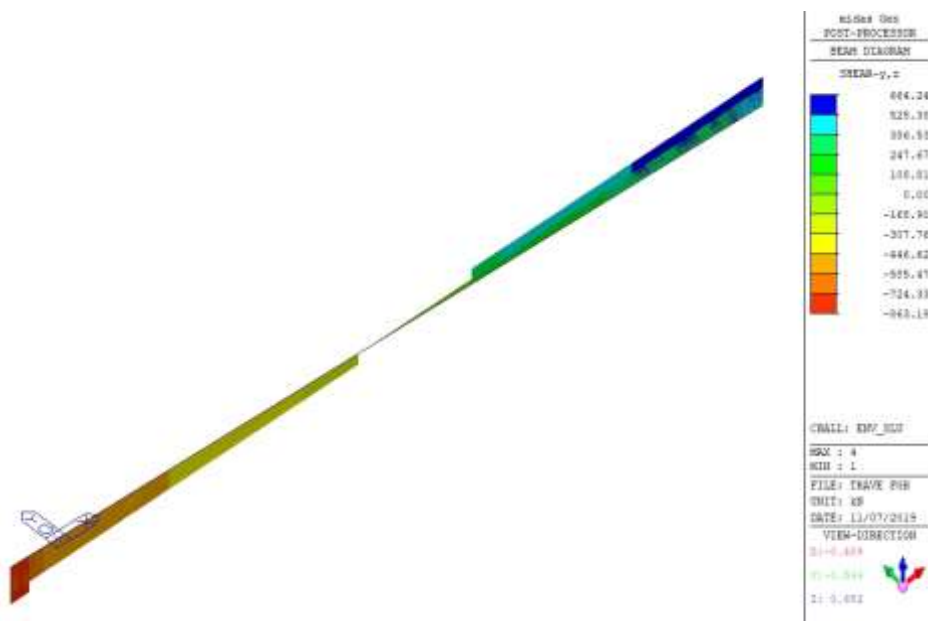


Armatura trave

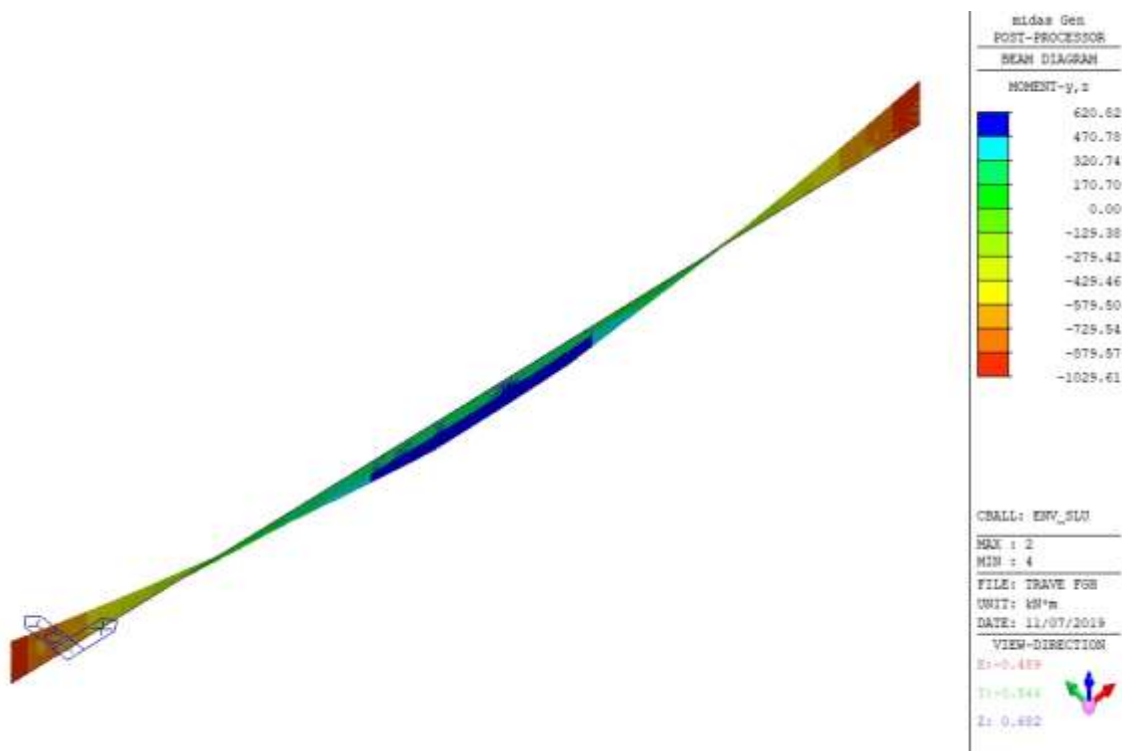
Di seguito vengono mostrati i diagrammi di involuppo delle sollecitazioni di progetto allo SLU. Sono state considerate le eccentricità derivanti dallo scarico/appoggio eccentrico del grigliato e dello sbalzo.

Si precisa che i diagrammi delle sollecitazioni non risultano essere simmetrici poiché il carico tandem è stato applicato manualmente agli appoggi per massimizzare il taglio ed in campata per massimizzare il momento flettente.

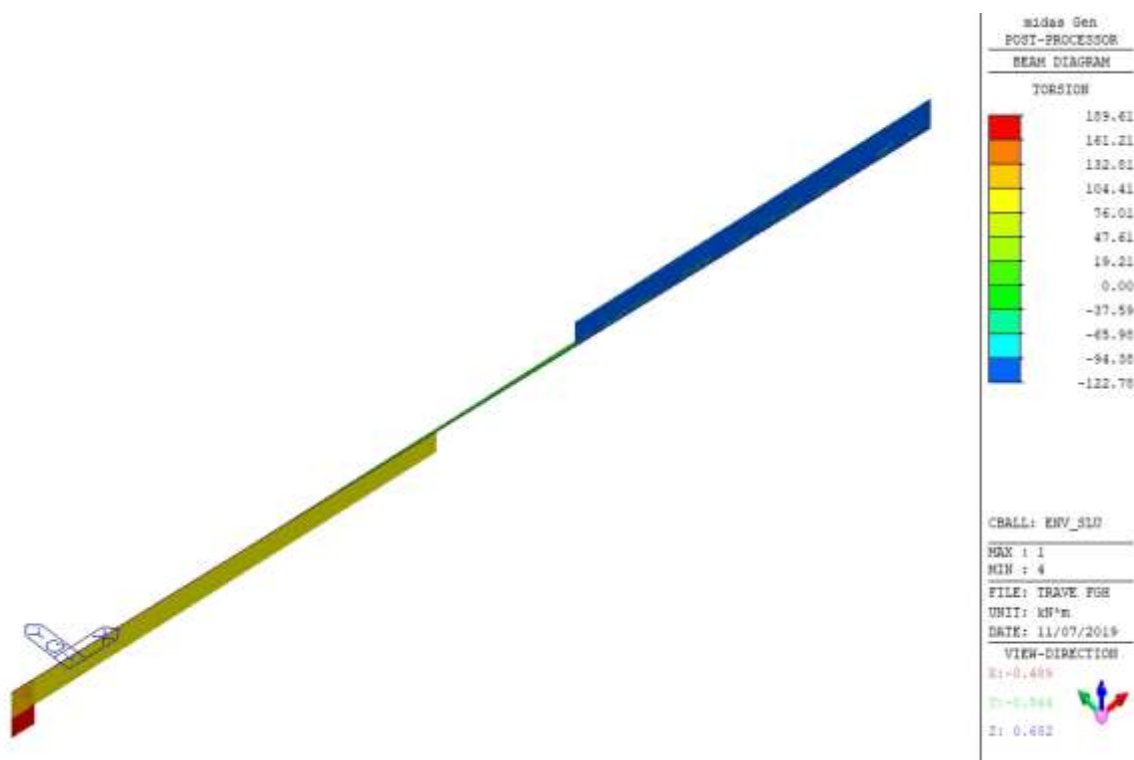
A seguire si riporta la scheda di verifica della trave.



Involuppo taglio SLU



Inviluppo del momento flettente allo SLU



Inviluppo del momento torcente allo SLU

midas Gen

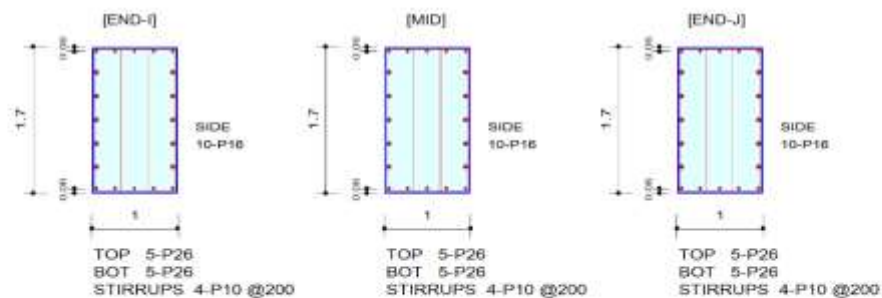
RC Beam Strength Checking Result

Company		Project Title	
Author	Antonio	File Name	C:\...trave FGH.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2008	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 25000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	SEZ 100x170 (No : 1)	Beam Span	3.1m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M _{Ed})	969.82	939.30	1029.61
Factored Strength (M _{Rd})	1658.58	1658.58	1658.58
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.5847	0.5683	0.6208
Neutral Axis (x/d)	0.0422	0.0422	0.0422
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M _{Ed})	620.82	617.56	620.82
Factored Strength (M _{Rd})	1658.58	1658.58	1658.58
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.3743	0.3723	0.3743
Neutral Axis (x/d)	0.0422	0.0422	0.0422
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0027	0.0027	0.0027
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0027	0.0027	0.0027

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	1
Factored Shear Force (V _{Ed})	434.33	432.38	848.35
Shear Strength by Conc (V _{Rdc})	449.78	449.78	449.78
Shear Strength by Rebar (V _{Rds})	912.55	912.55	912.55
Shear Strength by Rebar (V _{Rdmax})	5227.50	5227.50	5227.50
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0016	0.0016	0.0016
Using Stirrups Spacing	4-P10 @200	4-P10 @200	4-P10 @200
Shear Ratio by Conc	0.9656	0.9613	1.8861
Shear Ratio by (V _{Rds} : V _{Rdmax})	0.4760	0.4738	0.9296
Check Ratio	0.9656	0.9613	0.9296

midas Gen

RC Beam Strength Checking Result

Company		Project Title	
Author	Antonio	File Name	C:\...trave FGH.mgb

5. Torsion Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	1
Factored Torsion (T _{Ed})	189.61	189.61	189.61
Max. Resist Limit	0.2547	0.2538	0.2519
Required Torsion T-Reinf. (A _{st,req})	0.0000	0.0000	0.0000
Using Torsion T-Reinf. (A _{st,use})	0.0000	0.0000	0.0000
Required Torsion L-Reinf. (A _{sl,req})	0.0011	0.0011	0.0011
Using Torsion L-Reinf. (A _{sl,use})	0.0020	0.0020	0.0020

midas Gen

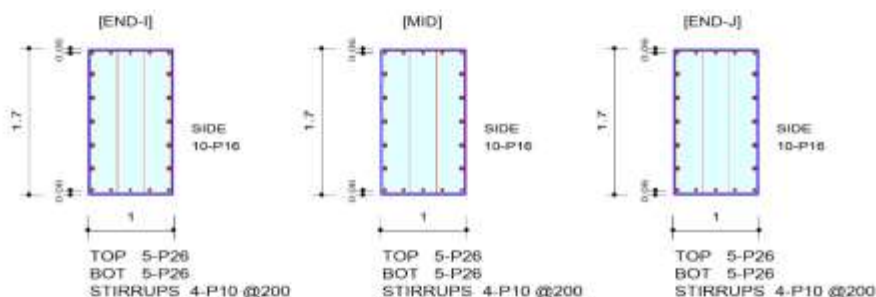
RC Beam Serviceability Checking Result

Company		Project Title	
Author	Antonio	File Name	C:\...trave FGH.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2008	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 25000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	SEZ 100x170 (No : 1)	Beam Span	3.1m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	5(C)	5(C)	5(C)	5(C)	5(C)	5(C)
Stress(s)	1360.85	16073.18	1318.04	15567.49	1444.84	17065.24
Allowable Stress(sa)	15000.00	360000.00	15000.00	360000.00	15000.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0907	0.0446	0.0879	0.0432	0.0963	0.0474
(+) Load Combination No.	5(C)	5(C)	5(C)	5(C)	5(C)	5(C)
Stress(s)	871.36	10291.72	866.77	10237.49	871.36	10291.72
Allowable Stress(sa)	15000.00	360000.00	15000.00	360000.00	15000.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0581	0.0286	0.0578	0.0284	0.0581	0.0286

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	3(Q)	3(Q)	3(Q)
Stress(s)	586.62	564.76	586.62
Allowable Stress(sa)	11250.00	11250.00	11250.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0521	0.0502	0.0521
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	3(Q)	3(Q)	3(Q)
Stress(s)	293.31	293.31	288.36
Allowable Stress(sa)	11250.00	11250.00	11250.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0261	0.0261	0.0256
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

midas Gen

RC Beam Serviceability Checking Result

Company		Project Title	
Author	Antonio	File Name	C:\...trave FGH.mgb

5. Crack Control

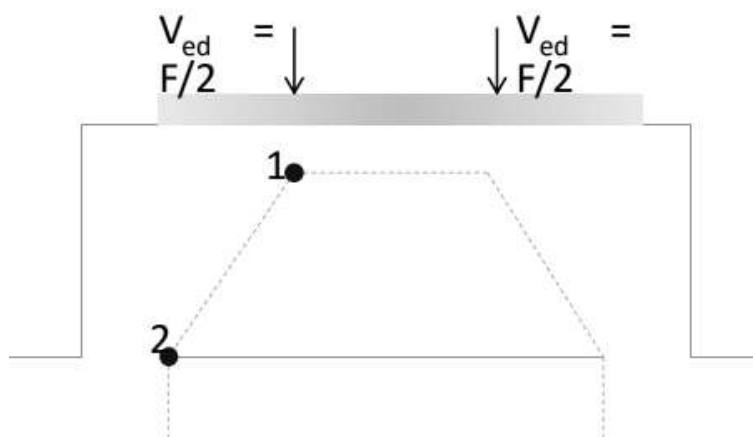
	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	4(F)	4(F)	4(F)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0987	0.0956	0.1048
(+) Load Combination No.	4(F)	4(F)	4(F)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0632	0.0629	0.0632

6. Deflection Control

$L/250 = 0.004800 > 0.0000$ (LCB 5, POS: 0.6m from END-I)..... O.K

7.4 BAGGIOLI PER TRAVI PREFABBRICATE

Ai fini della verifica dei baggioli per carico verticale e orizzontale, si è fatto riferimento a due modelli stru&tie.



Modello stru&tie per carichi verticali

Con riferimento al carico verticale allo SLU ($V_{Ed} = 1498 \text{ kN}$), essendo il modello tridimensionale, la forza $F/2$ si andrà a suddividere ulteriormente in senso longitudinale, pertanto ogni singolo nodo (tipo 1) sarà soggetto ad una forza di compressione pari a $F/4$.

Essendo l'altezza ($H=2 \times 15=30 \text{ cm}$, 15 cm è l'altezza del baggiolo) minore di 2 volte la larghezza del baggiolo (70 cm), la forza che sollecita il tirante è pari a:

$$T_{Ed} = V_{Ed} / 4 (1 - 0.7 \times a / H);$$

Dove $a=60 \text{ cm}$ è la larghezza della zona caricata.

Dalla formula precedente si ottiene una forza nel tirante fittizio T_{Ed} di valore negativo e pertanto non è richiesta alcuna armatura per assorbire le tensioni trasversali di trazione che si instaurano a seguito della diffusione del carico nel baggiolo.

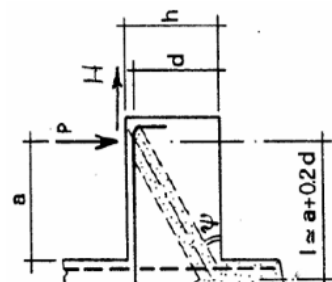
Invece, con riferimento al carico trasversale orizzontale $H_{Ed} = 1304.0 \text{ kN}$ agente sulla sommità del baggiolo, si riporta di seguito la verifica con lo schema di biella compressa – tirante.

VERIFICA MENSOLE TOZZE - TIRANTE ORIZZONTALE - CIRCOLARE NTC 2008

CARICO AGENTE	PEd =	1304.00	KN
ALTEZZA MENSOLA	h =	70.00	cm
BASE MENSOLA	B =	70.00	cm
COPRIFERRO	copr. =	5.00	cm
DISTANZA	a =	15.00	cm
RESISTENZA CLS	fcd =	14.11	MPa
RESISTENZA ACCIAIO	f _{yd} =	391.30	MPa
COEFFICIENTE	c =	1.00	1 per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura 1,5 per sbalzi di travi provvisti di staffatura
ARMATURA	As =	1608.50	mm ²
ALTEZZA UTILE	d =	65.00	cm
DISTANZA	l =	28.00	cm
LAMBDA	λ =	0.48	
RESISTENZA ARMATURA	PRs =	1315.01	KN
RESISTENZA PUNTONE CLS	PRc =	2089.37	KN

calcolo area barre

n° barre	diametro barra [mm]	Area totale barre [mm ²]
8	16	1608.50
		0.00
		0.00
Area totale armatura		1608.50



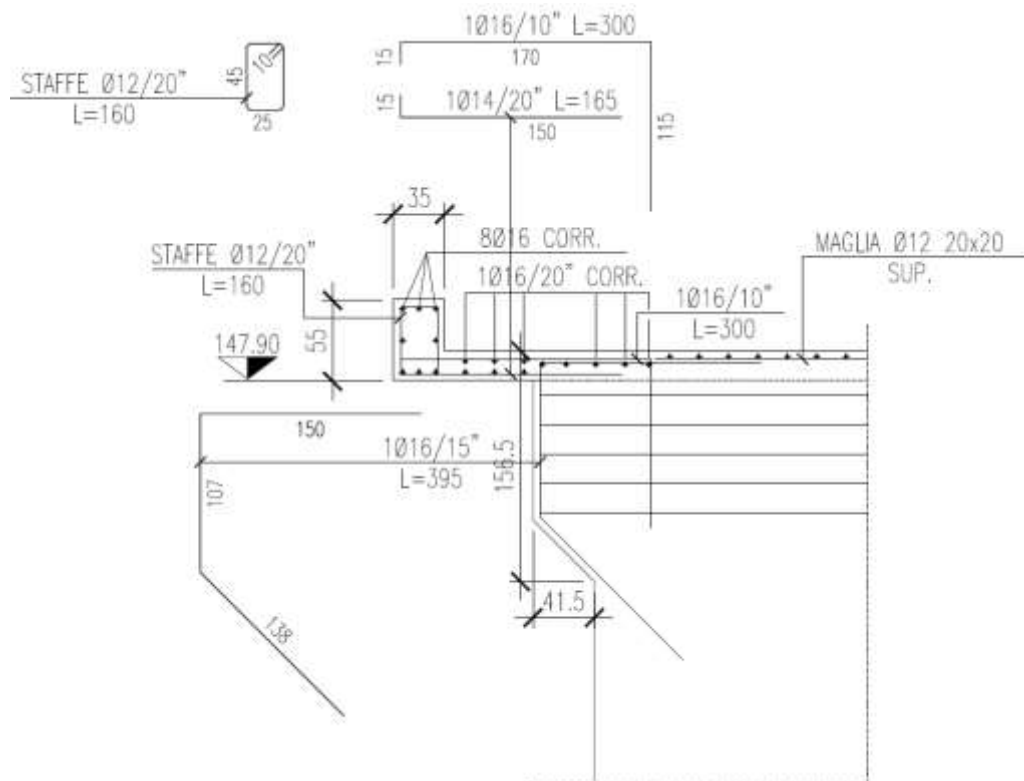
Risulta:

- PRs > PEd;
- PRc > PRs.

La verifica risulta essere soddisfatta.

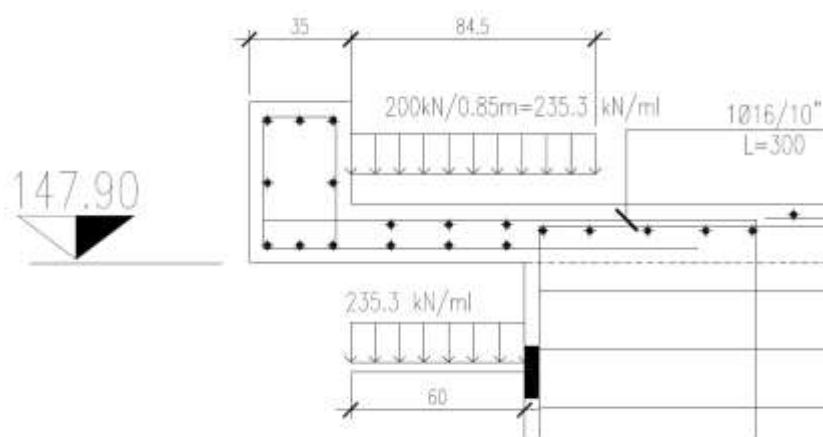
7.5 PULVINO E SOLETTA A SBALZO DAI CONCI 1S-4S

Si mostra di seguito uno schema di riferimento degli elementi in oggetto.



Soletta stradale a sbalzo (conci 1S-4S)

Con riferimento alla soletta stradale a sbalzo dai conci 1S-4S, si mostra di seguito lo schema di calcolo.



Schema di calcolo

Si considera, in accordo al paragrafo 5.1.3.3.6 delle NTC08, la diffusione dei carichi nello spessore della pavimentazione e della soletta. Quindi, considerando uno spessore di pavimentazione di 15 cm ed uno spessore di soletta di 20 cm, l'impronta del carico viene maggiorata della quantità $15+20/2$ cm = 25 cm.

Le sollecitazioni derivanti dal carico uniformemente distribuito su impronta (35 + 25 + 25) cm x (60 + 25) cm, si considerano ripartite con un angolo di 45° su una larghezza di soletta pari a: (35 + 25 + 25) cm + 2 x 60.0 = 205.0 cm. Quindi, le sollecitazioni di progetto allo SLU, per unità di lunghezza, sono:

$$V_{Ed} = 1.35 \times 235.3 \times 0.6 / 2.05 + (1.35 \times 5.0 + 1.5 \times 3.0) \times 0.6 = 99.7 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1.35 \times 235.3 \times 0.6^2 / 2 / 2.05 + (1.35 \times 5.0 + 1.5 \times 3.0) \times 0.6^2 / 2.0 = 29.9 \text{ kNm/ml}$$

Si riporta di seguito il calcolo del momento resistente della sezione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo:

N° strati barre Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	200

N°	As [mm²]	d [mm]
1	2011	58
2	565	140

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[mm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ mm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d mm
 x x/d
 δ

Essendo M_{Rd} = 89.03 kNm/ml > M_{Ed} = 29.9 kNm/ml, la verifica risulta essere soddisfatta.

Ai fini della verifica a taglio, si è fatto riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle NTC08:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 \rightarrow 2.0$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.49 \text{ MPa}$$

$d = 142 \text{ mm}$, l'altezza utile della sezione (in mm);

$b_w = 1000 \text{ mm}$, la larghezza minima della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / b_w / d = 0.014$ (A_{sl} è l'armatura longitudinale tesa);

$$\gamma_c = 1.5.$$

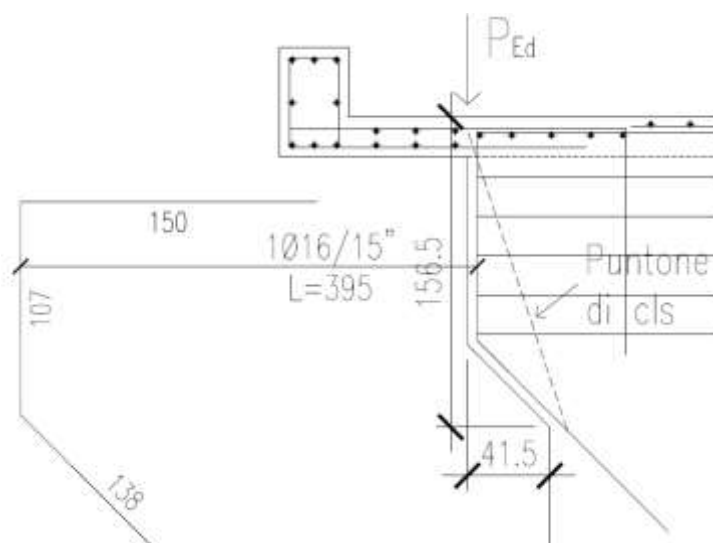
Risulta:

$$V_{Rd} = 0.78 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm} \times 142 \text{ mm} = 111.3 \text{ kN/ml} > V_{Ed} = 99.7 \text{ kN/ml}.$$

La verifica a taglio è pertanto soddisfatta.

Infine, si riporta la verifica del pulvino (mensola tozza) che sorregge la soletta a sbalzo di cui sopra.

Lo schema di calcolo è quello di una mensola tozza avente altezza pari a 156.5 cm e larghezza di 41.5 cm. Ai fini della verifica SLU, si considera lo schema di carico 2, con risultante dell'impronta ($200 \text{ kN} \rightarrow 1.35 \times 200 = 270 \text{ kN SLU}$) applicata in asse con l'incastro della soletta a sbalzo e quindi sul filo esterno della mensola.



Verifica mensola tozza

Si considera la diffusione del carico su impronta 35cm x 60cm all'interno dello spessore della pavimentazione di 15 cm. Pertanto, l'impronta di applicazione del carico è (35+15+15) cm x (60 + 15 +15) cm. Quindi, ai fini della verifica della mensola, si considera base (larghezza della mensola) pari alla larghezza di diffusione del carico e quindi un tirante costituito dal numero di barre ($\Phi 16/15''$) presenti all'interno della larghezza di diffusione ($65/15 = 4.33$).

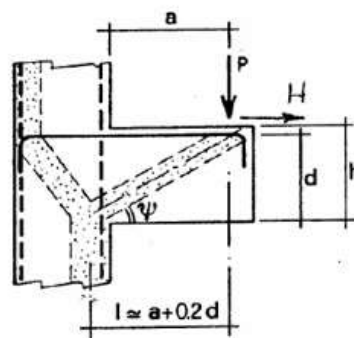
Si riporta di seguito la verifica.

VERIFICA MENSOLE TOZZE - TIRANTE ORIZZONTALE - CIRCOLARE NTC 2008

CARICO AGENTE	PEd =	270.00	KN
ALTEZZA MENSOLA	h =	156.50	cm
BASE MENSOLA	B =	65.00	cm
COPRIFERRO	copr. =	5.00	cm
DISTANZA	a =	41.50	cm
RESISTENZA CLS	fcd =	25.80	MPa
RESISTENZA ACCIAIO	fyd =	391.30	MPa
COEFFICIENTE	c =	1.00	1 per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura 1,5 per sbalzi di travi provvisti di staffatura
ARMATURA	As =	870.60	mm ²
ALTEZZA UTILE	d =	151.50	cm
DISTANZA	l =	71.80	cm
LAMBDA	$\lambda =$	0.53	
RESISTENZA ARMATURA	PRs =	646.93	KN
RESISTENZA PUNTONE CLS	PRc =	7956.37	KN

calcolo area barre

n° barre	diametro barra [mm ²]	Area totale barre [mm ²]
4.33	16	870.60
		0.00
		0.00
Area totale armatura		870.60



Risulta:

- PRs > PEd;
- PRc > PRs.

La verifica risulta essere soddisfatta.