

CONSORZIO BEALEROTTO MUSSI
DI MIGLIORAMENTO FONDARIO
associato al
Consorzio di irrigazione di II° grado del Pesio

PIANO STRAORDINARIO DI INTERVENTI NEL SETTORE IDRICO
Legge n 205/2017 art. 1 comma 518

CODICE INTERVENTO: 526/4

CUP: D82B17000680001

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO DELL'APPROVVIGIONAMENTO ED AMMODERNAMENTO
DEL SISTEMA D'IRRIGAZIONE DELLE AREE IRRIGUE SOTTESE ALL'INVASO PIANFEI,
VOLTI AL RISPARMIO DELLE RISORSE IDRICHE, NEI COMUNI DI PIANFEI E CHIUSA PESIO

L'UFFICIO TECNICO CONSORTILE:



CONSORZIO DEL PESIO
Consorzio di irrigazione di II° grado
12084 MONDOVI' - Via G. B. Cottolengo, 13
Tel. +39(0174)42724 - email : info@consorziodelpesio.it
pec : posta@pec.consorziodelpesio.it

CONSORZIO IRRIGUO COMPENSORIO VALLI ELLERO, CORSAGLIA, CASOTTO
Consorzio di irrigazione di II° grado

12084 MONDOVI' - Via G. B. Cottolengo, 13
Tel. +39(0174)42724 - email : el.cor.ca@tiscali.it / pec : elcorca@pec.it



ASSOCIAZIONE IRRIGAZIONE EST SESIA
28100 NOVARA - Via Negroni, 7
Tel. +39(0321)675211 - Fax +39(0321)398458
email : estsesia.pec@legalmail.it



CONSORZIO DI BONIFICA DELLA BARAGGIA BIELLESE E VERCELLESE
13100 VERCELLI - Via Fratelli Bandiera, 16
Tel. +39(0161)283811 - Fax +39(0161)257425
email : segreteria@consorziobaraggia.it



(Dott. Ing. Domenico CASTELLI)

DIGA DI PIANFEI
(Arch. SND N. 906/229)

DATA

NOVEMBRE 2022

SERIE:

RELAZIONI, DOCUMENTI ECONOMICI ED
AMMINISTRATIVI

AGGIORNAMENTO

ELABORATO:

**RELAZIONE GEOTECNICA E DI
CALCOLO STRUTTURALE**

ELABORATO N°

R3

ATTIVITÀ SPECIALISTICHE:

PERIZIA MODIFICATIVA DI VARIANTE

ARCH. 10459P1

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
DELLA FASE PROGETTUALE:

(Dott. Ing. Massimo DEL GAUDIO)

MODIFICHE

Aggiornamento

1

APRILE 2023

CONTROLLO

OPERATORE

CONTROLLO

APPROVAZIONE

Firma

INDICE

1. DESCRIZIONE DELLE OPERE E LORO RILEVANZA STRUTTURALE.....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3. MATERIALI PER USO STRUTTURALE	4
3.1 CALCESTRUZZO	4
3.1.1 Caratteristiche tecniche e prescrizioni per la durabilità	4
3.1.2 Qualifica del conglomerato cementizio.....	7
3.1.3 Posa in opera e tolleranze esecutive	9
3.1.4 Casseforme, disarmo e stagionatura dei getti.....	11
3.1.5 Controlli in corso d'opera.....	14
3.1.6 Elementi e manufatti prefabbricati.....	17
3.2 ACCIAIO.....	17
3.2.1 Proprietà meccaniche	18
3.2.2 Controlli sull'acciaio	19
3.3 APPARECCHI DI APPOGGIO STRUTTURALE.....	21
4. VALUTAZIONE DELLE AZIONI.....	23
4.1 AZIONE SISMICA	36
4.1.1 Parametri sismici di progetto.....	39
4.2 COMBINAZIONI DI CARICO	48
5. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE.....	52
5.1 COSTRUZIONI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO	52
5.1.1 Resistenze di calcolo	53
5.1.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	56
5.1.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	60
5.2 MODELLI DI CALCOLO E DI VERIFICA STRUTTURALE	63
6. METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA.....	65
6.1 CRITERI PROGETTUALI E DI VERIFICA.....	65
6.2 ITERAZIONE E MODELLAZIONE TERRENO – FONDAZIONI	71
6.3 STIMA DEI CEDIMENTI.....	72
6.4 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	75
6.5 VERIFICHE A SCORRIMENTO.....	80
6.6 VERIFICHE A RIBALTAMENTO	81
6.7 VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE OPERE DI SOSTEGNO.....	81
6.7.1 Opere di sostegno provvisoriale	85
6.8 MODELLI DI CALCOLO E DI VERIFICA GEOTECNICA	86
7. RISULTATI DI CALCOLO E VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE.....	92
7.1 PONTE DI ACCESSO ALLA TORRE DI PRESA	92
7.2 EDIFICIO DI PRESA.....	226
7.3 PARATIE PROVVISORIALI A SOSTEGNO DEGLI SCAVI	372
7.3.1 Paratie perimetrali torre di presa.....	376
7.3.2 Paratia di sostegno scavo vasca di dissipazione scarico di fondo e cantiere microtunneling....	406
7.3.3 Paratia di sostegno strada di accesso al cantiere della torre di presa	437
7.4 RILEVATO IN TERRE E ROCCE DA SCAVO AREA DI CANTIERE “B” DI VALLE.....	455
8. VALUTAZIONE DEI RISULTATI E VALIDAZIONE DELLA MODELLAZIONE	464

ALLEGATI:

- **ALLEGATO 1** – TABULATI DI CODICE DI CALCOLO PONTE TORRE DI PRESA – DATI DI INPUT.
- **ALLEGATO 2** – TABULATI DI CODICE DI CALCOLO PONTE TORRE DI PRESA – ANALISI MODALE.
- **ALLEGATO 3** – TABULATI DI CODICE DI CALCOLO PONTE TORRE DI PRESA – DATI DI OUTPUT.

1. Descrizione delle opere e loro rilevanza strutturale

La presente relazione riporta le verifiche e i dimensionamenti geotecnici e strutturali relativi alle opere integrative e oggetto di variazione previste con la perizia di variante in data nell'ambito degli *"Interventi di adeguamento dell'approvvigionamento ed ammodernamento del sistema d'irrigazione delle aree irrigue sottese all'invaso Pianfei volti al risparmio delle risorse idriche nei Comuni di Pianfei e Chiusa di Pesio"*, descrivendo le tipologie strutturali, gli schemi e modelli di calcolo e i criteri di verifica da adottare per soddisfare i requisiti di sicurezza previsti dalla normativa tecnica vigente, nonché l'azione sismica di calcolo, tenendo conto delle condizioni stratigrafiche e topografiche del sito, coerentemente con i risultati delle indagini geognostiche svolte in sito.

Nel dettaglio la presente relazione riguarda le seguenti opere:

- 1) Ponte di collegamento e accesso alla torre di presa.
- 2) Edificio di presa con struttura in c.c.a. gettato in opera (torre di presa), aggiornato con riduzione altezza complessiva e traslazione verso il centro dell'invaso.
- 3) Paratie provvisorie in micropali a sostegno degli scavi per la realizzazione delle opere principali.
- 4) Rilevato in terre e rocce da scavo area di cantiere "B" di valle.

Gli interventi, dal punto di vista strutturale, in riferimento alla categoria prevalente di opere (opere in c.c.a.), possono essere classificati quali **interventi di nuova costruzione – opere in c.c.a. con funzione idraulica e per contenimento liquidi non aggressivi, e ponti stradali** ai sensi dei *paragrafi 4.1 e 4.5* del D.M. 17.01.2018.

Le **fondazioni** dei vari manufatti faranno, altresì, riferimento alle opere di fondazione superficiali di tipo diretto ai sensi del *paragrafo 6.4.2* delle NTC-2018 e, in parte, alle opere di fondazione miste (dirette + micropali) ai sensi del *paragrafo 6.4.3* delle NTC-2018; le **opere geotecniche di sostegno** (muri e paratie provvisorie in micropali a sostegno dei fronti scavo) sono state progettate in riferimento al *paragrafo 6.5* delle NTC-2018.

Per la progettazione nei confronti delle azioni sismiche si è fatto, infine, principalmente riferimento ai *paragrafi 7.4, 7.8 e 7.11* (costruzioni di calcestruzzo, costruzioni in muratura ed opere e sistemi geotecnici) delle NTC-2018.

Si evidenzia che per quanto concerne la caratterizzazione geotecnica del terreno e i parametri di progetto, sono recepite in toto le valutazioni e i contenuti della *Relazione geotecnica e di calcolo strutturale di progetto esecutivo*.

2. Normativa di riferimento

Ai fini della presente progettazione strutturale e geotecnica si è fatto, in via principale, riferimento alle seguenti norme in materia di costruzioni, di valenza nazionale:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ss.mm.ii. – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- Ordinanza n. 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.2003 e ss.mm.ii. – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C.-2018).
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- D.M. 26.06.2014 – Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).
- UNI EN 1991-1 e UNI EN 1990: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture.
- UNI EN 1992-1-1: Eurocodice 2 – Strutture in calcestruzzo.
- UNI EN 1993-1: Eurocodice 3 – Strutture in acciaio.
- UNI EN 1996-1 / 1996-2 / 1996-3: Eurocodice 6 – Strutture in muratura.
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali.
- UNI EN 1997-2/3: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Progettazione assistita da prove di laboratorio e da prove in sito.
- UNI EN 1998-1: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

Ad integrazione dei predetti riferimenti normativi si è fatto, anche, riferimento alle seguenti Norme di scala Regionale, istruzioni applicative e comprovate linee guida:

- Deliberazione della Giunta Regionale 19 gennaio 2010, n. 11-13058 – Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006).
- Deliberazione della Giunta Regionale 1° marzo 2010, n. 28-13422 – Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese

approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010 e ulteriori disposizioni.

- Deliberazione della Giunta Regionale 18 febbraio 2011, n. 8-1517 – Modifica del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio Piemontese come approvata con D.G.R. 19.01.2010 n. 11-13058.
- Deliberazione della Giunta Regionale 12 dicembre 2011, n. 4-3084 – D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010 – Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese.
- Deliberazione della Giunta Regionale 21 maggio 2014, n. 65-7656 – Individuazione dell'ufficio tecnico regionale ai sensi del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ulteriori modifiche e integrazioni alle procedure attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084.
- Deliberazione della Giunta Regionale 30 dicembre 2019, n. 6-887 – OPCM 3519/2006. Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65-7656.
- Deliberazione della Giunta Regionale 9 ottobre 2020, n. 14-2063 – Disposizioni di primo aggiornamento, al DM del 30 aprile 2020, in materia di procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico, a parziale modifica dell'Allegato A della D.G.R. 21 maggio 2014, n. 65-7656.
- Istruzioni del Consiglio Superiore dei LL.PP.
- Linee guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.
- Istruzioni e i documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche – Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (CNR – GNDT).
- Istruzioni e linee guida Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento di Protezione Civile, in collaborazione con ITC (Istituto per le Tecnologie delle Costruzioni) e il Consorzio ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica).
- Norme UNI in materia di materiali da costruzione e per uso strutturale in vigore.

Si evidenzia, in particolare, che il progetto strutturale è stato redatto in ottemperanza al D.M. 17.01.2018 e alla D.G.R. 21 maggio 2014 n. 65-7656 e ss.mm.ii. (D.G.R. n. 6-887 del 30.12.2019); in tal senso le strutture in progetto sono idonee a sopportare le azioni sismiche proprie del sito oggetto dei lavori classificato in zona sismica 3 ai sensi della suddetta D.G.R. e dell'O.P.C.M. n. 3274/2003 e ss.mm.ii..

3. Materiali per uso strutturale

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Caratteristiche tecniche e prescrizioni per la durabilità

Per quanto riguarda le caratteristiche dei calcestruzzi tutti i manufatti in c.a. e in c.a.v. potranno essere eseguiti impiegando unicamente cementi provvisti di attestato di conformità CE o equivalente che soddisfino i requisiti di accettazione previsti dalla norma UNI EN 197-1:2006. In cantiere o presso l'impianto di confezionamento del calcestruzzo è ammessa, pertanto, esclusivamente la fornitura di cementi rispondenti a tali prescrizioni.

Qualora vi sia l'esigenza di eseguire getti massivi, al fine di limitare l'innalzamento della temperatura all'interno del getto in conseguenza della reazione di idratazione del cemento, sarà opportuno utilizzare cementi a basso calore LH contemplati dalla norma UNI EN 197-1:2006.

Tutte le forniture di cemento dovranno, quindi, essere accompagnate da attestati di conformità CE o equivalente. E' possibile, in alternativa, una dichiarazione periodica del produttore del cemento, contenente l'elenco dei DDT relativi ai lotti consegnati al produttore di calcestruzzo e l'attestato di conformità CE o equivalente, da inoltrare da parte dell'impresa esecutrice alla Direzione Lavori. La Direzione Lavori verificherà, comunque, periodicamente quanto sopra indicato, in particolare la corrispondenza del cemento consegnato, come rilevabile dalla documentazione anzidetta, con quello previsto in Capitolato e nella documentazione o elaborati tecnici specifici e potrà richiedere, inoltre, una caratterizzazione periodica del produttore di cemento riportante i valori medi delle prove di autocontrollo sui requisiti della norma UNI EN 197-1:2006. Il prelievo del cemento dovrà avvenire al momento della consegna in conformità alla norma UNI EN 196-7.

Gli aggregati utilizzabili, ai fini del confezionamento del calcestruzzo, dovranno possedere marcatura CE o equivalente, secondo D.P.R. 246/93 e successivi decreti attuativi ed essere conformi ai requisiti della normativa UNI EN 12620 e UNI 8520-2 con i relativi riferimenti alla destinazione d'uso del calcestruzzo. La massa volumica media del granulo in condizioni s.s.a. deve essere pari o superiore a 2300 kg/m³. A questa prescrizione si potrà derogare solo in casi di comprovata impossibilità di approvvigionamento locale, purché si continuino a rispettare le prescrizioni in termini di resistenza caratteristica a compressione e di durabilità.

Gli inerti naturali, spaccati, lavati, non gelivi e non friabili, saranno privi di sostanze organiche limose e argillose, in proporzione nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione dell'armatura. Gli aggregati dovranno, inoltre, rispettare i requisiti minimi

imposti dalla norma UNI 8520 parte 2 relativamente al contenuto di sostanze nocive, in particolare:

- il contenuto di solfati solubili in acido (espressi come SO₃ da determinarsi con la procedura prevista dalla UNI-EN 1744-1 punto 12) dovrà risultare inferiore allo 0,2% sulla massa dell'aggregato indipendentemente se l'aggregato è grosso oppure fine (aggregati con classe di contenuto di solfati AS 0,2);
- il contenuto totale di zolfo (da determinarsi con UNI-EN 1744-1 punto 11) dovrà risultare inferiore allo 0,1%;
- non dovranno contenere forme di silice amorfa alcali-reattiva o in alternativa dovranno evidenziare espansioni su prismi di malta, valutate con la prova accelerata e/o con la prova a lungo termine in accordo alla metodologia prevista dalla UNI 8520-22, inferiori ai valori massimi riportati nel prospetto 6 della UNI 8520 parte 2.

In attesa di specifiche normative sugli aggregati di riciclo è consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti di cui alla Tabella che segue, a condizione che il calcestruzzo possenga i requisiti reologici, meccanici e di durabilità previsti in progetto. Per tali aggregati, le prove di controllo di produzione in fabbrica saranno effettuate secondo i prospetti H1, H2 ed H3 dell'annesso ZA della norma UNI EN 12620; per le parti rilevanti, devono essere effettuate ogni 100 ton di aggregato prodotto e, comunque, negli impianti di riciclo, per ogni giorno di produzione.

Origine del materiale da riciclo	Classe del calcestruzzo	Percentuale di impiego
Demolizioni di edifici (macerie)	= C 8/10	fino al 100%
Demolizioni di solo calcestruzzo e c.a. (frammenti di calcestruzzo ≥90%, UNI EN 933-11:2009)	≤ C20/25	fino al 60%
	≤ C30/37	≤ 30%
	≤ C45/55	≤ 20%
Riutilizzo di calcestruzzo interno negli stabilimenti di prefabbricazione qualificati – da qualsiasi classe	Classe minore del calcestruzzo di origine	fino al 15%
	Stessa classe del calcestruzzo d'origine	fino al 10%

Tabella 1 – Percentuali di impiego di aggregati di riciclo (D.M. 17/01/2018).

Al fine di individuare i requisiti chimico-fisici aggiuntivi rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, che gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione

finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali, occorrerà fare specifico riferimento alla UNI 8520 parti 1 e 2.

Per il confezionamento del calcestruzzo dovranno essere impiegati aggregati appartenenti a non meno di due classi granulometriche diverse. La percentuale di impiego di ogni singola classe granulometrica verrà stabilita dal produttore con l'obiettivo di conseguire i requisiti di lavorabilità e di resistenza alla segregazione. La curva granulometrica ottenuta dalla combinazione degli aggregati disponibili, inoltre, sarà quella capace di soddisfare le esigenze di posa in opera richieste dall'impresa (ad esempio, pompabilità), e quelle di resistenza meccanica a compressione e di durabilità richieste per il conglomerato.

La dimensione massima dell'aggregato dovrà essere non maggiore di $\frac{1}{4}$ della sezione minima dell'elemento da realizzare, dell'interferro ridotto di 5 mm, dello spessore del copriferro aumentato del 30% (in accordo anche con quanto stabilito dagli Eurocodici).

Per quanto concerne la durabilità delle opere ogni calcestruzzo dovrà soddisfare i seguenti requisiti di durabilità in accordo con quanto richiesto dalle norme **UNI 11104 e UNI-EN 206-1** e dalle **Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale** in base alla classe (alle classi) di esposizione ambientale della struttura cui il calcestruzzo è destinato:

- **CALCESTRUZZO DESTINATO A GETTI IN OPERA IN GENERALE DI TORRE DI PRESA E PONTE STRADALE COLLEGAMENTO:**
 - calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
 - classe di esposizione e durabilità: XC4+XF1 (UNI EN 11104);
 - rapporto (a/c) max: 0,50;
 - classe minima di resistenza caratteristica a compressione C32/40;
 - resistenza caratteristica minima in opera: 40 N/mm²;
 - classe di consistenza al getto: S4/S5;
 - contenuto minimo di cemento: 350 kg/m³;
 - D_{max} dell'aggregato: 25/28 mm;
 - copriferro minimo nominale: fondazioni 50/60 mm; elevazioni 50 mm; solette 35/40 mm; 80/90 mm per eventuali getti controterra.
- **CALCESTRUZZO DESTINATO ALLA REALIZZAZIONE DI ELEMENTI PREFABBRICATI IN C.A.P. PER IMPALCATO PONTE STRADALE DI COLLEGAMENTO TORRE DI PRESA**
 - calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
 - classe di esposizione e durabilità: XC4+XF1 (UNI EN 11104);
 - rapporto (a/c) max: 0,45;

- classe minima di resistenza caratteristica a compressione C45/55;
- resistenza caratteristica minima in opera: 55 N/mm²;
- classe di consistenza al getto: S4/S5;
- contenuto minimo di cemento: 360/380 kg/m³;
- Dmax dell'aggregato: 20/25 mm;
- copriferro minimo nominale (getti in stabilimento di produzione): 30 mm.

Il contenuto di aria in ogni miscela prodotta dovrà essere determinato in accordo alla procedura descritta alla norma UNI EN 12350-7 conforme a quanto indicato nella tabella 3.1 (in funzione del diametro massimo dell'aggregato e dell'eventuale esposizione alla classe XF: strutture soggette a cicli di gelo/disgelo in presenza o meno di sali disgelanti).

Per la produzione del calcestruzzo dovranno essere impiegate le acque potabili e quelle di riciclo conformi alla UNI EN 1008:2003.

L'essudamento di acqua di bleeding dovrà risultare non superiore allo 0,1% in conformità alla norma UNI 7122.

3.1.2 Qualifica del conglomerato cementizio

In accordo alle Norme Tecniche per le Costruzioni per la produzione del calcestruzzo si possono configurare due differenti possibilità:

- 1) calcestruzzo prodotto senza processo industrializzato;
- 2) calcestruzzo prodotto con processo industrializzato;

Il caso 1) si verifica nella produzione limitata di calcestruzzo direttamente effettuata in cantiere mediante processi di produzione temporanei e non industrializzati. In tal caso la produzione deve essere effettuata sotto la diretta vigilanza del Direttore dei Lavori. Il D.M. 17/01/2018 prevede, in questo caso, la qualificazione iniziale delle miscele per mezzo della “*Valutazione preliminare della Resistenza*” (paragrafo 11.2.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni) effettuata sotto la responsabilità dell'appaltatore o committente, prima dell'inizio della costruzione dell'opera, attraverso idonee prove preliminari atte ad accertare la resistenza caratteristica per ciascuna miscela omogenea di conglomerato che verrà utilizzata per la costruzione dell'opera. La qualificazione iniziale di tutte le miscele utilizzate deve effettuarsi per mezzo di prove certificate da parte dei laboratori di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001 (Laboratori Ufficiali).

Nella relazione di prequalifica, nel caso di calcestruzzo prodotti senza processo industrializzato l'appaltatore dovrà fare esplicito riferimento a:

- materiali che si intendono utilizzare, indicandone provenienza, tipo e qualità;
- documenti sulla marcatura CE dei materiali costituenti;
- massa volumica reale s.s.a. e assorbimento, per ogni classe di aggregato, valutati secondo la Norma UNI 8520 parti 13a e 16a;
- studio granulometrico per ogni tipo e classe di calcestruzzo;
- tipo, classe e dosaggio del cemento;
- rapporto acqua-cemento;
- massa volumica del calcestruzzo fresco e calcolo della resa;
- classe di esposizione ambientale a cui è destinata la miscela;
- tipo e dosaggio degli eventuali additivi;
- proporzionamento analitico della miscela e resa volumetrica;
- classe di consistenza del calcestruzzo;
- risultati delle prove di resistenza a compressione;
- curve di resistenza nel tempo (almeno per il periodo 2÷28 giorni);
- caratteristiche dell'impianto di confezionamento e stato delle tarature;
- sistemi di trasporto, di posa in opera e maturazione dei getti.

Il caso 2) è trattato dal D.M. 17/01/2018 al punto 11.2.8 che definisce come calcestruzzo prodotto con processo industrializzato quello prodotto mediante impianti, strutture e tecniche organizzate organizzate sia in cantiere che in uno stabilimento esterno al cantiere stesso.

Di conseguenza in questa fattispecie rientrano, a loro volta, tre tipologie di produzione del calcestruzzo:

- calcestruzzo prodotto in impianti industrializzati fissi;
- calcestruzzo prodotto negli stabilimenti di prefabbricazione;
- calcestruzzo prodotto in impianti industrializzati installati nei cantieri (temporanei).

In questi casi gli impianti devono essere idonei ad una produzione costante, disporre di apparecchiature adeguate al confezionamento, nonché di personale esperto e di attrezzature idonee a provare, valutare e correggere la qualità del prodotto.

Al fine di contribuire a garantire quest'ultimo punto, gli impianti devono essere dotati di un sistema di controllo permanente della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto abbia i requisiti previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera.

Tale sistema di controllo non deve confondersi con l'ordinario sistema di gestione della qualità aziendale, al quale può affiancarsi.

Il sistema di controllo della produzione in fabbrica dovrà essere certificato da un organismo terzo indipendente di adeguata competenza e organizzazione, che opera in coerenza con la UNI EN 45012. A riferimento per tale certificazione devono essere prese le Linee Guida sul calcestruzzo preconfezionato edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici allo scopo di ottenere un calcestruzzo di adeguate caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche.

Il sistema di controllo di produzione in fabbrica dovrà comprendere le prove di autocontrollo, effettuate a cura del produttore secondo quanto previsto dalle Linee Guida sul calcestruzzo preconfezionato. L'organismo di certificazione dovrà, nell'ambito dell'ispezione delle singole unità produttive dovrà verificare anche i laboratori utilizzati per le prove di autocontrollo interno. In virtù di tale verifica e sorveglianza del controllo di produzione le prove di autocontrollo della produzione sono sostitutive di quelle effettuate dai laboratori ufficiali.

Il programma delle prove di autocontrollo deve essere sviluppato in maniera tale da assicurare il rispetto dei disposti normativi per le numerose miscele prodotte, ma essere nel contempo contenuto in maniera tale da agevolarne l'applicazione, in virtù dell'elevato numero delle miscele prodotte in generale in un impianto di calcestruzzo preconfezionato.

È compito della Direzione Lavori accertarsi che i documenti che accompagnano ogni fornitura in cantiere indichino gli estremi della certificazione del sistema di controllo della produzione. Ove opportuno il Direttore dei Lavori potrà richiedere la relazione preliminare di qualifica ed i relativi allegati (es. certificazione della marcatura CE degli aggregati, del cemento, etc.).

3.1.3 Posa in opera e tolleranze esecutive

Al momento della messa in opera del conglomerato è obbligatoria la presenza di almeno un membro dell'ufficio della Direzione Lavori incaricato a norma di legge e di un responsabile tecnico dell'impresa appaltatrice.

Prima di procedere alla messa in opera del calcestruzzo, sarà necessario adottare tutti quegli accorgimenti atti ad evitare qualsiasi sottrazione di acqua dall'impasto. In particolare, in caso di casseforme in legno, andrà eseguita un'accurata bagnatura delle superfici.

È proibito eseguire il getto del conglomerato quando la temperatura esterna scende al disotto dei + 0° C se non si prendono particolari sistemi di protezione del manufatto concordati e autorizzati dalla D.L. anche qualora la temperatura ambientale superi i 33° C.

Lo scarico del calcestruzzo dal mezzo di trasporto nelle casseforme si effettua applicando tutti gli accorgimenti atti ad evitare la segregazione.

Per la compattazione del getto dovranno essere adoperati vibratori a parete o ad immersione. Nel caso si adoperi il sistema di vibrazione ad immersione, l'ago vibrante deve essere introdotto verticalmente e spostato, da punto a punto nel calcestruzzo, ogni 50 cm circa; la durata della vibrazione verrà protratta nel tempo in funzione della classe di consistenza del calcestruzzo (*tabella 2*).

Classe di consistenza	Tempo minimo di immersione dell'ago nel cls (s)
S1	25 - 30
S2	20 - 25
S3	15 - 20
S4	10 - 15
S5	5 - 10
F6	0 - 5
SCC	Non necessita compattazione (salvo indicazioni specifiche della D.L.)

Tabella 2 – Relazione tra classe di consistenza e tempo di vibrazione del conglomerato.

Nel caso siano previste riprese di getto sarà obbligo dell'appaltatore procedere ad una preliminare rimozione, mediante scarifica con martello, dello strato corticale di calcestruzzo già parzialmente indurito. Tale superficie, che dovrà possedere elevata rugosità (asperità di circa 5 mm) verrà opportunamente bagnata per circa due ore prima del getto del nuovo strato di calcestruzzo.

Qualora alla struttura sia richiesta la tenuta idraulica, lungo la superficie scarificata verranno disposti dei giunti “water-stop” in materiale bentonitico idroespansivo o equivalenti profili bentonitici. I profili water-stop o bentonitici saranno opportunamente fissati nella scanalatura a “V” appositamente preparata e disposti in maniera tale da non interagire con le armature.

I distanziatori utilizzati per garantire i copriferri ed eventualmente le reciproche distanze tra le barre di armatura, dovranno essere in plastica o a base di malta cementizia di forma e geometria tali da minimizzare la superficie di contatto con il cassero.

Per quanto concerne le **tolleranze esecutive** nelle opere finite gli scostamenti ammissibili (tolleranze) rispetto alle dimensioni e/o quote dei progetti sono riportate di seguito; per i vari elementi strutturali; lo scostamento “S” è espresso in cm:

a) Fondazioni in genere (plinti, travi rovesce e platee):

- posizionamento rispetto alle coordinate di progetto: $S = \pm 2,0 \text{ cm}$
- dimensioni in pianta: $S = \pm 2,0 \text{ cm}$
- dimensioni in altezza (superiore) $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- quota altimetrica estradosso $S = \pm 1,0 \text{ cm}$

b) Strutture in elevazione in genere (muri, pareti, spalle ponti, setti e pilastri, scatolari):

- posizionamento rispetto alle coordinate e/o allineamenti di progetto: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- dimensione in pianta: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- spessore muri, pareti, spalle: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- quota altimetrica sommità: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- verticalità per $H \leq 600 \text{ cm}$ $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- verticalità per $H > 600 \text{ cm}$ $S = \pm H/12$

c) Solette, impalcati, travi e cordoli in genere, manufatti scatolari, ecc.:

- spessore: $S = \pm 0,5 \text{ cm}$
- quota altimetrica estradosso: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$

In ogni caso gli scostamenti dimensionali negativi non devono ridurre i copriferri minimi prescritti dal progetto.

3.1.4 Casseforme, disarmo e stagionatura dei getti

Per tali opere provvisorie l'impresa comunicherà preventivamente alla Direzione Lavori il sistema e le modalità esecutive che intende adottare, ferma restando l'esclusiva responsabilità dell'impresa stessa per quanto riguarda la progettazione e l'esecuzione di tali opere provvisorie e la loro rispondenza a tutte le norme di legge ed ai criteri di sicurezza che comunque possono riguardarle. Il sistema prescelto dovrà comunque essere atto a consentire la realizzazione delle opere in conformità alle disposizioni contenute nel progetto esecutivo.

Nella progettazione e nell'esecuzione delle armature di sostegno delle centinature e delle attrezzature di costruzione, l'impresa è tenuta a rispettare le norme, le prescrizioni ed i vincoli che eventualmente venissero imposti da Enti, Uffici e persone responsabili riguardo alla zona interessata.

Tutte le attrezzature dovranno essere dotate degli opportuni accorgimenti affinché, in ogni punto della struttura, la rimozione dei sostegni sia regolare ed uniforme.

Viene prescritto l'uso di casseforme metalliche o di materiali fibrocompressi o compensati (tavolati in legno); in ogni caso esse dovranno avere dimensioni e spessori sufficienti ad essere opportunamente irrigidite o controventate per assicurare l'ottima riuscita delle superfici dei getti e delle opere e la loro perfetta rispondenza ai disegni di progetto.

Nel caso di eventuale utilizzo di casseforme in legno, si dovrà curare che le stesse siano eseguite con tavole a bordi paralleli e ben accostate, in modo che non abbiano a presentarsi, dopo il disarmo, sbavature o disuguaglianze sulle facce in vista del getto. In ogni caso l'appaltatore avrà cura di trattare le casseforme, prima del getto, con idonei prodotti disarmanti conformi alla norma UNI 8866. Le parti componenti i casseri debbono essere a perfetto contatto e sigillate con idoneo materiale per evitare la fuoriuscita di boiaccia cementizia.

Nel caso, infine, di cassetta a perdere, inglobata nell'opera, occorre verificare la sua funzionalità, se è elemento portante, e che non sia dannosa, se è elemento accessorio.

Prima del getto le casseforme dovranno essere pulite per l'eliminazione di qualsiasi traccia di materiale che possa compromettere l'estetica del manufatto quali polvere, terriccio etc. Dove e quando necessario si farà uso di prodotti disarmanti disposti in strati omogenei continui, su tutte le casseforme di una stessa opera dovrà essere usato lo stesso prodotto.

Nel caso di utilizzo di casseforme impermeabili, per ridurre il numero delle bolle d'aria sulla superficie del getto si dovrà fare uso di disarmante con agente tensioattivo in quantità controllata e la vibrazione dovrà essere contemporanea al getto.

L'impresa esecutrice avrà l'obbligo di predisporre in corso di esecuzione quanto è previsto nei disegni costruttivi per ciò che concerne fori, tracce, cavità, incassature, etc. per la posa in opera di apparecchi accessori quali giunti, eventuali appoggi e/o smorzatori sismici, pluviali, passi d'uomo, passerelle d'ispezione, sedi di tubi e di cavi, opere interruttrive, sicurvia, parapetti, mensole, segnalazioni, parti d'impianti, ecc..

Si potrà procedere alla rimozione delle casseforme dai getti quando saranno state raggiunte le prescritte resistenze. In assenza di specifici accertamenti, l'appaltatore dovrà attenersi a quanto stabilito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018.

Le eventuali irregolarità o sbavature, qualora ritenute tollerabili, dovranno essere asportate mediante scarifica meccanica o manuale ed i punti difettosi dovranno essere ripresi accuratamente con malta cementizia a ritiro compensato immediatamente dopo il disarmo, previa bagnatura a rifiuto delle superfici interessate.

Eventuali elementi metallici, quali chiodi o reggette che dovessero sporgere dai getti, dovranno essere tagliati almeno 0,5 cm sotto la superficie finita e gli incavi risultanti verranno accuratamente sigillati con malta fine di cemento.

Il calcestruzzo, al termine della messa in opera e successiva compattazione, deve essere stagionato e protetto dalla rapida evaporazione dell'acqua di impasto e dall'essiccamento degli strati superficiali (fenomeno particolarmente insidioso in caso di elevate temperature ambientali e forte ventilazione). Per consentire una corretta stagionatura è necessario mantenere costantemente umida la struttura realizzata; l'appaltatore è responsabile della corretta esecuzione della stagionatura che potrà essere condotta mediante:

- la permanenza entro casseri del conglomerato;
- l'applicazione, sulle superfici libere, di specifici film di protezione mediante la distribuzione nebulizzata di additivi stagionanti (agenti di curing);
- l'irrorazione continua del getto con acqua nebulizzata;
- la copertura delle superfici del getto con fogli di polietilene, sacchi di iuta o tessuto non tessuto mantenuto umido in modo che si eviti la perdita dell'acqua di idratazione;
- la creazione attorno al getto, con fogli di polietilene od altro, di un ambiente mantenuto saturo di umidità;
- la creazione, nel caso di solette e getti a sviluppo orizzontale, di un cordolo perimetrale (in sabbia od altro materiale rimovibile) che permetta di mantenere la superficie ricoperta da un costante velo d'acqua.

I prodotti filmogeni di protezione non possono essere applicati lungo i giunti di costruzione, sulle riprese di getto o sulle superfici che devono essere trattate con altri materiali.

Al fine di assicurare alla struttura un corretto sistema di stagionatura in funzione delle condizioni ambientali, della geometria dell'elemento e dei tempi di scasseratura previsti, l'appaltatore, previa informazione alla direzione dei lavori, eseguirà verifiche di cantiere che assicurino l'efficacia delle misure di protezione adottate.

Sarà obbligatorio procedere alla maturazione dei getti per almeno 7 giorni consecutivi. Qualora dovessero insorgere esigenze particolari per sospendere la maturazione esse dovranno essere espressamente autorizzate dalla direzione dei lavori.

Nel caso di superfici orizzontali non casserate (pavimentazioni, platee di fondazione...) dovrà essere effettuata l'operazione di bagnatura continua con acqua non appena il conglomerato avrà avviato la fase di presa. Le superfici verranno mantenute costantemente umide per almeno 7 giorni. Per i getti confinati entro casseforme l'operazione di bagnatura verrà avviata al momento della rimozione dei casseri, se questa avverrà prima di 7 giorni. Per

eventuali calcestruzzi con classe di resistenza a compressione maggiore o uguale di C40/50 la maturazione deve essere curata in modo particolare.

3.1.5 *Controlli in corso d'opera*

La Direzione Lavori eseguirà controlli in corso d'opera per verificare la conformità tra le caratteristiche del conglomerato messo in opera e quello stabilito dal progetto e garantito in sede di valutazione preliminare.

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee di conglomerato e, in funzione del quantitativo di conglomerato accettato, può essere condotto mediante (Norme Tecniche cap. 11):

- **controllo di tipo “A”;**
- **controllo di tipo “B”** (obbligatorio nelle costruzioni con più di 1500 m³ di miscela omogenea).

Il prelievo del conglomerato per i controlli di accettazione si deve eseguire a “bocca di betoniera”, conducendo tutte le operazioni in conformità con le prescrizioni indicate nelle Norme Tecniche per le costruzioni e nella norma UNI-EN 206-1 (non prima di aver scaricato almeno 0.3 m³ di conglomerato).

Il prelievo di calcestruzzo dovrà essere eseguito alla presenza della D.L. o di un suo incaricato.

In particolare i campioni di calcestruzzo devono essere preparati con casseforme rispondenti alla norma UNI EN 12390-1, confezionati secondo le indicazioni riportate nella norma UNI EN 12390-2 e provati presso un laboratorio Ufficiale secondo la UNI EN 12390-3. Le casseforme devono essere realizzate con materiali rigidi al fine di prevenire deformazioni durante le operazioni di preparazione dei provini, devono essere a tenuta stagna e non assorbenti. La geometria delle casseforme deve essere cubica di lato pari a 150 mm o cilindrica con diametro d pari a 150 mm ed altezza h 300 mm.

Il prelievo del calcestruzzo deve essere effettuato non prima di aver scaricato 0,3 m³ di calcestruzzo e preferibilmente a metà dello scarico della betoniera. Il conglomerato sarà versato tramite canaletta all'interno di una carriola in quantità pari a circa 2 volte superiore a quello necessario al confezionamento dei provini. Il materiale versato verrà omogeneizzato con l'impiego di una sassola.

È obbligatorio inumidire tutti gli attrezzi necessari al campionamento (carriola, sessola) prima di utilizzarli, in modo tale da non modificare il contenuto di acqua del campione di materiale prelevato.

Prima del riempimento con il conglomerato, le casseforme andranno pulite e trattate con un liquido disarmante.

Per la compattazione del calcestruzzo entro le casseforme è previsto l'uso di uno dei seguenti mezzi:

- pestello di compattazione metallico a sezione circolare e con le estremità arrotondate, con diametro di circa 16 mm e lunghezza di circa 600 mm;
- barra dritta metallica a sezione quadrata, con lato di circa 25 mm e lunghezza di circa 380 mm;
- vibratore interno con frequenza minima di 120 Hz e diametro non superiore ad $\frac{1}{4}$ della più piccola dimensione del provino;
- tavola vibrante con frequenza minima pari a 40 Hz.

Il riempimento della cassaforma deve avvenire per strati successivi di 75 mm, ciascuno dei quali accuratamente compattati senza produrre segregazioni o comparsa di acqua sulla superficie.

Nel caso di compattazione manuale, ciascuno strato verrà assestato fino alla massima costipazione, avendo cura di martellare anche le superficie esterne del cassero.

Nel caso si impieghi il vibratore interno, l'ago non dovrà toccare lungo le pareti verticali e sul fondo della casseratura.

La superficie orizzontale del provino verrà spianata con un movimento a sega, procedendo dal centro verso i bordi esterni.

Su tale superficie verrà applicata (annegandola nel calcestruzzo) un'etichetta di plastica/cartoncino rigido sulla quale verrà riportata l'identificazione del campione con inchiostro indelebile; l'etichetta sarà siglata dalla direzione dei lavori al momento del confezionamento dei provini.

L'esecuzione del prelievo deve essere accompagnata dalla stesura di un verbale di prelievo che riporti le seguenti indicazioni:

- identificazione del campione;
- tipo di calcestruzzo;
- numero di provini effettuati;
- codice del prelievo;
- metodo di compattazione adottato;
- numero del documento di trasporto;
- ubicazione del getto per il puntuale riferimento del calcestruzzo messo in opera;
- identificazione del cantiere e dell'impresa appaltatrice;

- data e ora di confezionamento dei provini;
- la firma della D.L. in caso di opere particolari, soggette a sorveglianza da parte di Enti ministeriali; il verbale di prelievo dovrà riportare anche la firma dell'Ingegnere incaricato della sorveglianza in cantiere.

Al termine del prelievo, i provini verranno posizionati al di sopra di una superficie orizzontale piana in una posizione non soggetta ad urti e vibrazioni.

Il calcestruzzo campionato deve essere lasciato all'interno delle casseforme per almeno 16 h (in ogni caso non oltre i 3 giorni). In questo caso sarà opportuno coprire i provini con sistemi isolanti o materiali umidi (es. sacchi di juta, tessuto non tessuto...). Trascorso questo tempo i provini dovranno essere consegnati presso il Laboratorio incaricato di effettuare le prove di schiacciamento dove, una volta rimossi dalle casseforme, devono essere conservati in acqua alla temperatura costante di 20 ± 2 °C oppure in ambiente termostato posto alla temperatura di 20 ± 2 °C ed umidità relativa superiore al 95%.

Nel caso in cui i provini vengano conservati immersi nell'acqua, il contenitore deve avere dei ripiani realizzati con griglie (è consentito l'impiego di reti elettrosaldate) per fare in modo che tutte le superfici siano a contatto con l'acqua.

L'impresa appaltatrice sarà responsabile delle operazioni di corretta conservazione dei provini campionati e della loro custodia in cantiere prima dell'invio al Laboratorio incaricato di effettuare le prove di schiacciamento. Inoltre, l'impresa appaltatrice sarà responsabile del trasporto e della consegna dei provini di calcestruzzo al Laboratorio Ufficiale unitamente ad una lettera ufficiale di richiesta prove firmata dalla Direzione Lavori.

Qualora per esigenze legate alla logistica di cantiere o ad una rapida messa in servizio di una struttura o di porzioni di essa si rende necessario prescrivere un valore della resistenza caratteristica a tempi inferiori ai canonici 28 giorni o a temperature diverse dai 20 °C i controlli di accettazione verranno effettuati con le stesse modalità sopra descritte fatta eccezione per le modalità di conservazione dei provini che verranno mantenuti in adiacenza alla struttura o all'elemento strutturale per il quale è stato richiesto un valore della resistenza caratteristica a tempi e temperature inferiori a quelle canoniche. Resta inteso che in queste situazioni rimane sempre l'obbligo di confezionare e stagionare anche i provini per 28 giorni a 20 °C e U.R. del 95% per valutare la rispondenza del valore caratteristico a quello prescritto in progetto.

I certificati emessi dal Laboratorio dovranno contenere tutte le informazioni richieste al punto 11.2.5.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018.

3.1.6 Elementi e manufatti prefabbricati

Per quanto concerne la fornitura di elementi prefabbricati (quali ad esempio travi da ponte prefabbricate in c.a.p., travetti e/o lastre predalles, manufatti scatolari, tubi, pozzetti, ecc.) è fatto obbligo all'appaltatore di esibire, prima dell'accettazione della fornitura, adeguata relazione di calcolo e verifica strutturale ai sensi delle NTC-2018 e s.m.i. secondo i parametri e le azioni di progetto previsti nella presente relazione, comprensiva delle modalità di posa in opera dei prefabbricati. Dovranno, inoltre, essere forniti gli elaborati costruttivi dei ferri d'armatura redatti dal prefabbricatore secondo la sua tecnologia costruttiva, con le caratteristiche del pretensionamento delle armature degli elementi precompressi, al fine di consentire di valutare il comportamento d'insieme del manufatto.

In ultimo dovranno essere resi disponibili il certificato relativo alla produzione in serie di manufatti prefabbricati oltre ai certificati di prova sui materiali e al certificato CE secondo normativa Comunitaria vigente.

Gli elaborati esecutivi dei manufatti prefabbricati (relazione di calcolo, disegni tecnici) dovranno essere firmati da progettista abilitato per conto del produttore e preventivamente approvati dalla D.L. al fine del nulla osta alla loro fornitura e utilizzo nonché del loro deposito strutturale ai sensi della Legge 1086/71 e del D.P.R. 380/2001.

3.2 Acciaio

L'acciaio da cemento armato ordinario comprende:

- **barre d'acciaio tipo B450C** ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 50 \text{ mm}$), rotoli ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$);
- prodotti raddrizzati ottenuti da rotoli ammessi senza limitazioni con diametri $\leq 16 \text{ mm}$;
- **reti elettrosaldate tipo B450C**;
- tralicci elettrosaldati.

Le strutture in carpenteria metallica per parapetti, grigliati, ecc. saranno realizzate in acciaio da carpenteria avente **classe S275JR**; profilati, tubolari e lamiere dovranno essere prodotti secondo la norma UNI EN 10025, UNI EN 10210, UNI EN 10219 o norme equivalenti (per le caratteristiche meccaniche fare riferimento agli Elaborati grafici di progetto) con riferimento a quanto previsto dalle NTC-2018, secondo i parametri di progetto. I manufatti e gli elementi in carpenteria metallica dovranno essere preventivamente sottoposti ad apposita **zincatura a caldo** secondo norma UNI EN ISO 1461 o alla norma EN 10326 o equivalenti.

Bulloneria, giunzioni e saldature dovranno essere eseguite secondo norma UNI 5737, UNI 6592, UNI EN 14399, UNI EN 15048, UNI EN ISO 898, UNI EN ISO 4016 e UNI EN ISO 3834. Le bullonature dovranno essere dotate di marcatura CE.

I **tubolari ed i profili metallici di rinforzo per la realizzazione delle paratie in micropali** al fine del sostegno provvisorio degli scavi i **micropali di fondazione**, dovranno essere in acciaio da carpenteria **classe S355JR** (FE510), prodotti secondo le norme UNI EN 10025, UNI EN 10210, UNI EN 10219 o norme equivalenti, recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1 del D.M. 17.01.2018. Per i prodotti per cui non sia applicabile la marcatura CE, si rimanda a quanto specificato al punto B del §11.1 del citato Decreto e si applica la procedura di cui al § 11.3.4.11.

Ognuno dei prodotti suddetti dovrà rispondere alle caratteristiche richieste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17.01.2018, che specifica le caratteristiche tecniche che devono essere verificate, i metodi di prova, le condizioni di prova e il sistema per l’attestazione di conformità per gli acciai destinati alle costruzioni in cemento armato che ricadono sotto la Direttiva Prodotti CPD (89/106/EC).

L’acciaio dovrà essere qualificato all’origine, deve portare impresso, ove prescritto dalle suddette norme, il marchio indelebile che lo renda costantemente riconoscibile e riconducibile inequivocabilmente allo stabilimento di produzione.

3.2.1 Proprietà meccaniche

Le proprietà meccaniche devono essere in accordo con quanto specificato in EN 10080 e nelle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17.01.2018:

Proprietà	Valore caratteristico
f_y (N/mm ²)	$\geq 450 \alpha$
f_t (N/mm ²)	$\geq 540 \alpha$
f_t/f_y	$\geq 1,15 \beta$ $\leq 1,35 \beta$
A_{gt} (%)	$\geq 7,5 \beta$
$f_y/f_{y,nom}$	$\leq 1,25 \beta$
α	valore caratteristico con $p = 0,95$
β	valore caratteristico con $p = 0,90$

Tabella 3 – Proprietà meccaniche secondo il D.M. 17/01/2018.

In aggiunta a quanto sopra riportato si possono richiedere le seguenti caratteristiche aggiuntive Tipo SISMIC:

Proprietà	Valore caratteristico
Resistenza a fatica assiale	2 milioni di cicli
Resistenza a fatica oligociclica	3 cicli/sec con deformazione 1,5÷4%
Idoneità al raddrizzamento dopo piega	Integrità
Controllo radiometrico	superato, ai sensi del D.Lgs. 230/1995 e del D.Lgs. 241/2000

Tabella 4 – Proprietà aggiuntive.

3.2.2 Controlli sull'acciaio

In cantiere è ammessa esclusivamente la fornitura e l'impiego di acciai saldabili e ad aderenza migliorata, qualificati secondo le procedure indicate nel D.M. 17.01.2018 al punto 11.3.1.6 e controllati con le modalità riportate nei punti 11.3.2.11 e 11.3.2.12 del citato decreto.

Tutte le forniture di acciaio devono essere accompagnate da copia dell'attestato di qualificazione rilasciato dal Consiglio Superiore dei LL.PP. - Servizio Tecnico Centrale.

Le forniture effettuate da un commerciante o da un trasformatore intermedio dovranno essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante o trasformatore intermedio. In quest'ultimo caso per gli elementi presaldati, presagomati o preassemblati in aggiunta agli attestati di qualificazione dovranno essere consegnati i certificati delle prove fatte eseguire dal Direttore del Centro di Trasformazione. Tutti i prodotti forniti in cantiere dopo l'intervento di un trasformatore intermedio devono essere dotati di una specifica marcatura che identifichi in modo inequivocabile il centro di trasformazione stesso, in aggiunta alla marcatura del prodotto di origine.

La Direzione Lavori prima della messa in opera potrà verificare quanto sopra indicato; in particolare dovrà provvedere a verificare la rispondenza tra la marcatura riportata sull'acciaio con quella riportata sui certificati consegnati. La mancata marcatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile e, pertanto, le forniture dovranno essere rifiutate.

Il Direttore dei Lavori eseguirà i controlli di accettazione sull'acciaio consegnato in cantiere, in conformità con le indicazioni contenute nel D.M. 17.01.2018 al punto 11.3.2.12.

Il campionamento ed il controllo di accettazione dovranno essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale.

All'interno di ciascuna fornitura consegnata e per ogni diametro delle barre in essa contenuta, si dovrà procedere al campionamento di tre spezzoni di acciaio di lunghezza complessiva pari a 100 cm ciascuno, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi agli altri diametri della partita.

Non saranno accettati quei fasci di acciaio contenenti barre di differente marcatura.

Il prelievo dei campioni in cantiere e la consegna al Laboratorio Ufficiale incaricato dei controlli verrà effettuato dal Direttore dei Lavori o di un tecnico da lui delegato; la consegna delle barre di acciaio campionate, identificate mediante sigle o etichettature indelebili, dovrà essere accompagnata da una richiesta di prove sottoscritta dal Direttore dei Lavori.

La domanda di prove al Laboratorio Ufficiale dovrà essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e dovrà inoltre contenere precise indicazioni sulla tipologia di opera da realizzare.

Il controllo del materiale, eseguito in conformità alle prescrizioni del punto 11.3.2.12 di cui al precedente Decreto, riguarderà le proprietà meccaniche di resistenza e di allungamento.

Caratteristica	Valore Limite	Note
<i>f_y minimo</i>	425 N/mm ²	<i>per acciai B450A e B450C</i>
<i>f_y massimo</i>	572 N/mm ²	<i>per acciai B450A e B450C</i>
<i>Agt minimo</i>	≥ 6.0%	<i>Per acciai laminati a caldo</i>
<i>Rottura/snervamento</i>	$1.13 < f_t/f_y < 1.37$	<i>Per acciai laminati a caldo</i>
<i>Piegamento/raddrizzamento</i>	assenza di cricche	<i>per acciai B450A e B450C</i>

Tabella 5 – Valori limite per prove acciaio.

Qualora la determinazione del valore di una quantità fissata in termini di valore caratteristico crei una controversia, il valore dovrà essere verificato prelevando e provando tre provini da prodotti diversi nel lotto consegnato.

Se un risultato è minore del valore caratteristico prescritto, sia il provino che il metodo di prova devono essere esaminati attentamente. Se nel provino è presente un difetto o si ha ragione di credere che si sia verificato un errore durante la prova, il risultato della prova stessa deve essere ignorato. In questo caso occorrerà prelevare un ulteriore (singolo) provino.

Se i tre risultati validi della prova sono maggiori o uguali del prescritto valore caratteristico, il lotto consegnato deve essere considerato conforme.

Se i criteri sopra riportati non sono soddisfatti, dieci ulteriori provini devono essere prelevati da prodotti diversi del lotto in presenza del produttore o suo rappresentante che potrà anche assistere all'esecuzione delle prove presso un laboratorio di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001.

Il lotto deve essere considerato conforme se la media dei risultati sui 10 ulteriori provini è maggiore del valore caratteristico e i singoli valori sono compresi tra il valore minimo e il valore massimo secondo quanto sopra riportato. In caso contrario il lotto deve essere respinto. Se all'interno della fornitura sono contenute anche reti elettrosaldate, il controllo di accettazione dovrà essere esteso anche a questi elementi. In particolare, a partire da tre differenti reti elettrosaldate verranno prelevati 3 campioni di dimensioni 100 x 100 cm.

Il controllo di accettazione riguarderà la prova di trazione su uno spezzone di filo comprendente almeno un nodo saldato, per la determinazione della tensione di rottura, della tensione di snervamento e dell'allungamento; inoltre, dovrà essere effettuata la prova di resistenza al distacco offerta dalla saldatura del nodo.

I controlli in cantiere sono facoltativi quando il prodotto utilizzato proviene da un Centro di trasformazione o luogo di lavorazione delle barre, nel quale sono stati effettuati tutti i controlli descritti in precedenza. In quest'ultimo caso, la spedizione del materiale deve essere accompagnata dalla certificazione attestante l'esecuzione delle prove di cui sopra.

Resta nella discrezionalità del Direttore dei Lavori effettuare tutti gli eventuali ulteriori controlli ritenuti opportuni (es. indice di aderenza, saldabilità).

Alla consegna in cantiere, l'Impresa appaltatrice avrà cura di depositare l'acciaio in luoghi protetti dagli agenti atmosferici.

3.3 *Apparecchi di appoggio strutturale*

Gli apparecchi di appoggio del ponte stradale dovranno rispondere alle prescrizioni di cui al D.M. 17.01.2018 – paragrafo 11.6 ed alle “Istruzioni per il calcolo e l'impiego degli apparecchi di appoggio da fornire nelle costruzioni”, C.N.R. - U.N.I. 10008 (B.U. n°114 del 28-3-1986) oltre che a quanto previsto dal DPR 380/01. Inoltre dovranno rispondere a quanto prescritto dal D.M. del Ministero dei LL.PP. in data 4 maggio 1990 “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali” e sue istruzioni emanate con circolare Ministero LL.PP. n°34233 del 25/2/1991.

Gli appoggi strutturali, per i quali si applica quanto specificato al punto A del § 11.1 delle N.T.C.-2018, devono essere, inoltre, conformi alle norme europee armonizzate della serie

UNI EN 1337 e recare la Marcatura CE. Si applica il Sistema di Attestazione della Conformità 1. In aggiunta a quanto previsto al punto A del § 11.1 delle N.T.C.-2018, ogni fornitura deve essere accompagnata da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera e per l'uso e la manutenzione.

Il Direttore dei Lavori è tenuto a verificare nell'ambito delle proprie competenze, quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture prive dell'attestato di conformità; dovrà inoltre effettuare idonee prove di accettazione, che comprendano in ogni caso la verifica geometrica e delle tolleranze dimensionali, nonché la valutazione delle principali caratteristiche meccaniche dei materiali componenti, al fine di verificare la conformità degli appoggi a quanto richiesto per lo specifico progetto.

L'Appaltatore, dal canto suo, sarà tenuto a presentare in tempo utile all'approvazione della Direzione dei Lavori il progetto esecutivo degli apparecchi di appoggio corrispondente ai tipi stabiliti dalla Direzione dei Lavori.

In ogni caso l'Appaltatore dovrà presentare un apposito certificato, rilasciato da un Laboratorio Ufficiale, comprovante le caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati.

Prima della posa in opera degli apparecchi d'appoggio l'Appaltatore dovrà provvedere per ogni singolo apparecchio al tracciamento degli assi di riferimento ed alla livellazione dei piani di appoggio, i quali dovranno essere rettificati con malta di cemento ad alta resistenza additivata con resina epossidica. Procederà, successivamente, al posizionamento dell'apparecchio ed al suo collegamento alle strutture secondo le prescrizioni di progetto. In questa fase ciascun apparecchio dovrà essere preregolato sempre secondo le prescrizioni di progetto. Inoltre dovranno risultare agevoli: la periodica ispezione, la manutenzione e l'eventuale sostituzione degli appoggi installati.

PER LE ULTERIORI PRESCRIZIONI TECNICHE RELATIVE AI MATERIALI PER USO STRUTTURALE SI RIMANDA, INOLTRE, A QUANTO DETTAGLIATAMENTE PREVISTO DAL CAPITOLO 11 DEL D.M. 17.01.2018 (N.T.C.-2018) CHE QUI SI INTENDE RICHIAMATO E RECEPITO NELLA SUA TOTALITÀ.

4. Valutazione delle azioni

Le azioni considerate ai fini dei dimensionamenti strutturali delle opere integrative e/o oggetto di aggiornamento previste in perizia sono così riassumibili:

- 1) carichi permanenti dovuti al peso proprio dei materiali strutturali;
- 2) carichi permanenti portati, non strutturali;
- 3) azioni variabili (sovraccarichi) relativi alla destinazione d'uso delle opere e alle relative condizioni di esercizio;
- 4) azione idrostatica e idrodinamica dell'acqua contenuta nei vari manufatti;
- 5) spinta delle terre a tergo delle opere, valutata in condizioni sismiche;
- 6) azione del vento;
- 7) azione della neve;
- 8) azione sismica, secondo il grado di sismicità caratteristico del sito di costruzione: zona sismica 3 ai sensi O.P.C.M. n. 3274/2003 e ss.mm.ii..

Viene, quindi, nel seguito riportata una descrizione dettagliata delle suddette azioni:

1) Peso proprio dei materiali strutturali

Relativamente a questa azione si andranno semplicemente a considerare tutte le parti delle opere aventi funzione strutturale e portante.

Peso proprio elementi strutturali:

- strutture in c.c.a. e c.a.p.: $\gamma_{cls} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

2) Carichi permanenti portati

Sono considerati carichi permanenti non strutturali o portati i carichi non rimovibili durante il normale esercizio delle costruzioni, quali quelli pertinenti a passerelle e/o grigliati pedonali, organi di manovra e regolazione elettromeccanica, impianti vari, massi di cava eventualmente in corrispondenza dei manufatti, rivestimenti lapidei, pavimentazione stradale, ecc.. Essi sono stati valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti. In linea di massima i carichi permanenti portati saranno assunti, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti o, a seconda dei casi, come carichi concentrati linearmente o nodali.

3) Azioni variabili:

Sono costituite dai sovraccarichi verticali uniformemente distribuiti sostanzialmente pertinenti

alle aree e zone pedonali accessibili per la manutenzione delle opere e per le operazioni di regolazione e gestione idrica. Tali azioni, con riferimento alla *tabella 3.1.II del D.M. 17.01.2018 (N.T.C.)*, sono state cautelativamente considerate pari a $1,00 \text{ kN/m}^2$. Per quanto riguarda la scala di servizio interna alla torre di presa, in riferimento alla categoria E della *tabella 3.1.II* sopracitata, si è deciso cautelativamente di considerare un sovraccarico pari a $6,00 \text{ kN/m}^2$, in virtù della sua valenza ai fini della funzionalità dell'opera. E' stato, inoltre, cautelativamente considerato un sovraccarico distribuito posto a tergo delle pareti dei manufatti pari a $10,00 \text{ kN/m}^2$, per simulare lo stazionamento provvisorio di mezzi d'opera durante l'attività di cantiere o i mezzi di manutenzione durante l'esercizio delle opere.

In corrispondenza del ponte stradale di accesso alla torre di presa sono stati considerati i sovraccarichi come definiti al capitolo 5 *delle N.T.C. 2018*, in funzione anche delle dimensioni effettive dell'impalcato in questione (larghezza utile e relative corsie di carico applicabili):

- n. 1 corsia convenzionale come definita al paragrafo 5.1.3.3.2 delle N.T.C. 2018;
- schema di carico n. 1 ai sensi del *paragrafo 5.1.3.3.3* delle N.T.C. 2018, costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, ciascuno di intensità pari a $2 \times 150 \text{ kN}$, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato $0,40 \text{ m}$, e da carico uniformemente distribuito pari a $9,0 \text{ kN/m}^2$, per ponti di prima categoria. Questo schema, riassunto nella figura e nelle tabelle seguenti, è assunto a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa.

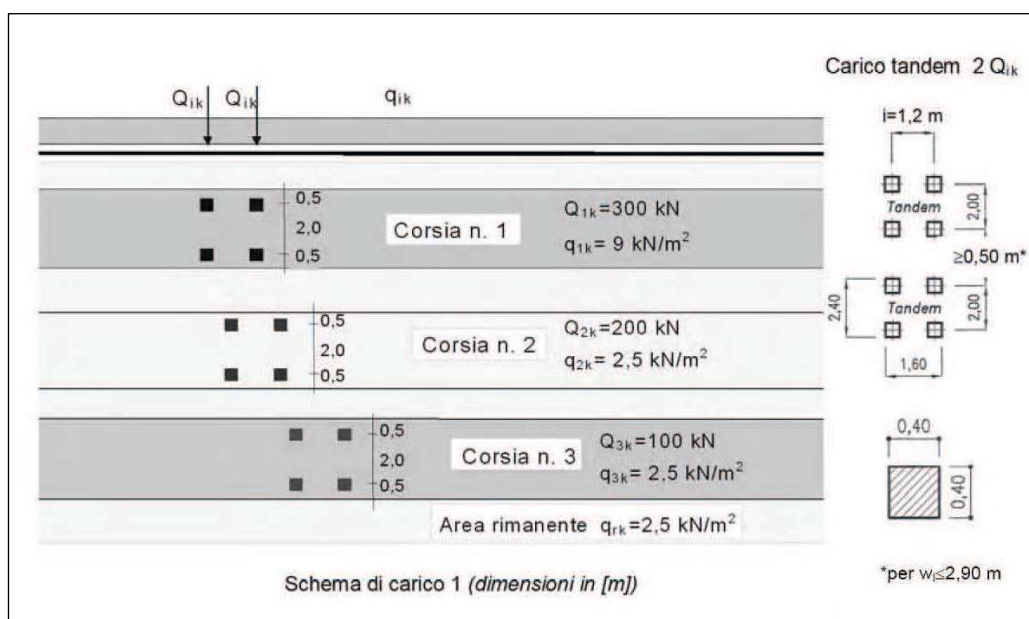


Figura 1 – Schemi di carico ai sensi del D.M. 17.01.2018.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tabella 6 – Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie.

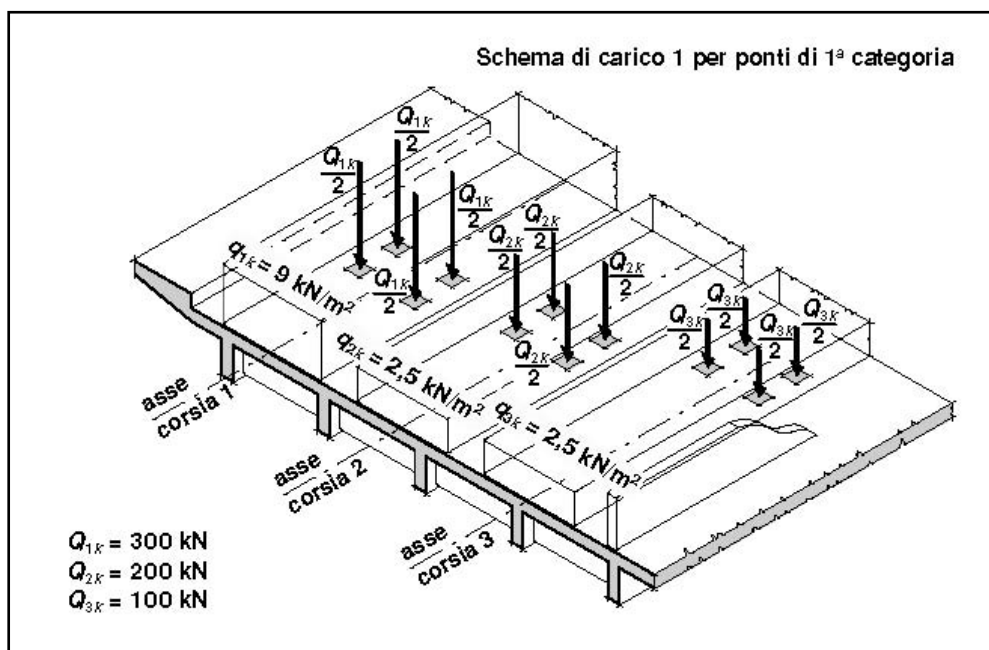


Figura 2 – Disposizione colonne di carico relative allo schema 1 ai sensi del D.M. 17.01.2018.

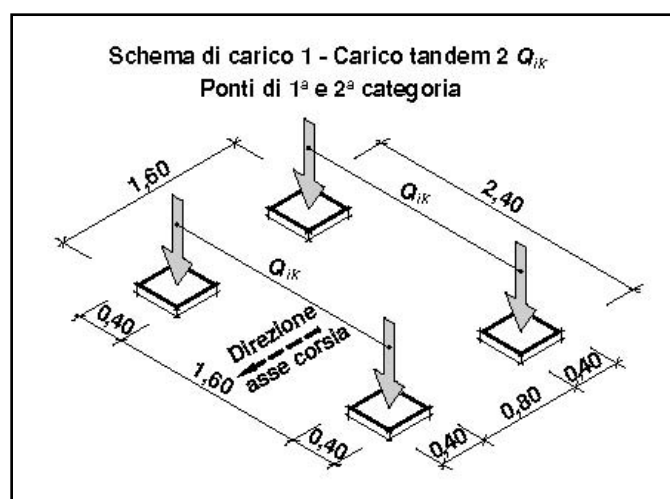


Figura 3 – Disposizione assi e impronte di carico relative allo schema di carico 1.

4) Azione idrostatica dell'acqua contenuta nei manufatti

I vari manufatti progettualmente previsti sono soggetti al carico variabile dovuto alla spinta idrostatica e al peso proprio esercitato rispettivamente sulle pareti perimetrali e sulla platea di

fondazione delle opere (torre di presa ed elevazioni ponte stradale di accesso). Il peso per unità di volume del liquido (acqua) che genera tali azioni sulle strutture in esame è stato assunto pari a $\gamma_{\text{acqua}} = 10,0 \text{ kN/m}^3$.

Incremento dinamico della spinta dell'acqua in condizioni sismiche

L'incremento dinamico di spinta dell'acqua libera presente all'interno dei manufatti è stato calcolato secondo la teoria di *Westergaard*; nell'ipotesi di struttura di sostegno rigida a parete verticale, acqua incompressibile e frequenza della sollecitazione armonica orizzontale applicata alla base minore della frequenza fondamentale f_0 del serbatoio d'acqua infinitamente esteso (e.g. $f_0 = V_P/4H$ essendo V_P la velocità delle onde P nell'acqua ed H l'altezza dell'acqua) le pressioni idrodinamiche assumono la seguente distribuzione di pressione di aumento con la radice quadrata della profondità dell'acqua z' :

$$q(z') = \pm \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot z'}$$

dove:

- k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- γ_w è peso per unità di volume dell'acqua;
- H_w è il livello massimo previsto entro il manufatto considerato;
- z' ordinata misurata a partire dal livello massimo H_w .

La spinta dinamica risultante dall'integrazione delle suddette pressioni vale, quindi:

$$E_w = \pm \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

ed agisce a $0,4 H_w$ dalla base della struttura, come nel seguito rappresentato:

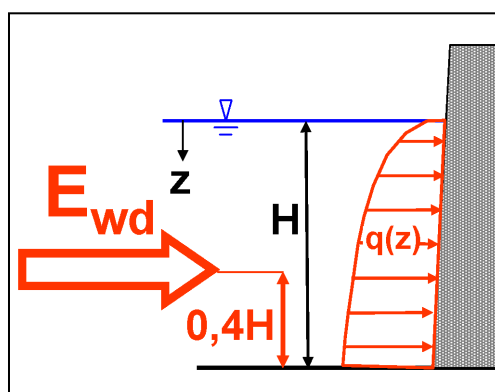


Figura 4 – Spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche.

L'Eurocodice 8 suggerisce di sommare alla spinta idrostatica quella idrodinamica considerandola sia in un verso che nell'altro e, quindi, una volta sommata e l'altra sottratta alla

pressione idrostatica. L'incremento di spinta nelle combinazioni sismiche, verrà, pertanto, applicato considerandolo agente alternativamente lungo due direzioni tra loro ortogonali; si considereranno nello specifico come direzioni attive, le +X e le +Y, senza considerare le omologhe in direzione opposta, visto la apprezzabile simmetria della struttura ed anche in considerazione del fatto che i contributi apportati da tali spinte avranno intensità marginale se rapportati con quelli relativi alle altre azioni simultaneamente presenti.

5) Spinta delle terre

I manufatti in progetto verranno sollecitati dalle azioni verticali ed orizzontali rispettivamente trasmesse in fase di esercizio dal terreno di ricoprimento e da quello di rinfiango. Sulla base delle indicazioni fornite ai paragrafi precedenti sulle caratteristiche geomeccaniche del terreno e secondo i criteri dell'EC7 e delle N.T.C.-2018, nei calcoli di dimensionamento e verifica geotecnica e strutturale sono state assunte, per il terreno di fondazione alla quota di imposta delle fondazioni e a tergo delle opere in progetto, le caratteristiche geomeccaniche di progetto. Si avranno, pertanto, le seguenti componenti di azione:

- Azione verticale dovuta al terreno di ricoprimento (applicata sullo sporto o sulla suola di monte della platea di fondazione delle opere):

$$q_{v,terreno} = \Delta h \cdot \gamma_t$$

in cui Δh è l'altezza del terreno di ricoprimento dell'opera e γ_t il relativo peso di volume.

- Azione orizzontale dovuta al terreno di rinfiango (applicata sulle pareti laterali dei manufatti e delle opere interrato):

tale azione si traduce in carico uniformemente distribuito variabile linearmente con la profondità, la cui risultante è una spinta S dipendente dalle caratteristiche geomeccaniche del terreno e per la cui determinazione ci si è avvalsi della teoria di Coulomb. Tale metodo ipotizza superfici di scorrimento piane passanti per la base della parete e le cui espressioni dei coefficienti di spinta possono essere ottenute analizzando l'equilibrio limite di un cuneo di terreno delimitato dal paramento interno della parete, dalla superficie di scorrimento e dalla superficie limite del terrapieno.

Il calcolo delle spinte con tale metodologia comporta l'assunzione delle seguenti ipotesi:

- materiale omogeneo ed isotropo dotato di solo attrito;
- superficie di rottura piana;
- superficie limite del terrapieno piana (anche inclinata ma non irregolare);
- resistenza di attrito uniformemente distribuita lungo la superficie di rottura;

- attrito non nullo tra terreno e muro;
- paramento del muro non necessariamente verticale;
- condizioni di stato di equilibrio limite;
- condizioni di rottura in stato di deformazione piana.

Pertanto per un terreno incoerente, in condizioni di assenza di falda, la spinta S del terreno può essere determinata con la seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot k_a \cdot h^2$$

mentre il carico distribuito avrà intensità massima, in corrispondenza del piede della parete, pari a:

$$q_{h, \text{terreno}} = k_a \cdot h \cdot \gamma_t$$

dove:

k_a = coefficiente di spinta attiva, determinato tramite l'equazione di *Muller – Breslau*:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

h = altezza della parte interrata di parete;

φ' = angolo di resistenza a taglio che caratterizza il terreno.

Incremento dinamico della spinta del terreno in condizioni sismiche

Ai fini dell'analisi della spinta delle terre sotto l'azione sismica, in riferimento alle indicazioni fornite dal *paragrafo 7.11.3.5.2* del D.M. 17.01.2018 e dall'Eurocodice 8 – parte 5 (UNI EN 1998-5), verrà utilizzato il metodo pseudo-statico di *Mononobe – Okabe*, quale estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb precedentemente illustrato. Tale metodo considera che il cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro (“cuneo di rottura”) si comporti come un corpo rigido soggetto ad un'accelerazione orizzontale a_h e verticale a_v uniformi all'interno del cuneo.

L'azione sismica è, quindi, rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W dell'opera di sostegno, del volume di terreno a tergo dell'opera stessa, supposto in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto ed è dipendente dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti

orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) del sito;
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- β_m è un fattore di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, dipendente dallo spostamento ammissibile dell'opera e definito dal *paragrafo 7.11.6.2.1 delle N.T.C.-2018*, pari a 0,38 nelle verifiche a stato limite ultimo (SLV) e pari a 0,47 nelle verifiche a stato limite di esercizio (SLD). Per le verifiche a ribaltamento i suddetti valori vanno incrementati del 50%. Per pareti o muri impediti di muoversi β_m è posto = 1,0.

Detto W il peso del cuneo di rottura, l'effetto sismico è, quindi, portato in conto come una forza statica equivalente di componenti $k_h W$ in orizzontale e $\pm k_v W$ in verticale.

Essendo le opere in progetto delle strutture rigide, con pareti verticali e terrapieno orizzontale, l'azione di incremento dinamico della spinta del terreno vale, pertanto:

$$q_{Sh,terreno} = k_h \cdot h \cdot \gamma_t$$

$$q_{Vh,terreno} = \pm 0,5 \cdot k_h \cdot h \cdot \gamma_t$$

Pertanto il valore della spinta complessiva del terreno in condizioni sismiche (statica + sismica) vale:

$$S_{tot} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t (1 \pm k_v) \cdot k_a \cdot h^2$$

Nel caso specifico, invece, in cui il terreno a tergo delle strutture possa essere considerato in condizioni prossime a quelle di riposo, ovvero per le strutture rigide a sezione scatolare previste per la realizzazione di scatolari, pozzetti e manufatti analoghi, l'incremento dovuto al sisma relativo al terreno è stato stimato attraverso l'espressione proposta da *Wood*, la quale risulta indipendente dai parametri di resistenza del terreno che si assume ancora in campo elastico e che, per tali tipi di strutture (rigide appunto) difficilmente raggiunge le condizioni limite di rottura:

$$\Delta S = \frac{a_g}{g} \cdot S_s \cdot \gamma \cdot H^2$$

con:

- a_g/g l'accelerazione sismica di progetto;
- S_s il fattore correttivo stratigrafico.

Il carico sismico sarà, in tal caso, equiparabile ad un carico distribuito applicato linearmente sulle pareti delle strutture, con intensità pari a:

$$q_{\text{sis}} = \Delta S / H$$

I **muri di sostegno** o le **pareti controterra**, incluse quelle dei pozzetti e dei manufatti interrati in progetto, devono soddisfare le condizioni di stabilità globale con i metodi di analisi di cui al § 7.11.6.2.1 delle N.T.C.-2018 e le verifiche di sicurezza di cui ai § 6.5.3.1.1 e 7.11.6.2.2, nelle quali si richiede il rispetto della *condizione* 6.2.1 delle N.T.C.-2018, con le prescrizioni di cui al § 7.11.1. Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi. In aggiunta all'analisi della sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Per quanto riguarda, invece, le **paratie** e, più in generale, le **opere di sostegno provvisoriale**, le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Anche in questo caso, in mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max}$$

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera;
- $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco $a_{\max}$ è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- a_g è l'accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido riferita allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV);
- S_S e S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica precedentemente definiti;

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di *figura 7.11.2 delle N.T.C.-2018*, mentre il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di *figura 7.11.3 delle N.T.C.-2018*, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

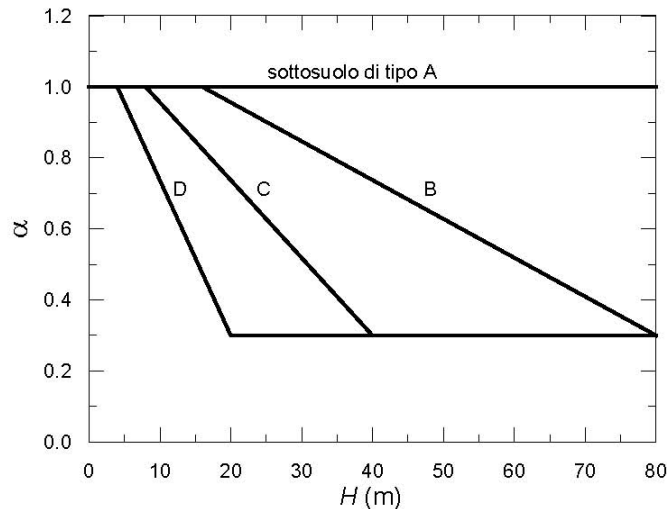


Fig. 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

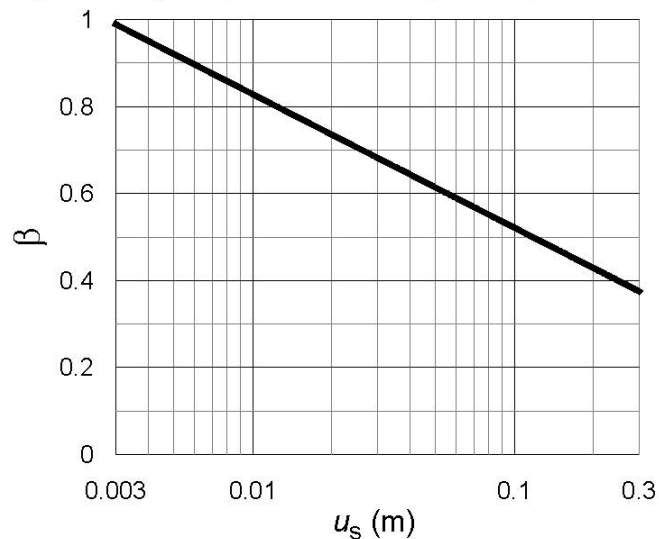


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare: $u_s \leq 0,005 H$.

Se $\alpha \times \beta \leq 0,2$ deve assumersi $k_h = 0,2 a_{max}/g$.

Possono, inoltre, essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia. È necessario, infine, verificare che il sito, per effetto del terremoto di progetto, non sia suscettibile di liquefazione. In caso contrario occorre predisporre le misure necessarie perché non si verifichi tale fenomeno.

Azione del terreno nelle verifiche di stabilità dei pendii e fronti scavo

Anche l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici nei quali l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico

atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati nella *tabella 7.11.I* delle N.T.C.-2018 al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Per quanto riguarda, invece, specificatamente i **fronti scavo**, si adotteranno i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

- $\beta_s = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)
- $\beta_s = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Spinta del terreno in presenza di falda

In presenza di falda o di interferenza delle lavorazioni e delle fasi di cantiere con il livello idrico dell'invaso, per la porzione di terreno posta al di sotto di quest'ultimo, verrà applicata un'aliquota di spinta esercitata dal terreno, da valutarsi in termini di tensioni efficaci, e da un'aliquota aggiuntiva dovuta dall'azione dall'acqua in termini idrostatici.

Si evidenzia, inoltre, in considerazione delle caratteristiche litologiche e stratigrafiche del terreno in sito, che l'azione esercitata a tergo delle pareti delle strutture, è stata cautelativamente valutata assumendo il terreno permeabile in condizioni dinamiche di falda, portando in conto, oltre all'azione idrostatica della falda, anche l'effetto idrodinamico, determinato sempre tramite

l'espressione di *Westergaard* precedentemente riportata.

Dunque, la spinta complessiva assunta nei calcoli, in condizioni sismiche, al di sotto della potenza di falda e con terreno permeabile in condizioni dinamiche di quest'ultima, risulta data dalla seguente espressione:

$$S_{tot} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t (1 \pm k_v) \cdot k_a \cdot h^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 + E_{wd}$$

6) Azione del vento

Per quanto riguarda l'azione del vento, essa è stata ricondotta ad un'azione statica equivalente secondo l'espressione fornita al *paragrafo 3.3.4 delle N.T.C.*:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- q_b = pressione cinetica di riferimento, data dall'espressione:

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

in cui la velocità di base v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante riferito ad un periodo di ritorno di 50 anni:

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

dove c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

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

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

e $v_{b,0}$, a_0 e k_s sono parametri forniti nella *tabella 3.3.I delle N.T.C.*

Tab. 3.3.I -Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

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

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Per la Zona 1 (Piemonte) e per altitudini inferiori a 1000 m s.l.m., la velocità di base è uguale a 25 m/s ($V_b=V_{b,0}=25$ m/s). e la densità dell'aria ρ assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

- c_e = coefficiente di esposizione, espresso tramite la relazione riportata al *paragrafo 3.3.7* nel D.M. 17/01/2018:

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

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

in cui:

z è l'altezza sul suolo della costruzione;

k_r , z_0 , $z_{\min}$ sono assegnati dalla *tabella 3.3.II delle N.T.C.* in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia, assunto pari a 1,0.

- c_p = coefficiente di forma, funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;
- c_d = coefficiente dinamico, con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali (assunto pari a 1).

Azione vento: $p = q_r \cdot c_E \cdot c_p \cdot c_d = 0,42 \text{ (Tr 100 anni)} \times 2,14 \times 1,0 \times 1,0 \approx 0,9 \text{ kN/m}^2$

Per quanto concerne, invece, le superfici verticali delle pile del ponte della torre di presa e degli impalcati stradali, in riferimento sempre alle NTC-2018, verrà assunto un valore di pressione netto pari a $2,15 \text{ kN/m}^2$.

7) Azione della neve

Il sovraccarico accidentale da neve viene calcolato in base ai disposti del *paragrafo 3.4. del D.M. 17/01/2018* e secondo la seguente equazione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} , espresso in kN/m^2 è il valore di riferimento del carico neve al suolo che, per strutture ricadenti nella Zona geografica 1 – Alpina (Provincia di Cuneo), assume i seguenti valori:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN / m}^2 \quad \text{per } a_s < 200 \text{ m s.l.m.}$$

$$q_{sk} = 1,39 \cdot \left[1 + (a_s / 728)^2 \right] \text{ kN / m}^2 \quad \text{per } a_s > 200 \text{ m s.l.m.}$$

con a_s pari all'altitudine misurata in m s.l.m. del sito di calcolo ed assunta pari a circa 570 m s.l.m. con riferimento ai manufatti in progetto con il presente lotto di lavori:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, definito al *paragrafo 3.4.3. delle N.C.T.* e, in considerazione della presenza di coperture piane, assunto cautelativamente pari a 0,9;
- C_E e C_t rappresentano rispettivamente il coefficiente di esposizione e il coefficiente termico; il primo, per i casi in esame, in riferimento al *paragrafi 3.4.4 delle N.T.C.* assume cautelativamente un valore di 1,1 essendo anche presenti aree riparate sensibilmente più basse del circostante terreno. Il secondo invece, in riferimento al *paragrafi 3.4.5 delle N.T.C.* viene posto uguale a 1,0.

Carico neve: $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,9 \times 2,56 \text{ (Tr 100 anni)} \times 1,1 \times 1,0 \approx 2,5 \text{ kN/m}^2$

4.1 Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali si è valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, sono state determinate a partire dalla “**pericolosità sismica di base**” del sito,

definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , in funzione dello specifico stato limite assunto per le verifiche.

La definizione delle forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R , avviene a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico sul piano di fondazione è, quindi, definito dallo spettro di risposta elastico; esso, per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s, è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5% e considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima convenzionale del terreno fondale a_g che caratterizza il sito. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} . Il moto può decomporre in tre componenti ortogonali di cui una verticale. In via semplificata gli spettri delle due componenti orizzontali possono considerarsi eguali ed indipendenti. Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è, quindi, definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

nelle quali T ed S_e sono rispettivamente il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale e dove:

- a_g = accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale;
- $S = S_S \cdot S_T$ è un fattore che tiene conto della categoria del suolo di fondazione (S_S) e

delle condizioni topografiche (S_T), definite dalla *tabella 3.2.IV E 3.2.V delle N.T.C.*;

- η = fattore che altera lo spettro elastico per smorzamenti viscosi convenzionali ξ diversi dal 5 %, mediante la relazione seguente:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, con valore minimo pari a 2,2;
- T_B, T_C, T_D = periodi che separano i diversi rami dello spettro (tratto ad accelerazione costante, tratto a velocità costante e tratto a spostamento costante), dipendenti dalla categoria del suolo di fondazione.

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è, invece, definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll} 0 \leq T < T_B & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\ T_C \leq T < T_D & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \end{array}$$

dove T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_0 , S e η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 *delle N.T.C.* per le componenti orizzontali mentre i valori di S_s , T_B, T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella *tabella 3.2.VI. delle N.T.C.*, in funzione della categoria di sottosuolo.

Per gli **stati limite di esercizio** lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

Nelle verifiche agli **stati limite ultimi** in generale le capacità dissipative delle strutture vengono messe in conto attraverso un'opportuna riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ utilizzato sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule sopra riportate il parametro η con $1/q$, dove q rappresenta il *fattore di struttura* dell'opera. In relazione a quanto specificato dai paragrafi 7.2.5 e 7.3.1 del D.M. 17.01.2018, per quanto riguarda le componenti orizzontali, dovendo le fondazioni superficiali e le opere controterra rimanere in campo elastico, verrà cautelativamente assunto un valore q unitario, mentre per le componenti verticali verrà assunto un valore pari a 1,5.

4.1.1 Parametri sismici di progetto

Con la D.G.R. n. 65-7656 del 21.05.2014 e ss.mm.ii. la Regione Piemonte ha recepito la classificazione sismica introdotta dall'O.P.C.M. 3274/2003, classificando il sito interessato dai presenti lavori in zona sismica 3.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018 e relativa circolare del 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP., hanno, quindi, introdotto un nuovo criterio, “*sito-dipendente*”, per la valutazione delle azioni sismiche attese al sito. Data la sostanziale omogeneità sia della tipologia costruttiva delle opere che della pericolosità sismica del sito interessato dai lavori (zona sismica 3), nonché delle caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione, la determinazione dei parametri di riferimento dell'azione sismica è stata effettuata in relazione alle coordinate del sito, in territorio del Comune di Pianfei. In relazione, quindi, alle prescrizioni di cui al *paragrafo 3.2* del Decreto Ministeriale 17.01.2018 e alle specificità litografiche e stratigrafiche del sito desumibili dalle prove in sito disponibili, si sono definiti i seguenti parametri dell'azione e della pericolosità sismica del sito di progetto:

- sito di intervento e zona sismica: Comune di Pianfei (CN) – zona 3
- coordinate del sito (ED50): Longitudine: 7.70903°;
Latitudine: 44.34754°
- categoria del sottosuolo: B (*)
- categoria topografica: T1
- amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,2$
- amplificazione topografica: $S_T = 1,0$

(*) Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Accertata la compatibilità dei parametri stratigrafici e geomorfologici del sito, l'azione sismica è stata, quindi, in definitiva, determinata applicando alla costruzione un'accelerazione corrispondente allo spettro di risposta desunto dalla normativa nazionale in funzione della pericolosità sismica del sito, delle caratteristiche dell'opera e degli stati limite assunti per le verifiche (SLO, SLD, SLV e SLC). Gli spettri di risposta e i relativi parametri sismici sono stati ricavati con l'ausilio dell'applicazione di calcolo "Spettri-N.T.C." redatta dal *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici* e sono stati, quindi, calcolati adottando i parametri sopra riportati e quelli elencati al *paragrafo 4.2*.

Si riporta, quindi, nel seguito la caratterizzazione sismica specifica per il sito oggetto di intervento:

Valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0,031	2,473	0,197
50	0,039	2,542	0,213
72	0,046	2,525	0,231
101	0,053	2,545	0,242
140	0,060	2,561	0,258
201	0,069	2,551	0,271
475	0,095	2,553	0,296
975	0,119	2,599	0,310
2475	0,154	2,684	0,323

Valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno S.L.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	90	0,051	2,538	0,238
SLD	151	0,062	2,559	0,260
SLV	1424	0,132	2,633	0,315
SLC	2475	0,154	2,684	0,323

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

☐ Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

● Sito esterno al reticolo

● Interpolazione su 3 nodi

● Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

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

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	90
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	151
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1424
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2475

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

STATO LIMITE DI OPERATIVITA' (SLO)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLO** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** info

Categoria topografica **T1** info

$S_S = 1.200$
 $C_C = 1.465$ info
 $h/H = 1.000$ (h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)
 $S_T = 1.000$ info

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)
 Smorzamento ξ (%) **5**
 $\eta = 1.000$ info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)
 Fattore q_0 **1**
Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto
 Fattore q **1.5**
 $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni

[Grafici spettri di risposta](#)
[Parametri e punti spettri di risposta](#)

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLD** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** info

Categoria topografica **T1** info

$S_S = 1.200$
 $C_C = 1.440$ info
 $h/H = 1.000$ (h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)
 $S_T = 1.000$ info

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)
 Smorzamento ξ (%) **5**
 $\eta = 1.000$ info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)
 Fattore q_0 **1**
Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto
 Fattore q **1.5**
 $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni

[Grafici spettri di risposta](#)
[Parametri e punti spettri di risposta](#)

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLE VITA UTILE (SLV)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLV [info](#)

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo B [info](#)
 Categoria topografica T1 [info](#)
 $S_S = 1.200$ $C_C = 1.386$ [info](#)
 $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ [info](#)
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta = 1.000$ [info](#)
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s 1 Regol. in altezza si [info](#)

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1.5 $\eta = 0.667$ [info](#)

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta [▶](#)
 Parametri e punti spettri di risposta [▶](#)

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

STATO LIMITE DI COLLASSO (SLC)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLC [info](#)

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo B [info](#)
 Categoria topografica T1 [info](#)
 $S_S = 1.200$ $C_C = 1.379$ [info](#)
 $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ [info](#)
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta = 1.000$ [info](#)
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s 1 Regol. in altezza si [info](#)

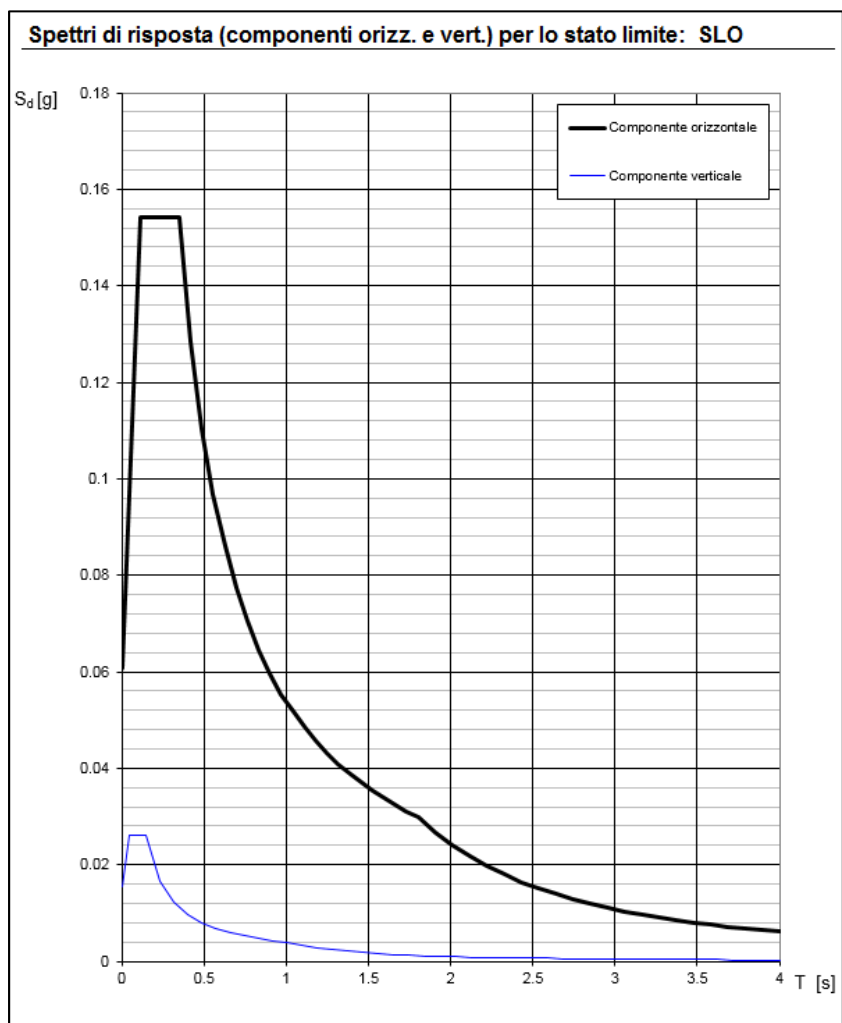
Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1.5 $\eta = 0.667$ [info](#)

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta [▶](#)
 Parametri e punti spettri di risposta [▶](#)

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLO

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_q	0.051 g
F_{0*}	2.538
T_C	0.238 s
S_S	1.200
C_C	1.465
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.116 s
T_C	0.349 s
T_D	1.802 s

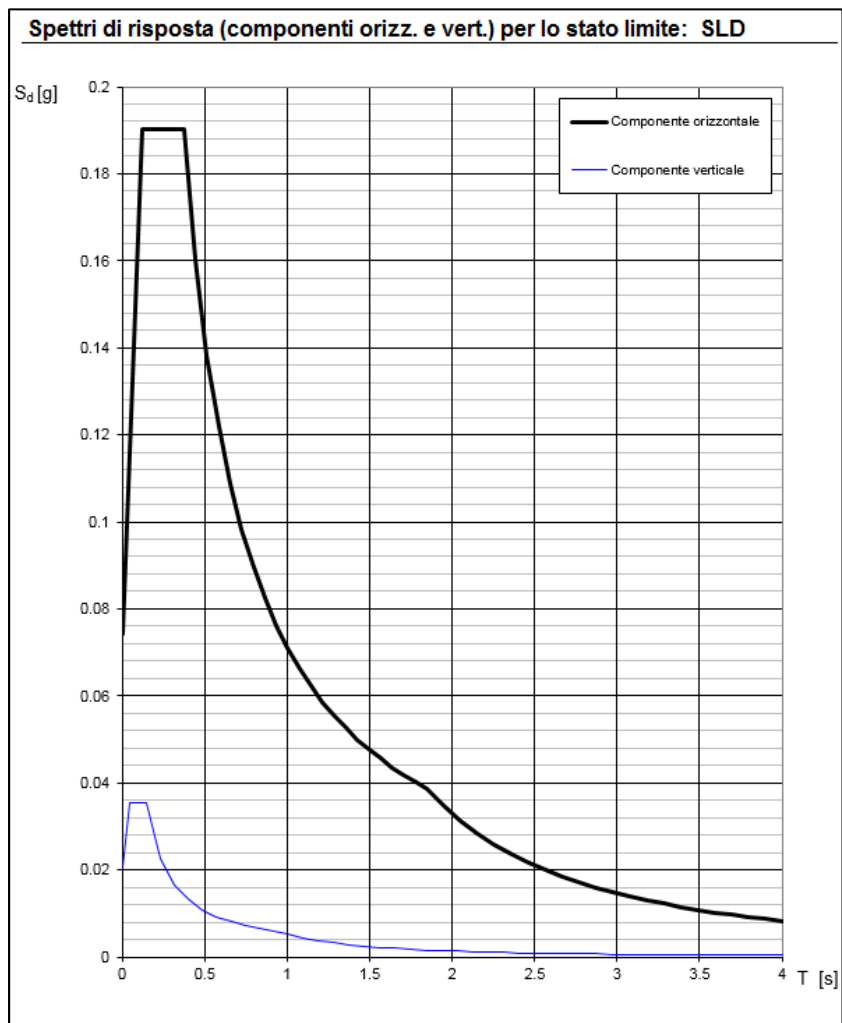
Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLO

Parametri indipendenti

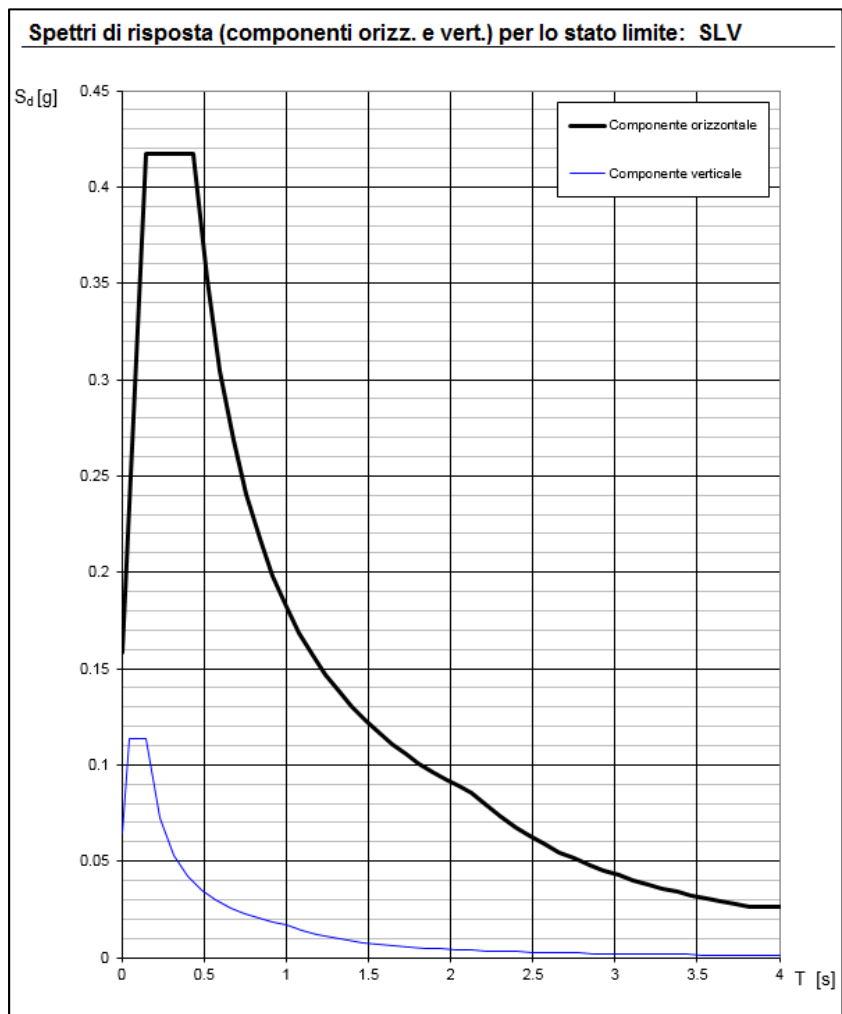
STATO LIMITE	SLO
a_{qv}	0.015 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	0.771
S	1.000
η	0.667



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLD	Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLD																																																
Parametri indipendenti <table> <tr> <td>STATO LIMITE</td><td>SLD</td></tr> <tr> <td>a_d</td><td>0.062 g</td></tr> <tr> <td>$F_{0.5}$</td><td>2.559</td></tr> <tr> <td>T_C</td><td>0.260 s</td></tr> <tr> <td>S_S</td><td>1.200</td></tr> <tr> <td>C_C</td><td>1.440</td></tr> <tr> <td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>q</td><td>1.000</td></tr> </table> Parametri dipendenti <table> <tr> <td>S</td><td>1.200</td></tr> <tr> <td>η</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>T_B</td><td>0.125 s</td></tr> <tr> <td>T_C</td><td>0.375 s</td></tr> <tr> <td>T_D</td><td>1.848 s</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLD	a_d	0.062 g	$F_{0.5}$	2.559	T_C	0.260 s	S_S	1.200	C_C	1.440	S_T	1.000	q	1.000	S	1.200	η	1.000	T_B	0.125 s	T_C	0.375 s	T_D	1.848 s	Parametri indipendenti <table> <tr> <td>STATO LIMITE</td><td>SLD</td></tr> <tr> <td>a_{qv}</td><td>0.021 g</td></tr> <tr> <td>S_S</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>q</td><td>1.500</td></tr> <tr> <td>T_B</td><td>0.050 s</td></tr> <tr> <td>T_C</td><td>0.150 s</td></tr> <tr> <td>T_D</td><td>1.000 s</td></tr> </table> Parametri dipendenti <table> <tr> <td>F_v</td><td>0.860</td></tr> <tr> <td>S</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>η</td><td>0.667</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLD	a_{qv}	0.021 g	S_S	1.000	S_T	1.000	q	1.500	T_B	0.050 s	T_C	0.150 s	T_D	1.000 s	F_v	0.860	S	1.000	η	0.667
STATO LIMITE	SLD																																																
a_d	0.062 g																																																
$F_{0.5}$	2.559																																																
T_C	0.260 s																																																
S_S	1.200																																																
C_C	1.440																																																
S_T	1.000																																																
q	1.000																																																
S	1.200																																																
η	1.000																																																
T_B	0.125 s																																																
T_C	0.375 s																																																
T_D	1.848 s																																																
STATO LIMITE	SLD																																																
a_{qv}	0.021 g																																																
S_S	1.000																																																
S_T	1.000																																																
q	1.500																																																
T_B	0.050 s																																																
T_C	0.150 s																																																
T_D	1.000 s																																																
F_v	0.860																																																
S	1.000																																																
η	0.667																																																



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.132 g
F_{o*}	2.633
T_C	0.315 s
S_S	1.200
C_C	1.386
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.146 s
T_C	0.437 s
T_D	2.129 s

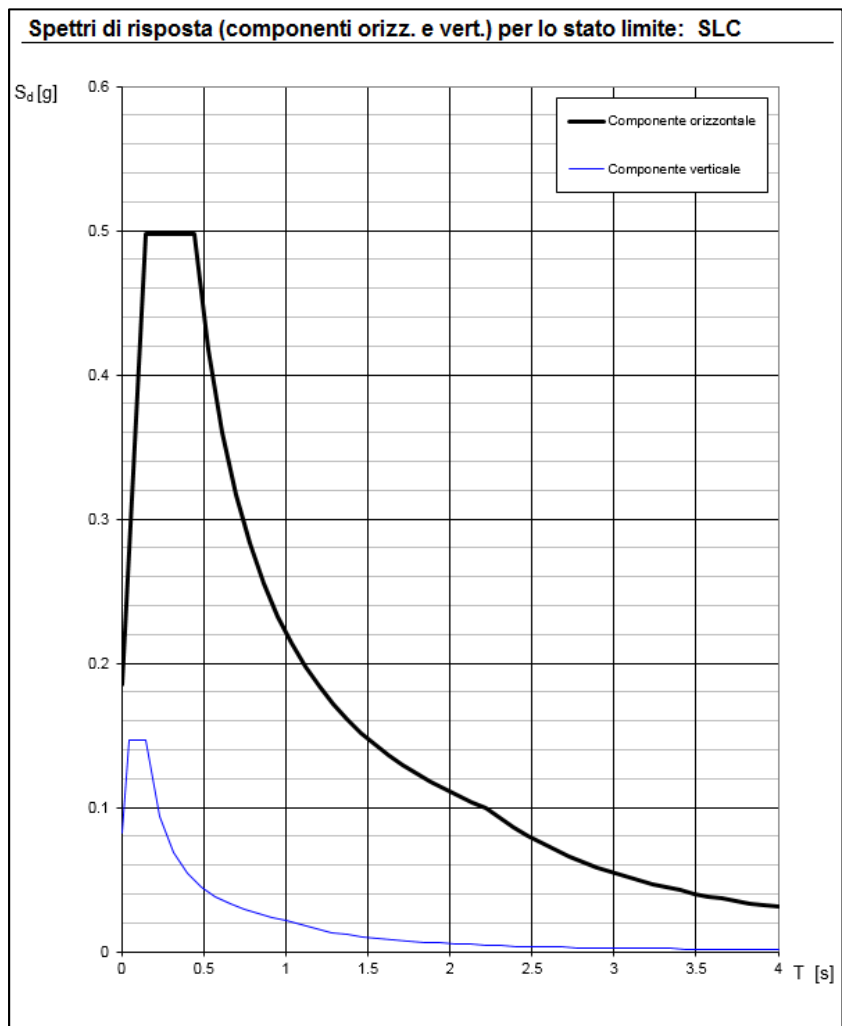
Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{qv}	0.065 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.292
S	1.000
η	0.667



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.154 g
$F_{0.5}$	2.684
T_C	0.323 s
S_S	1.200
C_C	1.379
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.148 s
T_C	0.445 s
T_D	2.217 s

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_{qv}	0.082 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.424
S	1.000
η	0.667

Si possono, quindi, riepilogare i valori dell'**accelerazione sismica di progetto**, ovvero della **pericolosità sismica di progetto**:

- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLO: $a_g = 0,051 \text{ g}$.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLD: $a_g = 0,062 \text{ g}$.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a **SLV**: $a_g = 0,132 \text{ g}$.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a **SLC**: $a_g = 0,154 \text{ g}$.
- accelerazione sismica orizzontale massima di progetto a SLV (***pericolosità sismica di progetto a SLV***): $a_{g,SLV} = S_s \times S_T \times a_g,SLV = 1,2 \times 1,0 \times 0,132 \text{ g} \cong 0,158 \text{ g}$.
- accelerazione sismica orizzontale massima di progetto a SLC (***pericolosità sismica di progetto a SLC***): $a_{g,SLC} = S_s \times S_T \times a_g,SLC = 1,2 \times 1,0 \times 0,154 \text{ g} \cong 0,185 \text{ g}$.

4.2 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (ai sensi del *D.M. 17/01/2018, paragrafo 2.5.3*):

- Combinazione fondamentale, per gli stati limite ultimi (SLU):

$$SD = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$SD = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} Q_{k2} + \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$SD = G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$SD = G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$SD = E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un

contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2.

I coefficienti parziali per le azioni utilizzati nelle verifiche a SLU sono, in genere:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Il valore dei coefficienti di combinazione usati sono, invece, i seguenti:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

I valori dei coefficienti di combinazione per la categoria I (coperture praticabili) e per la categoria K (copertura per usi speciali) saranno da valutarsi caso per caso.

Si evidenzia che le azioni dovute alla spinta del terreno (interrimento delle strutture) e alla spinta dell'acqua sono state, a favore di sicurezza, combinate con un coefficiente pari a 1,5 anziché 1,3 come eventualmente consentito dal *paragrafo 6.2.4.1.1 delle NTC-18* e dal *paragrafo C.8 del D.M. 26.06.2014*.

Relativamente al ponte stradale i coefficienti parziali delle azioni nelle verifiche a SLU sono stati adottati in relazione alla *tabella 5.1.V delle N.T.C.-2018*:

Tipologia dei carichi		Coefficiente	EQU	A ₁ -STR	A ₂ -GEO
Carichi permanenti (peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua)	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali (pesi propri degli elementi non strutturali)	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30

Il coefficiente γ_{G3} assume valori tabellari identici a γ_{G1}

Mentre per quanto riguarda i coefficienti di combinazione per le azioni variabili, applicabili alle infrastrutture stradali si è fatto, invece, riferimento alla *tabella 5.1.VI delle N.T.C.-2018*:

Azioni	Gruppi di azioni	Coefficiente di combinazione ψ_0	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Traffico	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,00
	Schemi 1, 5, 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,00
	Schemi 3, 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,00
	Schema 2	0,00	0,75	0,00
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE Esecuzione	0,60 0,80	0,20 —	0,00 0,00
	Vento a ponte carico	0,60	—	—
Neve q_s	SLU e SLE Esecuzione	0,00 0,80	0,00 0,60	0,00 0,50

Relativamente all'azione sismica E, da prendersi in conto in un'apposita situazione di progetto sismica (combinazione sismica), essa è stata schematizzata applicando, non contemporaneamente, in due direzioni ortogonali un sistema di forze sismiche di intensità proporzionale alle masse della costruzione.

Ai fini delle masse inerziali per il calcolo dell'azione "E", nei modelli di calcolo sono stati considerati il peso proprio delle costruzioni, tutti i carichi permanenti e permanenti portati.

Ai fini della combinazione sismica sono state, quindi, considerate le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + P_k + \sum (\Psi_2 Q_k)$$

dove:

Ψ_2 coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_k , che tiene conto della ridotta probabilità che tutti i carichi variabili siano simultaneamente presenti sull'intera struttura in occasione del sisma. In particolare nella combinazione sismica è stata considerata l'azione variabile prevalente, ovvero dominante, associata al sovraccarico agente ed applicando i coefficienti di combinazione previsti dalle NTC per le costruzioni e per i ponti stradali.

L'azione dovuta alla spinta dell'acqua, anche se non costante nel tempo e, comunque, relativa ad opere accessorie alla diga e l'azione del terreno a tergo delle costruzioni, anche se non del tutto pertinente e già ricompresa nella determinazione di "E", sono state considerate con un coefficiente di combinazione equivalente a quello utilizzato per le azioni di tipo variabile, ampiamente ragionevole e giustificato.

5. Metodi di analisi e criteri di verifica strutturale

5.1 Costruzioni in conglomerato cementizio armato

La valutazione della sicurezza delle strutture in progetto in calcestruzzo armato è stata condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi indicati al *capitolo 2* del D.M. 17.01.2018. In particolare, l'analisi strutturale volta alla valutazione degli effetti delle azioni, è stata condotta mediante il metodo di **analisi elastica lineare** ai sensi del *paragrafo 4.1.1.1 delle N.T.C.-2018*, con lo scopo di stabilire la distribuzione delle forze interne, delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti nelle strutture. Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno, quindi, effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Ai fini della valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno, inoltre, le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità de formativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità de formativa ultima.

L'analisi delle strutture nei confronti delle azioni sismiche è stata invece condotta, relativamente ai manufatti principali e caratterizzati da una maggiore rilevanza costruttiva, mediante il metodo di **analisi dinamica lineare** ai sensi del *paragrafo 7.3.3.1 delle N.T.C.-2018* e consistente:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

L'analisi strutturale sismica dei manufatti costruttivamente più semplici è stata, invece, condotta mediante il metodo di **analisi statica lineare** ai sensi del *paragrafo 7.3.3.2 delle N.T.C.-2018*.

Relativamente ai **metodi di calcolo**, come già indicato in precedenza, si farà riferimento al metodo degli stati limite, secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018. Le suddette norme saranno applicate integralmente anche per quanto riguarda i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico. Ai fini delle verifiche strutturali dovrà risultare sempre soddisfatta la seguente relazione:

$$R_d \text{ (Resistenza di progetto)} > E_d \text{ (Effetto delle azioni di progetto)}$$

dove R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate ed E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto delle azioni e ai coefficienti di combinazione come indicato nel § 2.5.3 delle N.T.C..

5.1.1 Resistenze di calcolo

In generale, le resistenze di calcolo f_d dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, sono ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove:

- f_k è la resistenza caratteristica del materiale considerato;
- γ_M è il coefficiente parziale per le resistenze, comprensivo delle incertezze del modello e della geometria, che può variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

I valori specifici dei parametri caratteristici dei materiali per uso strutturale sono stati, pertanto, dedotti dalle formule indicate al *paragrafo 4.1.2.1.1* del citato D.M. che vengono riportate di seguito:

▪ **resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_C}$$

dove:

- α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ed è pari a 0,85;
 γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1,5;
 f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

▪ **resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:**

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1,5;

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo e vale:

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

dove:

f_{ctm} è la resistenza media a trazione semplice del calcestruzzo e vale:

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

dove:

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

▪ **resistenza di calcolo dell'acciaio:**

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio ed è pari a 1,15;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Con riferimento, quindi, alle caratteristiche tecniche – prestazionali indicate al *capitolo* 3, si sono, in definitiva assunti i seguenti valori principali di resistenza di calcolo:

Calcestruzzo C25/30 – R_{ck} 30 N/mm²:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{R'_{ck} \cdot 0,83}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25,0}{1,5} \cong 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{2/3})}{\gamma_c} = 1,20 \text{ N/mm}^2$$

Calcestruzzo C32/40 – R_{ck} 40 N/mm²:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{R'_{ck} \cdot 0,83}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{32,0}{1,5} \cong 18,13 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{2/3})}{\gamma_c} = 1,40 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per c.a. B450C controllato in stabilimento:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al *paragrafo 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018*; in particolare sia per le verifiche effettuate a pressoflessione retta che per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è stato adottato il modello “parabola-rettangolo” indicato dal diagramma (a) riportato nella figura sottostante:

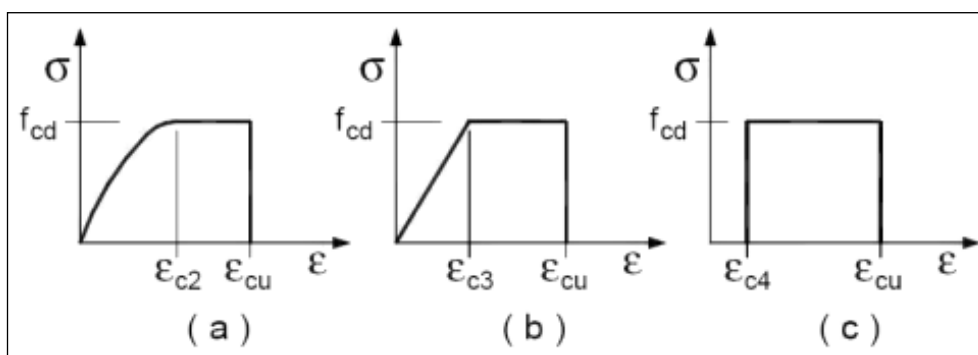


Figura 5 - Modelli di calcolo tensione-deformazione per il calcestruzzo.

Per le classi di resistenza del calcestruzzo pari o inferiori a C50/60 si può porre:

- $\epsilon_{c2} = 2.0\text{‰}$;
- $\epsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$.

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale in conformità alle indicazioni riportate al *punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018*; in particolare è stato, quindi, adottato il modello elastico perfettamente plastico indefinito nel seguito rappresentato (diagramma (b)):

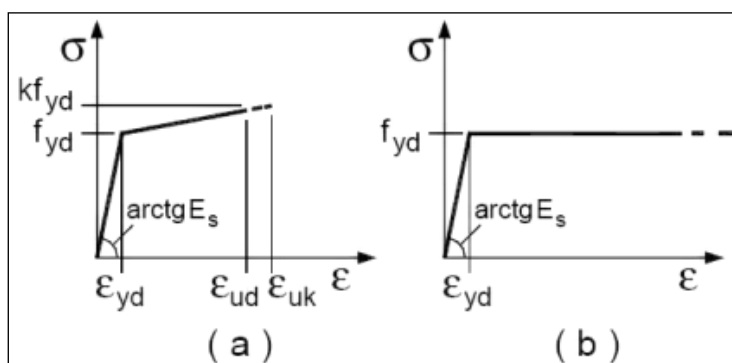


Figura 6 - Modelli di calcolo σ - ϵ per l'acciaio.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere, comunque, verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa (capitolo 11 del D.M. 17.01.2018) e in base a quanto già indicato al capitolo 3 della presente relazione.

5.1.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

5.1.2.1 Dimensionamento armature longitudinali (verifica flessione)

Allo Stato Limite Ultimo i momenti flettenti sollecitanti di progetto M_{Ed} sono calcolati con i metodi dell'analisi strutturale per i carichi della combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Una sezione inflessa da un momento di progetto di SLU M_{Ed} è verificata se è soddisfatta la relazione:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Per il calcolo dello stato tensionale sono valide le tre ipotesi esposte precedentemente:

Il metodo definisce “*configurazioni deformate di SLU*” di una sezione solo quelle configurazioni in cui almeno uno dei materiali acciaio e calcestruzzo raggiunge la deformazione ultima del proprio diagramma di progetto. Solo tali configurazioni sono convenzionalmente definite “*di stato limite ultimo*”.

In flessione le configurazioni deformate di una sezione di interesse allo SLU sono, dunque, tutte e solo quelle in cui la deformazione del calcestruzzo al bordo compresso è pari alla deformazione ultima $|\epsilon_c| = |\epsilon_{cu2}|$ mentre la deformazione ϵ_s dell'acciaio è compresa tra la deformazione nulla $\epsilon_s = 0$ e la deformazione ultima ϵ_{ud} . Per le sezioni inflesse sono $N_{Ed} = 0$ e $M_{Ed} \neq 0$. Perché risulti $N_{Ed} = 0$ deve essere (vedi figura 7):

$$C + S' = S$$

$$\beta_1 f_{cd} x_u b + \sigma'_s A'_s = \sigma_s A_s$$

L'asse neutro “taglia” la sezione alla profondità x_u , tale valore permette il calcolo della risultante C delle tensioni del calcestruzzo compresso.

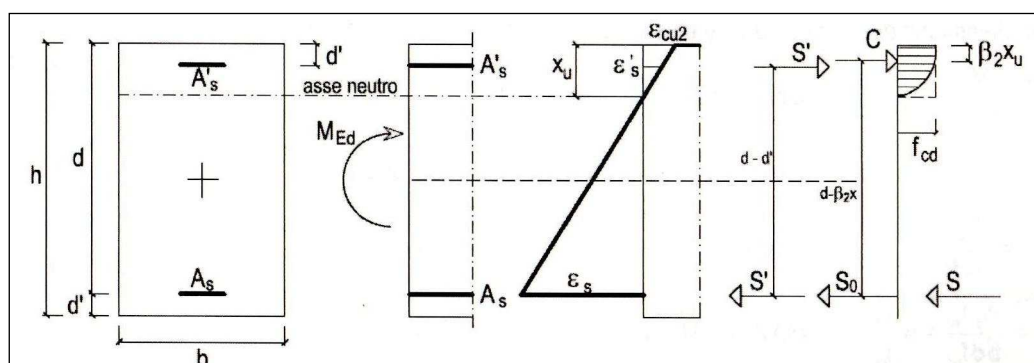


Figura 7.

Il momento resistente di SLU M_{Rd} è somma di due coppie, una coppia calcestruzzo-acciaio $C - S_0$ formata dalla risultante C del calcestruzzo compresso e S_0 di parte dell'armatura tesa il cui braccio di leva è $z = (d - \beta_2 x_u)$, e una coppia $S' - S$ formata dalle risultanti S' dell'armatura compressa e della parte restante dell'armatura tesa, con braccio di leva $(d - d')$ (vedi *figura 7*):

$$M_{Rd} = C z + S' (d - d')$$

$$M_{Rd} = \beta_1 f_{cd} x_u b (d - \beta_2 x_u) + \sigma'_s A'_s = \sigma'_s A'_s (d - d')$$

Avendo come dati le caratteristiche dei materiali acciaio – calcestruzzo e le dimensioni geometriche b, d della sezione considerata, le incognite di progetto sono tre: la larghezza della zona compressa e le aree d'armatura A'_s e A_s . Se si fissa un rapporto A'_s/A_s le due equazioni sopra riportate (una di equilibrio alla traslazione e una di equilibrio alla rotazione) permettono di determinare la larghezza della zona compressa e l'area A_s dell'armatura tesa.

Dal progetto si ottengono quantità teoriche che sono successivamente arrotondate per eccesso. Tale arrotondamento garantisce che la capacità portante M_{Rd} della sezione sia maggiore di quella minima teorica: progetto e verifica costituiscono dunque di fatto un'unica fase.

5.1.2.2 Dimensionamento armature trasversali (verifica taglio)

Le armature trasversali in grado di portare una forza di taglio V sono quelle che, inclinate da 45° a 90° sull'asse longitudinale di un elemento, attraversano l'asse neutro collegando il corrente inferiore teso con il corrente superiore compresso. Tali armature, per essere efficaci, devono essere debitamente ancorate in entrambi i correnti.

Negli elementi privi di armatura trasversale sotto l'effetto dei carichi nascono fessure sub verticali, oltre che nella zona prevalentemente inflessa, anche nella zona di flessione/taglio. In assenza di armature trasversali per il trasferimento della forza di taglio si ipotizza un meccanismo resistente arco-tirante in cui l'arco è costituito dal calcestruzzo compresso e il tirante dalle armature inferiori tese ancorate alle estremità (*figura 8*).

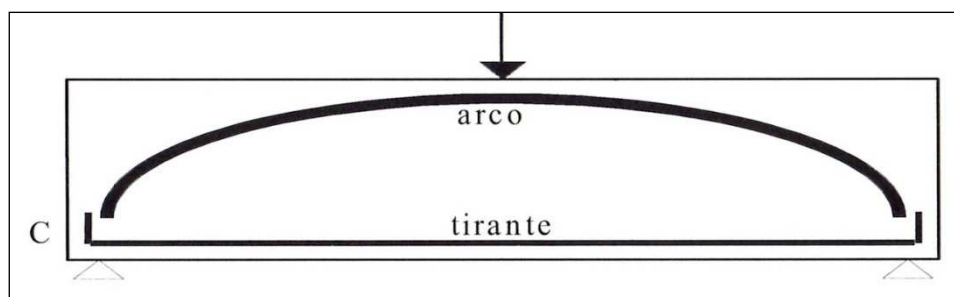


Figura 8.

Perché il meccanismo arco-tirante sia efficace alle estremità della trave deve essere presente un'adeguata quantità d'armatura al bordo inferiore della sezione. Ipotizzando che il corrente compresso incida nel nodo di estremità con un angolo di 45° , per l'equilibrio nasce nel corrente teso una forza di trazione di intensità pari alla forza di taglio V .

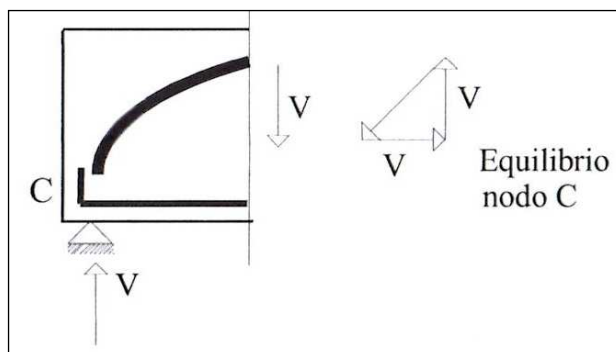


Figura 9.

La capacità portante V_{Rd} di un elemento non armato a taglio vale (secondo D.M. 17.01.2018, paragrafo. 4.1.2.3.5.1):

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

Per cui deve essere rispettata la seguente disuguaglianza:

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

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Per elementi dotati di armatura trasversale (staffe, barre piegate,...) il D.M. 17.01.2018 e l'EC2 schematizzano la trave con una sovrapposizione di reticoli isostatici costituiti ciascuno da bielle di calcestruzzo compresse inclinate dell'angolo θ , bielle tese formate dalle armature trasversali disposte con un angolo α compreso tra 45° e 90° rispetto alla linea d'asse della trave, corrente superiore compresso e corrente inferiore teso (*modello di Morsch – figura 10*).

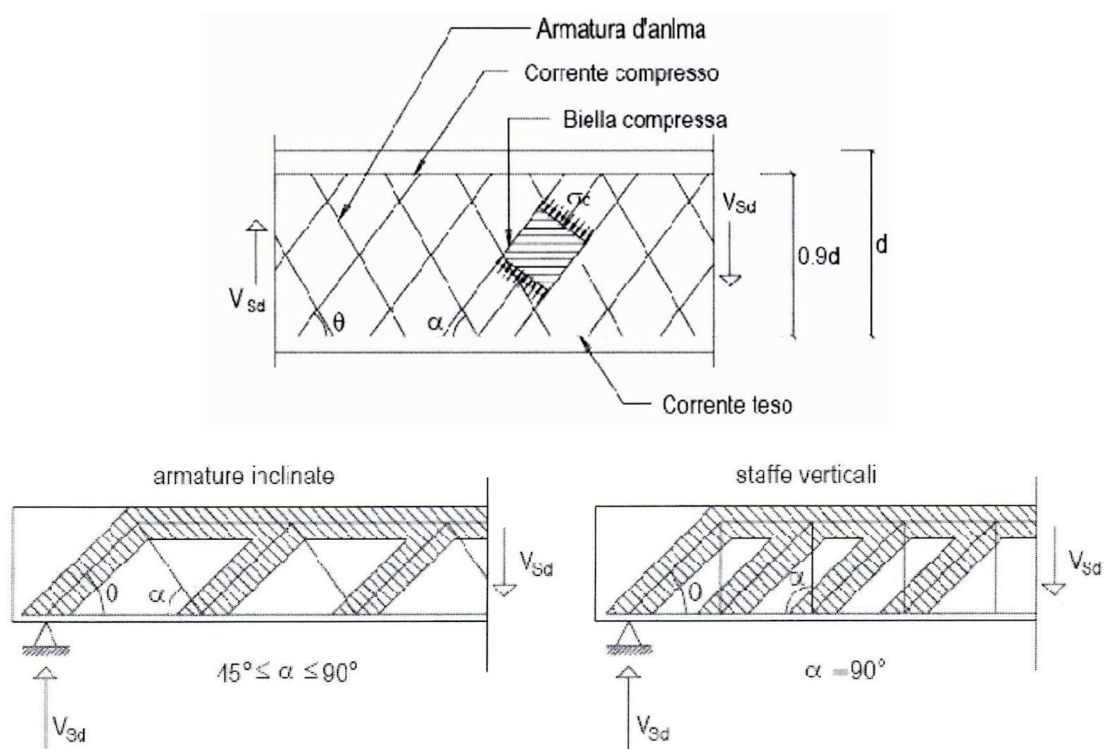


Figura 10.

Le sollecitazioni nelle bielle del reticolo isostatico si calcolano con semplici equazioni d'equilibrio alla traslazione.

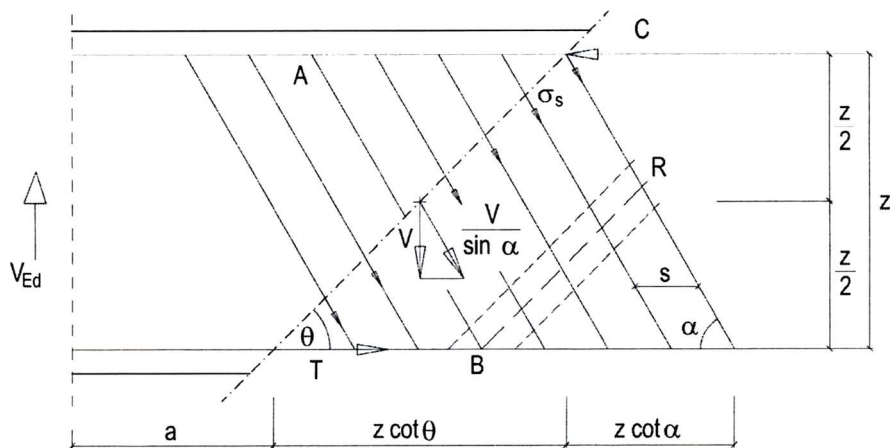


Figura 11.

In base al paragrafo 4.1.2.3.5.2 del D.M. 17.01.2018, l'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

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

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio allo SLU agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Le verifiche che devono essere soddisfatte in questo caso sono:

- 1) $V_{Ed} \leq V_{Rdc}$ per la verifica a compressione del calcestruzzo d'anima;
- 2) $V_{Ed} \leq V_{Rds}$ per la verifica a trazione delle armature trasversali;
- 3) $V_{Rds} \leq V_{Rdc}$ per la verifica delle condizioni di duttilità.

5.1.2.3 Verifica a punzonamento

In accordo al paragrafo 4.1.2.3.5.4 delle N.T.C.-2018 solette piene, solette nervate a sezione piena in corrispondenza di colonne, e fondazioni devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza di pilastri e di carichi concentrati.

Se, sulla base del calcolo, la resistenza a trazione del calcestruzzo sul perimetro efficace non è sufficiente per fornire la richiesta resistenza al punzonamento, vanno inserite apposite armature a taglio aggiuntive. Queste armature vanno estese fino al perimetro più esterno sul quale la resistenza a trazione del calcestruzzo risulta sufficiente. Per la valutazione della resistenza a punzonamento si può fare utile riferimento al paragrafo 6.4.4 UNI EN1992-1-1 nel caso di assenza di armature a taglio, al paragrafo 6.4.5 della norma UNI EN1992-1-1 nel caso di presenza di armature a taglio.

5.1.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Anche se il progetto delle sezioni e delle armature di un elemento inflesso si effettua, di regola, per le sollecitazioni di stato limite ultimo (SLU), la verifica degli stati limite d'esercizio (SLE) può in molti casi limitare le scelte progettuali. Per evitare che una struttura progettata allo SLU non verifichi gli SLE è opportuno tener conto di questi ultimi nel definire i criteri di

dimensionamento allo SLU della geometria degli elementi strutturali.

Gli stati limiti d'esercizio di cui tratta il D.M. 17.01.2018 riguardano quelle condizioni d'uso di una struttura che possono avere un risvolto diretto sulla fruibilità, ma non comportano pregiudizio per l'incolumità delle persone.

Valgono le seguenti considerazioni:

- 1) per la minor severità delle conseguenze legate al superamento di uno stato limite di esercizio i coefficienti di sicurezza parziali delle azioni hanno valore $\gamma_F = 1,0$ minore che allo stato limite ultimo. Analogamente per le resistenze si assume $\gamma_M = 1,0$. il calcolo dunque si basa sui valori “caratteristici” di azioni e resistenze. Per alcune grandezze meccaniche (modulo E, coefficiente di ritiro, ecc.) si adottano, anziché i valori caratteristici, i valori medi.
- 2) Per strutture non precomprese per la verifica di **limitazione delle tensioni** si utilizzano due combinazioni: la combinazione di carico quasi permanente QP e la combinazione di carico caratteristica (rara) CA. Per lo stato **limite di fessurazione** si utilizza, invece, la combinazione di carico quasi permanente QP.
- 3) Per i diversi stati limite di esercizio i valori da non superare sono fissati nella norma di riferimento (D.M. 17.01.2018) o nei capitolati, se legati alle condizioni d'uso di una particolare opera.
- 4) Per il calcolo degli effetti dei carichi (fessure, deformazioni, tensioni, ecc.) oggetto degli SLE si possono utilizzare modelli basati sul comportamento elastico lineare dei materiali. Per il calcestruzzo armato si può utilizzare il modello della sezione omogeneizzata parzializzata.

5.1.3.1 Verifica di fessurazione

La presenza di fessure nelle strutture inflesse di calcestruzzo armato non precompresso è inevitabile tanto che è alla base dei modelli di calcolo delle strutture in c.a. (sezioni parzializzate). Ciò nonostante l'ampiezza delle fessure deve risultare limitata, oltre che per ragioni estetiche, soprattutto per non ridurre la protezione delle armature all'aggressività ambientale.

Il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

- $w_1 = 0,2 \text{ mm}$;
- $w_2 = 0,3 \text{ mm}$;
- $w_3 = 0,4 \text{ mm}$.

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella *Tab. 4.1.III del D.M. 17.01.2018* con riferimento alle classi di esposizione definite nelle *Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici* – aggiornato settembre 2017.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili, alle quali appartengono gli acciai da precompressione;
- armature poco sensibili, relative agli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

Nella *Tab. 4.1.IV del D.M. 17.01.2018* sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure w_d , da confrontare con i valori limite indicati nella tabella precedente, è ottenuto applicando la procedura proposta nel *paragrafo C4.1.2.2.4.5 del 21 gennaio 2019, n. 617 e s.m.i. (circolare applicativa N.T.C.-2018)*.

Per le opere in progetto, caratterizzate da armature poco sensibili e da condizioni ambientali ordinarie verrà, quindi, cautelativamente sviluppata una verifica alla fessurazione, per la condizione “quasi permanente”, con riferimento al limite “ w_2 ”, in modo tale da tenere prudenzialmente in conto i possibili effetti dovuti ai ripetuti cicli di gelo e disgelo all'azione dell'acqua, oltre che a possibili difetti esecutivi e riduzioni di copriferro localizzate.

5.1.3.2 Verifica delle tensioni di esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio è effettuata nelle usuali ipotesi di comportamento lineare dei materiali, trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo teso. Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti indicati nel *paragrafo 4.1.2.2.5. del D.M. 17.01.2018*.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve, in particolare, rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione di carico quasi permanente.}$$

La massima tensione di trazione per l'acciaio dell'armatura tesa σ_s , deve, invece, rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$$

Nei calcoli per azioni di breve durata può assumersi il valore del modulo di elasticità del calcestruzzo E_c dato dall'*equazione 11.2.5 delle N.T.C. – D.M. 17.01.2018*, ed un modulo di elasticità dell'acciaio E_s pari a 210.000 N/mm². Tale valore può essere opportunamente ridotto nel caso di fili, trecce e trefoli da cemento armato precompresso.

Nel caso di azioni di lunga durata, gli effetti della viscosità del calcestruzzo si possono tenere in conto riducendo opportunamente il modulo di elasticità E_c mediante l'introduzione del coefficiente di viscosità ϕ definito al *paragrafo 11.2.10.7 delle N.T.C.* in funzione del grado di umidità relativa ambientale.

5.2 Modelli di calcolo e di verifica strutturale

La modellazione e il calcolo finalizzato al dimensionamento e alle verifiche strutturali e geotecniche nonché la valutazione della sicurezza globale della **torre di presa e del ponte stradale di collegamento della torre di presa**, sono stati effettuati tramite il codice di calcolo numerico agli elementi finiti *Midas Gen*, numero di serie: *USGW000515*, distribuito da *Harpaceas S.r.l. di Milano*.

Il modello assunto per l'analisi strutturale è costituito da elementi trave (beam) e/o a piastra (plate) opportunamente suddivisi in mesh di calcolo con altezze delle sezioni pari a

quelle di progetto. Al modello sono state, quindi, applicate le azioni e i carichi e sovraccarichi per come definiti nella presente relazione e le condizioni al contorno di vincolo in fondazione come definite al *paragrafo 7.2* della presente relazione. Il software ripartisce e calibra in automatico la costante di sottofondo stimata alle dimensioni e alla geometria degli elementi di calcolo e dei relativi nodi elaborando, quindi, le azioni applicate sulla struttura e determinando le sollecitazioni di calcolo secondo le combinazioni di carico previste da normativa.

I risultati delle sollecitazioni di calcolo desumibili dall'elaborazione del modello ad elementi finiti sono stati opportunamente verificati tramite modelli di valutazione semplificati con riferimento sia allo stato limite ultimo che agli stati limite di esercizio sia a scopo di riscontro numerico che al fine della **validazione** e della verifica di **attendibilità dei risultati** stessi secondo quanto previsto dalle N.T.C..

6. Metodi di calcolo e criteri di verifica geotecnica

Le verifiche di progetto sono state condotte seguendo i criteri dell'ingegneria geotecnica, in particolare secondo il “metodo dei coefficienti di sicurezza parziali” applicato all'ingegneria geotecnica come introdotto al *paragrafo 6.2.4 del D.M. 17.01.2018, “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” e dall'Eurocodice 7, “Progettazione Geotecnica” – UNI EN 1997-1.*

Le verifiche geotecniche sono state, inoltre, condotte seguendo i metodi e i criteri previsti dai paragrafi 6.2, 6.3, 6.4, 6.5 delle N.T.C.-2018, seguendo l'Approccio 1 e/o l'Approccio 2, prevedendo combinazioni differenti dei gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1, A2), per i parametri geotecnici e la resistenza dei materiali (M1, M2) e per la resistenza globale del sistema (R1, R2, R3), da adottare in funzione del tipo di opera e delle tipologie di verifiche per essa richieste. Per quanto riguarda la progettazione nei confronti delle azioni sismiche verrà, infine, fatto riferimento a quanto previsto dal paragrafo 7.11 delle N.T.C.-2018.

Per quanto riguarda la vita nominale delle opere e la classe d'uso delle stesse (*paragrafo 2.4 delle N.T.C.-2018*) in considerazione della tipologia di intervento e la destinazione d'uso delle strutture si assume una vita nominale V_N pari a 100 anni ed una classe d'uso III, così come indicato al *paragrafo 5.1* della presente relazione.

6.1 Criteri progettuali e di verifica

L' *O.P.C.M. n. 3274 del 08.05.2003* e le successive *Norme Tecniche per le costruzioni del 17.01.2018* hanno introdotto un nuovo criterio di verifica, basato sugli stati limite, in analogia con quanto già previsto dagli Eurocodici.

Le verifiche a rottura vengono effettuate allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in fase statica che in fase sismica, rispettando la condizione

$$Ed \leq Rd \quad (1)$$

dove:

- Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;
- Rd è la corrispondente resistenza di progetto, che associa tutte le proprietà dei materiali e delle sezioni resistenti con i rispettivi valori di progetto.

Le verifiche sono, pertanto, state eseguite con il “metodo dei coefficienti parziali” previsto dalle N.T.C.-2018 da applicare alle azioni esterne che agiscono nel modello e alle proprietà dei terreni interessati.

Le caratteristiche geotecniche dei terreni, valutate attraverso opportune indagini geotecniche, sono definite “valori caratteristici”.

Coefficienti sulle Azioni

γ_G sulle azioni permanenti (sfavorevoli o favorevoli): $G_d = \gamma_G \cdot G$

γ_Q sulle azioni variabili (sfavorevoli o favorevoli): $Q_d = \gamma_Q \cdot Q$

Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

- γ_γ sul peso di volume: $\gamma_d = \frac{\gamma}{\gamma_\gamma}$
- γ_ϕ sull'angolo d'attrito (sulla tangente dell'angolo di attrito): $tg\phi_d = \frac{tg\phi}{\gamma_\phi}$
- γ_c sulla coesione efficace: $c'_d = \frac{c'}{\gamma_{c'}}$
- γ_{cu} sulla coesione non drenata: $\gamma_{cu} = \frac{c_u}{\gamma_{cu}}$

Coefficienti parziali per le Resistenze

$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$ variabili a seconda del tipo di fondazione o sistema geotecnico.

Nel D.M. 17.01.2018 vengono indicati i seguenti coefficienti parziali di calcolo:

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.L Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G3}

Tabella 7 – Coefficienti parziali per le azioni (A).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 8 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M).

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene, infine, a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R delle tabelle seguenti, variabili in funzione del tipo di opera in esame:

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 9.1 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per fondazioni.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 9.2 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per i muri di sostegno.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 9.3 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per opere in materiali sciolti e fronti scavo.

Le verifiche allo **Stato Limite Ultimo** devono, pertanto, essere effettuate sia nei confronti degli aspetti geotecnici (*SLU di tipo geotecnico – GEO*) sia di quelli strutturali (*SLU di tipo strutturale – STR*) tenendo conto in linea generale dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 7, 8, 9 (9.1 / 9.2 / 9.3), seguendo uno dei due seguenti approcci progettuali:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);

- Combinazione 2: (A2+M2+R2).

Approccio 2:

- Combinazione (A1+M1+R3).

Opere di fondazione di tipo diretto

Per quanto riguarda le **fondazioni di tipo diretto**, le Norme Tecniche per le costruzioni del 17.01.2018 impongono, in particolare, di verificare che esse siano verificate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale;

SLU di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali,

accertando che la condizione (1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica a stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 7 e 8* per le azioni e i parametri geotecnici e nella *tabella 9.3* per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo sempre conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle suddette e seguendo la combinazione (A1+M1+R3) prevista dall'Approccio 2. Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Le verifiche agli stati limite ultimi in condizioni sismiche devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nelle *tabelle 7 e 8*, e imponendo un coefficiente γ_R come previsti dalla *tabella 7.11.II* del *paragrafo 7.11.5.3.1 delle N.T.C.-2018*.

Pareti e muri controterra

In base a quanto previsto dal *paragrafo 6.5.3.1.1. del D.M. 17.01.2018*, per le strutture in elevazione progettualmente previste (pareti controterra in c.a. relative a canali e manufatti di contenimento liquidi) si è provveduto ad eseguire le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO):*

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;

▪ *SLU di tipo strutturale (STR):*

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando sempre che la condizione $E_d \leq R_d$ (1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Si evidenzia che relativamente ai canali e ai manufatti scatolari non sono state effettuate verifiche specifiche a scorrimento e a ribaltamento, oltre che a stabilità globale, in quanto non assimilabili a vere e proprie opere di sostegno, bensì a manufatti interrati confinati da ambo i lati, per i quali, tali tipi di verifiche non assumono significato fisico.

Le verifiche di stabilità globale, sempre in riferimento al *paragrafo 6.5.3.1.1. del D.M. 17.01.2018* saranno effettuate secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2:

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

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 7, 8 e 9.3*.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la Combinazione (A1, M1, R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 7, 8 e 9.2*.

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, ovvero determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte terranno in conto, ove potenzialmente presente, del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno.

Opere di sostegno provvisoriale (paratie)

In base a quanto previsto dal *paragrafo 6.5.3.1.2. del D.M. 17.01.2018*, per le opere di sostegno provvisoriale degli scavi (paratie, palancole, diaframmi, ecc.) si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;

- sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale dell'insieme terreno-opera.
- *SLU di tipo strutturale (STR):*
 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

accertando sempre che la condizione $E_d \leq R_d$ (1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2).

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 7, 8 e 9.3*

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

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

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 7, 8 e 9.2*, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità e di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 *delle N.T.C.* per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

In tutti i casi, nelle **condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante** devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità

dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

6.2 Iterazione e modellazione terreno – fondazioni

I manufatti previsti in progetto sono costituiti da fondazioni di tipo diretto assimilabili alla tipologia “a platea”, in grado di distribuire ottimamente ed in maniera uniforme le sollecitazioni trasmesse dalle azioni di calcolo. L'iterazione tra dette strutture di fondazione e il terreno assunta ai fini di calcolo è stata, quindi, rappresentata mediante una schematizzazione su suolo elastico alla Winkler (1867). Sono stati, quindi, utilizzati dei vincoli elastici costituiti da molle traslazionali, reagenti linearmente ed aventi un modulo di reazione verticale k_w variabile in funzione sia della forma e delle dimensioni delle fondazioni che del loro piano di posa (approfondimento) rispetto al piano di riferimento nonché dall'entità dei carichi applicati. Il modulo di reazione orizzontale, per simulare anche l'effetto dell'attrito alla base tra terreno e fondazione, con la conseguente notevole riduzione degli spostamenti in direzione x e y , rispetto a quelli in direzione z , è stato convenzionalmente assunto di un ordine di grandezza superiore rispetto a quello verticale, ovvero pari a circa 3 volte rispetto a quest'ultimo.

Il modello di Winkler, con notevole semplificazione e al solo fine del calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali, caratterizza, quindi, il sottosuolo attraverso una relazione lineare tra il cedimento di un punto dell'interfaccia terreno-fondazione, e la pressione $\sigma_T(x)$ agente nello stesso punto:

$$\sigma_T(x) = k_w \cdot \delta(x)$$

dove $k_w [F/L^3]$ è detta “**costante di sottofondo**” o “coefficiente di reazione verticale del terreno” ed è valutabile in funzione del tipo di terreno e $\delta(x)$ è la funzione abbassamento, ovvero cedimento, della fondazione di calcolo. In tal senso la tensione massima trasmessa dalla platea di fondazione sul terreno si ottiene direttamente dall'analisi strutturale moltiplicando l'abbassamento o cedimento massimo di calcolo per la costante di sottofondo k_w di Winkler assunta. Tale valore è direttamente confrontabile con quello di capacità portante della fondazione desunto dalla relazione geotecnica di progetto e calcolato secondo la teoria di

Terzaghi e il metodo di Brinch – Hansen, per la condizione di stato limite assunta.

La stima del modulo di reazione verticale del terreno da inserire nel modello numerico è stata effettuata utilizzando la formula proposta da Bowles (1974) e calcolando l'ipotetico cedimento a tempo infinito (a lungo termine o totale) delle diverse fondazioni in progetto nei confronti dei carichi statici agenti.

$$k_w = 40 \cdot Q_a \cdot FS \cdot (2,54 / \delta) = 40 \cdot Q_{ult} \cdot (2,54 / \delta)$$

dove:

- Q_a è la pressione ammissibile di esercizio sul terreno, pari a Q_{ult} / FS ;
- Q_{ult} è la pressione ultima del terreno corrispondente ad un cedimento di un pollice;
- 40 è un coefficiente sperimentale introdotto da Bowles corrispondente valevole per il suddetto cedimento limite di un pollice (2,54 cm);
- FS è il fattore di sicurezza (safety factor), assunto pari a 3;
- δ è il cedimento di calcolo.

La tabella seguente riporta, quindi, per ciascuna tipologia omogenea di opera in progetto, i relativi valori della costante di sottofondo stimati secondo le modalità sopra descritte e assunti nei calcoli, comprensivi di un coefficiente di sicurezza pari a 3,0:

Manufatti e opere in progetto	Stima costante di sottofondo [kN/m³]
Fondazione torre di presa	≅ 200000
Micropali torre di presa	≅ 400000
Micropali ponte di collegamento torre di presa	≅ 100000
Fondazioni ponte di collegamento torre di presa	≅ 100000

Tabella 10 – Costante di sottofondo applicata per la modellazione del terreno delle principali tipologie omogenee dei manufatti in progetto.

6.3 Stima dei cedimenti

Per quanto riguarda la **stima dei cedimenti a lungo termine** considerata la profondità media di imposta delle fondazioni dei principali manufatti in progetto, si potrà fare riferimento al metodo di *Burland and Burbridge (1985)*, valido per terreni incoerenti sulla scorta dei risultati desunti dalle prove penetrometriche dinamiche (Nspt) effettuate e in funzione delle dimensioni delle fondazioni e del loro approfondimento medio:

$$\delta = \sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c \quad [mm]$$

dove:

- δ è il cedimento di calcolo, a lungo termine;
- I_c è l'indice di compressibilità, correlato al valore N delle prove penetrometriche dinamiche e pari a: $1,7 / N^{1,4}$; a tal proposito si evidenzia che il valore di N_{spt} assunto per la stima di tale indice, è stato di volta in volta riferito alla profondità di posa delle fondazioni dei manufatti principali in progetto rispetto al piano campagna di riferimento, considerando, altresì, ove necessario, la bonifica preliminare del terreno e la contestuale realizzazione dello strato di sottofondo delle fondazioni in misto naturale con funzione di migliorare le caratteristiche dello strato di terreno più superficiale e direttamente interessato dalle opere di fondazione, al di sotto del quale si determina un progressivo miglioramento delle proprietà geomeccaniche del terreno.
- q è il carico unitario, espresso in kN/m^2 (carico distribuito sulla platea di fondazione dovuto al peso proprio e ai carichi permanenti portati dalla struttura);
- σ'_{v0} è la tensione litostatica nel caso in cui la fondazione sia posta ad una profondità cui corrisponde una tensione di preconsolidazione cautelativamente stimata per un approfondimento del piano di fondazione non superiore al metro;
- B è la larghezza della fondazione la quale determina una corrispondente profondità d'influenza secondo il seguente grafico:

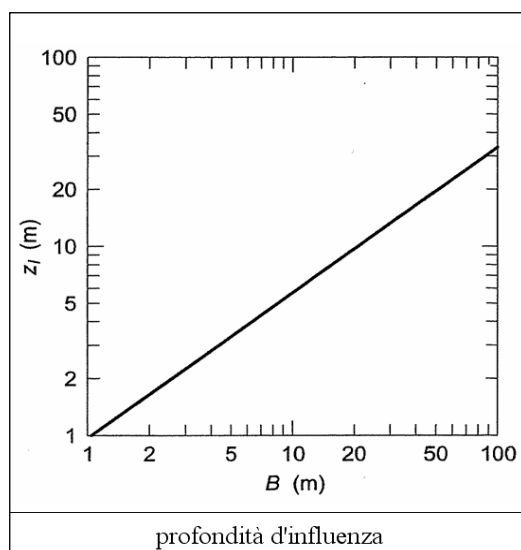


Figura 12 – Grafico per la determinazione della profondità d'influenza in funzione della larghezza della fondazione.

Per quanto riguarda, invece, la **stima dei cedimenti immediati** si può, inoltre, fare

riferimento al metodo di Christian e Carrier (1978), secondo la seguente espressione:

$$S_i = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{p \cdot B}{E}$$

dove:

- p è il carico agente in fondazione;
- B è la larghezza della fondazione;
- E è il modulo di deformazione elastica del terreno.
- μ_0 e μ_1 sono fattori (di forma e di profondità) dipendenti rispettivamente dalla profondità del piano di fondazione e dallo spessore dello strato compressibile (*figura 13*).

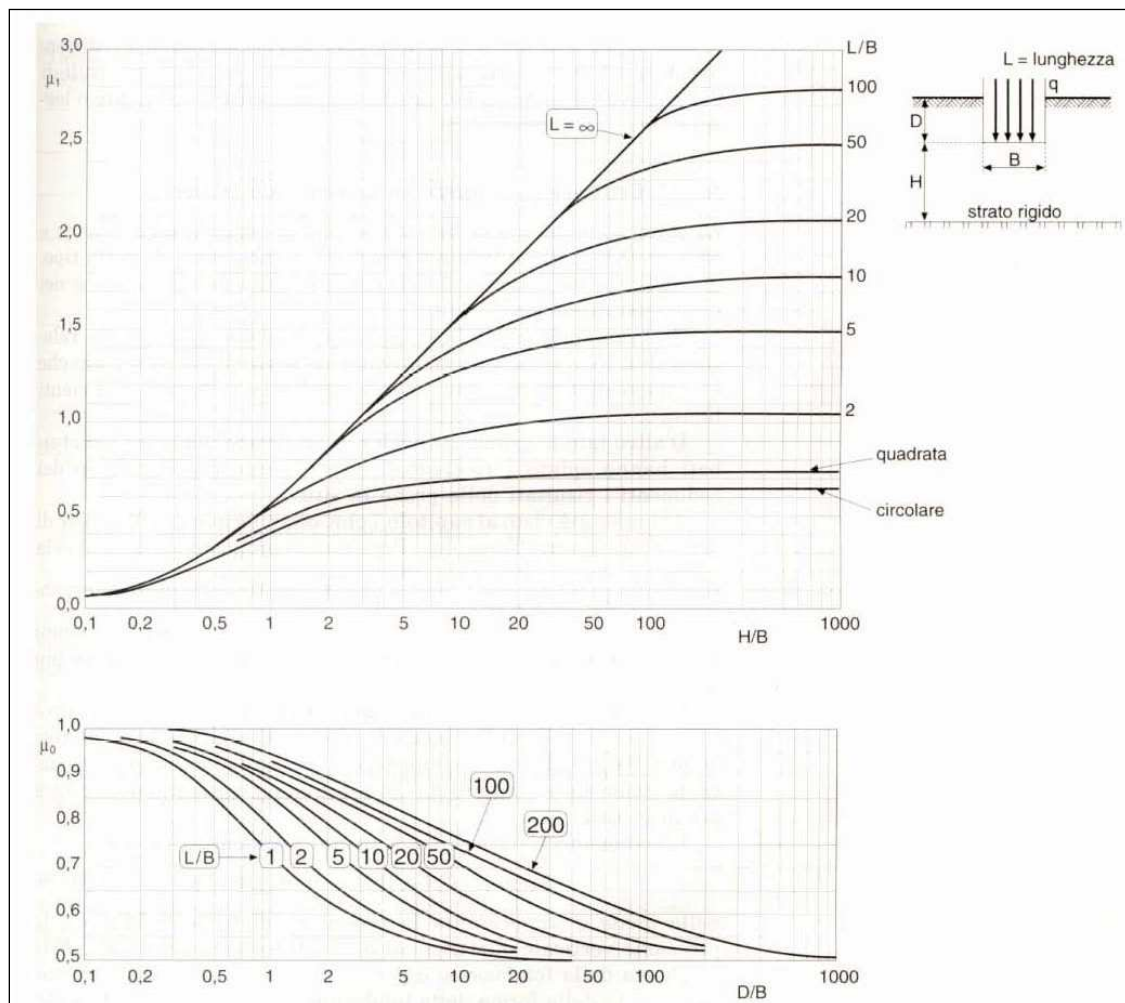


Figura 13 – Coefficienti di forma e di profondità per il calcolo del cedimento immediato.

6.4 Calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione

Per fondazione si intende una struttura adatta a trasmettere il peso della costruzione e le altre forze agenti sulla sovrastruttura al terreno. I carichi trasmessi da una struttura al terreno di fondazione non devono superare la massima resistenza al taglio mobilitabile dal terreno stesso. Nel caso ciò avvenisse la conseguenza sarebbe la rottura degli strati portanti, che si manifesterebbe con ampie deformazioni non tollerabili dalla sovrastruttura.

Il valore della resistenza al taglio massima mobilitabile, e quindi il carico massimo teorico che può essere applicato dalla costruzione, viene definito capacità portante limite del terreno di fondazione. Vengono definite superficiali le fondazioni in cui sia verificata la disuguaglianza:

$$D < 4 B$$

in cui D è la profondità di posa della fondazione dal piano campagna e B la dimensione del lato corto della fondazione stessa.

Il comportamento teorico del terreno di fondazione sottoposto all'applicazione di un carico viene generalmente schematizzato secondo le indicazioni di *Terzaghi (1943)*. Si suppone quindi che, per una fondazione ruvida, nel terreno caricato del peso della costruzione si possano individuare 3 zone a comportamento meccanico e reologico differente (come indicato nella figura seguente):

1. zona, geometricamente assimilabile ad un cuneo (in figura indicata con il triangolo AEB), in cui il terreno mantiene un comportamento elastico e tende a penetrare negli strati sottostanti, solidalmente con la fondazione; questo cuneo forma un angolo uguale a φ (φ = angolo di resistenza al taglio del terreno su cui poggia la fondazione) rispetto all'orizzontale secondo *Terzaghi*, uguale a $45^\circ + \varphi/2$ secondo *Meyerhof*, *Vesic* e *Brinch Hansen*;
2. zona di scorrimento radiale (in figura, settori AFB e ECB), rappresentabile graficamente da una serie di archi di spirale logaritmica per $\varphi > 0$ o di cerchio per $\varphi = 0$, dove avviene la trasmissione dello sforzo applicato dal cuneo di materiale che costituisce la zona 1;
3. zona che si oppone alla penetrazione del cuneo della zona 1 nel terreno (in figura, triangoli AGF e ECD); si assume teoricamente che assuma la forma di un triangolo isoscele con un'inclinazione dei due lati uguali rispetto all'orizzontale di $45^\circ - \varphi/2$; sulla superficie di questa zona agisce, con effetto stabilizzante, il peso del terreno sopra il piano di posa della fondazione ed altri eventuali sovraccarichi.

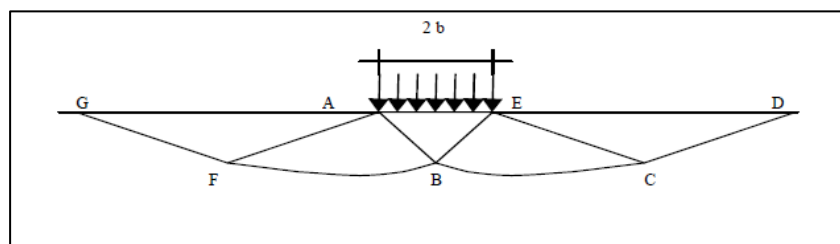


Figura 14 – Schema teorico del comportamento del terreno di fondazione.

Si ha la rottura del terreno di fondazione quando il carico applicato dal cuneo della zona 1 supera la resistenza passiva della zona 3. In questo caso la zona 1 penetrerà nel terreno di fondazione, che tenderà a rifluire lateralmente lungo la zona di scorrimento plastico, dando luogo a rigonfiamenti superficiali.

Si può giungere alla rottura del terreno attraverso tre modalità differenti:

- a) rottura di tipo generalizzato: in terreni addensati e/o consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta rapidamente per piccoli incrementi di deformazione; al superamento della portanza limite il terreno si rompe e subisce grosse deformazioni; riportando in grafico gli sforzi applicati e le deformazioni relative risulta facilmente identificabile il valore della resistenza al taglio massima;
- b) rottura di tipo locale: in terreni sciolti e/o scarsamente consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta gradualmente in relazione a significativi incrementi di deformazione; risulta difficile individuare in questo caso la resistenza al taglio massima, superata la quale si ha la rottura del terreno, in quanto qui il fenomeno avviene con maggiore gradualità;
- c) rottura di tipo intermedio: presenta caratteristiche intermedie fra la rottura di tipo generalizzato e locale.

Numerose sono le relazioni analitiche proposte per valutare la capacità portante di una fondazione superficiale. Le più utilizzate ed attendibili sono quelle di *Terzaghi*, *Meyerhof*, *Vesic* e *Brinch-Hansen*. Tra tutte le suddette formule, quella più corretta da utilizzare nel caso in esame è risultata essere la formula di *Brinch-Hansen*, così come indicato nei recenti Eurocodice 7 (progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali) ed Eurocodice 8 (indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici), valida per terreni sciolti di qualunque natura e per tipologie di fondazione sia superficiali che profonde.

Affinché una fondazione possa resistere al carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati od eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di *Caquot*, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

L'espressione del carico limite risulta:

$$q_{lim} = A \cdot \gamma \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui “C” è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma. Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull'effettivo comportamento del terreno.

In un terreno molto sciolto, invece, la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti. Per i terreni molto sciolti, *Terzaghi* consiglia, quindi, di prendere in considerazione il valore di carico limite che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \cdot \tan \varphi \quad \text{e} \quad c_{rid} = \frac{2}{3} \cdot c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$q_{lim} = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

dove N_c , N_q , N_γ sono i fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio e così definiti:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'}$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$$

Formula di Brinch – Hansen (1970)

Rappresenta un'ulteriore estensione della formula di *Terzaghi*; che prevede l'introduzione di una serie di coefficienti correttivi che tengono conto di vari fattori, espressa dalla seguente formula generale:

$$q_{\lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

- N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio e precedentemente definiti;
- s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;
- i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- d_c, d_q, d_γ = fattori dipendenti dalla profondità "D" del piano di posa della fondazione;
- g_c, g_q, g_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna.

La formula di *Brinch – Hansen* vale per qualsiasi rapporto D/B, quindi, sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità:

Per valori di D/B < 1

$$d_c = d_q = \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

Per valori di D/B > 1

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattore di forma (formulazioni in riferimento ai risultati ottenuti da De Beer):

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

NB: nel caso di fondazione nastriforme i suddetti coefficienti risultano pari all'unità.

Fattore di inclinazione di carico:

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot g \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot g \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

Fattore di inclinazione del piano di fondazione:

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'} \quad b_\gamma = b_q$$

con α = angolo di inclinazione del piano di fondazione.

Fattore di inclinazione del terreno (piano campagna):

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi'} \quad g_\gamma = g_q$$

con ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

6.5 Verifiche a scorrimento

Per le verifiche a scorrimento delle opere di sostegno in progetto il valore dell'azione di calcolo E_d è la componente parallela al piano di posa $H_d = T_{\max}$ del carico risultante in fondazione, da confrontare con la componente parallela al piano di posa della forza che esprime la resistenza del terreno:

$$H_d \leq R_d = \frac{N_d \tan \delta_d}{\gamma_R}$$

dove δ_d rappresenta l'angolo di attrito tra fondazione e terreno, che viene assunto pari a $2/3$ dell'angolo di attrito del terreno di calcolo φ_c .

6.6 Verifiche a ribaltamento

Per le verifiche geotecniche a ribaltamento delle opere di sostegno in progetto, deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante o ribaltante M_r , combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), non sia maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti M_s :

$$M_r \leq M_s$$

Le azioni stabilizzanti nei confronti del ribaltamento sono dovute, in particolare, al peso proprio dell'opera e al peso del terreno di ricoprimento gravante sulla suola di fondazione di monte, ove presente. Tali azioni generano, nel complesso, un momento stabilizzante riferito al fulcro di rotazione alla base della fondazione, nei confronti del possibile ribaltamento.

Le verifiche in argomento, in relazione a quanto specificato al paragrafo 6.5.3.1.1 delle N.T.C., sono state svolte secondo lo stato limite ultimo di equilibrio di corpo rigido (EQU) adottando i coefficienti parziali sulle azioni della *tabella 2.6.I del D.M. 17.01.2018* e adoperando i coefficienti parziali del gruppo (M2) definiti nella *tabella 6.2.II* delle N.T.C..

6.7 Verifiche di stabilità delle opere di sostegno

La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti, sulla sommità o al piede di pendii naturali, oppure l'esecuzione di opere provvisorie per il sostegno provvisorio degli scavi, richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché siano garantite le necessarie condizioni di resistenza e di deformabilità delle opere durante il loro esercizio e in base alla funzionalità per esse prevista, in modo tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza e di funzionalità progettualmente previste. Tali verifiche riguardano, in particolare, sia la stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno sia la stabilità dei fronti scavo durante la fase di esecuzione delle opere.

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno sarà verificata in relazione alla funzione prevista per l'opera di sostegno: nella situazione finale, a reinterro avvenuto, nel caso

di opere definitive (es. muri di sostegno) oppure nella situazione transitoria di cantiere nel caso di opere temporanee (palancole o paratie provvisorie). La verifica dei fronti scavo farà, invece, riferimento alla condizione transitoria di cantiere. Le verifiche saranno generalmente trattate in termini di tensioni efficaci considerando, ove potenzialmente presente, un sovraccarico uniformemente distribuito sul ciglio superiore dello scavo pari a 10,0 kN/m².

L'analisi delle condizioni di stabilità in condizioni sismiche, ove applicabile, è svolta mediante metodo pseudo-statico, in riferimento al *paragrafo 7.11.3.5.2* delle N.T.C.-2018. L'azione sismica è, quindi, rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile, dipendente dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T) del sito;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella *tab. 7.11.I* delle N.T.C. al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		
	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

I metodi di calcolo utilizzati per tali verifiche sono quello di *Bishop (1955)* per le opere di sostegno e quello di *Jambu* (“*Stability analisys of slopes with dimensionless parameters*” – 1954) per i fronti scavo. L’analisi di stabilità adottata dai suddetti metodi è quella dell’*equilibrio limite globale*. La verifica si conduce, quindi, esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, la si suddivide in conci la parte instabile, studiando dapprima l’equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale.

Le ipotesi del metodo in questione sono:

- il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un’ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- in condizioni di rottura la resistenza al taglio è completamente mobilitata lungo la superficie di scorrimento, tranne che nella fascia di terreno interessata da eventuali tension-crack;
- il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- la resistenza al taglio è espressa dal criterio di *Mohr-Coulomb*: $\tau = c' + \sigma'_n \cdot \operatorname{tg} \varphi'$;
- la superficie di scorrimento è cilindrica per il metodo di Bishop ed irregolare per il metodo di Jambu;
- l’analisi è effettuata in condizioni bidimensionali.

Nell’utilizzare tali metodi di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l’estensione del pendio

è predominante sulla dimensione trasversale. In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato, quindi, dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia (*"Metodo delle strisce"*).

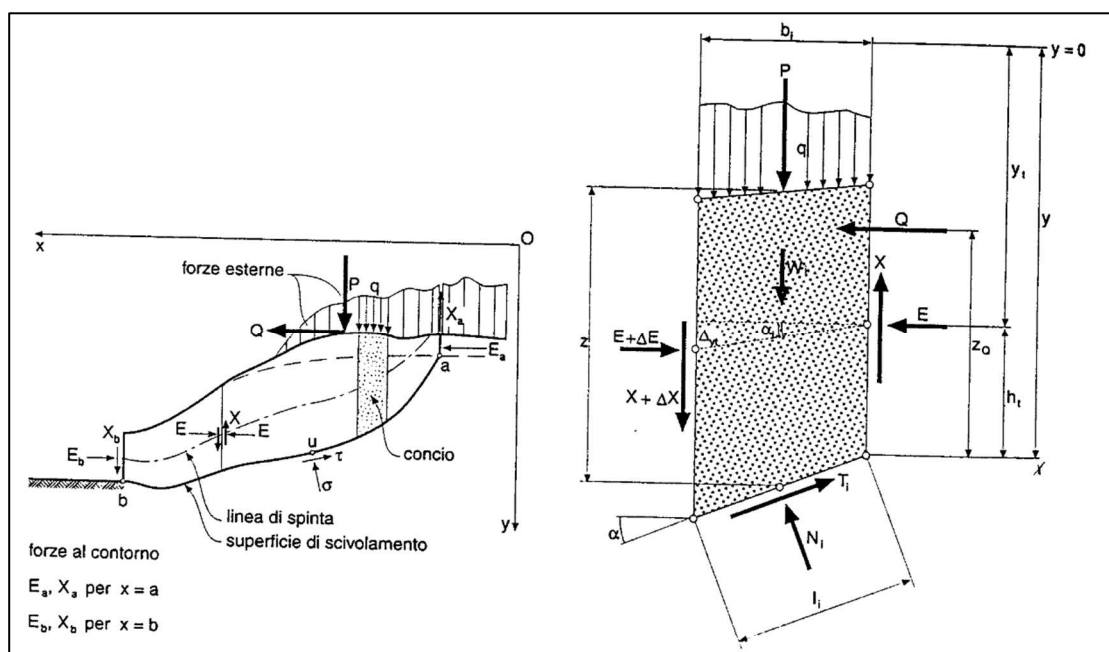


Figura 15 – Schematizzazione di calcolo del *"metodo delle strisce"*.

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $(5n-2)$ così composte:

- n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base;
- $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E);
- $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale;
- n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza (valore minimo).

Dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $(2n-2)$ incognite sovrabbondanti e, quindi, il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse a seconda del metodo di calcolo considerato.

6.7.1 Opere di sostegno provvisoriale

Tali verifiche riguardano la stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno relativa alle paratie provvisoriale finalizzate al sostegno degli scavi per la realizzazione della torre di presa, del canale a servizio delle condotte di presa e scarico di fondo, della vasca di dissipazione dello scarico di fondo e del muro di sostegno a tergo del piazzale.

Le verifiche saranno trattate in termini di tensioni efficaci considerando, ove potenzialmente presente, un sovraccarico uniformemente distribuito, applicato sul ciglio superiore del pendio o dell'opera, pari a 10 kN/m^2 , al fine di simulare lo stazionamento temporaneo di mezzi d'opera in fase di cantiere o di esercizio delle costruzioni.

Le paratie provvisorie previste in progetto sono state, in particolare, considerate del tipo “a mensola”. La modellazione è trattata in stato di deformazione piana con la paratia considerata come struttura flessibile e il terreno con comportamento di tipo elasto-plastico non lineare. Lungo la parete della paratia vengono definiti i valori limite che le pressioni di interazione possono assumere; detti valori sono determinati avvalendosi dei coefficienti di spinta attivi e passivi della teoria della spinta delle terre. Sarà valutato il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi costruttive intermedie e nella configurazione finale.

Per quanto riguarda la stima del **coefficiente di reazione orizzontale k_s** , sulla scorta delle risultanze dei sondaggi geotecnici effettuati in sito nonché delle stratigrafie disponibili, si è fatto riferimento ai valori caratteristici proposti da *Bowles* (Fondazioni – 1988) e, quindi, alle correlazioni proposte da *Vesic* (1961) legando il modulo di reazione al modulo elastico del terreno E_s , con una relazione del tipo:

$$k_s = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \nu)}, \quad \text{con } \nu \text{ modulo di Poisson}$$

Ipotizzando una fascia di terreno “B” interessata dalla deformazione a monte e a valle della paratia, in condizioni di deformazione piana e nell’ipotesi che variazioni di tensione orizzontale non determinino variazioni di tensione verticale significative.

La tabella seguente riporta i principali valori di k_s in letteratura proposti da *Bowles*.

Terreno	k_s [kN/m ³]
Sabbia sciolta	4800÷16000
Sabbia mediamente compatta	9600÷80000
Sabbia compatta	64000÷128000
Sabbia argillosa mediamente compatta	32000÷80000
Sabbia limosa mediamente compatta	24000÷48000
Terreno argilloso	
$c_u \leq 200$ kPa	12000÷24000
$200 \leq c_u \leq 400$ kPa	24000÷48000
$c_u > 400$ kPa	> 48000

Tabella 11 – Valori caratteristici del modulo di reazione orizzontale – Bowles.

Trattandosi di opere provvisoria, con funzione e vita utile prettamente rapportata alla durata del cantiere, le verifiche, in conformità al paragrafo 2.4.1 delle N.T.C.-2018, sono state effettuate senza considerare l’azione sismica e finalizzate, quindi, ad accertare che:

- gli spostamenti in esercizio dell’opera di sostegno provvisoria in progetto siano compatibili con la sua funzionalità cantieristica e con le condizioni di sicurezza degli scavi, mantenendosi sempre entro i seguenti valori limite: $\delta_{\max} \leq 1/200 H = 0,005 H$;
- le massime tensioni indotte sulle membrature della paratia e degli elementi di contrasto risultino inferiori rispetto ai valori ammissibili dell’acciaio impiegato per la loro realizzazione: classe S355 (acciaio tipo Fe 510 – tensione di snervamento 355 N/mm²).

6.8 Modelli di calcolo e di verifica geotecnica

Le verifiche a capacità portante e la stima dei cedimenti relative ai **manufatti a minore rilevanza strutturale** (muri di sostegno, edifici o manufatti con pareti contro-terra, ecc.), analogamente a quanto svolto nell’ambito dell’analisi strutturale, sono state effettuate con l’ausilio di fogli di calcolo semplificati conformi ai criteri di calcolo e verifica delle N.T.C..

La modellazione e le verifiche geotecniche dei **manufatti principali** (torre e canale di

presa), sono state, invece, effettuate mediante il codice di calcolo numerico agli elementi finiti *Midas Gen 2019*, utilizzato per la modellazione strutturale generale degli stessi. I risultati relativi alla stima dei cedimenti delle fondazioni ottenuti con il modello di calcolo agli elementi finiti sono stati, inoltre, opportunamente confrontati con quelli ottenuti applicando modelli di valutazione semplificata sia a scopo di riscontro numerico che al fine della **validazione** e della **verifica di attendibilità** dei risultati stessi secondo quanto previsto dalle N.T.C.

Il calcolo e la verifica delle **paratie provvisionali**, è stata svolta con l'ausilio del codice di calcolo ad elementi finiti *Paratie Plus 2023 – n. licenza 2503*, prodotto da *CEAS* di Milano e distribuito da *Harpaceas* di Milano, modellando il terreno a tergo con molle elasto-plastiche con comportamento non lineare. La modellazione è trattata in stato di deformazione piana con la paratia considerata come struttura flessibile e il terreno con comportamento di tipo elasto-plastico non lineare. La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è, quindi, del tipo “*Trave su Suolo Elastico*”: le pareti di sostegno sono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale EJ , mentre il terreno è simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una paratia è seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche a un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione a ogni nuova configurazione (step) è raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla *Newton-Raphson* (Bathe - 1996).

Il software è, quindi, in grado di calcolare le azioni flettenti e taglianti e le deformazioni laterali della parete di sostegno e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;

- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Il calcolo può essere effettuato ipotizzando uno sviluppo indefinito dell'opera di sostegno provvisoria tanto da rendere ininfluenti gli effetti di bordo, riferendolo ad una striscia di paratia di lunghezza unitaria, oppure con sistema assial-simmetrico per strutture a pozzo o a pianta di sezione scatolare rigida.

La definizione del problema prevede di regola la definizione di più fasi, ognuna delle quali è contraddistinta da una differente configurazione della geometria, dei carichi, dei vincoli ecc. La definizione di una fase origina dalla configurazione della fase precedente, a cui vengono apportate le modifiche relative alla nuova fase. Ad esempio, in relazione ad un problema di scavo di una paratia, inizialmente si parte con una fase in cui non si ha uno scavo e successivamente si abbassa la quota di fondo scavo a valle, inserendo, alle quote previste, gli eventuali supporti intermedi.

Le **fasi di analisi della modellazione dello scavo** possono, quindi, essere le seguenti:

- **Fase zero:** la simulazione numerica di un generico problema geotecnico richiede generalmente che sia prevista una fase zero coincidente con la configurazione geostatica a riposo nella quale viene riprodotto lo stato tensionale supposto esistente nel terreno prima di ogni intervento. La configurazione zero deve prevedere uno step di carico in cui tutti gli elementi terreno siano presenti e bilanciati tra monte e valle; la quota di scavo coincide inoltre con la quota del piano di campagna e la freatica a monte e a valle sono alla stessa quota. La soluzione relativa a questo primo step porta ad un campo di spostamenti nodali ovunque nullo e quindi ad uno stato tensionale nullo negli elementi trave che simulano i diaframmi. Negli elementi terreno vi sarà per contro uno stato tensionale non nullo ma relativo a condizioni indisturbate, cioè la pressione verticale funzione della quota del piano di campagna e dei sovraccarichi ed una pressione orizzontale legata alla precedente attraverso il coefficiente di spinta a riposo. Alla pressione orizzontale così calcolata si sommano gli effetti di pressioni iniziali dovute a sovraccarichi concentrati calcolate sulla base di formule della teoria dell'elasticità. Si suppone in pratica che l'inserimento della parete, prima dello scavo, perturbi di poco lo

stato tensionale nel terreno.

- **Una o più fasi di scavo:** un passo dell'analisi incrementale coincidente con l'abbassamento della quota di fondo scavo viene simulato come segue. Viene assegnata, per questo passo, una quota di fondo scavo inferiore a quella dei passi precedenti. Il codice di calcolo rimuove automaticamente gli elementi terreno al di sopra della quota di fondo scavo, perturbando la configurazione di equilibrio nella fase precedente. L'equilibrio viene ristabilito, con una procedura iterativa, a prezzo di una variazione del quadro deformativo. Se non è possibile raggiungere una nuova configurazione rispettosa sia dell'equilibrio che della condizione di rottura del terreno, il processo iterativo non converge. In tutte le fasi di scavo è stata prevista l'applicazione di un sovraccarico distribuito per simulare lo stazionamento e il transito di mezzi d'opera e/o materiali / attrezzature di cantiere e, nel caso specifico, anche l'azione idrostatica dell'acqua.

I valori dei **coefficienti di spinta attiva k_a e passiva k_p** sono calcolati automaticamente in ogni fase ipotizzando un angolo d'attrito terra-parete non nullo, col metodo di Coulomb, mediante le seguenti espressioni:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' + i)}{\cos(\beta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

dove:

h = altezza della parte interrata di parete;

φ' = angolo di resistenza a taglio che caratterizza il terreno;

β è l'inclinazione del paramento dell'opera di sostegno rispetto alla verticale;

δ è l'angolo di attrito tra parete (paratia) e terreno;

i è l'inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale.

Quando il profilo del terreno è irregolare, il programma calcola il coefficiente di spinta attiva e passiva applicando il metodo di Coulomb iteratamente a ciascun tratto caratterizzato dalla stessa pendenza. Questa procedura è chiamata, appunto, “*metodo dei cunei*” e fornisce i coefficienti che massimizzano e minimizzano, rispettivamente, la spinta a monte e a valle:

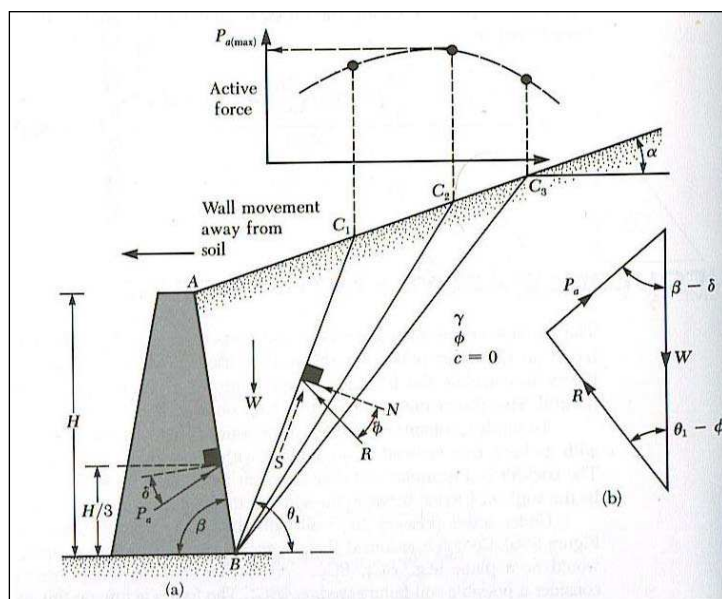


Figura 16 – Ricerca del cuneo di spinta attiva col metodo di Coulomb.

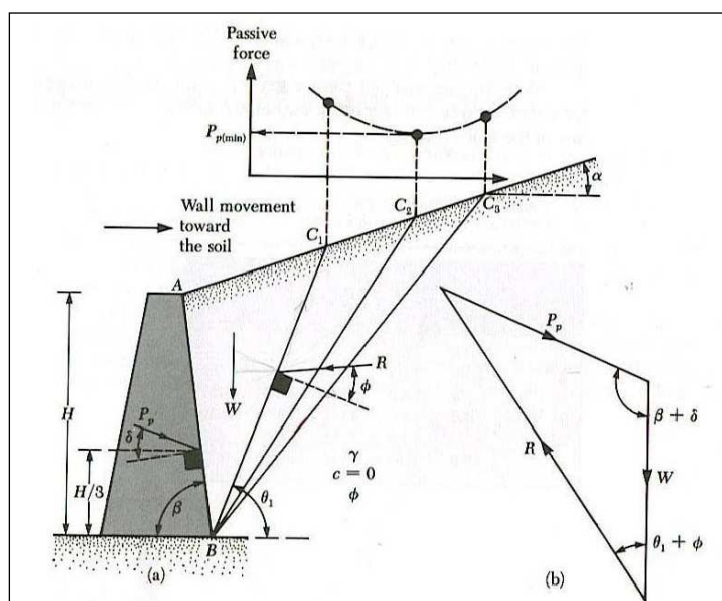


Figura 17 – Ricerca del cuneo di spinta passiva col metodo di Coulomb.

Il coefficiente k_p può essere calcolato anche con il metodo di *Lancellotta* (NAVFAC – 1971).

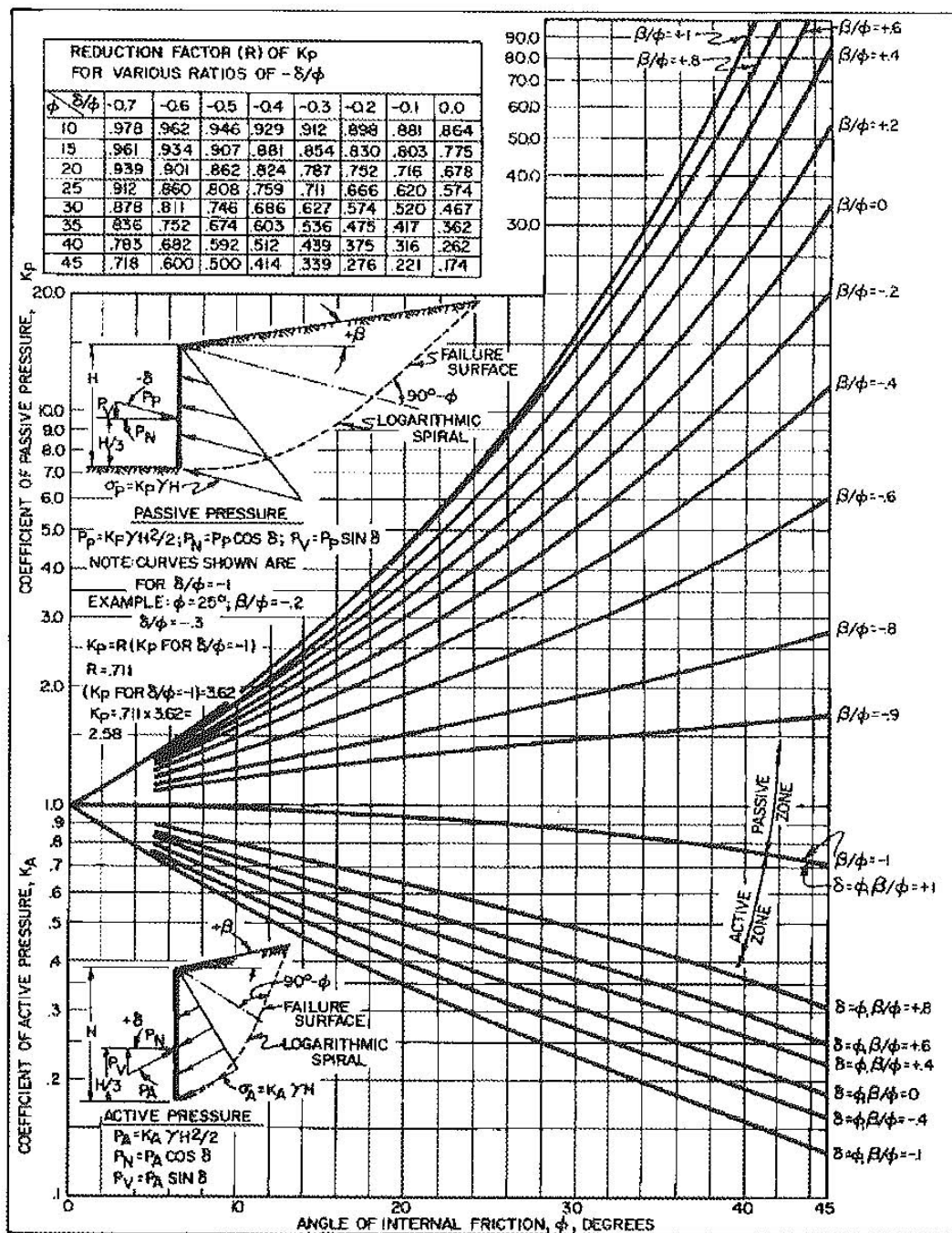


Figura 18 – Grafico NAVFAC (1971) per il calcolo dei coefficienti di spinta del terreno.

Il coefficiente di spinta a riposo è, infine, calcolato secondo la seguente nota espressione (Jaky – 1936):

$$k_0 = (1 - \sin \phi)$$

7. Risultati di calcolo e verifiche strutturali e geotecniche

Il presente capitolo riporta i risultati di calcolo e di dimensionamento geotecnico-strutturale a stato limite ultimo e di esercizio pertinenti ai manufatti caratterizzati da una maggiore rilevanza strutturale, così come individuati al *capitolo 1* della presente relazione.

Si ribadisce che per quanto riguarda tutti gli elementi e le opere prefabbricate, sulla base di quanto già indicato al *paragrafo 3.1.6* della presente relazione, sarà onere del produttore fornire alla Direzione Lavori, la documentazione tecnica completa per l'espletamento delle finalità di cui alle N.T.C.-2018, alla Legge 1086/71, al D.P.R. 380/2001 e ss.mm.ii. ed alla D.G.R. n. 65-7656/2014 e ss.mm.ii. (D.G.R.

Si riportano, quindi, nel seguito i risultati di calcolo e di verifica, pertinenti alle opere a maggiore rilevanza strutturale previste in progetto.

7.1 Ponte di accesso alla torre di presa

In perizia è prevista la realizzazione di un nuovo ponte stradale di collegamento e accesso alla torre di presa, del quale si riportano nel seguito le principali caratteristiche geometriche e costruttive.

Il ponte è composto da una pila centrale, dalla spalla destra (lato monte) e dalla spalla sinistra (lato torre), coincidente con la torre di presa, le quali saranno tutte realizzate in c.c.a. gettato in opera. L'impalcato, posto a quota 568,45 m s.l.m., è composto due campate isostatiche di pari luce geometrica (11,30 tra interasse appoggi), costituite ciascuna da 7 travi prefabbricate in c.a.p. con sezione rettangolare di dimensioni pari a cm 70x45h e getti integrativi di completamento (trasversi di irrigidimento e soletta superiore), per una lunghezza complessiva, misurata tra l'interasse degli appoggi di estremità (sulle spalle), pari a circa 23,35 m.

Gli appoggi delle travi sono previsti in elastomero armato di tipo fisso, tipo Elastofip, opportunamente dimensionati per fornire adeguata resistenza sia alle azioni verticali sia alle azioni trasversali di progetto e la compatibilità delle deformazioni e degli spostamenti attesi della struttura. Si rimanda agli schemi riportati sugli elaborati grafici di perizia per maggiori dettagli.

La spalla destra (lato monte) è alta circa 3,3 m dallo spiccatto di fondazione (+ 1,2 m di fondazione), con piano di imposta della fondazione a quota 562,85 circa m s.l.m.. La pila

centrale, incluso il pulvino, è alta circa 7,8 m dallo spiccatto di fondazione (+ 1,50 m di fondazione), con piano di imposta della fondazione a quota 558,35 circa m s.l.m.. La spalla sinistra (lato torre) è alta circa 12,55 m dallo spiccatto di fondazione (+ 1,50 m di fondazione), con piano di imposta della fondazione a quota 553,60 circa m s.l.m..

Sia in corrispondenza delle spalle che della pila centrale sono previsti in fondazione dei micropali di diametro ϕ 240 mm di lunghezza 10 m, armati con tubolare in acciaio ϕ 168,3 mm e spessore 8 mm, finalizzati all'intercettazione degli strati di terreno con caratteristiche geotecniche migliori ed alla conseguente limitazione dei cedimenti differiti e all'omogeneizzazione dei cedimenti differenziali dell'opera.

Per la realizzazione della pila e della spalla sinistra è prevista una serie di micropali ad interasse 30 cm per il sostegno del fronte scavo in corrispondenza delle fondazioni.

Le verifiche del manufatto sono state svolte ipotizzando cautelativamente la spalla destra soggetta all'azione spingente del terreno a tergo, in condizioni permeabili di falda e sismiche e la pila centrale e la spalla sinistra (lato torre) soggette all'azione idrostatica dell'acqua della diga nella configurazione di massimo invaso (quota 566,20 m s.l.m.).

Si evidenzia che, per quanto concerne la fornitura delle travi da ponte in c.a.p. dell'impalcato e dei relativi appoggi, è fatto obbligo all'appaltatore di esibire, prima dell'accettazione della fornitura, adeguata relazione di calcolo e verifica strutturale redatta dal prefabbricatore e dal produttore degli appoggi, ai sensi delle NTC-2018, secondo i parametri e le azioni di progetto previsti nella presente relazione, comprensiva delle modalità di posa in opera dei prefabbricati. Dovranno, inoltre, essere forniti gli elaborati costruttivi dei ferri d'armatura redatti dal prefabbricatore secondo la sua tecnologia costruttiva, con le caratteristiche del pretensionamento delle armature degli elementi precompressi.

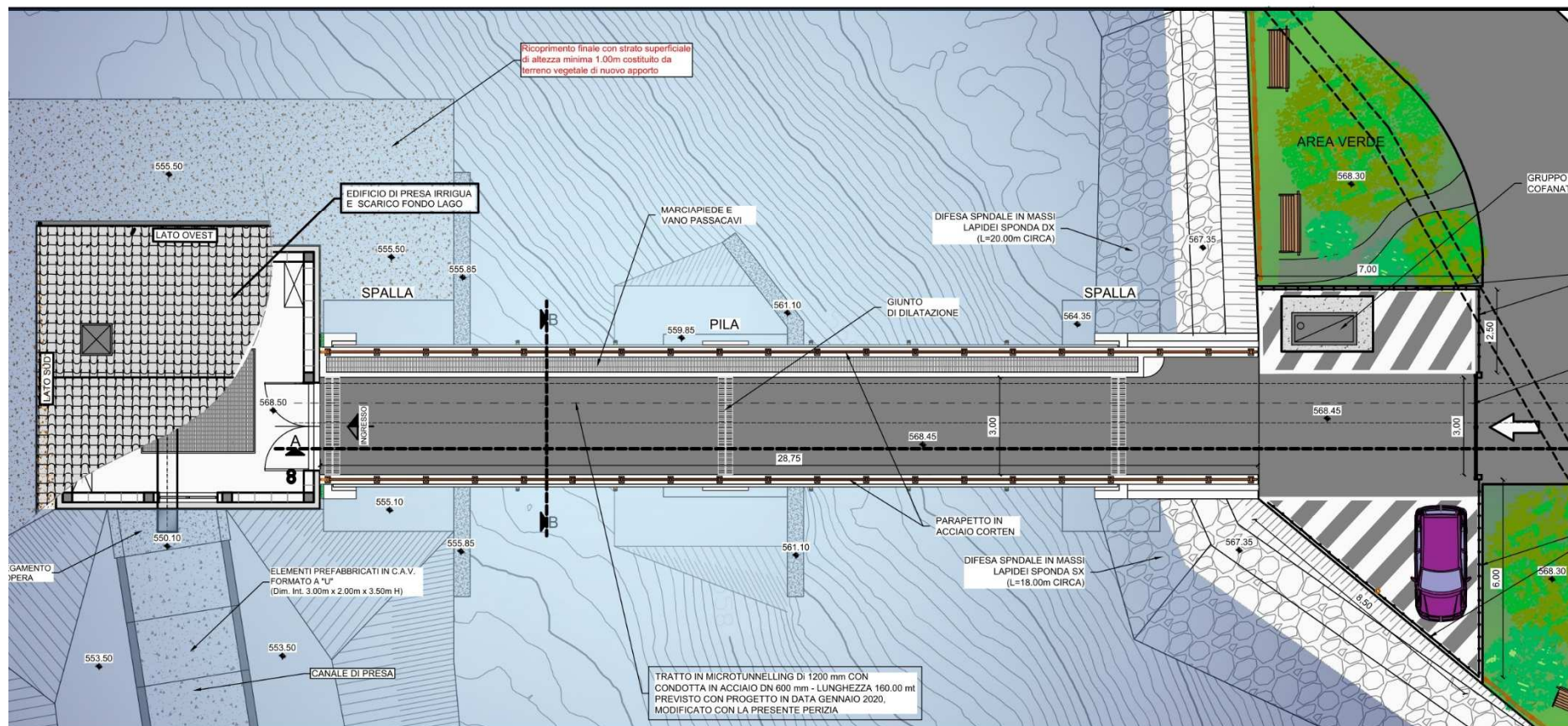
In ultimo dovranno essere resi disponibili il certificato relativo alla produzione in serie di manufatti prefabbricati oltre ai certificati di prova sui materiali e al certificato CE secondo normativa Comunitaria vigente.

Gli elaborati esecutivi dei manufatti prefabbricati (relazione di calcolo, disegni tecnici) dovranno essere firmati da progettista abilitato per conto del produttore e preventivamente approvati dalla D.L. al fine del nulla osta alla loro fornitura e utilizzo nonché del loro deposito strutturale ai sensi della Legge 1086/71 e del D.P.R. 380/2001.

Si riportano, quindi, nel seguito alcune immagini desunte dagli elaborati di progetto raffiguranti la geometria del ponte stradale in argomento.

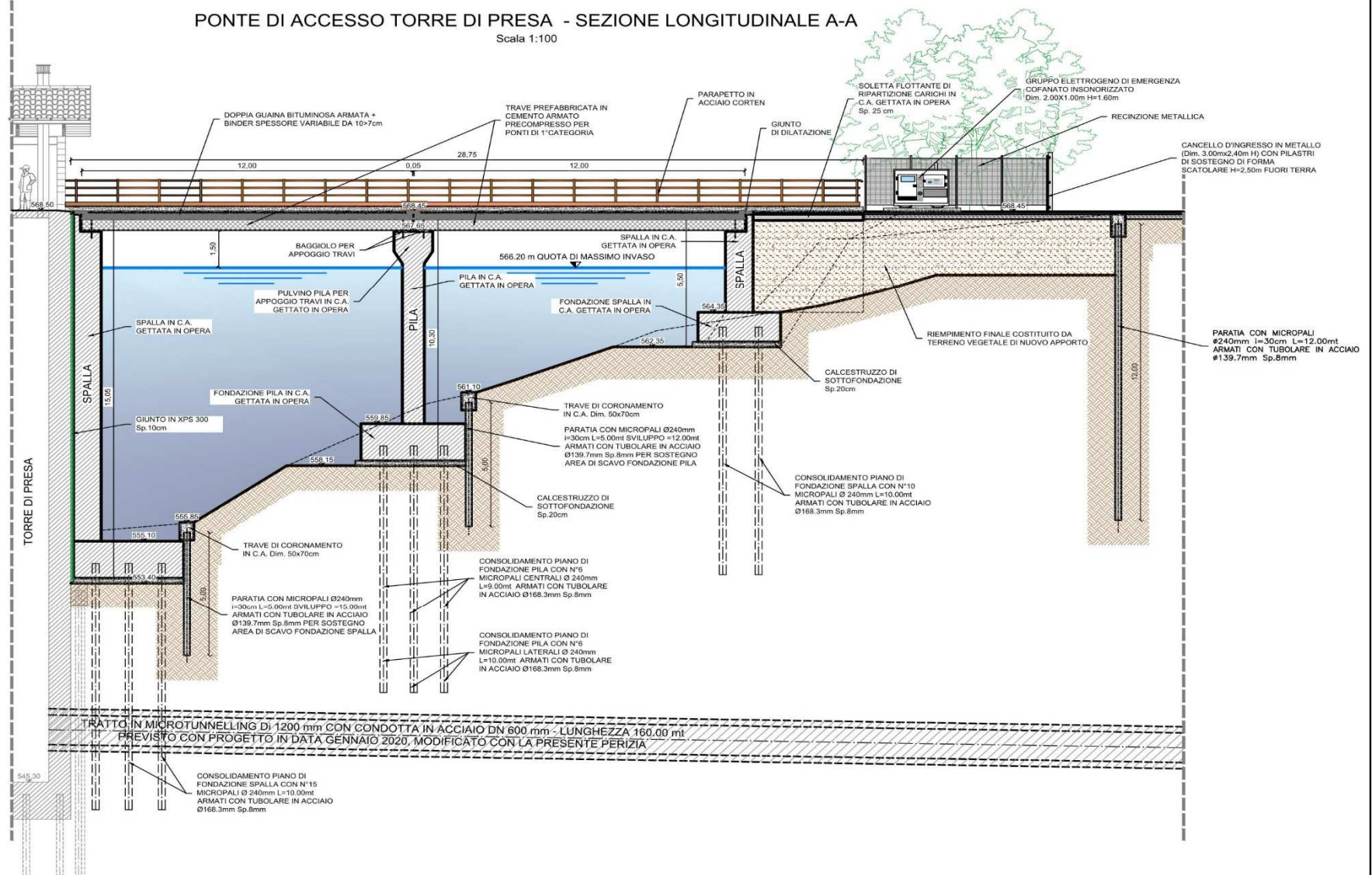
PONTE DI ACCESSO TORRE DI PRESA - PIANTA DI PROGETTO

Scala 1:100

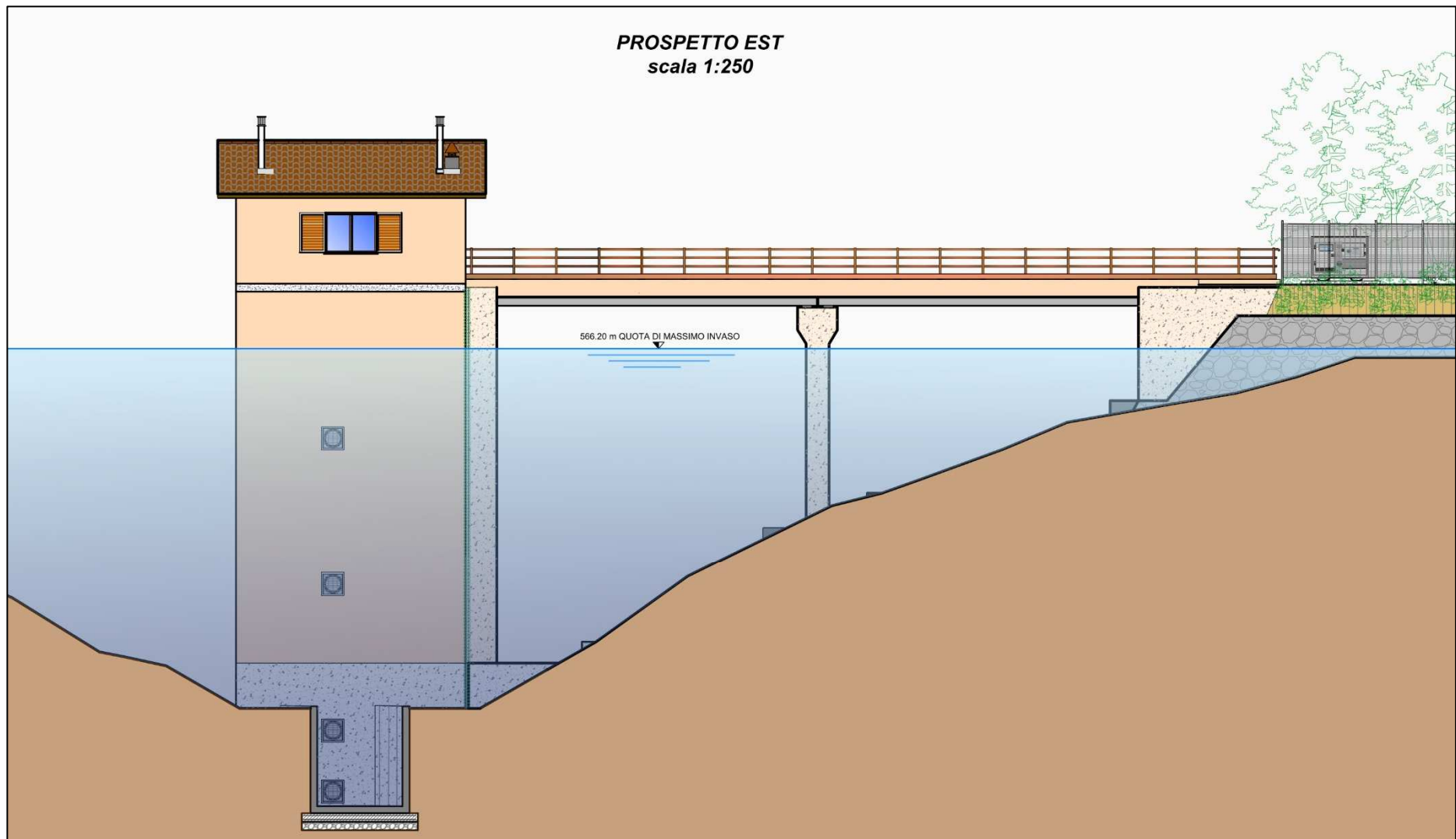


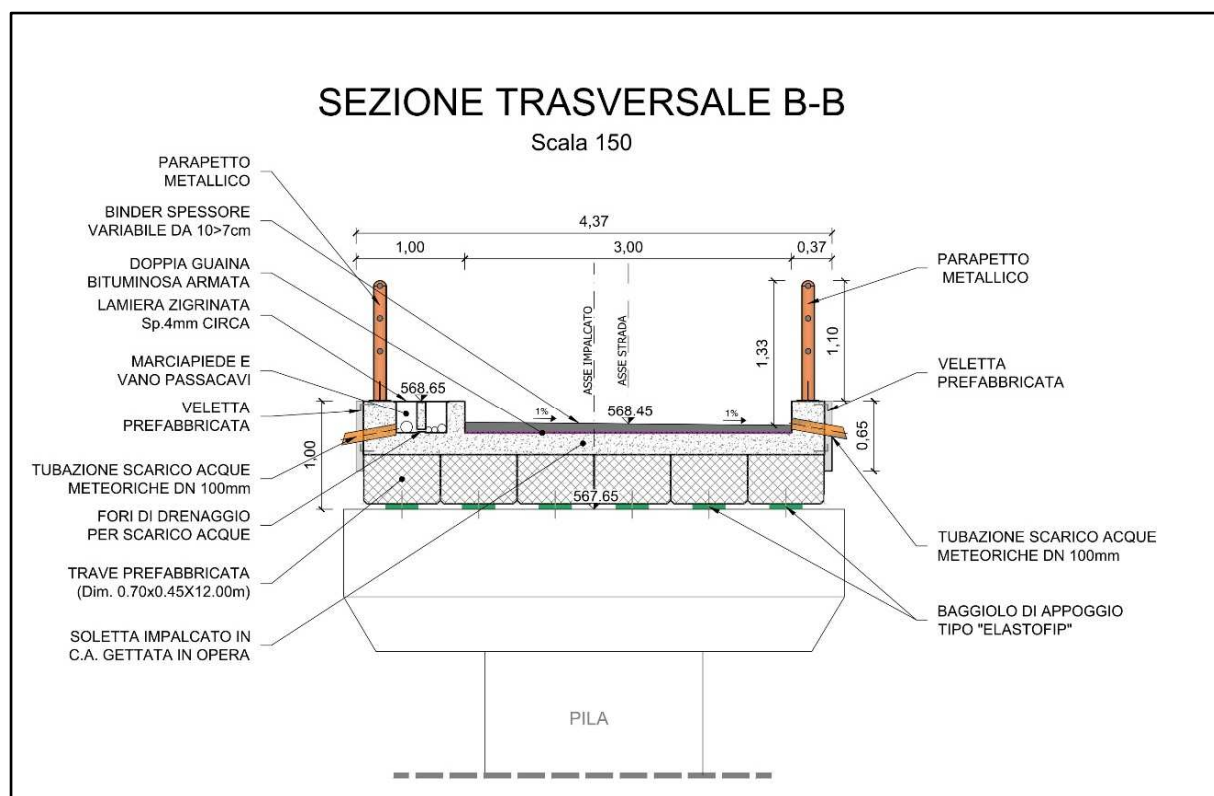
PONTE DI ACCESSO TORRE DI PRESA - SEZIONE LONGITUDINALE A-A

Scala 1:100



PROSPETTO EST
scala 1:250





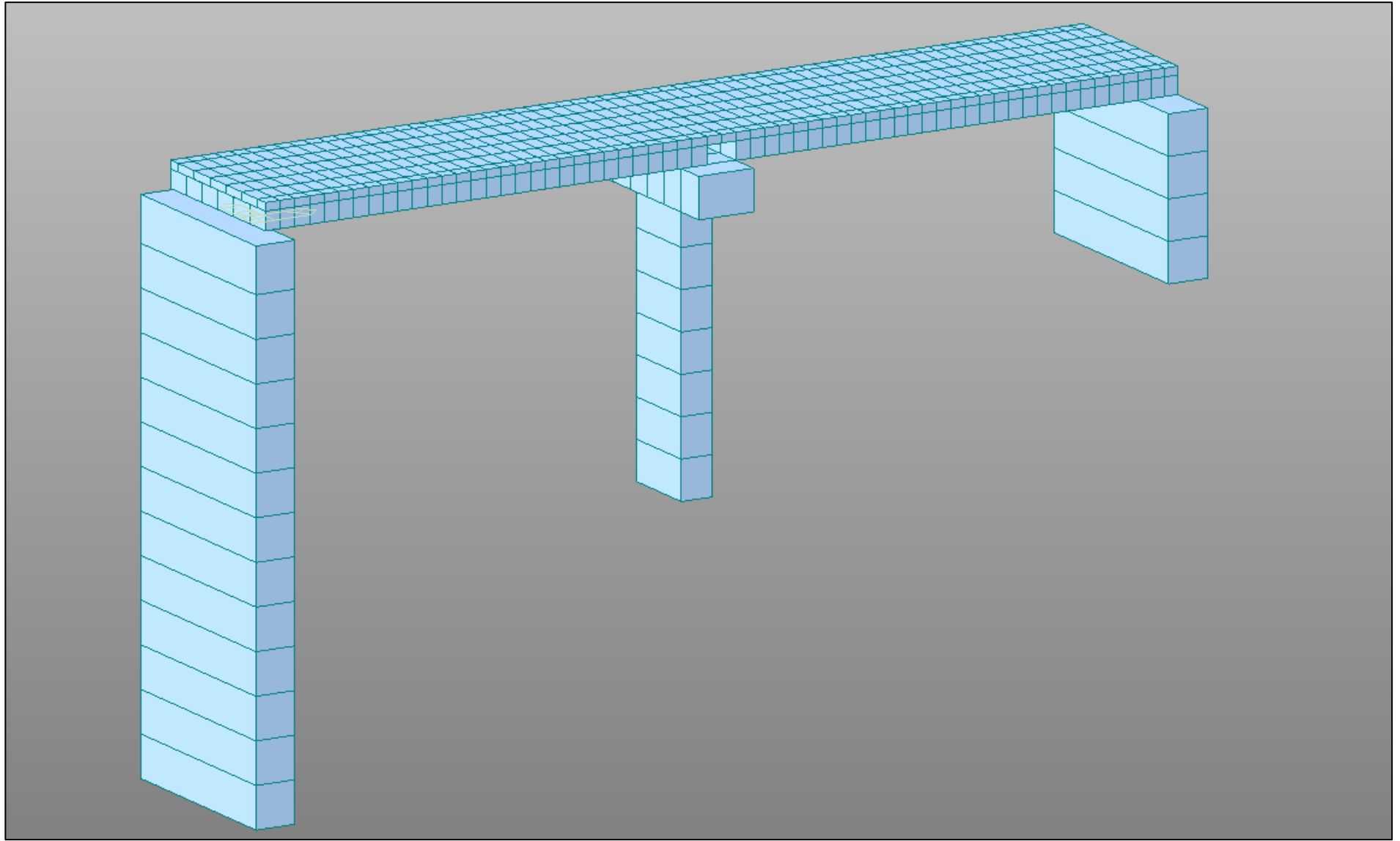
Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici architettonici e strutturali di perizia.

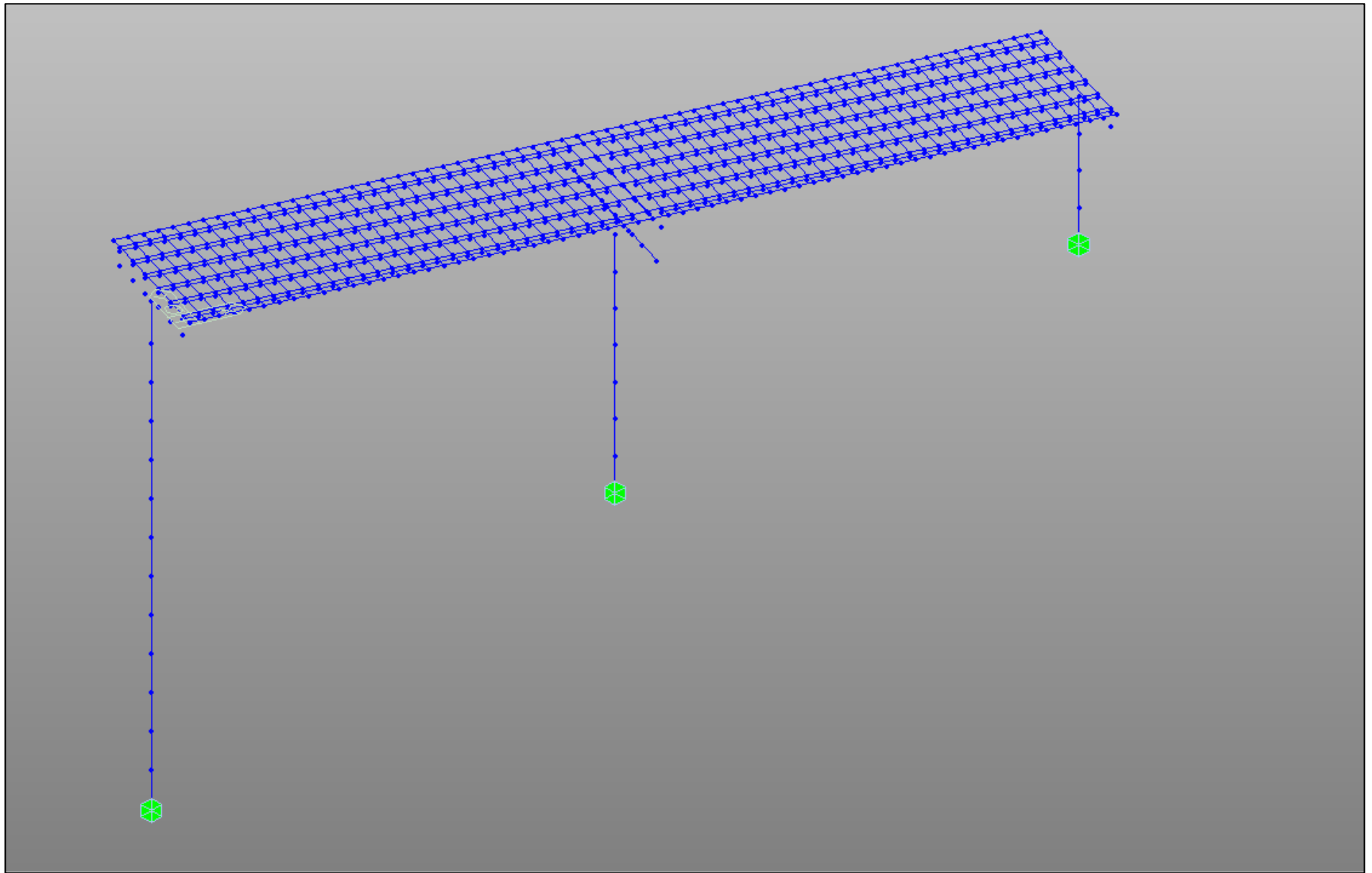
Vengono, quindi, nel seguito riportati i principali risultati di calcolo, con l'involuppo delle sollecitazioni massime e le relative verifiche a **stato limite ultimo e a stato limite di esercizio** delle parti da realizzarsi in opera, dalle quali si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera in esercizio e contenute entro il 45% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l'80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente. Le deformazioni risultano compatibili con l'uso e la funzionalità dell'opera.**

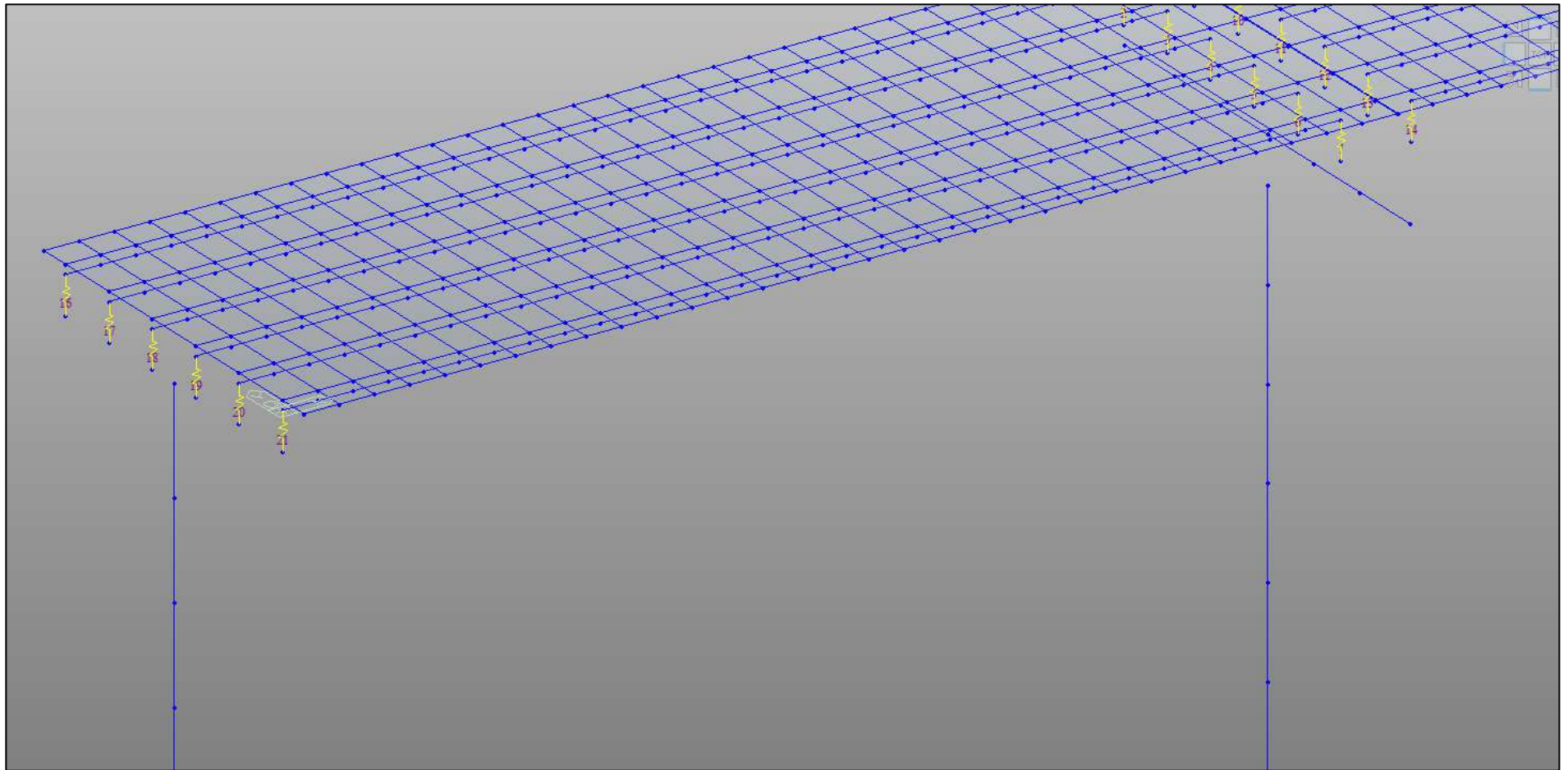
Si riportano, inoltre, anche la stima dei **cedimenti** in esercizio e delle **pressioni trasmesse al terreno** per le condizioni di esercizio e di stato limite ultimo, con le relative verifiche a **capacità portante** del sistema terreno-fondazione.

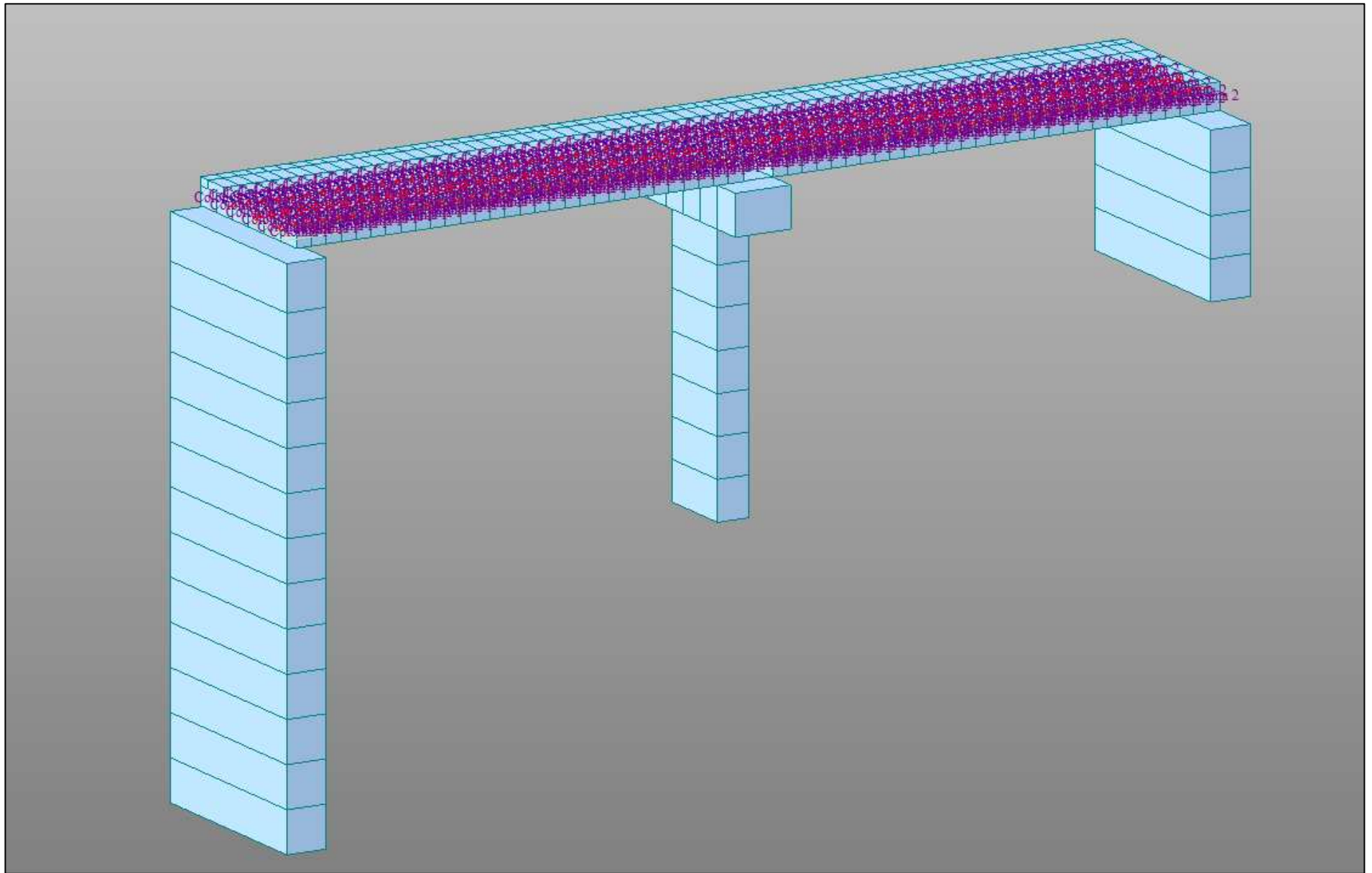
Si riportano, infine, le verifiche strutturali relative ai **micropali di fondazione**, la cui introduzione è finalizzata alla riduzione degli spostamenti con l'ottimizzazione e dei cedimenti differiti a medio-lungo termine e all'omogenizzazione dei cedimenti e degli spostamenti differenziali della costruzione, secondo quanto previsto dal *paragrafo 6.4.3.3* delle NTC-2018.

MODELLO DI CALCOLO

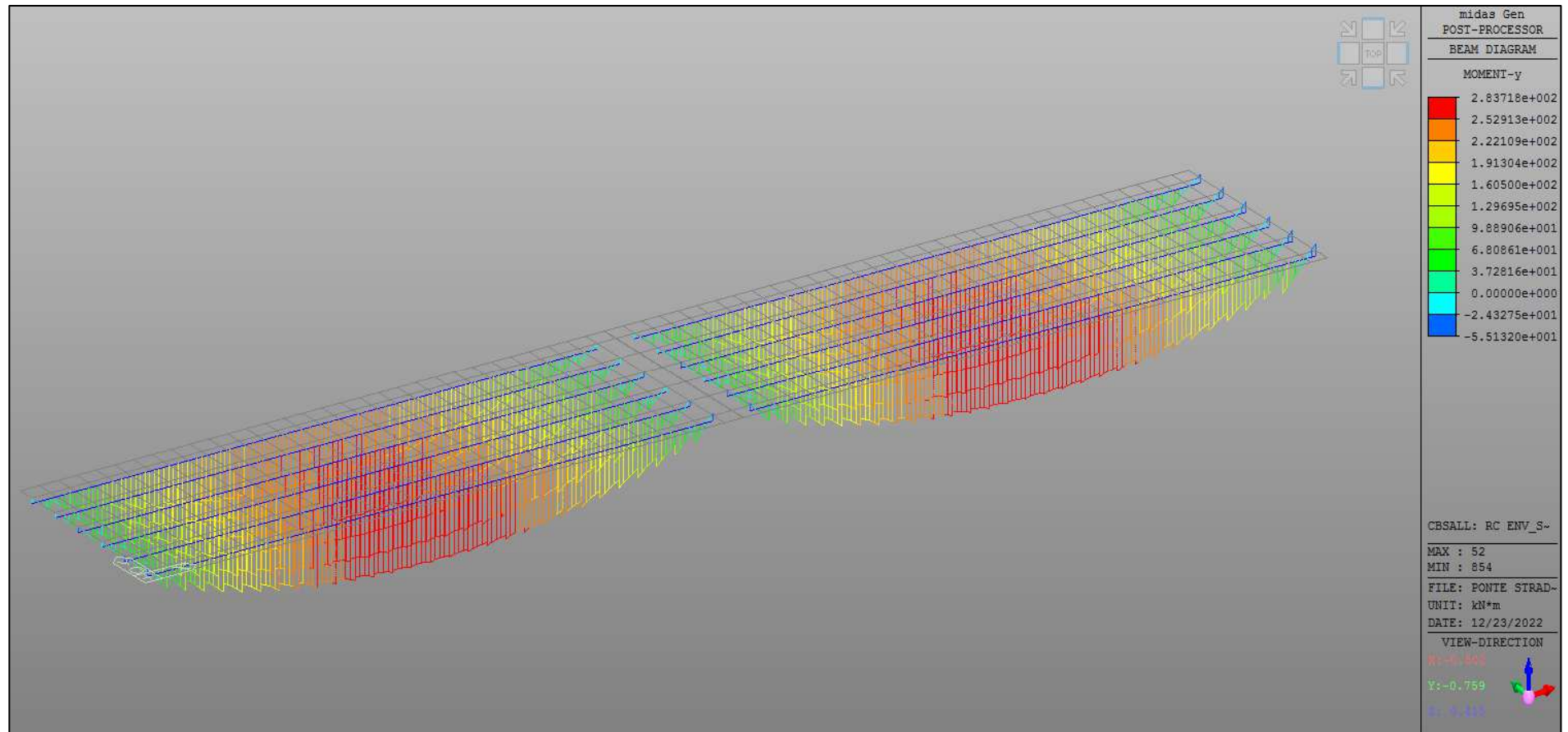


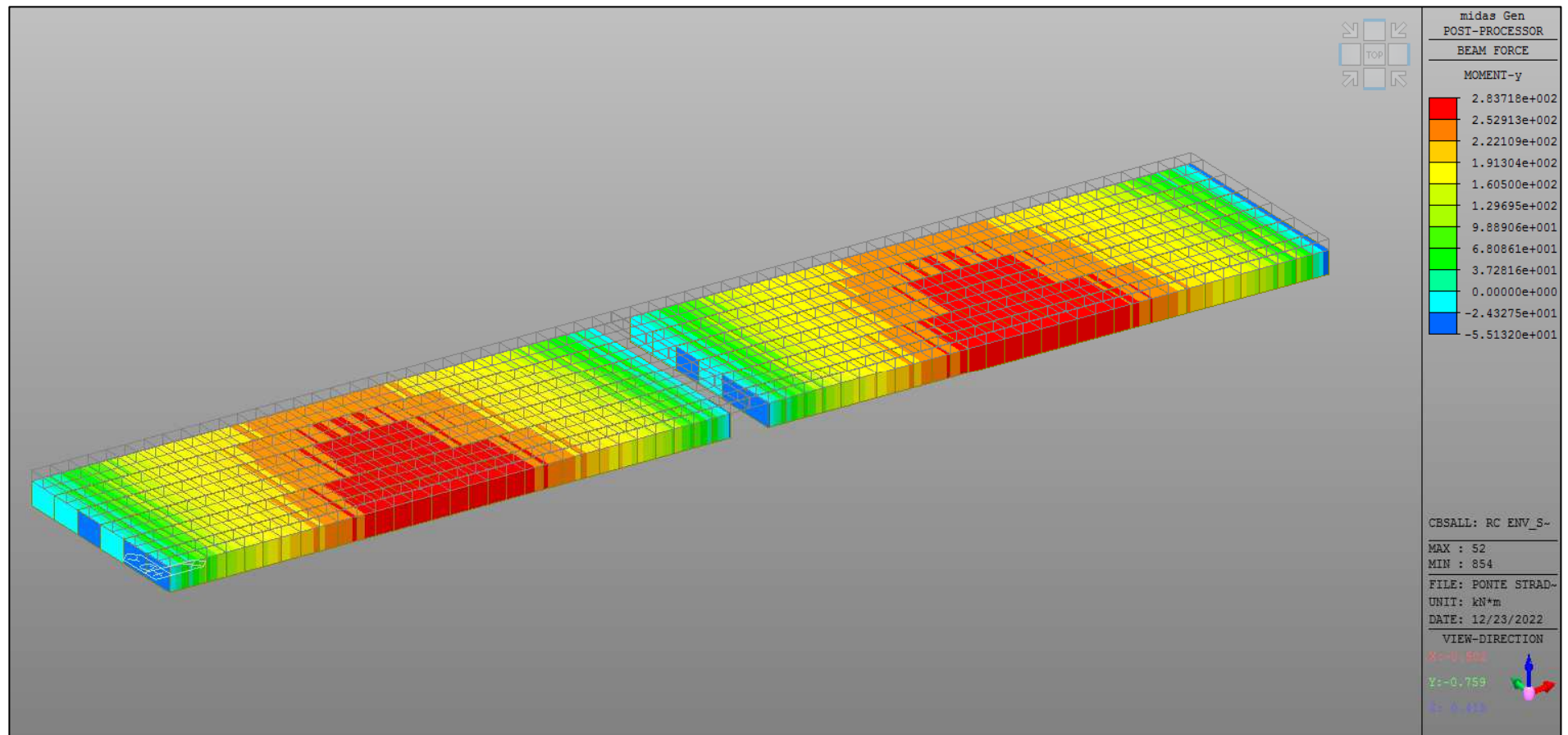




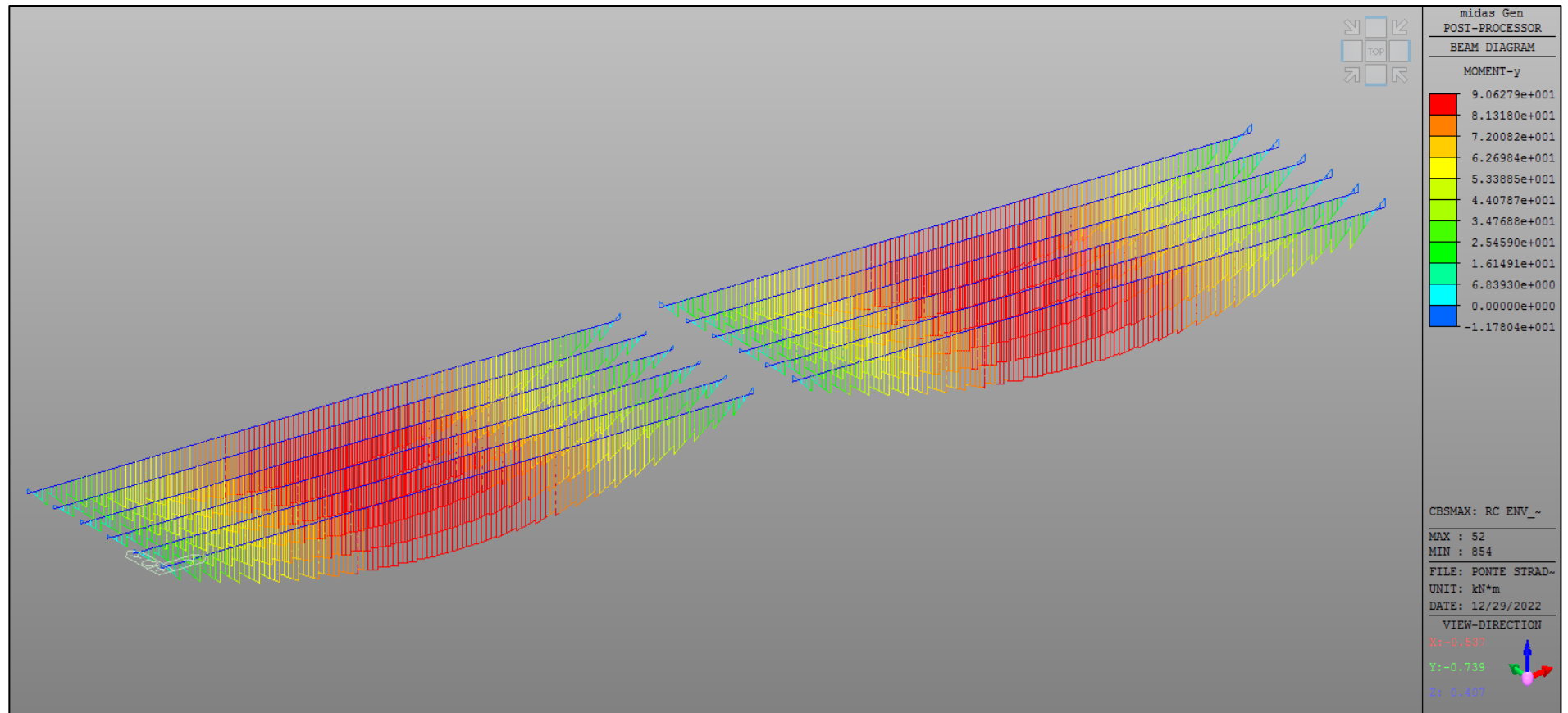


MOMENTO FLETTENTE A STATO LIMITE ULTIMO - IMPALCATO
(COMBINAZIONE FONDAMENTALE)

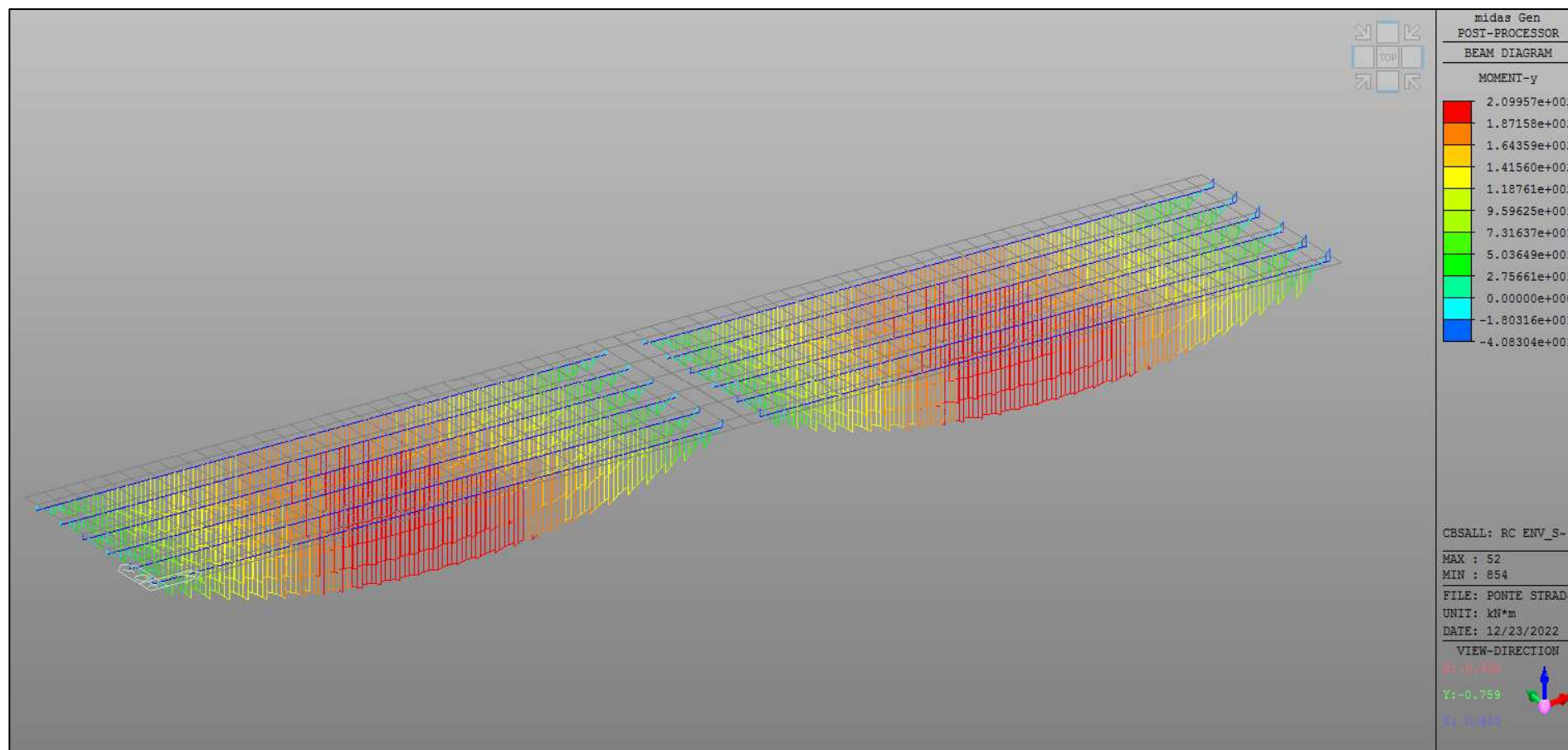


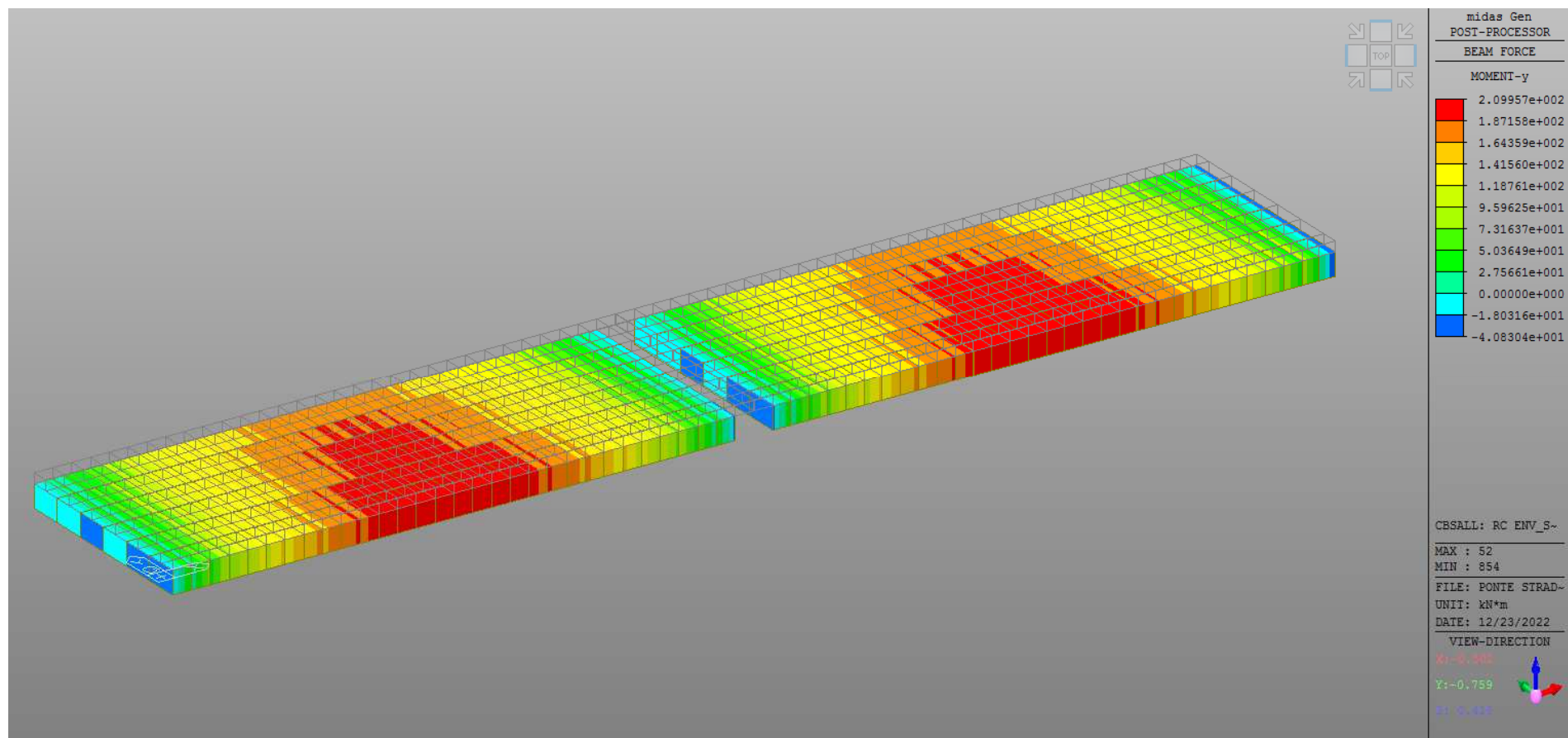


MOMENTO FLETTENTE A STATO LIMITE ULTIMO - IMPALCATO
(COMBINAZIONE SISMICA)

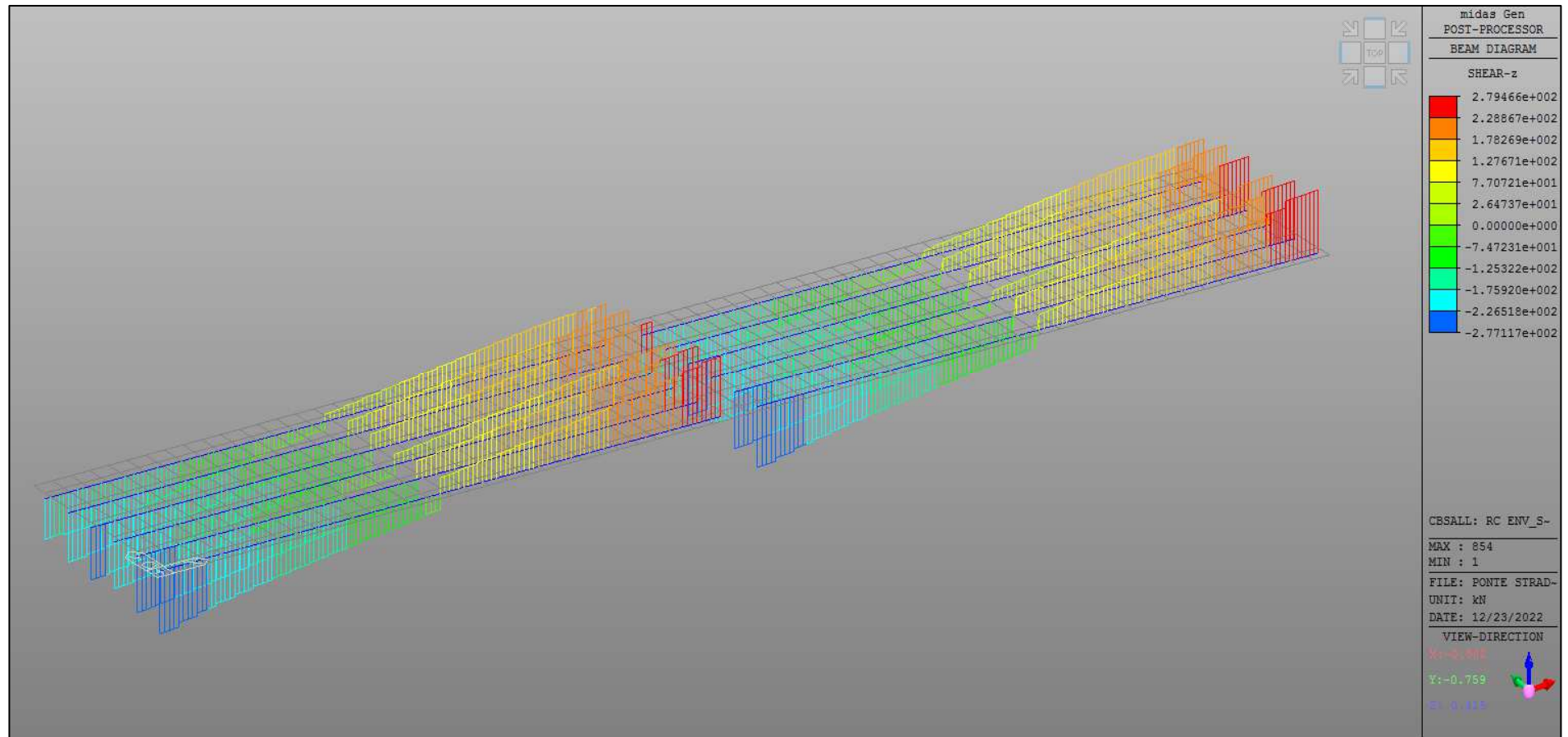


MOMENTO FLETTENTE A STATO LIMITE DI ESERCIZIO - IMPALCATO
(COMBINAZIONE CARATTERISTICA)

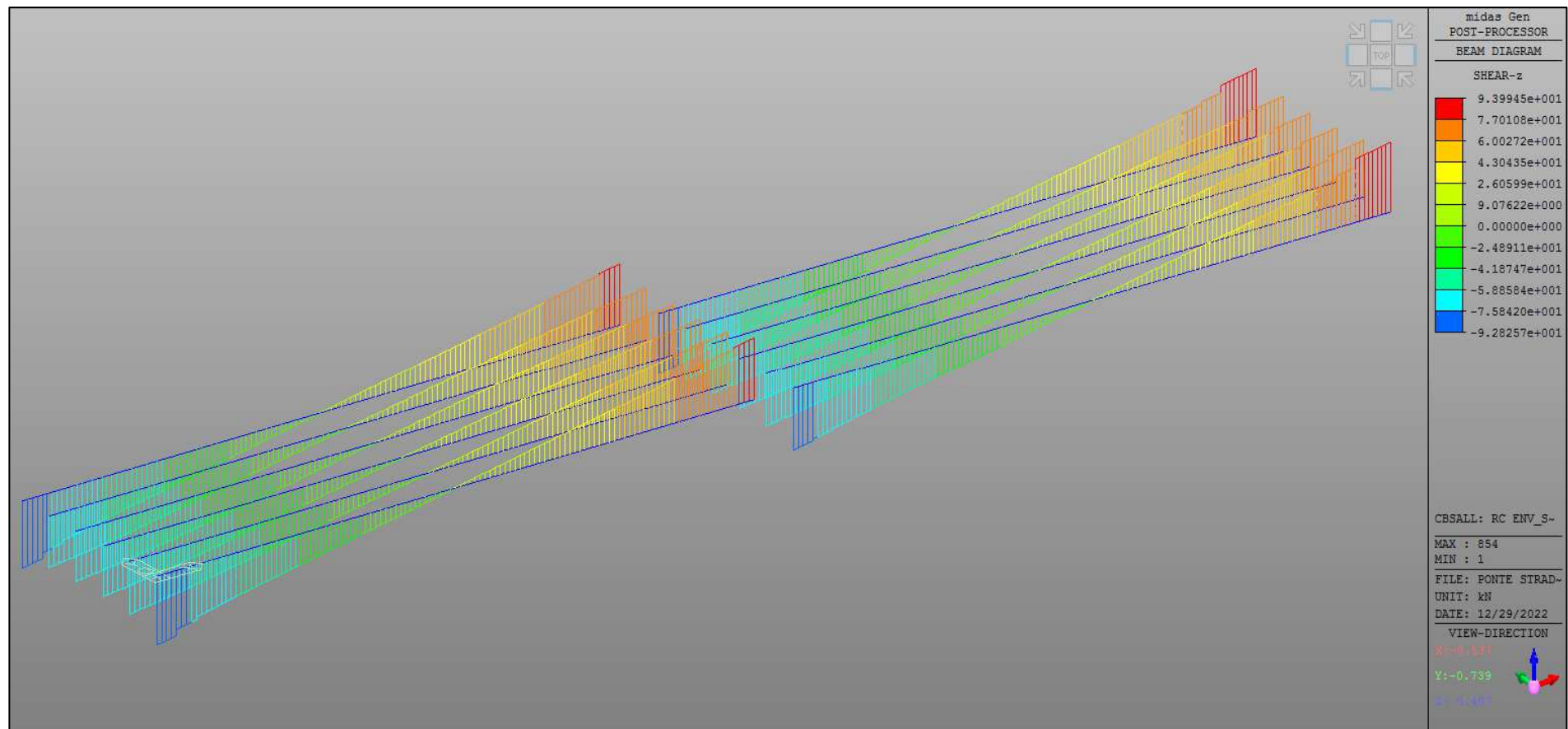




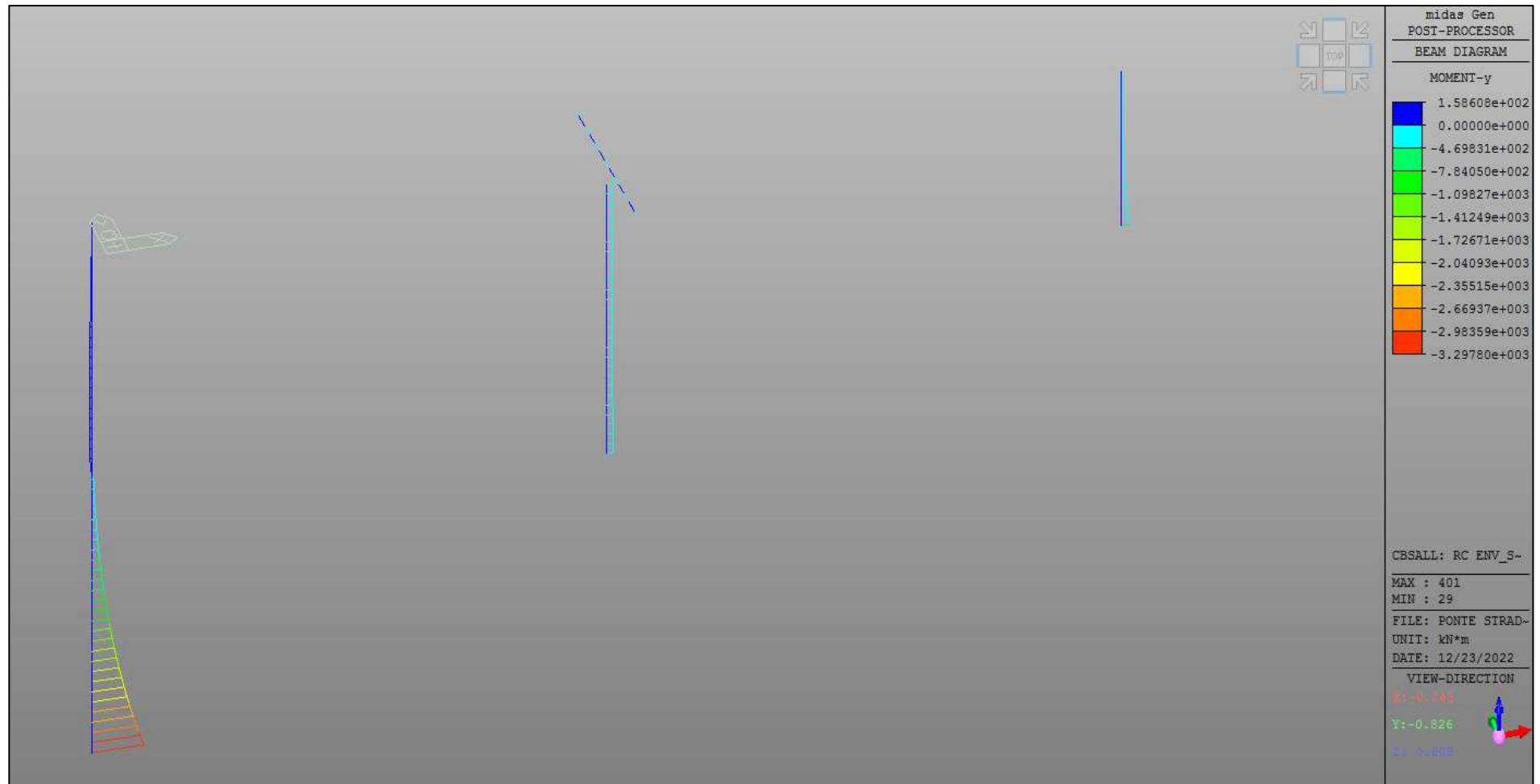
AZIONE DI TAGLIO A STATO LIMITE ULTIMO - IMPALCATO
(COMBINAZIONE FONDAMENTALE)



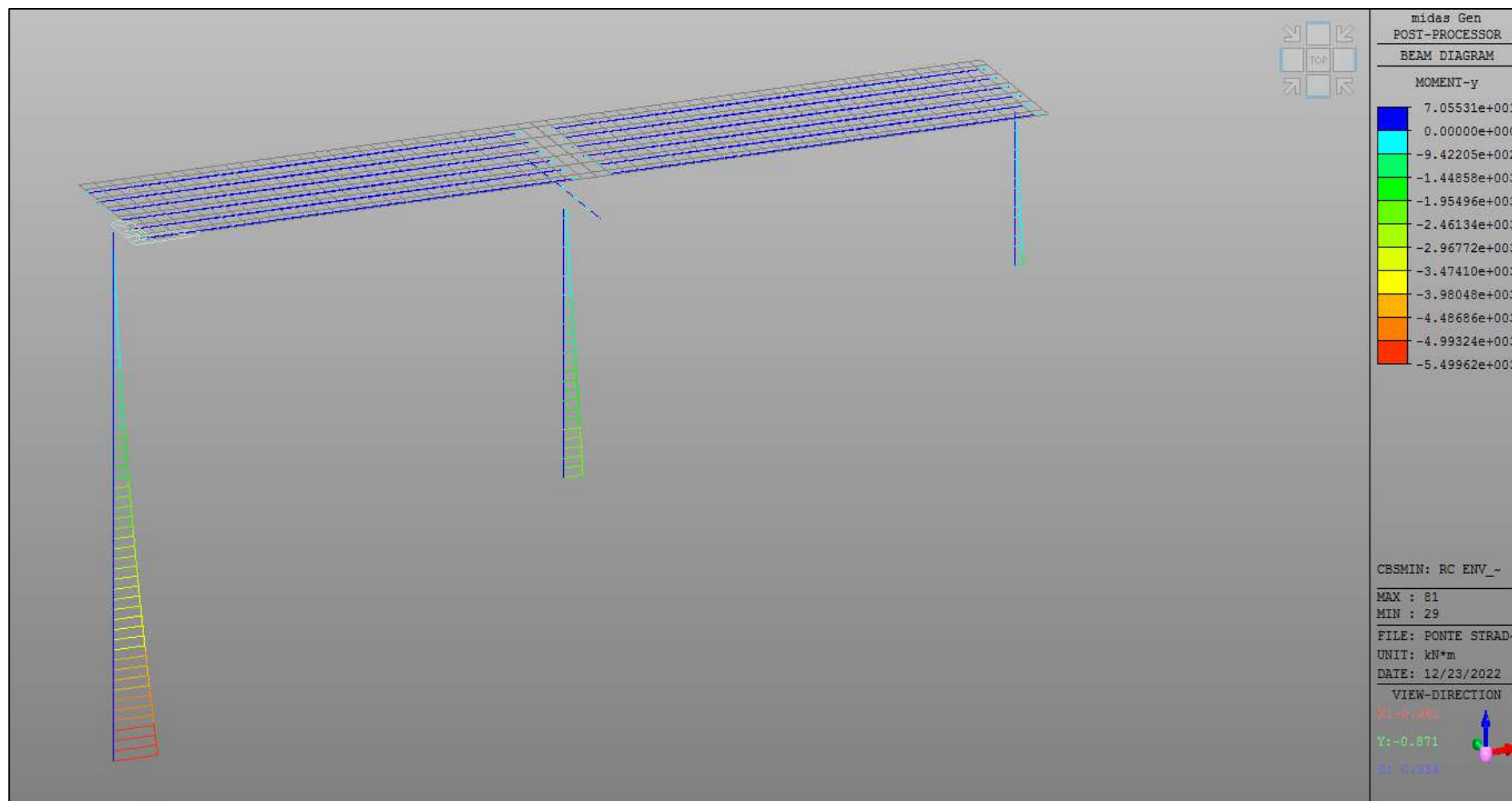
AZIONE DI TAGLIO A STATO LIMITE ULTIMO - IMPALCATO
(COMBINAZIONE SISMICA)



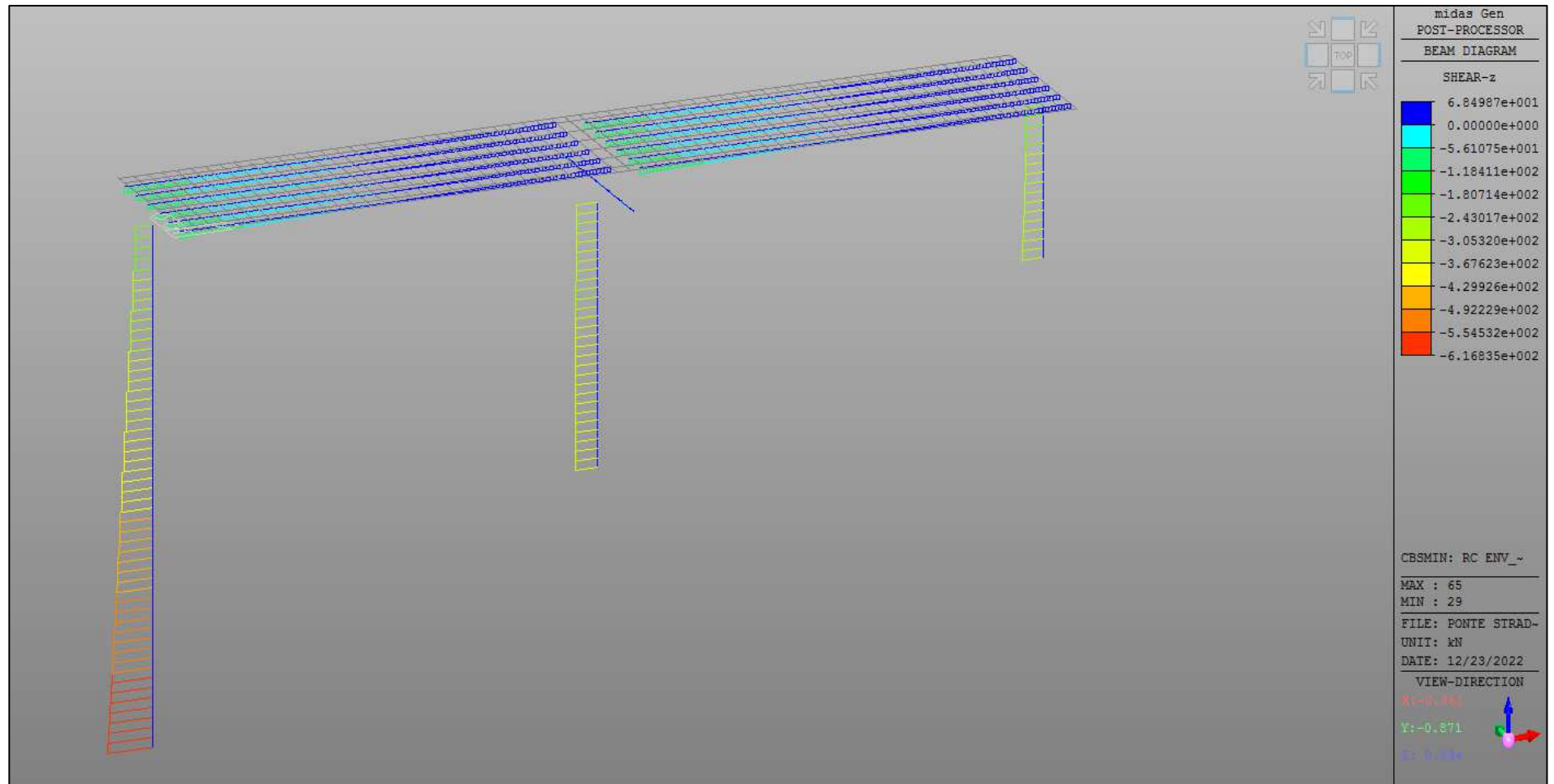
MOMENTO FLETTENTE A STATO LIMITE ULTIMO - ELEVAZIONI
(COMBINAZIONE FONDAMENTALE)



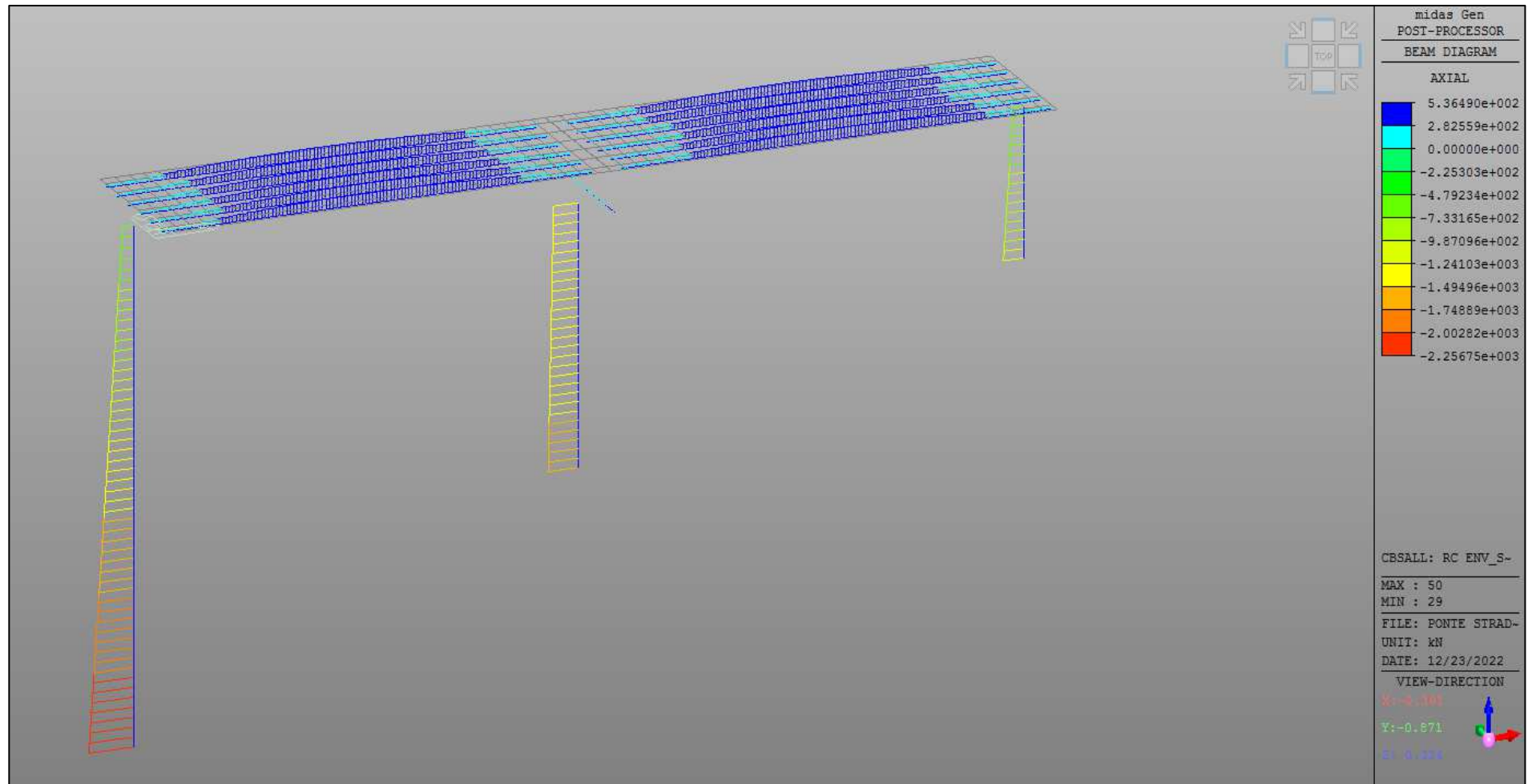
MOMENTO FLETTENTE A STATO LIMITE ULTIMO
(COMBINAZIONE SISMICA)



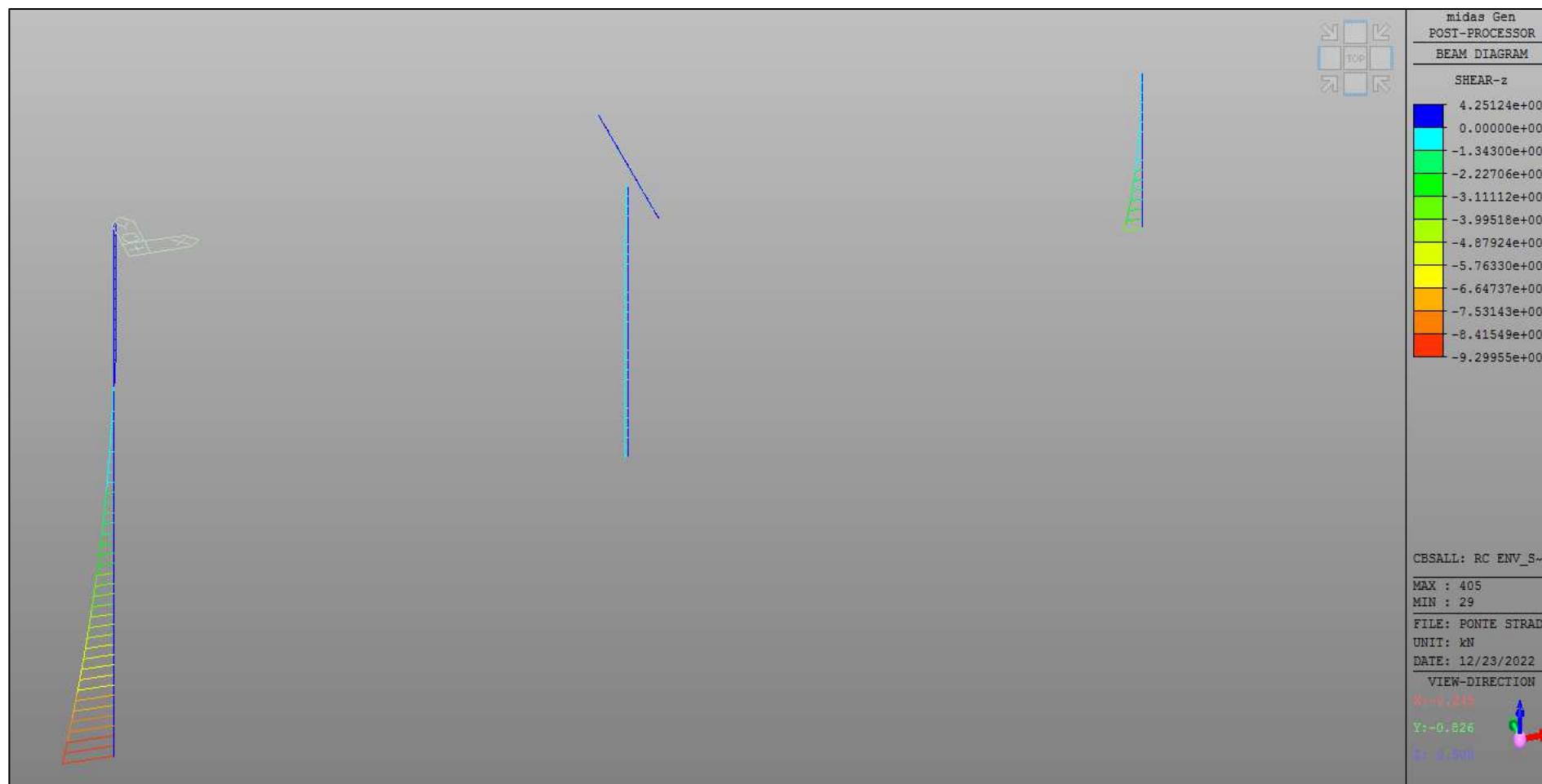
AZIONE DI TAGLIO A STATO LIMITE ULTIMO
(COMBINAZIONE SISMICA)



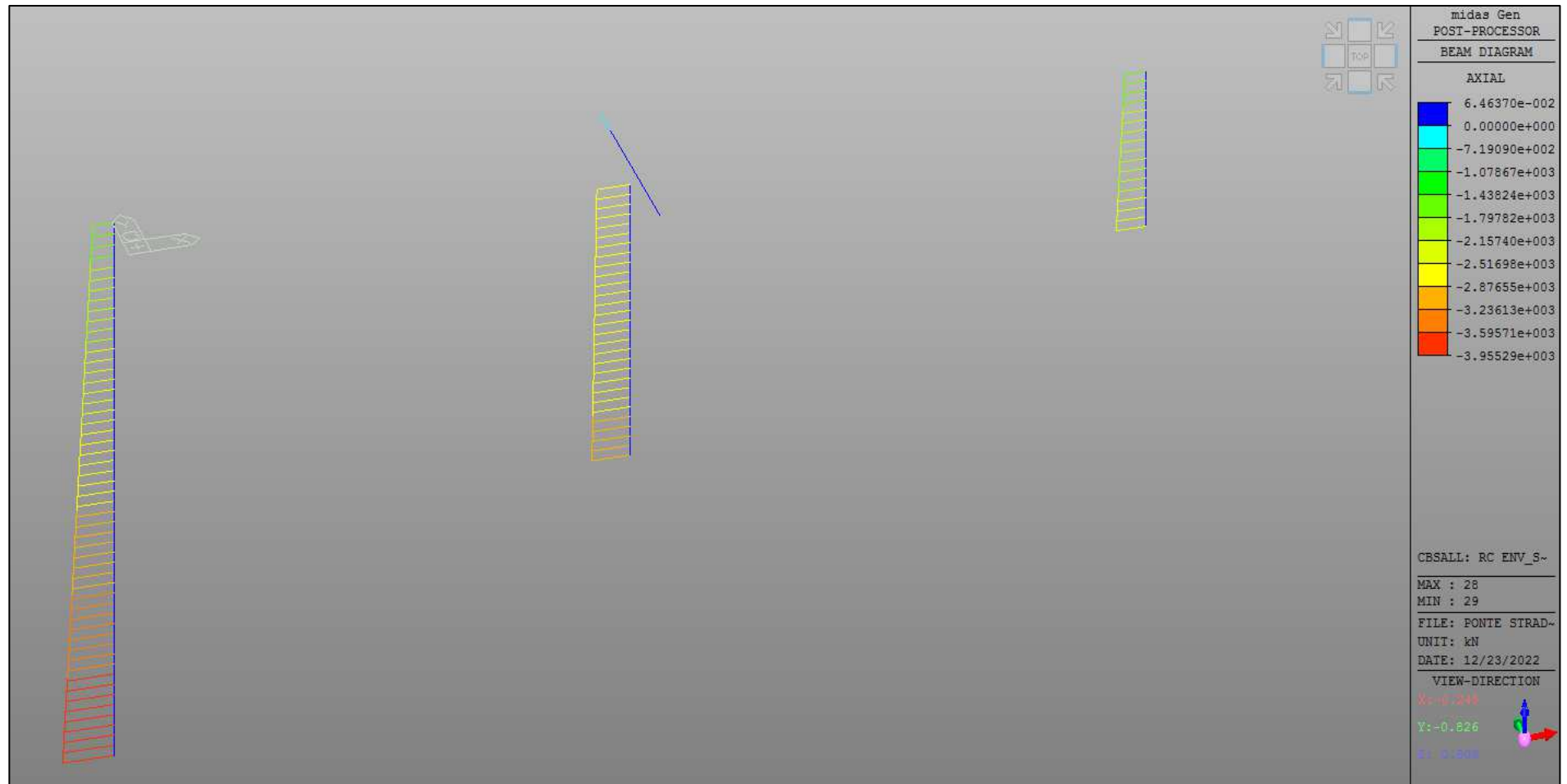
SFORZO NORMALE A STATO LIMITE ULTIMO
(COMBINAZIONE SISMICA)



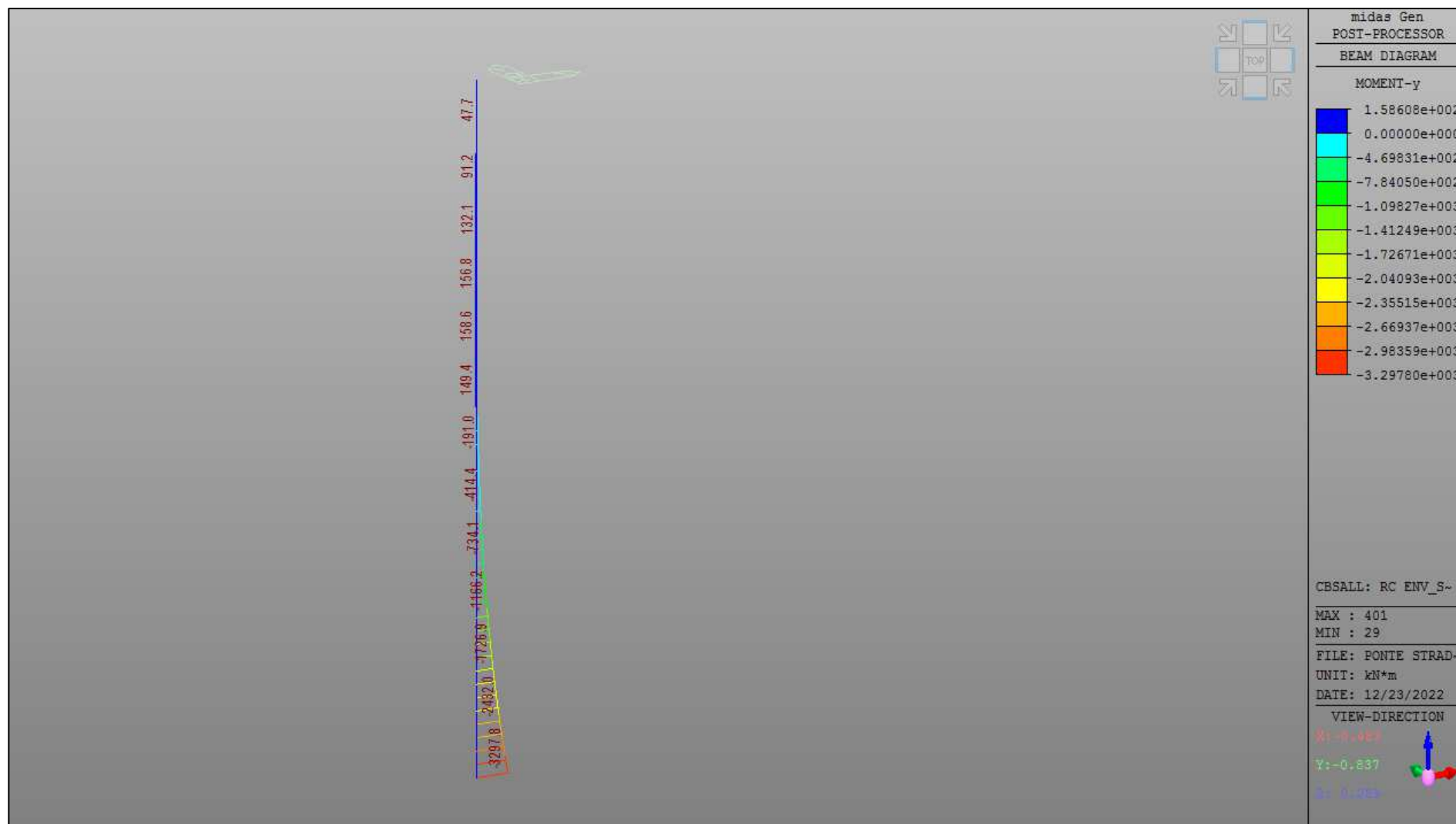
AZIONE DI TAGLIO A STATO LIMITE ULTIMO - ELEVAZIONI
(COMBINAZIONE FONDAMENTALE)



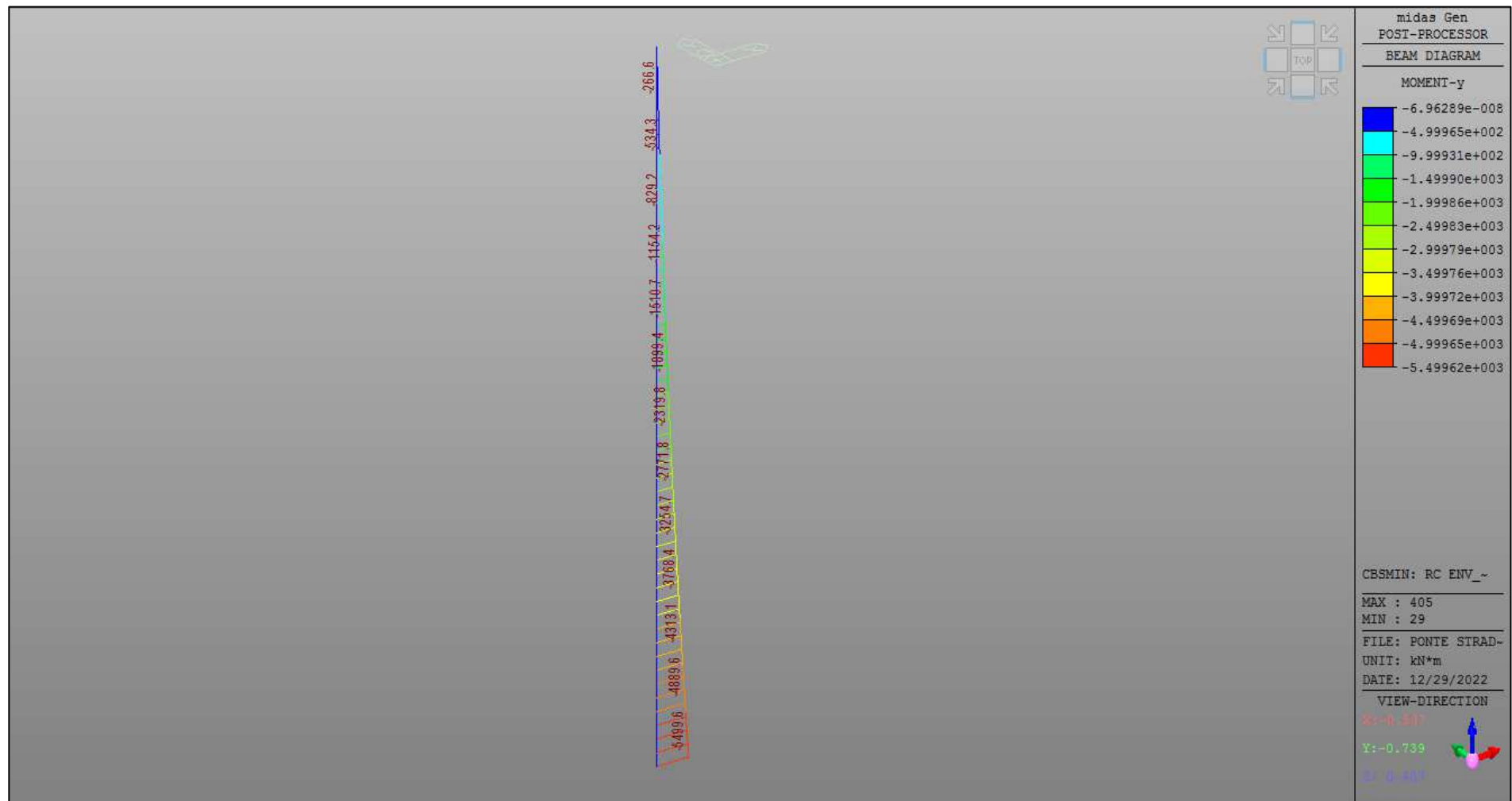
SFORZO NORMALE A STATO LIMITE ULTIMO - ELEVAZIONI
(COMBINAZIONE FONDAMENTALE)



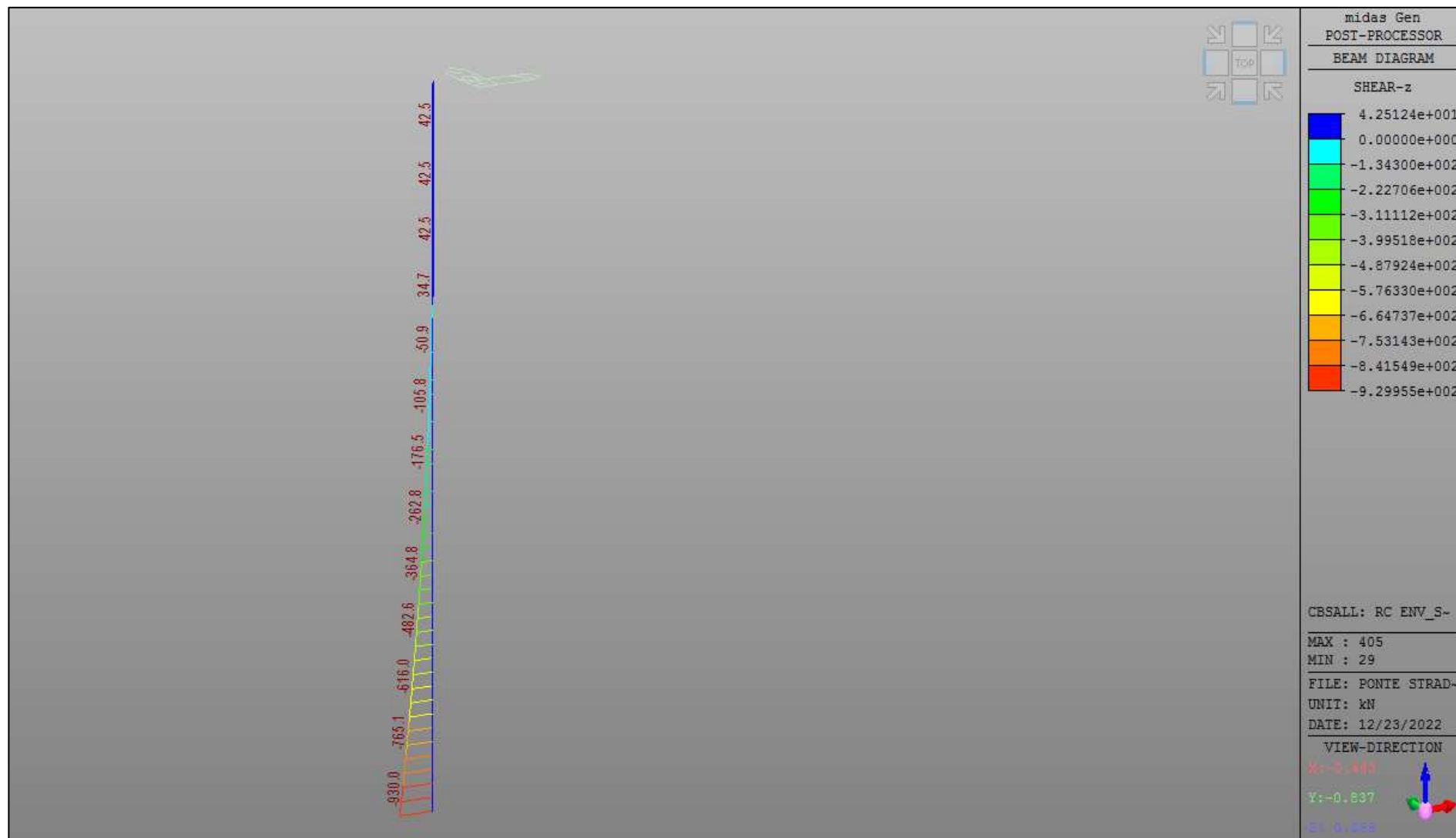
MOMENTO FLETTENTE A STATO LIMITE ULTIMO – DETTAGLIO SPALLA SINISTRA
(COMBINAZIONE FONDAMENTALE)



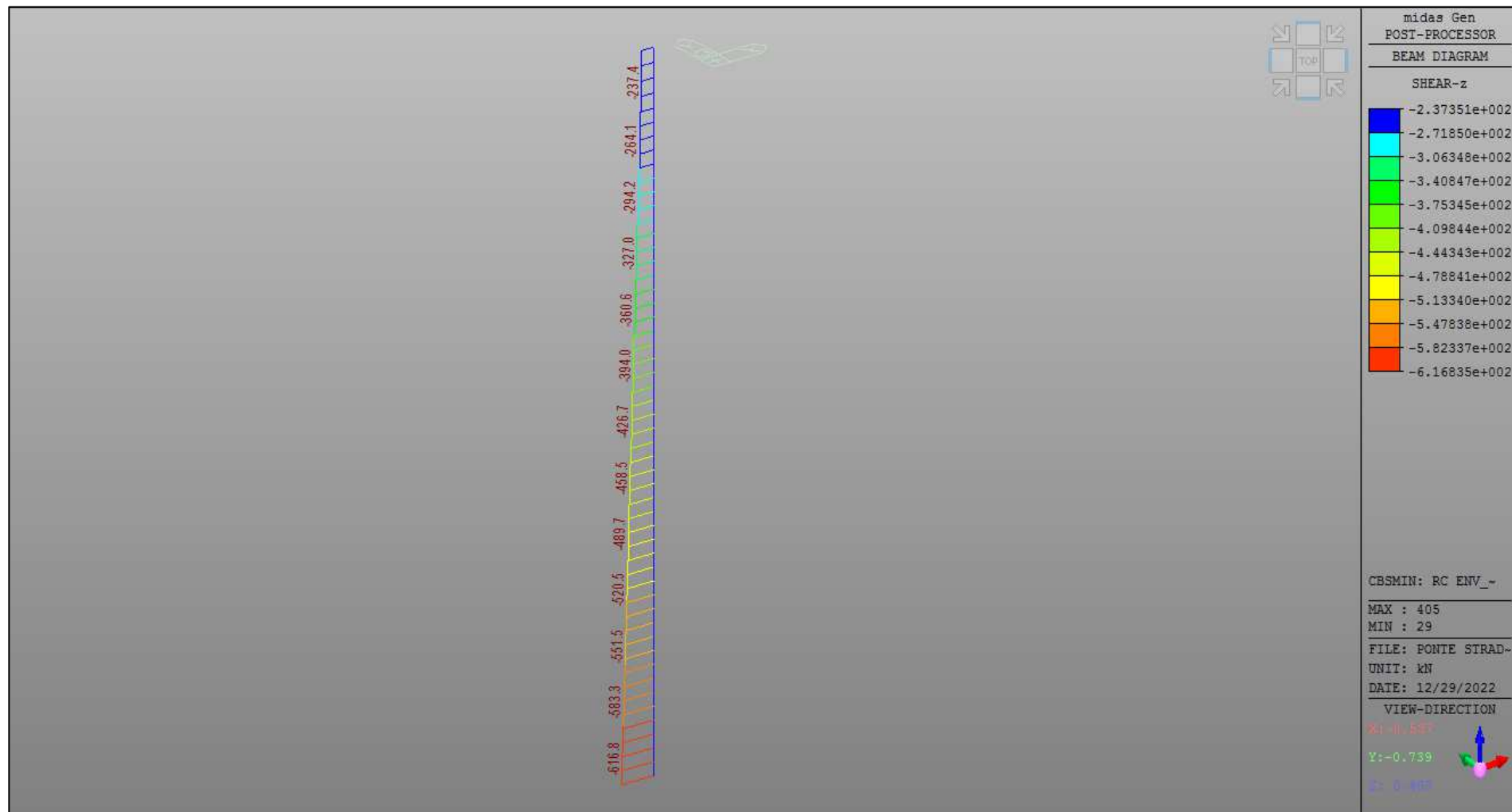
MOMENTO FLETTENTE A STATO LIMITE ULTIMO – DETTAGLIO SPALLA SINISTRA
(COMBINAZIONE SISMICA)



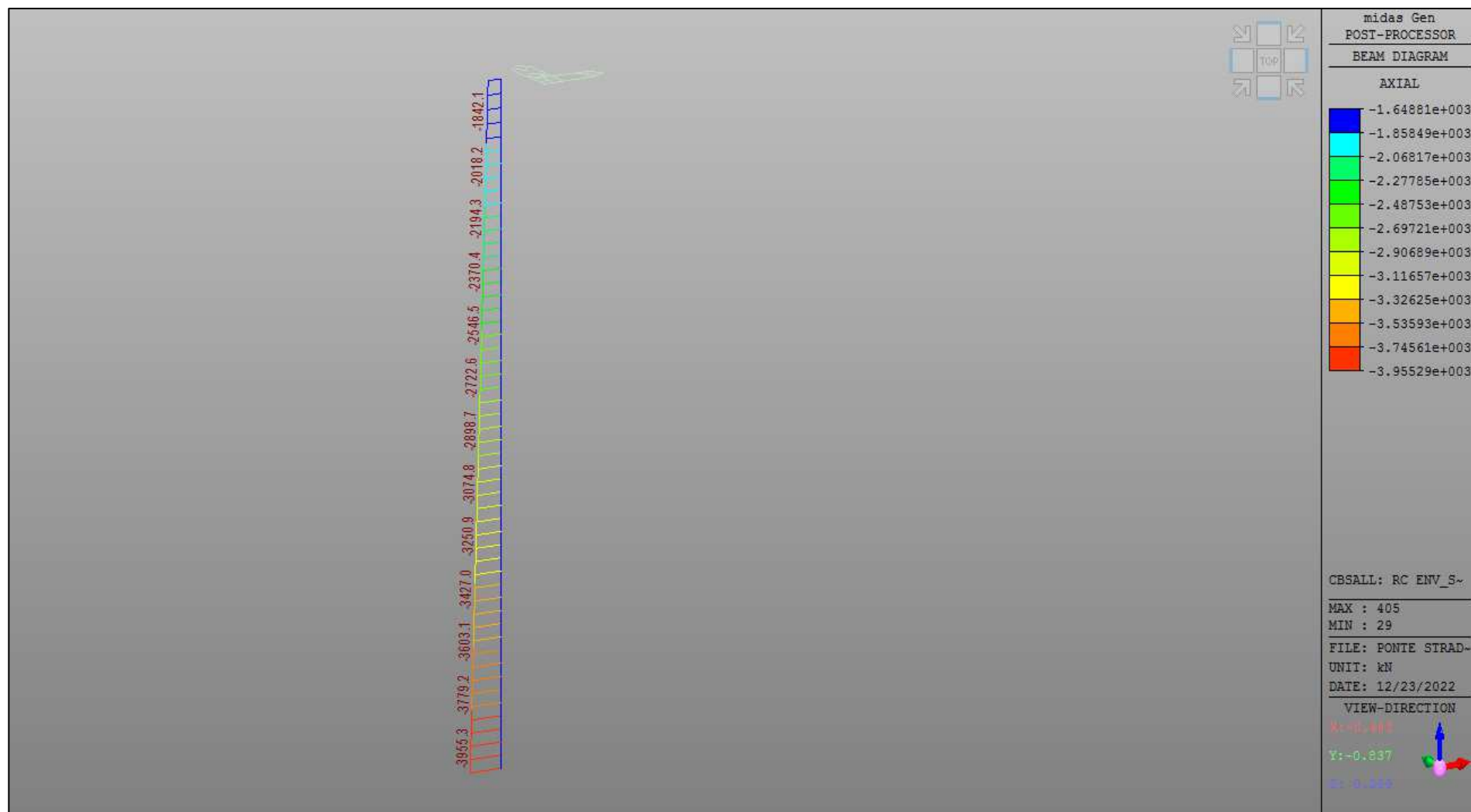
AZIONE DI TAGLIO A STATO LIMITE ULTIMO – DETTAGLIO SPALLA SINISTRA
(COMBINAZIONE FONDAMENTALE)



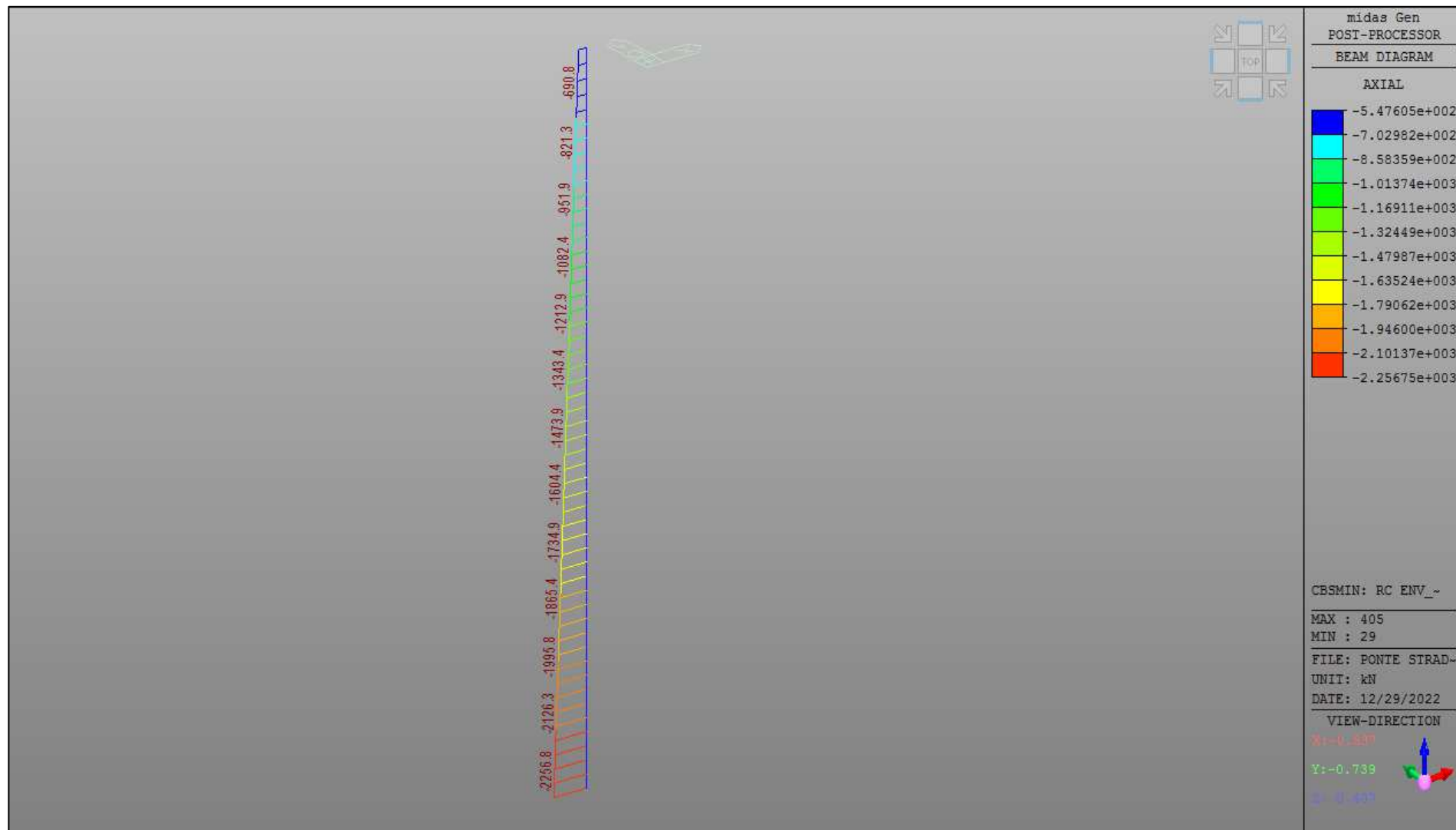
AZIONE DI TAGLIO A STATO LIMITE ULTIMO – DETTAGLIO SPALLA SINISTRA
(COMBINAZIONE SISMICA)



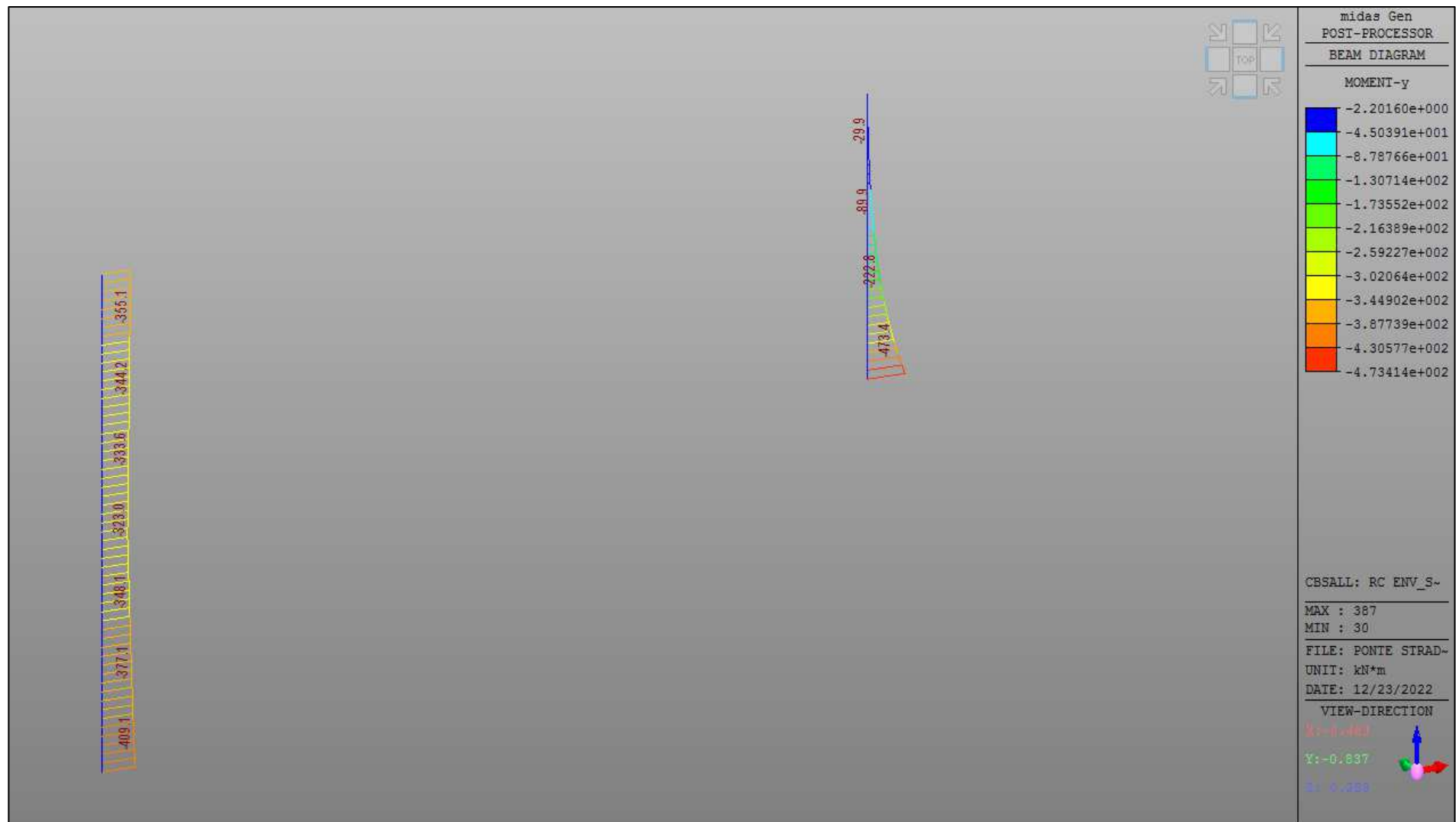
SFORZO NORMALE A STATO LIMITE ULTIMO – DETTAGLIO SPALLA SINISTRA
(COMBINAZIONE FONDAMENTALE)



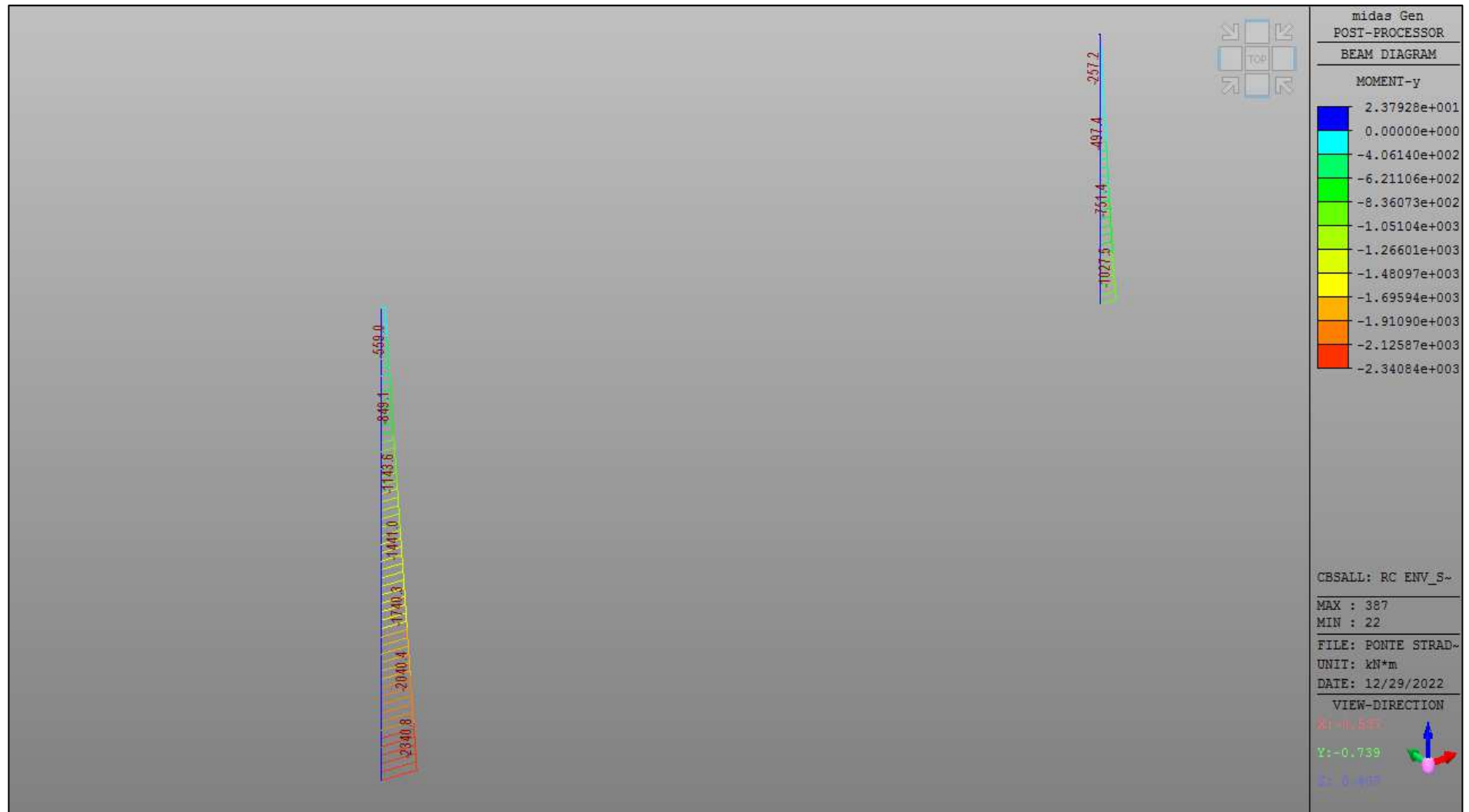
SFORZO NORMALE A STATO LIMITE ULTIMO – DETTAGLIO SPALLA SINISTRA
(COMBINAZIONE SISMICA)



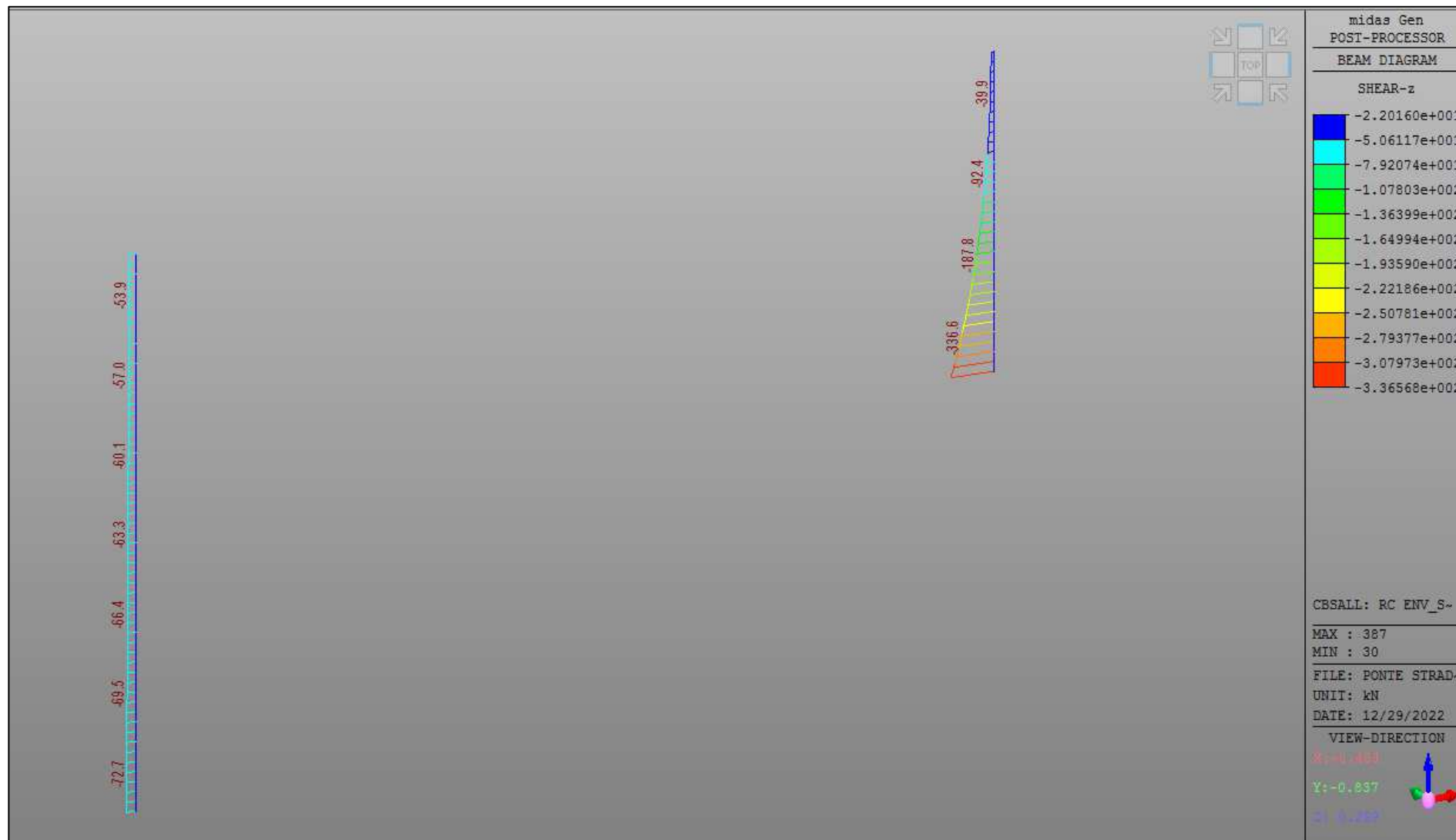
MOMENTO FLETTENTE A STATO LIMITE ULTIMO – DETTAGLIO PILA CENTRALE E SPALLA DESTRA
(COMBINAZIONE FONDAMENTALE)



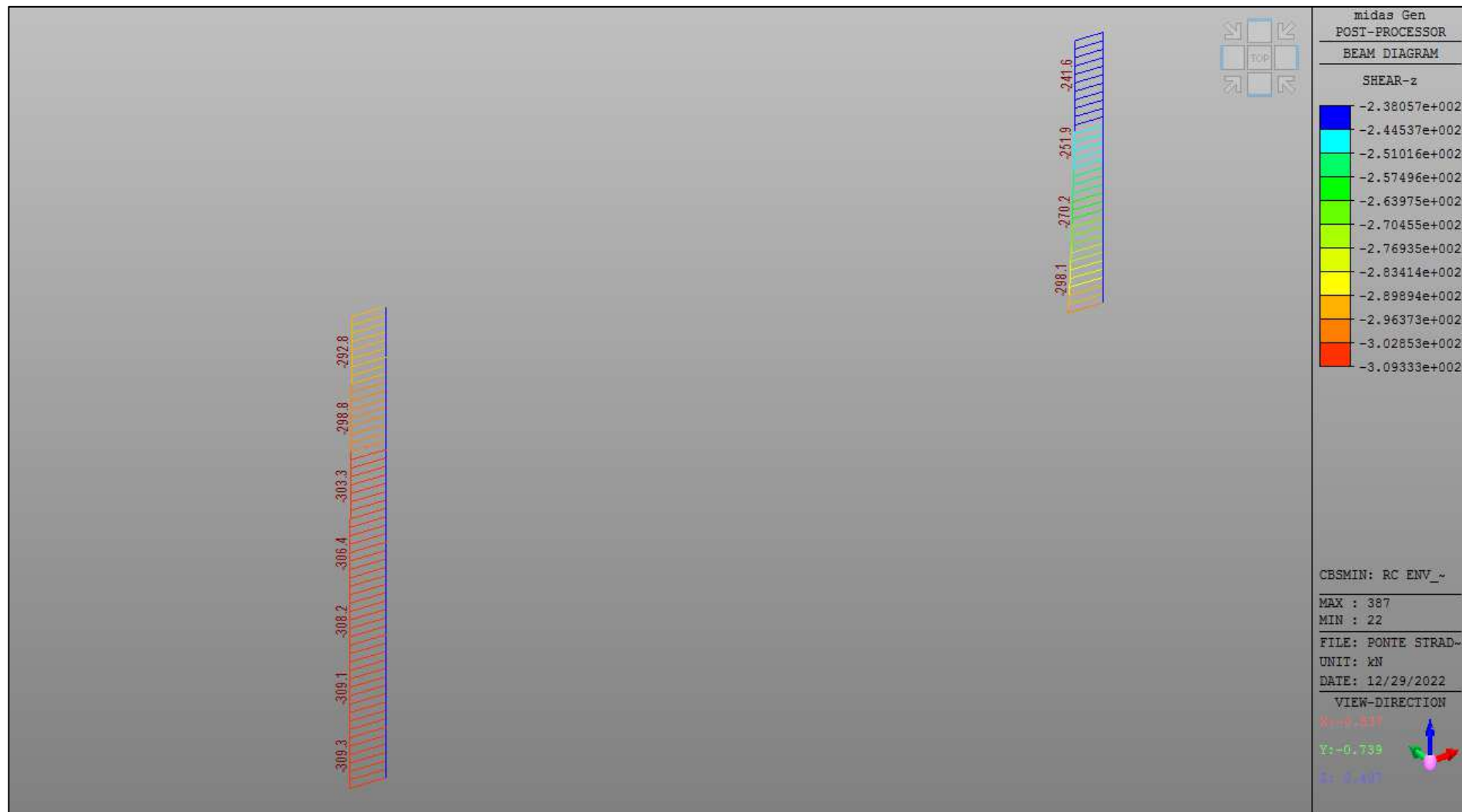
MOMENTO FLETTENTE A STATO LIMITE ULTIMO – DETTAGLIO PILA CENTRALE E SPALLA DESTRA
(COMBINAZIONE SISMICA)



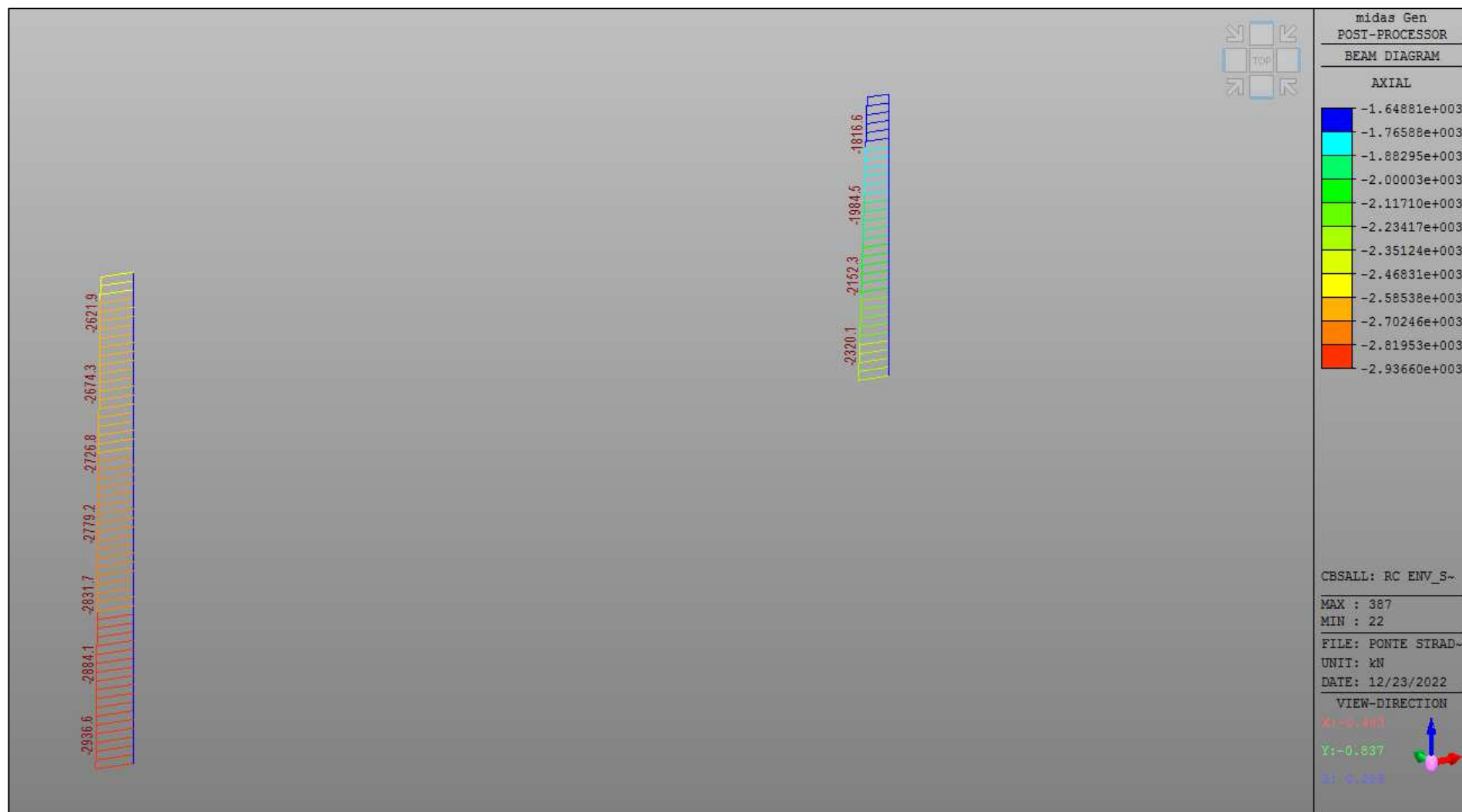
AZIONE DI TAGLIO A STATO LIMITE ULTIMO – DETTAGLIO PILA CENTRALE E SPALLA DESTRA
(COMBINAZIONE FONDAMENTALE)



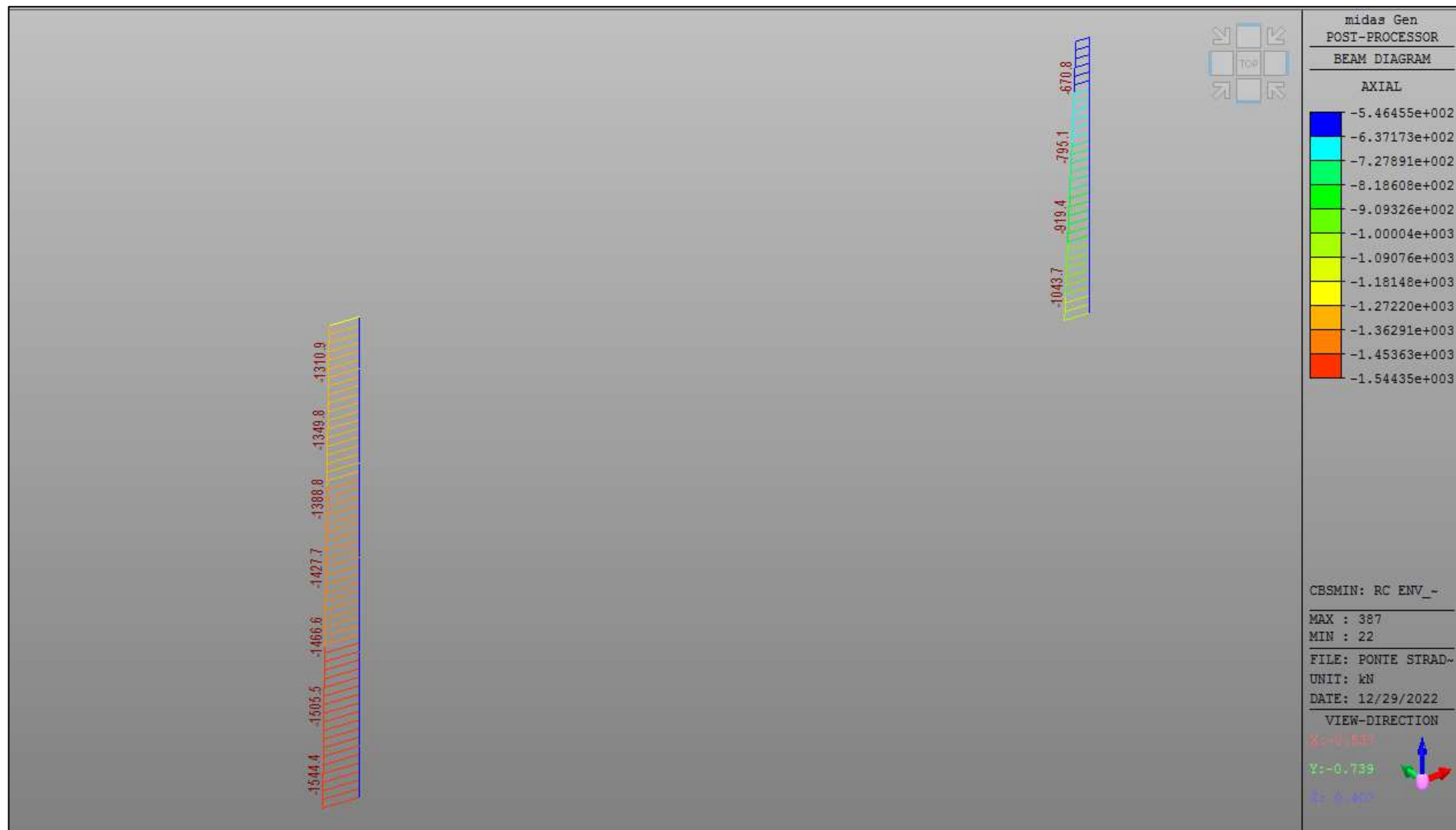
AZIONE DI TAGLIO A STATO LIMITE ULTIMO – DETTAGLIO PILA CENTRALE E SPALLA DESTRA
(COMBINAZIONE SISMICA)



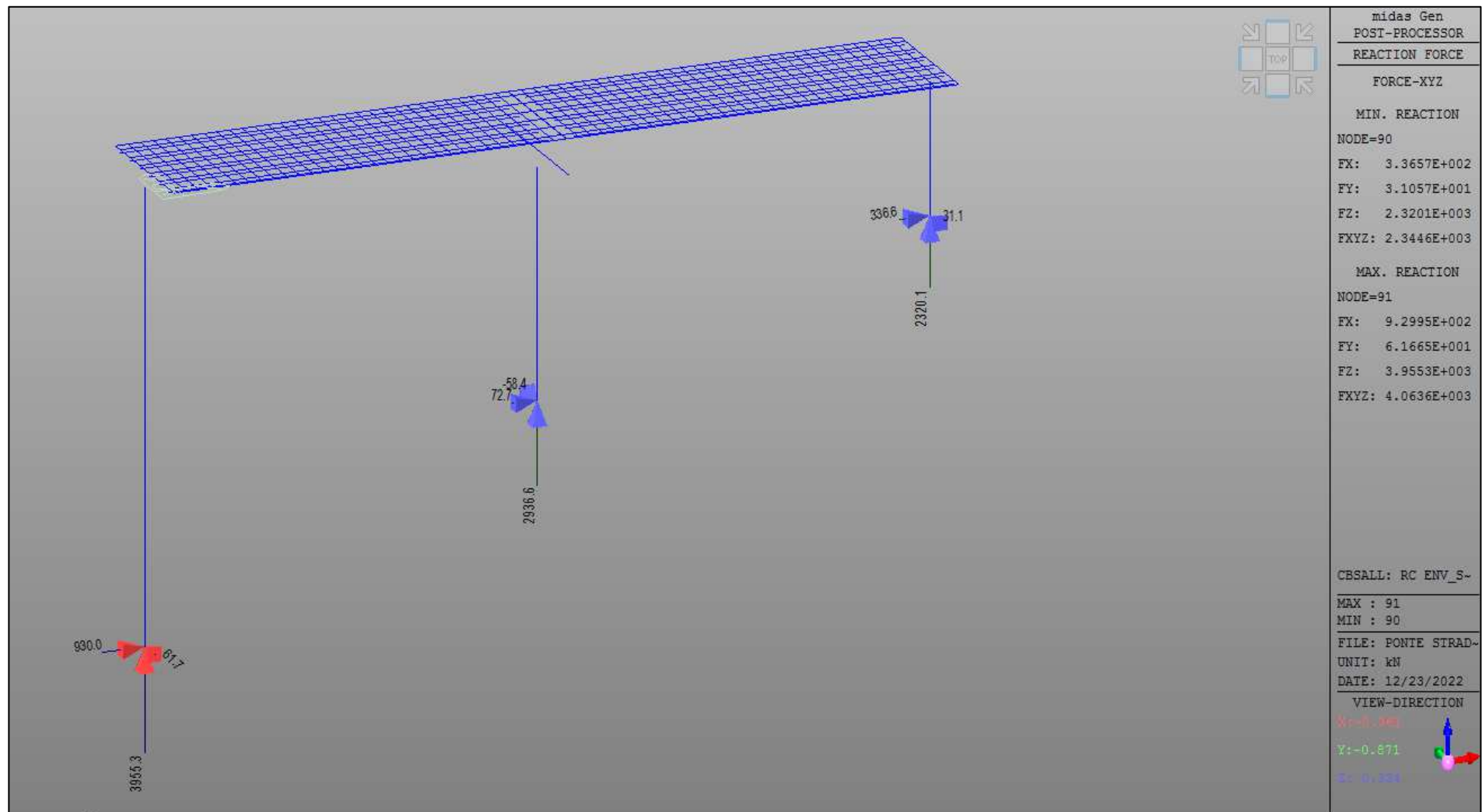
SFORZO NORMALE A STATO LIMITE ULTIMO – DETTAGLIO PILA CENTRALE E SPALLA DESTRA
(COMBINAZIONE FONDAMENTALE)



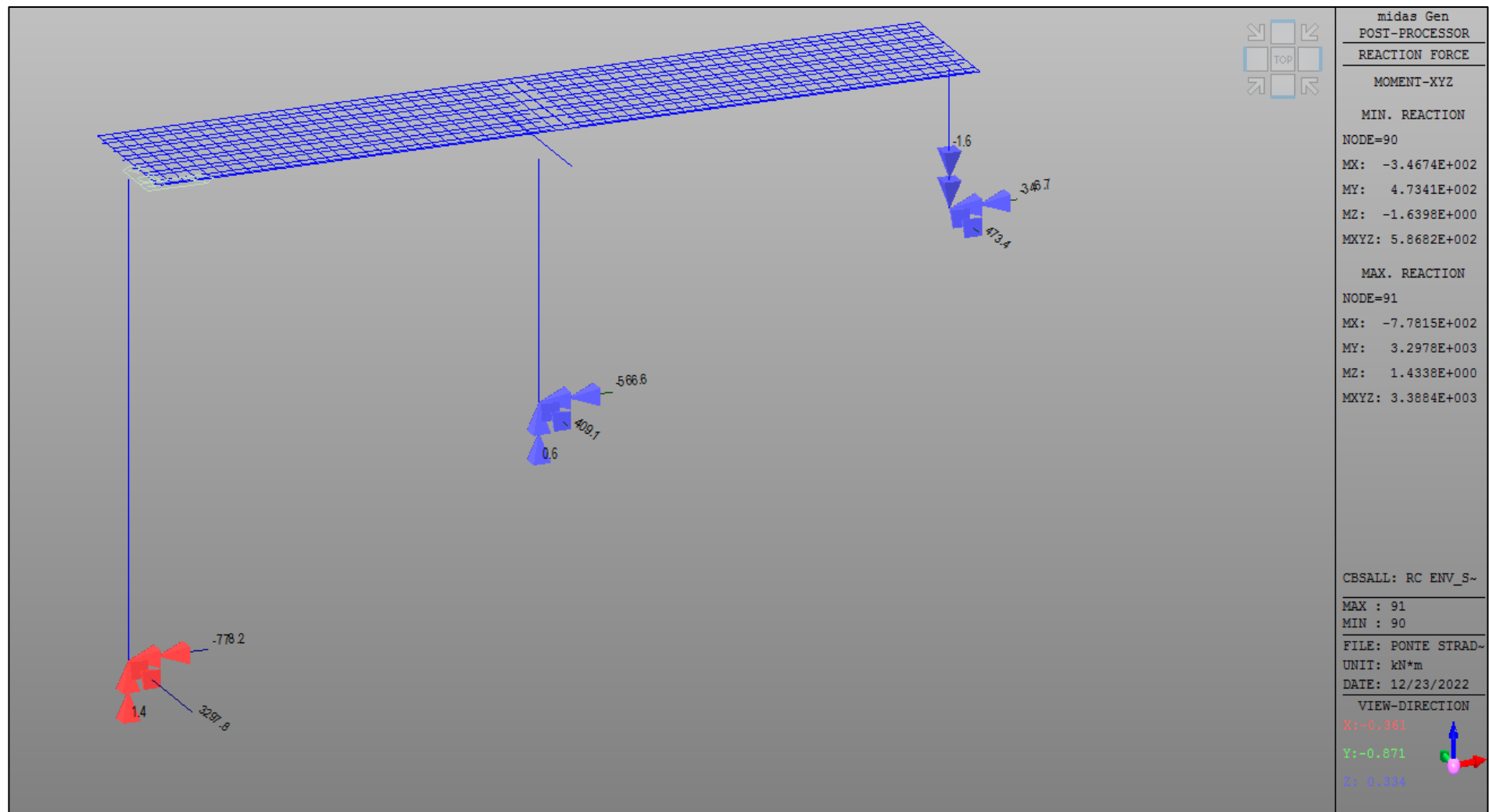
SFORZO NORMALE A STATO LIMITE ULTIMO – DETTAGLIO PILA CENTRALE E SPALLA DESTRA
(COMBINAZIONE SISMICA)



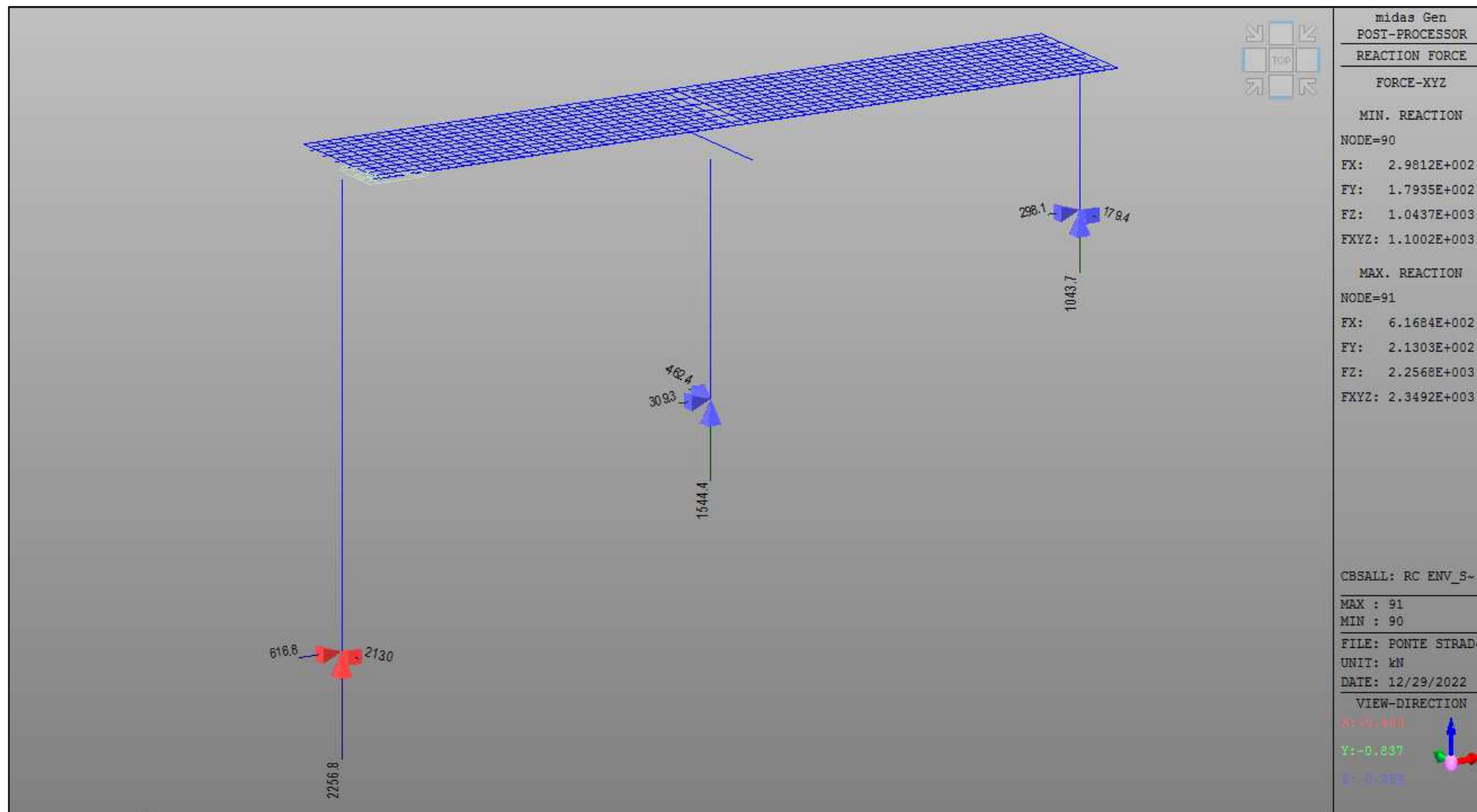
REAZIONI VINCOLARI IN FONDAZIONE A STATO LIMITE ULTIMO – Fx – Fy - Fz
(COMBINAZIONE FONDAMENTALE)



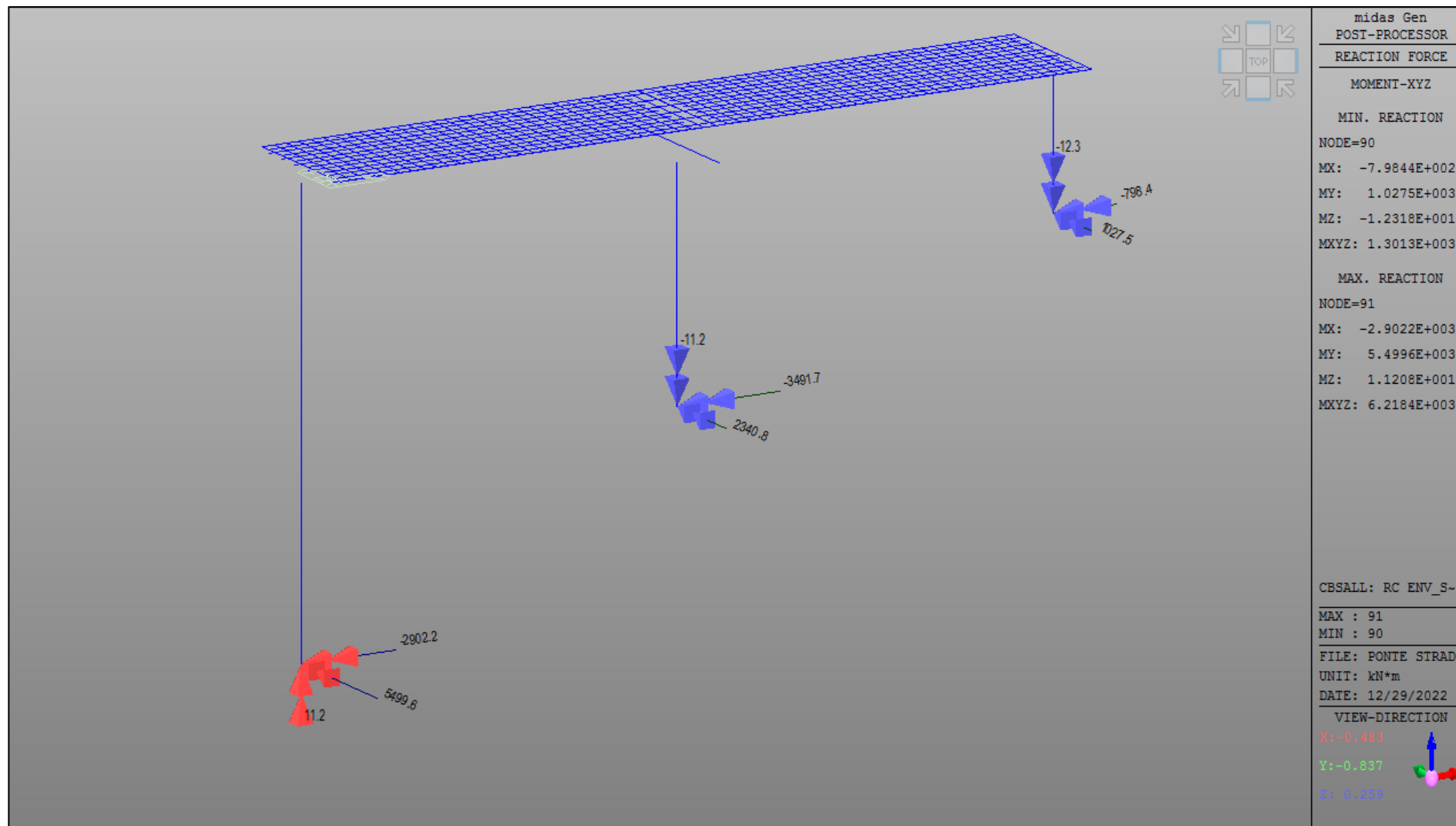
REAZIONI VINCOLARI IN FONDAZIONE A STATO LIMITE ULTIMO – M_x – M_y - M_z
(COMBINAZIONE FONDAMENTALE)



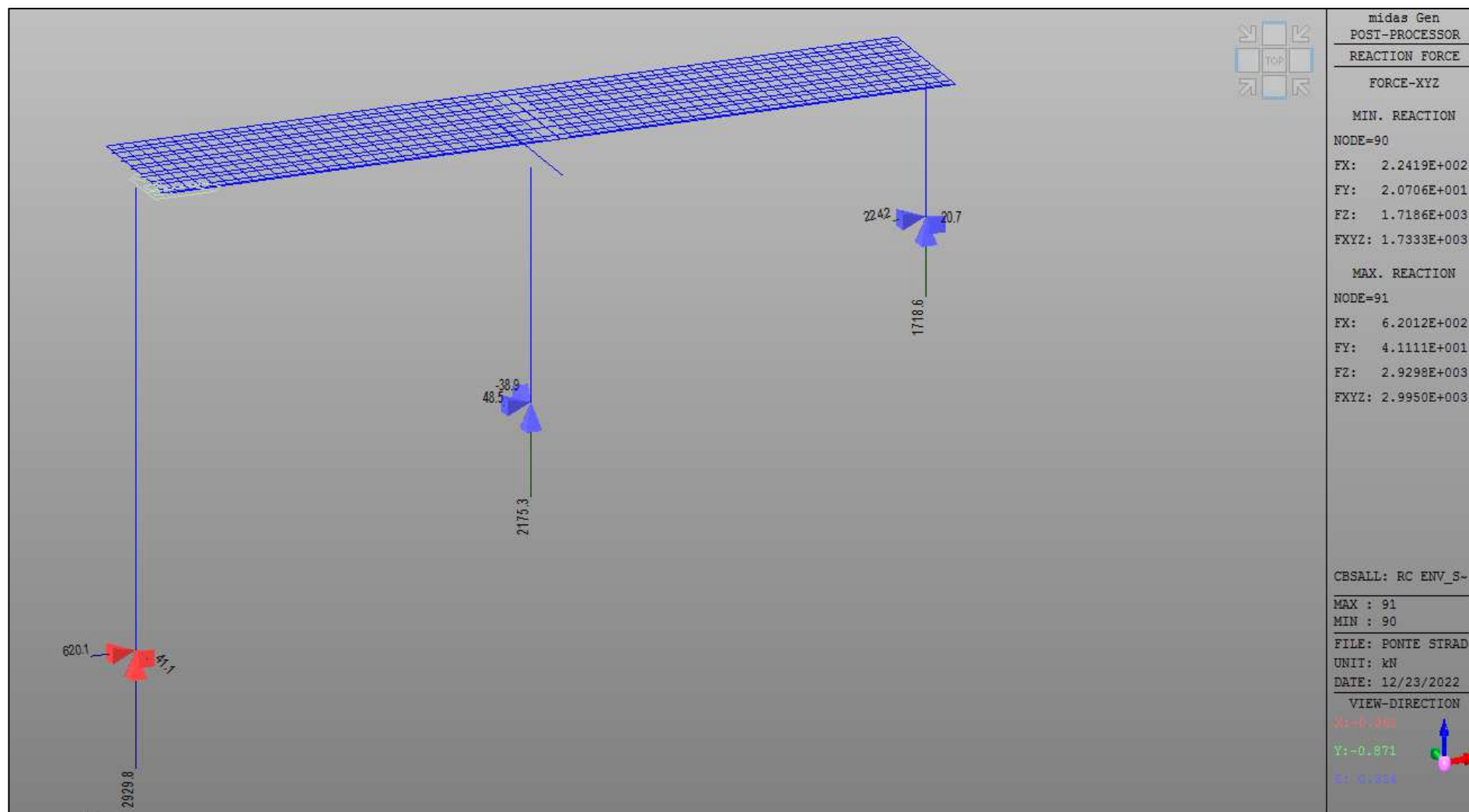
REAZIONI VINCOLARI IN FONDAZIONE A STATO LIMITE ULTIMO – Fx – Fy - Fz
(COMBINAZIONE SISMICA)



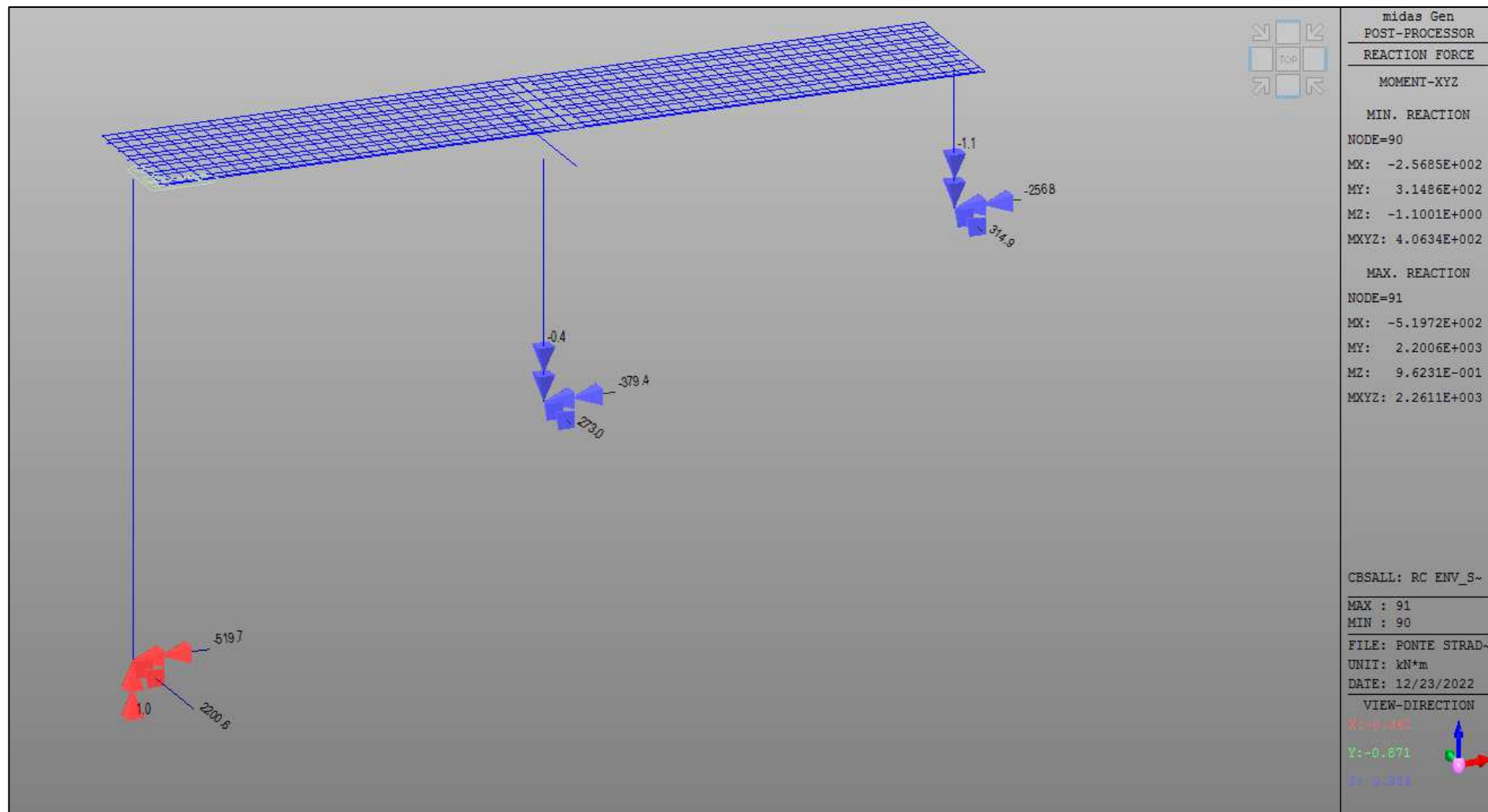
REAZIONI VINCOLARI IN FONDAZIONE A STATO LIMITE ULTIMO – $M_x - M_y - M_z$
(COMBINAZIONE SISMICA)



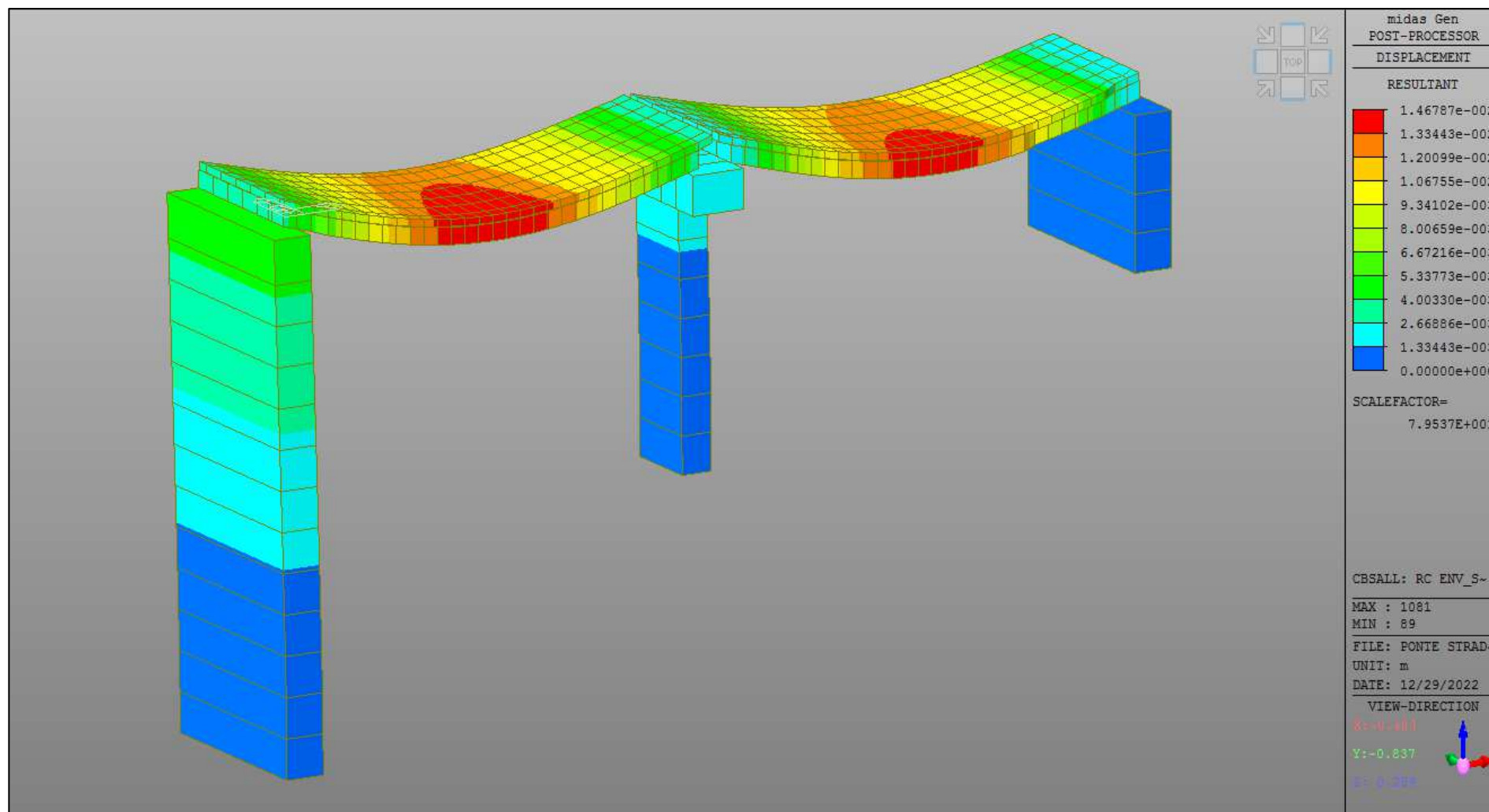
REAZIONI VINCOLARI IN FONDAZIONE A STATO LIMITE DI ESERCIZIO – Fx – Fy - Fz
(COMBINAZIONE CARATTERISTICA)

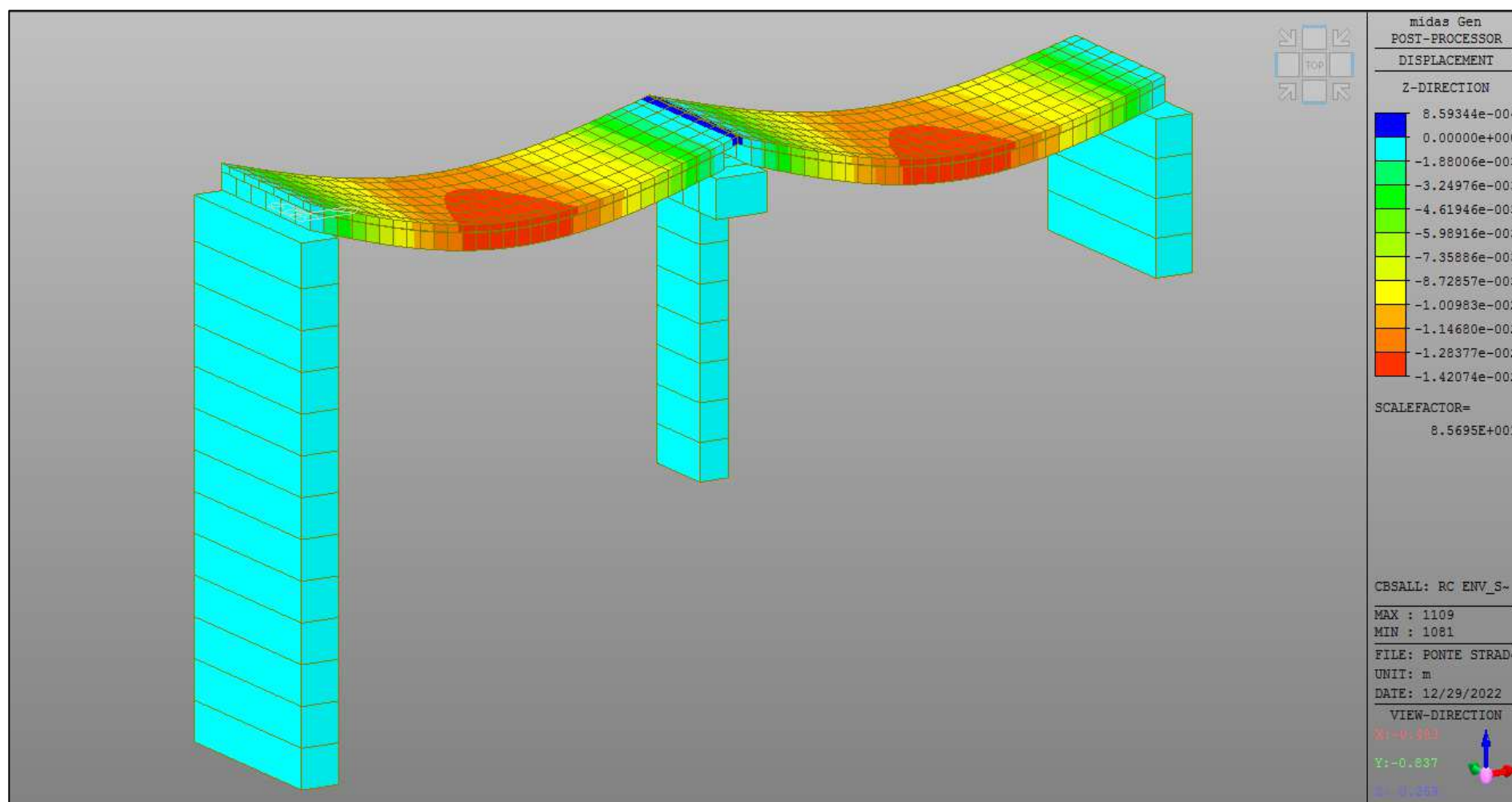


REAZIONI VINCOLARI IN FONDAZIONE A STATO LIMITE DI ESERCIZIO – M_x – M_y - M_z
(COMBINAZIONE CARATTERISTICA)



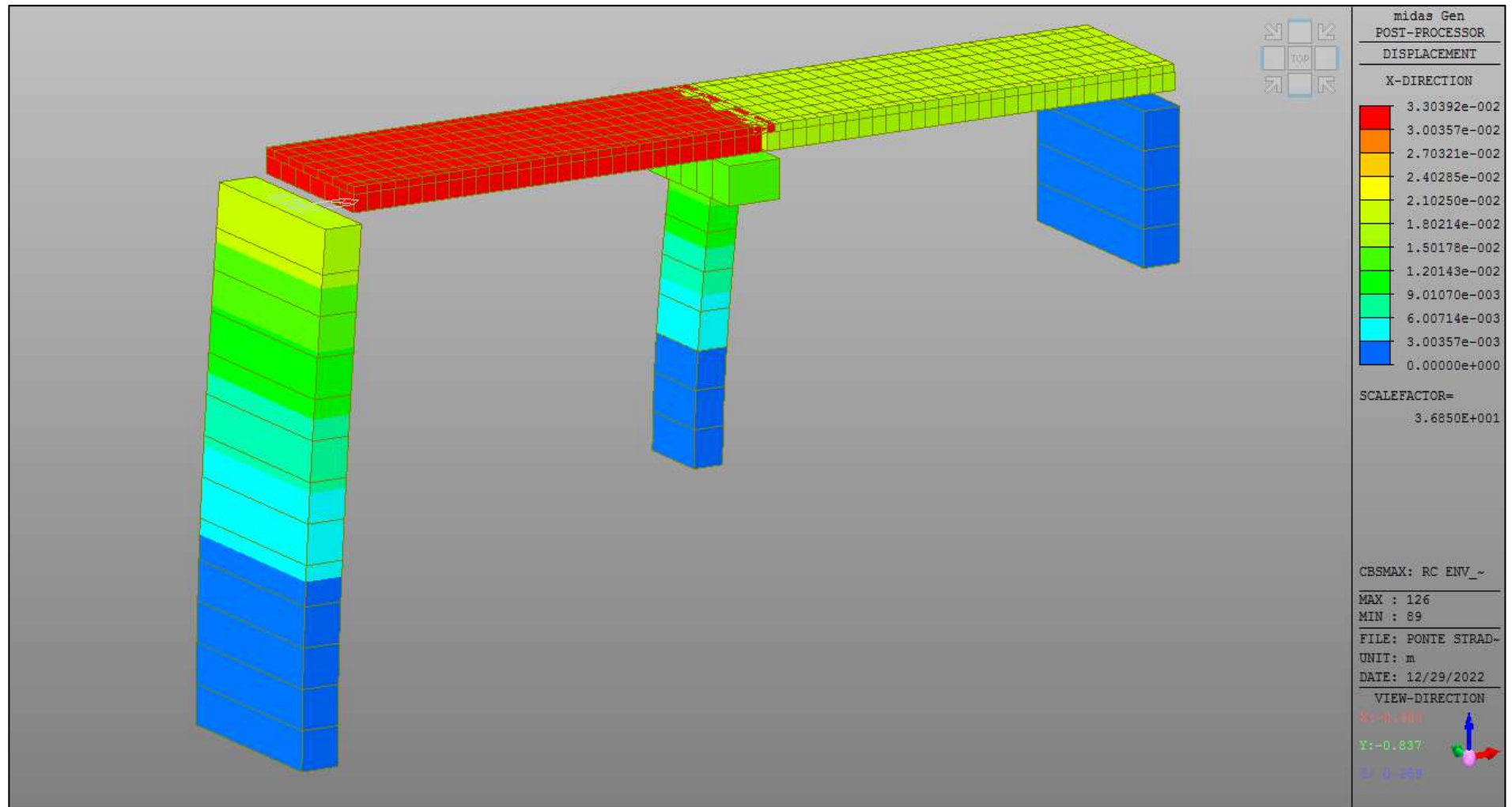
DEFORMATA A STATO LIMITE DI ESERCIZIO
(COMBINAZIONE CARATTERISTICA)

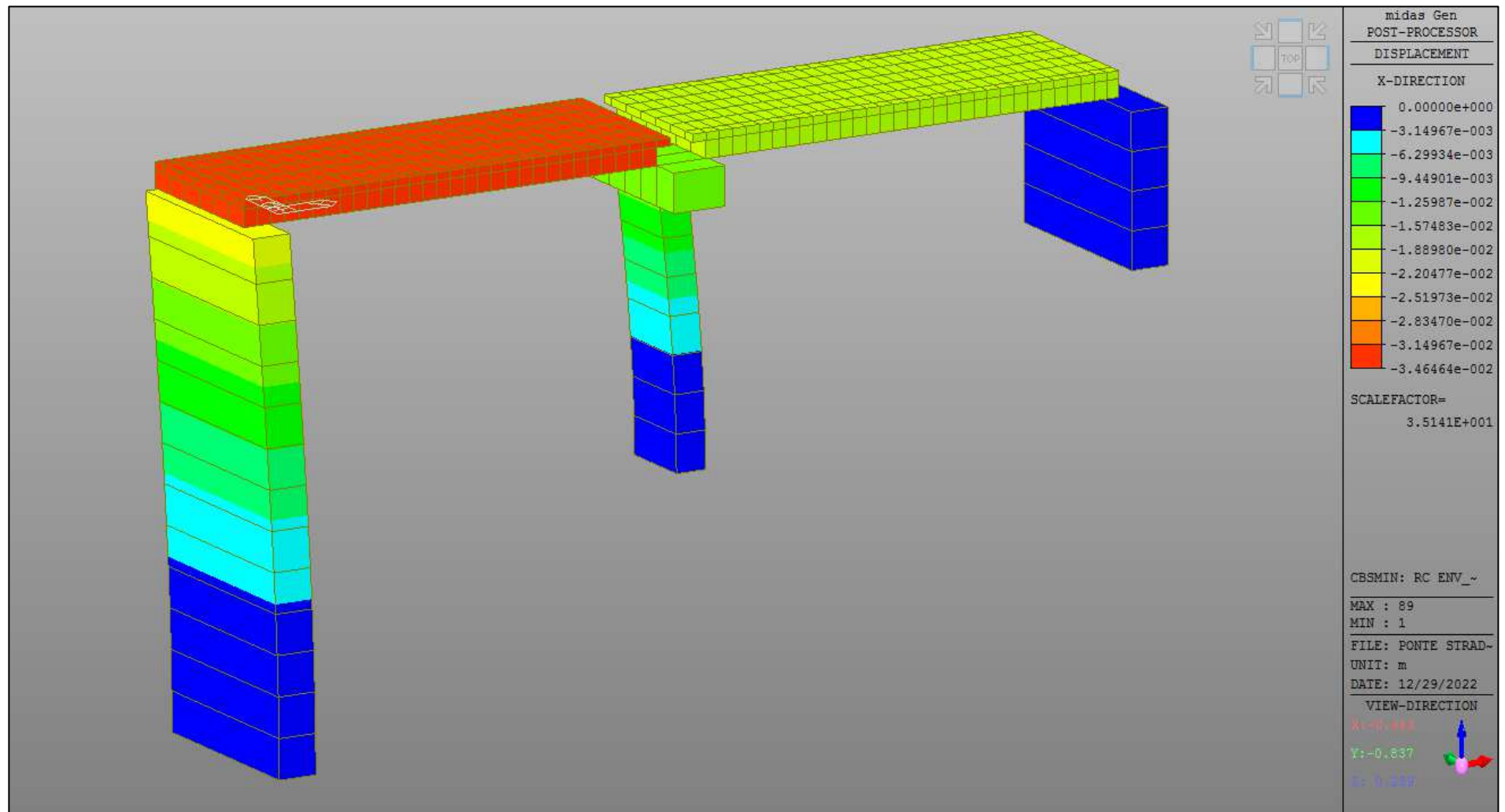


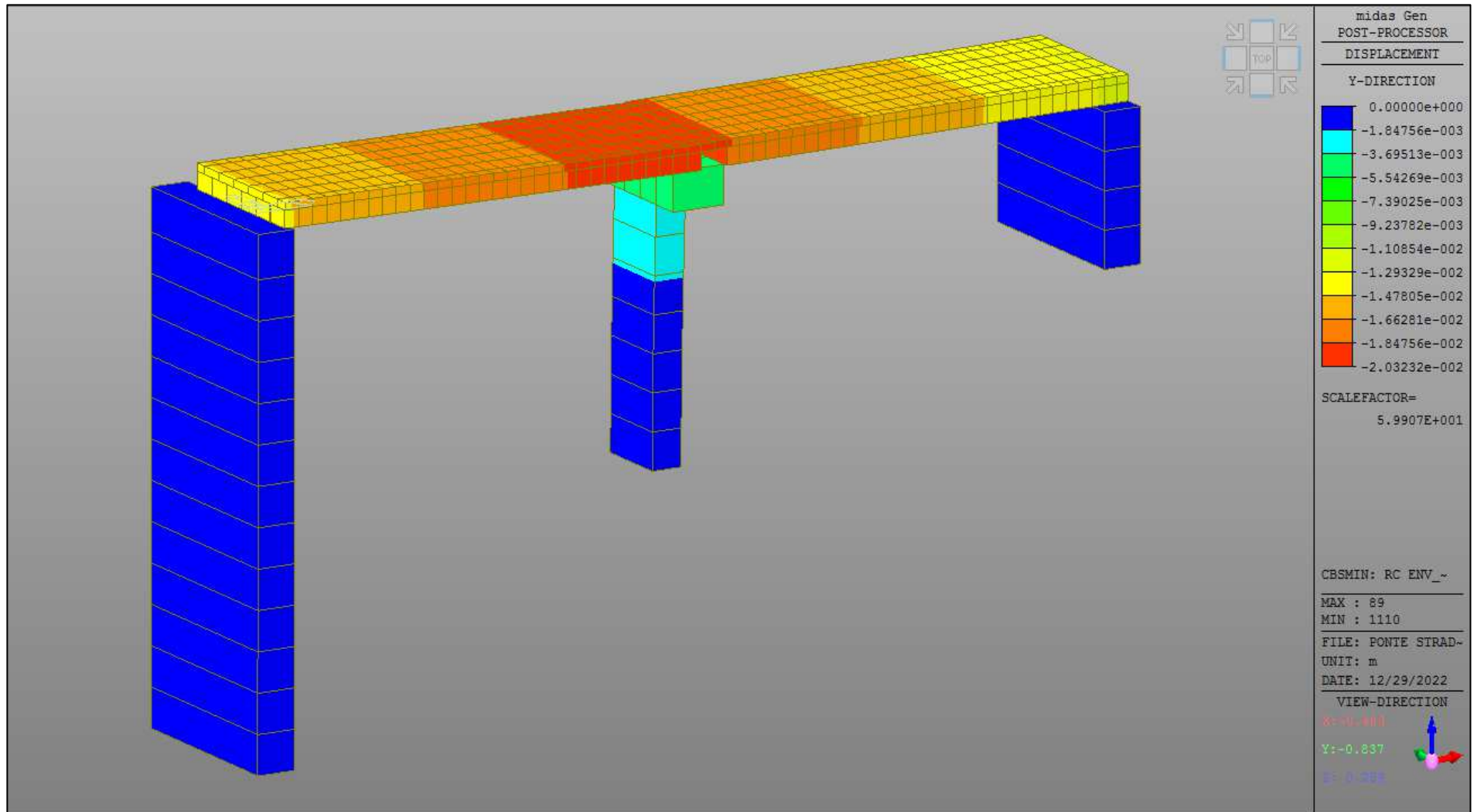


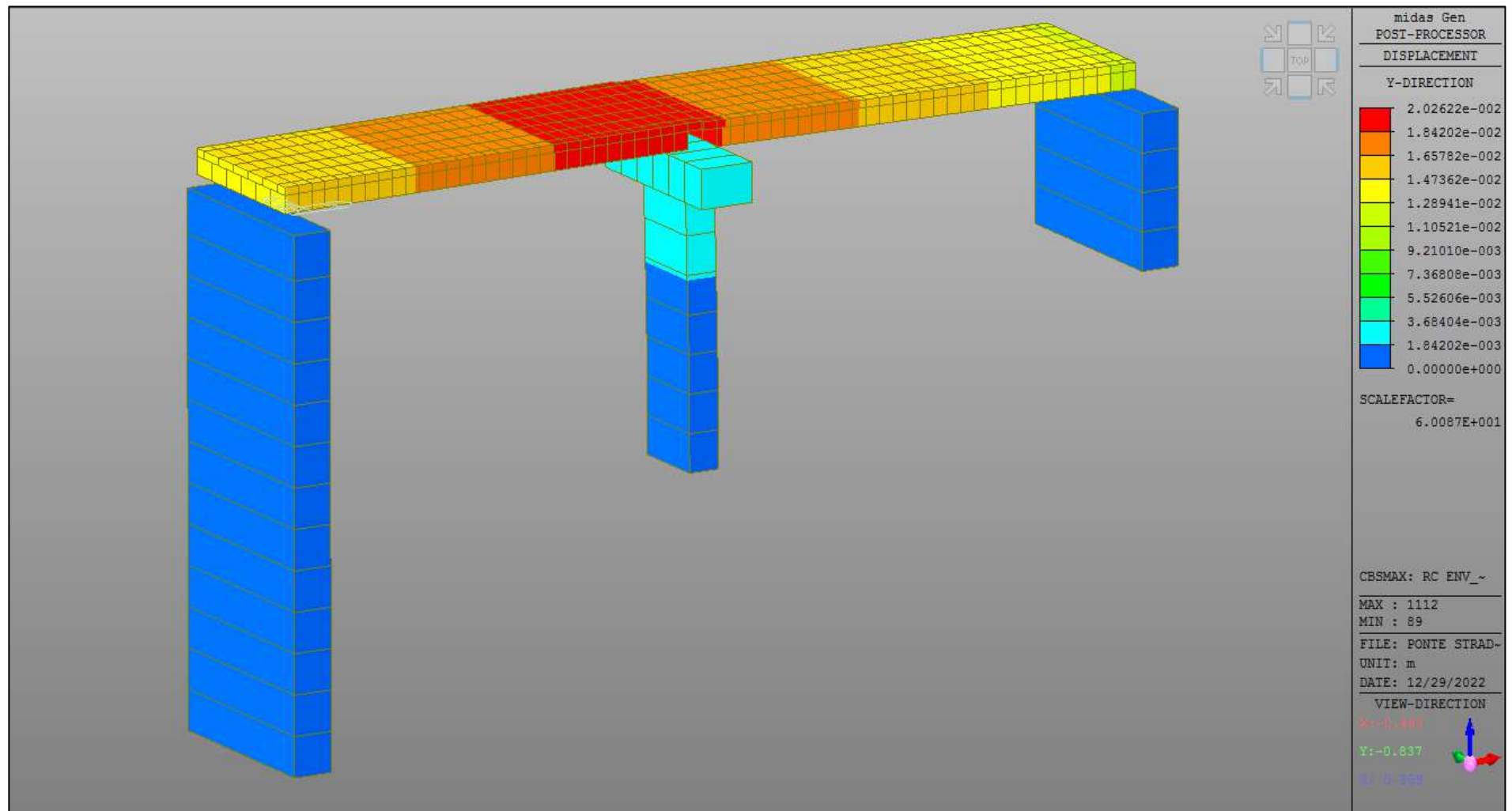
NB: deformazioni impalcato ottenute senza considerare il contributo fornito dal pretensionamento dell'armatura delle travi prefabbricate in c.a.p.. Le stesse, saranno ragionevolmente inferiori e dell'ordine di pochi millimetri, nei limiti previsti dalle NTC. Sarà, quindi, cura del prefabbricatore fornire alla D.L. tale verifica, con gli elaborati costruttivi dell'impalcato, in base alla propria tecnologia produttiva.

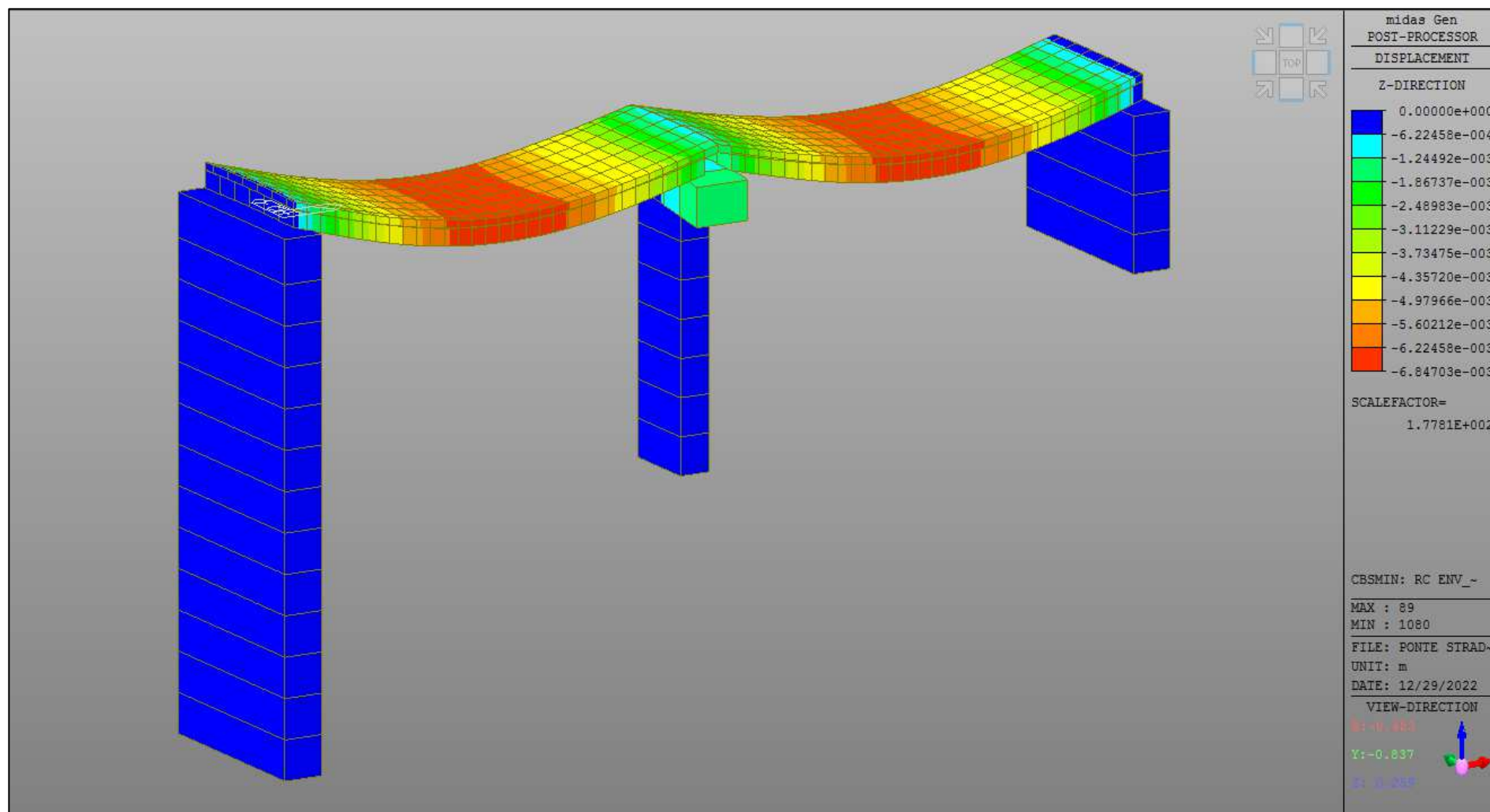
DEFORMATA A STATO SLV
(COMBINAZIONE SISMICA)





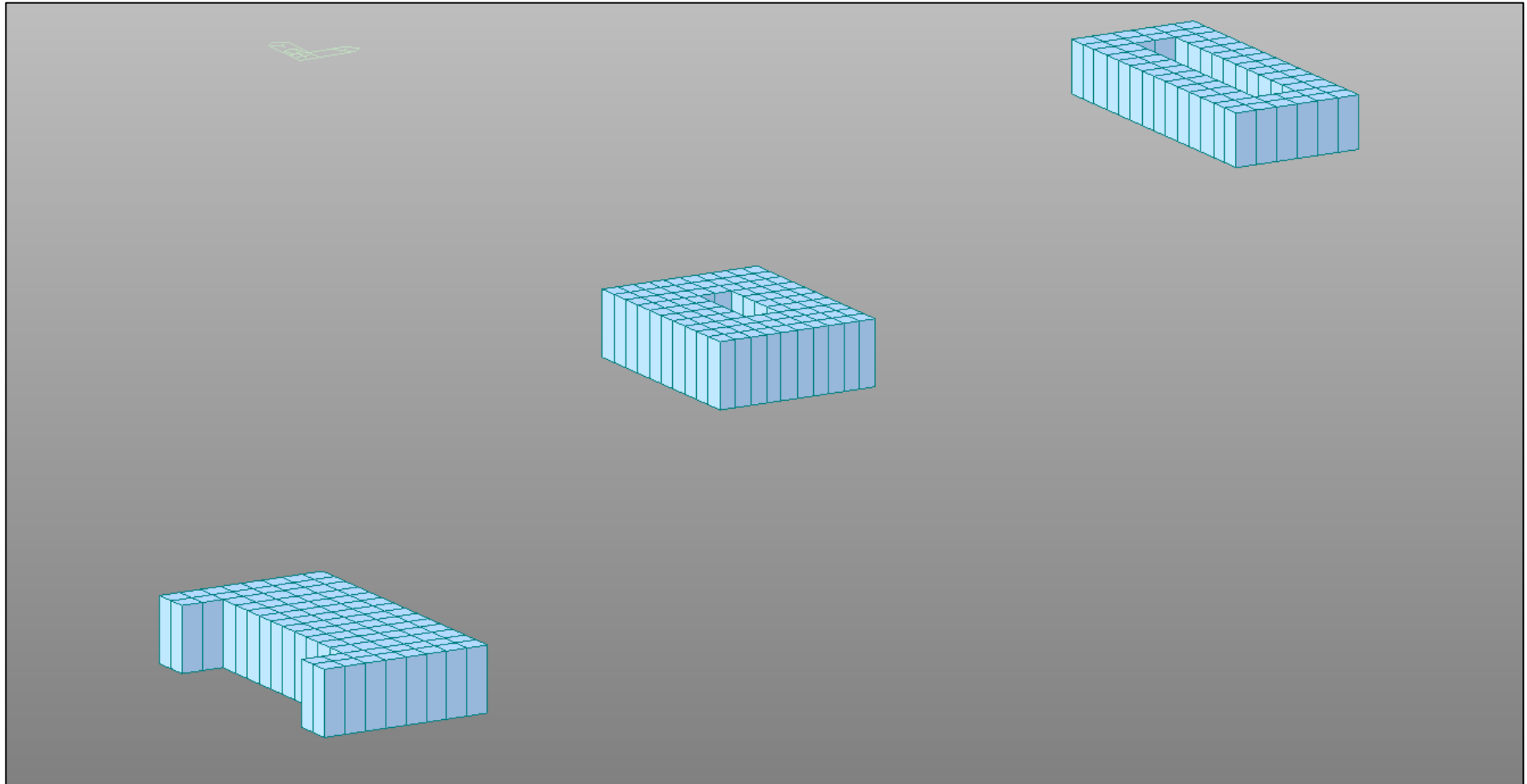


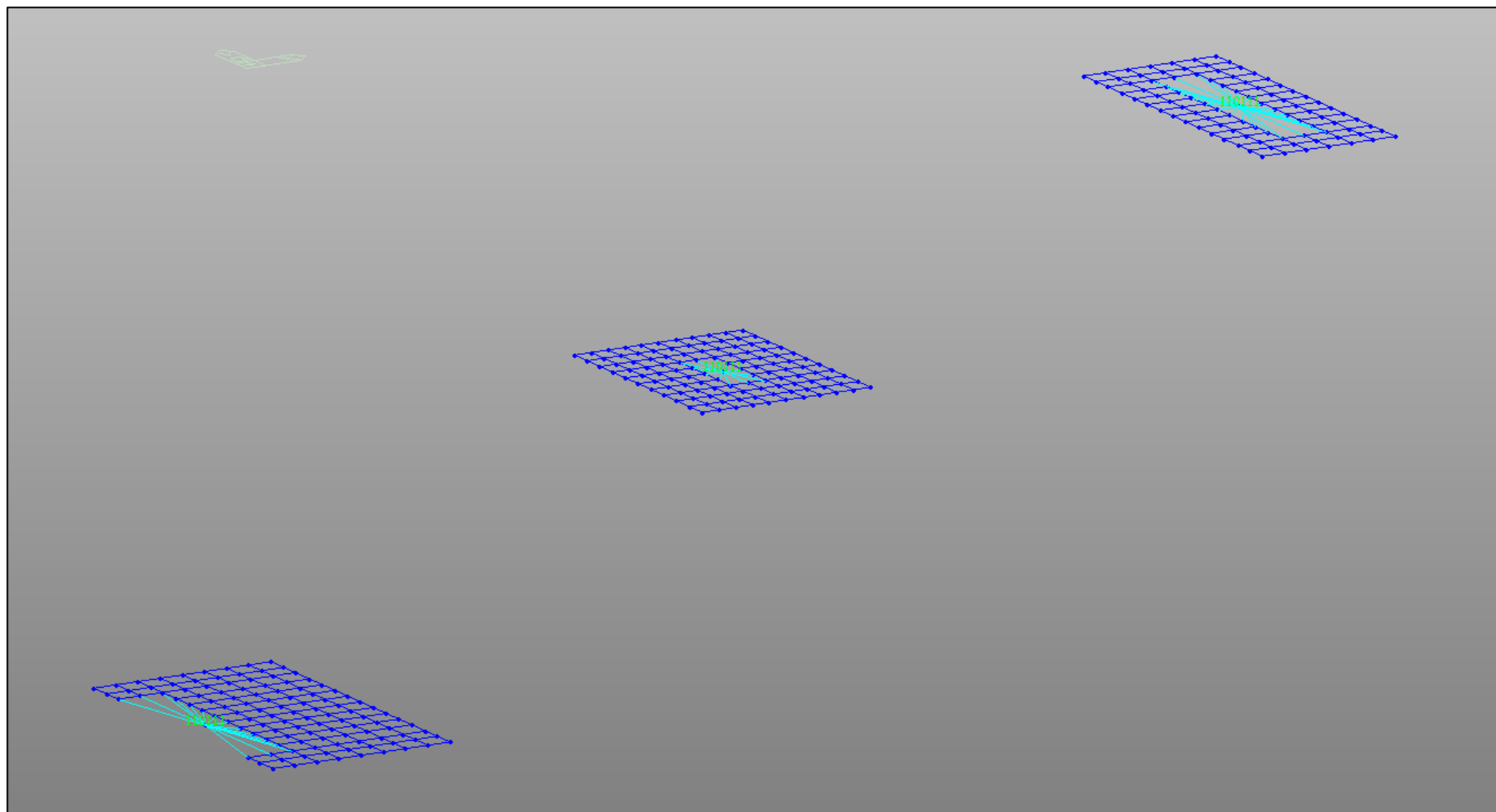


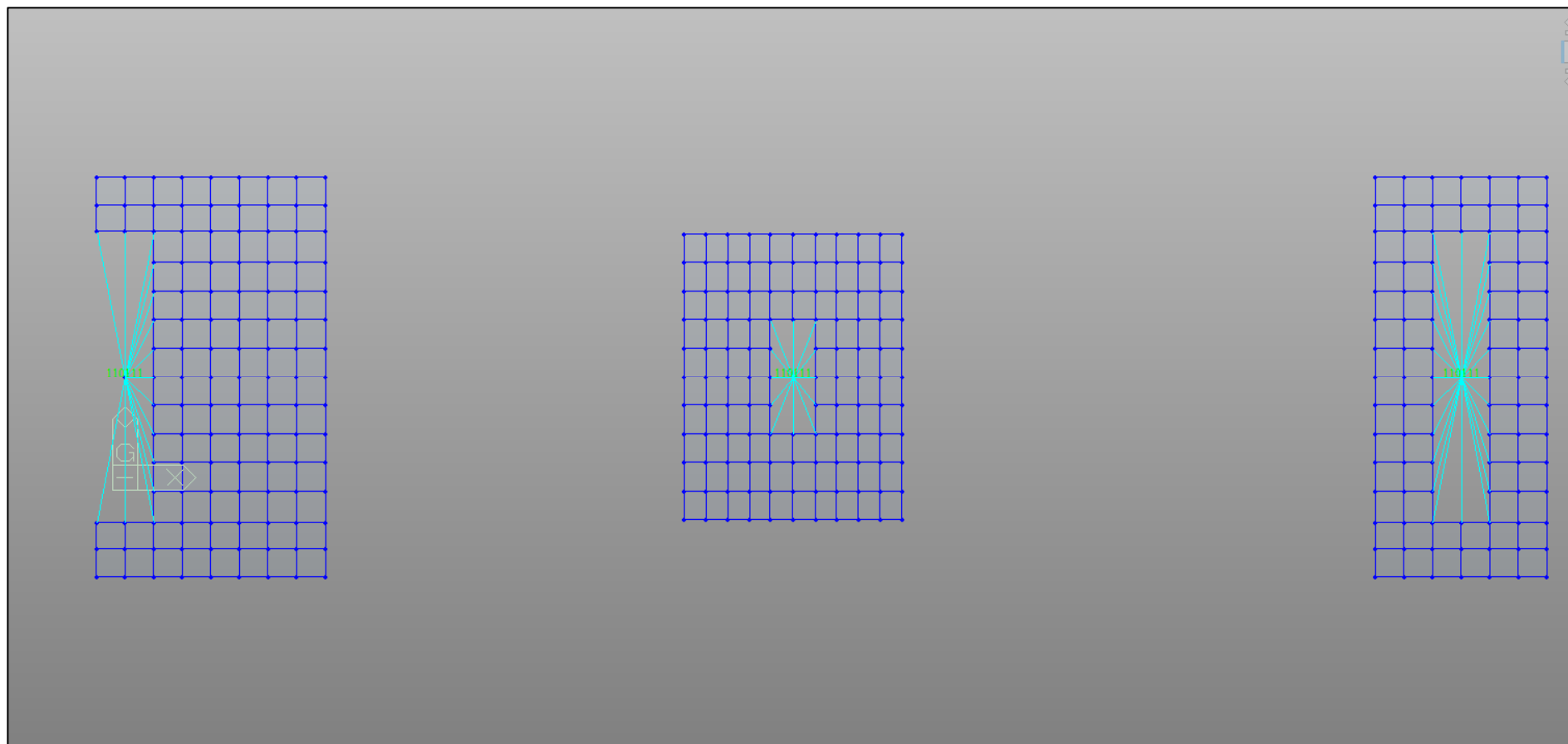


MODELLO DI CALCOLO FONDAZIONI

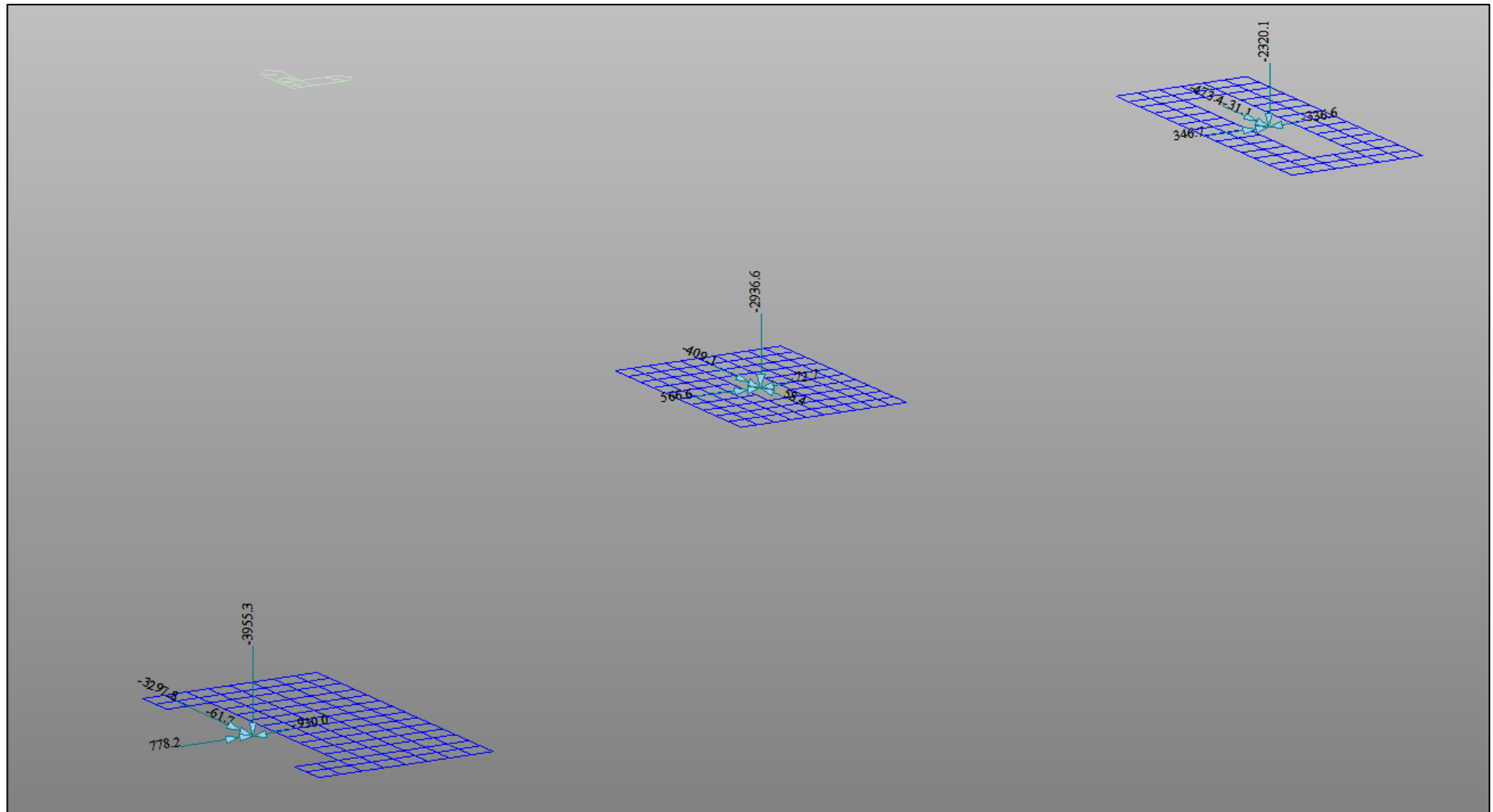
Le fondazioni sono state modellate mediante modello specifico con elementi tipo plate, soggetti alle azioni trasferite dalle spalle e dalla pila centrale. Il terreno è stato modellato con modello alla Winkler, secondo quanto indicato al *paragrafo 6.2* della presente relazione.



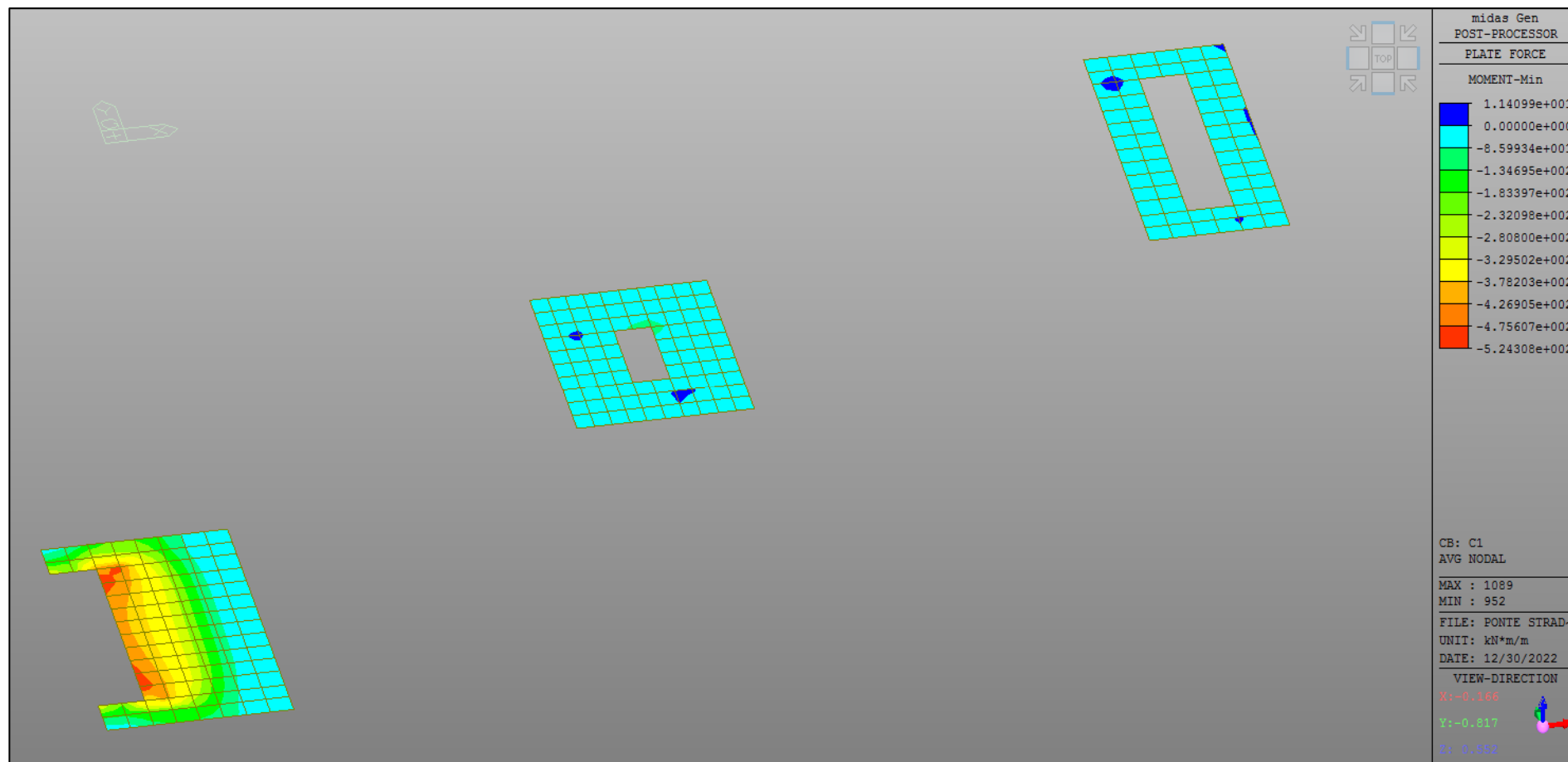


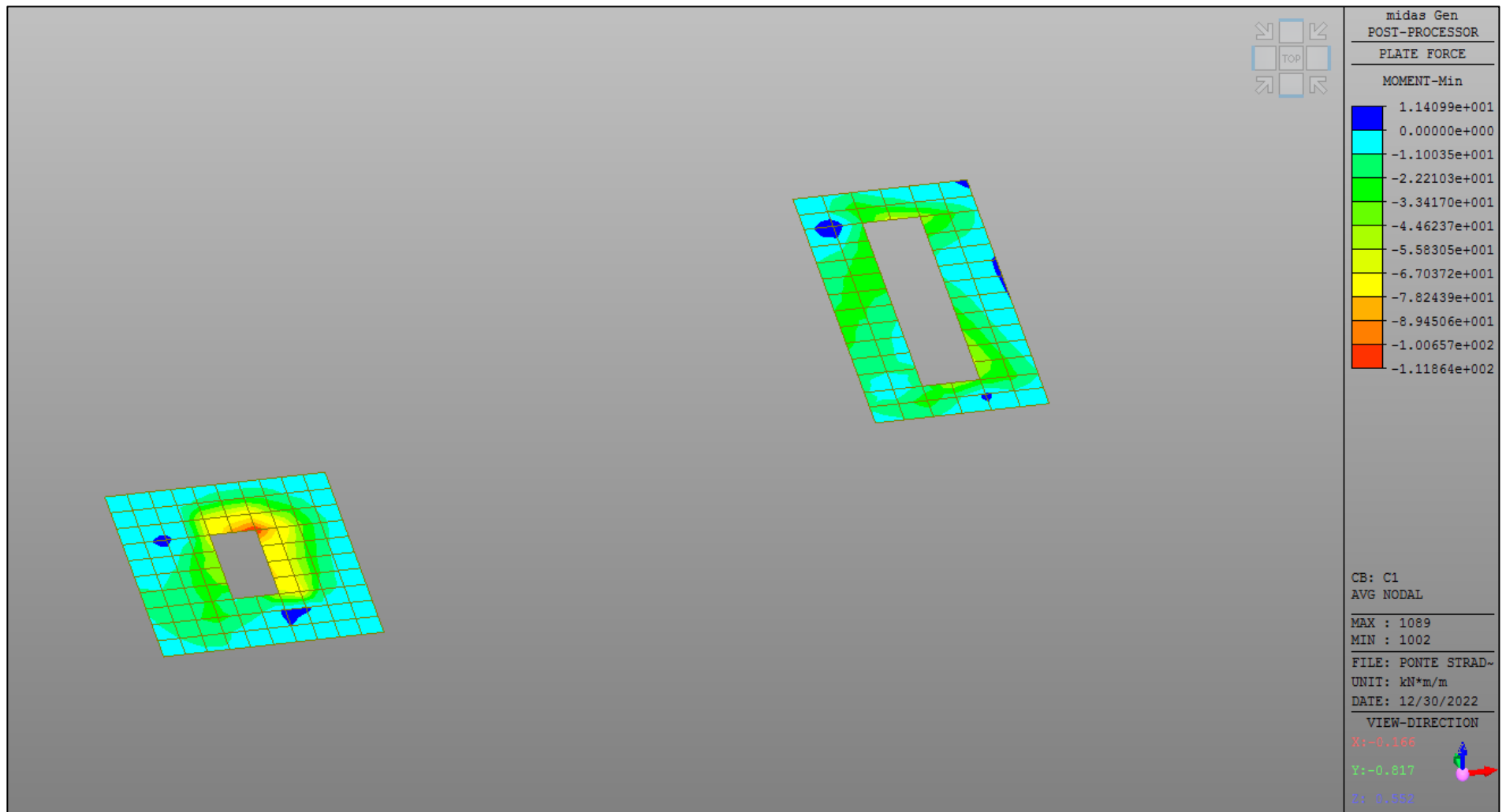


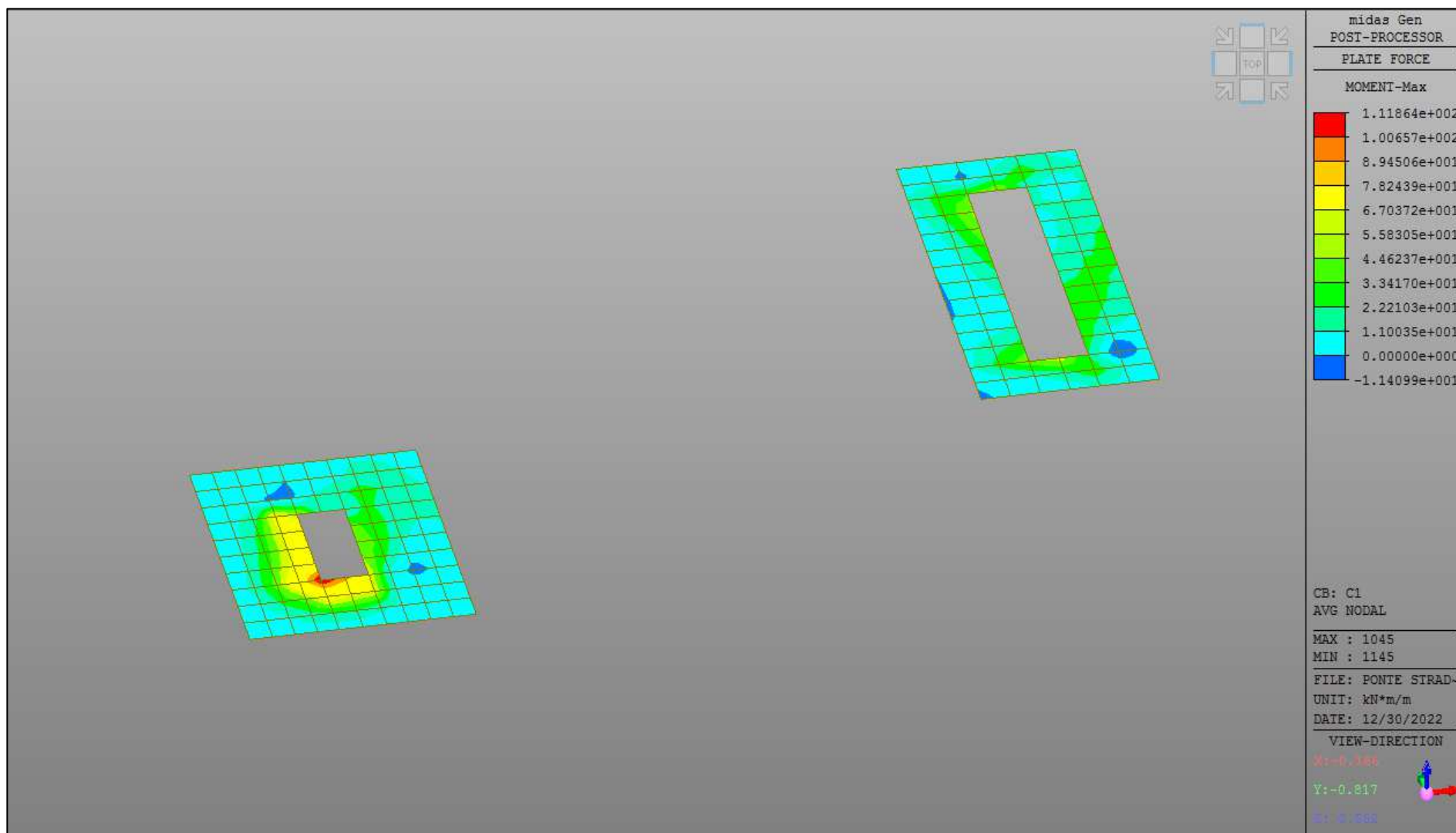
SOLLECITAZIONI FONDAZIONI
A STATO LIMITE ULTIMO
(COMBINAZIONE FONDAMENTALE)

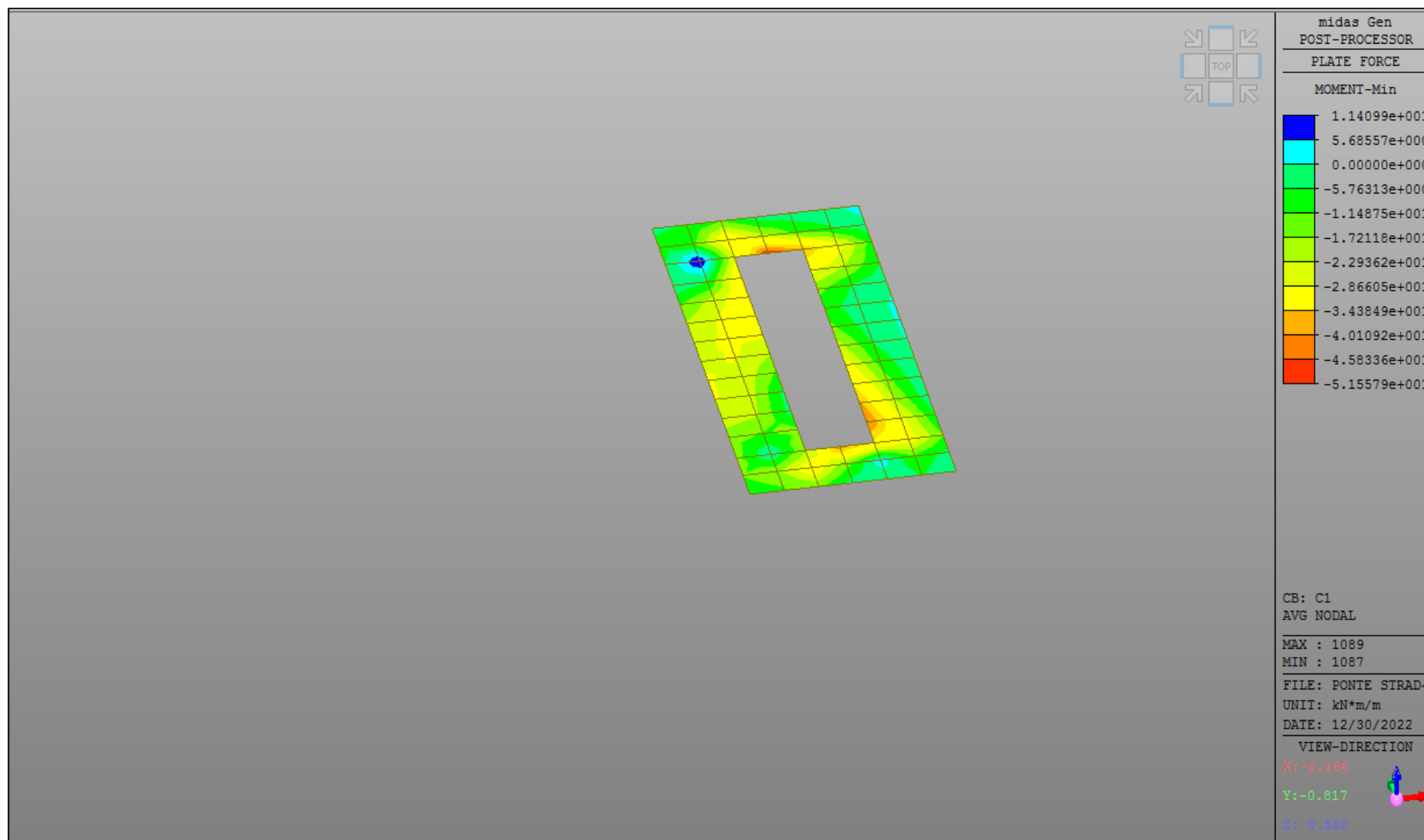


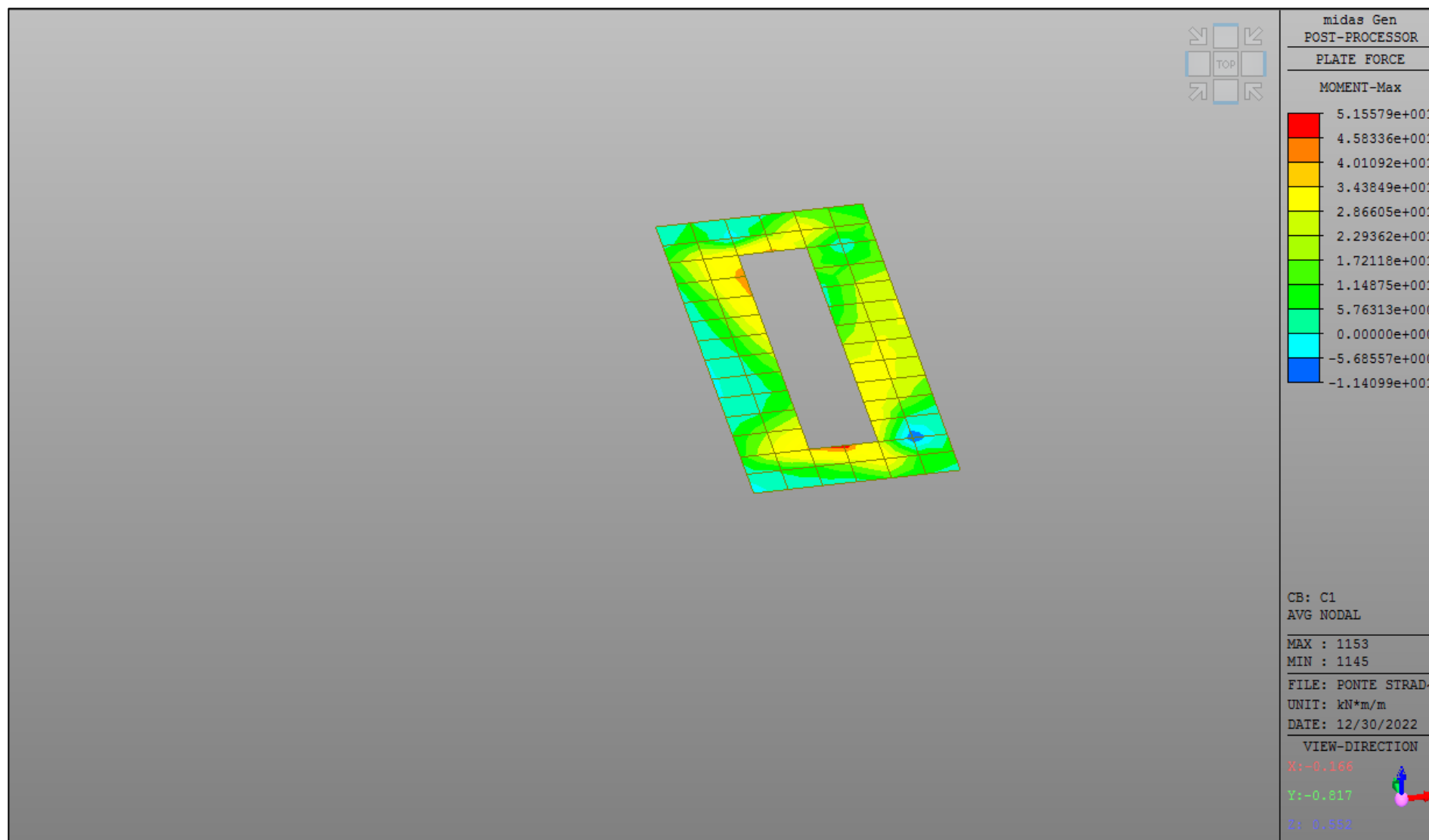
MOMENTO FLETTENTE



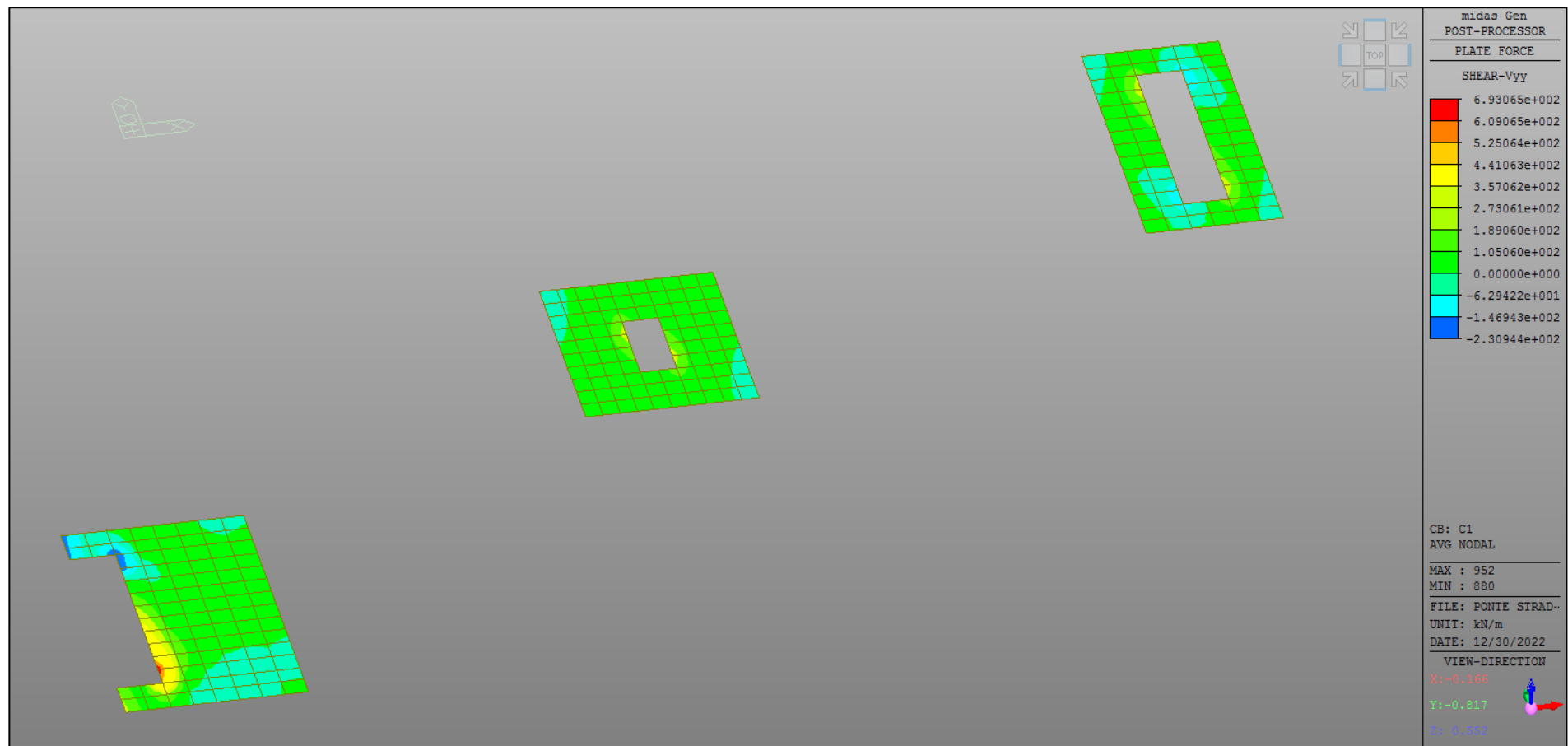


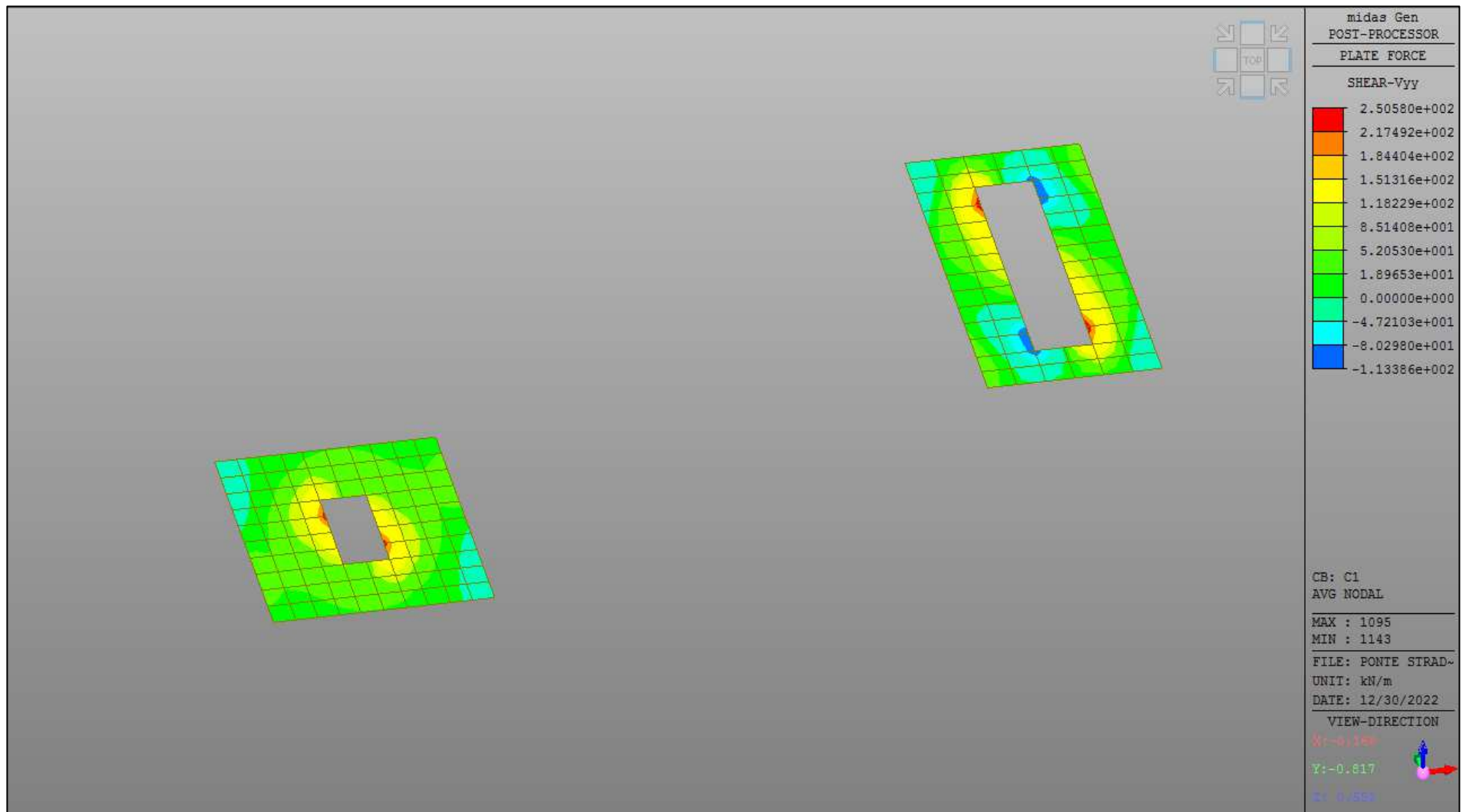




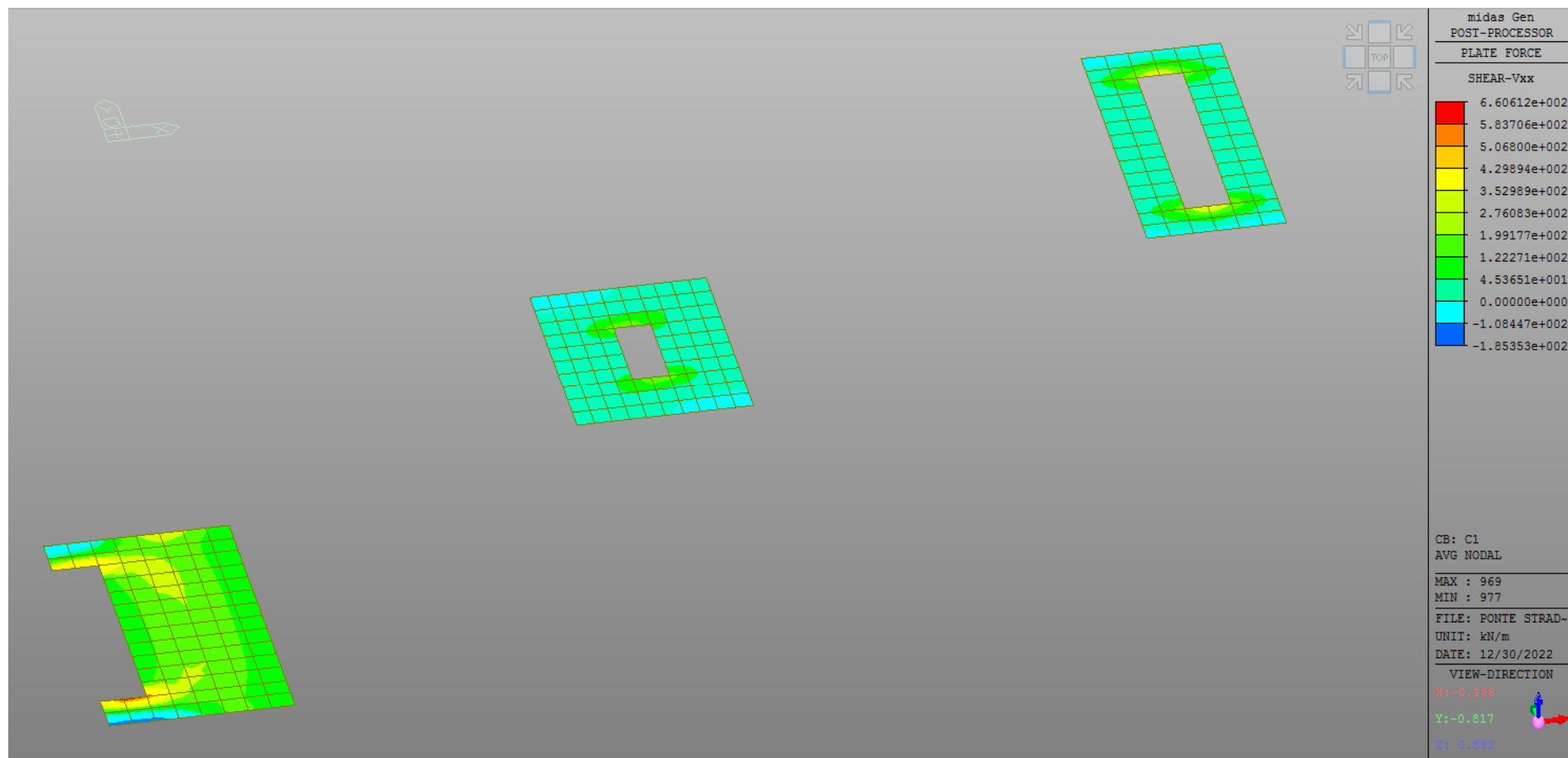


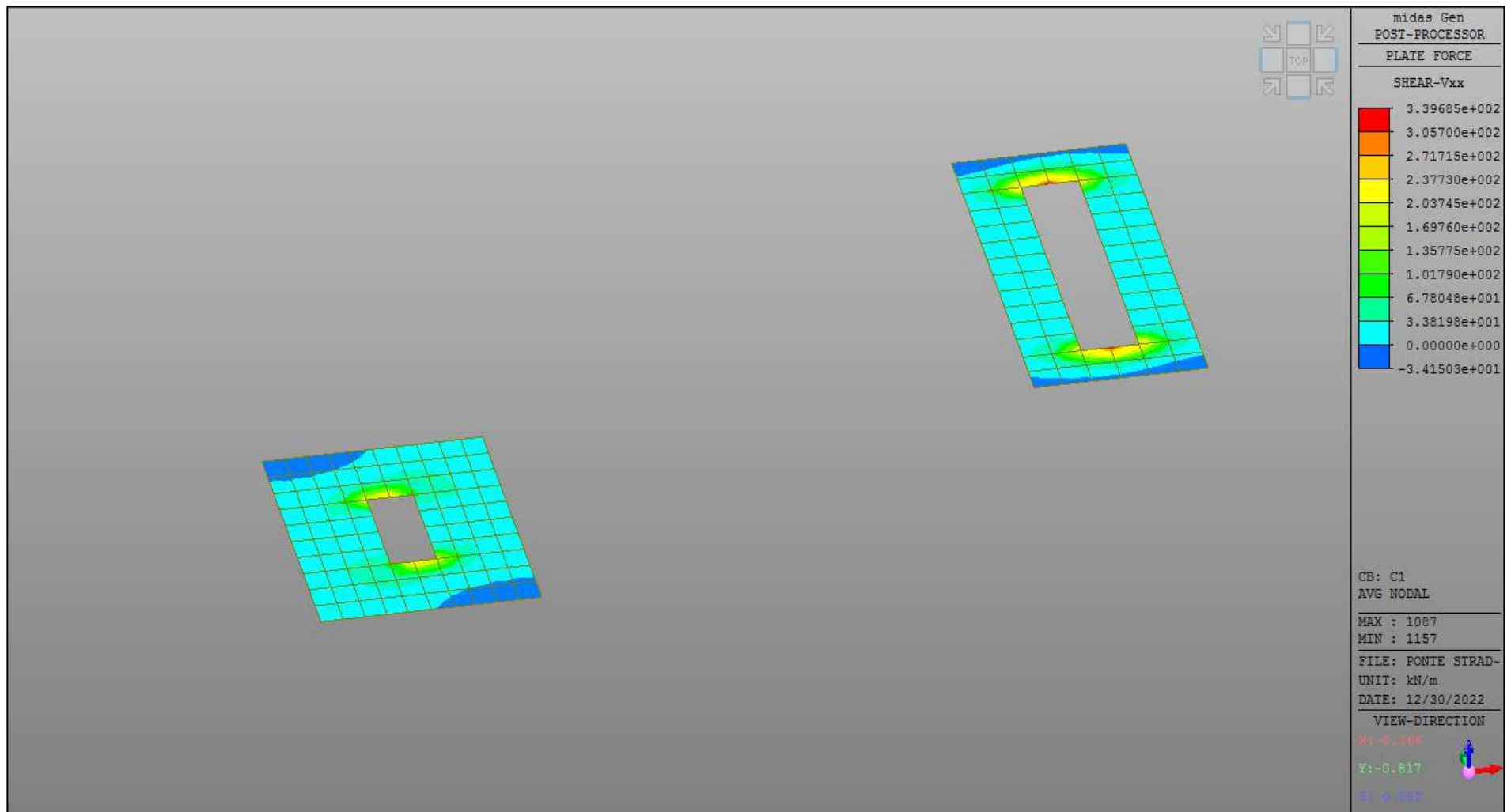
TAGLIO - Vyy



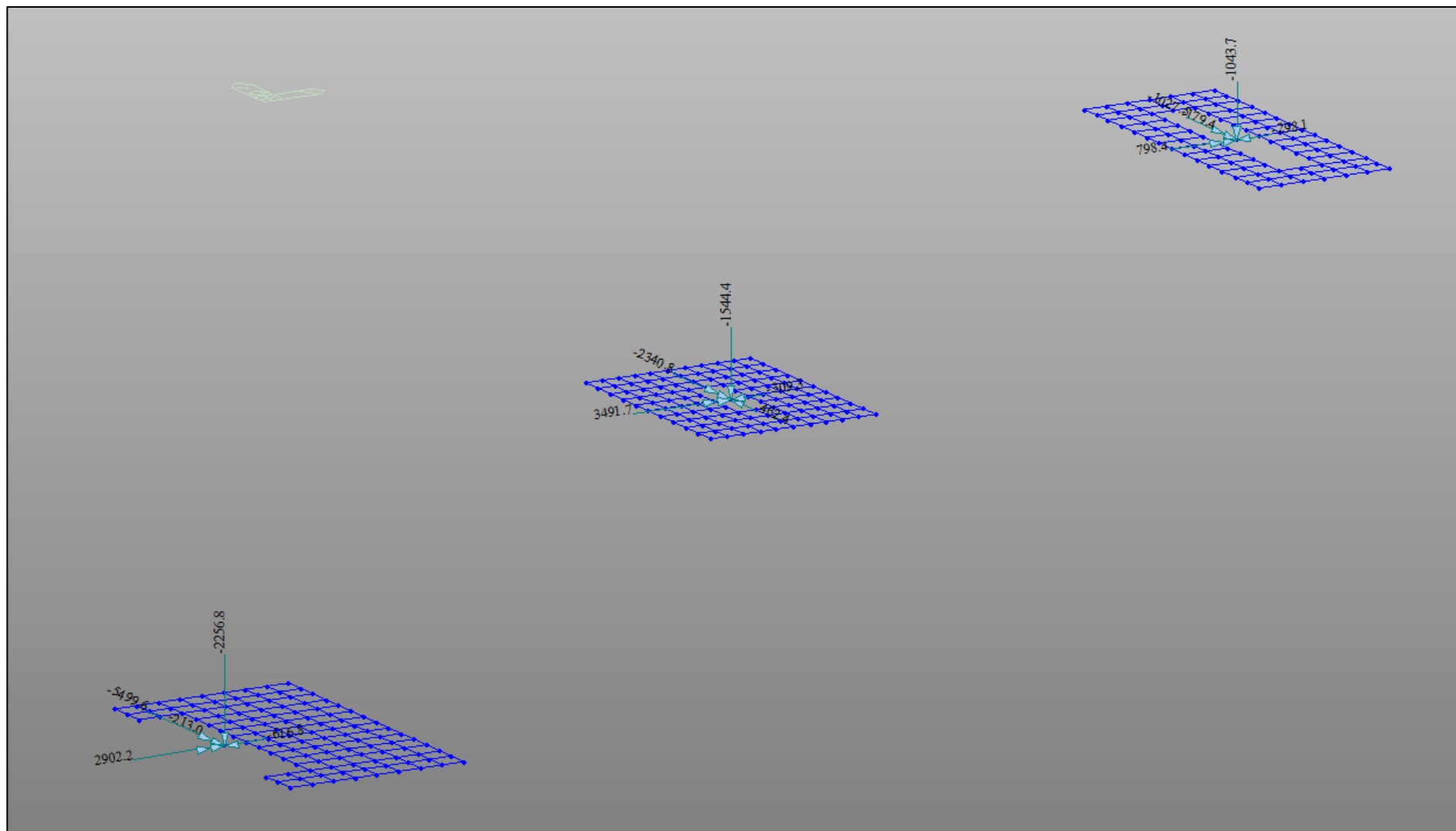


TAGLIO – Vxx

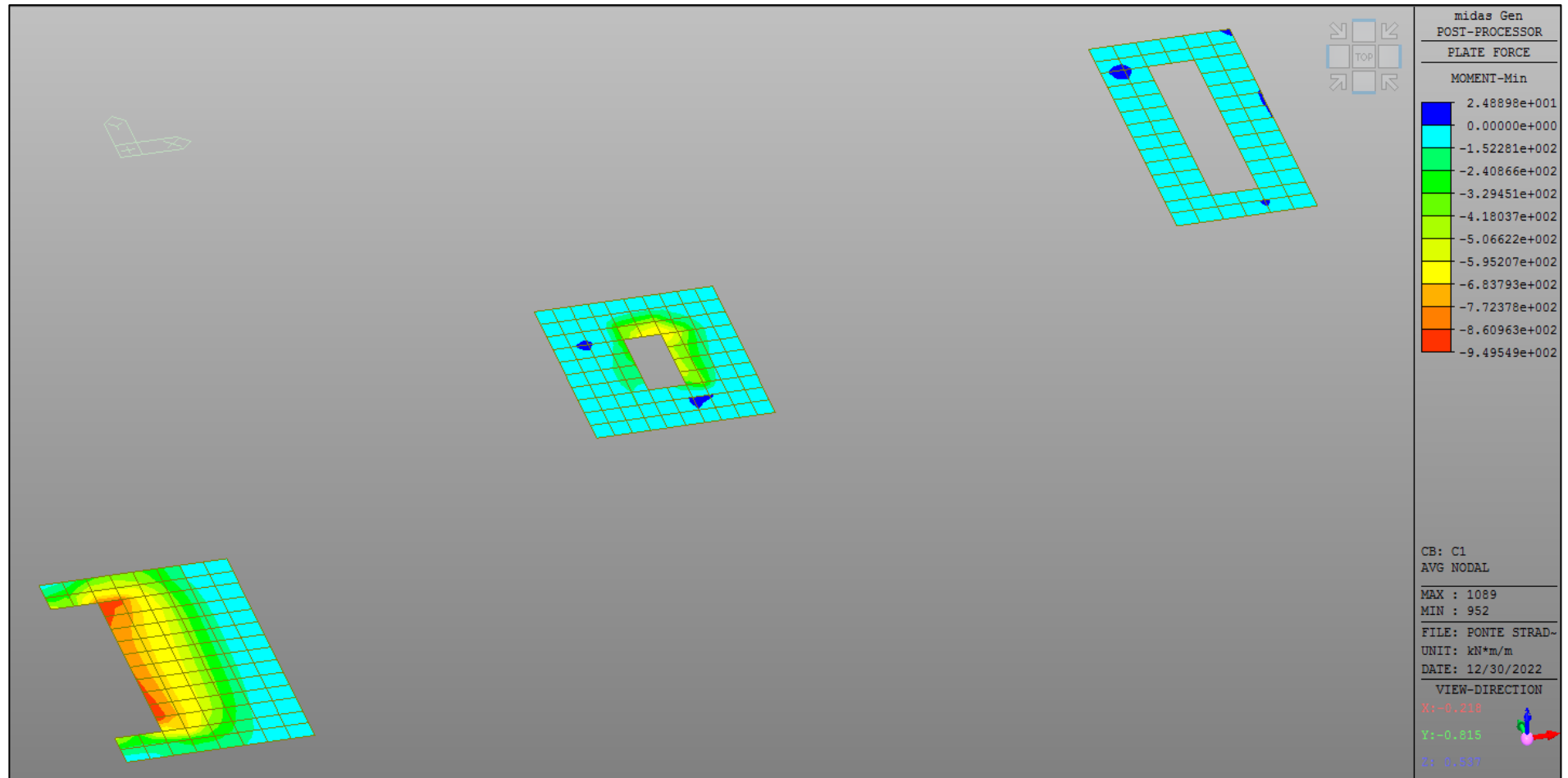


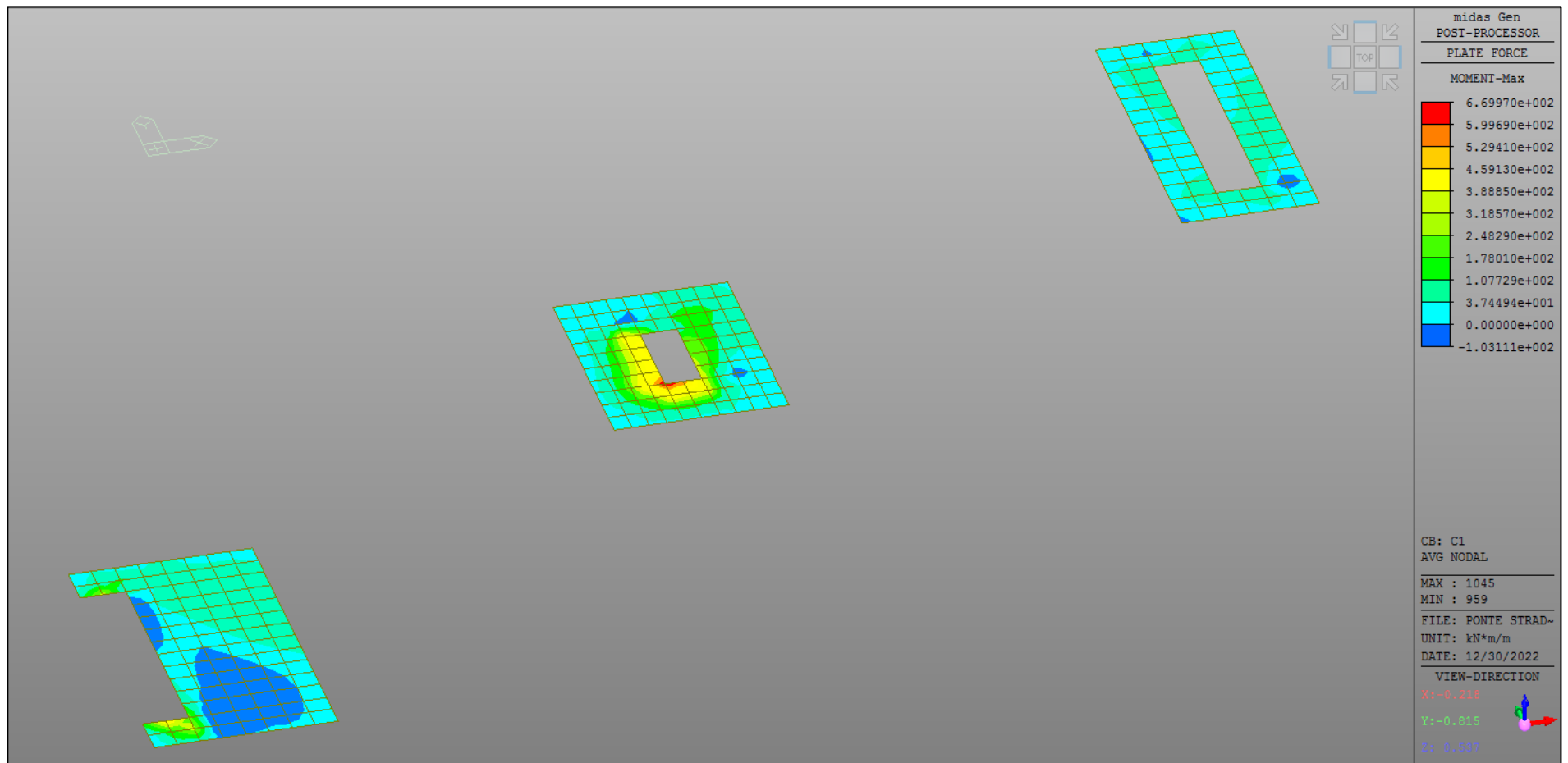


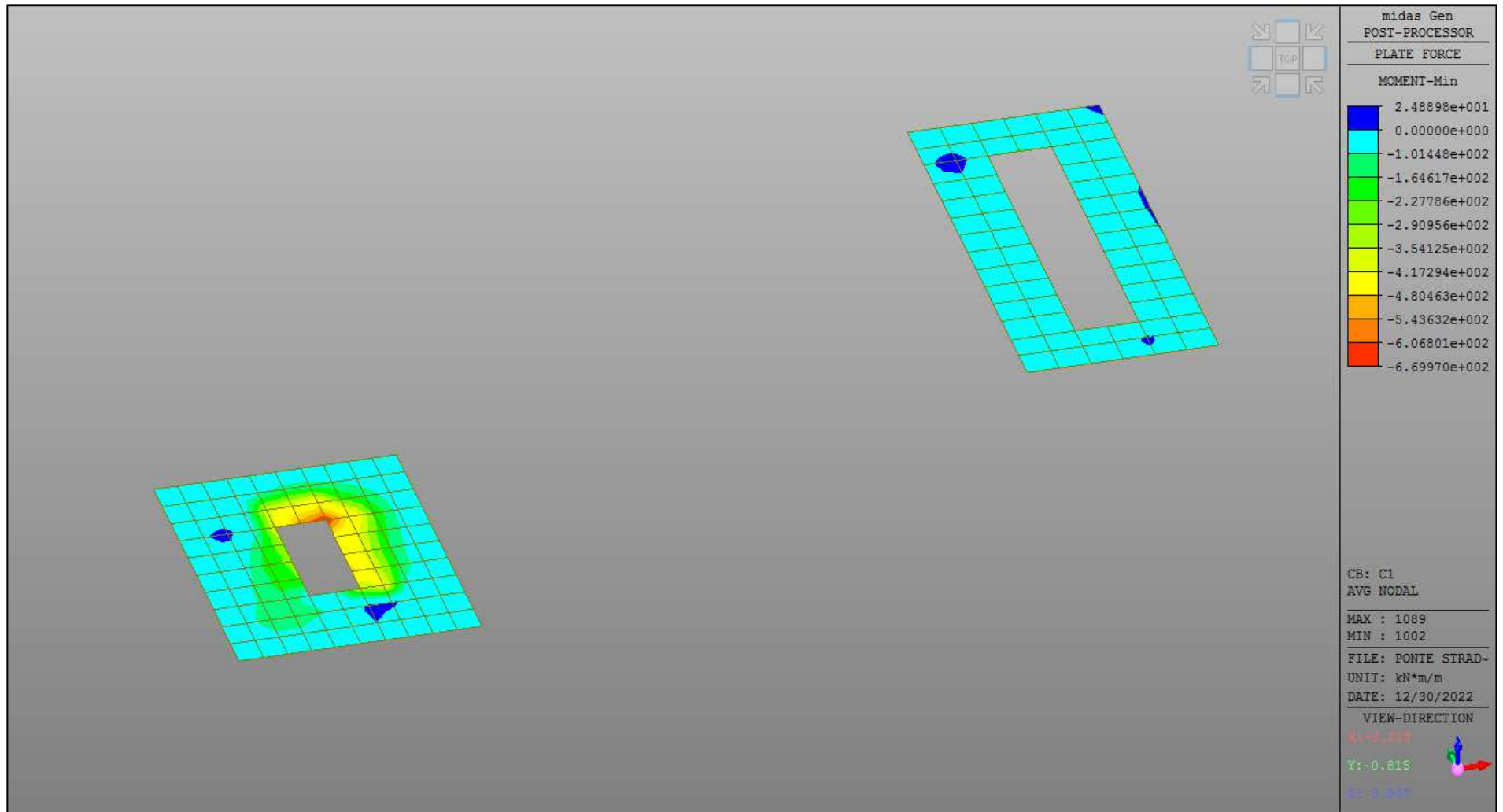
SOLLECITAZIONI FONDAZIONI A STATO LIMITE ULTIMO
(COMBINAZIONE SISMICA A SLV)

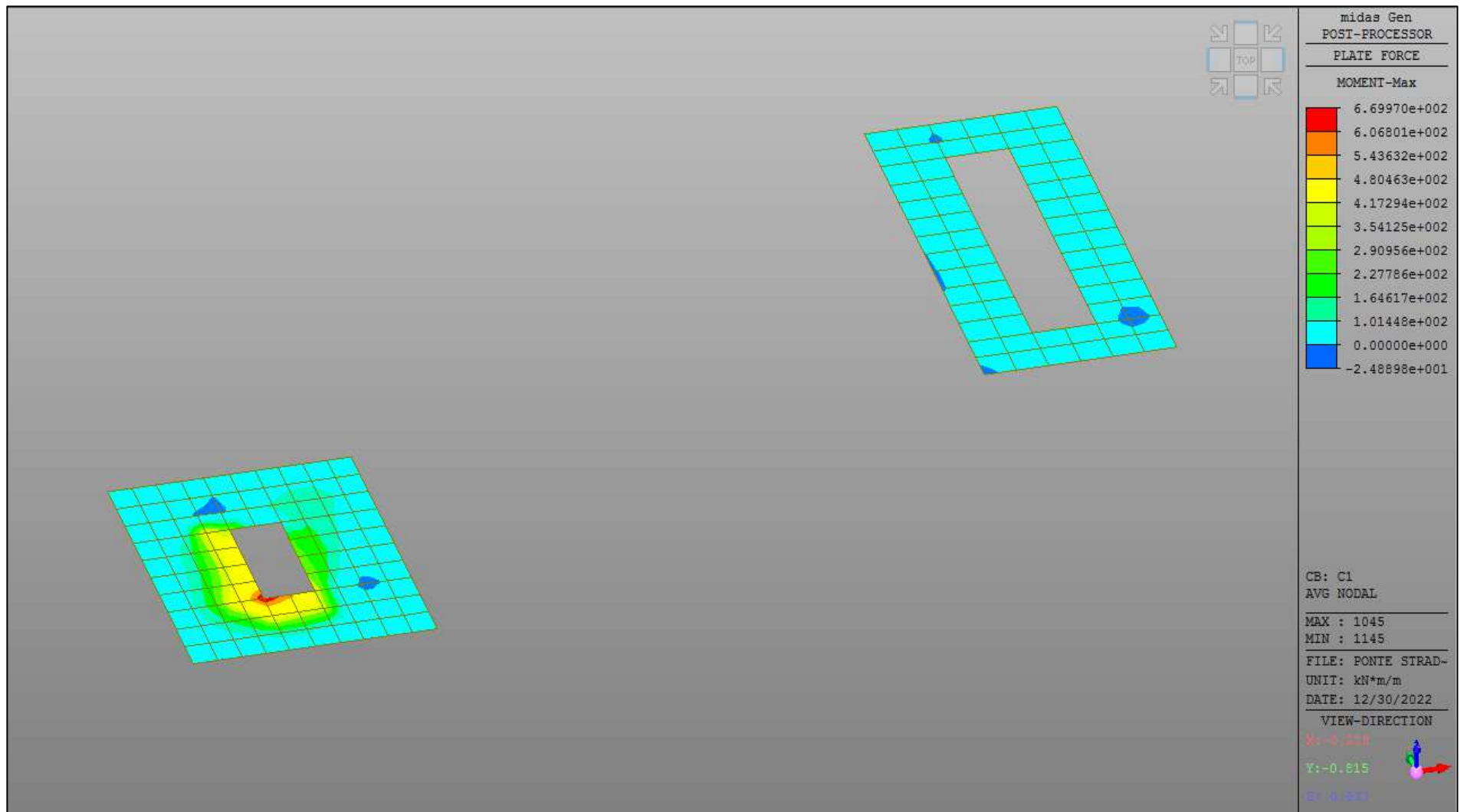


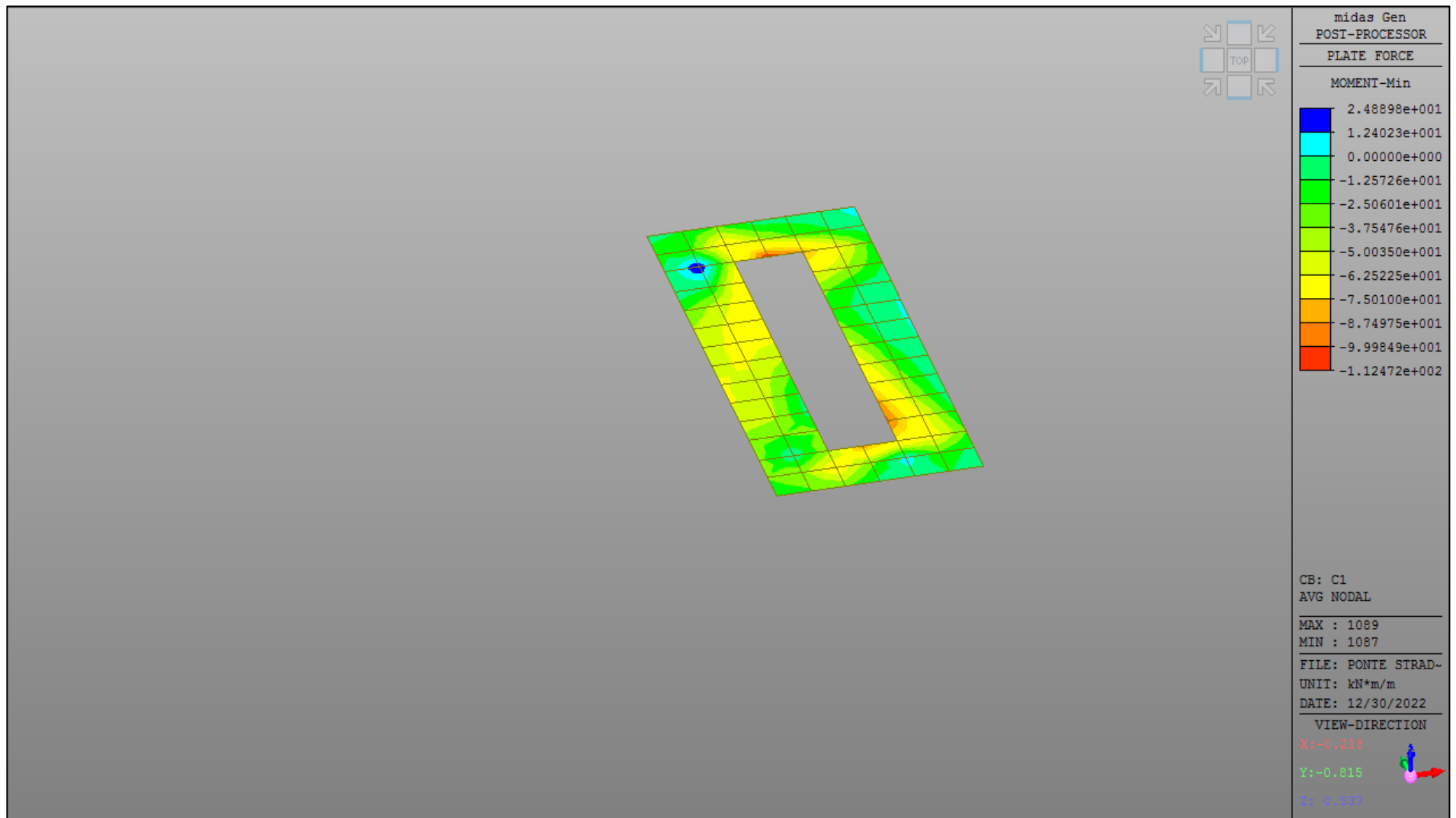
MOMENTO FLETTENTE

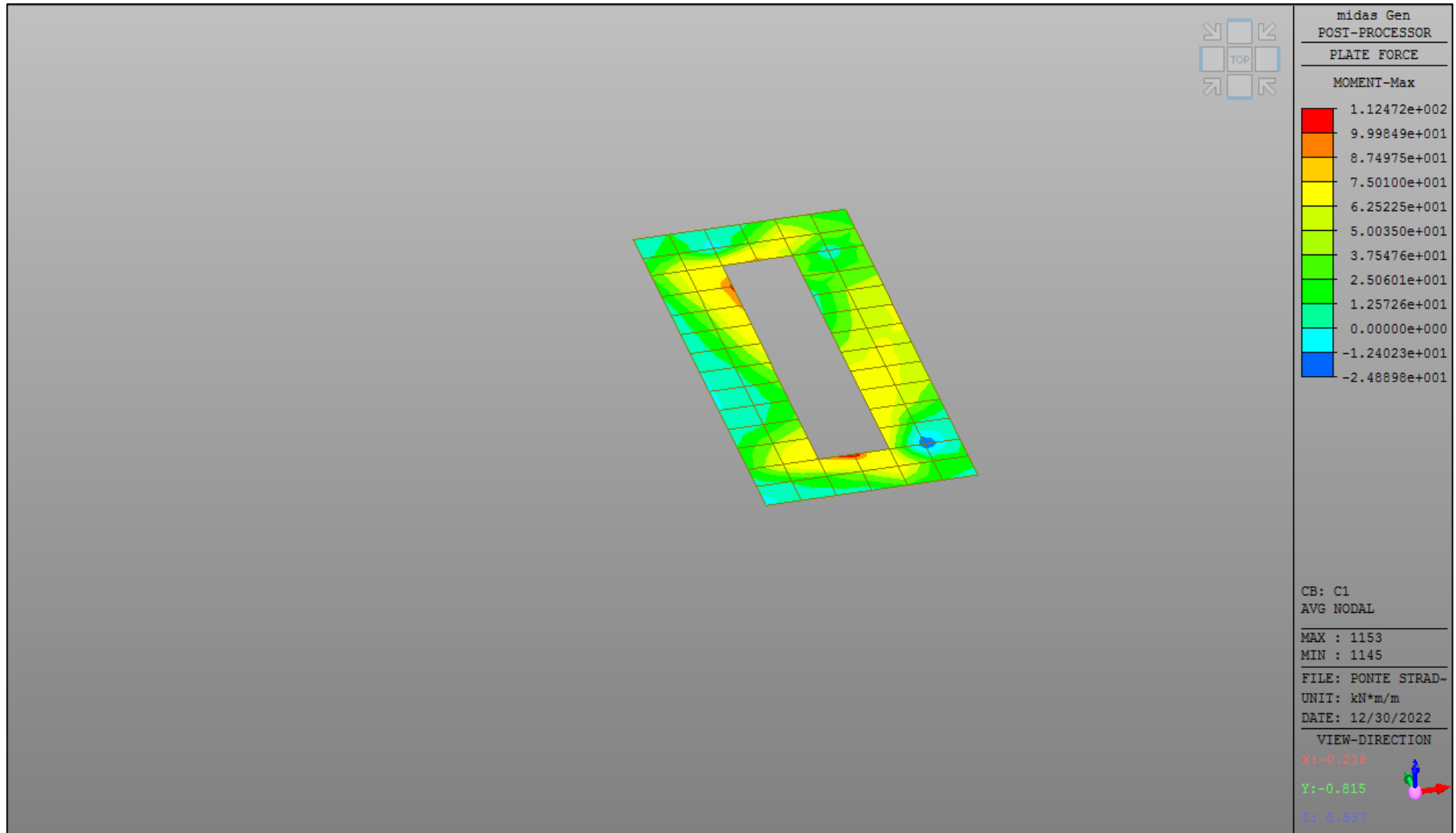




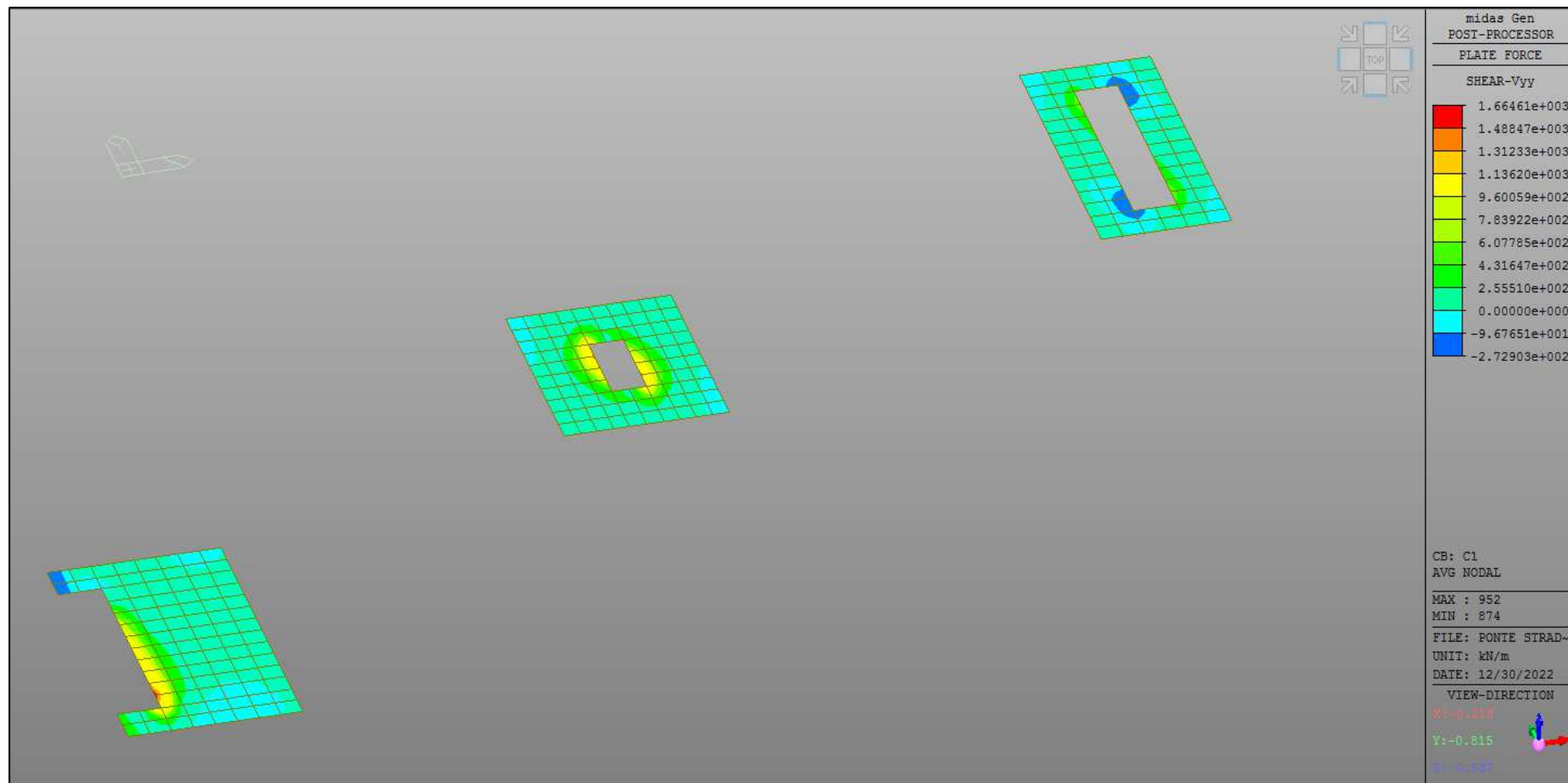


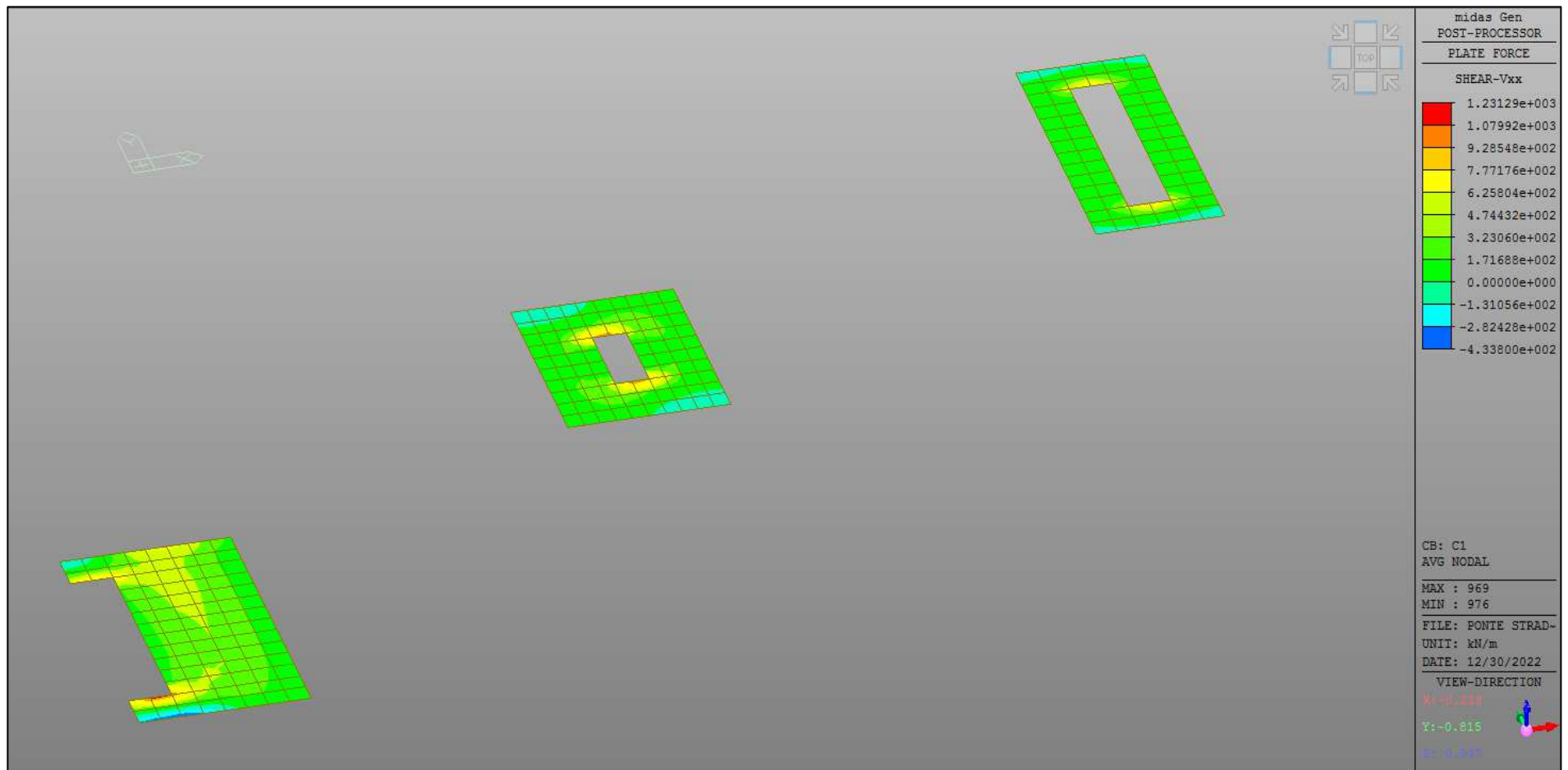


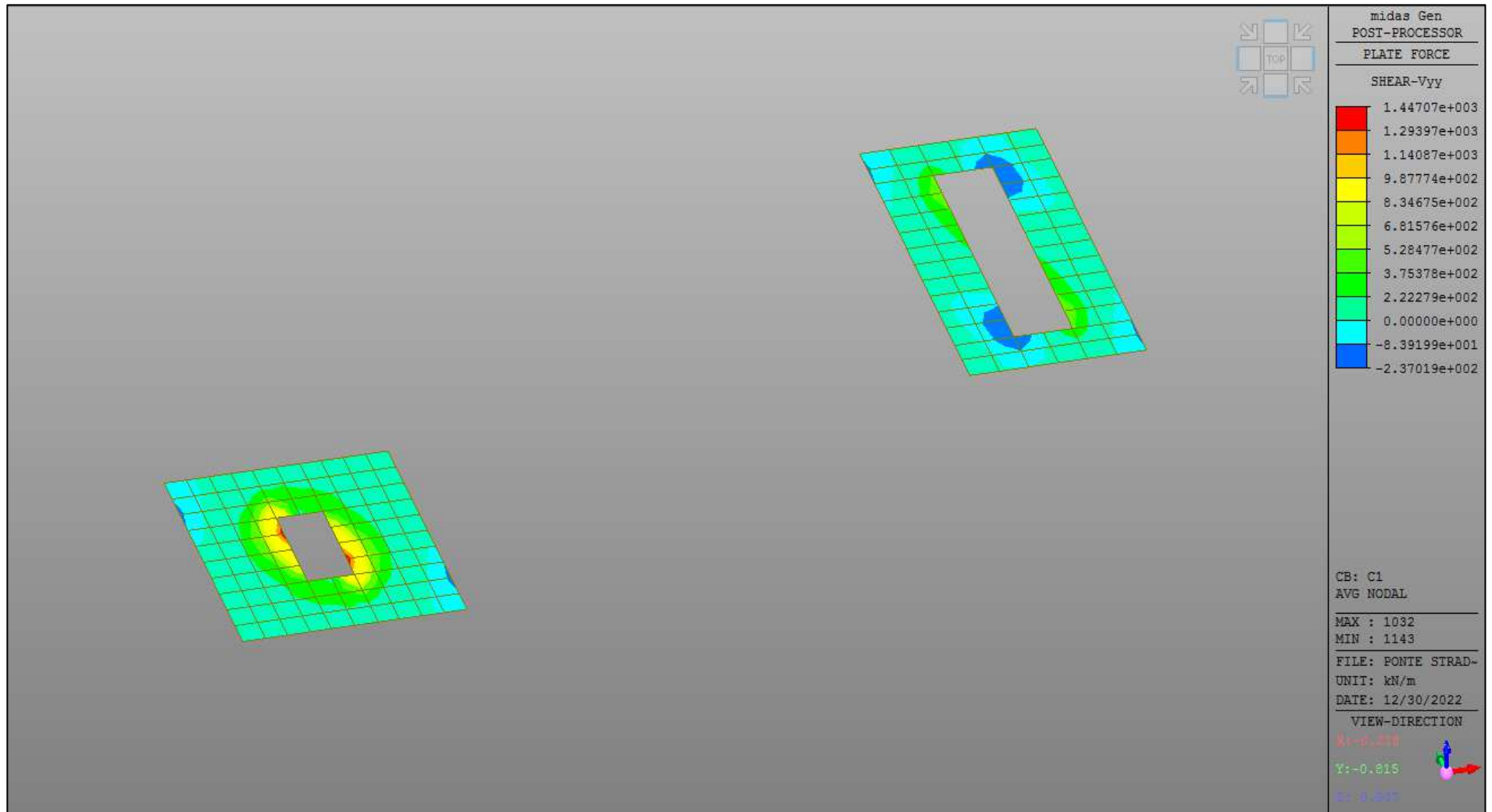


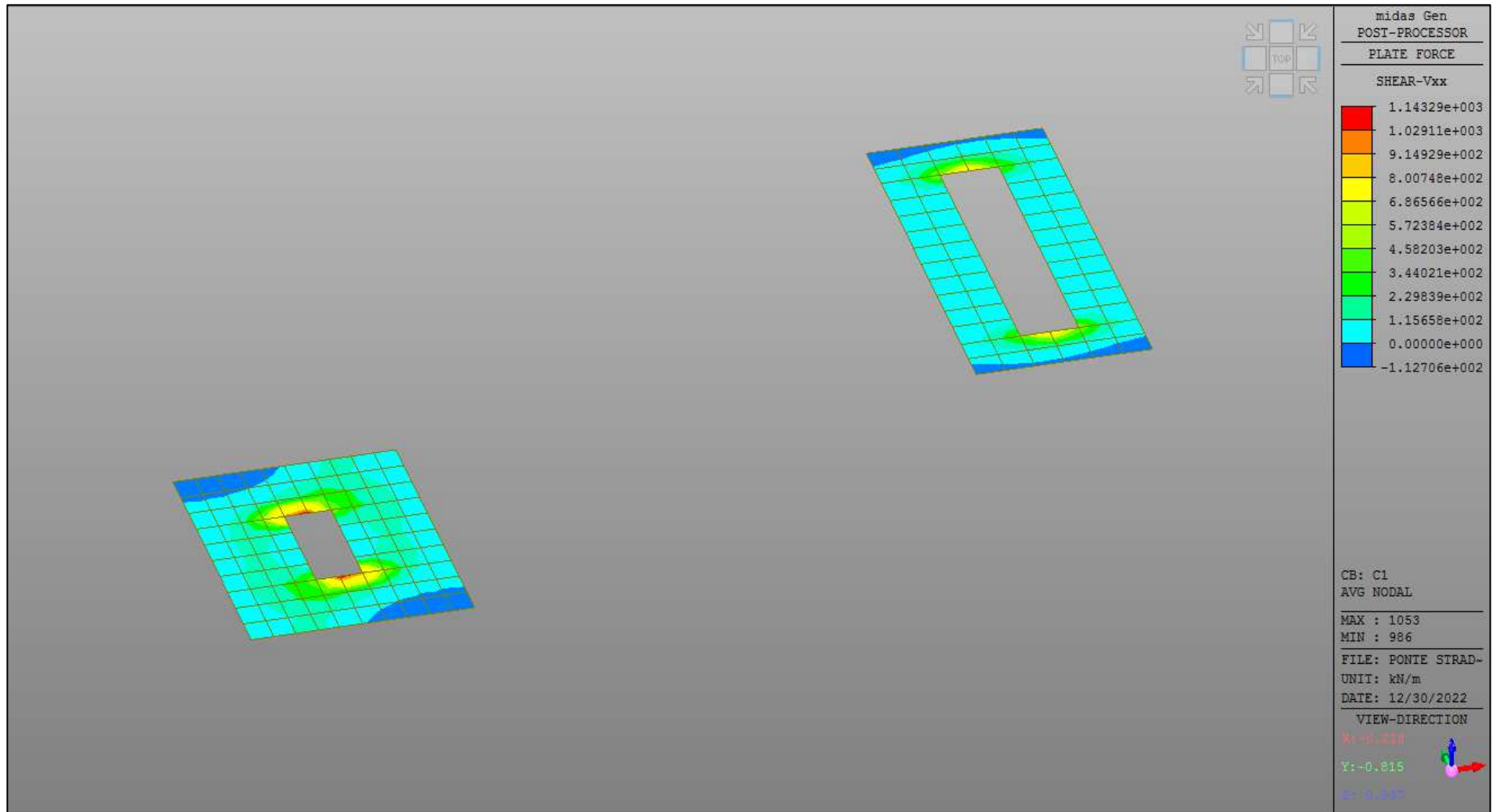


TAGLIO

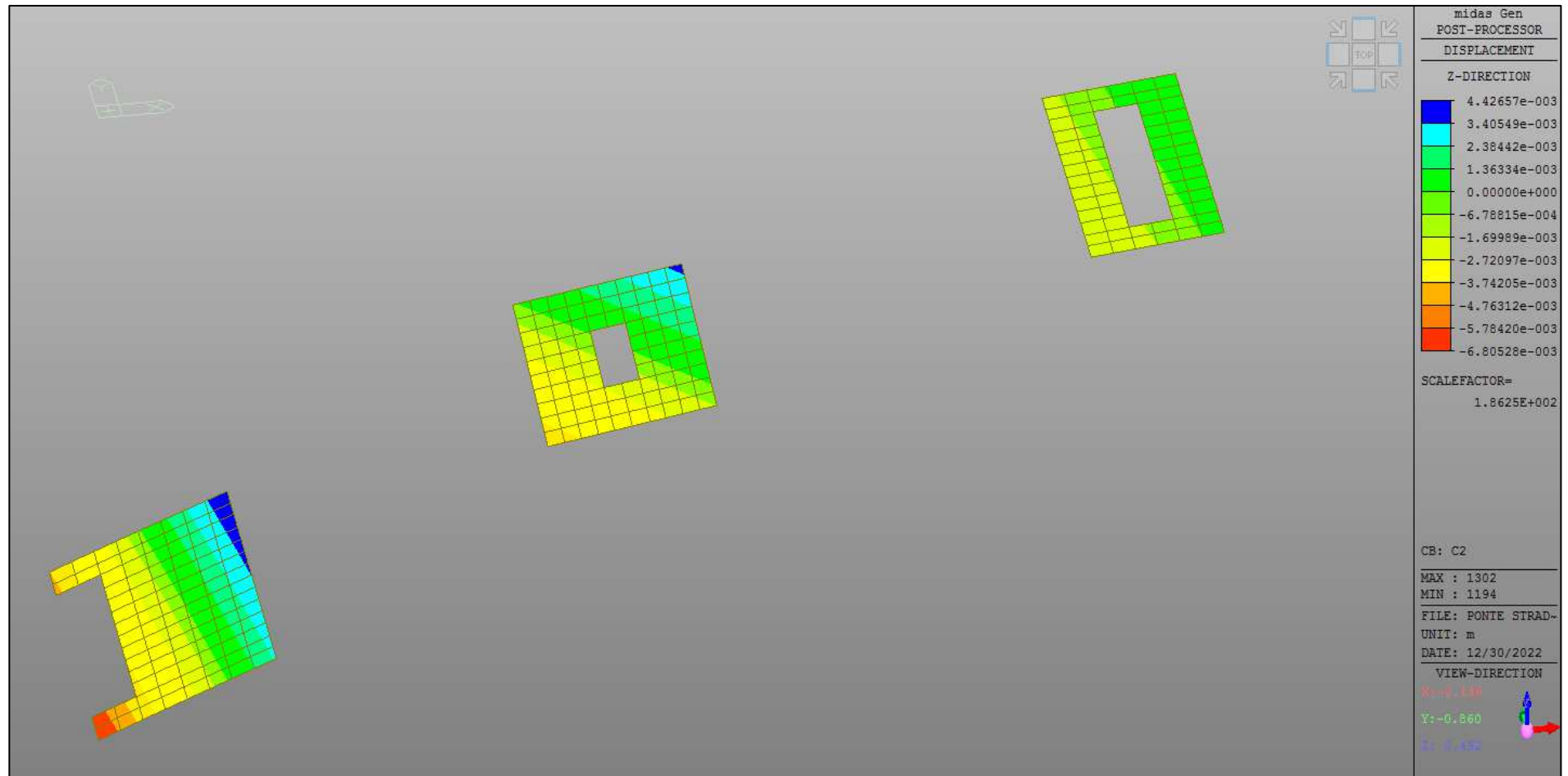




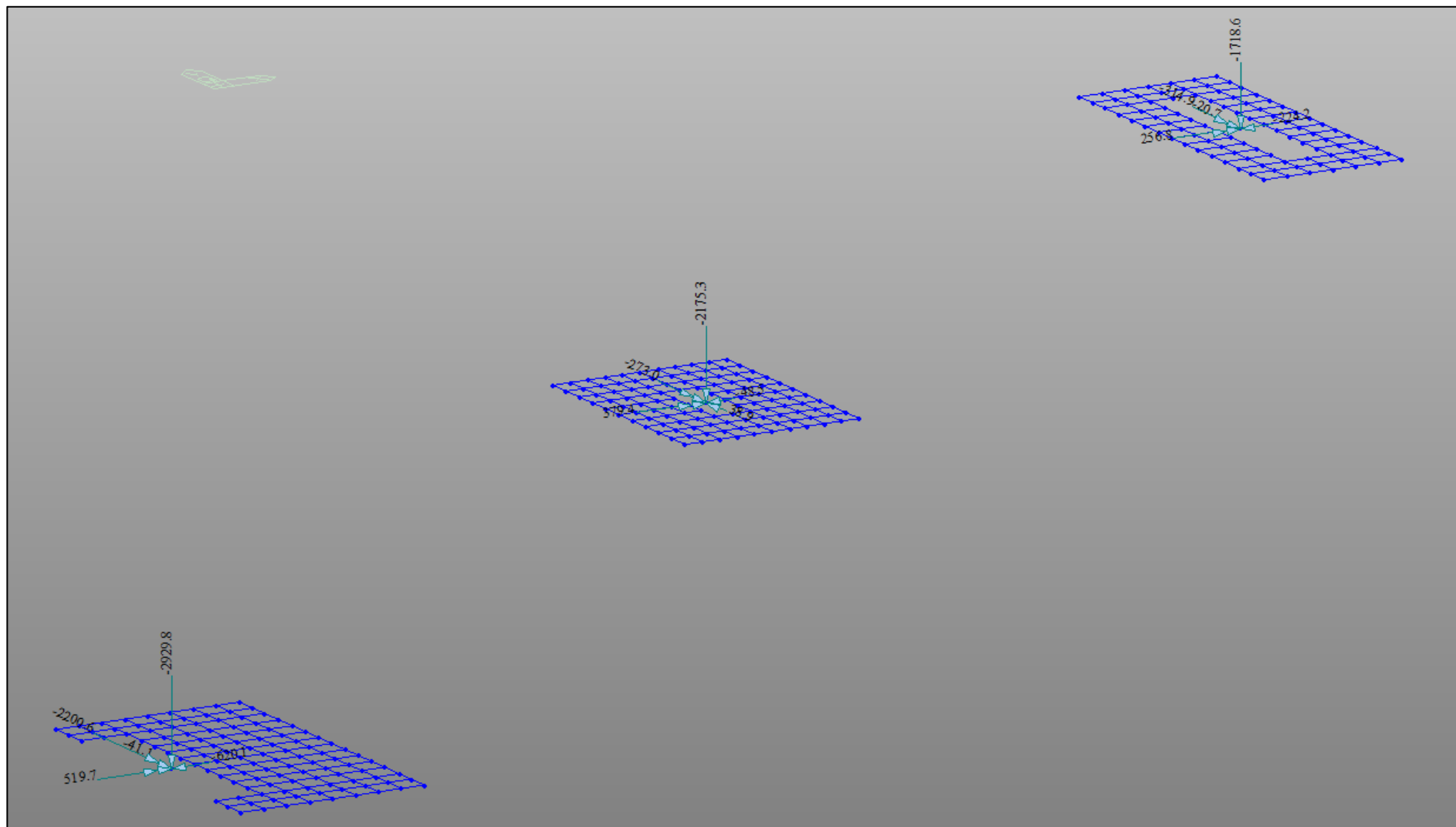




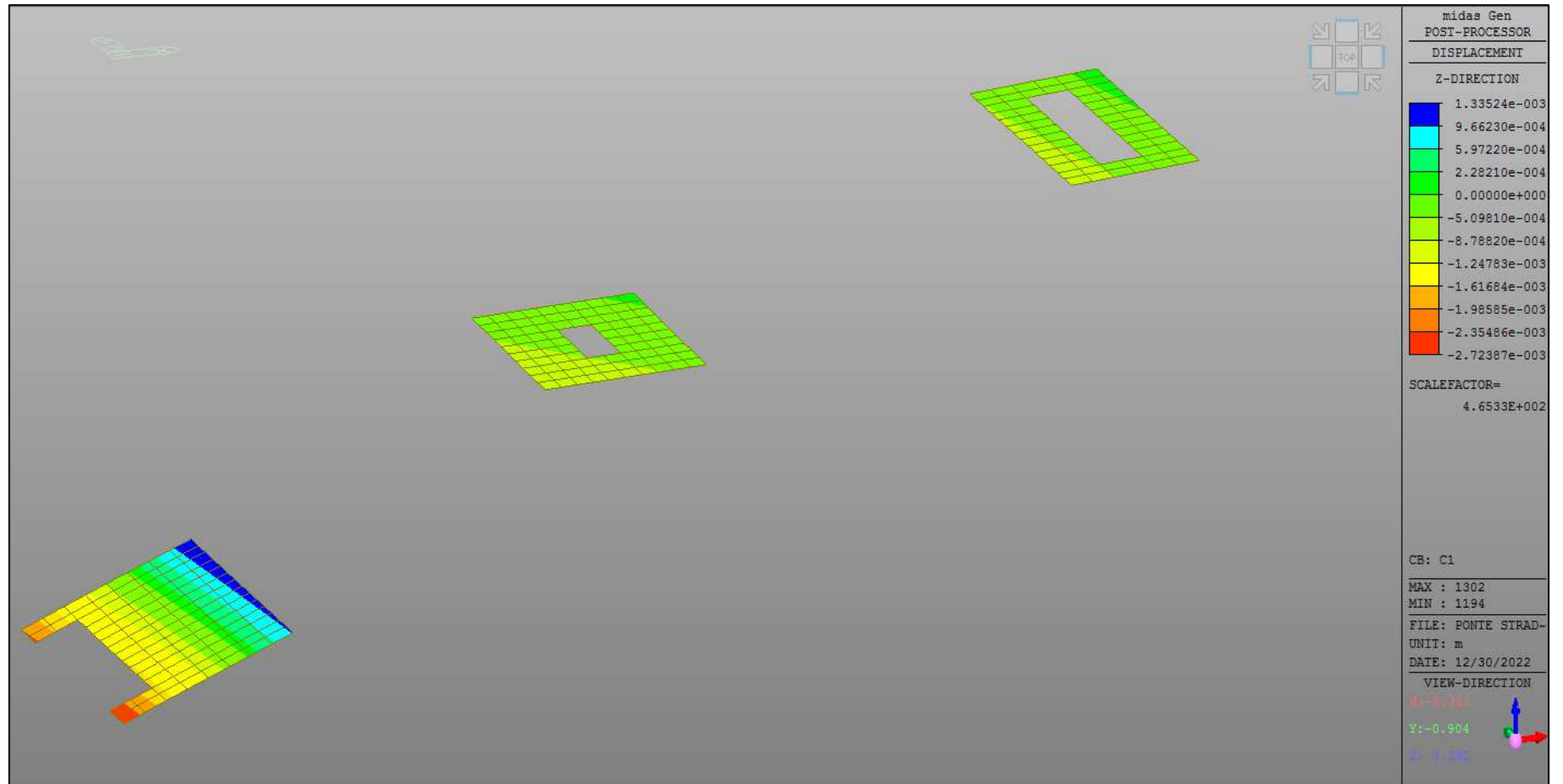
CEDIMENTI COMBINAZIONE SISMICA A SLV



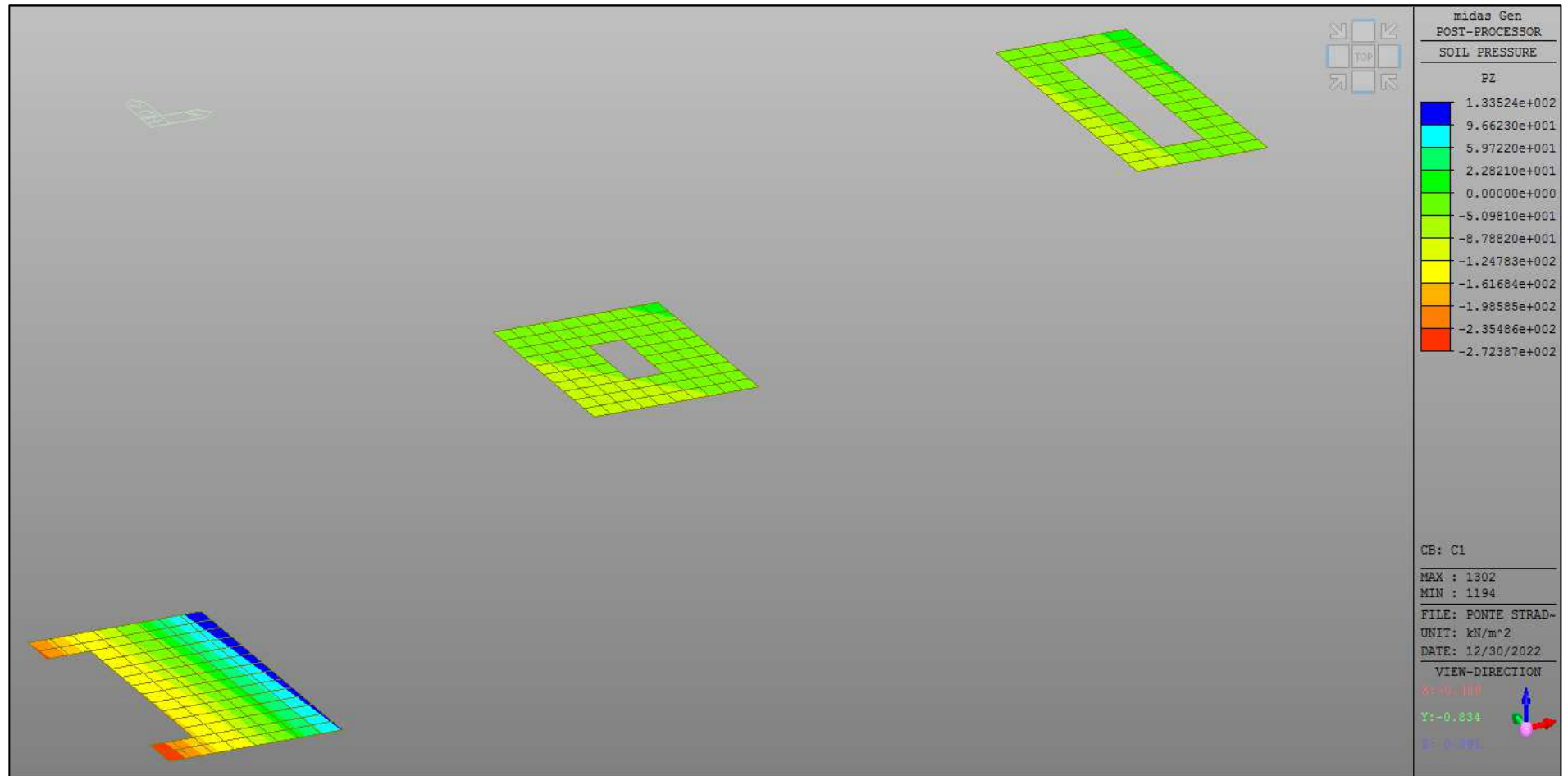
SOLLECITAZIONI FONDAZIONI A STATO LIMITE DI ESERCIZIO
(COMBINAZIONE CARATTERISTICA)



CEDIMENTI A SLE



PRESSIONI TRASFERITE IN FONDAZIONE A SLE



Di seguito vengono riportate le verifiche a stato limite ultimo (combinazione fondamentale e sismica) delle zone maggiormente sollecitate distintamente per la spalla sinistra (lato torre), per la pila centrale e per la spalla destra e rispettive fondazioni.

Spalla sinistra – combinazione fondamentale a SLU

Geometria della sezione		
[cm]		
Altezza	h	100
Base	b	510

Sollecitazioni		
M	3298	[kNm]
N	3955	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
27	24	122.15	6
13	24	58.81	6
27	24	122.15	26
		0.00	
		0.00	
303.10			

riprese
forcelle
riprese int

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
27	24	122.15	6
13	24	58.81	6
27	24	122.15	26
		0.00	
		0.00	
303.10			

riprese
forcelle
riprese int

Materiali									
	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α_{fcd} [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
C32/40 ▼	1.5	0.85	40	32	21.3	18.1	0.8	0.200%	0.350%
	γ_E	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	ϵ_{ud}
B450C ▼	1.00	1.15	210000	450	391.3	0.186%	7.500%	1	7.500%

☒ N costante
☐ e costante

calcola

N ultimo

3955.0 [kN]

xc

17.50 [cm]

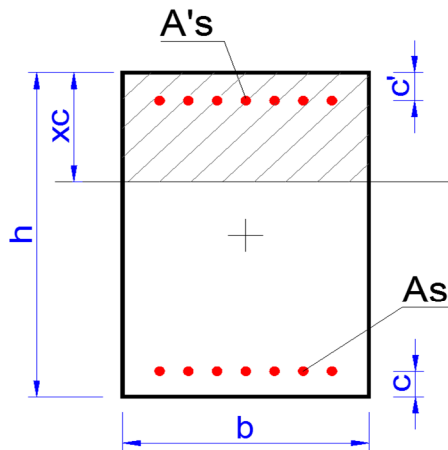
Momento ultimo

11926.8 [kNm]

FS

3.62

Spalla destra – combinazione sismica SLV



Geometria della sezione		
		[cm]
Altezza	h	100
Base	b	510

Sollecitazioni		
M	5500	[kNm]
N	2257	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
27	24	122.15	6
13	24	58.81	6
27	24	122.15	26
		0.00	
		0.00	
303.10			

riprese
forcelle
riprese int

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
27	24	122.15	6
13	24	58.81	6
27	24	122.15	26
		0.00	
		0.00	
303.10			

riprese
forcelle
riprese int

Materiali									
	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α_{fcd} [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
C32/40 ▼	1.5	0.85	40	32	21.3	18.1	0.8	0.200%	0.350%
	γ_E	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	ϵ_{ud}
B450C ▼	1.00	1.15	210000	450	391.3	0.186%	7.500%	1	7.500%

- ☒ N costante
☐ e costante

calcola

N ultimo
2257.0 [kN]

Momento ultimo
11363.4 [kNm]

xc
15.78 [cm]

FS
2.07

DATI

Altezza sezione	h	1.00	m
Larghezza sezione	b	5.10	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copriferro minimo	c_{min}	60	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.06	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	50	mm
Altezza utile	d	0.94	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	5500.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	6168.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	644.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	2200.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0,05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0.0	radianti
Diametro ferri	Φ	18	mm
Area del ferro	A	254.34	mm ²
Numero bracci	n	4	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	3052	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	6310	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	13489	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	7179	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	6168.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	6630	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	18	mm
Area del ferro	A	254.34	mm ²
Numero bracci	n	4	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	7	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2.33333333	/
Passo armatura al taglio	s	43	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	3052.08	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	18	mm
Area armatura	A	254	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1000	mm
Larghezza sezione	b	5100	mm
Altezza utile	d	940	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	60	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	5100000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	644000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	2200000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	12200	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	836	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	1.61	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	12771	N/mm ²
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	16.44	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	18096	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	18096	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

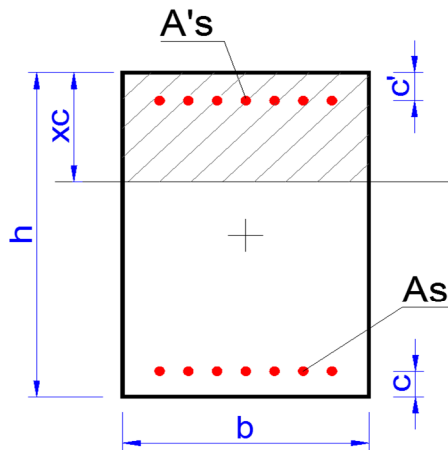
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$X_{c(t_0)}$	173	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x}(t_0)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x}(t_0)$	77067334955	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	1.45	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	40	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	6	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	4.95	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	138	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	20	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$X_{c(t_\infty)}$	246	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x}(t_\infty)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x}(t_\infty)$	178294496968	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	0.89	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	41	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	3.04	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	141	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	40	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	150	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	765000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.024	/
Carichi di breve durata ▼ 1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00012	/
Ricoprimento dell'armatura	c	60	mm
Spaziatura tra le armature	s	189	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	24	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0.425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	221	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0.043	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO		$w_k \leq 0.2 \text{ mm}$	VERIFICATO

Le verifiche risultano, dunque, soddisfatte per la zona tesa maggiormente sollecitata con armatura costituita da ferri $\phi 24 \text{ mm}$ passo 20 cm, sia superiormente che inferiormente e armatura aggiuntiva ad U rovescia costituita da ferri $\phi 24 \text{ mm}$ passo 40 cm alternati ai precedenti.

Ai fini del taglio saranno previste staffe a U, accoppiate (4 bracci totali) disposte a passo di 40 cm sia in senso verticale che orizzontale, di diametro 18 mm sino all'altezza di 3,0 m (prima ripresa di getto) e di diametro 16 mm a salire sino in sommità.

Pila centrale – combinazione fondamentale a SLU



Geometria della sezione		
		[cm]
Altezza	h	80
Base	b	200

Sollecitazioni		
M	409	[kNm]
N	2937	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
11	24	49.76	6
11	24	49.76	26
		0.00	
		0.00	
		0.00	
99.53			

riprese
riprese int

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
11	24	49.76	6
11	24	49.76	26
		0.00	
		0.00	
		0.00	
99.53			

riprese
riprese int

Materiali									
	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α_{fcd} [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
C32/40 ▼	1.5	0.85	40	32	21.3	18.1	0.8	0.200%	0.350%
	γ_E	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	ϵ_{ud}
B450C ▼	1.00	1.15	210000	450	391.3	0.186%	7.500%	1	7.500%

- ☒ N costante
☐ e costante

calcola

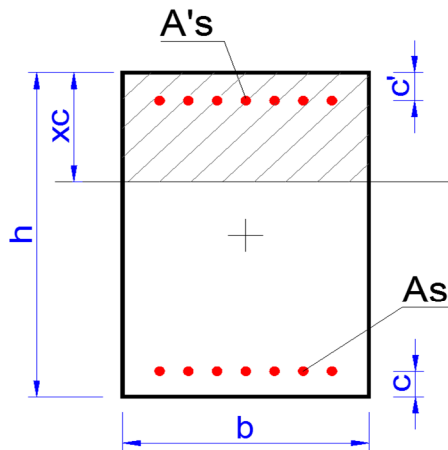
N ultimo
2937.0 [kN]

xc
20.21 [cm]

Momento ultimo
3324.3 [kNm]

FS
8.13

Pila centrale – combinazione sismica a SLV



Geometria della sezione		
	[cm]	
Altezza	h	80
Base	b	200

Sollecitazioni		
M	2341	[kNm]
N	1544	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
11	24	49.76	6
11	24	49.76	26
		0.00	
		0.00	
		0.00	
99.53			

riprese
riprese int

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
11	24	49.76	6
11	24	49.76	26
		0.00	
		0.00	
		0.00	
99.53			

riprese
riprese int

Materiali									
	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α_{fcd} [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
C32/40 ▼	1.5	0.85	40	32	21.3	18.1	0.8	0.200%	0.350%
	γ_E	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	ϵ_{ud}
B450C ▼	1.00	1.15	210000	450	391.3	0.186%	7.500%	1	7.500%

- ☒ N costante
☐ e costante

calcola

N ultimo
1544.0 [kN]

xc
17.72 [cm]

Momento ultimo
3054.5 [kNm]

FS
1.30

DATI

Altezza sezione	h	0.80	m
Larghezza sezione	b	2.00	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copriferro minimo	c_{min}	60	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.06	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	50	mm
Altezza utile	d	0.74	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	409.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	309.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	41.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	273.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0.0	radianti
Diametro ferri	Φ	16	mm
Area del ferro	A	200.96	mm ²
Numero bracci	n	4	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	2412	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	3925	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	4164	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	240	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	309.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	2600	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	16	mm
Area del ferro	A	200.96	mm ²
Numero bracci	n	4	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	4	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	1.33333333	/
Passo armatura al taglio	s	75	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	2411.52	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	16	mm
Area armatura	A	201	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	800	mm
Larghezza sezione	b	2000	mm
Altezza utile	d	740	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	60	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1600000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	41000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	273000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	5600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	571	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	1.82	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	11813	N/mm ²
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	17.78	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	4976	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	4976	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

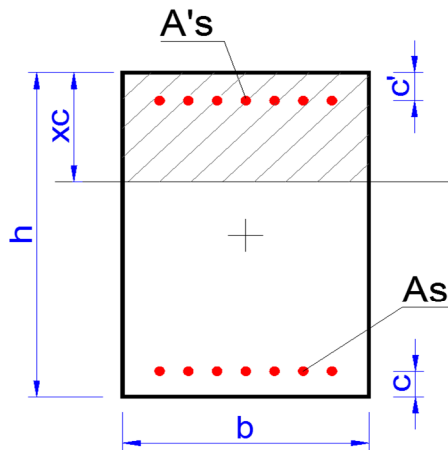
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$X_{c(t_0)}$	131	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x}(t_0)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x}(t_0)$	13254612965	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	0.41	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	12	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	1	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	2.70	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	79	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	9	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$X_{c(t_\infty)}$	193	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x}(t_\infty)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x}(t_\infty)$	32739128287	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	0.24	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	12	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	1.61	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	81	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	12	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	150	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	300000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.017	/
Carichi di breve durata ▼ 1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00003	/
Ricoprimento dell'armatura	c	60	mm
Spaziatura tra le armature	s	182	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	24	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0.425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	265	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0.015	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO		$w_k \leq 0.2 \text{ mm}$	VERIFICATO

Le verifiche risultano, dunque, soddisfatte per la zona tesa maggiormente sollecitata con armatura costituita da ferri $\phi 24 \text{ mm}$ passo 20 cm, sia superiormente che inferiormente.

Ai fini del taglio saranno previste staffe a U, accoppiate (4 bracci totali) disposte a passo di 40 cm sia in senso verticale che orizzontale di diametro 16 mm.

Spalla destra – combinazione fondamentale a SLU



Geometria della sezione		
		[cm]
Altezza	h	100
Base	b	510

Sollecitazioni		
M	473	[kNm]
N	2320	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
27	24	122.15	6
27	24	122.15	26
		0.00	
		0.00	
		0.00	
244.29			

riprese
riprese int

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
27	24	122.15	6
27	24	122.15	26
		0.00	
		0.00	
		0.00	
244.29			

riprese
riprese int

Materiali									
	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α_{fcd} [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
C32/40 ▼	1.5	0.85	40	32	21.3	18.1	0.8	0.200%	0.350%
	γ_E	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	ϵ_{ud}
B450C ▼	1.00	1.15	210000	450	391.3	0.186%	7.500%	1	7.500%

- ☒ N costante
☐ e costante

calcola

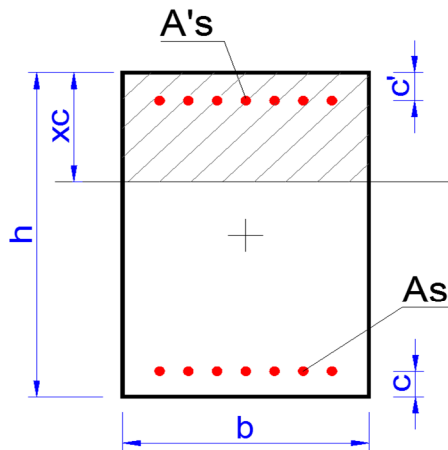
N ultimo
2320.0 [kN]

xc
15.87 [cm]

Momento ultimo
9361.5 [kNm]

FS
19.79

Spalla destra – combinazione sismica a SLV



Geometria della sezione		
		[cm]
Altezza	h	100
Base	b	510

Sollecitazioni		
M	1028	[kNm]
N	1044	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
27	24	122.15	6
27	24	122.15	26
		0.00	
		0.00	
		0.00	
244.29			

riprese
riprese int

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
27	24	122.15	6
27	24	122.15	26
		0.00	
		0.00	
		0.00	
244.29			

riprese
riprese int

Materiali									
	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α_{fcd} [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
C32/40 ▼	1.5	0.85	40	32	21.3	18.1	0.8	0.200%	0.350%
	γ_E	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	ϵ_{ud}
B450C ▼	1.00	1.15	210000	450	391.3	0.186%	7.500%	1	7.500%

- ☒ N costante
☐ e costante

calcola

N ultimo
1044.0 [kN]

xc
14.16 [cm]

Momento ultimo
8882.9 [kNm]

FS
8.64

DATI

Altezza sezione	h	1.00	m
Larghezza sezione	b	5.10	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copriferro minimo	c_{min}	60	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.06	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	50	mm
Altezza utile	d	0.94	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	1028.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	337.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	73.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	315.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0.0	radianti
Diametro ferri	Φ	16	mm
Area del ferro	A	200.96	mm ²
Numero bracci	n	4	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	2412	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	4986	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	13489	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	8504	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	337.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	6630	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	16	mm
Area del ferro	A	200.96	mm ²
Numero bracci	n	4	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	33	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	2411.52	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	16	mm
Area armatura	A	201	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1000	mm
Larghezza sezione	b	5100	mm
Altezza utile	d	940	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	60	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	5100000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	73000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	315000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	12200	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	836	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	1.61	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	12771	N/mm ²
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	16.44	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	4976	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	4976	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$X_{c(t_0)}$	100	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x}(t_0)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x}(t_0)$	23854810675	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	0.30	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	16	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	1	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	1.32	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	70	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	3	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$X_{c(t_\infty)}$	150	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x}(t_\infty)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x}(t_\infty)$	57430283434	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	0.19	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	17	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	0.82	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	71	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	16	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	150	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	765000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.007	/
Carichi di breve durata ▼ 1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00005	/
Ricoprimento dell'armatura	c	60	mm
Spaziatura tra le armature	s	464	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	24	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0.425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	675	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0.053	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO		$w_k \leq 0.2 \text{ mm}$	VERIFICATO

Le verifiche risultano, dunque, soddisfatte per la zona tesa maggiormente sollecitata con armatura costituita da ferri $\phi 24 \text{ mm}$ passo 20 cm, sia superiormente che inferiormente.

Ai fini del taglio saranno previste staffe a U, accoppiate (4 bracci totali) disposte a passo di 40 cm sia in senso verticale che orizzontale di diametro 16 mm.

Di seguito vengono riportate verifiche a stato limite ultimo in fondazione per le massime sollecitazioni date dall'involuppo della combinazione fondamentale e della combinazione sismica (SLV).

Fondazione spalla sinistra – Involuppo comb. a SLU/SLV - fondamentale / sismica

DATI

Altezza sezione	h	1.50	m
Larghezza sezione	b	4.00	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copriferro minimo	c_{min}	60	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.06	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	50	mm
Altezza utile	d	1.44	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	950.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	1665.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	419.2	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	524.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	661.8	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.011	m
Momento resistente	M _{Rd}	950.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.008	/
Area minima da normativa	A _{min}	8640	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	1693	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	8640	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	24	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	21	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	Ø ₁	0	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	9500	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	Ø ₂	24	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n ₁	21	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	Ø ₂	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	9500	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	9500	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	9500	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	61	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0786	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	-7.73E-05	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	-16	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-3560272	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	3714569	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-154297	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.043	/
Momento resistente	M _{Rd}	5252.3	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	950.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA			
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0.0	radianti
Diametro ferri	Φ	18	mm
Area del ferro	A	254.34	mm ²
Numero bracci	n	1	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	763	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	2417	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	16207	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	13791	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	1665.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1500	mm
Larghezza sezione	b	4000	mm
Altezza utile	d	1440	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	60	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	6000000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	419200000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	524000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	11000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	1091	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	1.41	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	13852	N/mm ²
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	15.16	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	9500	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	9500	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$X_{c(t_0)}$	185	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x}(t_0)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x}(t_0)$	103460264439	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	0.75	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	32	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	3	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	0.94	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	40	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	4	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$X_{c(t_\infty)}$	266	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x}(t_\infty)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x}(t_\infty)$	229308587076	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	0.49	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	33	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	0.61	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	41	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	32	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	150	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	600000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.016	/
Carichi di breve durata ▼ 1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00009	/
Ricoprimento dell'armatura	c	60	mm
Spaziatura tra le armature	s	190	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	24	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0.425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	272	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0.042	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO		$w_k \leq 0.2 \text{ mm}$	VERIFICATO

Le verifiche risultano, dunque, soddisfatte per la zona tesa maggiormente sollecitata con armatura costituita da ferri $\phi 24 \text{ mm}$ passo 20 cm, sia superiormente che inferiormente, in modo tal da rispettare i valori minimi di armatura previsti dalle NTC.

Ai fini del taglio saranno previste staffe disposte a passo di 40 cm sia in senso verticale che orizzontale, di diametro 18 mm.

Fondazione pila centrale – Involuppo comb. a SLU/SLV - fondamentale / sismica

DATI

Altezza sezione	h	1.50	m
Larghezza sezione	b	3.80	m
Classe di esposizione ambientale		XC4	/
Copriferro minimo	c_{min}	60	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.06	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	50	mm
Altezza utile	d	1.44	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	670.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	1447.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	89.6	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	112.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	40.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	32.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	40.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	27788	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18133	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.63	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.12	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1411112	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	197984.9	kN
Profondità dell'asse neutro	x	3.592	m
Momento resistente	M _{Rd}	669.9	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	2.494	/
Area minima da normativa	A _{min}	8208	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	506467	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	506467	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	24	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	20	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	Ø ₁	0	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	9048	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	Ø ₂	24	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n ₁	20	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	Ø ₂	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	9048	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	9048	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	9048	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	61	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0786	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	-8.03E-05	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	18.1	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	-17	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-3385160	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	3537685	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-152524	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.043	/
Momento resistente	M _{Rd}	5002.0	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	670.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA			
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0.0	radianti
Diametro ferri	Φ	18	mm
Area del ferro	A	254.34	mm ²
Numero bracci	n	1	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	763	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	2417	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	15397	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	12981	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	1447.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1500	mm
Larghezza sezione	b	3800	mm
Altezza utile	d	1440	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	60	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	5700000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	33346	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	89600000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	112000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	10600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.30	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	1075	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	1.42	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	13781	N/mm ²
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	15.24	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	9048	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	9048	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	14.4	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	19.20	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$X_{c(t_0)}$	186	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x}(t_0)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x}(t_0)$	98513319614	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	0.17	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	7	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	1	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	0.21	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	9	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	1	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$X_{c(t_\infty)}$	267	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x}(t_\infty)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x}(t_\infty)$	219328530801	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	0.11	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	7	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	0.14	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	9	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	7	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.30	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	150	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	570000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.016	/
Carichi di breve durata ▼ 1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00002	/
Ricoprimento dell'armatura	c	60	mm
Spaziatura tra le armature	s	190	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	24	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0.425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	271	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0.009	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE AGGRESSIVO		$w_k \leq 0.2 \text{ mm}$	VERIFICATO

Le verifiche risultano, dunque, soddisfatte per la zona tesa maggiormente sollecitata con armatura costituita da ferri $\phi 24 \text{ mm}$ passo 20 cm, sia superiormente che inferiormente, in modo tal da rispettare i valori minimi di armatura previsti dalle NTC.

Ai fini del taglio saranno previste staffe disposte a passo di 40 cm sia in senso verticale che orizzontale, di diametro 18 mm.

Fondazione spalla destra – Involuppo comb. a SLU/SLV - fondamentale / sismica

In considerazione delle sollecitazioni e della geometria della fondazione, sono state assunte, con ampio margine di sicurezza, le stesse armature e passo previste per la spalla sinistra e per la pila centrale, ritenendo estendibili le verifiche fatte per queste ultime.

Le verifiche strutturali sono rispettante sia per la combinazione statica che per la combinazione sismica per le spalle e la pila centrale.

Si evidenzia che sono, inoltre, state opportunamente valutate le deformazioni dell'impalcato del ponte sia in esercizio che per la combinazione sismica a SLD e a SLV e, quindi, confrontate con le analoghe deformazioni relative alla torre di presa, al fine verificare la compatibilità degli stessi, conformemente a quanto previsto dal *paragrafo 7.2.1 delle N.T.C.*

2018, con l'esclusione di potenziali interazioni ed effetti di martellamento tra le suddette costruzioni sotto l'azione sismica. Sono, in tal senso, stati progettualmente previsti specifici giunti di dilatazione in corrispondenza dell'impalcato e tra l'impalcato e la torre di presa in grado di assorbire gli spostamenti attesi delle costruzioni sia in condizioni statiche di esercizio che in condizioni sismiche a stato limite di danno e di salvaguardia della vita utile.

Si riportano, infine, le **verifiche geotecniche a capacità portante e a scorrimento** del sistema terreno-fondazione e, quindi, le **verifiche strutturali e geotecniche, con la stima dei cedimenti, dei micropali di fondazione**, i quali sono finalizzati sostanzialmente all'intercettazione degli strati di terreno caratterizzati da miglior proprietà geotecniche e alla conseguente ottimizzazione dei cedimenti differiti a medio-lungo termine e all'omogeneizzazione dei cedimenti e degli spostamenti differenziali della costruzione.

Le **verifiche a capacità portante** del sistema terreno-fondazione sono state eseguite per la combinazione **A1+M1+R3** prevista dalle N.T.C. 2018, per le spalle e per la pila centrale, con la formulazione di *Brinch-Hansen*, considerando aggiuntivamente anche i fattori correttivi sismici z come definiti da *Paolucci & Pecker (1997)*. Il problema è valutato considerando cautelativamente i parametri geotecnici dell'unità II, con un angolo di attrito pari a 34° , coesione 10 kPa e un approfondimento pari all'altezza della fondazione. Sono, inoltre, stati cautelativamente considerati anche fattori correttivi di inclinazione del piano campagna per la pila centrale e per la spalla lato versante (lato dx), commisurati alla pendenza media equivalente dei pendii di valle rispetto al piano di imposta delle fondazioni e considerando gli allargamenti dei piani di fondazione medesimi progettualmente previsti. E' stata, in tal senso, considerata un'inclinazione equivalente pari a 22° per la pila centrale e a 14° per la spalla destra.

Le azioni agenti sono desunte dai valori trasferiti dalle elevazioni nel modello di calcolo a SLU-combinazione fondamentale, aggiungendo il peso proprio della fondazione.

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, calcolato con la seguente espressione (si veda a riguardo il *paragrafo 4.4*):

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma$$

Mentre il valore della resistenza di calcolo, ovvero del carico limite, vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = \frac{q_{lim}}{2,3}$$

Fondazione spalla sinistra – verifica combinazione A1+M1+R3

N	5020	kN
Mx	778	kN
My	3298	kN
Tx	930	kN
Ty	62	kN
B (x)	4.00	m
L (y)	7.10	m
eccentricità in x [e _x]	0,15	m
eccentricità in y [e _y]	0,66	m
B'	3.69	m
L'	5.79	m
Profondità fondazione	1,50	m
m	1,61	
N _y	41,06	
N _q	29,44	
N _c	42,16	
i _y	0,61	
i _q	0,73	
i _c	0,72	
s _y	0,74	
s _q	1,43	
s _c	1,45	
b _y	1,00	
b _q	1,00	
b _c	1,00	
g _y	1,00	
g _q	1,00	
g _c	1,00	
d _y	1,00	
d _q	1,11	
d _c	1,11	
z _γ	0,91	
z _q	0,91	
z _c	0,95	
q _{lim}	1555	kN/m ²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim}=q*N_q*\alpha_q+c'*N_c*\alpha_c+0.5*B'*\gamma*N_\gamma*\alpha_\gamma \cong 1,5 \quad \text{N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 1,5/2,3 \cong 0,65 \text{ N/mm}^2 \text{ (650 kN/m}^2\text{)} > q = 0,24 \text{ N/mm}^2$$

$$\mathbf{F.S.} \cong 1,5 \text{ N/mm}^2 / 0,24 \text{ N/mm}^2 \cong 6,2 > 2,3$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$\mathbf{Hd} = \quad 932.06 \quad (\text{kN})$$

$$\mathbf{Sd} = \mathbf{N} * \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$\mathbf{Sd} = \quad 3599.54 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$\mathbf{F_{scorr}} = \quad 3.86$$

**LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE E A SCORRIMENTO POSSONO,
DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE**

Fondazione pila centrale – verifica combinazione A1+M1+R3

N	3649	kN
Mx	567	kN
My	409	kN
Tx	73	kN
Ty	58	kN
B (x)	3.80	m
L (y)	5.00	m
eccentricità in x [e _x]	0,16	m
eccentricità in y [e _y]	0,11	m
B'	3.49	m
L'	4.78	m
Profondità fondazione	1,50	m
m	1,52	
N _y	41,06	
N _q	29,44	
N _c	42,16	
i _y	0,94	
i _q	0,96	
i _c	0,96	
s _y	0,71	
s _q	1,49	
s _c	1,51	
b _y	1,00	
b _q	1,00	
b _c	1,00	
g _y	0,36	
g _q	0,36	
g _c	0,33	
d _y	1,00	
d _q	1,11	
d _c	1,12	
z _γ	0,91	
z _q	0,91	
z _c	0,95	
q _{lim}	752	kN/m ²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim}=q*N_q*\alpha_q+c'*N_c*\alpha_c+0.5*B'*\gamma*N_\gamma*\alpha_\gamma \cong 0,75 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 0,75/2,3 \cong 0,33 \text{ N/mm}^2 \text{ (330 kN/m}^2\text{)} > q = 0,22 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{F.S.} \cong 0,75 \text{ N/mm}^2 / 0,22 \text{ N/mm}^2 \cong 3,4 > 2,3$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$\text{Hd} = 93.24 \quad (\text{kN})$$

$$\text{Sd} = N * \tan(\varphi') + c' B * L *$$

$$\text{Sd} = 2627.92 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$\text{Fscorr} = 28.19$$

**LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE E A SCORRIMENTO POSSONO,
DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE**

Fondazione spalla destra – verifica combinazione A1+M1+R3

N	2959	kN
Mx	347	kN
My	473	kN
Tx	337	kN
Ty	31	kN
B (x)	3.00	m
L (y)	7.10	m
eccentricità in x [e _x]	0,12	m
eccentricità in y [e _y]	0,16	m
B'	2.77	m
L'	6.78	m
Profondità fondazione	1,20	m
m	1,71	
N _y	41,06	
N _q	29,44	
N _c	42,16	
i _y	0,74	
i _q	0,83	
i _c	0,82	
s _y	0,84	
s _q	1,28	
s _c	1,28	
b _y	1,00	
b _q	1,00	
b _c	1,00	
g _y	0,56	
g _q	0,56	
g _c	0,55	
d _y	1,00	
d _q	1,11	
d _c	1,12	
z _γ	0,91	
z _q	0,91	
z _c	0,95	
q _{lim}	810	kN/m ²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim}=q*N_q*\alpha_q+c'*N_c*\alpha_c+0.5*B'*\gamma*N_\gamma*\alpha_\gamma \cong 0,81 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 0,81/2,3 \cong 0,35 \text{ N/mm}^2 \text{ (350 kN/m}^2\text{)} > q = 0,16 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{F.S.} \cong 0,81 \text{ N/mm}^2 / 0,16 \text{ N/mm}^2 \cong 5,1 > 2,3$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$\text{Hd} = 338.42 \quad (\text{kN})$$

$$\text{Sd} = N * \tan(\phi') + c' B * L^*$$

$$\text{Sd} = 2183.38 \quad (\text{kN})$$

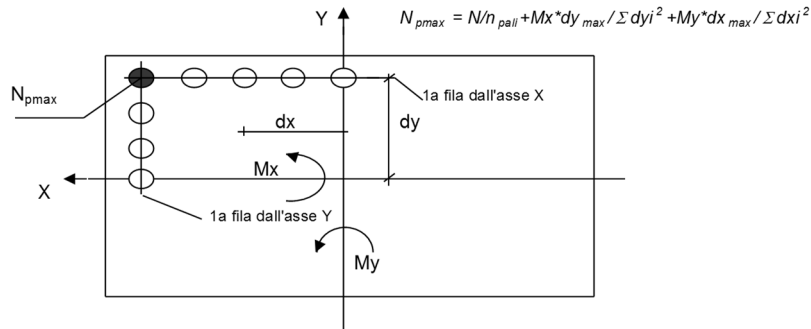
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$\text{Fscorr} = 6.45$$

**LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE E A SCORRIMENTO POSSONO,
DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE**

Verifiche micropali spalla sinistra – SLU

RIPARTIZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE



OPERA: Ripartizione involucro azioni a SLU

DATI DI INPUT:

Numero pali direzione X :	3	(-)	N =	5020.00	(kN)
Numero pali direzione Y :	5	(-)	Mx =	778.00	(kNm)
Dist. asse X 1a fila di pali dy1:	1.20	(m)	My =	3298.00	(kNm)
Dist. asse X 2a fila di pali dy2:	-1.20	(m)	Tx =	930.00	(kN)
Dist. asse X 3a fila di pali dy3:		(m)	Ty =	62.00	(kN)
Dist. asse X 4a fila di pali dy4:		(m)	n_pali =	15	(-)
Dist. asse X 5a fila di pali dy5:		(m)			
Dist. asse X 6a fila di pali dy6:		(m)			
Dist. asse Y 1a fila di pali dx1:	1.20	(m)			
Dist. asse Y 2a fila di pali dx2:	-1.20	(m)			
Dist. asse Y 3a fila di pali dx3:		(m)			
Dist. asse Y 4a fila di pali dx4:		(m)			
Dist. asse Y 5a fila di pali dx5:		(m)			
Dist. asse Y 6a fila di pali dx6:		(m)			
Dist. asse Y 7a fila di pali dx7:		(m)			
Dist. asse Y 8a fila di pali dx8:		(m)			
Dist. asse Y 9a fila di pali dx9:		(m)			
Dist. asse Y 10a fila di pali dx10:		(m)			
Dist. asse Y 11a fila di pali dx11:		(m)			
Dist. asse Y 12a fila di pali dx12:		(m)			
dy_max =	1.20	(m)			
dx_max =	1.20	(m)			
Σ dyi ² =	17.28	(m ²)			
Σ dxi ² =	28.80	(m ²)			
$N_{pmax} = N/n_{pali} + Mx*dy_{max} / \Sigma dyi^2 + My*dx_{max} / \Sigma dxi^2$					
N_pmax =	526.11	(kN)			
N_pmin =	143.22	(kN)			
$T_{pmax} = (Tx^2 + Ty^2)^{0.5} / n_{pali}$					
T_pmax =	62.14	(kN)			

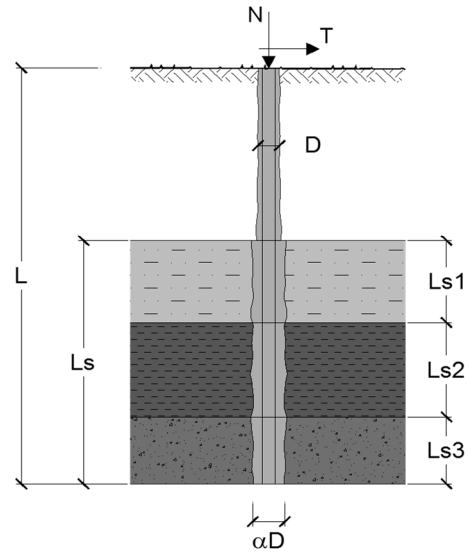
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Micropali spalla sinistra

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	526.11	0.00	526.11
T (kN)	62.14	0.00	62.14



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	☐	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	☐	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	☐	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	☐	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	1 ☒	2 ☐	3 ☐	4 ☐	5 ☐	7 ☐	≥ 10 ☐	DM88 ☐	prog. ☐
ζ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ζ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.24 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 10.00 (m)

Armatura:

☐ IPE	☐ INP	☐ HEA	☐ HEB	☐ HEM	☒ Tubi	☐ ALTRO
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	ø168,3 x 8,0	

ø168,3 x 8,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 4029 (mm²) 11/0

Area di taglio (A_{taglio}): (mm²) 11/0

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 1.297E+07 (mm⁴) 1 141807

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 206'000 (mm³) 1'42330

Dimensione Armatura (j_{arm}): (mm) 102.4

Tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 100.0 (MN/m³)

<i>Tipo di Terreno</i>	<i>Spessore l_{s_i}</i> (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i <i>media</i> (MPa)	s_i <i>minima</i> (MPa)	s_i <i>calcolo</i> (MPa)	Q_{si} (kN)
roccia frantumata	9.00	1.20	0.29	0.430	0.350	0.179	1457.83

$$L_s = 9.00 \quad (m) \quad QI = 1457.83 \quad (kN)$$

$$\text{Capacità portante di punta} \quad Qp = \%Punta \cdot QI \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$$\% Punta \quad 10\% \quad Qp = 145.78 \quad (kN)$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Q_{lim} = Qb + QI$$

$$Fs = Q_{lim} / N \quad (Fs > 1)$$

$$Q_{lim} = 1603.61 \quad (kN)$$

$$Fs = 3.05$$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

$$\text{Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.}(\beta) \quad (\beta = k \cdot D_{arm}): \quad 16.83 \quad (N/mm^2)$$

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$$Pk = 13542.45 \quad (MN)$$

$$\eta = 25.74$$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 1.218 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 25.50 \quad (kN \cdot m)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 254.40 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = 6.78 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 30.85 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{id} = 259.95 \quad (N/mm^2)$$

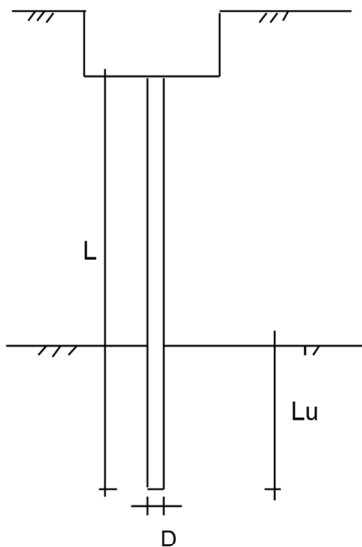
verifica soddisfatta

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Micropali spalla sinistra

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0.24	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	526.11	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	10.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	9.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	800000	(kN/m ²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P_{max} / E * Lu$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(Lu / D): \quad 2.07 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P_{max} / E * Lu \quad 0.15 \quad (\text{mm})$$

Si evidenzia che i micropali in progetto per la spalla sinistra, saranno costituiti da 5 file e 3 colonne (in totale n. 15 micropali), senza la fila centrale più corta in asse alla galleria, e verranno eseguiti in modo tale da garantire sempre una distanza minima laterale tra i micropali stessi e la galleria di derivazione, pari a 2 volte il diametro di perforazione.

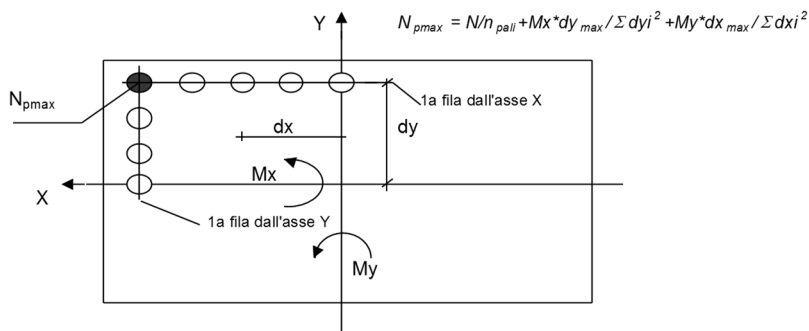
Preliminarmente all'esecuzione dei micropali di fondazione sarà, inoltre, effettuato un rilievo plano-altimetrico dettagliato del tracciato della galleria effettivamente realizzato (essendo l'esecuzione della galleria cronologicamente precedente a quella dei micropali), grazie alla strumentazione topografica in dotazione alla tecnologia microtunneling.

Tali accorgimenti esecutivi consentiranno, quindi, di evitare possibili interferenze spaziali tra la galleria di derivazione e i micropali di fondazione del ponte.

Per quanto concerne, infine, le sollecitazioni scaricate dai micropali al terreno, considerato che gli stessi lavorano per almeno il 90% in relazione alla capacità laterale del fusto e per solo circa il 5÷10% a carico di punta (trattandosi appunto di micropali), considerate inoltre le caratteristiche meccaniche dell'unità geotecnica alla profondità della galleria (unità geotecnica II – roccia fratturata) e la sola funzione di limitazione dei cedimenti attribuita ai micropali stessi, stante che le verifiche a capacità portante sono soddisfatte autonomamente dalla platea di fondazione della spalla, si ritiene di poter ragionevolmente escludere la possibilità che lo scarico delle sollecitazioni dei micropali possa interferire e provocare eventuali danni alla galleria di derivazione.

Verifiche micropali pila centrale – SLU

RIPARTIZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE



OPERA: Ripartizione involucro azioni a SLU

DATI DI INPUT:

Numero pali direzione X :	3	(-)	N =	3649.00	(kN)
Numero pali direzione Y :	4	(-)	Mx =	567.00	(kNm)
Dist. asse X 1a fila di pali dy1:	1.10	(m)	My =	409.00	(kNm)
Dist. asse X 2a fila di pali dy2:	-1.10	(m)	Tx =	73.00	(kN)
Dist. asse X 3a fila di pali dy3:		(m)	Ty =	58.00	(kN)
Dist. asse X 4a fila di pali dy4:		(m)	n_pali =	12	(-)
Dist. asse X 5a fila di pali dy5:		(m)			
Dist. asse X 6a fila di pali dy6:		(m)			
Dist. asse Y 1a fila di pali dx1:	1.10	(m)			
Dist. asse Y 2a fila di pali dx2:	-1.10	(m)			
Dist. asse Y 3a fila di pali dx3:		(m)			
Dist. asse Y 4a fila di pali dx4:		(m)			
Dist. asse Y 5a fila di pali dx5:		(m)			
Dist. asse Y 6a fila di pali dx6:		(m)			
Dist. asse Y 7a fila di pali dx7:		(m)			
Dist. asse Y 8a fila di pali dx8:		(m)			
Dist. asse Y 9a fila di pali dx9:		(m)			
Dist. asse Y 10a fila di pali dx10:		(m)			
Dist. asse Y 11a fila di pali dx11:		(m)			
Dist. asse Y 12a fila di pali dx12:		(m)			

$$dy_{max} = 1.10 \quad (m)$$

$$dx_{max} = 1.10 \quad (m)$$

$$\Sigma dyi^2 = 14.52 \quad (m^2)$$

$$\Sigma dxi^2 = 19.36 \quad (m^2)$$

$$N_{pmax} = N/n_{pali} + Mx*dy_{max} / \Sigma dyi^2 + My*dx_{max} / \Sigma dxi^2$$

$$N_{pmax} = 370.28 \quad (kN)$$

$$N_{pmin} = 237.89 \quad (kN)$$

$$T_{pmax} = (Tx^2 + Ty^2)^{0.5} / n_{pali}$$

$$T_{pmax} = 7.77 \quad (kN)$$

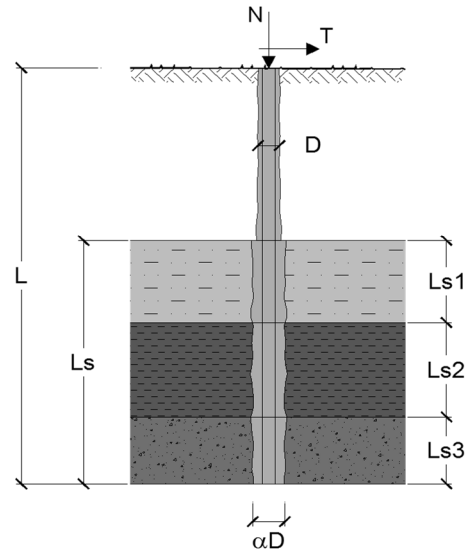
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Micropali pila centrale

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	370.28	0.00	370.28
T (kN)	7.77	0.00	7.77



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	☐	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	☐	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	☐	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	☐	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	1 ☒	2 ☐	3 ☐	4 ☐	5 ☐	7 ☐	≥ 10 ☐	DM88 ☐	prog. ☐
ζ_{s3}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ζ_{s4}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.24 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 10.00 (m)

Armatura:

☐ IPE	☐ INP	☐ HEA	☐ HEB	☐ HEM	☒ Tubi	☐ ALTRO
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	ø168,3 x 8,0	

ø168,3 x 8,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 4029 (mm²) 11/0

Area di taglio (A_{taglio}): (mm²) 11/0

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 1.297E+07 (mm⁴) 1 141807

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 206'000 (mm³) 152330

Dimensione Armatura (j_{arm}): (mm) 102.4

Tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 100.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA**Capacità portante di fusto**

$$QI = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

<i>Tipo di Terreno</i>	<i>Spessore Is_i</i> (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i <i>media</i> (MPa)	s_i <i>minima</i> (MPa)	s_i <i>calcolo</i> (MPa)	Qsi (kN)
<i>roccia fratturata</i>	8.00	1.20	0.29	0.430	0.350	0.179	1295.85

$$Ls = 8.00 \quad (m) \quad QI = 1295.85 \quad (kN)$$

$$\text{Capacità portante di punta} \quad Qp = \%Punta \cdot QI \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$$\% Punta \quad 10\% \quad Qp = 129.58 \quad (kN)$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

$$Qlim = Qb + QI$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$$Qlim = 1425.43 \quad (kN)$$

$$Fs = 3.85$$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

$$\text{Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.} (\beta) \quad (\beta = k \cdot D_{arm}): \quad 16.83 \quad (N/mm^2)$$

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$$Pk = 13542.45 \quad (MN)$$

$$\eta = 36.57$$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 1.218 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 3.19 \quad (kN \cdot m)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 107.39 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = 76.43 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 3.86 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

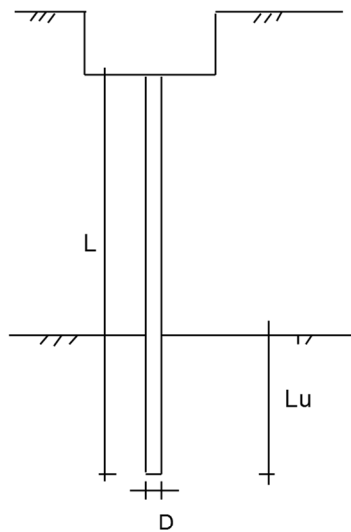
$$\sigma_{id} = 107.60 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Micropali pila centrale

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.24	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	370.28	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	10.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	8.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	800000	(kN/m ²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$$\delta = \beta \cdot P_{max} / E \cdot L_u$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0.5 + \log(L_{utile} / D): \quad 2.02 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P_{max} / E \cdot L_u \quad 0.12 \quad (mm)$$

Si evidenzia che i micropali in progetto per la pila centrale, saranno costituiti da 4 file e 3 colonne (in totale n. 12 micropali) e verranno eseguiti in modo tale da garantire una distanza minima dalla galleria pari a circa 1,9 m per le file centrali (di lunghezza 9,0 m) e pari a circa 1,4 m per le file laterali (di lunghezza 10,0 m).

Preliminarmente all'esecuzione dei micropali di fondazione sarà, inoltre, effettuato un rilievo plano-altimetrico dettagliato del tracciato della galleria effettivamente realizzato (essendo l'esecuzione della galleria cronologicamente precedente a quella dei micropali), grazie alla strumentazione topografica in dotazione alla tecnologia microtunneling.

Tali accorgimenti esecutivi consentiranno, quindi, di evitare possibili interferenze spaziali tra la galleria di derivazione e i micropali di fondazione del ponte.

Per quanto concerne, infine, le sollecitazioni scaricate dai micropali al terreno, considerato che gli stessi lavorano per almeno il 90% in relazione alla capacità laterale del fusto e per solo circa il 5÷10% a carico di punta (trattandosi appunto di micropali), considerate inoltre le caratteristiche meccaniche dell'unità geotecnica alla profondità della galleria (unità geotecnica II – roccia fratturata) e la sola funzione di limitazione dei cedimenti attribuita ai micropali stessi, stante che le verifiche a capacità portante sono soddisfatte autonomamente dalla platea di fondazione della pila, si ritiene di poter ragionevolmente escludere la possibilità che lo scarico delle sollecitazioni dei micropali possa interferire e provocare eventuali danni alla galleria di derivazione.

Verifiche micropali spalla destra – SLU

In considerazione delle azioni trasferite dalla spalla e del numero di micropali previsti (n. 10 elementi), si possono ritenere ragionevolmente e motivatamente estensibili e applicabili le verifiche già condotte per la spalla destra e per la pila centrale.

Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto, nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito. Si possono, inoltre, stimare valori di cedimento su ciascun micropalo e, quindi, nel complesso delle fondazioni, di entità trascurabile. Tali valori, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono, dunque, essere ritenuti compatibili e ammissibili per l'esercizio e la funzionalità delle opere progettualmente previste.

Considerati la cronologia esecutiva delle lavorazioni (prima galleria di derivazione e, quindi, i micropali di fondazione del ponte), il rilievo plano-altimetrico della galleria di derivazione eseguito con l'ausilio della strumentazione esecutiva del microtunneling da effettuarsi prima della realizzazione dei micropali, le distanze di sicurezza assunte tra i micropali e la galleria medesima, le modalità di lavoro per attrito laterale dei micropali e le caratteristiche geomeccaniche dell'unità geotecnica interessata (unità II – roccia fratturata), nonché la funzione residuale di limitazione dei cedimenti attribuita ai micropali stante l'autonomo soddisfacimento delle verifiche a capacità portante delle fondazioni dirette del ponte, possono portare ad escludere potenziali interferenze spaziali tra le opere e a ritenere di entità trascurabile gli eventuali effetti delle sollecitazioni indotte dai micropali sulla galleria di derivazione.

7.2 Edificio di presa

Il progetto prevede realizzazione di una nuova torre di presa con struttura in c.c.a. gettato in opera. In perizia è previsto lo spostamento della torre di presa originariamente prevista verso il centro dell'invaso e la sensibile riduzione dell'altezza complessiva. Essa sarà realizzata mediante successive fasi di getto per i cui dettagli costruttivi si rimanda agli specifici elaborati grafici di perizia. L'edificio di presa previsto in perizia avrà, pertanto, un'altezza pari a 23,2 m (riduzione di circa 1,5 m rispetto al progetto esecutivo), oltre la fondazione, per un totale complessivo di circa 24,7 m. La fondazione avrà spessore strutturale pari a 150 cm, mentre le pareti laterali avranno spessore variabile da 80 cm nella parte interrata a 60 cm nella parte fuori terra in modo da accogliere il rivestimento in pietra di sp. 20 cm. Le pareti saranno, inoltre, costituite da più livelli di armatura e da 2 fasce di rinforzo ed irrigidimento perimetrale da realizzarsi in corrispondenza delle travi di contrasto HEA180 delle paratie provvisorie.

L'edificio di presa sarà completato, in sommità da un orizzontamento con soletta piena in c.c.a. di sp. 30 cm e da un edificio tecnico con ingombro in pianta coincidente con quello della torre, ad un piano fuori terra e struttura in muratura portante di tipo armato ai sensi delle N.T.C.-2018, la quale non subisce variazioni rispetto al progetto esecutivo.

Ai fini della realizzazione dell'opera è stata prevista una doppia berlinese perimetrale alla torre, con micropali disposti a quinconce ad interasse 30 cm e distanza delle file di circa 10÷15 cm, delle quali quella interna armata con tubolari in acciaio $\varnothing 177,8$ sp. 10 mm e quella esterna non armata. Tale opera provvisoria è prevista in modo tale da garantire sia la stabilità dello scavo in pozzo sia le necessarie condizioni operative durante le fasi di cantiere. Le lavorazioni, diversamente rispetto al progetto esecutivo, saranno eseguite in assenza di invaso.

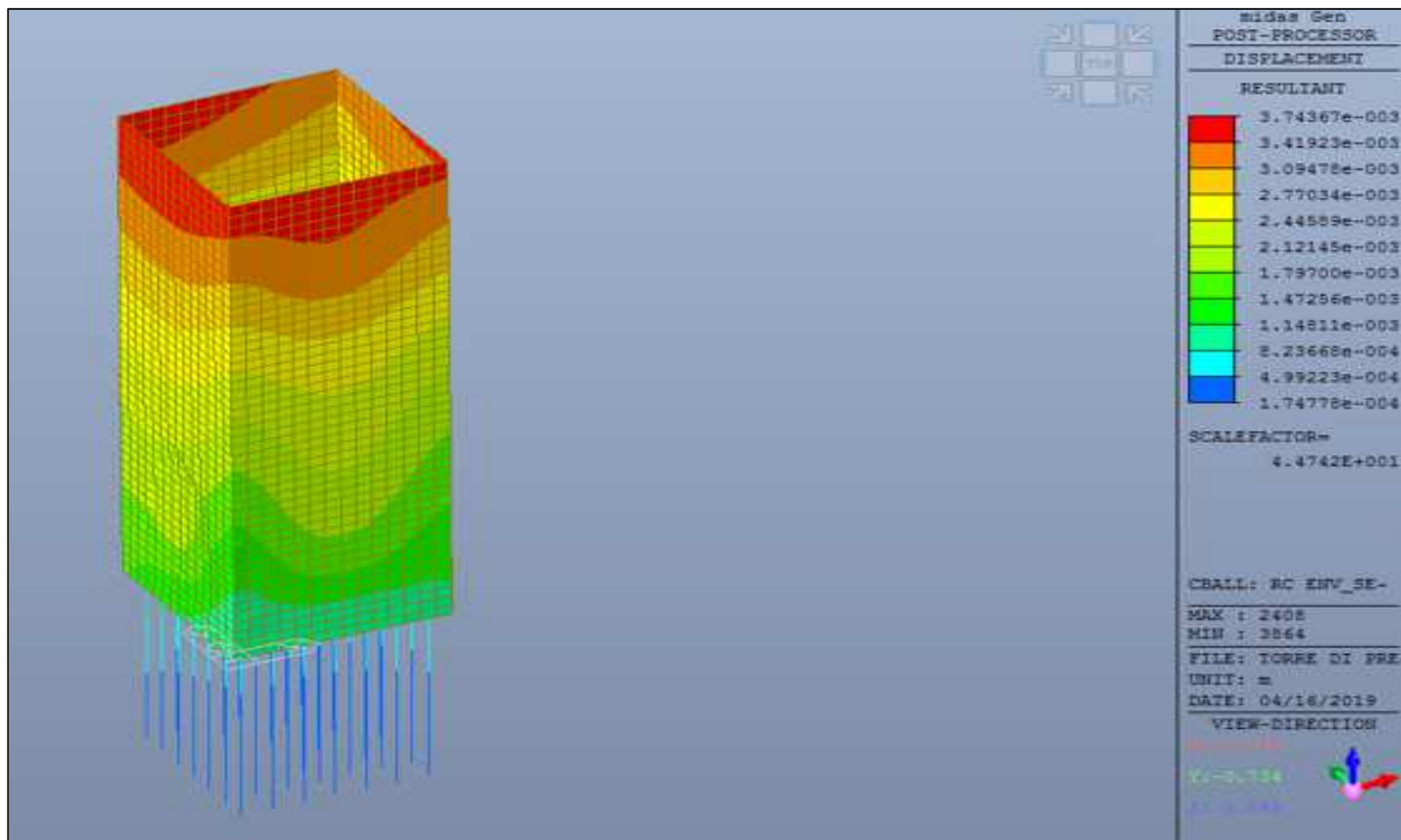
Le verifiche sono state svolte considerando le pareti della costruzione soggette all'azione spingente idrostatica, in condizioni di massimo livello di invaso a quota 566,20 m s.l.m.. Sono, inoltre, considerate le azioni dei sovraccarichi applicati alla soletta superiore (neve, sovraccarichi manutenzione, carichi permanenti portati, ecc.) e alle pareti laterali dovute al transito di mezzi d'opera in fase di cantiere o di mezzi di manutenzione in fase di esercizio ($q = 10 \text{ kN/m}^2$).

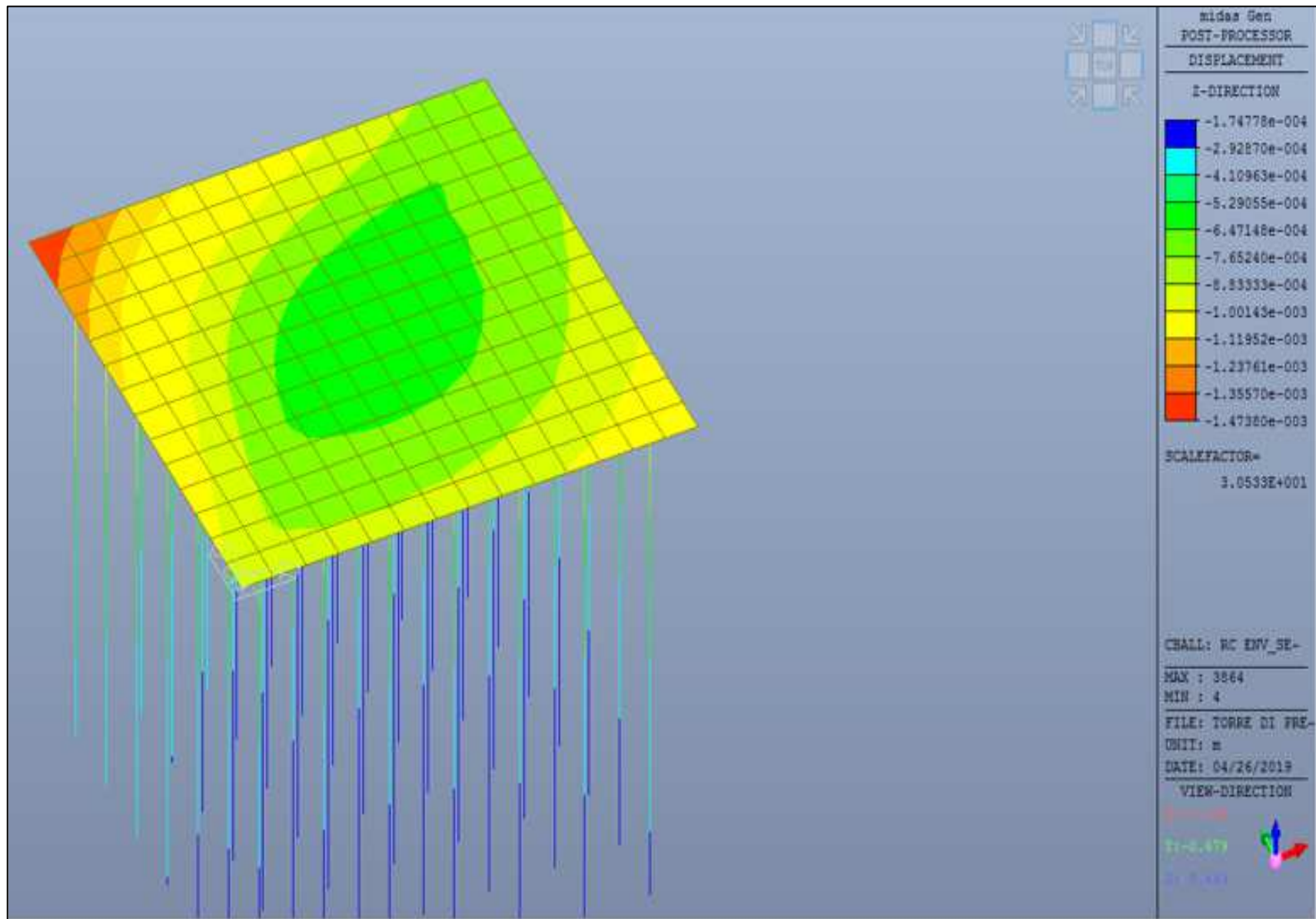
La modellazione effettuata con la riduzione dell'altezza geometrica della torre e la variazione delle azioni spingenti del terreno a tergo (ora presente la sola spinta idrostatica) ha consentito di accertare la compatibilità delle sollecitazioni massime e delle relative verifiche a **stato limite ultimo e a stato limite di esercizio**, le quali risultano non superiori e, come tali,

appunto, compatibili con quelle previste nell'ambito del progetto esecutivo a base d'appalto. In tal senso tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera in esercizio e contenute entro il 45% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l'80% di f_{yk} per l'acciaio, senza la necessità di procedere con nuove specifiche verifiche, essendo già soddisfatte quelle relative alle sollecitazioni di progetto. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente. Le deformazioni risultano compatibili con l'uso e la funzionalità dell'opera.

Analoghe considerazioni e conclusioni sono estendibili alla stima dei **cedimenti** in esercizio e delle **pressioni trasmesse al terreno** per le condizioni di esercizio e di stato limite ultimo, con le relative verifiche a **capacità portante** del sistema terreno-fondazione e alle verifiche strutturali relative ai **micropali di fondazione**, la cui introduzione è finalizzata alla riduzione degli spostamenti con l'ottimizzazione e dei cedimenti differiti a medio-lungo termine e all'omogenizzazione dei cedimenti e degli spostamenti differenziali della costruzione, secondo quanto previsto dal *paragrafo 6.4.3.3* delle NTC-2018: per tutti i suddetti aspetti progettuali si considerano, pertanto, valide e compatibili le verifiche già previste ed eseguite in fase di progetto esecutivo, qui di seguito riportate e che si intendono richiamate recepite a tutti gli effetti.

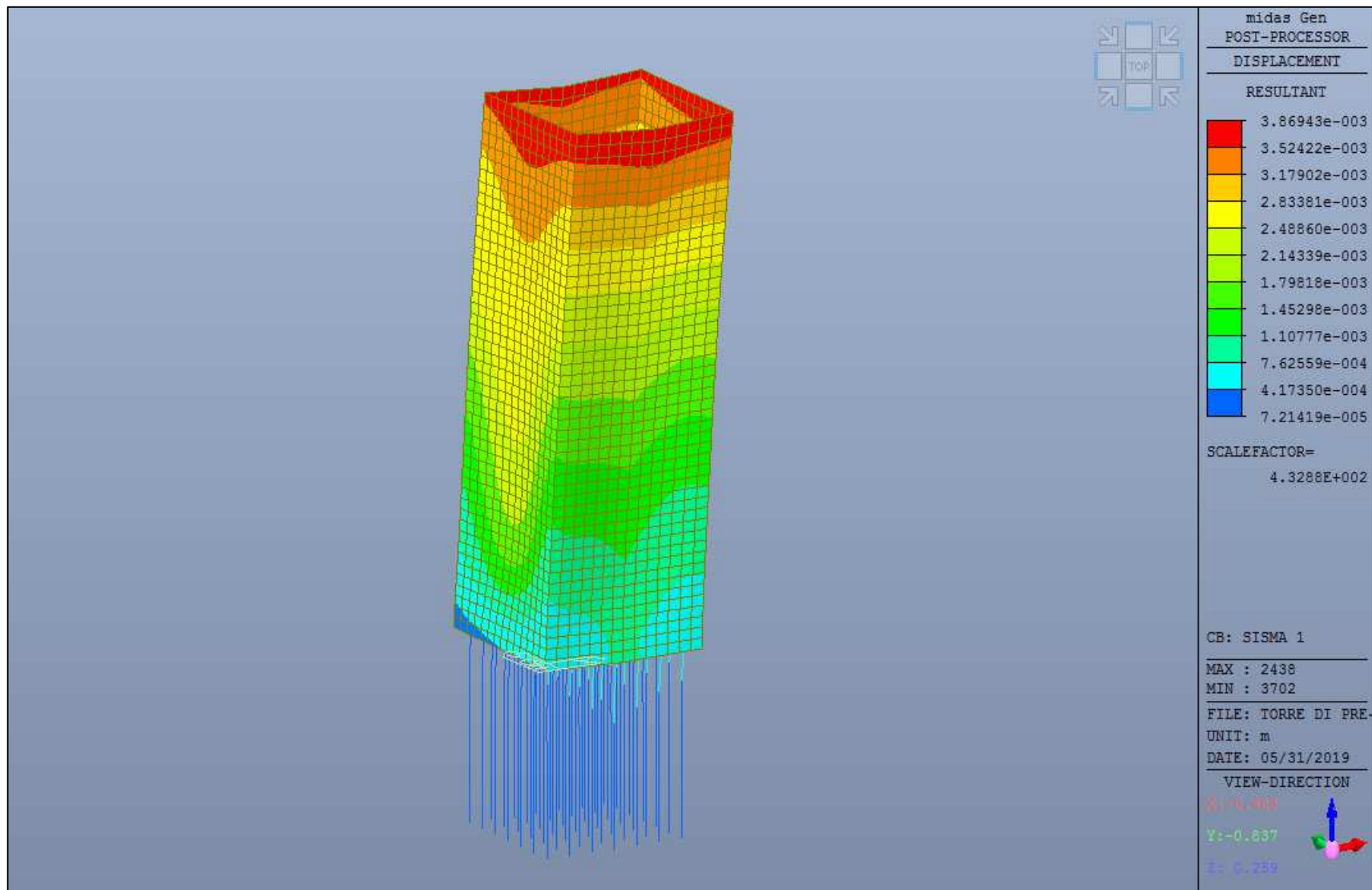
DEFORMATA A SLE
STRUTTURA GLOBALE E PLATEA DI FONDAZIONE



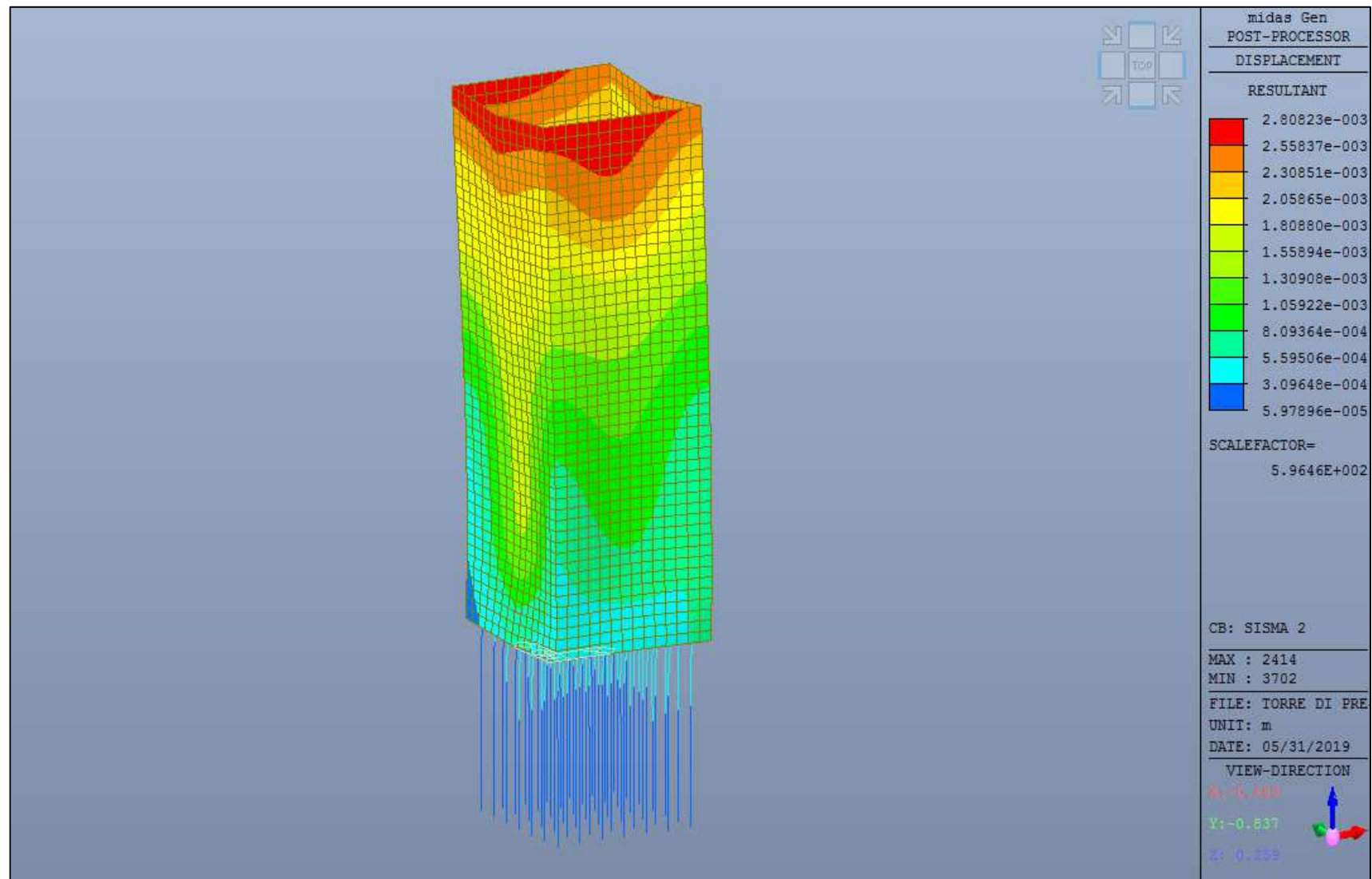


DEFORMATA STRUTTURA GLOBALE IN CONDIZIONI SISMICHE

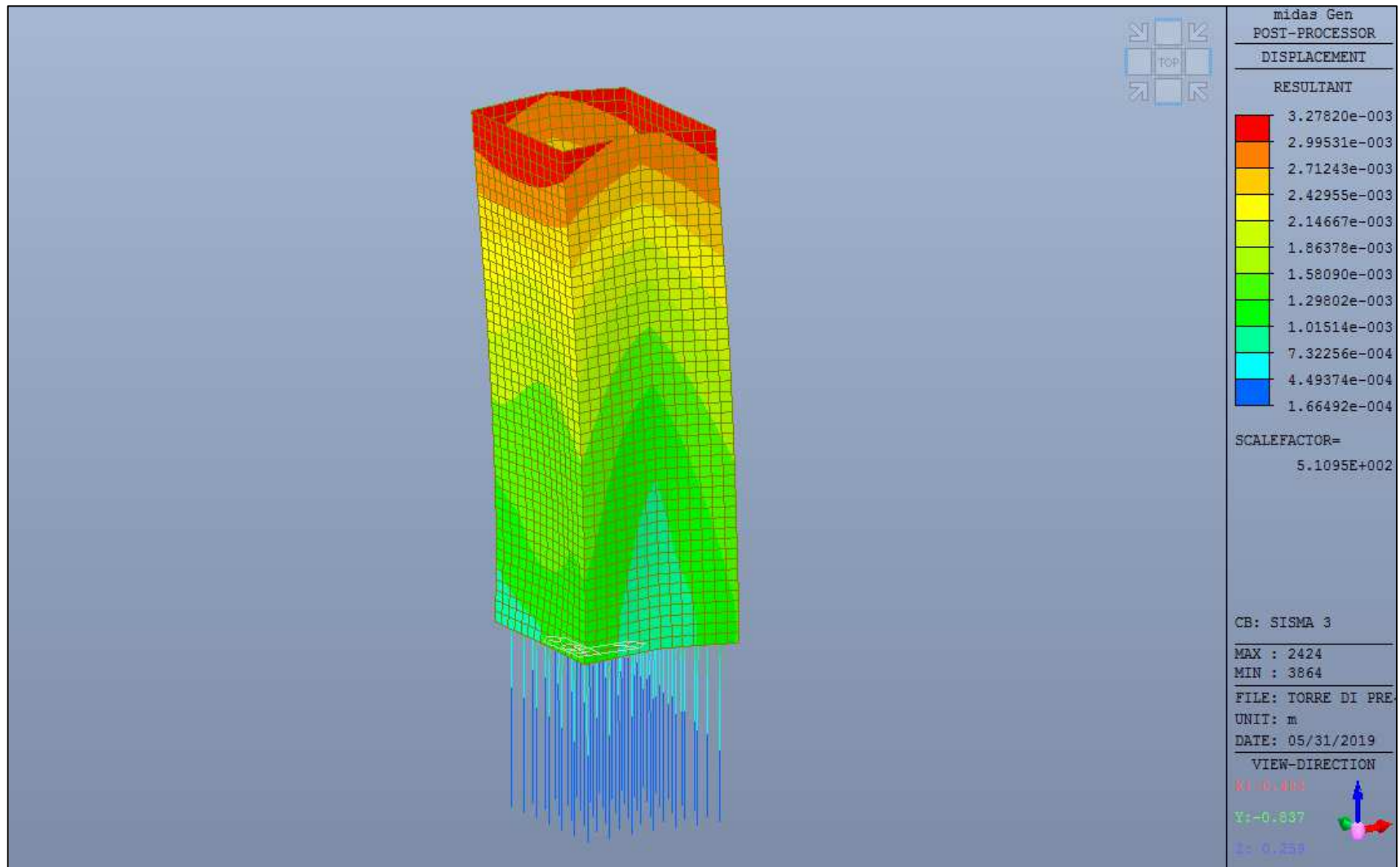
SISMA 1 + X



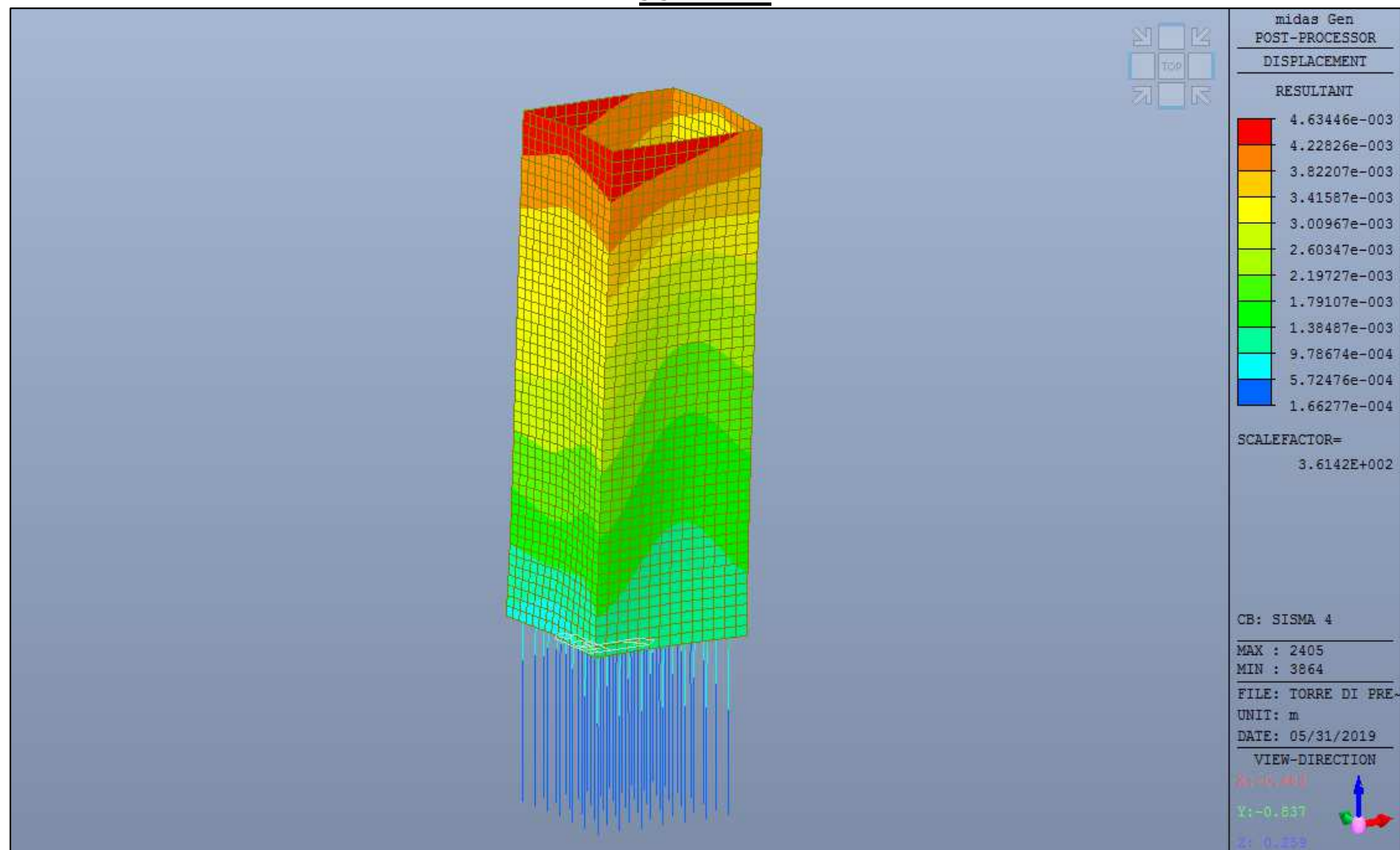
SISMA 2 + Y



SISMA 3 - X

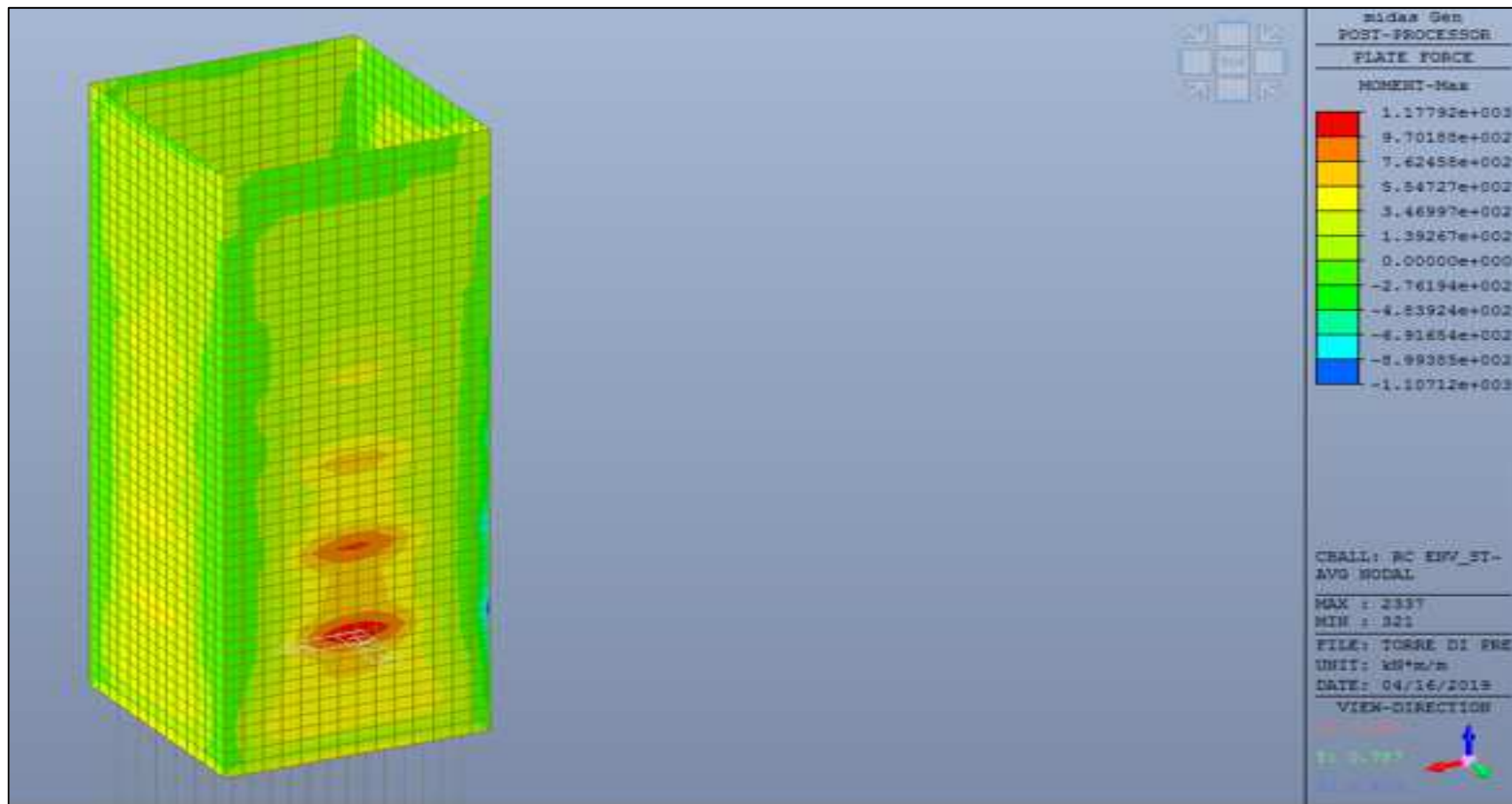


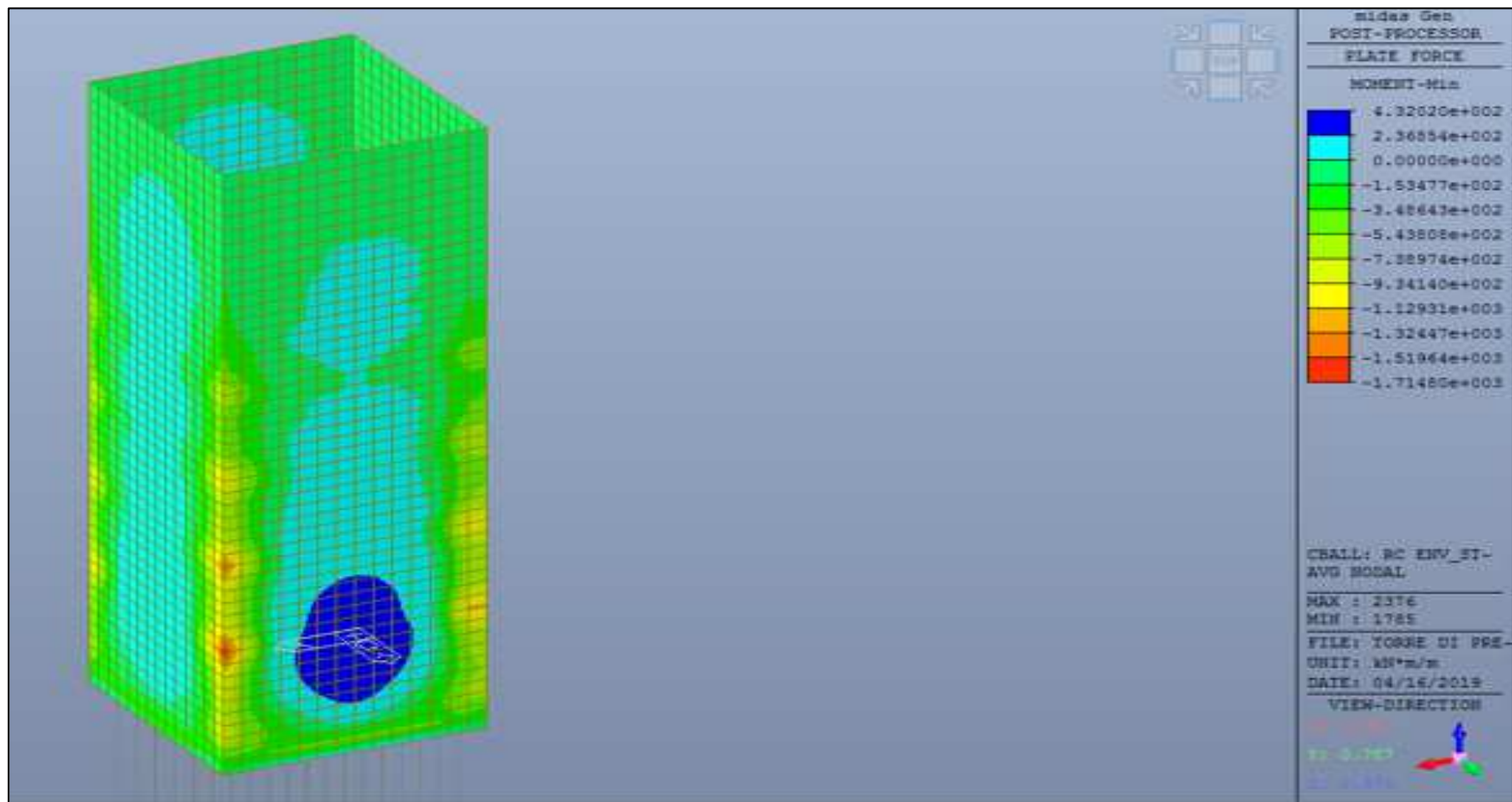
SISMA 4 - Y



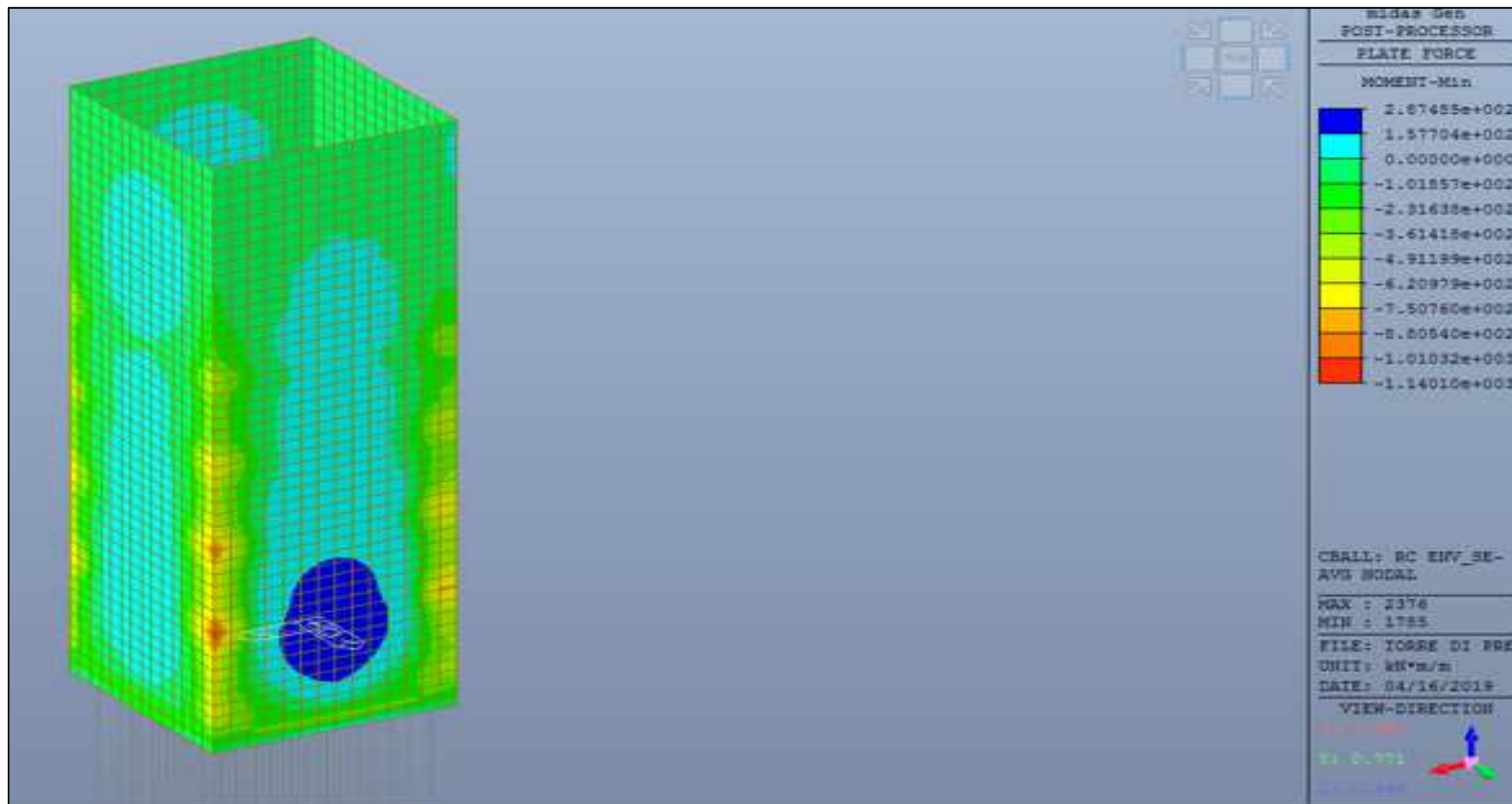
Le deformazioni massime in condizioni sismiche risultano pari a circa 4/5 mm in direzione Y e a 3/4 mm in direzione X. In direzione – X, verso il canale di presa e all’altezza massima della costruzione, si osserva uno spostamento massimo stimabile nell’ordine di 3 mm, pienamente compatibile con le verifiche previste dal *paragrafo 7.2.1 delle N.T.C.-2018*.

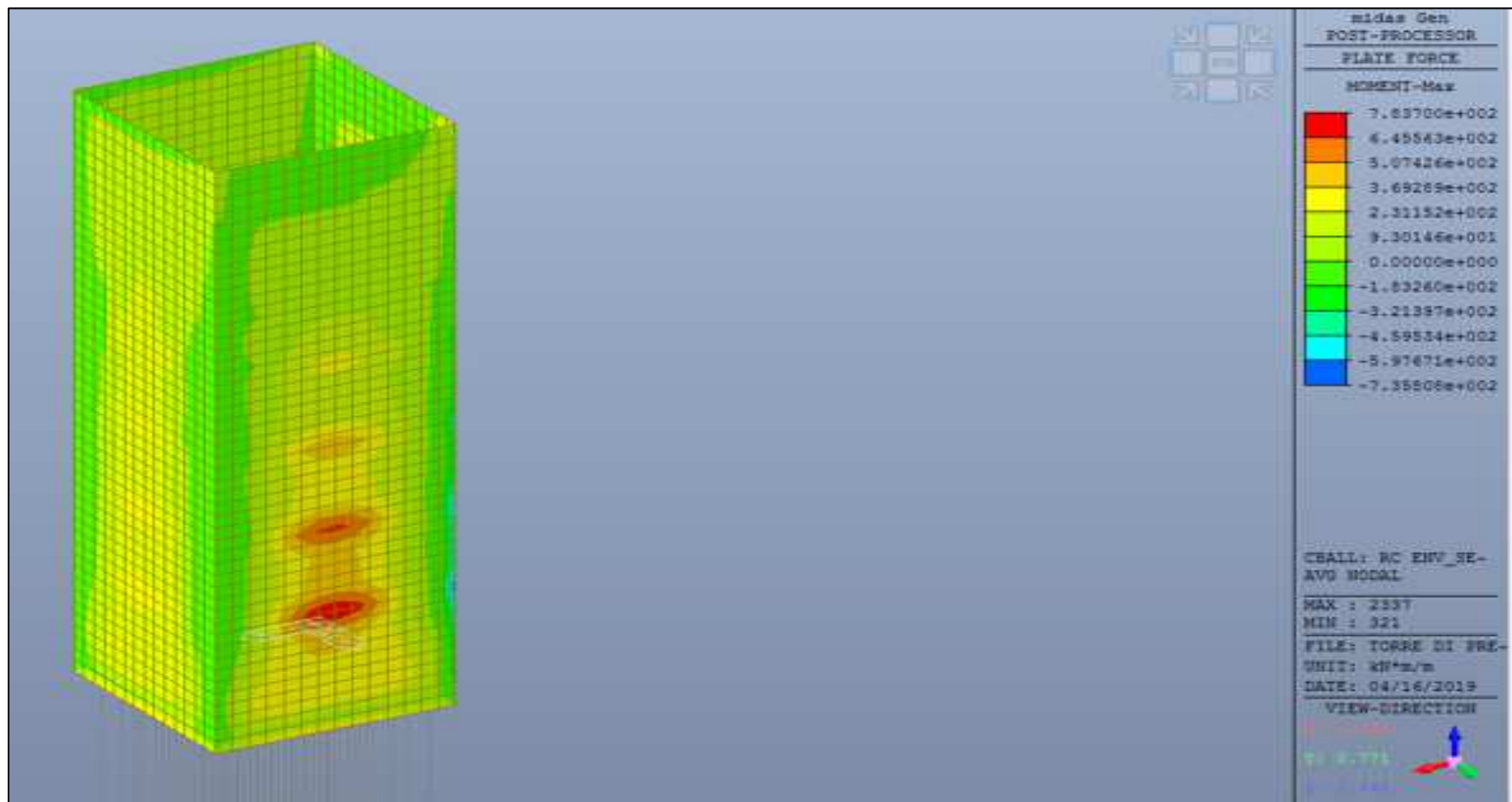
MOMENTO FLETTENTE A SLU
INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA



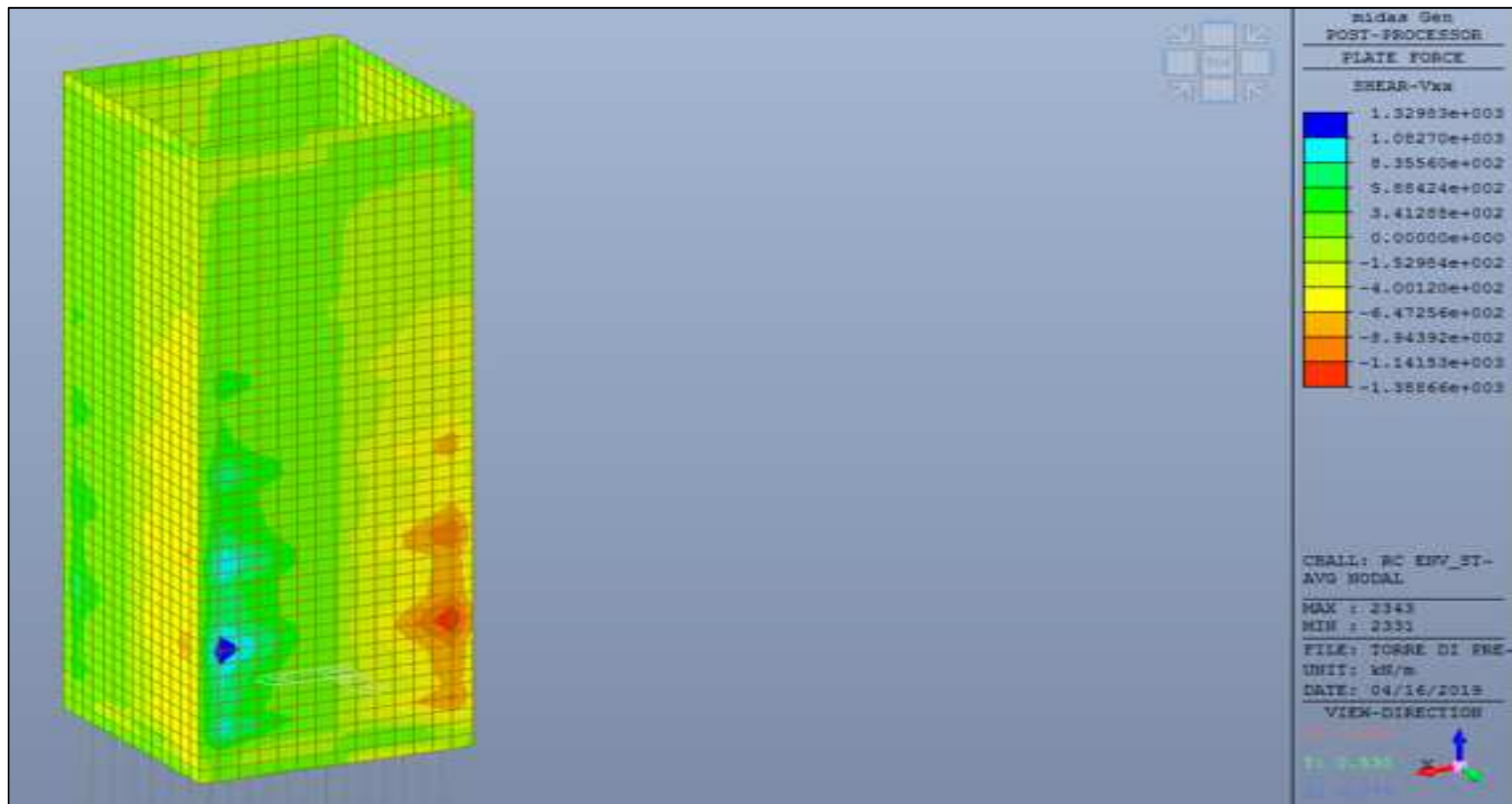


MOMENTO FLETTENTE PARETI A SLE
COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)





TAGLIO AGENTE IN ELEVAZIONE A SLU
INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA



VERIFICHE STRUTTURALI PARETI IN ELEVAZIONE

Di seguito vengono riportate le verifiche strutturali delle pareti in elevazione della torre di presa, distinte per diversi livelli (livello 1, livello 2, livello 3, livello 4 – vedi elaborati grafici di progetto – tavola 12) e soggette a momento flettente e a taglio.

I dati riportati nella tabella sottostante si riferiscono alle sezioni dei primi tre livelli della torre (livelli 1, 2 e 3), mentre varieranno sia in corrispondenza delle fasce di rinforzo (con h sezione pari a 1,0 m), sia in corrispondenza del livello 4 (con h sezione pari a 0,6 m).

Il copriferro minimo in tabella si riferisce ai correnti trasversali mentre il copriferro minimo per le armature longitudinali sarà di circa 80 mm.

La tabella relativa alle caratteristiche tecniche e prestazionali materiali per uso strutturale è la medesima per ogni sezione di calcolo oggetto di verifica e viene riportata alla pagina successiva.

DATI

Altezza sezione	h	0,80	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	50	mm
Distanza del baricentro delle armature dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,05	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0,75	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0,416	/

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	30,0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	25,0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	33,0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	26230	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0,2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,2	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14167	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3,08	N/mm ²
	$f_{ctk,0,05}$	1,80	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,20	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1196983	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25,0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:2004			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

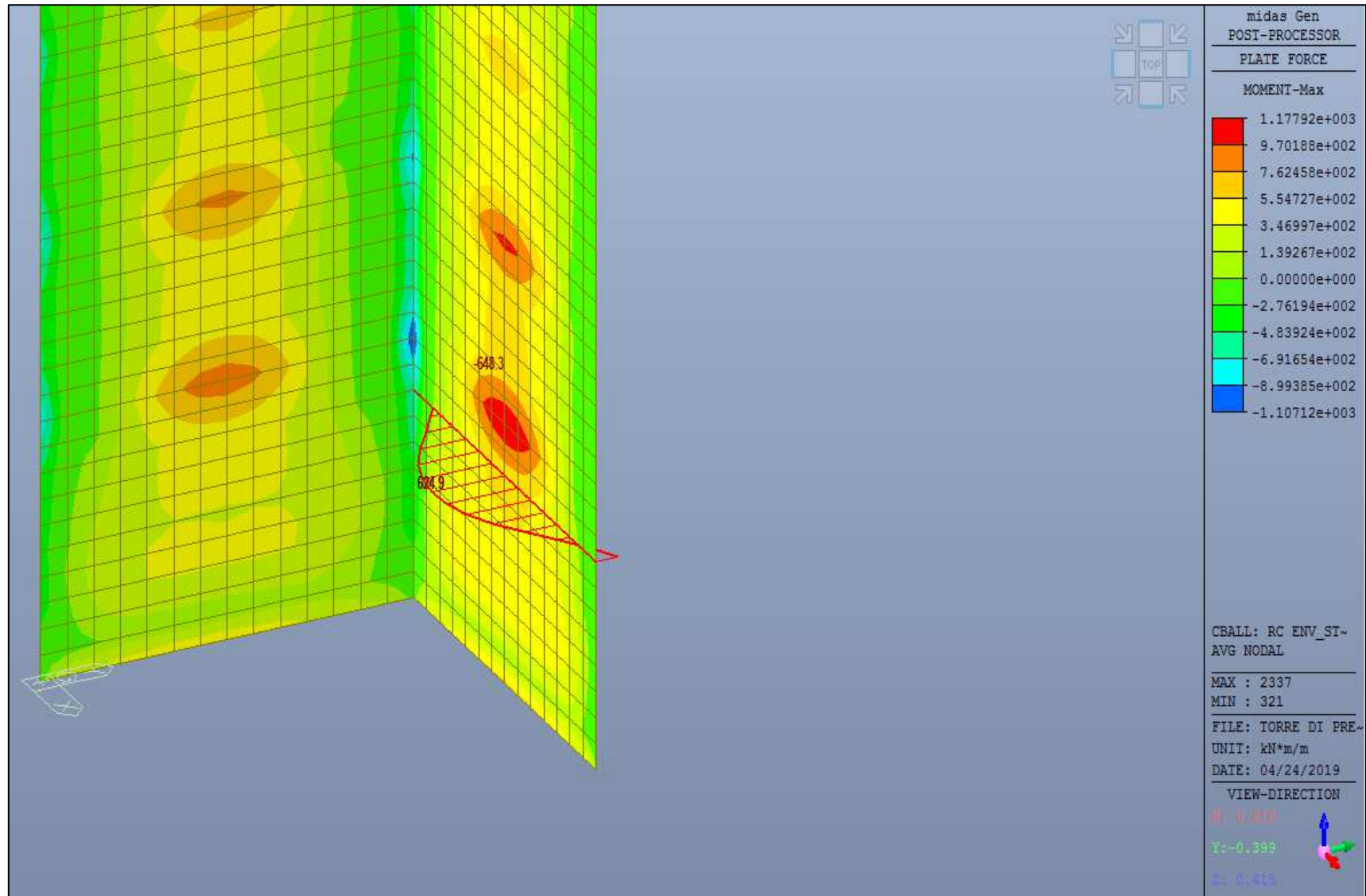
Di seguito vengono riportate le verifiche a stato limite ultimo e di esercizio dei correnti trasversali (armature principali) sia in campata che in corrispondenza degli angoli, tenendo anche in considerazione l'aggiunta di ferri per i rinforzi posti in corrispondenza delle travi di contrasto HEA180.

Per ciascuna zona o livello di armatura trattato sono, quindi, riportate nel seguito specifiche immagini di dettaglio con i principali diagrammi di sollecitazione relativi.

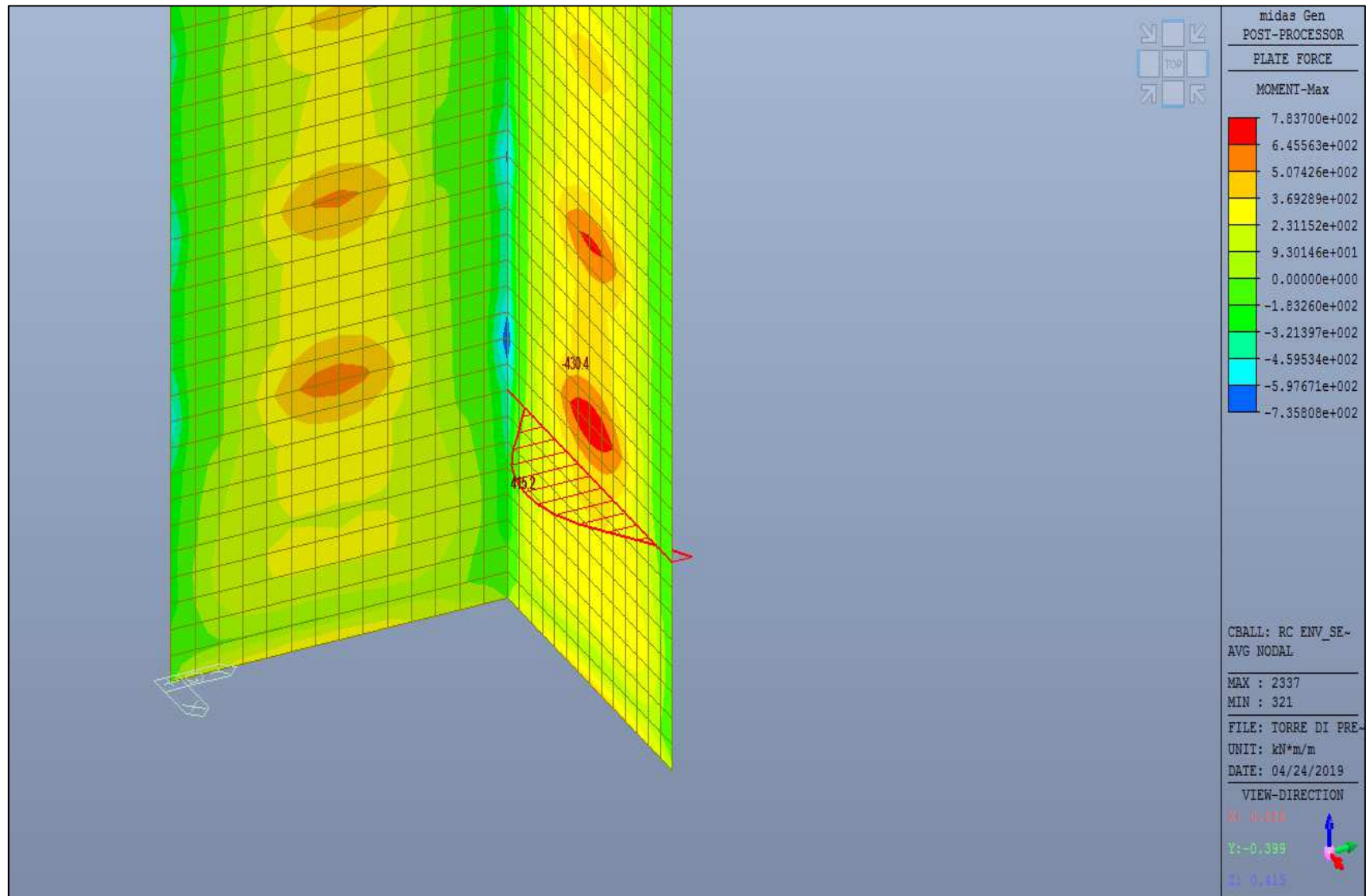
LIVELLO 1 - CAMPATA

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	630,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	300,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	420,0	kNm

SLU



SLE



DIMENSIONAMENTO CORRENTI IN CAMPATA

Risultante delle forze di compressione	C	876,2	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,077	m
Momento resistente	M _{Rd}	630,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,103	/
Area minima da normativa	A _{min}	1125	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	2241	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	2241	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	20	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	Ø ₁	22	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n ₁	2,5	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	2521	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	Ø ₂	22	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	Ø ₂	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1901	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	2521	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1901	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	62	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0,0385	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	-0,000697	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	14,2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	-146	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-707570	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	985761	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-278191	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,083	/
Momento resistente	M _{Rd}	707,7	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	630,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

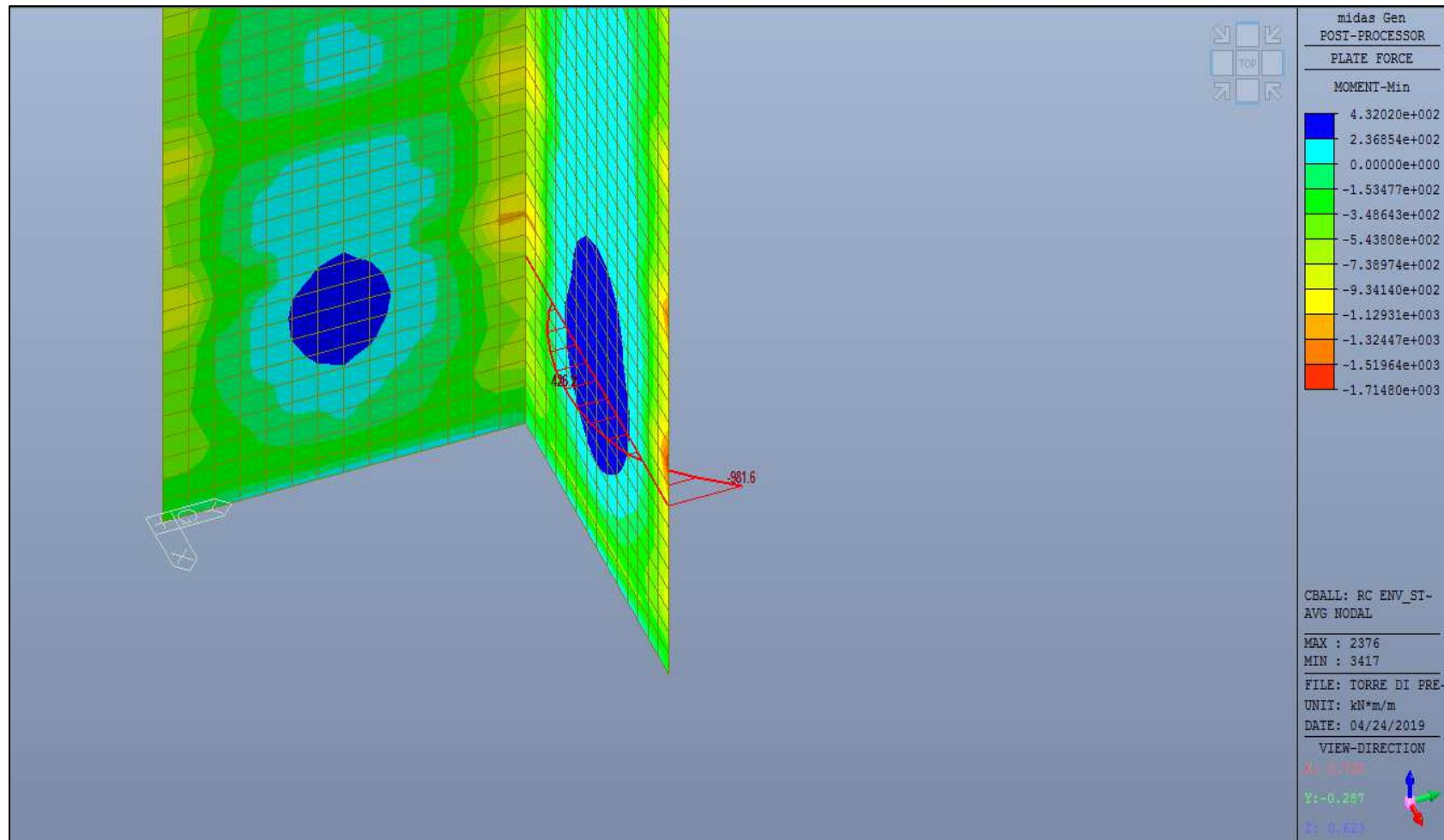
Altezza sezione	h	800	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	750	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A _c	800000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E _{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	M _{sd,QP}	294000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	M _{sd,rara}	420000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	n _(t0)	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h ₀	444	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t ₀ >60 giorni	φ(∞,t ₀)	1,92	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	E _{c,eff}	10763	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n _{eff}	19,51	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	2521	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1901	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,QP}	11,25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,rara}	15,00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ _s	360	N/mm ²
Verifica al tempo t ₀			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t ₀	x _{c(t0)}	137	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	S _{om,x (t0)}	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	I _{om,x (t0)}	7259311775	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,QP(t0)}	5,55	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,QP(t0)}	166	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,QP(t0)}	23	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,rara(t0)}	7,92	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,rara(t0)}	237	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,rara(t0)}	34	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,QP} ≥σ _{c,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,rara} ≥σ _{c,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_{∞}			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_{∞}	$X_{c(t_{\infty})}$	206	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_{∞}	$S_{om,x(t_{\infty})}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_{∞}	$I_{om,x(t_{\infty})}$	18327382527	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	3,31	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	170	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	4,72	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	243	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	166	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t_0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,020	/
Carichi di lunga durata	2	k_t	0,4
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0,00051	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	20	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	199	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,174	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO	

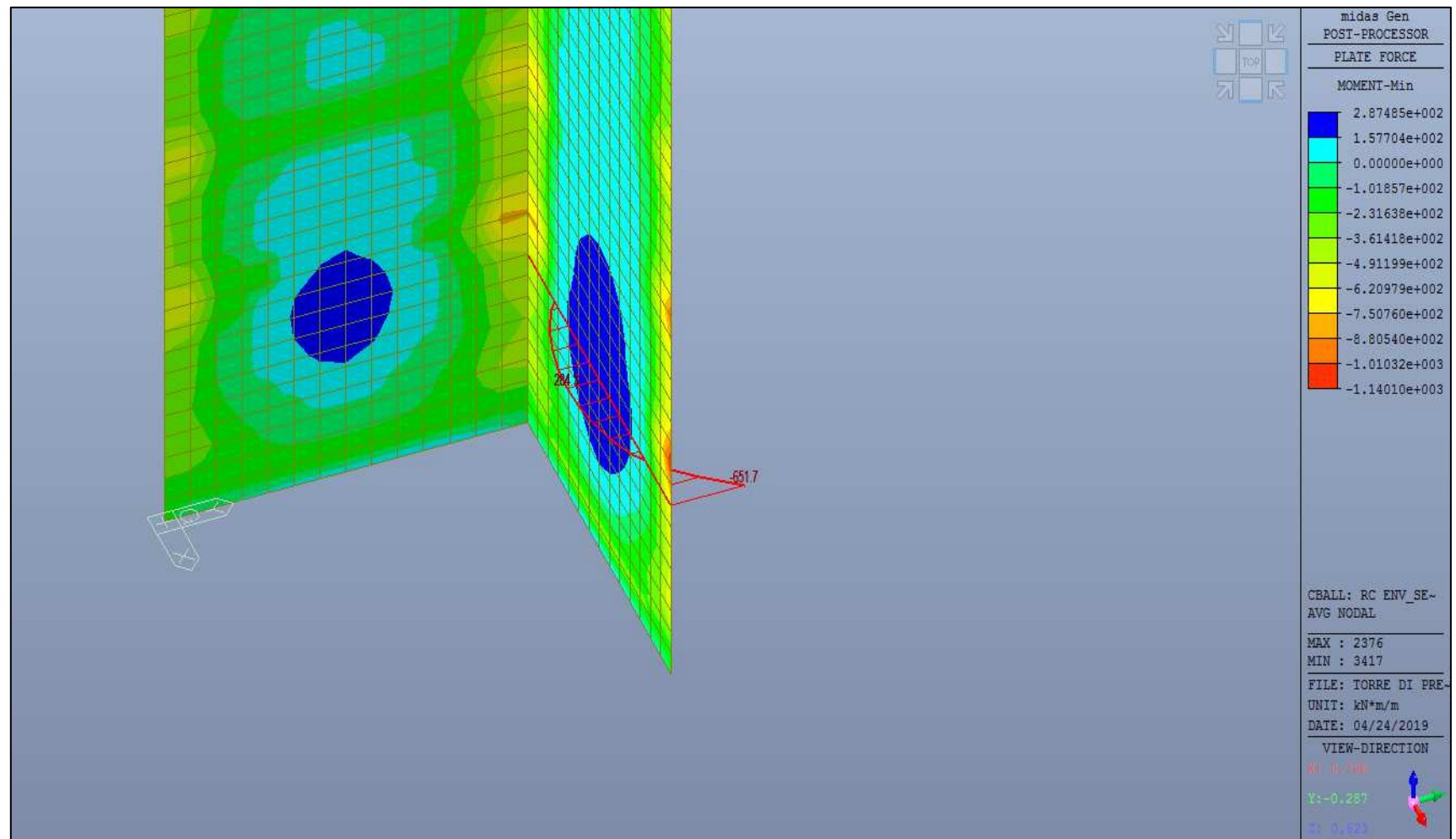
LIVELLO 1 -ANGOLI

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	985,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	460,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	655,0	kNm

SLU



SLE



DIMENSIONAMENTO CORRENTI ANGOLI

Risultante delle forze di compressione	C	1406,4	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,124	m
Momento resistente	M _{Rd}	985,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,165	/
Area minima da normativa	A _{min}	1125	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	3597	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	3597	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	22	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	Ø ₁	22	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n ₁	5	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	3801	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	Ø ₂	20	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	Ø ₂	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1571	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	3801	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1571	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	87	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0,0265	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	-0,0015	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	14,2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	-315	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-991577	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	1486319	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-494741	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,117	/
Momento resistente	M _{Rd}	1055,3	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	985,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

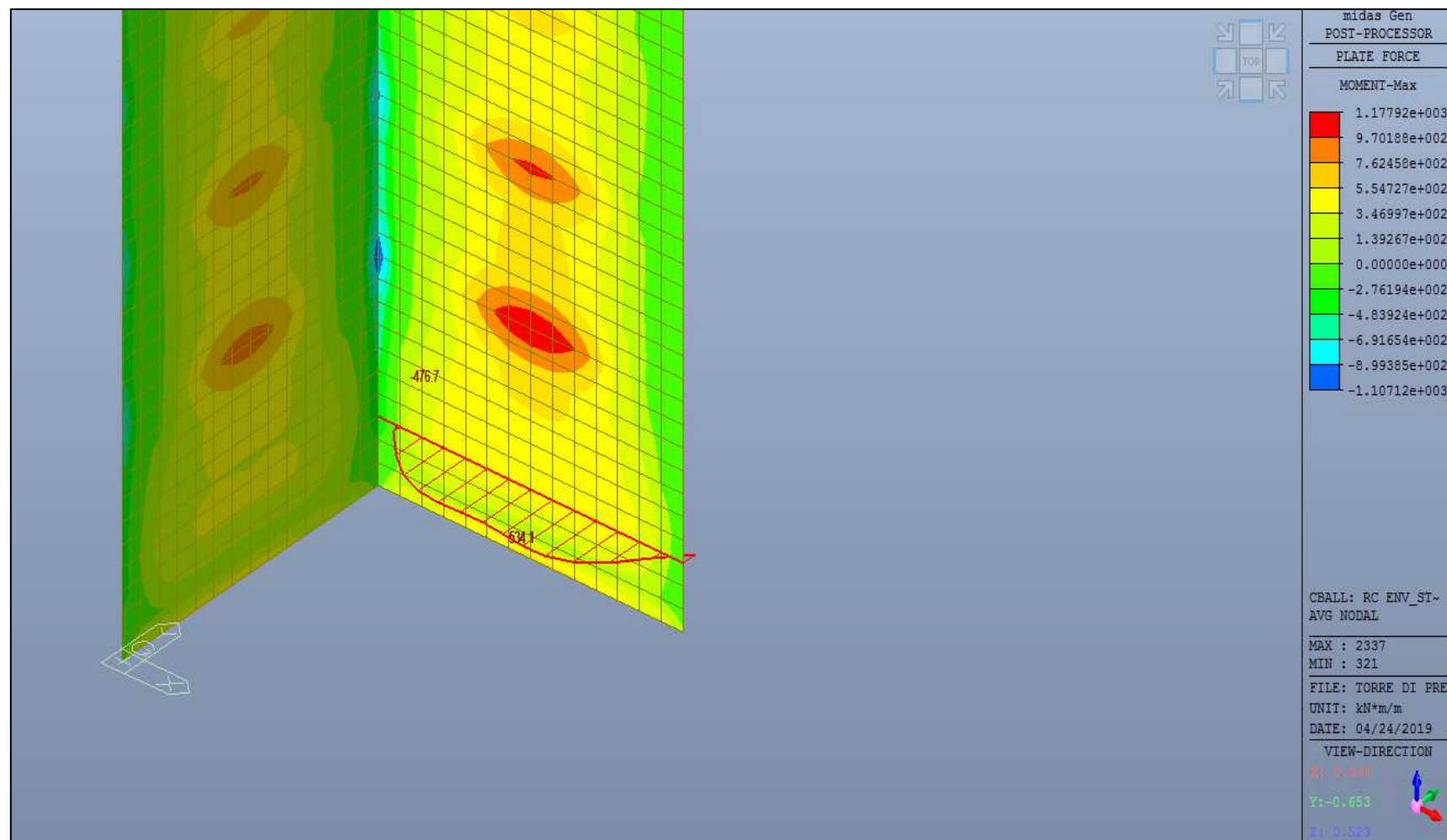
Altezza sezione	h	800	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	750	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A _c	800000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E _{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	M _{sd,QP}	458500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	M _{sd,rara}	655000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	n _(t0)	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h ₀	444	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t ₀ >60 giorni	φ(∞,t ₀)	1,92	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	E _{c,eff}	10763	N/mm ²
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n _{eff}	19,51	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	3801	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1571	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,QP}	11,25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,rara}	15,00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ _s	360	N/mm ²
Verifica al tempo t ₀			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t ₀	x _{c(t0)}	166	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	S _{om,x (t0)}	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	I _{om,x (t0)}	10294394202	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,QP(t0)}	7,39	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,QP(t0)}	174	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,QP(t0)}	34	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,rara(t0)}	10,56	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,rara(t0)}	248	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,rara(t0)}	49	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,QP} ≥σ _{c,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,rara} ≥σ _{c,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_{∞}			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_{∞}	$X_{c(t_{\infty})}$	250	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_{∞}	$S_{om,x(t_{\infty})}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_{∞}	$I_{om,x(t_{\infty})}$	24913621853	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	4,60	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	180	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	6,57	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	256	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	174	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t_0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,030	/
Carichi di lunga durata	2	k_t	0,4
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0,00063	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	22	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	172	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,185	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO	

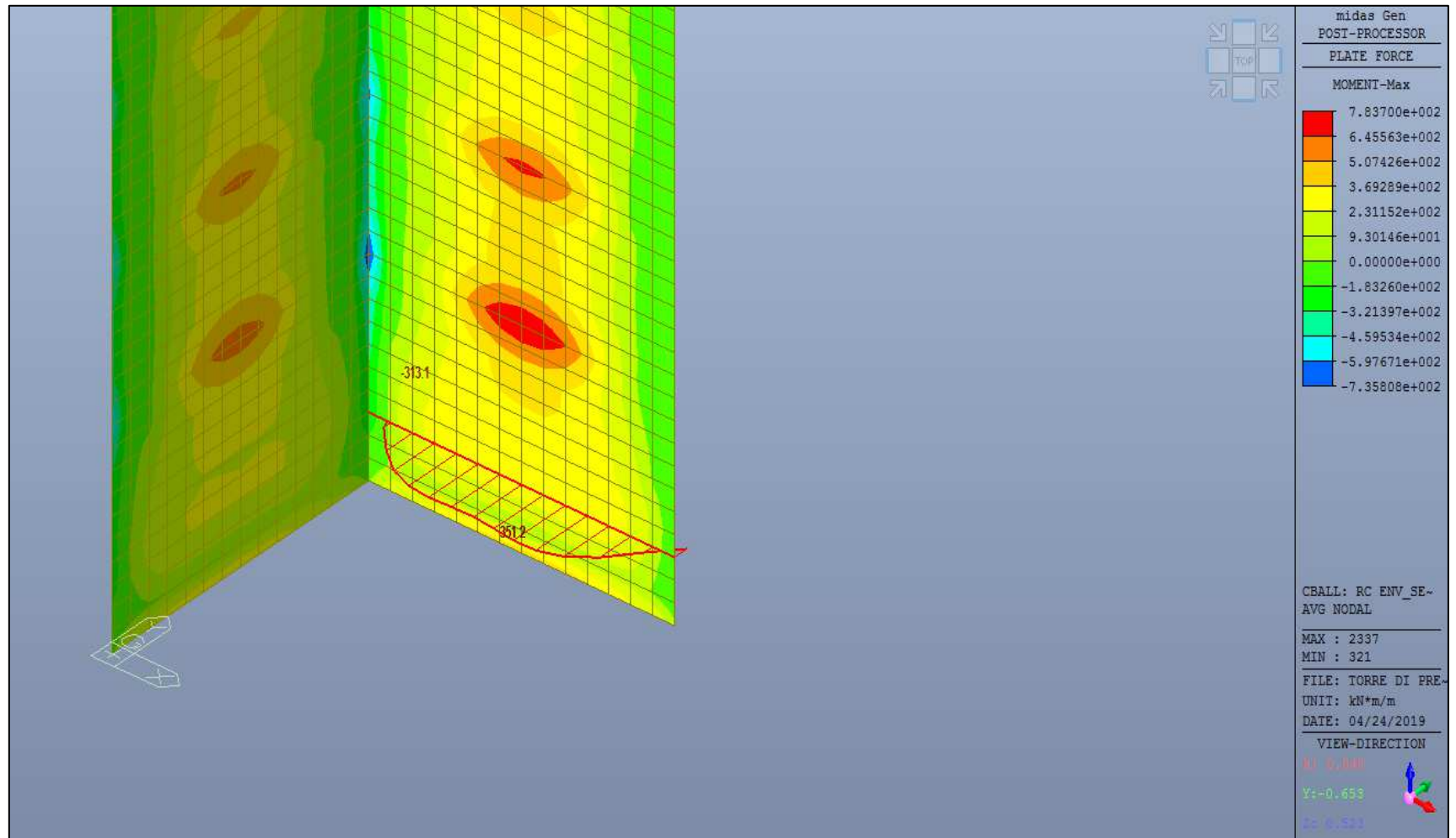
LIVELLO 1 – RINFORZO PERIMETRALE N. 1

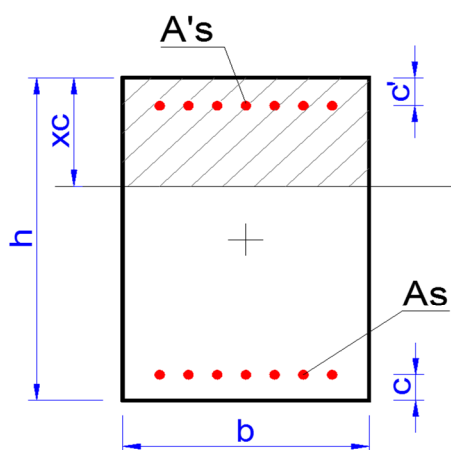
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	540,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	255,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	360,0	kNm

SLU



SLE





Geometria della sezione		
		[cm]
Altezza	h	100
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	540	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
5	20	15,71	5
2,5	22	9,50	5
4	20	12,57	15
		0,00	
		0,00	
		37,78	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
6	14	9,24	5
5	22	19,01	20
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		28,24	

Materiali									
	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α_{fcd} [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
C25/30 ▼	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γ_E	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	ϵ_{ud}
B450C ▼	1,00	1,15	200000	450	391,3	0,196%	7,500%	1	7,500%

- ☒ N costante
☐ e costante

calcola

N ultimo

0,0 [kN]

xc

14,33 [cm]

Momento ultimo

1344,5 [kNm]

FS

2,49

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1000	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A _c	1000000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E _{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	M _{sd,QP}	252000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	M _{sd,rara}	360000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	n _(t0)	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h ₀	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t ₀ >60 giorni	φ(∞,t ₀)	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	E _{c,eff}	10929	N/mm ²
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n _{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	3778	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	2824	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,QP}	11,25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,rara}	15,00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ _s	360	N/mm ²
Verifica al tempo t ₀			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t ₀	x _{c(t0)}	185	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	S _{om,x (t0)}	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	I _{om,x (t0)}	17152763833	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,QP(t0)}	2,72	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,QP(t0)}	75	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,QP(t0)}	13	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,rara(t0)}	3,88	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,rara(t0)}	107	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,rara(t0)}	19	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,QP} ≥σ _{c,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,rara} ≥σ _{c,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_{∞}			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_{∞}	$X_{c(t_{\infty})}$	274	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_{∞}	$S_{om,x}(t_{\infty})$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_{∞}	$I_{om,x}(t_{\infty})$	42609544202	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	1,62	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	77	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	2,32	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	110	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	75	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,030	/
Carichi di lunga durata ▼	2	k_t	0,4
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0,00021	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	111	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	20	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	166	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,061	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO	

LIVELLO 2 – CAMPATA E ANGOLI

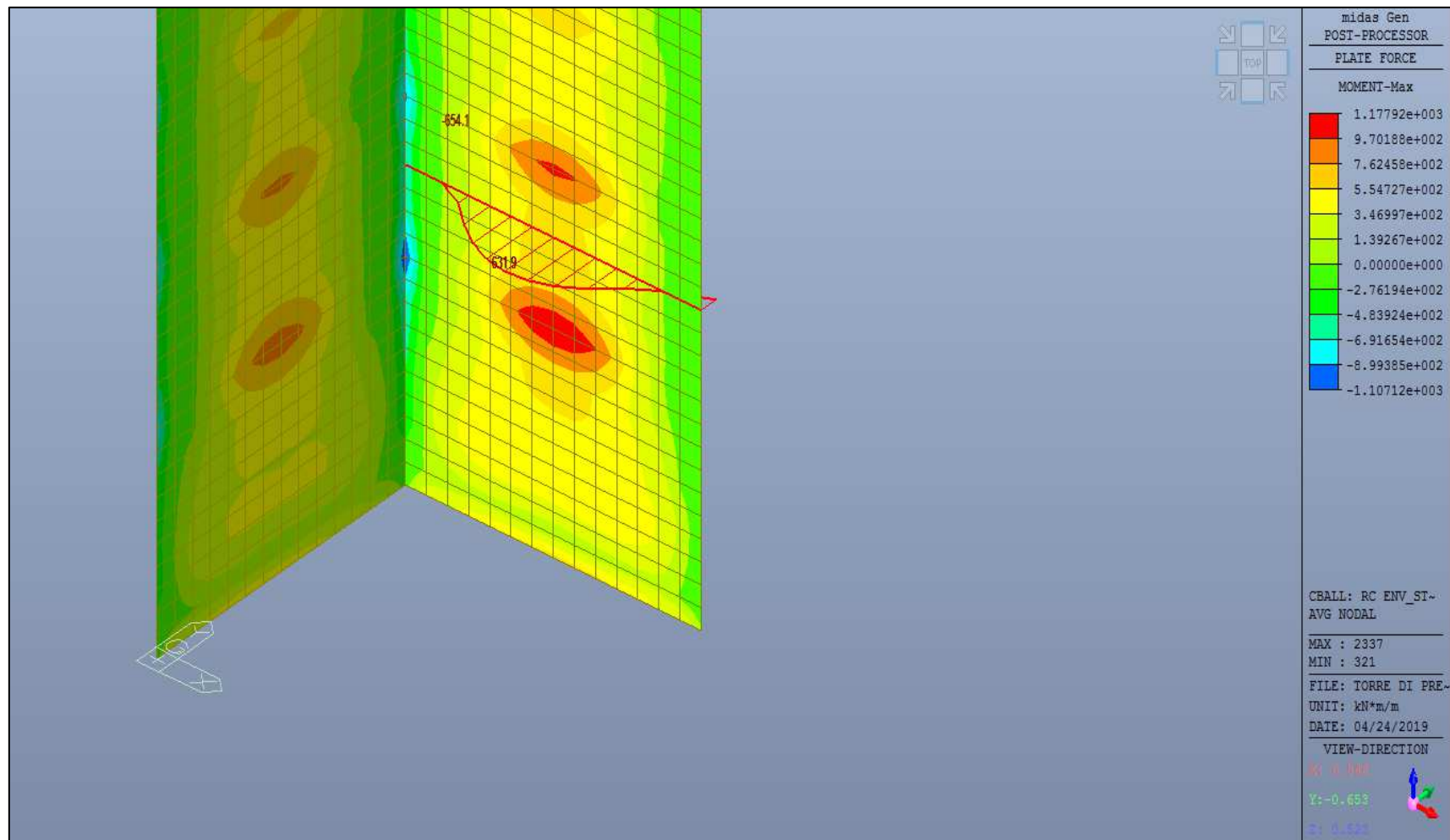
Il livello 2 è caratterizzato dalle medesime sollecitazioni a stato limite ultimo e di esercizio agenti al livello 1 e possiede la stessa area di armatura dei correnti già verificata per il livello 1 sia in campata che in posizione angolare.

Vengono, pertanto, riportate di seguito solamente le tabelle con i momenti sollecitanti a SLU e SLE e i diametri dei ferri già utilizzati per il livello 1 di armatura.

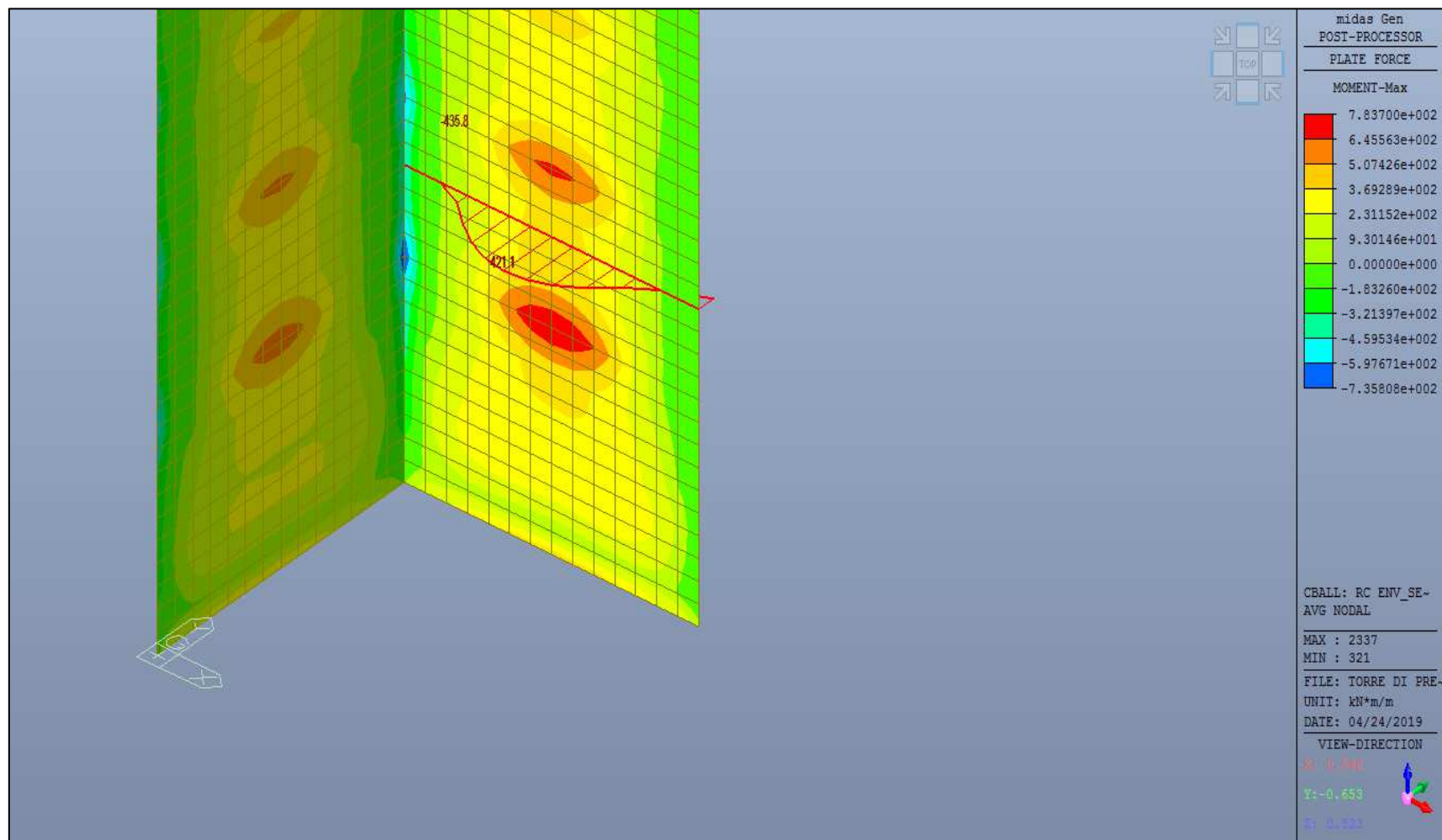
momento sollecitante in campata			
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	635,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	300,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	430,0	kNm

Momento sollecitante agli angoli			
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	975,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	455,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	650,0	kNm

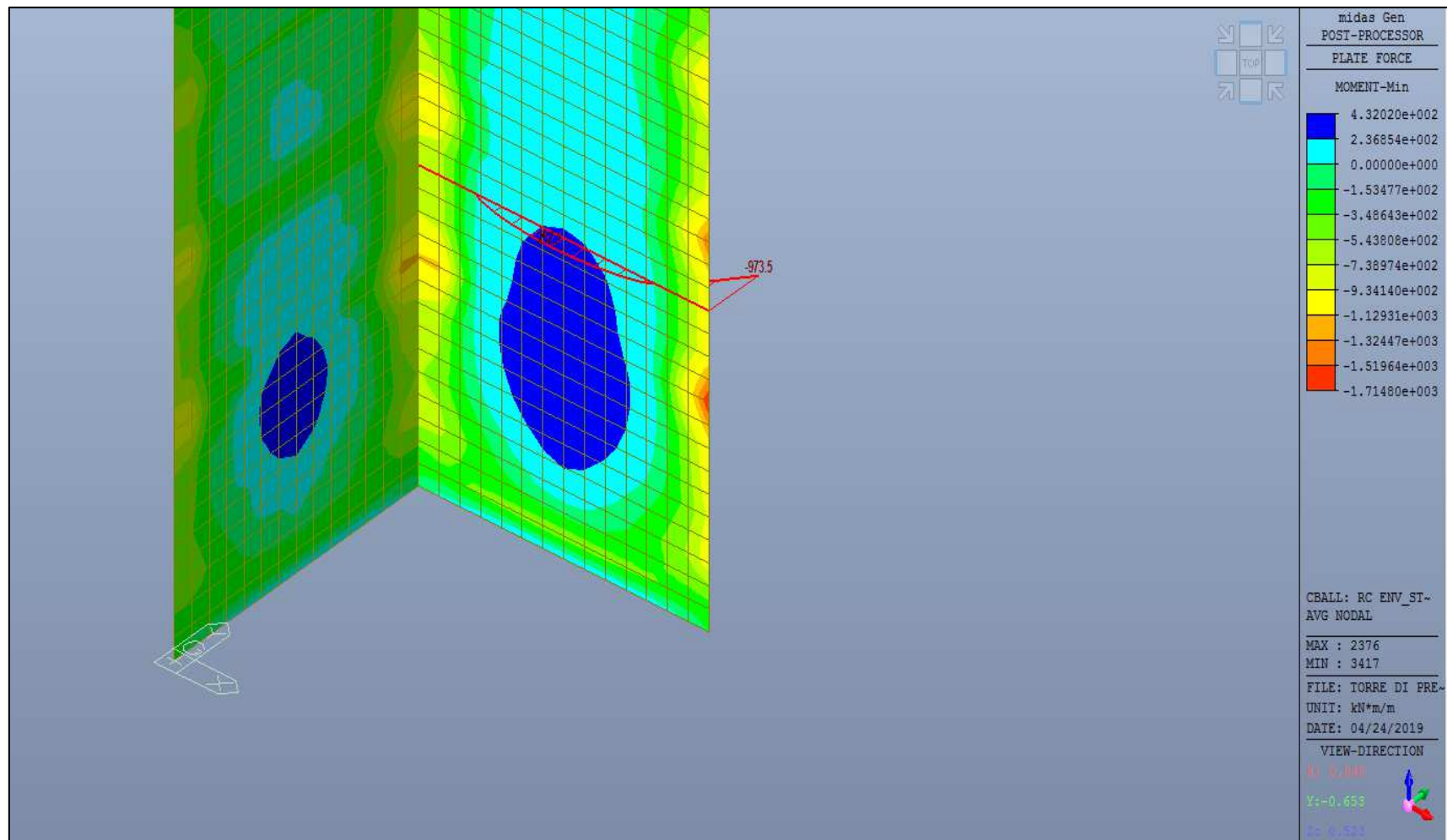
SLU (CAMPATA)



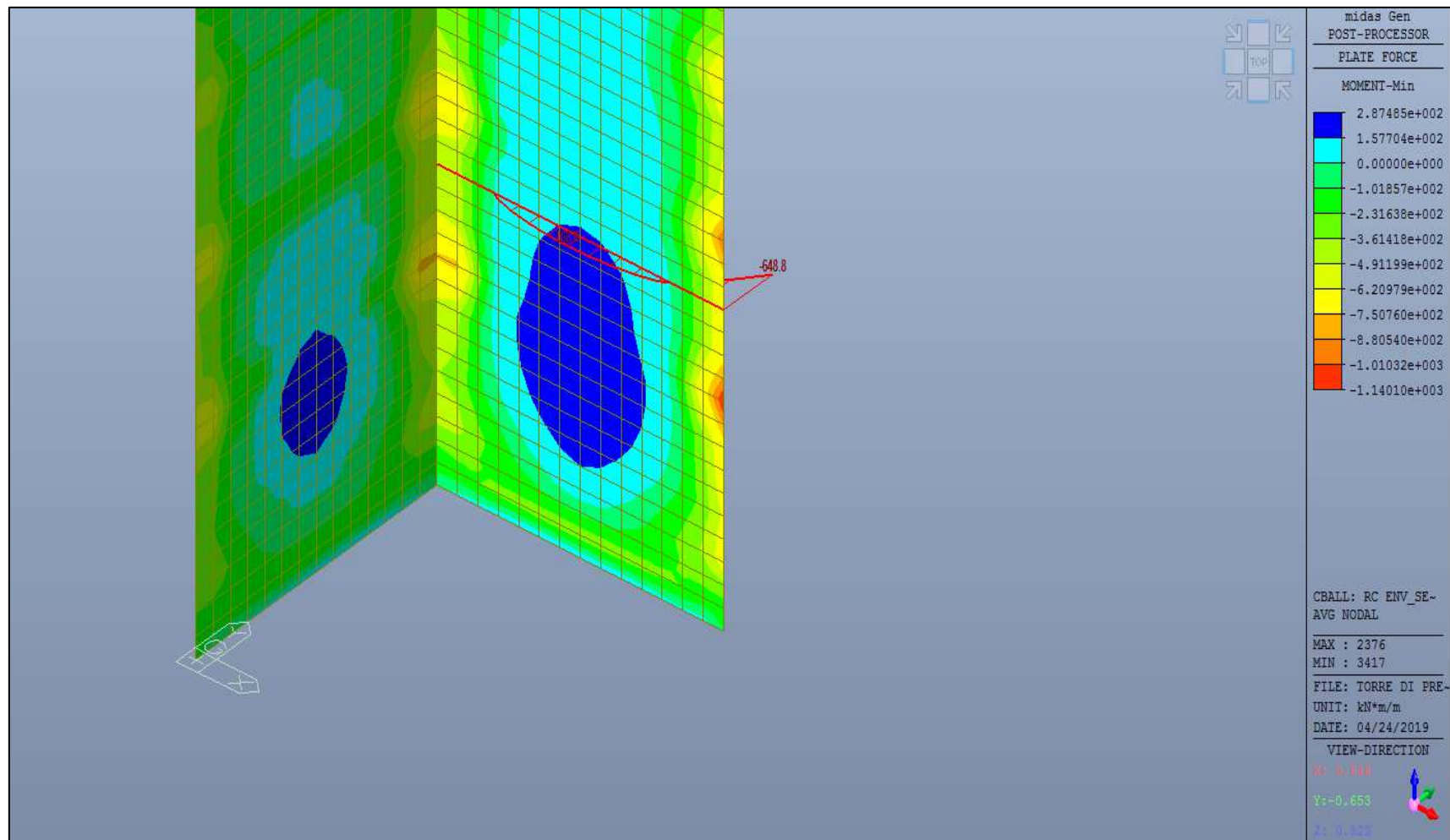
SLE (campata)



SLU (ANGOLI)



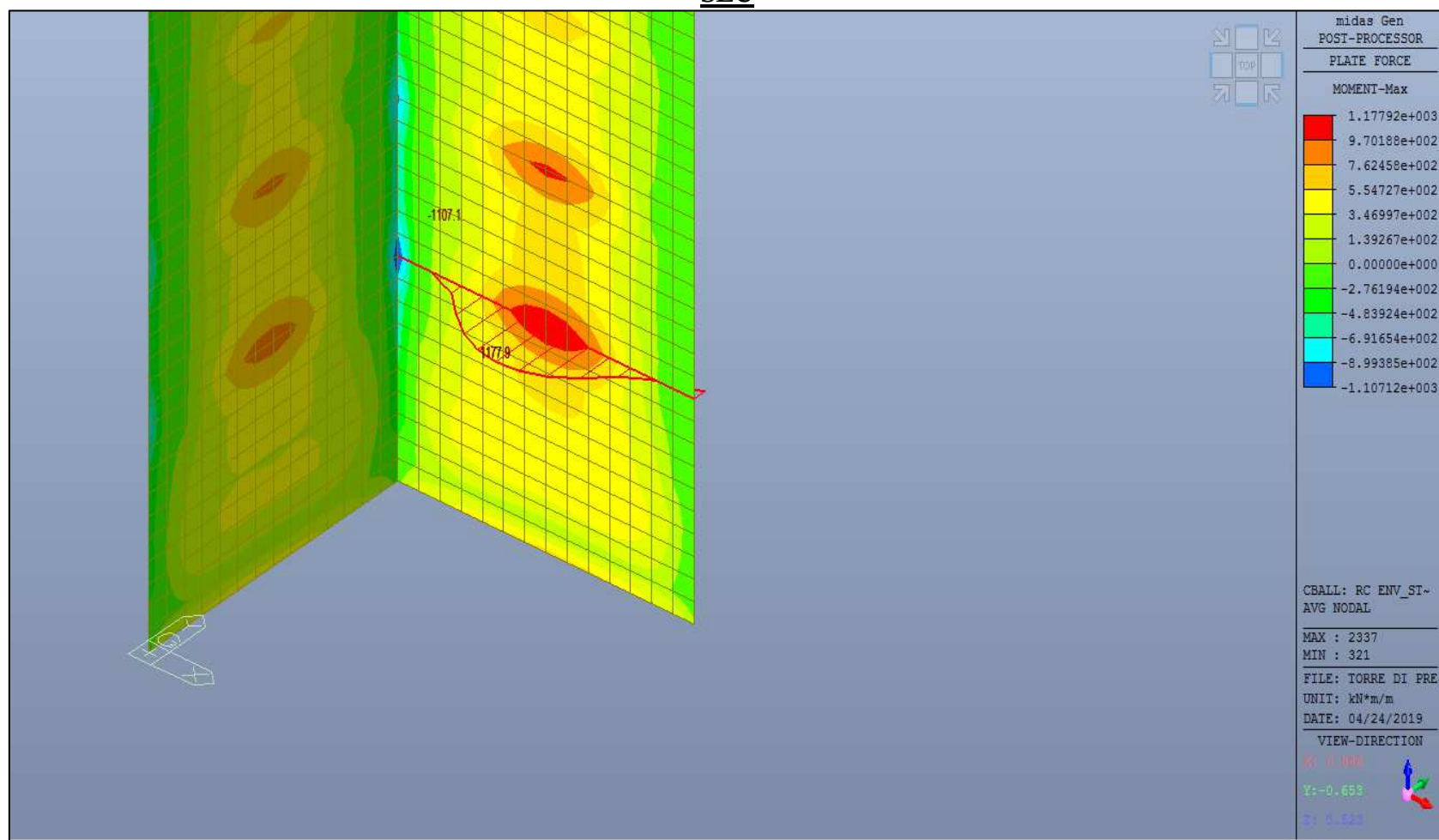
SLE (ANGOLI)



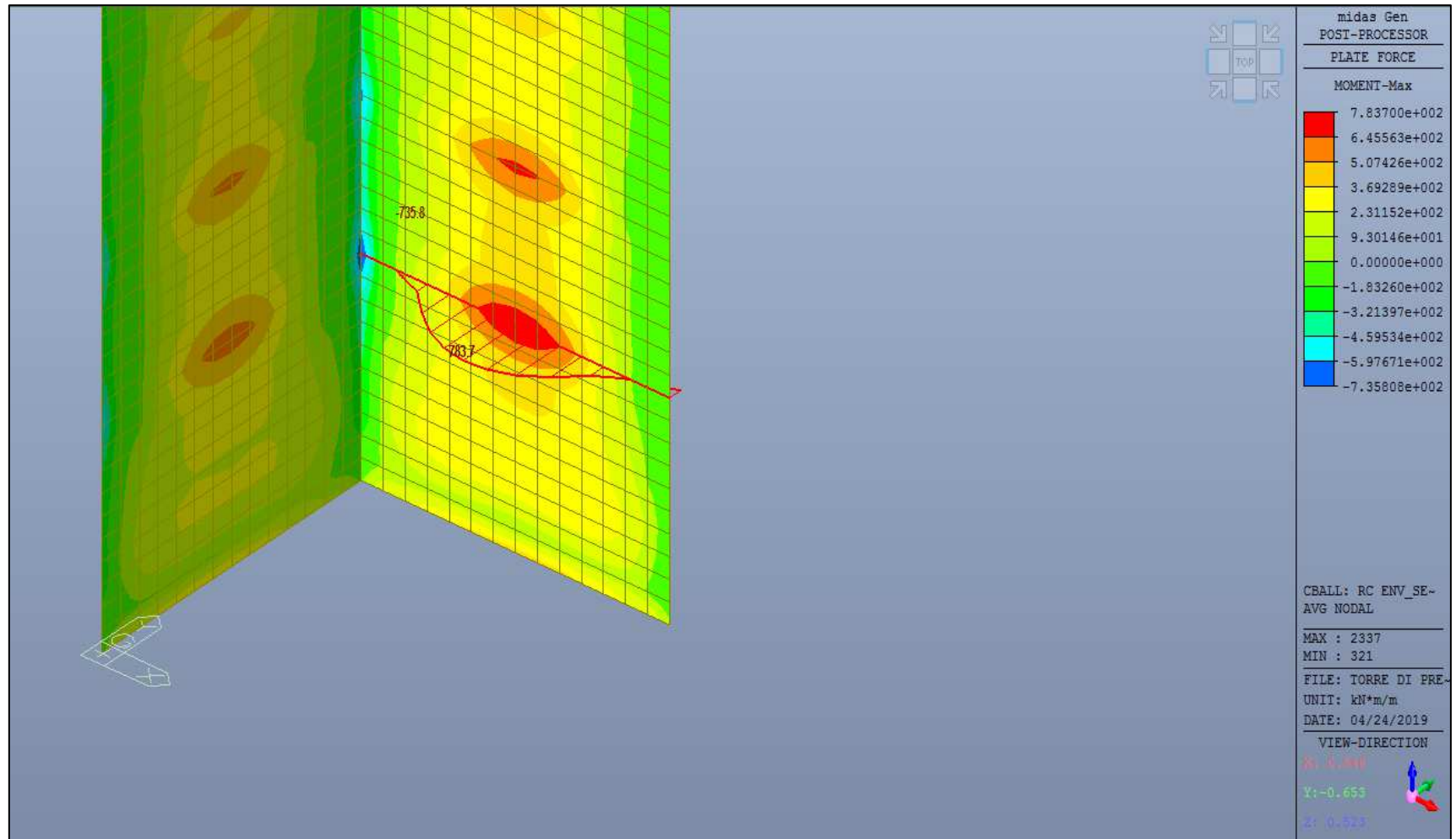
LIVELLO 2 – RINFORZO PERIMETRALE N. 2

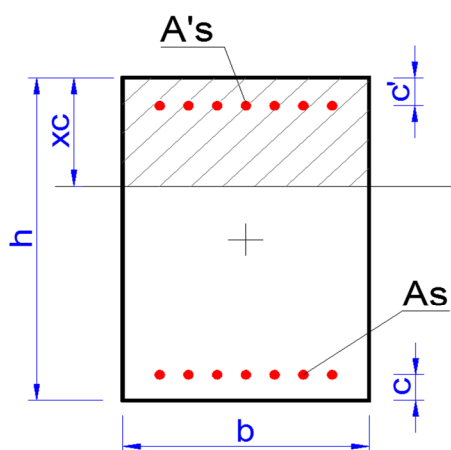
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	1180,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	550,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	785,0	kNm

SLU



SLE





Geometria della sezione		
		[cm]
Altezza	h	100
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	1180	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
5	20	15,71	5
2,5	22	9,50	5
4	20	12,57	15
		0,00	
		0,00	
		37,78	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
6	14	9,24	5
5	22	19,01	20
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		28,24	

Materiali									
	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α_{fcd} [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
C25/30 ▼	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γ_E	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	ϵ_{ud}
B450C ▼	1,00	1,15	200000	450	391,3	0,196%	7,500%	1	7,500%

- ☒ N costante
☐ e costante

calcola

N ultimo

0,0 [kN]

xc

14,33 [cm]

Momento ultimo

1344,5 [kNm]

FS

1,14

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

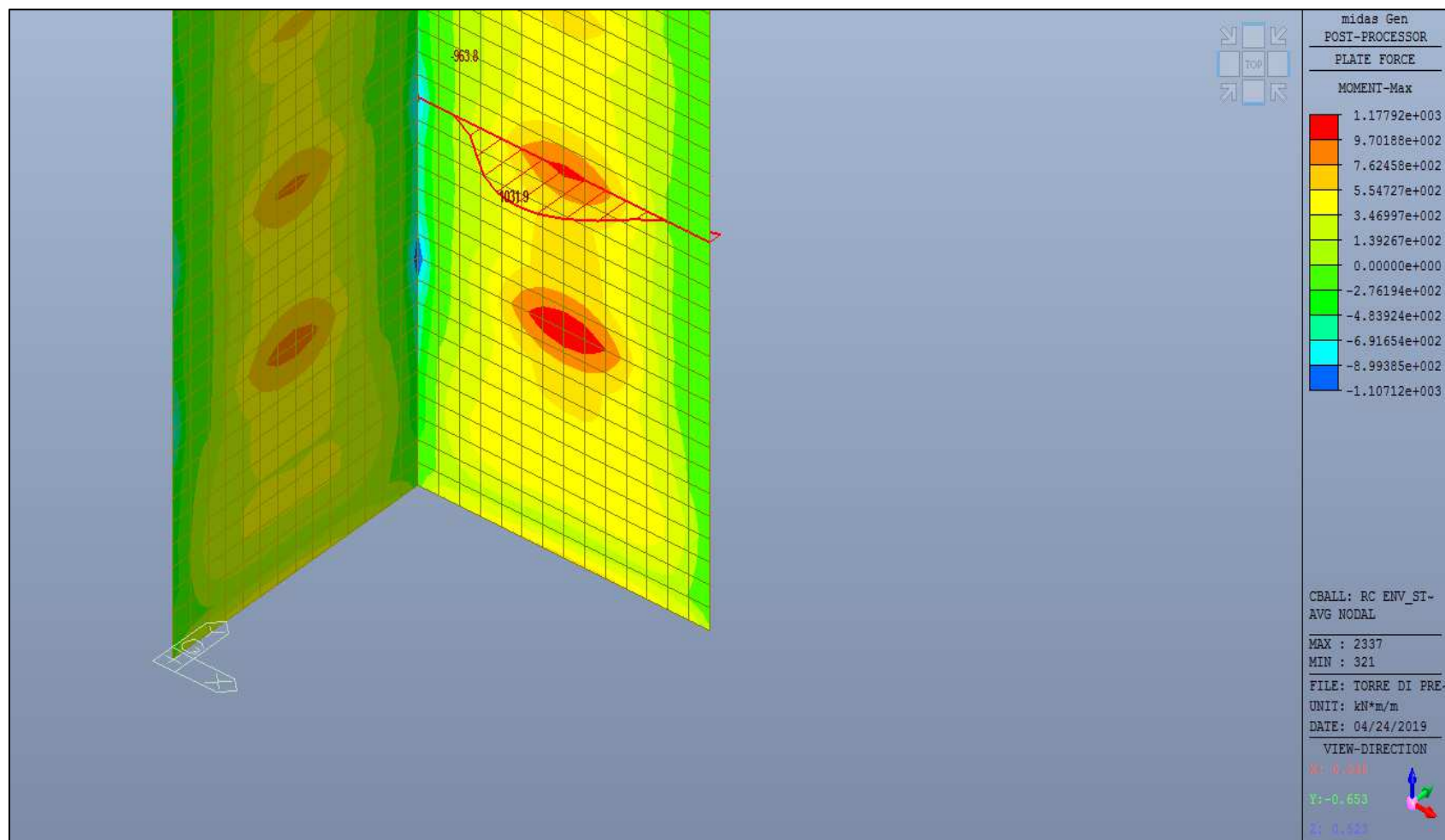
Altezza sezione	h	1000	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A _c	1000000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E _{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	M _{sd,QP}	549500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	M _{sd,rara}	785000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	n _(t0)	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h ₀	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t ₀ >60 giorni	φ(∞,t ₀)	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	E _{c,eff}	10929	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n _{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	3778	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	2824	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,QP}	11,25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,rara}	15,00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ _s	360	N/mm ²
Verifica al tempo t ₀			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t ₀	x _{c(t0)}	185	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	S _{om,x (t0)}	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	I _{om,x (t0)}	17152763833	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,QP(t0)}	5,93	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,QP(t0)}	164	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,QP(t0)}	29	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,rara(t0)}	8,47	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,rara(t0)}	234	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,rara(t0)}	41	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,QP} ≥σ _{c,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,rara} ≥σ _{c,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_{∞}			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_{∞}	$X_{c(t_{\infty})}$	274	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_{∞}	$S_{om,x(t_{\infty})}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_{∞}	$I_{om,x(t_{\infty})}$	42609544202	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	3,53	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	168	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	5,05	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	239	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	164	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,030	/
Carichi di lunga durata	2	k_t	0,4
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0,00058	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	111	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	20	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	166	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,165	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO	

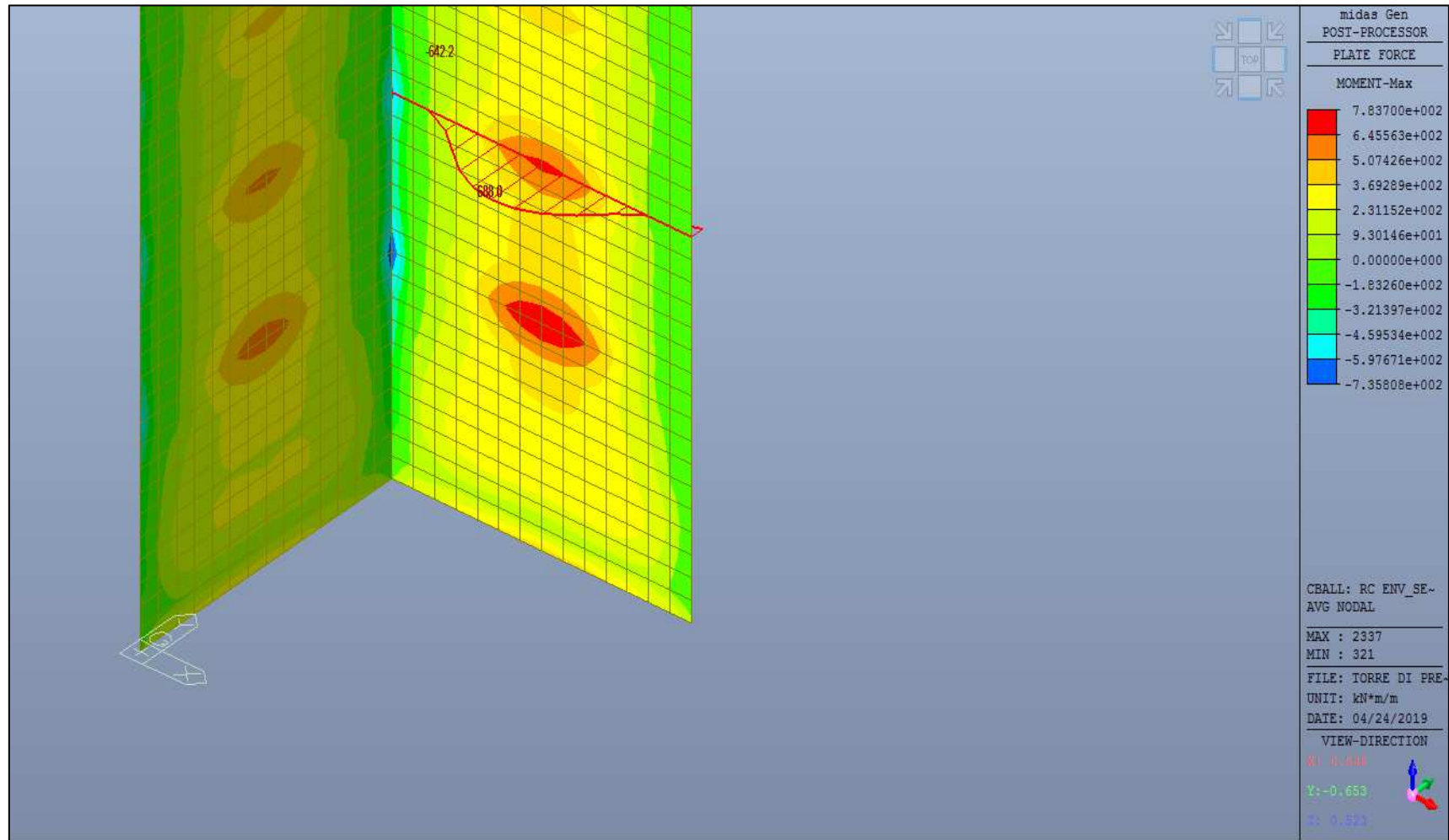
LIVELLO 2 – RINFORZO PERIMETRALE N. 3

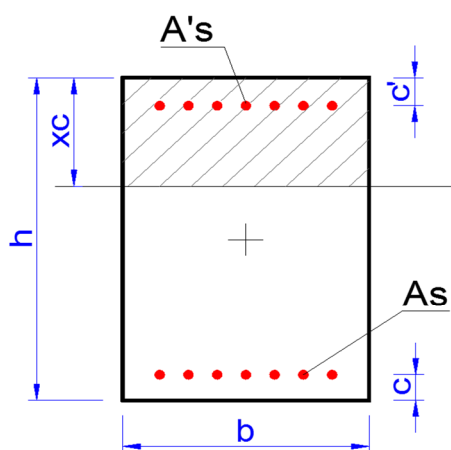
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	1035,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	485,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	690,0	kNm

SLU



SLE





Geometria della sezione		
		[cm]
Altezza	h	100
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	1035	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
5	20	15,71	5
2,5	22	9,50	5
4	20	12,57	15
		0,00	
		0,00	
37,78			

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
6	14	9,24	5
5	22	19,01	20
		0,00	
		0,00	
		0,00	
28,24			

Materiali									
	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α_{fcd} [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
C25/30 ▼	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γ_E	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	ϵ_{ud}
B450C ▼	1,00	1,15	200000	450	391,3	0,196%	7,500%	1	7,500%

- ☒ N costante
☐ e costante

calcola

N ultimo

0,0 [kN]

xc

14,33 [cm]

Momento ultimo

1344,5 [kNm]

FS

1,30

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

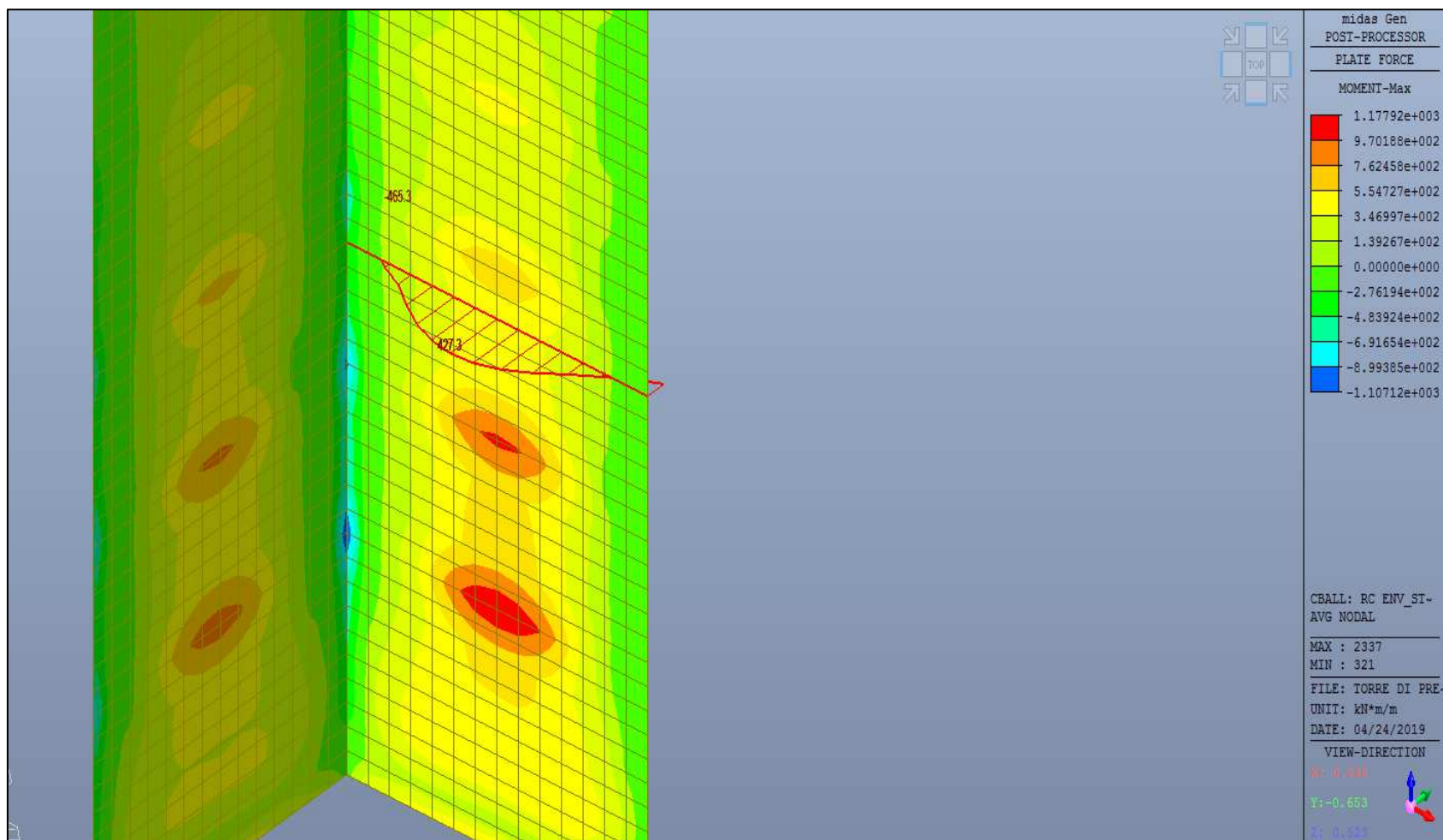
Altezza sezione	h	1000	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A _c	1000000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E _{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	M _{sd,QP}	483000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	M _{sd,rara}	690000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	n _(t0)	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h ₀	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t ₀ >60 giorni	φ(∞,t ₀)	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	E _{c,eff}	10929	N/mm ²
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n _{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	3778	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	2824	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,QP}	11,25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,rara}	15,00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ _s	360	N/mm ²
Verifica al tempo t ₀			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t ₀	x _{c(t0)}	185	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	S _{om,x (t0)}	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	I _{om,x (t0)}	17152763833	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,QP(t0)}	5,21	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,QP(t0)}	144	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,QP(t0)}	25	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,rara(t0)}	7,44	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,rara(t0)}	205	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,rara(t0)}	36	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,QP} ≥σ _{c,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,rara} ≥σ _{c,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_{∞}			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_{∞}	$X_{c(t_{\infty})}$	274	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_{∞}	$S_{om,x(t_{\infty})}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_{∞}	$I_{om,x(t_{\infty})}$	42609544202	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	3,11	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	147	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	4,44	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	210	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	144	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,030	/
Carichi di lunga durata ▼	2	k_t	0,4
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0,00049	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	111	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	20	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	166	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,138	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO	

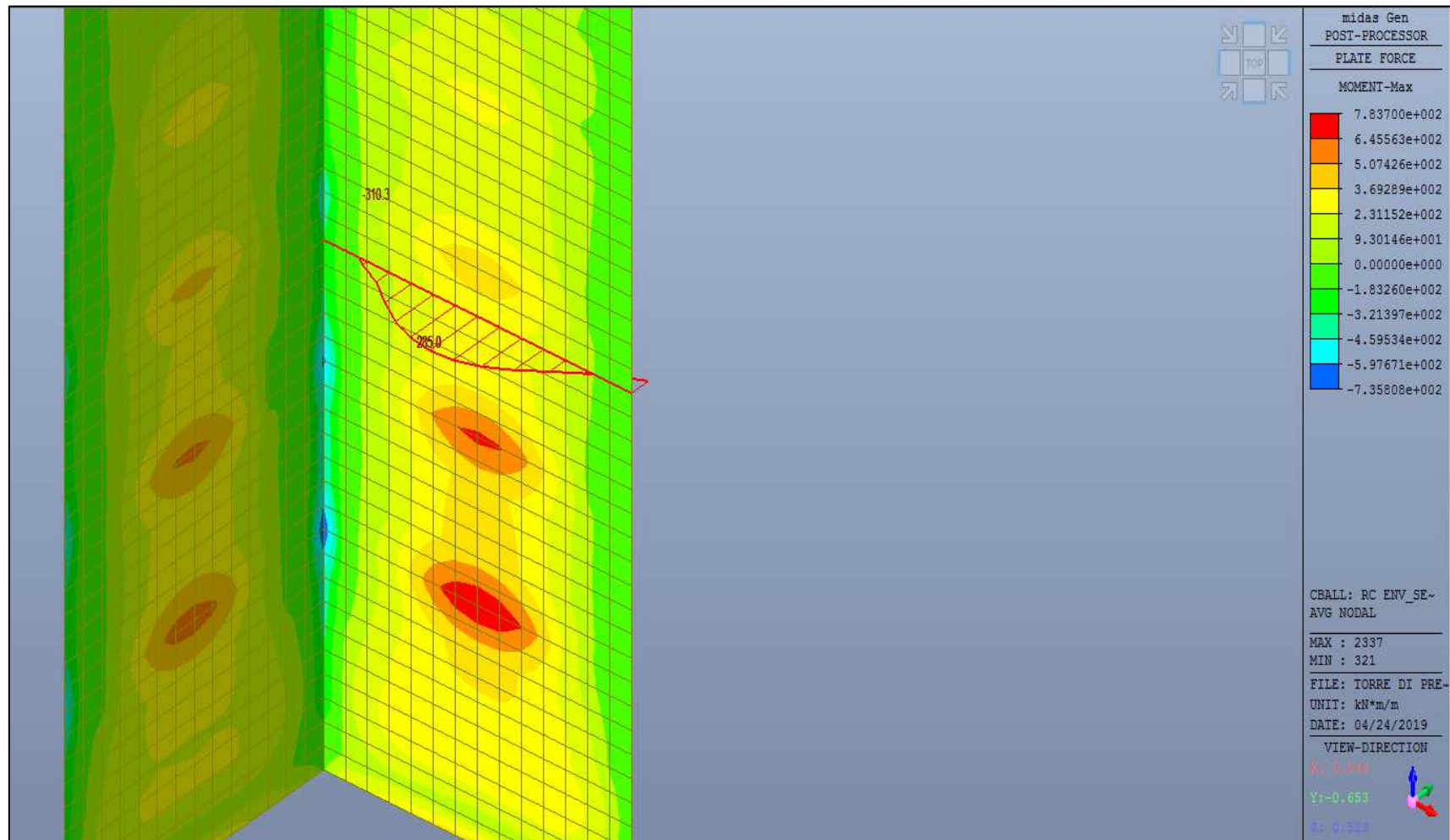
LIVELLO 3 – CAMPATA

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	430,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	200,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	285,0	kNm

SLU



SLE



DIMENSIONAMENTO CORRENTI IN CAMPATA

Risultante delle forze di compressione	C	589,7	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,052	m
Momento resistente	M _{Rd}	430,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,069	/
Area minima da normativa	A _{min}	1125	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	1508	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	1508	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	18	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	Ø ₁	20	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n ₁	2,5	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	2058	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	Ø ₂	18	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	Ø ₂	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1272	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	2058	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1272	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	59	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0,0412	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	-0,00052	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	14,2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	-109	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-665589	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	804578	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-138989	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,078	/
Momento resistente	M _{Rd}	580,8	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	430,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

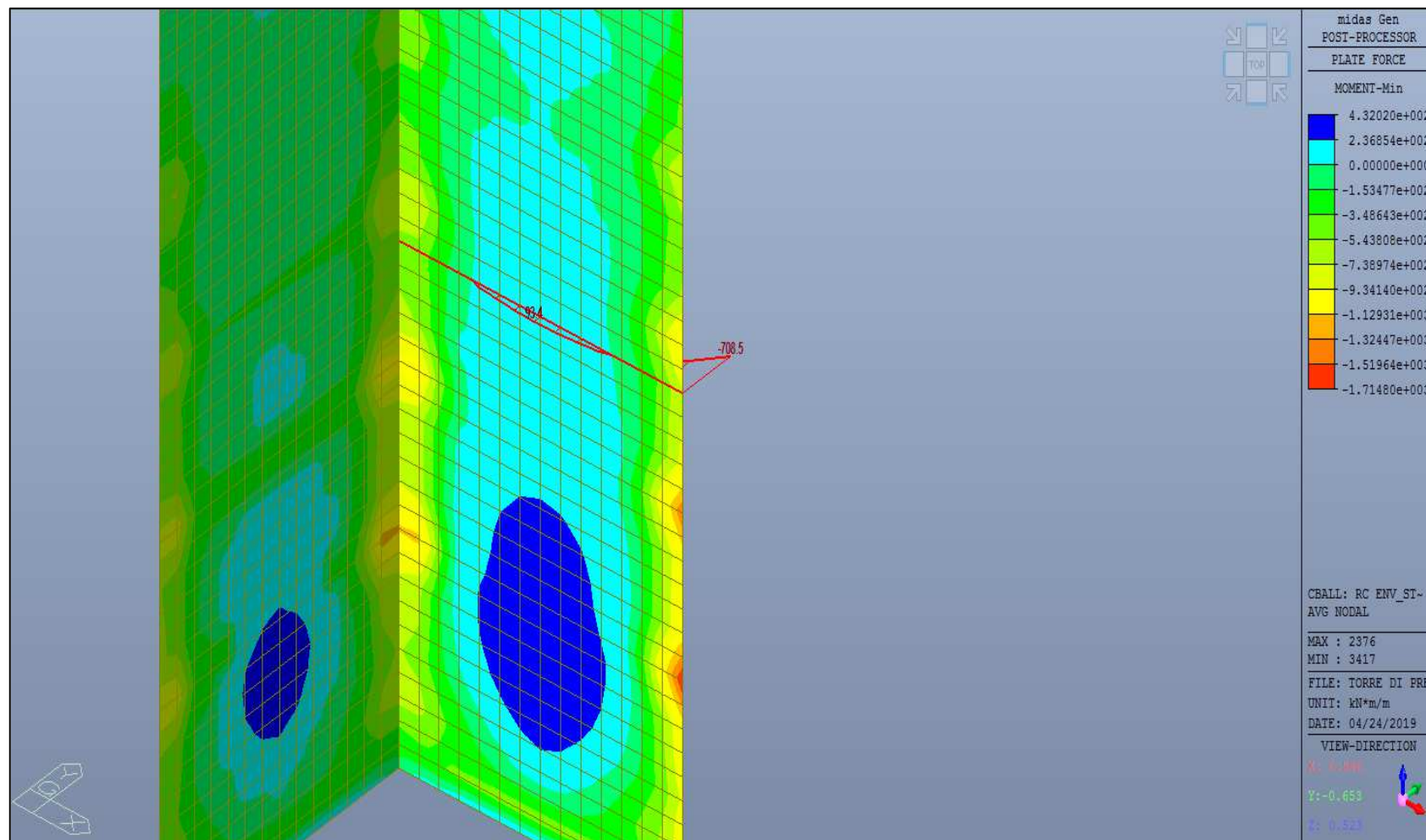
Altezza sezione	h	800	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	750	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A _c	800000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E _{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	M _{sd,QP}	199500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	M _{sd,rara}	285000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	n _(t0)	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h ₀	444	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t ₀ >60 giorni	φ(∞,t ₀)	1,92	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	E _{c,eff}	10763	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n _{eff}	19,51	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	2058	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1272	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,QP}	11,25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,rara}	15,00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ _s	360	N/mm ²
Verifica al tempo t ₀			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t ₀	x _{c(t0)}	127	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	S _{om,x (t0)}	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	I _{om,x (t0)}	6054108352	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,QP(t0)}	4,17	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,QP(t0)}	137	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,QP(t0)}	17	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,rara(t0)}	5,96	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,rara(t0)}	196	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,rara(t0)}	24	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,QP} ≥σ _{c,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,rara} ≥σ _{c,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_{∞}			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_{∞}	$X_{c(t_{\infty})}$	194	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_{∞}	$S_{om,x(t_{\infty})}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_{∞}	$I_{om,x(t_{\infty})}$	15333699886	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	2,53	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	141	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	3,61	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	201	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	137	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t_0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,016	/
Carichi di lunga durata	2	k_t	0,4
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0,00039	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	18	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	209	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,139	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO	

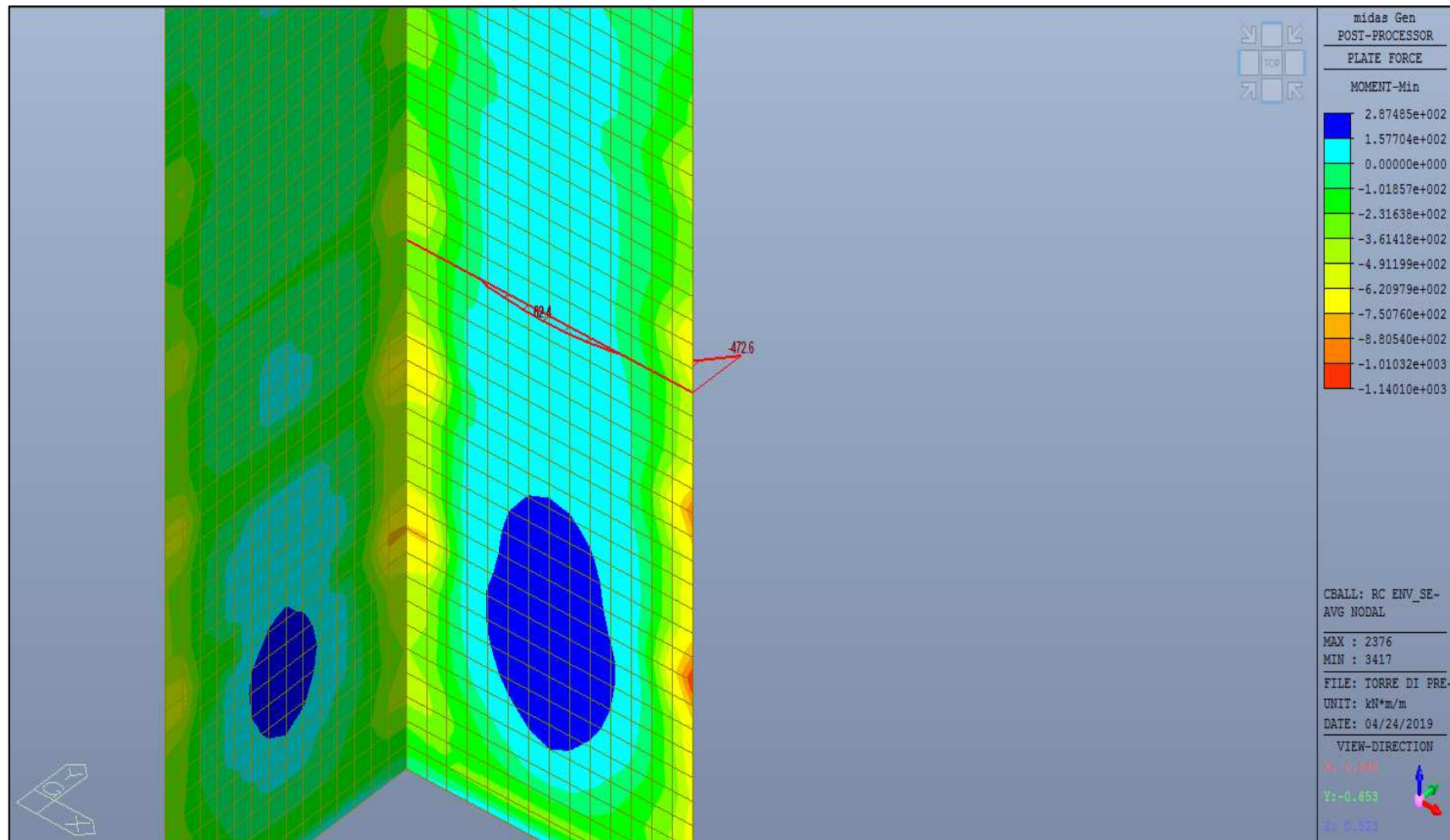
LIVELLO 3 – ANGOLI

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	710,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	335,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	475,0	kNm

SLU



SLE



DIMENSIONAMENTO CORRENTI ANGOLI

Risultante delle forze di compressione	C	993,0	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,088	m
Momento resistente	M _{Rd}	710,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,117	/
Area minima da normativa	A _{min}	1125	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	2540	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	2540	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	18	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	Ø ₁	20	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n ₁	5	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	2843	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	Ø ₂	18	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	Ø ₂	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1272	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	2843	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1272	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	72	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0,0327	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	-0,001086	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	14,2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	-228	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-821541	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	1111668	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-290127	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,097	/
Momento resistente	M _{Rd}	795,4	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	710,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

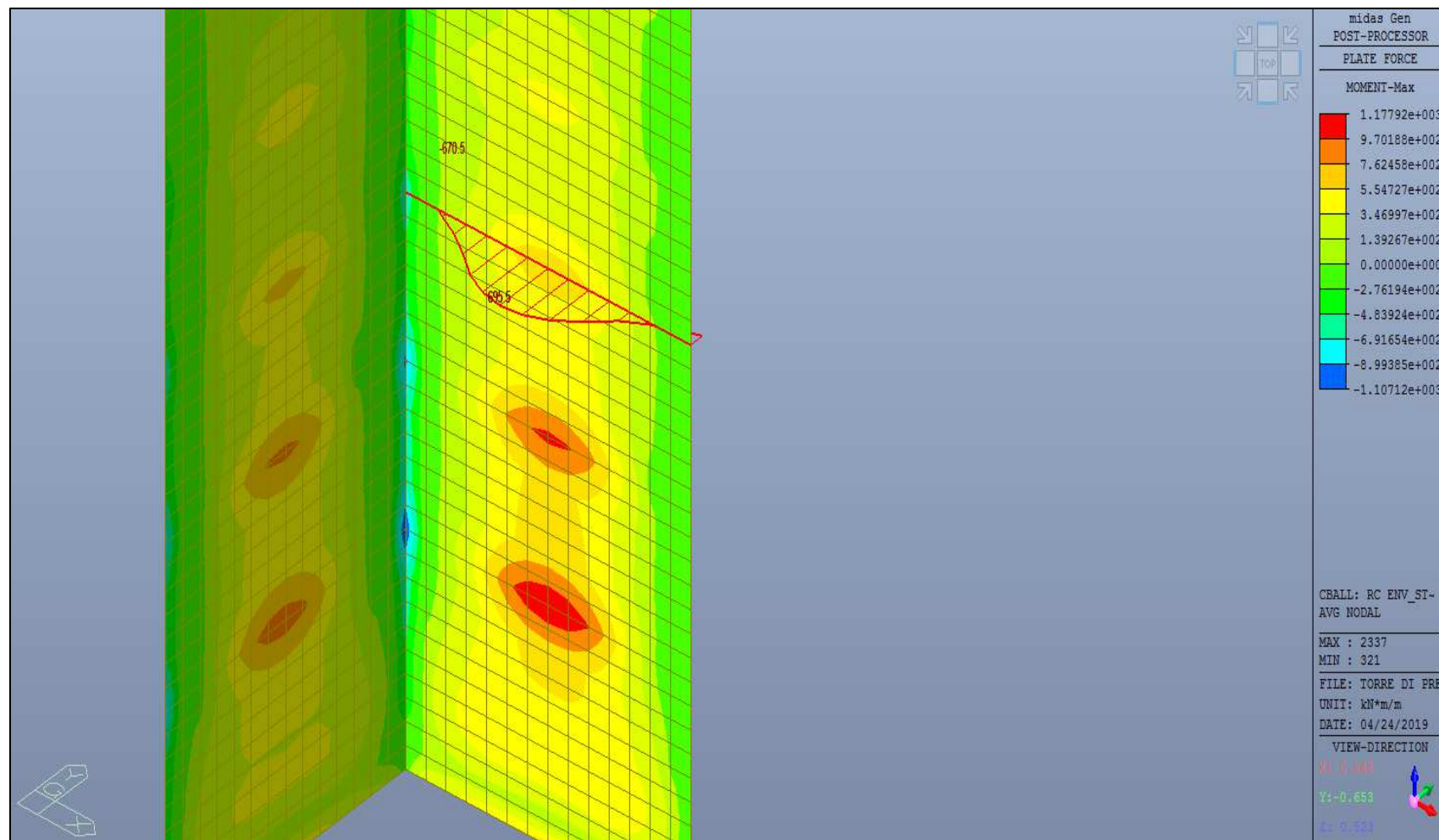
Altezza sezione	h	800	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	750	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A _c	800000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E _{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	M _{sd,QP}	332500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	M _{sd,rara}	475000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	n _(t0)	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h ₀	444	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t ₀ >60 giorni	φ(∞,t ₀)	1,92	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	E _{c,eff}	10763	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n _{eff}	19,51	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	2843	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1272	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,QP}	11,25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,rara}	15,00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ _s	360	N/mm ²
Verifica al tempo t ₀			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t ₀	x _{c(t0)}	147	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	S _{om,x (t0)}	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	I _{om,x (t0)}	8023958124	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,QP(t0)}	6,08	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,QP(t0)}	167	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,QP(t0)}	27	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,rara(t0)}	8,68	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,rara(t0)}	238	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,rara(t0)}	38	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,QP} ≥σ _{c,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,rara} ≥σ _{c,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	

Momento statico omogeneizzato all'istante t_{∞}	$S_{om,x(t_{\infty})}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_{∞}	$I_{om,x(t_{\infty})}$	19807697026	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	3,76	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	172	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	5,37	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	246	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	167	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t_0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,023	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0,00055	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	18	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	179	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,167	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO	

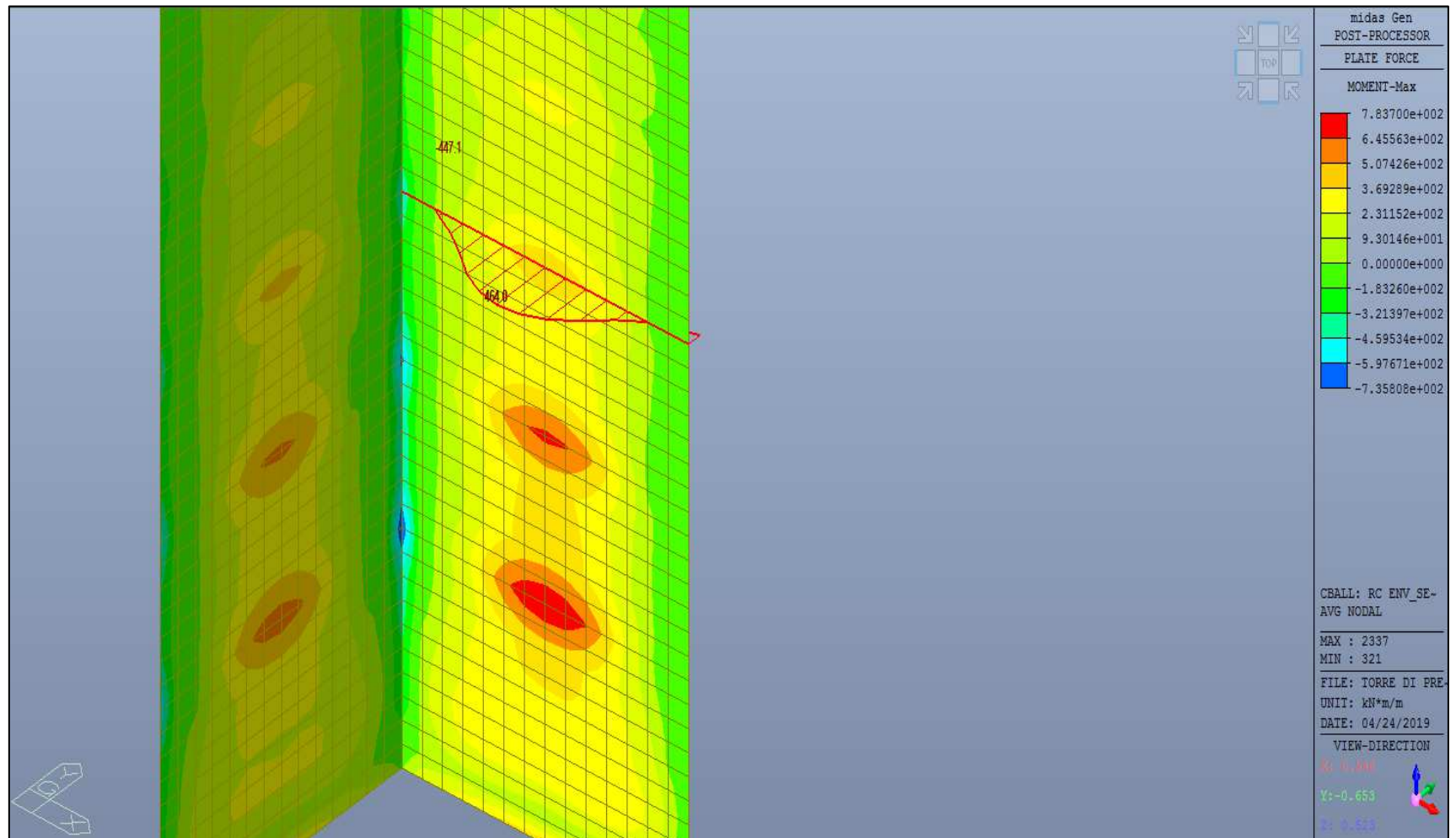
LIVELLO 3 – RINFORZO PERIMETRALE N. 4

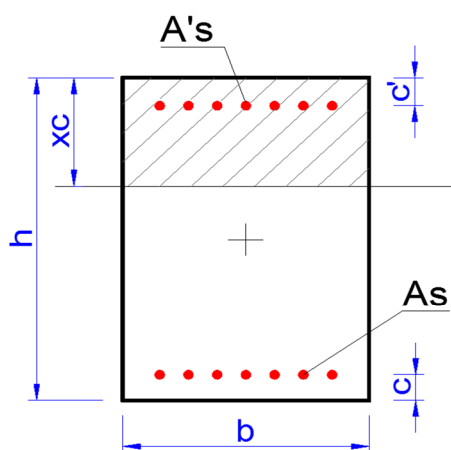
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	700,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	325,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	465,0	kNm

SLU



SLE





Geometria della sezione		
		[cm]
Altezza	h	100
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	700	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
5	18	12,72	5
2,5	20	7,85	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		20,58	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
6	14	9,24	5
5	18	12,72	20
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		21,96	

Materiali									
	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α_{fcd} [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
C25/30 ▼	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γ_E	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	ϵ_{ud}
B450C ▼	1,00	1,15	200000	450	391,3	0,196%	7,500%	1	7,500%

- ☒ N costante
☐ e costante

calcola

N ultimo

0,0 [kN]

xc

8,89 [cm]

Momento ultimo

812,6 [kNm]

FS

1,16

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

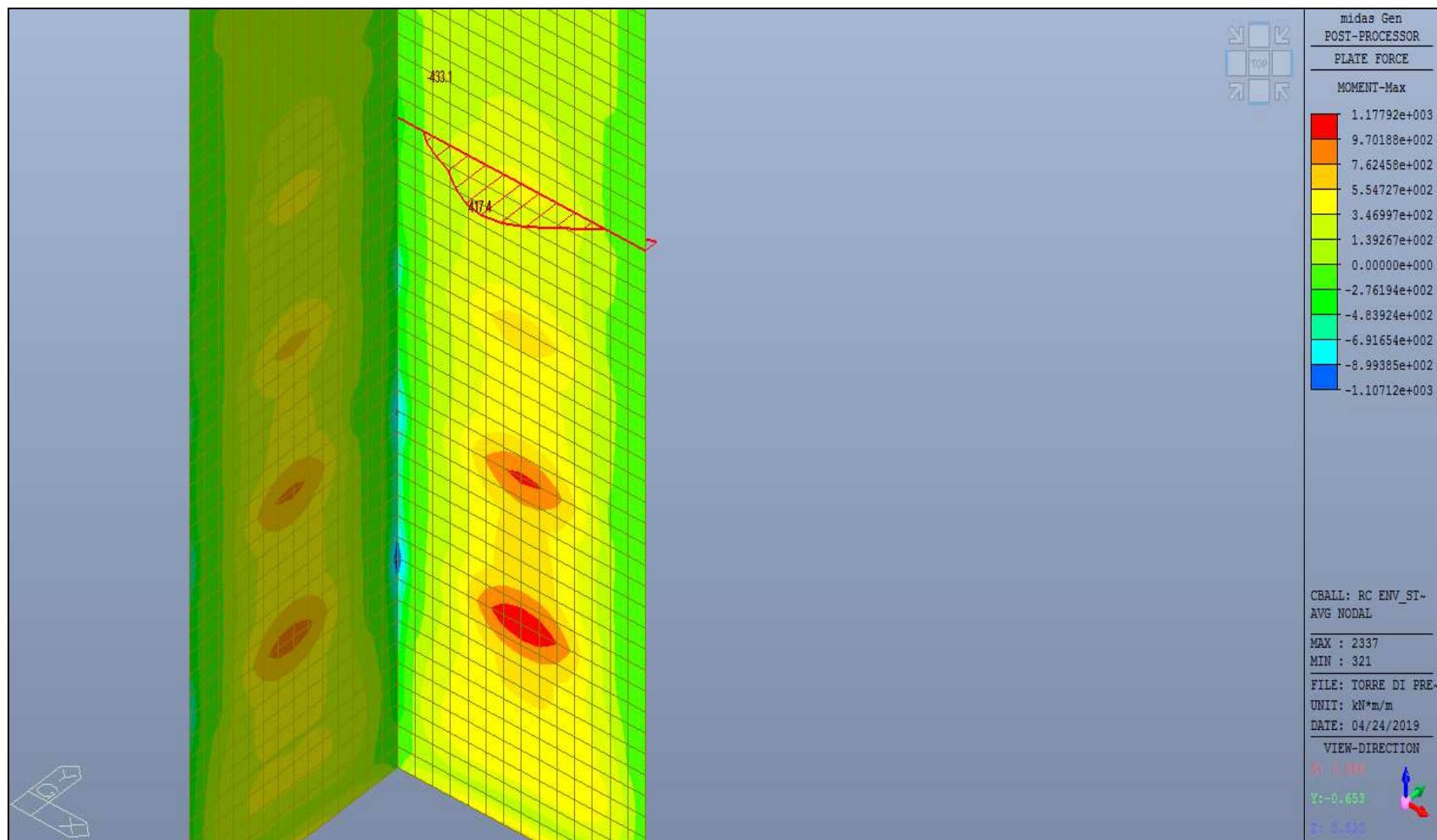
Altezza sezione	h	1000	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A _c	1000000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E _{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	M _{sd,QP}	325500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	M _{sd,rara}	465000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	n _(t0)	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h ₀	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t ₀ >60 giorni	φ(∞,t ₀)	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	E _{c,eff}	10929	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n _{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	2058	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	2196	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,QP}	11,25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,rara}	15,00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ _s	360	N/mm ²
Verifica al tempo t ₀			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t ₀	x _{c(t0)}	141	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	S _{om,x (t0)}	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	I _{om,x (t0)}	10022801283	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,QP(t0)}	4,59	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,QP(t0)}	175	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,QP(t0)}	20	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,rara(t0)}	6,55	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,rara(t0)}	250	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,rara(t0)}	28	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,QP} ≥σ _{c,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,rara} ≥σ _{c,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_{∞}			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_{∞}	$X_{c(t_{\infty})}$	213	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_{∞}	$S_{om,x}(t_{\infty})$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_{∞}	$I_{om,x}(t_{\infty})$	25760301047	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	2,69	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	179	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	3,84	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	256	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	175	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,016	/
Carichi di lunga durata	2	k_t	0,4
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0,00051	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	18	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	209	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,180	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO	

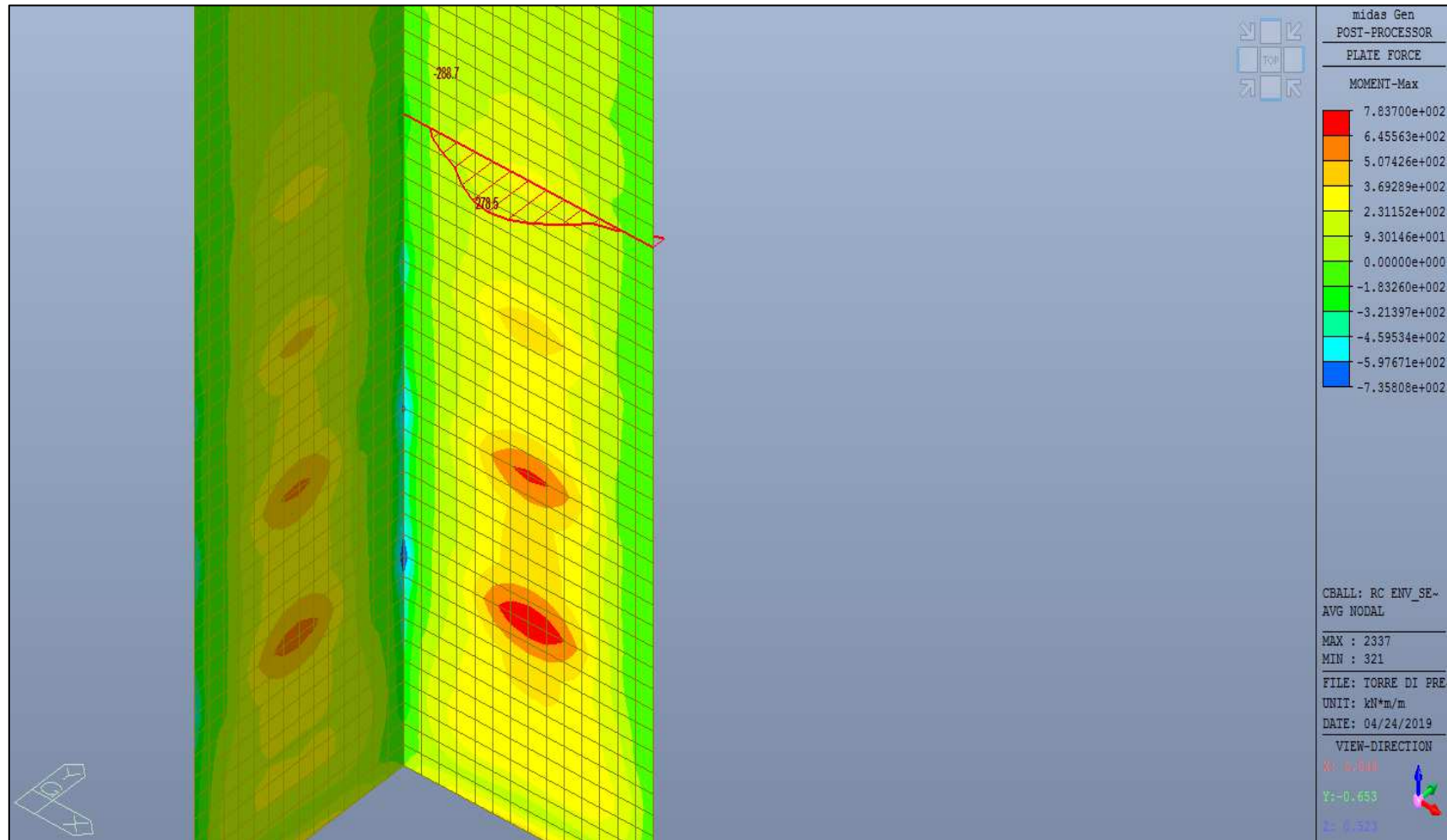
LIVELLO 3 – RINFORZO PERIMETRALE N. 5

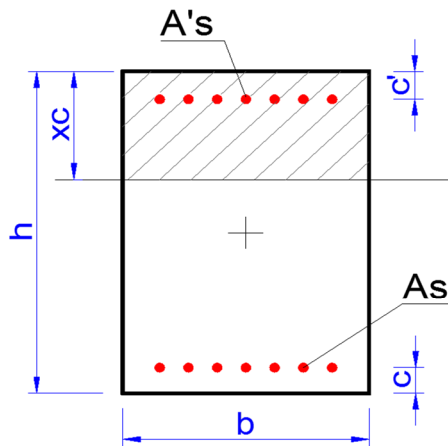
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	420,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	195,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	280,0	kNm

SLU



SLE





Geometria della sezione		
[cm]		
Altezza	h	100
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	420	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
5	18	12,72	5
2,5	20	7,85	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		20,58	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
6	14	9,24	5
5	18	12,72	20
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		21,96	

Materiali									
	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α_{fcd} [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
C25/30 ▼	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γ_E	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	ϵ_{ud}
B450C ▼	1,00	1,15	200000	450	391,3	0,196%	7,500%	1	7,500%

- ☒ N costante
☐ e costante

calcola

N ultimo

0,0 [kN]

xc

8,89 [cm]

Momento ultimo

812,6 [kNm]

FS

1,93

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1000	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A _c	1000000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E _{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	M _{sd,QP}	196000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	M _{sd,rara}	280000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	n _(t0)	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h ₀	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t ₀ >60 giorni	φ(∞,t ₀)	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	E _{c,eff}	10929	N/mm ²
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n _{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	2058	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	2196	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,QP}	11,25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,rara}	15,00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ _s	360	N/mm ²
Verifica al tempo t ₀			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t ₀	x _{c(t0)}	141	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t ₀	S _{om,x (t0)}	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t ₀	I _{om,x (t0)}	10022801283	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,QP(t0)}	2,76	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,QP(t0)}	106	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,QP(t0)}	12	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,rara(t0)}	3,94	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,rara(t0)}	151	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,rara(t0)}	17	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,QP} ≥σ _{c,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,rara} ≥σ _{c,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	

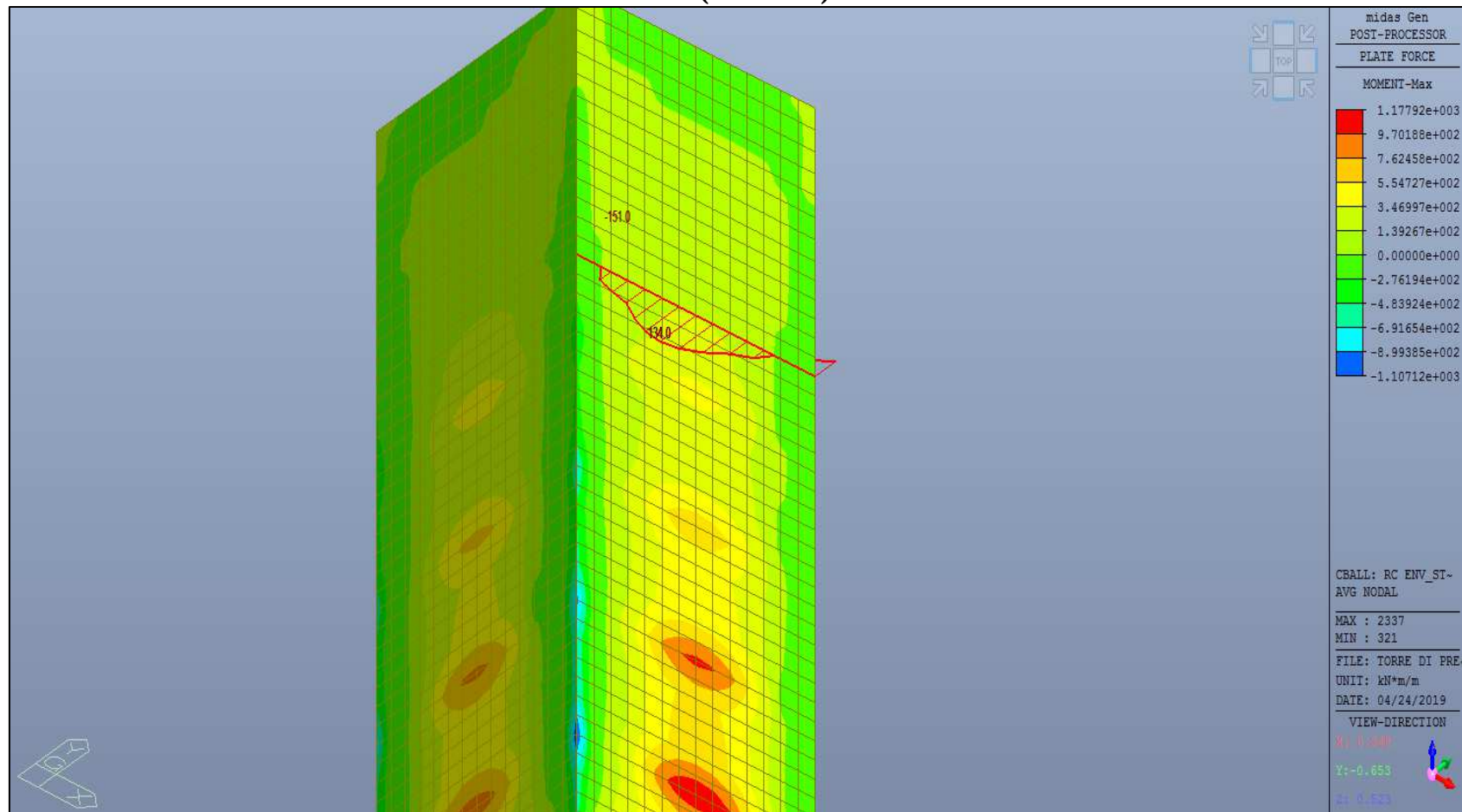
Verifica al tempo t_{∞}			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_{∞}	$X_{c(t_{\infty})}$	213	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_{∞}	$S_{om,x(t_{\infty})}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_{∞}	$I_{om,x(t_{\infty})}$	25760301047	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	1,62	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	108	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	2,31	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	154	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	106	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t_0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,016	/
Carichi di lunga durata	2	k_t	0,4
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0,00030	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	18	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	209	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,107	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO	

LIVELLO 4 – CAMPATA E ANGOLI

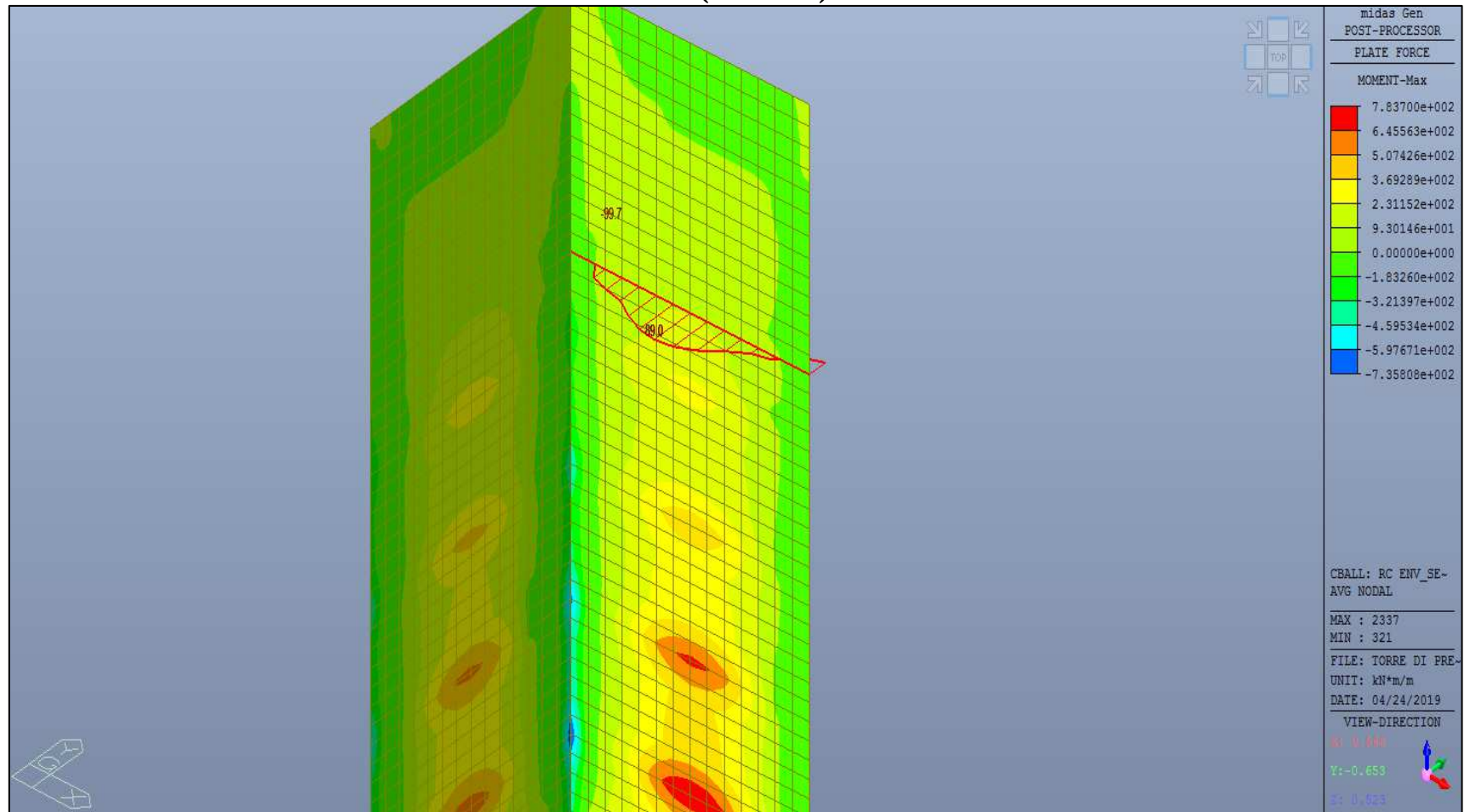
Per il livello 4 è stato considerato il momento sollecitante più gravoso agli angoli. Tale valore è stato cautelativamente applicato anche in campata (a favore di sicurezza).

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	200,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	95,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	150,0	kNm

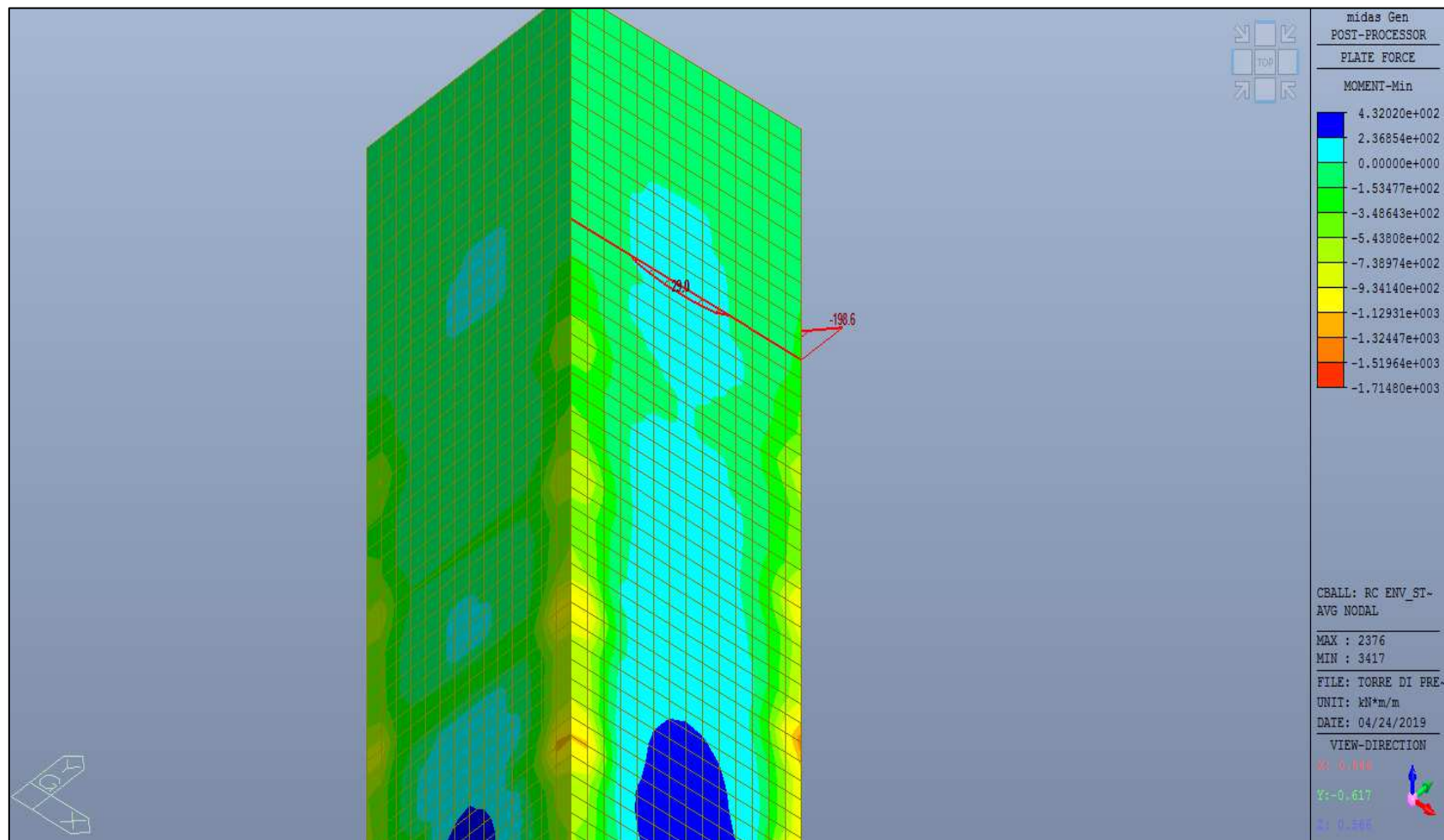
SLU (CAMPATA)



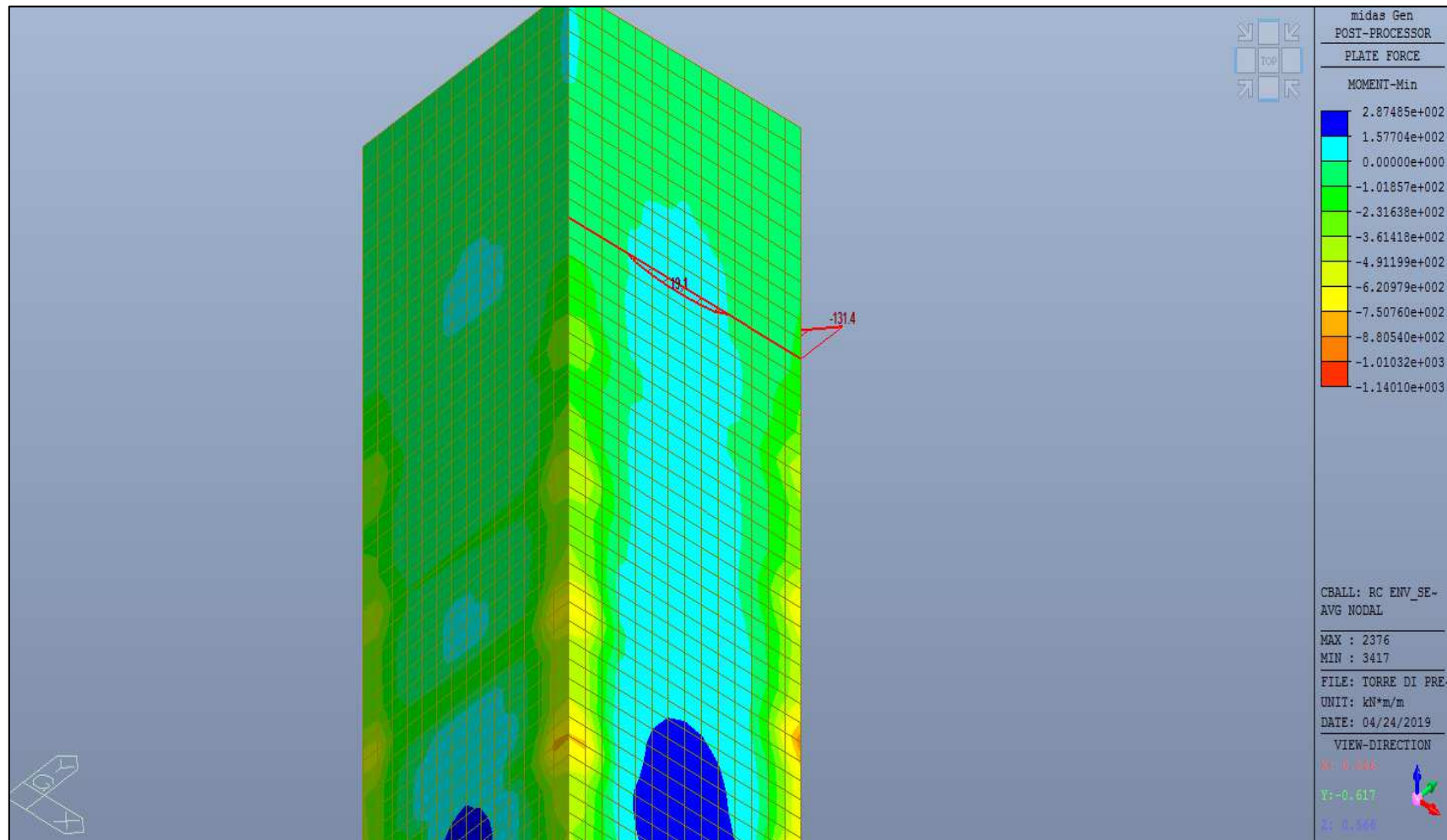
SLE (CAMPATA)



SLU (ANGOLI)



SLE (ANGOLI)



DIMENSIONAMENTO CORRENTI

Risultante delle forze di compressione	C	372,6	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,033	m
Momento resistente	M _{Rd}	200,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,060	/
Area minima da normativa	A _{min}	825	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	953	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	953	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	Ø ₁		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n ₁		/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1005	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	Ø ₂	16	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	Ø ₂	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1005	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1005	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1005	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	44	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0,0404	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	0,0004916	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	14,2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	103	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-496871	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	393076	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	103795	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,080	/
Momento resistente	M _{Rd}	212,7	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	200,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	600	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	550	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A _c	600000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E _{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	M _{sd,QP}	94500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	M _{sd,rara}	135000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3200	m
Coefficiente di omogeneizzazione	n _(t0)	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h ₀	375	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t ₀ >60 giorni	φ(∞,t ₀)	1,98	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	E _{c,eff}	10562	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n _{eff}	19,88	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1005	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1005	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,QP}	11,25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,rara}	15,00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ _s	360	N/mm ²
Verifica al tempo t ₀			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t ₀	x _{c(t0)}	78	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	S _{om,x (t0)}	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	I _{om,x (t0)}	1656900436	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,QP(t0)}	4,43	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,QP(t0)}	180	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,QP(t0)}	11	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,rara(t0)}	6,32	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,rara(t0)}	257	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,rara(t0)}	15	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,QP} ≥σ _{c,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,rara} ≥σ _{c,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_{∞}			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_{∞}	$X_{c(t_{\infty})}$	120	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_{∞}	$S_{om,x(t_{\infty})}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_{∞}	$I_{om,x(t_{\infty})}$	4364674824	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	2,61	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	185	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	3,72	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	264	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	180	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t_0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,008	/
Carichi di lunga durata ▼	2	k_t	0,4
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0,00051	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	299	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,261	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO	

Di seguito vengono riportate le verifiche a stato limite ultimo delle armature longitudinali per i diversi livelli di armatura della costruzione (*rif. elaborato grafico n. 12*).

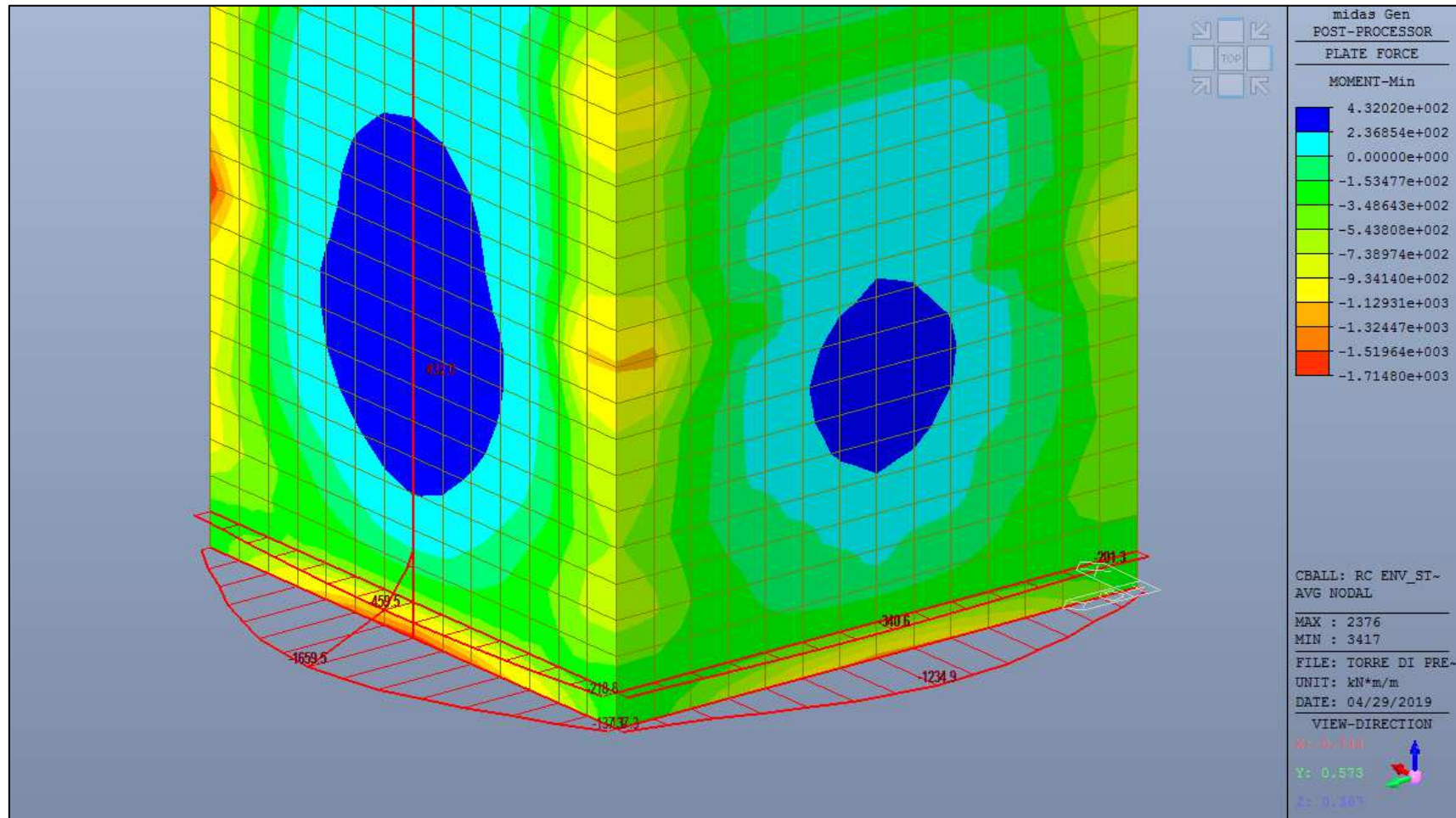
LIVELLO 1

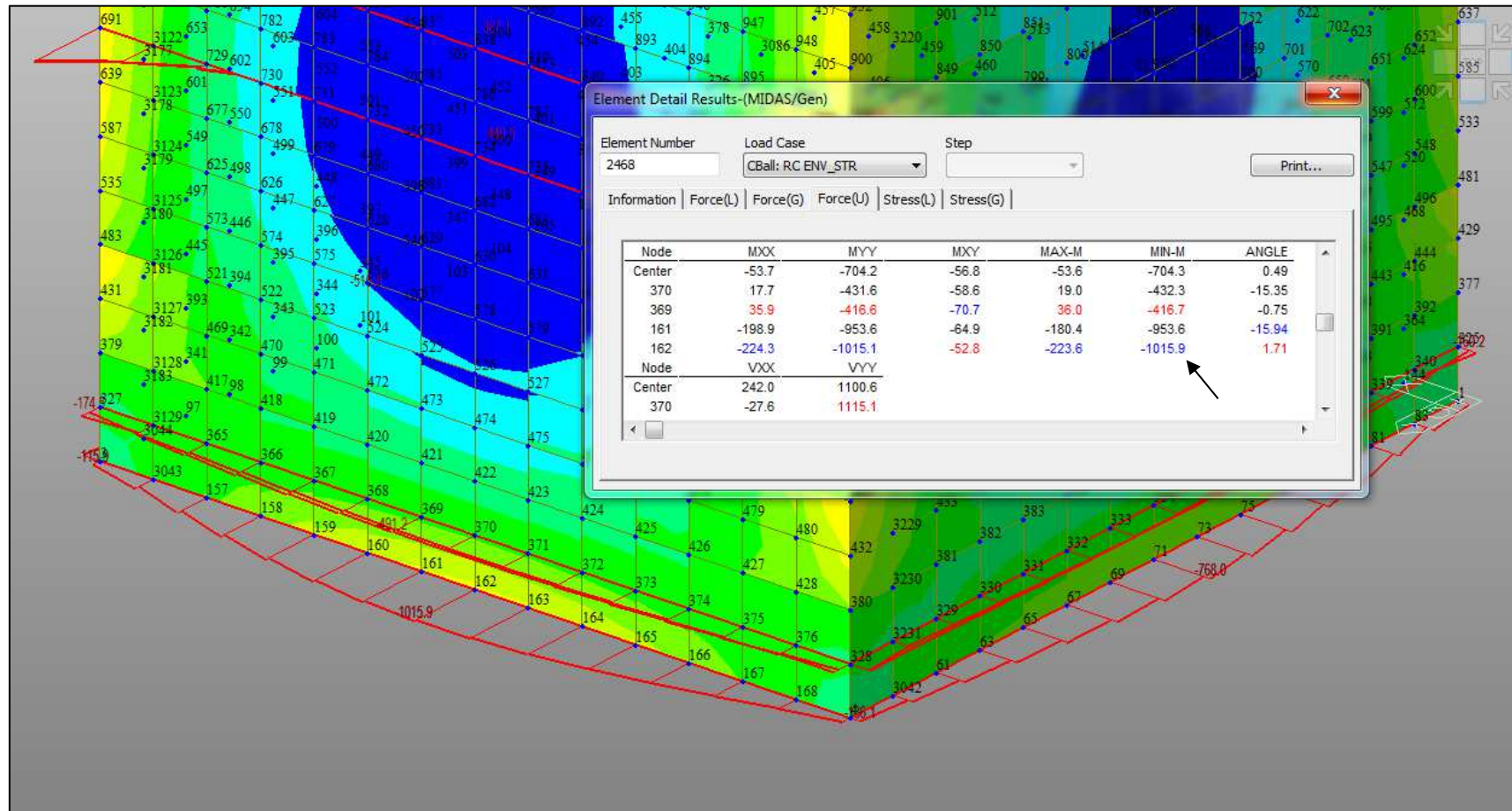
DATI

Altezza sezione	h	1,00	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	80	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,08	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0,72	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	1540,0	kNm

Ai fini dei calcoli di verifica è stato considerato un valore effettivo di momento flettente di pari a 1540 kNm. Il valore di 1660 kNm risulta, infatti, pertinente alla fondazione e limitato puntualmente al valore massimo assoluto in un singolo nodo di calcolo e non all'elemento, per poi diminuire rapidamente e progressivamente a partire dallo sviluppo verticale della parete. Dunque il massimo momento sollecitante oggetto di verifica, relativo alla sezione allo spiccato tra la fondazione e le pareti in elevazione (a circa 5 cm dall'incastro), essendo la dimensione degli elementi di calcolo pari a 50 cm, può essere considerato, a favore di sicurezza, pari a: $1660 \text{ kNm} - (1660 \text{ kNm} - 460 \text{ kNm}) / 10 \cong 1540 \text{ kNm}$. Tale valore, comunque cautelativo, in quanto comunque riferibile al valore massimo assoluto trasferito al singolo nodo di calcolo dalla fondazione non tiene, inoltre, in considerazione della redistribuzione della sollecitazione fornita anche dalle armature ortogonali principali la quale, in riferimento all'Eurocodice 2, può essere assunta almeno pari al 20%.

Il valore effettivo massimo sull'elemento risulterebbe, infatti, pari a circa 1000 kNm, come risulta dal dettaglio dei diagrammi e dei valori di sollecitazione sull'elemento riportato alle pagine seguenti.



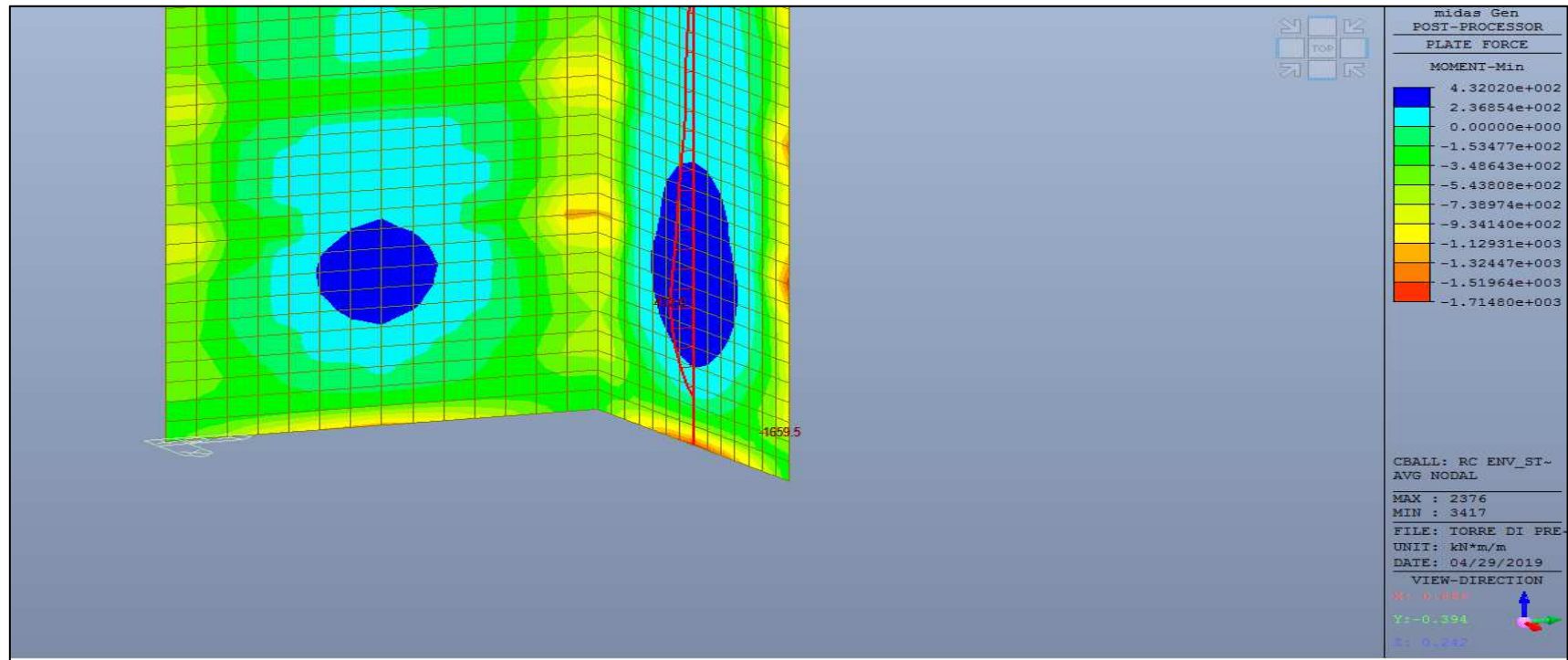


DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	1732.5	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.153	m
Momento resistente	M_{Rd}	1540.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	$\xi = x/d$	0.161	/
Area minima da normativa	A_{min}	1425	mm ²
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	4431	mm ²
Area di calcolo	A_{max}	4431	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	24	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$	24	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	5	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	4524	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	20	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1571	mm ²
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	4524	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1571	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	103	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ϵ_c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ϵ_s	0.0286	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ϵ'_s	-0.001808	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14.2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	-380	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-1172359	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	1768842	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-596484	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.109	/
Momento resistente	M_{Rd}	1602.1	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	1540.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

LIVELLO 2

Altezza sezione	h	0,80	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	80	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,08	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0,72	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	432,0	kNm

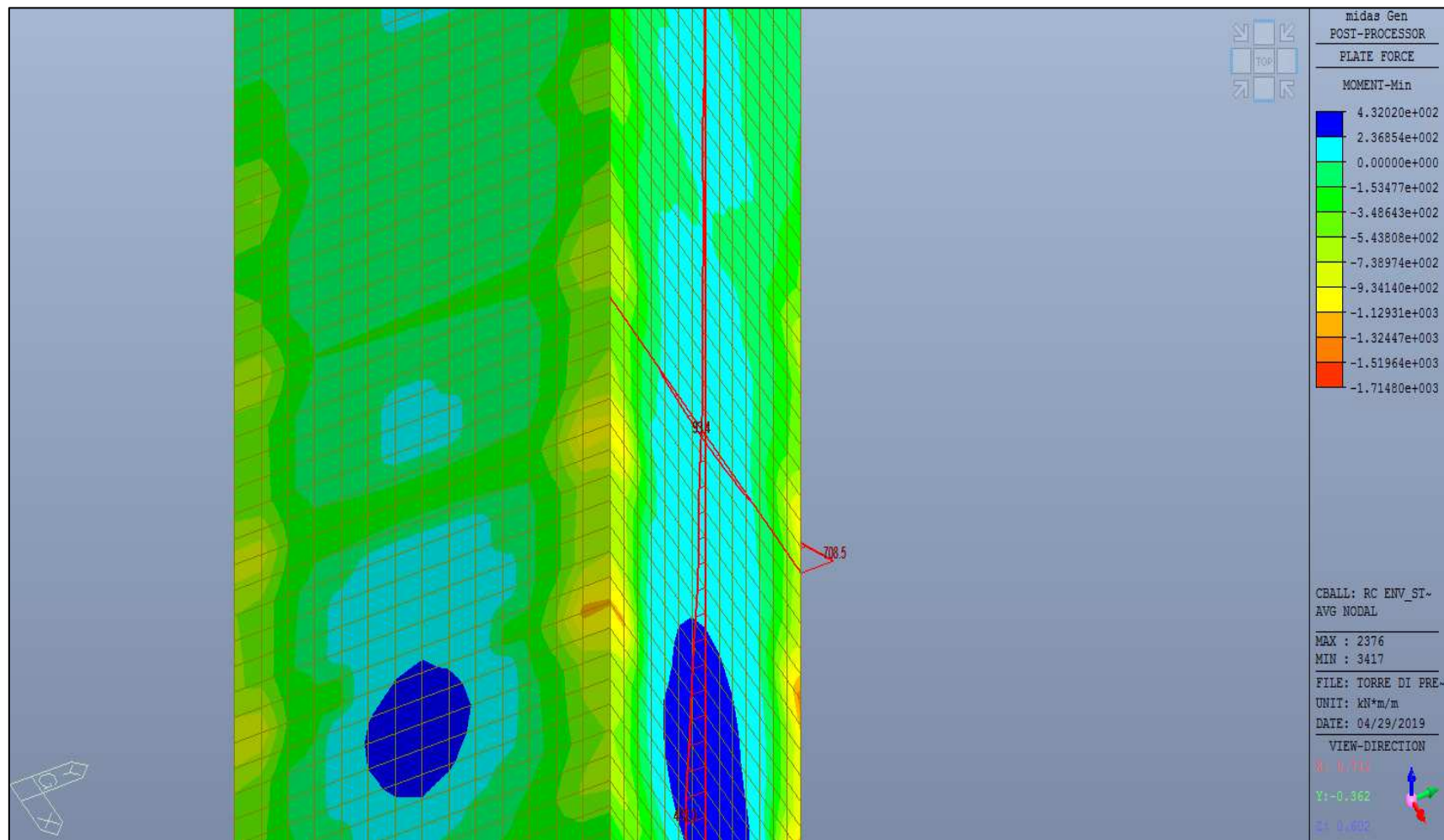


DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	19781.5	kN
Profondità dell'asse neutro	x	1.745	m
Momento resistente	M _{Rd}	431.8	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	2.424	/
Area minima da normativa	A _{min}	1080	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	50610	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	50610	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	20	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	Ø ₁		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n ₁		/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1571	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	Ø ₂	20	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	Ø ₂	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1571	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1571	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1571	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	70	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0327	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	0.000527	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	14.2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	111	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-788017	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	614181	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	173836	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.097	/
Momento resistente	M _{Rd}	434.2	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	432.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

LIVELLO 3

Altezza sezione	h	0,80	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	80	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,08	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0,72	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	150,0	kNm



DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

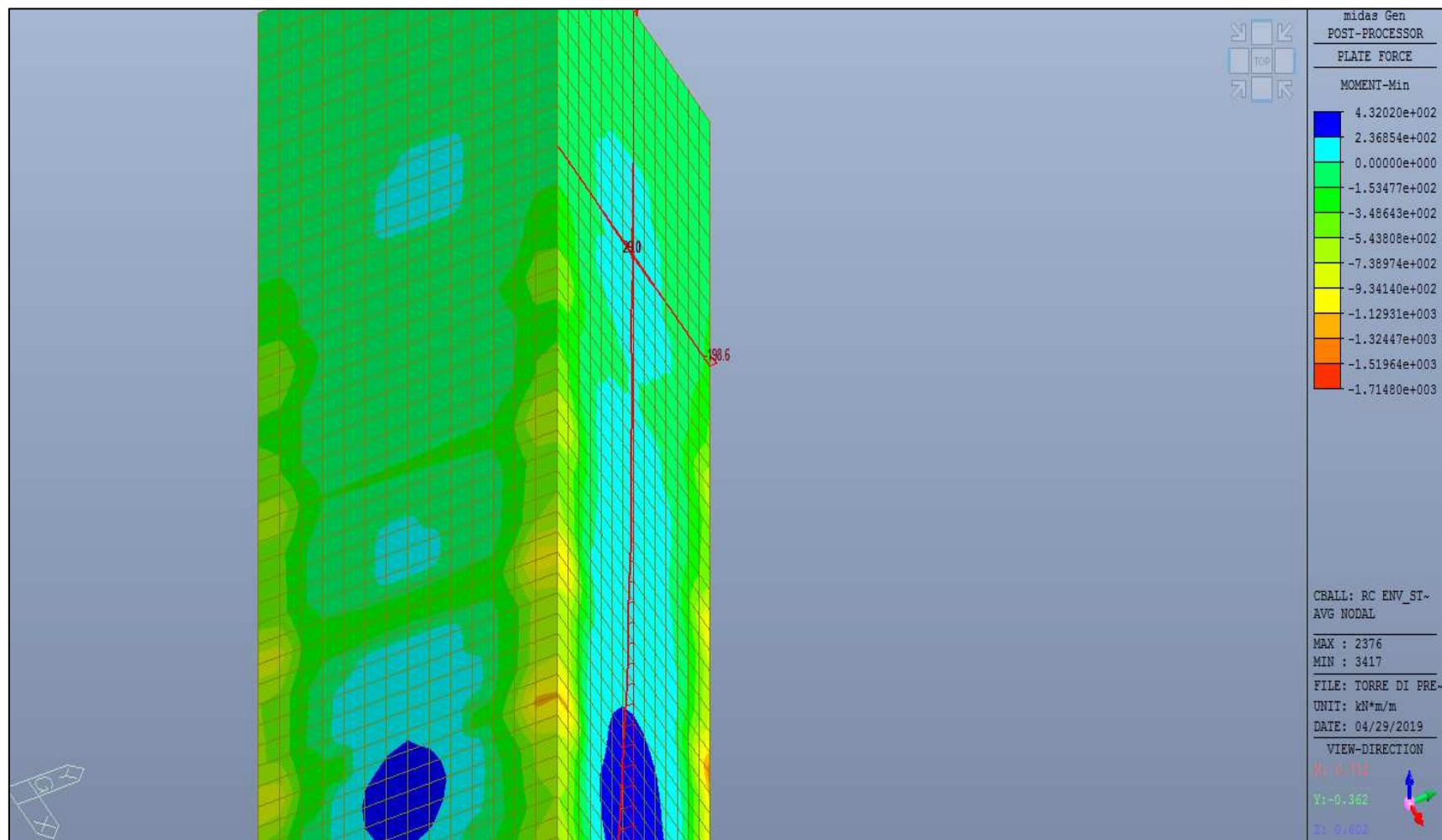
Risultante delle forze di compressione	C	139.9	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.012	m
Momento resistente	M _{Rd}	100.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.017	/
Area minima da normativa	A _{min}	1080	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	358	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	1080	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	Ø ₁		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n ₁		/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1005	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	Ø ₂	16	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	Ø ₂	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1005	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1005	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1005	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	59	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0395	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	0.0012816	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	14.2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	269	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-663650	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	393076	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	270573	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.081	/
Momento resistente	M _{Rd}	289.1	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	100.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

LIVELLO 4

DATI

Altezza sezione	h	0,60	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	80	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,08	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0,52	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	50,0	kNm

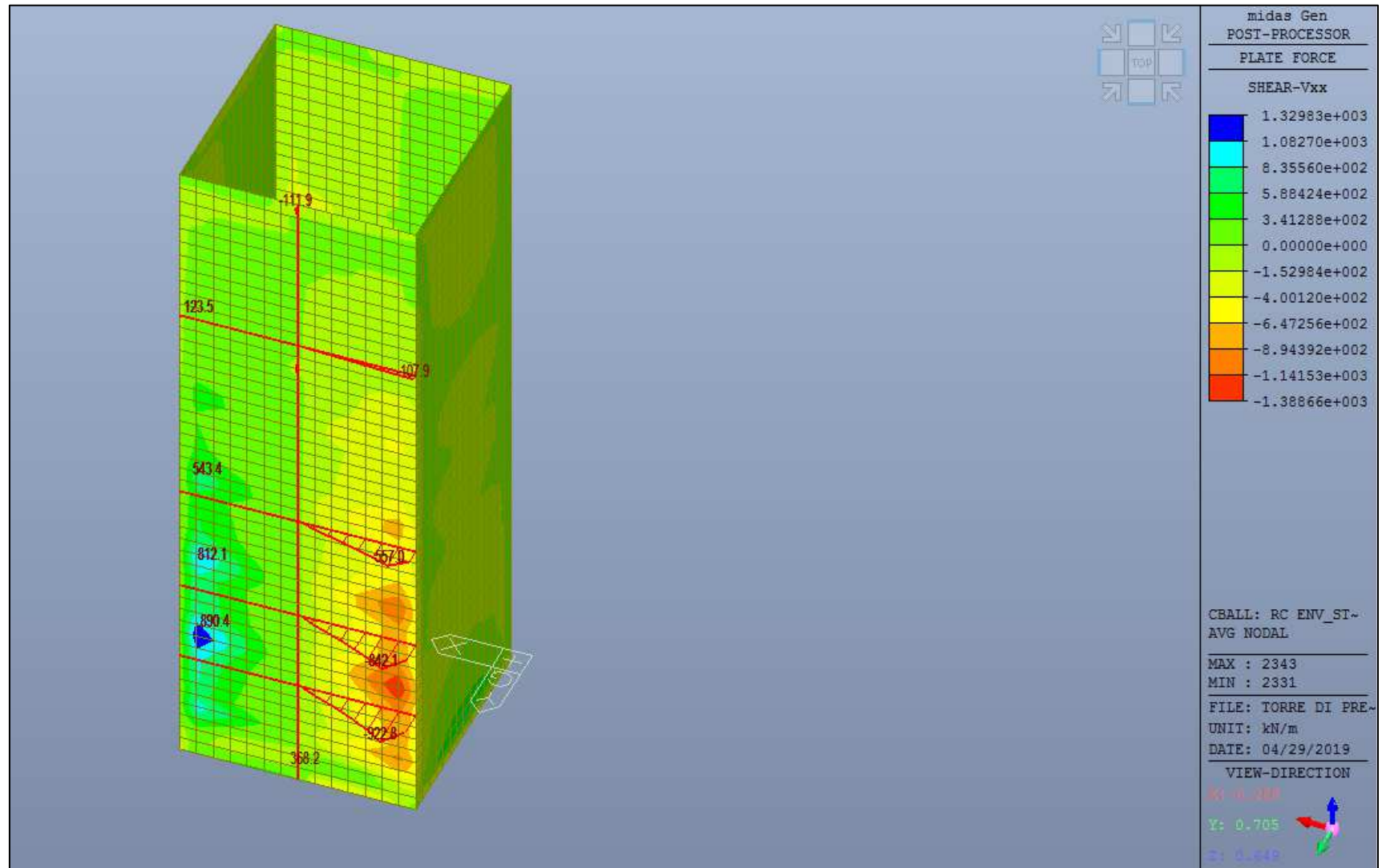
Nel grafico viene riportato un valore di circa 29 kNm. In via cautelativa per le verifiche viene considerata un'azione sollecitante pari a non meno di 50 kNm, relativa alla sezione appena inferiore (a favore di sicurezza).



DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	95,0	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,008	m
Momento resistente	M _{Rd}	50,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,016	/
Area minima da normativa	A _{min}	795	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	243	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	795	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	14	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	Ø ₁		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n ₁		/
Area delle armature in zona tesa	A _s	770	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	Ø ₂	14	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	Ø ₂	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	770	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	770	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	770	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	49	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0,0347	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	0,0015439	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	14,2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	324	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-550499	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	300949	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	249550	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,092	/
Momento resistente	M _{Rd}	166,3	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	50,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA A TAGLIO



LIVELLO 1

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	678	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1119	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1649	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	530	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	925,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	678,24	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

LIVELLO 2

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	678	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1119	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1649	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	530	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	850,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	678,24	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

LIVELLO 3

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

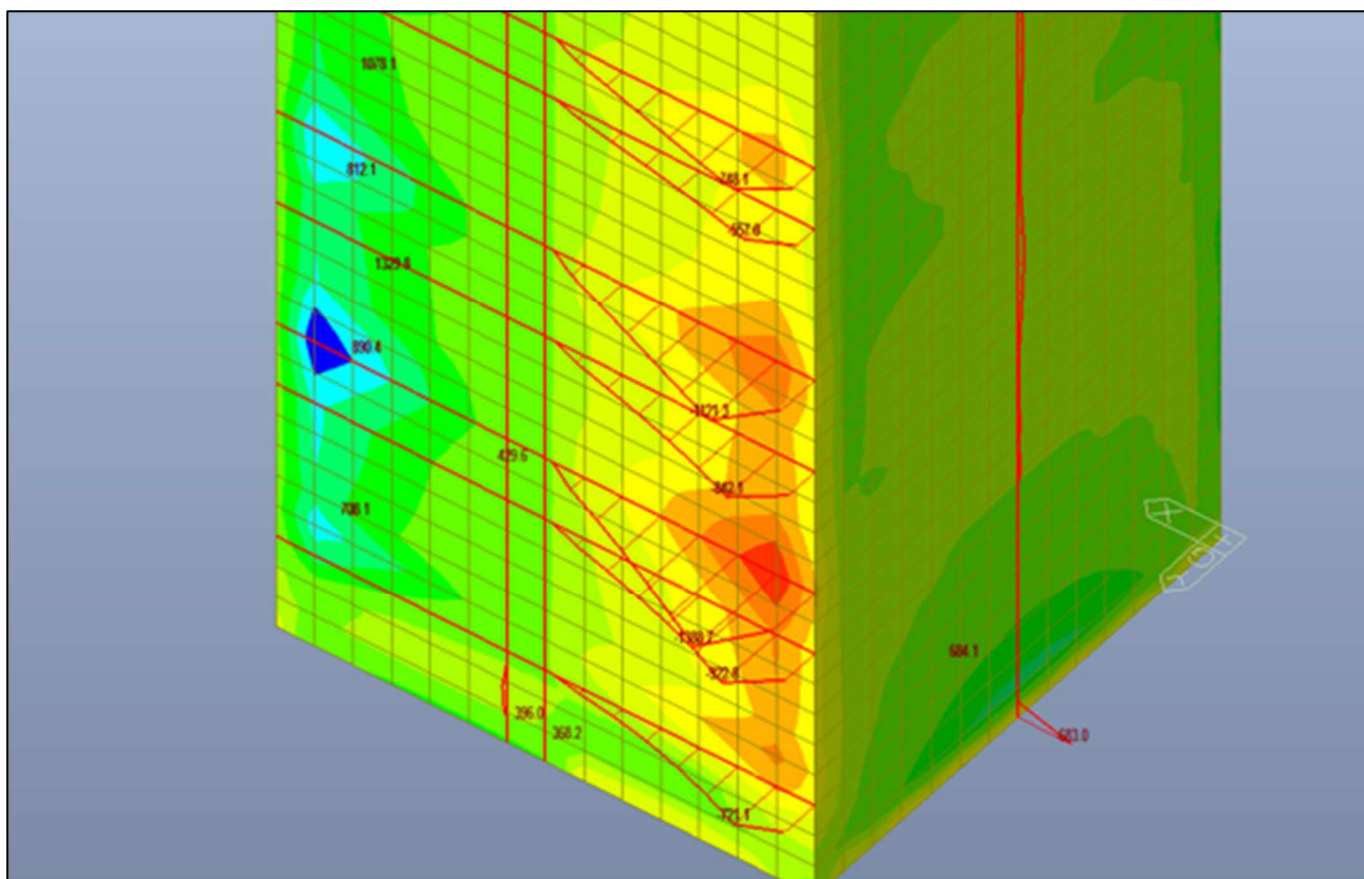
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	678	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1119	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1649	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	530	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	560,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	678,24	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

LIVELLO 4

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	678	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	820	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1209	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	389	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	130,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	678,24	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

Per quanto concerne la verifica a taglio in presenza dei rinforzi perimetrali verranno considerati solamente quelli maggiormente sollecitati essendo medesime le staffe. Di seguito viene riportata un'immagine di dettaglio delle sollecitazioni di calcolo.



RINFORZO PERIMETRALE N. 2

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm ²
Numero bracci	n	4	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1356	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	2834	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	2088	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-746	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	1390,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78,5	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	33	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1356,48	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

RINFORZO PERIMETRALE N. 3

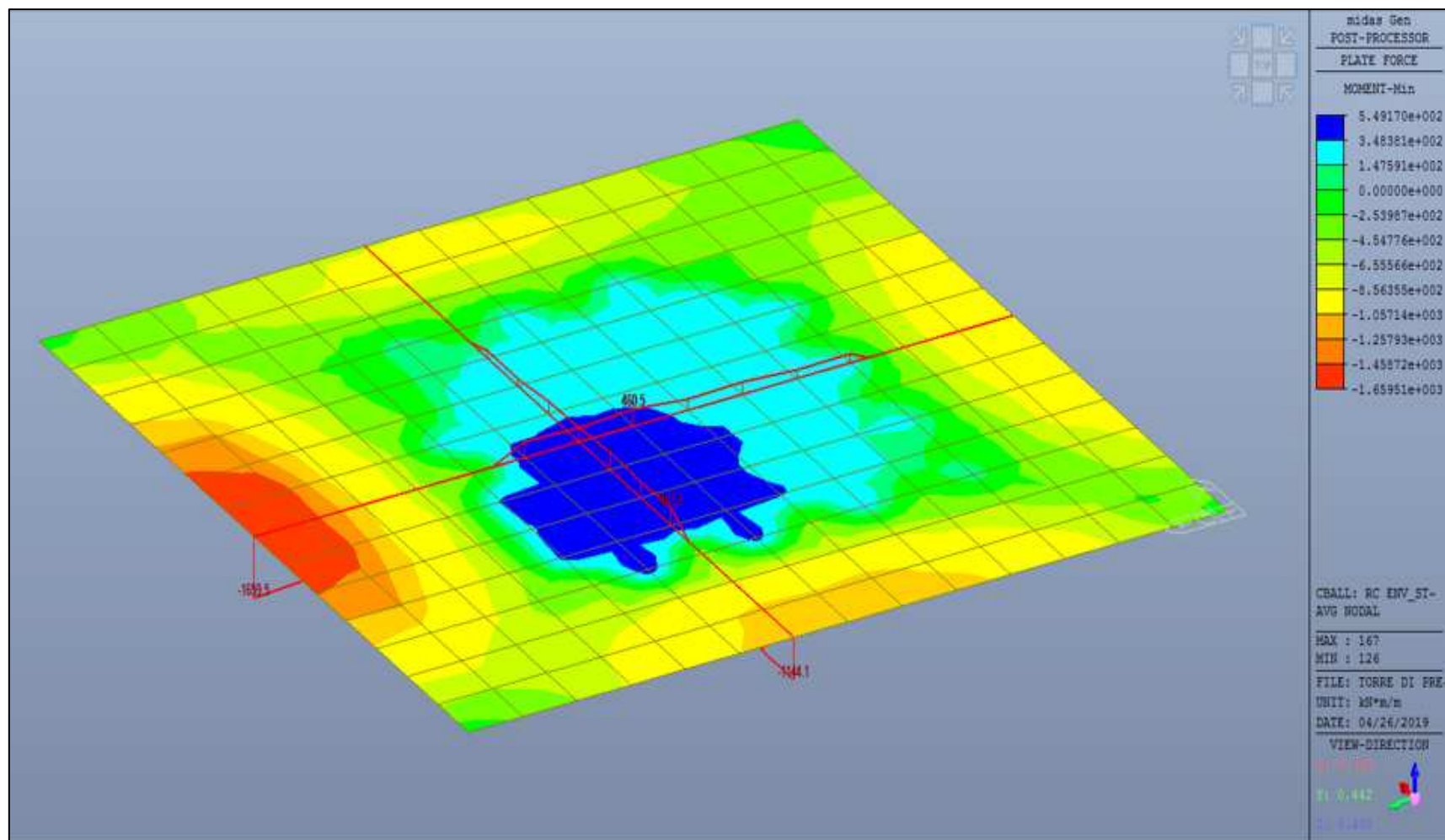
VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

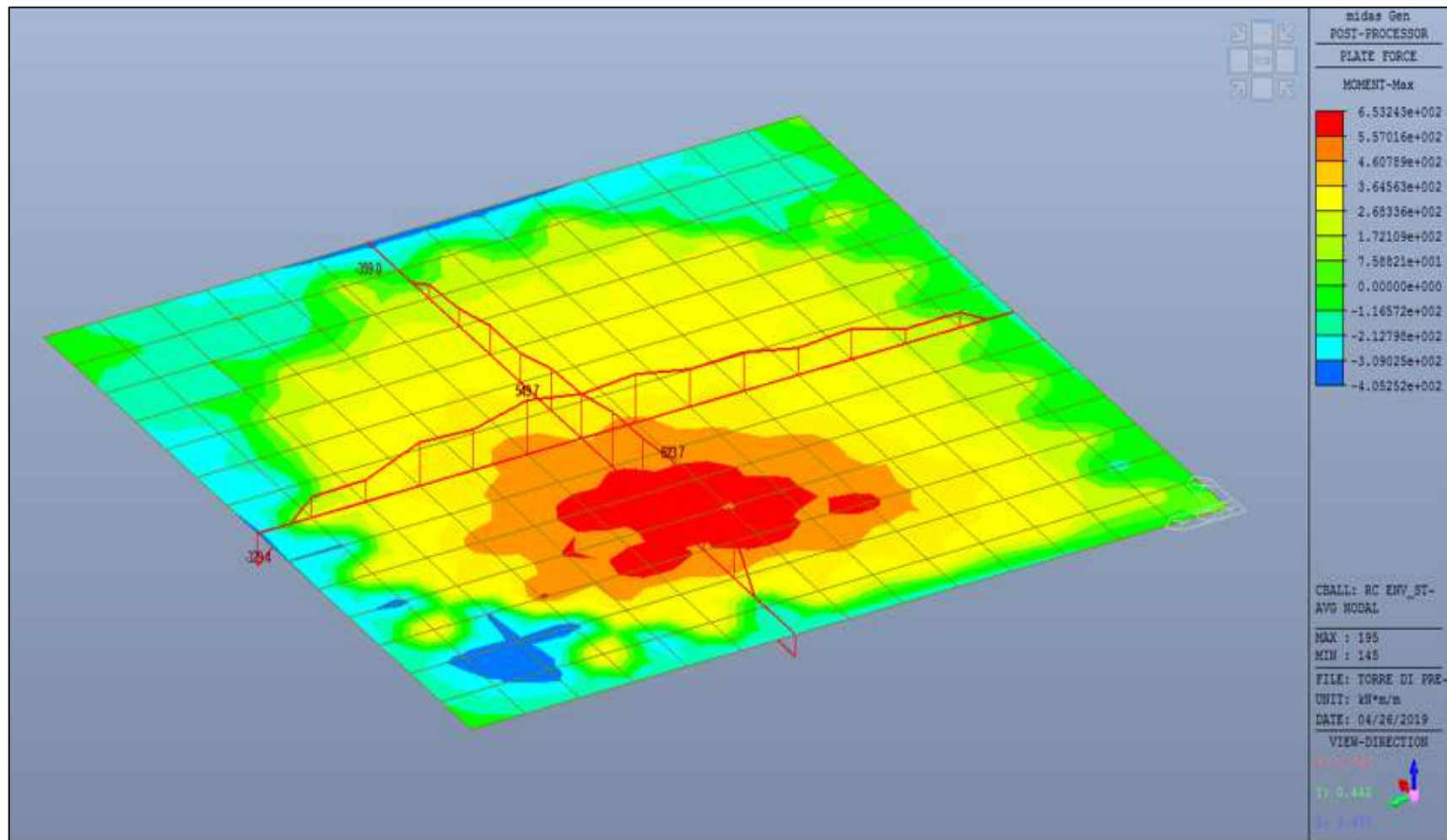
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm ²
Numero bracci	n	4	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1356	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	2834	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	2088	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-746	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	1125,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm ²
Numero bracci	n	4	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	3	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	1	/
Passo armatura al taglio	s	100	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1356,48	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

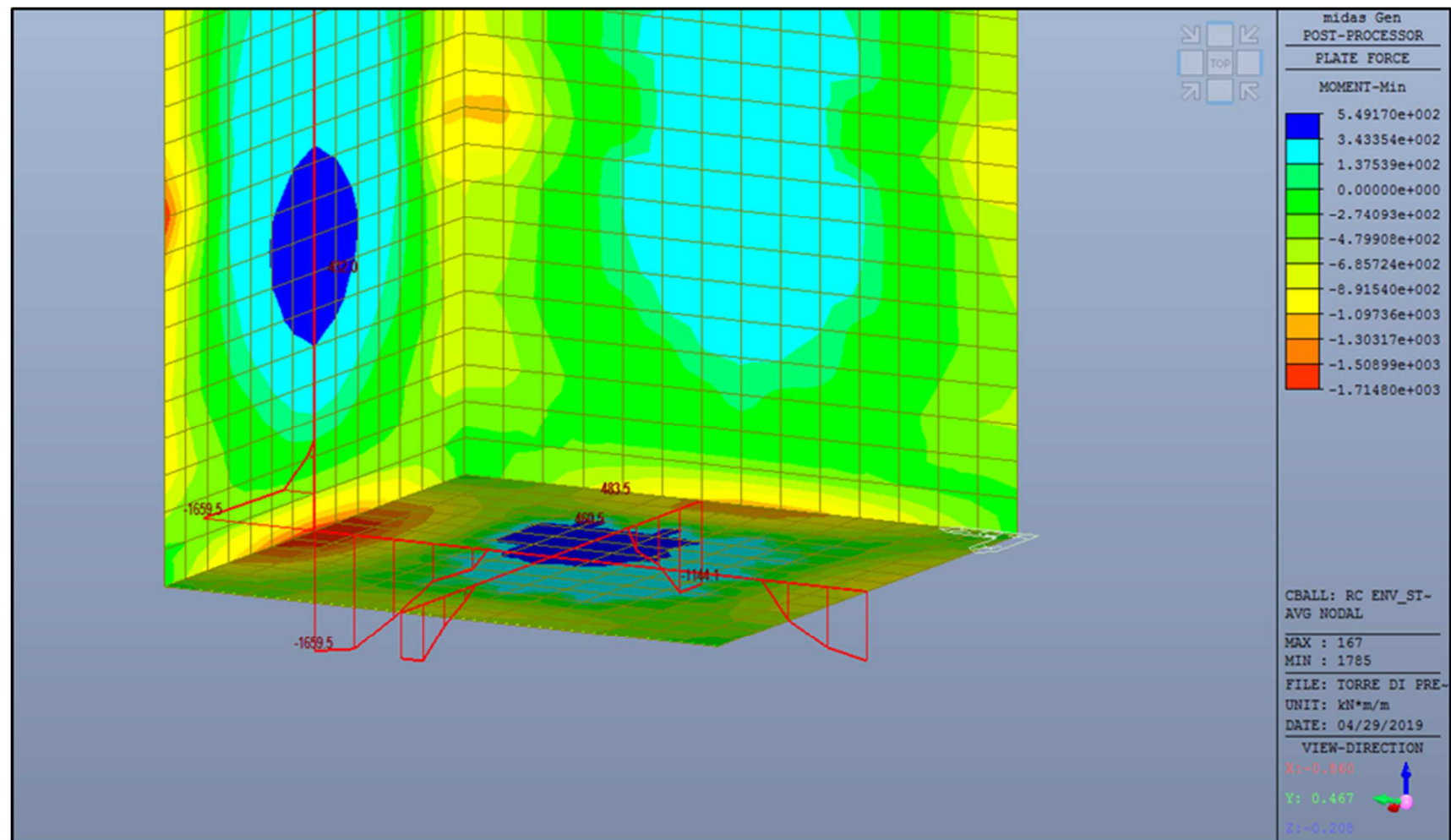
VERIFICHE STRUTTURALI PLATEA DI FONDAZIONE

Di seguito vengono riportate le verifiche strutturali a stato limite ultimo ed esercizio della platea di fondazione della torre di presa, distinguendo la sezione all'incastro, in corrispondenza delle pareti, da quella di mezzeria. In entrambe le sezioni non sono è stato considerato, in via cautelativa ed a favore di sicurezza, lo strato d'armatura rappresentato dai ferri longitudinali previsti in testa ai micropali di fondazione. La tabella riepilogativa dei materiali per uso strutturale è analoga a quella mostrata in precedenza.

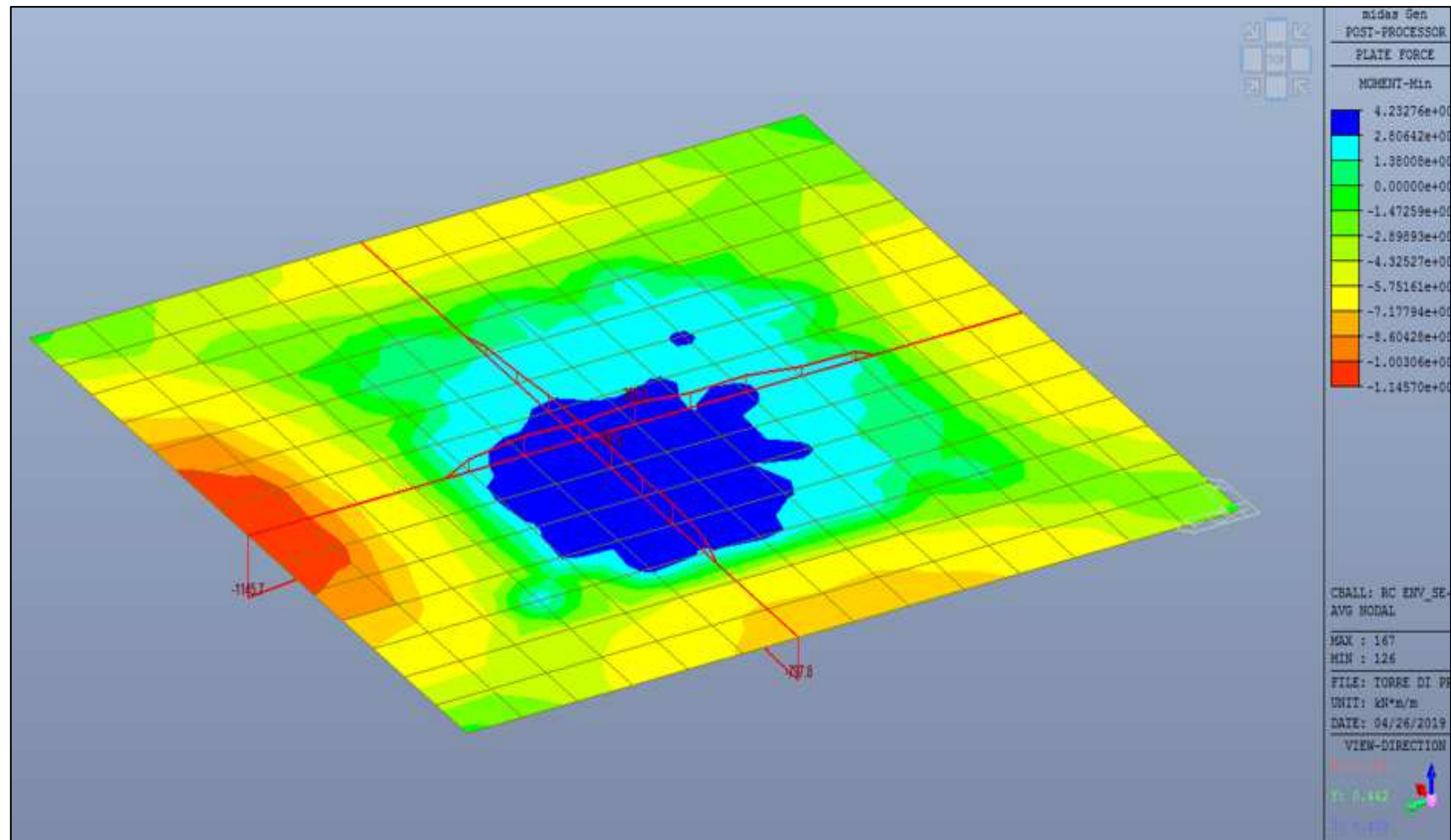
MOMENTO FLETTENTE FONDAZIONE A SLU
INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA

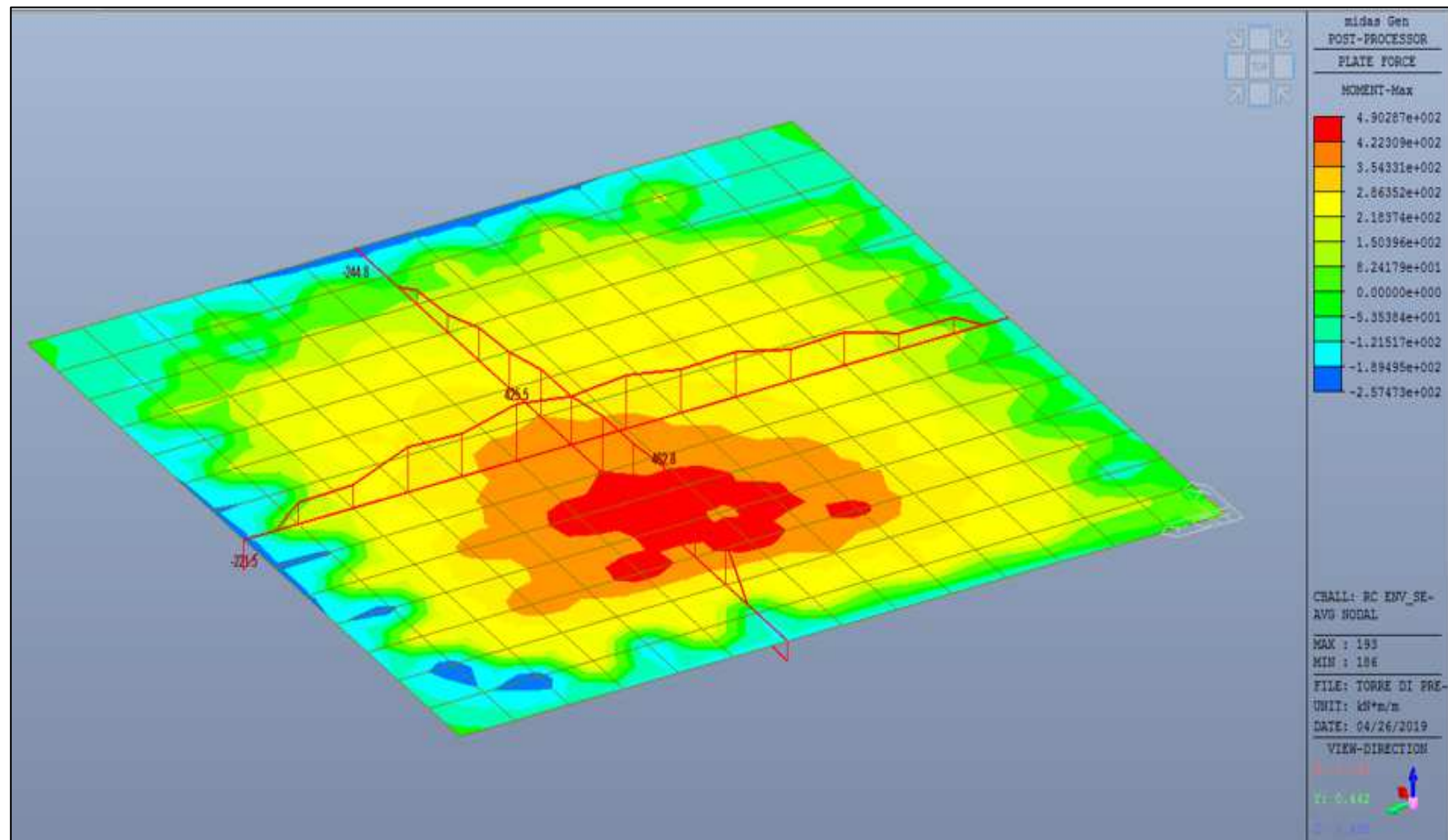


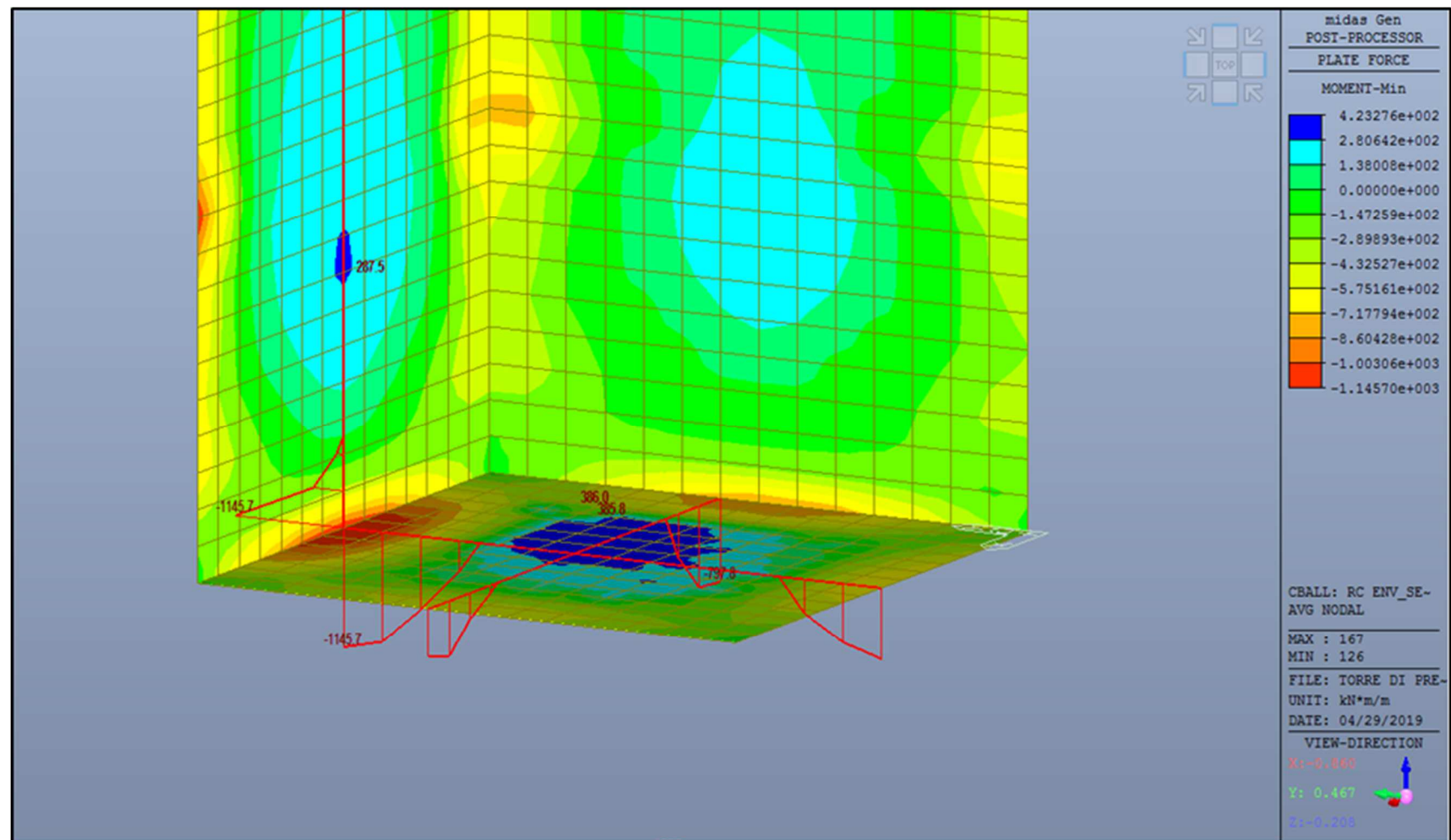




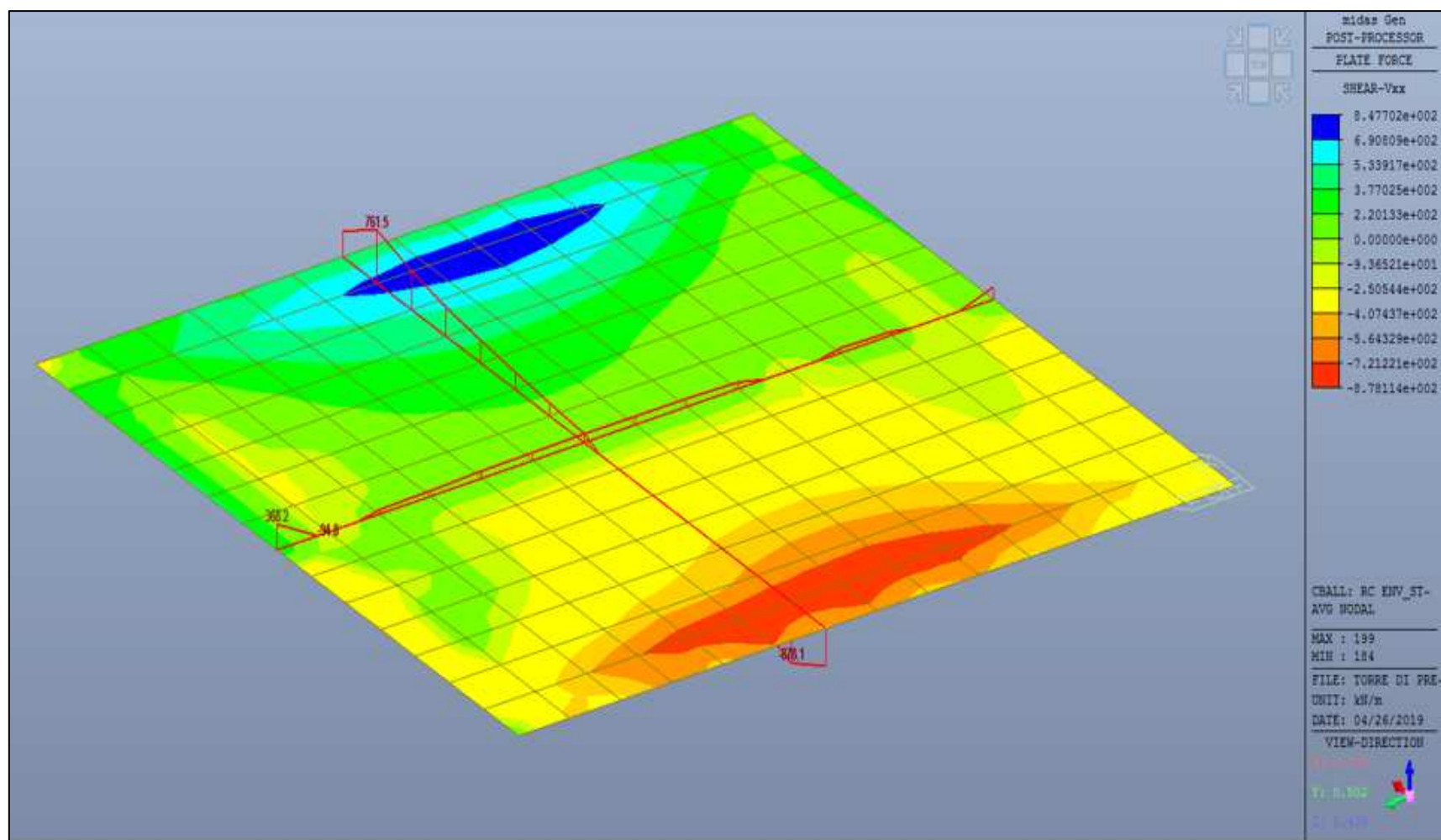
MOMENTO FLETTENTE FONDAZIONE A SLE
COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)

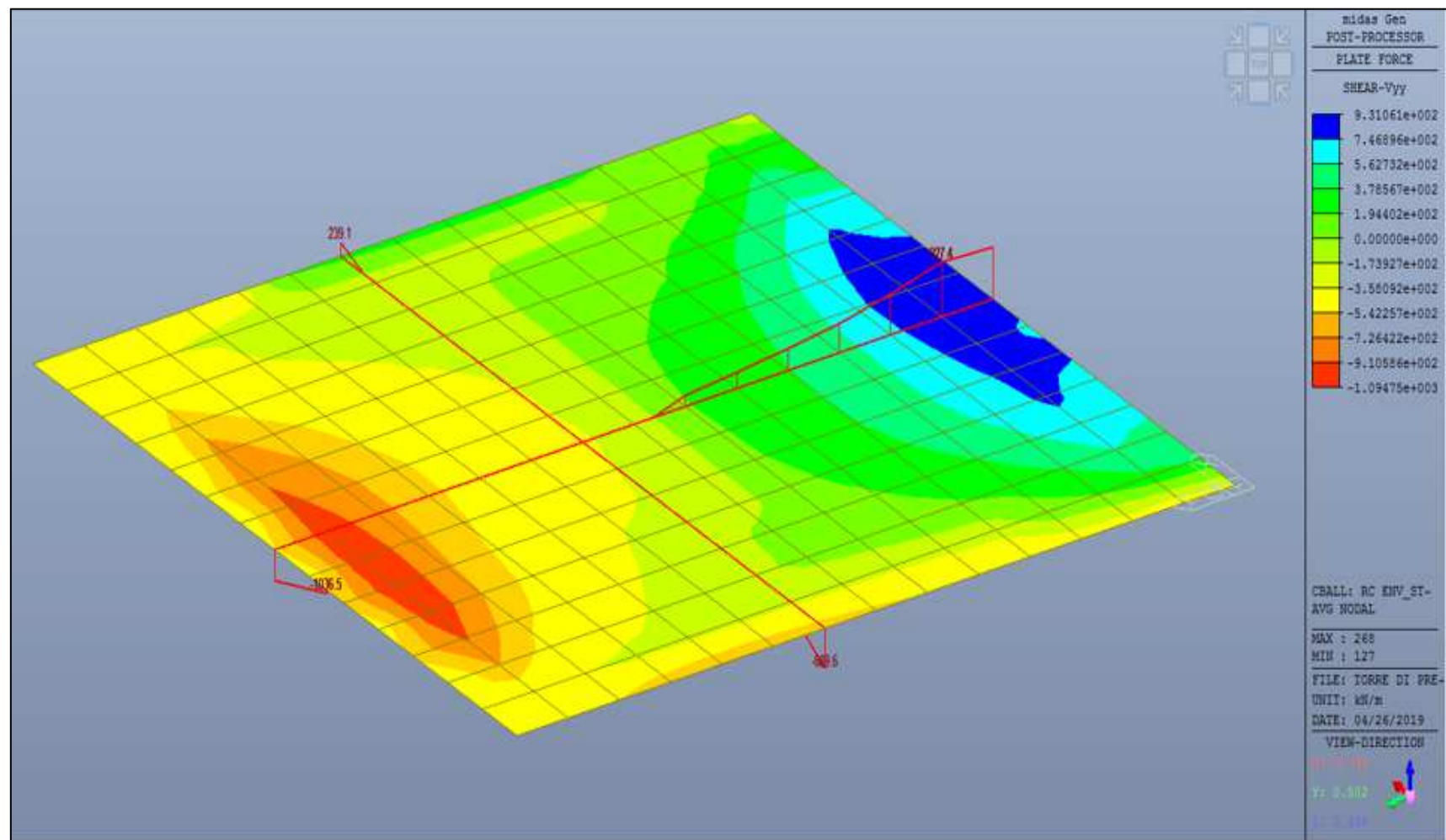




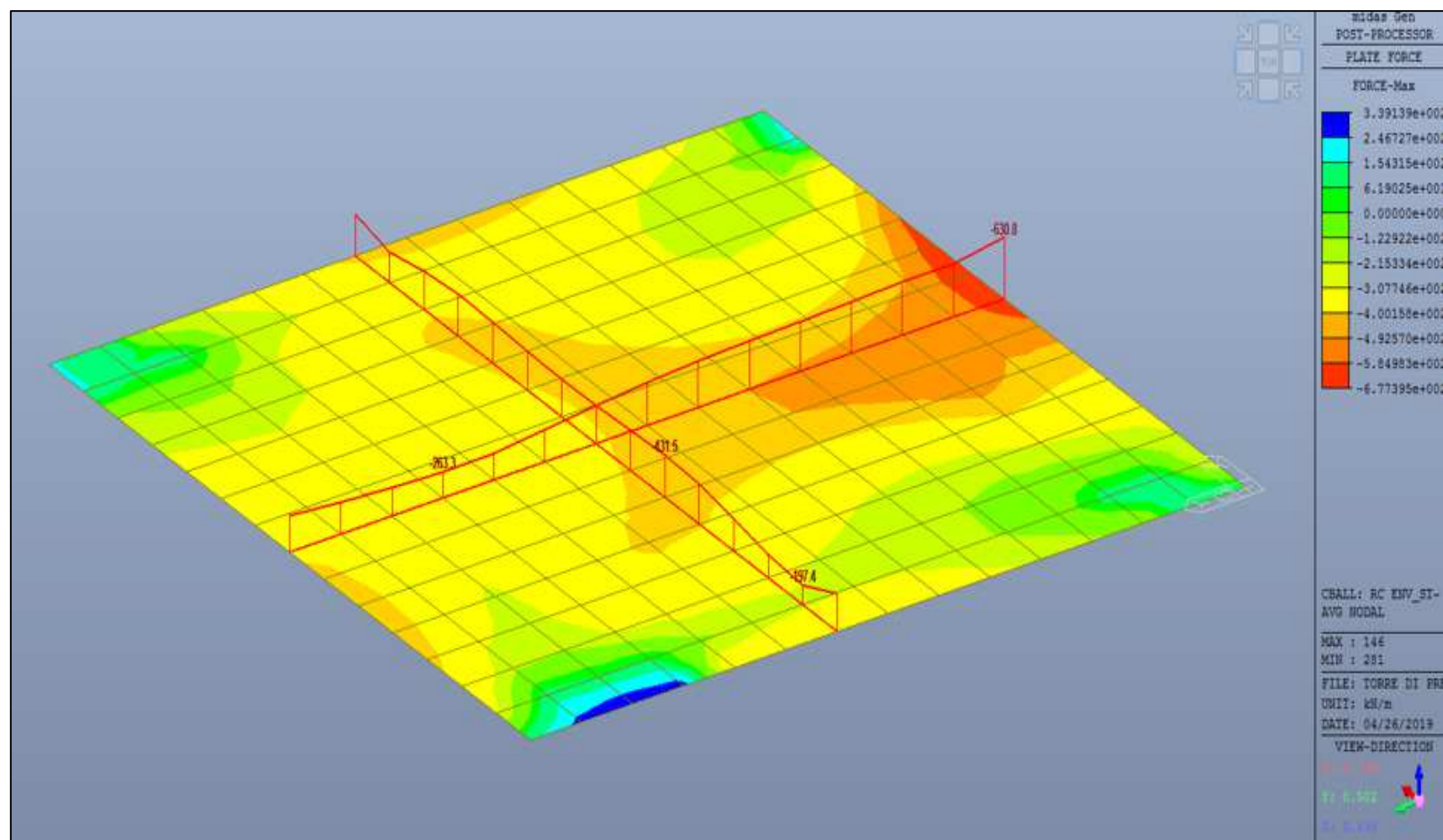


TAGLIO AGENTE IN FONDAZIONE A SLU
INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA





SFORZO NORMALE IN FONDAZIONE A SLU



SEZIONE ALL'INCASTRO

DATI

Altezza sezione	h	1,50	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	60	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,06	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	1,44	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	1660,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	760,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	1150,0	kNm

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	1187.3	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.105	m
Momento resistente	M _{Rd}	1660.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.073	/
Area minima da normativa	A _{min}	2160	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	3037	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	3037	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	22	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	Ø ₁	24	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n ₁	5	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	4163	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	Ø ₂	24	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	Ø ₂	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	2262	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	4163	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	2262	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	92	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0511	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	-0.001225	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	14.2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	-257	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-1045928	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	1627581	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-581653	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.064	/
Momento resistente	M _{Rd}	2270.2	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	1660.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1500	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	1440	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	60	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A _c	1500000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E _{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	M _{sd,QP}	810000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	M _{sd,rara}	1150000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	5000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	n _(t0)	6.67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h ₀	600	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t ₀ >60 giorni	φ(∞,t ₀)	1.80	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	E _{c,eff}	11241	N/mm ²
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n _{eff}	18.68	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	4163	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	2262	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,QP}	11.25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,rara}	15.00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ _s	360	N/mm ²
Verifica al tempo t ₀			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t ₀	x _{c(t0)}	248	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	S _{om,x (t0)}	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	I _{om,x (t0)}	44998085004	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,QP(t0)}	4.46	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,QP(t0)}	143	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,QP(t0)}	23	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,rara(t0)}	6.33	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,rara(t0)}	203	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,rara(t0)}	32	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,QP} ≥σ _{c,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,rara} ≥σ _{c,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	

Verifica al tempo t _∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t _∞	X _{c(t_∞)}	375	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t _∞	S _{om,x (t_∞)}	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t _∞	I _{om,x (t_∞)}	109745822542	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t _∞	σ _{c,QP(t_∞)}	2.77	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t _∞	σ _{s,QP(t_∞)}	147	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t _∞	σ _{c,rara(t_∞)}	3.93	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t _∞	σ _{s,rara(t_∞)}	209	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,QP} ≥σ _{c,QP(t_∞)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,QP(t_∞)}	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,rara} ≥σ _{c,rara(t_∞)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,rara(t_∞)}	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f _{ctm}	2.56	N/mm ²
Modulo elastico	E _s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _{s,QP(t0)}	143	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	n _(t0)	6.67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	h _{c,ef}	150	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	150000	mm ²
Rapporto aree	ρ _{eff}	0.028	/
Carichi di lunga durata 2	k _t	0.4	/
Deformazione unitaria media delle barre	ε _{sm} ≥ 0,6σ _s /E _s	0.00047	/
Ricoprimento dell'armatura	c	60	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	φ	22	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k ₁	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k ₂	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k ₃	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k ₄	0.425	/
Distanza media tra le fessure	Δ _{smedia}	199	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w _k	0.160	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	w _k ≤ 0.3 mm	VERIFICATO	

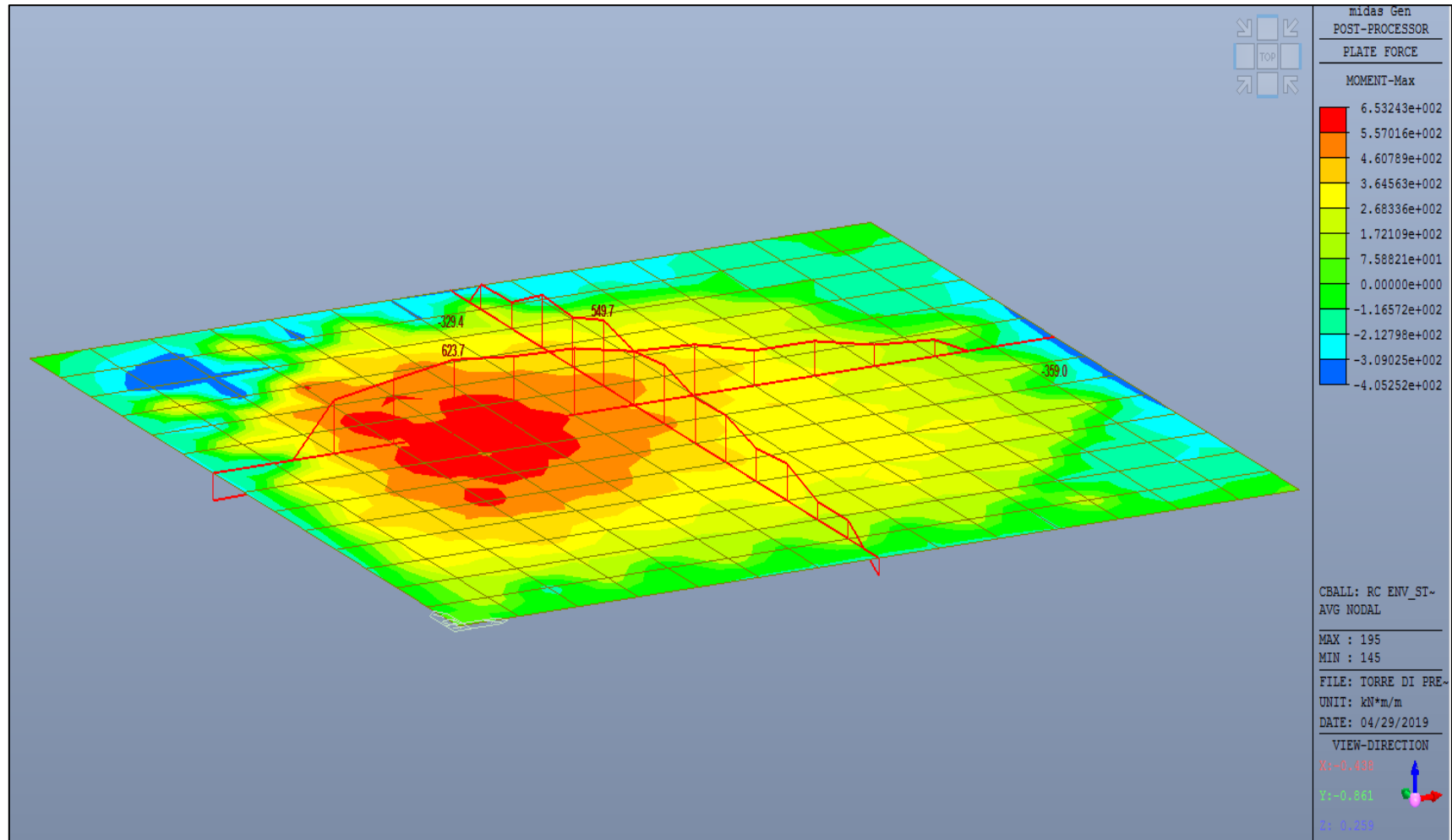
SEZIONE IN MEZZERIA

DATI

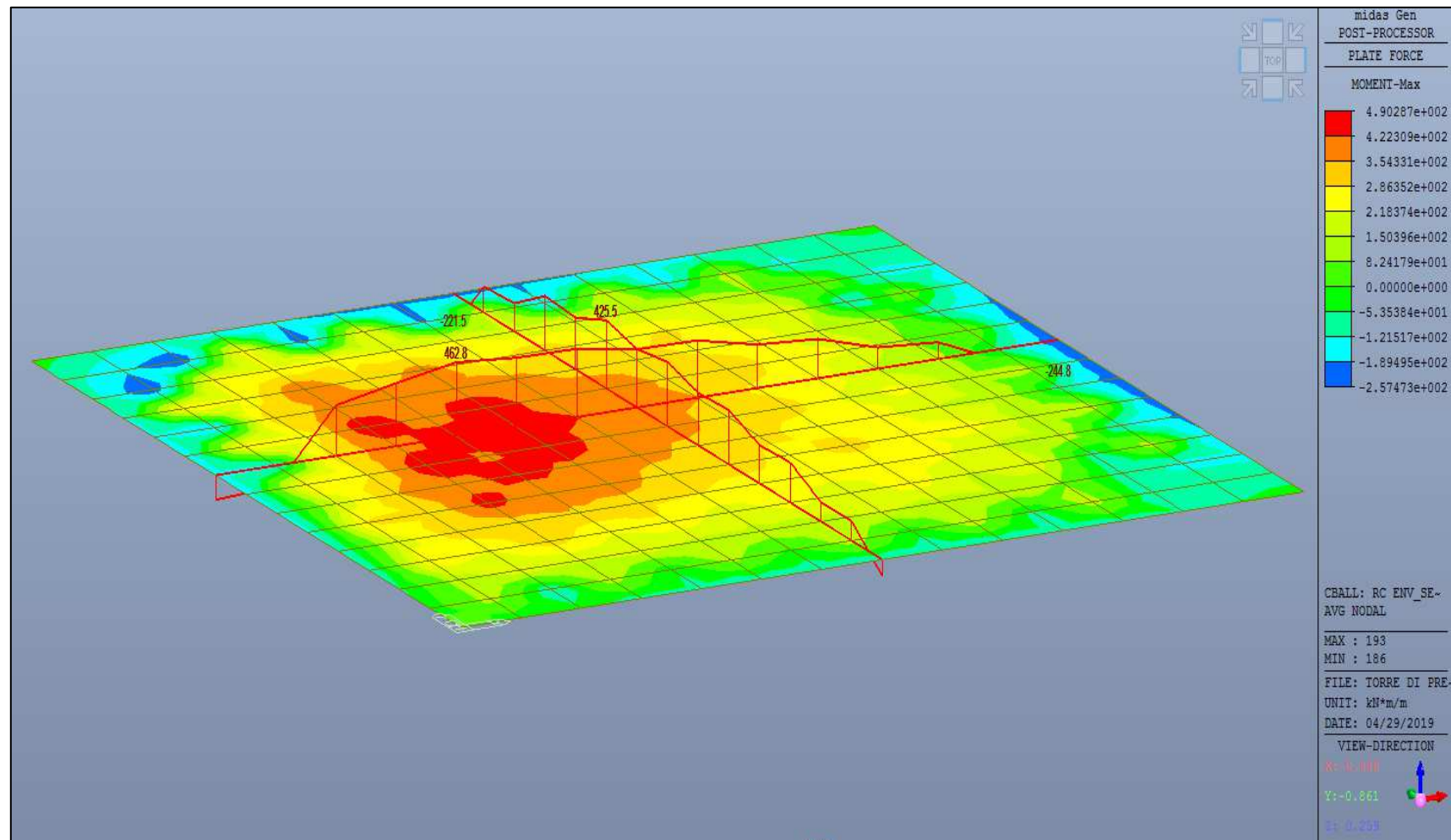
Altezza sezione	h	1,50	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	60	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,06	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	1,44	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	625,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	330,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	465,0	kNm

Per la verifica dell'armatura non vengono considerati, a favore di sicurezza, i ferri posti all'altezza dei pali di fondazione, la cui funzione è principalmente di irrigidimento dei micropali medesimi al fine di garantire un comportamento sufficientemente omogeneo della palificata sia dal punto di vista geotecnico che strutturale.

SLU



SLE



DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

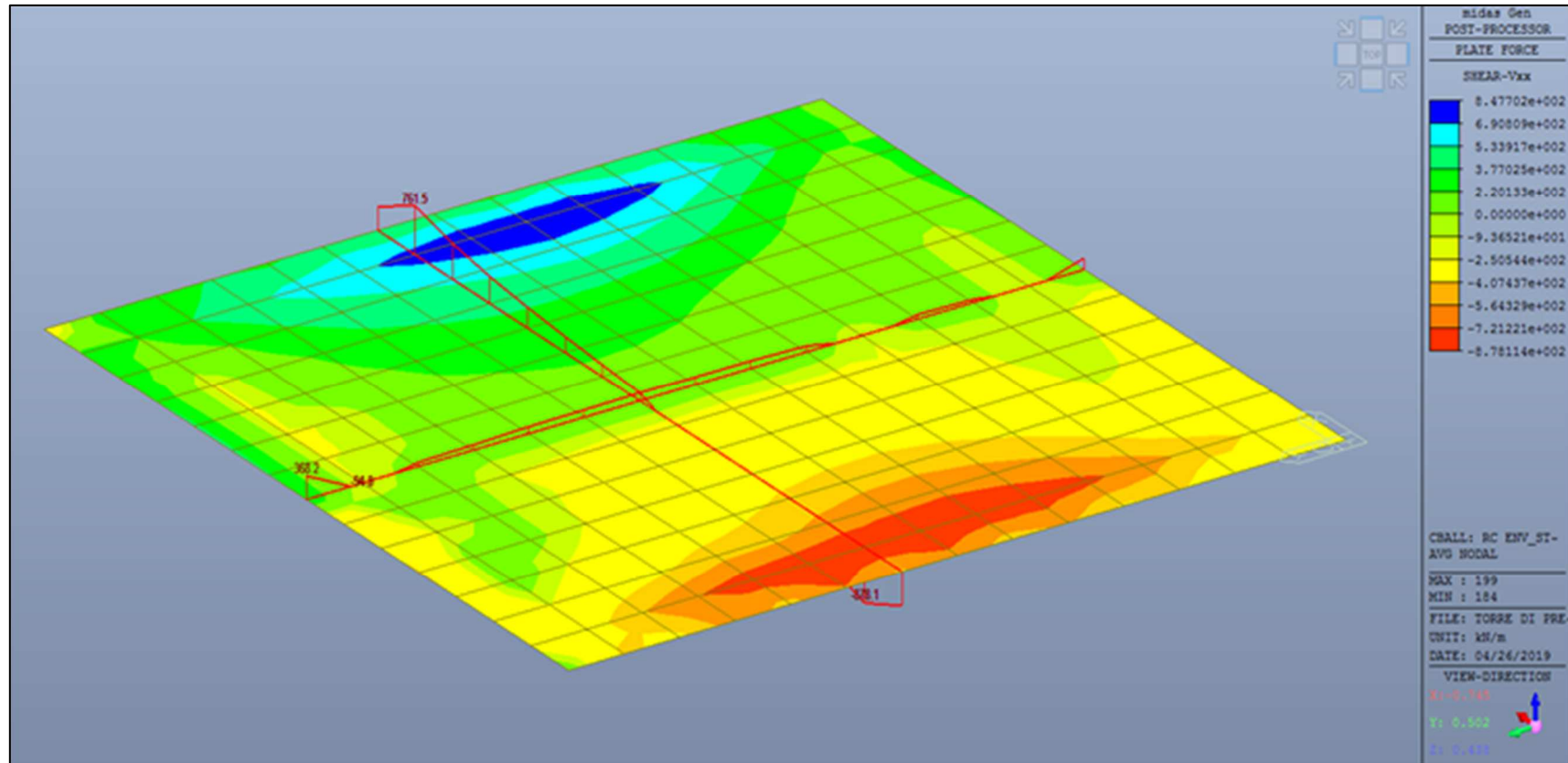
Risultante delle forze di compressione	C	438.7	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.039	m
Momento resistente	M _{Rd}	625.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.027	/
Area minima da normativa	A _{min}	2160	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	1122	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	2160	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	24	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	Ø ₁	0	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	2262	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	Ø ₂	22	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	Ø ₂	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1901	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	2262	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1901	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	66	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0.0725	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	-0.000333	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	14.2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	-70	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-751503	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	884421	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-132918	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.046	/
Momento resistente	M _{Rd}	1245.7	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	625.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

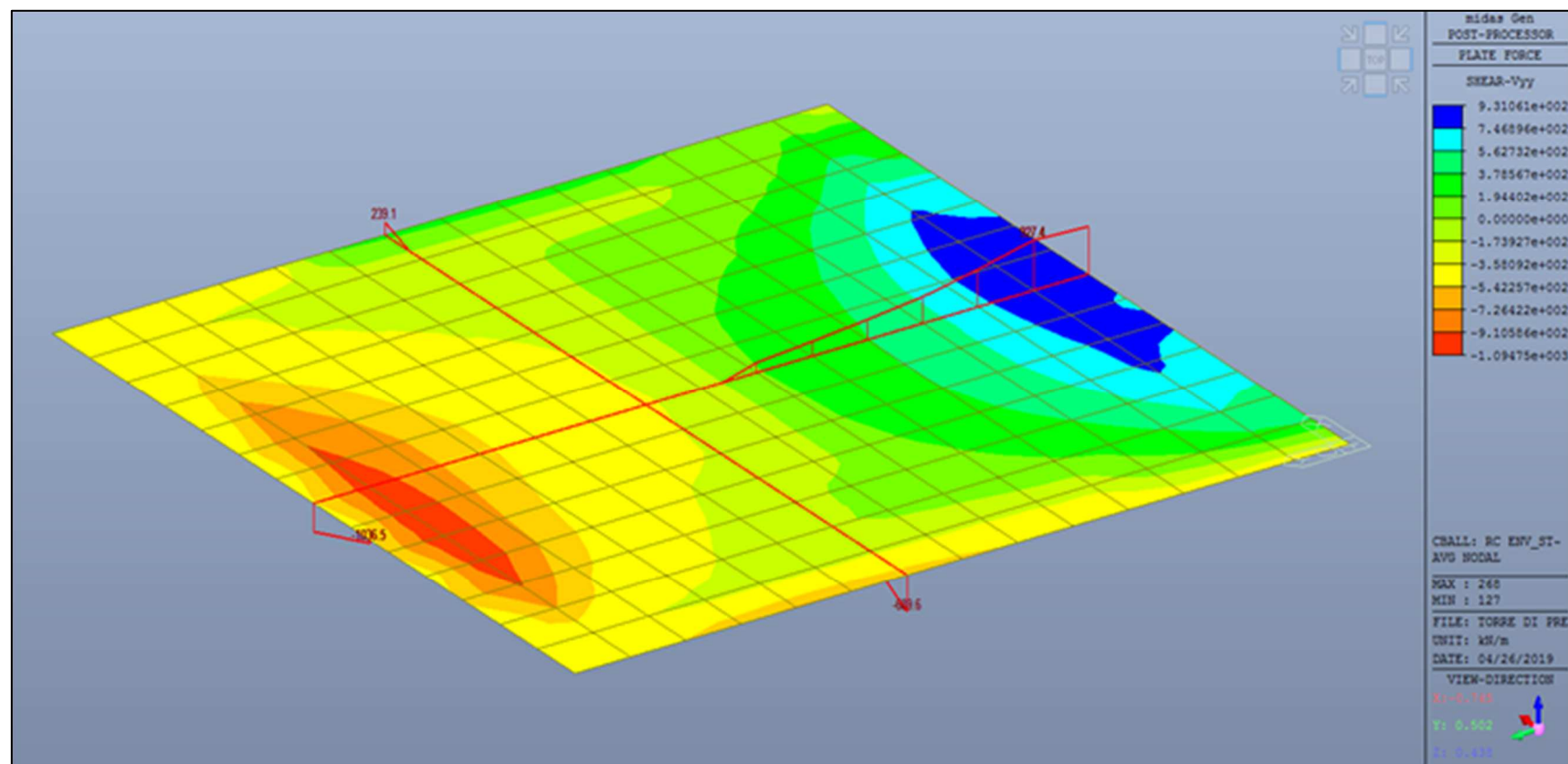
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1500	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	1440	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	60	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A _c	1500000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E _{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	M _{sd,QP}	330000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	M _{sd,rara}	465000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	5000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	n _(t0)	6.67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h ₀	600	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t ₀ >60 giorni	φ(∞,t ₀)	1.80	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	E _{c,eff}	11241	N/mm ²
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n _{eff}	18.68	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	2262	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1901	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,QP}	11.25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,rara}	15.00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ _s	360	N/mm ²
Verifica al tempo t ₀			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t ₀	x _{c(t0)}	187	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	S _{om,x (t0)}	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	I _{om,x (t0)}	26046968863	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,QP(t0)}	2.37	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,QP(t0)}	106	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,QP(t0)}	11	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,rara(t0)}	3.34	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,rara(t0)}	149	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,rara(t0)}	15	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,QP} ≥σ _{c,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,rara} ≥σ _{c,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	

Verifica al tempo t _∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t _∞	X _{c(t_∞)}	287	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t _∞	S _{om,x (t_∞)}	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t _∞	I _{om,x (t_∞)}	65786398819	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t _∞	σ _{c,QP(t_∞)}	1.44	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t _∞	σ _{s,QP(t_∞)}	108	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t _∞	σ _{c,rara(t_∞)}	2.03	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t _∞	σ _{s,rara(t_∞)}	152	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,QP} ≥σ _{c,QP(t_∞)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,QP(t_∞)}	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,rara} ≥σ _{c,rara(t_∞)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,rara(t_∞)}	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f _{ctm}	2.56	N/mm ²
Modulo elastico	E _s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _{s,QP(t0)}	106	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	n _(t0)	6.67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	h _{c,ef}	150	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	150000	mm ²
Rapporto aree	ρ _{eff}	0.015	/
Carichi di lunga durata 2	k _t	0.4	/
Deformazione unitaria media delle barre	ε _{sm} ≥ 0,6σ _s /E _s	0.00030	/
Ricoprimento dell'armatura	c	60	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	φ	24	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k ₁	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k ₂	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k ₃	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k ₄	0.425	/
Distanza media tra le fessure	Δ _{smedia}	279	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w _k	0.144	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	w _k ≤ 0.3 mm	VERIFICATO	

VERIFICA FONDAZIONE A TAGLIO



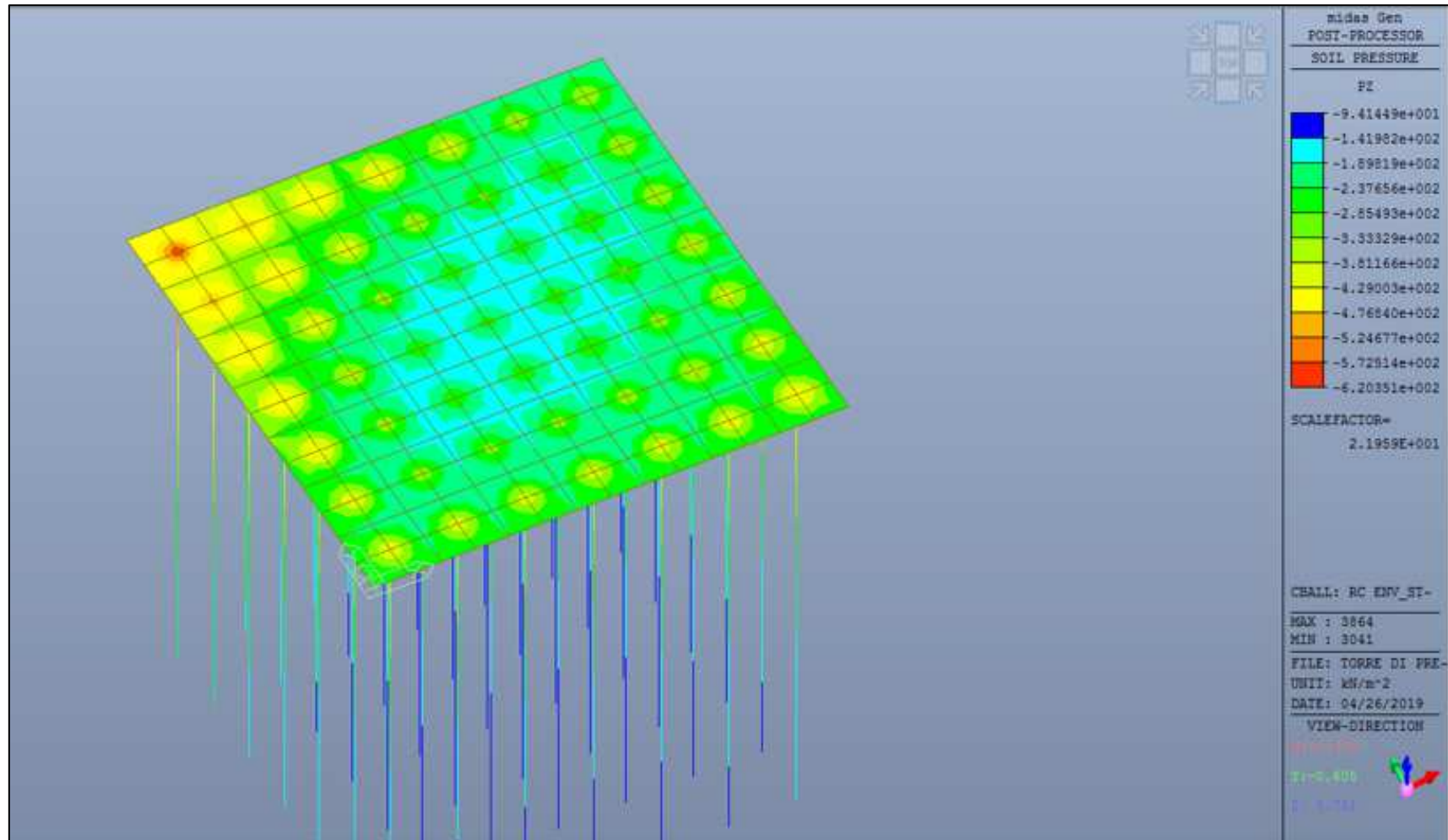


VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

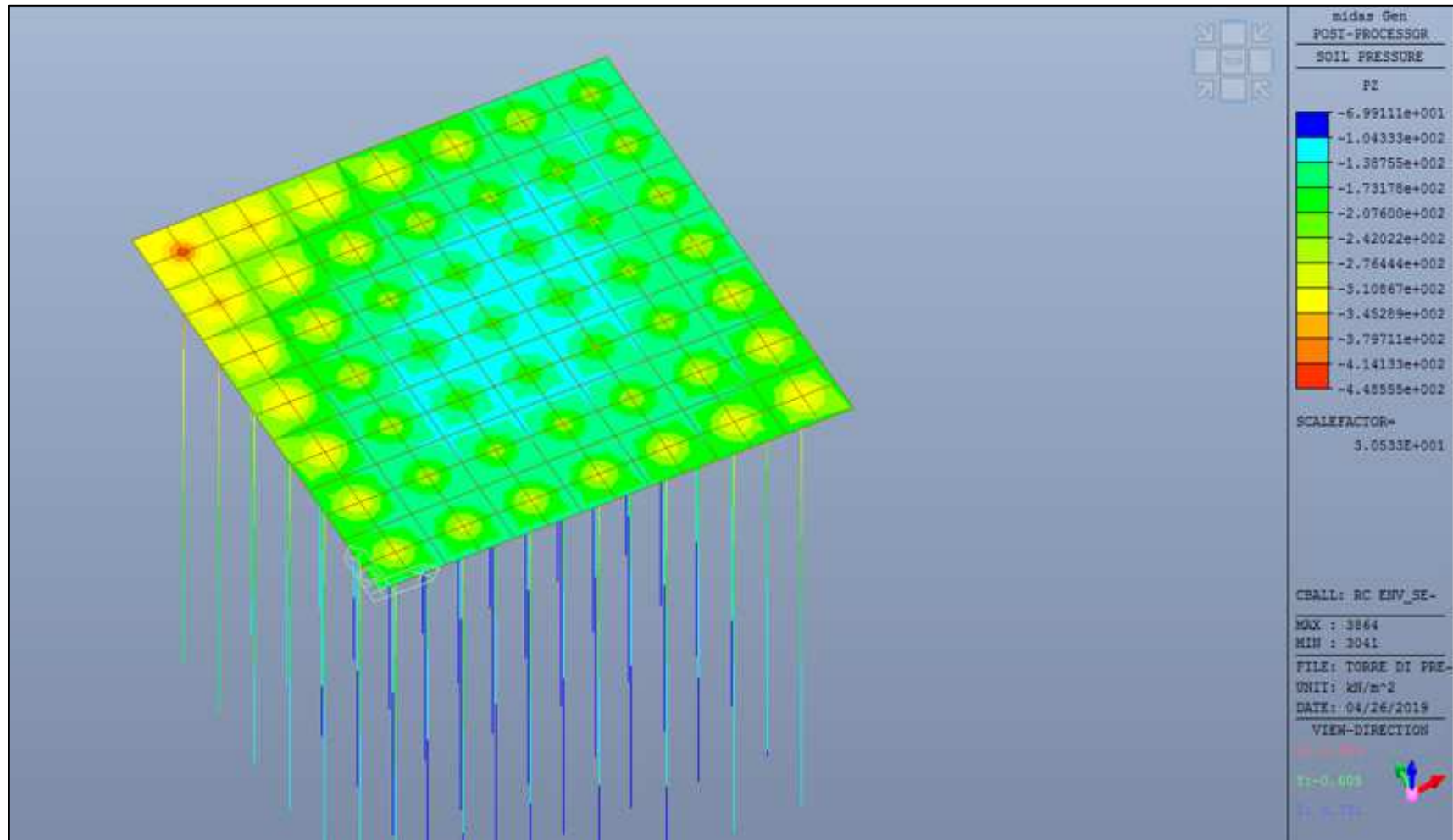
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	14	mm
Area del ferro	A	153,86	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	615	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1559	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	3166	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	1606	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	1100,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	14	mm
Area del ferro	A	153,86	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	5	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	1,66666667	/
Passo armatura al taglio	s	60	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	615,44	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
Diametro armatura	Φ	14	mm
Area armatura	A	154	mm ²

VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE FONDAZIONE

PRESSIONI TRASMESSE IN FONDAZIONE - SLU



PRESSIONI TRASMESSE IN FONDAZIONE - SLE



La seguente tabella riepiloga le azioni risultanti in corrispondenza della fondazione della costruzione, per le principali combinazioni di calcolo, desunte dal modello ad elementi finiti, con evidenziata la combinazione più gravosa ai fini delle verifiche geotecniche della fondazione:

AZIONI COMBinate			
Combinazione	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]
Fondamentale 1 (con invaso)	-4447	9278	29762
Fondamentale 2 (senza invaso)	7492	-2298	29640
Caratteristica 1	-2953	6185	22681
Caratteristica 2	5006	-1532	22681
Sismica 1	234	5036	28132
Sismica 2	-1250	7681	28479
Sismica 3	-4925	4861	16554
Sismica 4	-3440	2215	16197

Si riportano, quindi, nel seguito la **verifica a capacità portante** del sistema terreno-fondazione, riferita alla sola **fondazione superficiale**, per la combinazione **A1+M1+R3** prevista dalle N.T.C.-2018 e, aggiuntivamente, per la combinazione **A2+M2+R2**, eseguita con la formulazione di *Brinch-Hansen*, considerando aggiuntivamente anche i fattori correttivi sismici γ come definiti da *Paolucci & Pecker* (1997) e la pertinente **verifica a scorrimento**. Il problema è valutato considerando cautelativamente un angolo di attrito pari a 36° relativo all'unità geotecnica II (anziché i valori dell'unità III), coesione nulla (a favore di sicurezza, anziché $40 \div 60$ kPa), un approfondimento della fondazione di 12 m (deducendo lo strato superficiale) ed un livello della falda a -2 m dal p.c. relativo considerando la condizione di massimo invaso in esercizio della diga.

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, calcolato con la seguente espressione (si veda a riguardo il *paragrafo 7.4*):

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma$$

Mentre il valore della resistenza di calcolo, ovvero del carico limite, vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = \frac{q_{lim}}{2,3}$$

Verifica combinazione A1+M1+R3

eccentricità in x [e _x]	0,00	m
eccentricità in y [e _y]	0,00	m
B'	8,45	m
L'	8,45	m
Profondità fondazione	12,00	m
m	1,50	
N _y	56,31	
N _q	37,75	
N _c	50,59	
i _y	0,35	
i _q	0,53	
i _c	0,52	
s _y	0,60	
s _q	1,73	
s _c	1,75	
b _y	1,00	
b _q	1,00	
b _c	1,00	
g _y	1,00	
g _q	1,00	
g _c	1,00	
d _y	1,00	
d _q	1,24	
d _c	1,25	
z _y	0,95	
z _q	0,95	
z _c	0,97	
q_{lim}	8275	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q * N_q * \alpha_q + c' * N_c * \alpha_c + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * \alpha_\gamma \cong 8,28 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 8,28 / 2,3 \cong 3,60 \text{ N/mm}^2 \text{ (3600 kN/m}^2\text{)} > q \cong 0,42 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{F.S.} \cong 8,28 \text{ N/mm}^2 / 0,42 \text{ N/mm}^2 \cong 19,7 > 2,3 (\gamma_R)$$

$$\text{Verifica a scorrimento: F.S.} \cong 21623 \text{ kN} / 10289 \text{ kN} \cong 2,1 > 1,1 (\gamma_R)$$

Verifica combinazione A2+M2+R2

eccentricità in x [e _x]	0,00	m
eccentricità in y [e _y]	0,00	m
B'	8,45	m
L'	8,45	m
Profondità fondazione	12,00	m
m	1,50	
N _y	22,96	
N _q	18,75	
N _c	30,54	
i _y	0,35	
i _q	0,53	
i _c	0,50	
s _y	0,60	
s _q	1,58	
s _c	1,61	
b _y	1,00	
b _q	1,00	
b _c	1,00	
g _y	1,00	
g _q	1,00	
g _c	1,00	
d _y	1,00	
d _q	1,28	
d _c	1,30	
z _y	0,93	
z _q	0,93	
z _c	0,97	
q_{lim}	3762	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q * N_q * \alpha_q + c' * N_c * \alpha_c + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * \alpha_\gamma \cong 3,76 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 3,76 / 1,1 \cong 3,42 \text{ N/mm}^2 \text{ (3420 kN/m}^2\text{)} > q \cong 0,42 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{F.S.} \cong 3,76 \text{ N/mm}^2 / 0,42 \text{ N/mm}^2 \cong 9,0 > 1,1 (\gamma_R)$$

$$\text{Verifica a scorrimento: F.S.} \cong 17299 \text{ kN} / 10289 \text{ kN} \cong 1,7 > 1,1 (\gamma_R)$$

LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE E A SCORRIMENTO DELLA FONDAZIONE POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE.

Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto, nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.

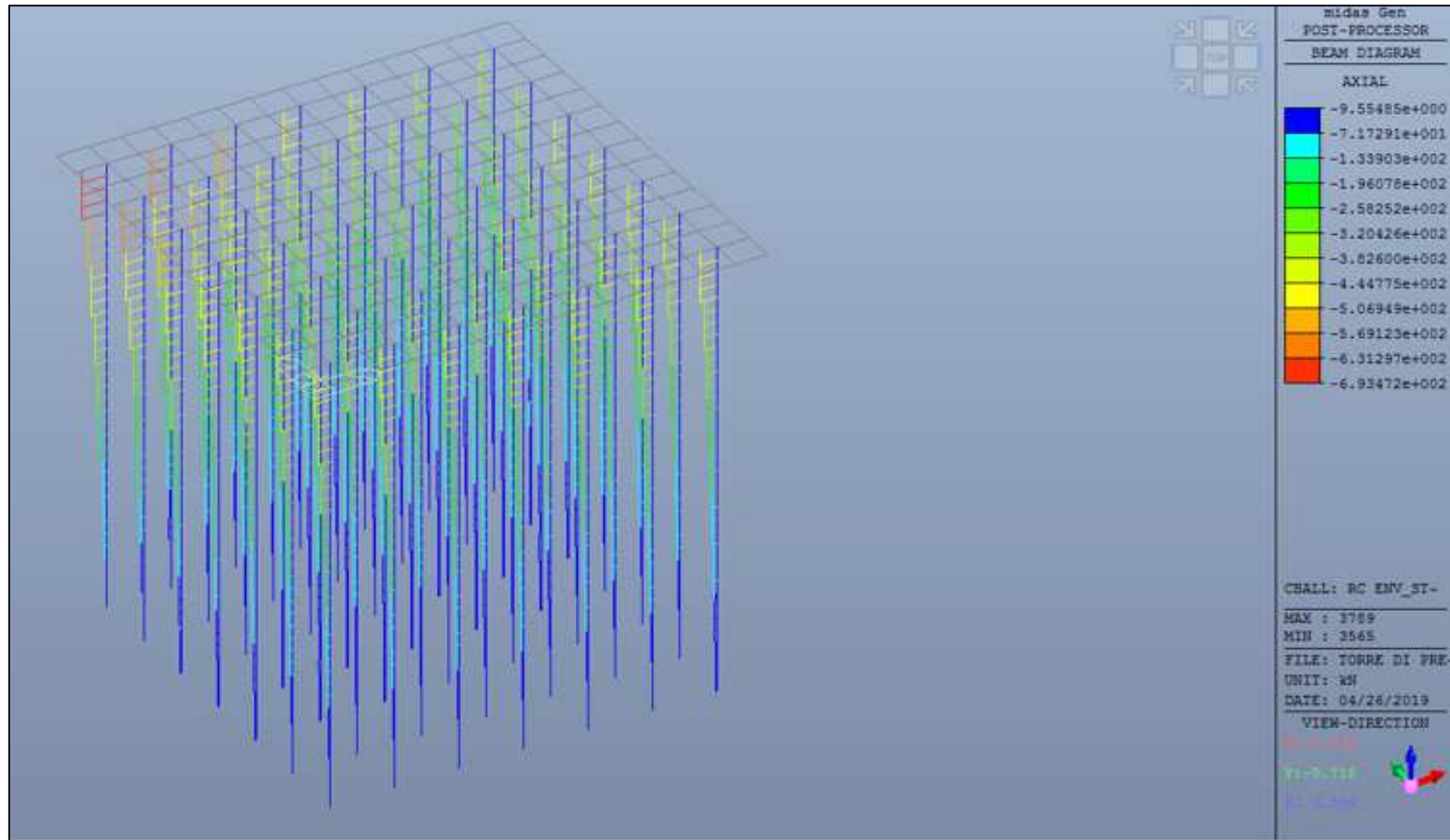
VERIFICHE DEI MICROPALI DI FONDAZIONE

Di seguito viene effettuata la verifica strutturale a SLU e la stima dei cedimenti per i micropali di fondazione i quali sono stati previsti per assicurarsi, con un sufficiente margine di sicurezza, che le fondazioni della torre di presa intercettino lo strato di roccia meno fratturato ed alterato, appartenente all'Unità geotecnica III al fine di ridurre i cedimenti differiti a medio lungo termine ed ottimizzare i cedimenti differenziali della fondazione e della costruzione nel suo complesso a valori compatibili con l'uso e la funzionalità dell'opera.

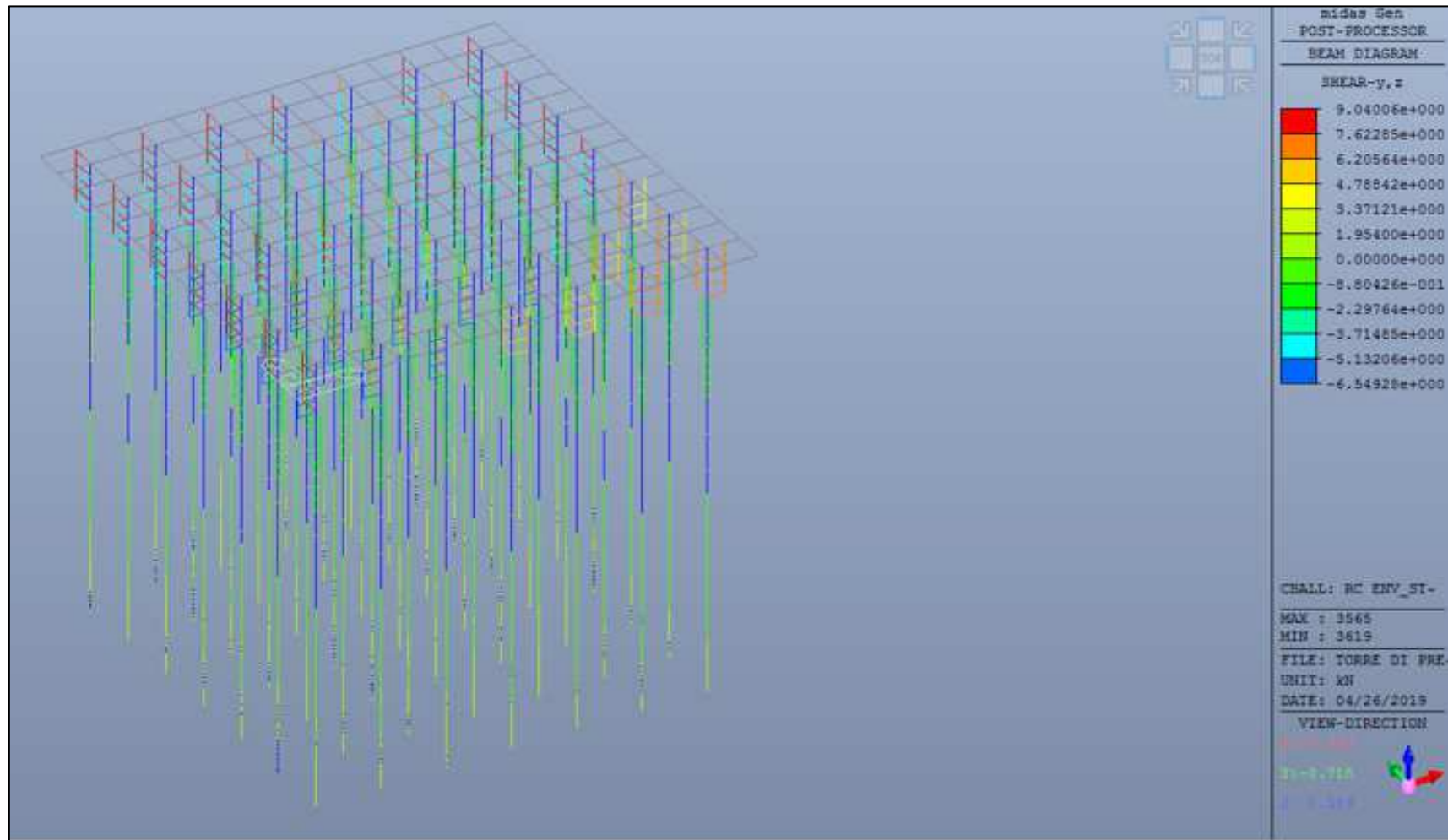
Si riportano, nel seguito, le sollecitazioni di calcolo agenti sui micropali determinate direttamente dal modello di calcolo agli elementi finiti e relative alla combinazione più gravosa di verifica a SLU.

SOLLECITAZIONI MICROPALI – SLU

ASSIALE

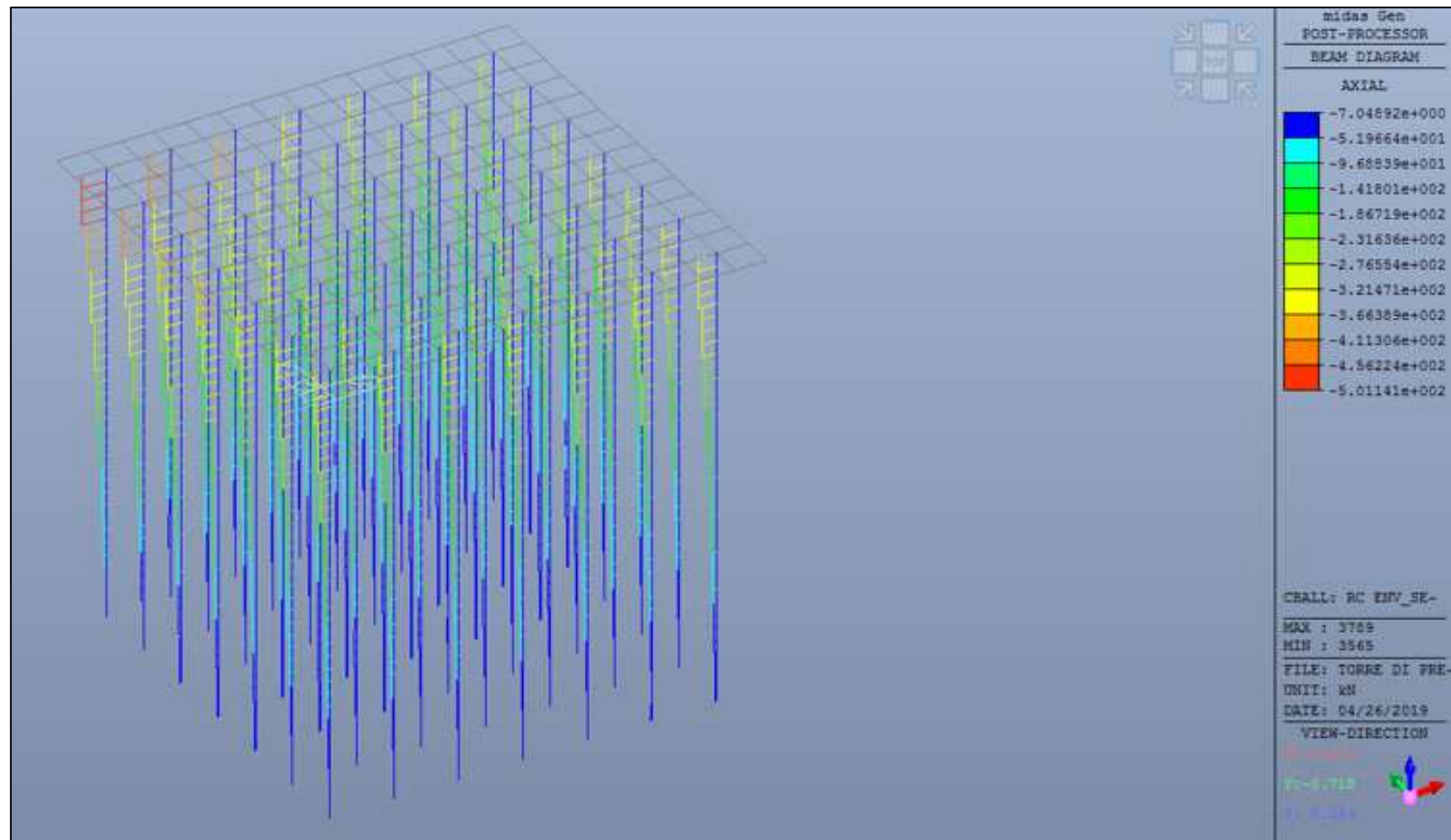


TAGLIO

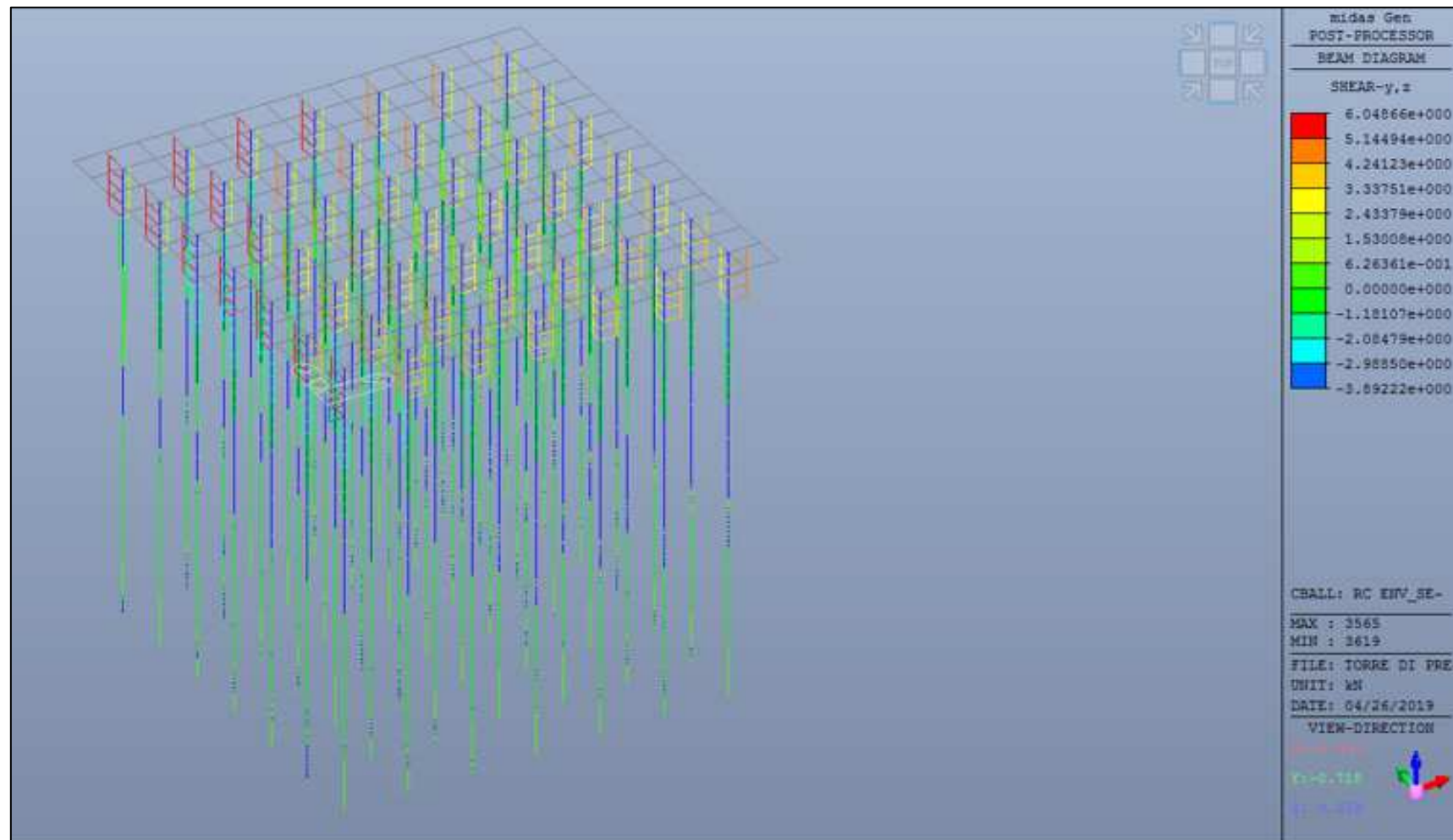


SOLLECITAZIONI MICROPALI – SLE

ASSIALE



TAGLIO

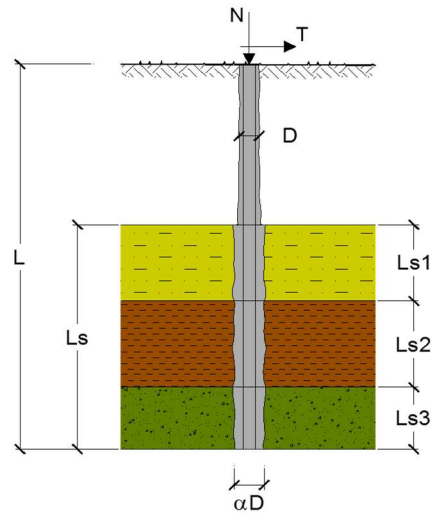


OPERA: Micropali di fondazione opera di presa

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	700.00	0.00	700.00
T (kN)	9.00	0.00	9.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	γ_s traz
UD	A1+M1+R1	☐	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	☐	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	☐	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	☐	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.24 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

Armatura:

☐ IPE
 ☐ INP
 ☐ HEA
 ☐ HEB
 ☐ HEM
 ☒ Tubi
 ☐ ALTRO

IPE 180
 INP 160
 HEA 300
 HEB 160
 HEM 200
 ø168,3 x 8,0

ø168,3 x 8,0

Area dell'armatura (Aarm):	4029	(mm ²)	4029
Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm):	1.297E+07	(mm ⁴)	1.297E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm):	154'162	(mm ³)	154'162

Tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (fy):	355	(N/mm ²)	355
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05		1.05
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)	338
Modulo di elasticità dell'acciaio (Earm):	210'000	(N/mm ²)	210'000

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 400.0 (MN/m³)

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{\text{arm}} \cdot J_{\text{arm}}}}$$

$$b = 1.723 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 2.61 \quad (\text{kN m})$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{\text{arm}} \pm M/W_{\text{arm}}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{\text{arm}}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 190.69 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{\text{min}} = 156.81 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 4.47 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{\text{id}} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

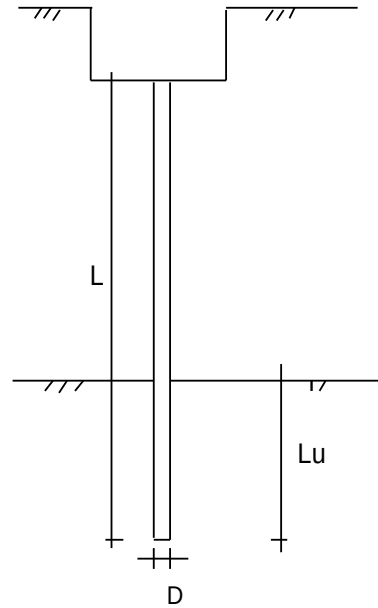
$$\sigma_{\text{id}} = 190.85 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Micropali di fondazione opera di presa

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D): 0,24 (m)
Carico massimo sul palo (Pmax): 700,00 (kN)
Lunghezza del Palo (L): 9,00 (m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu): 8,00 (m)
Modulo di Deformazione (E): 2500000 (kN/m²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P_{\max} / E * L_u$$

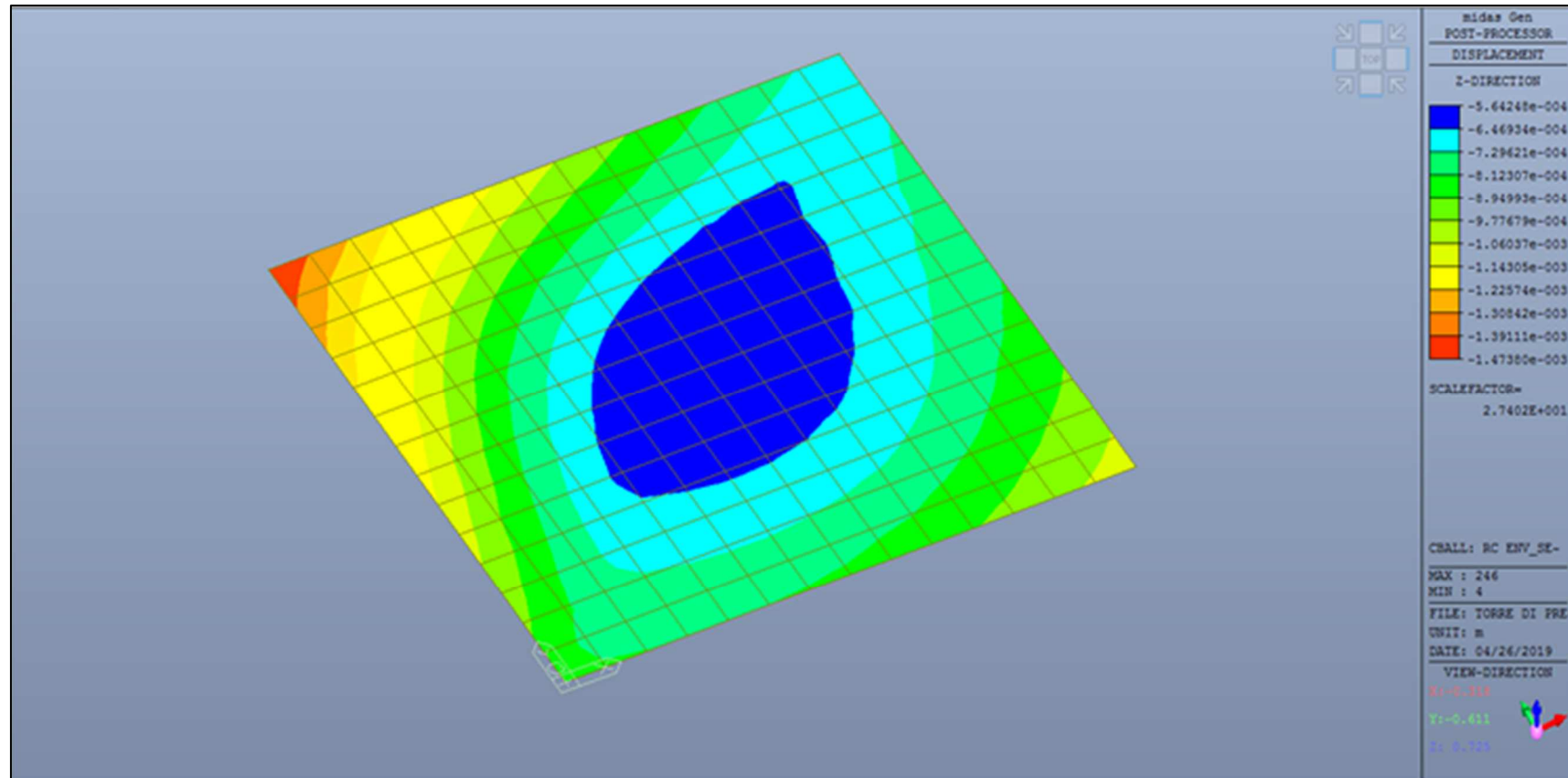
Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): 2,02 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P_{\max} / E * L_u \quad 0,07 \quad (\text{mm})$$

CEDIMENTI COMPLESSIVI FONDAZIONE



Si ottengono, quindi, cedimenti su ciascun micropalo di entità praticamente trascurabile. I valori di cedimento in esercizio relativi alla platea di fondazione nel suo complesso risultano, quindi, limitati (valore massimo pari a circa 1,5 mm).

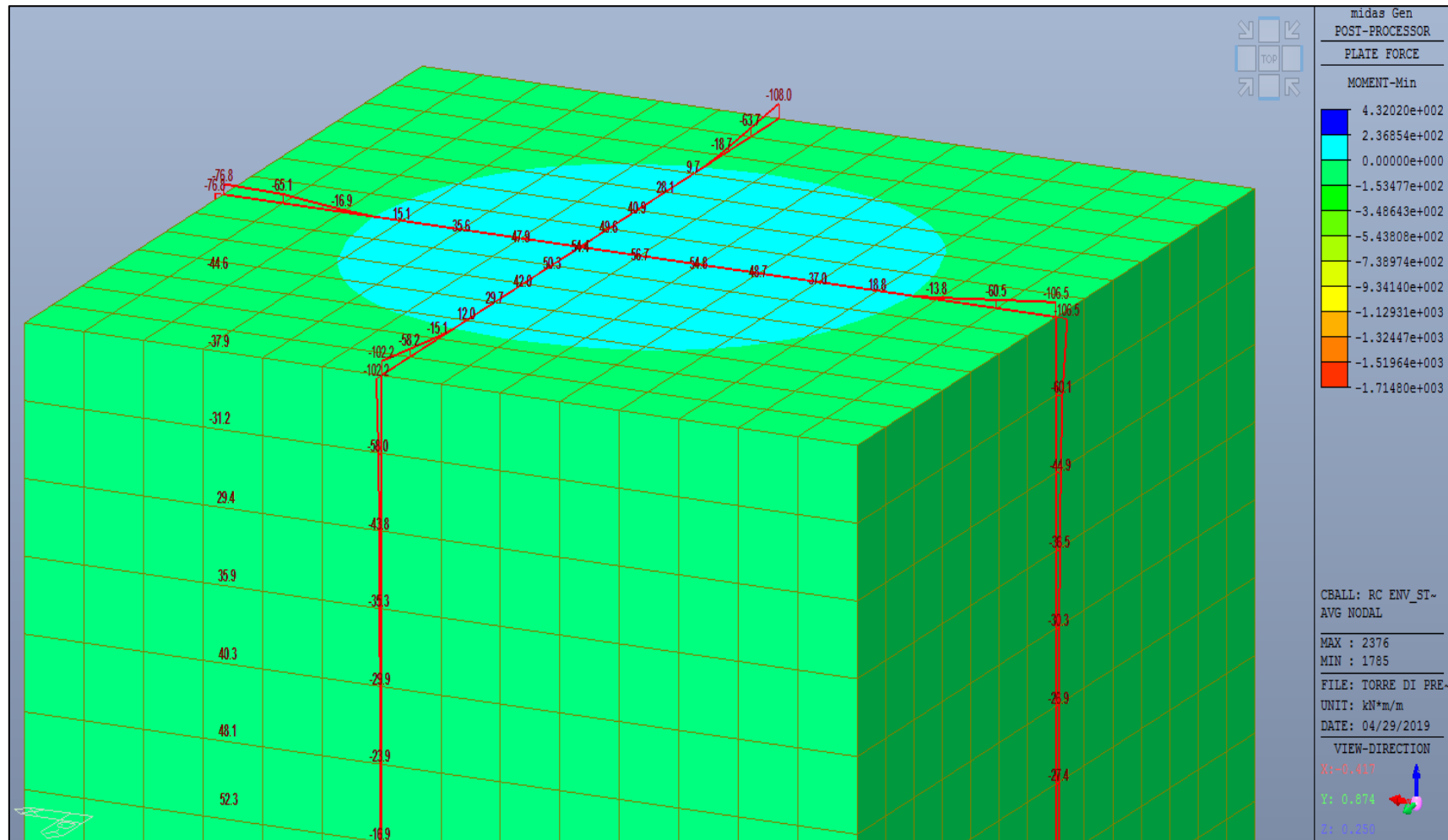
Tali valori, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono, dunque, essere ritenuti del tutto compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità delle opere progettualmente previste.

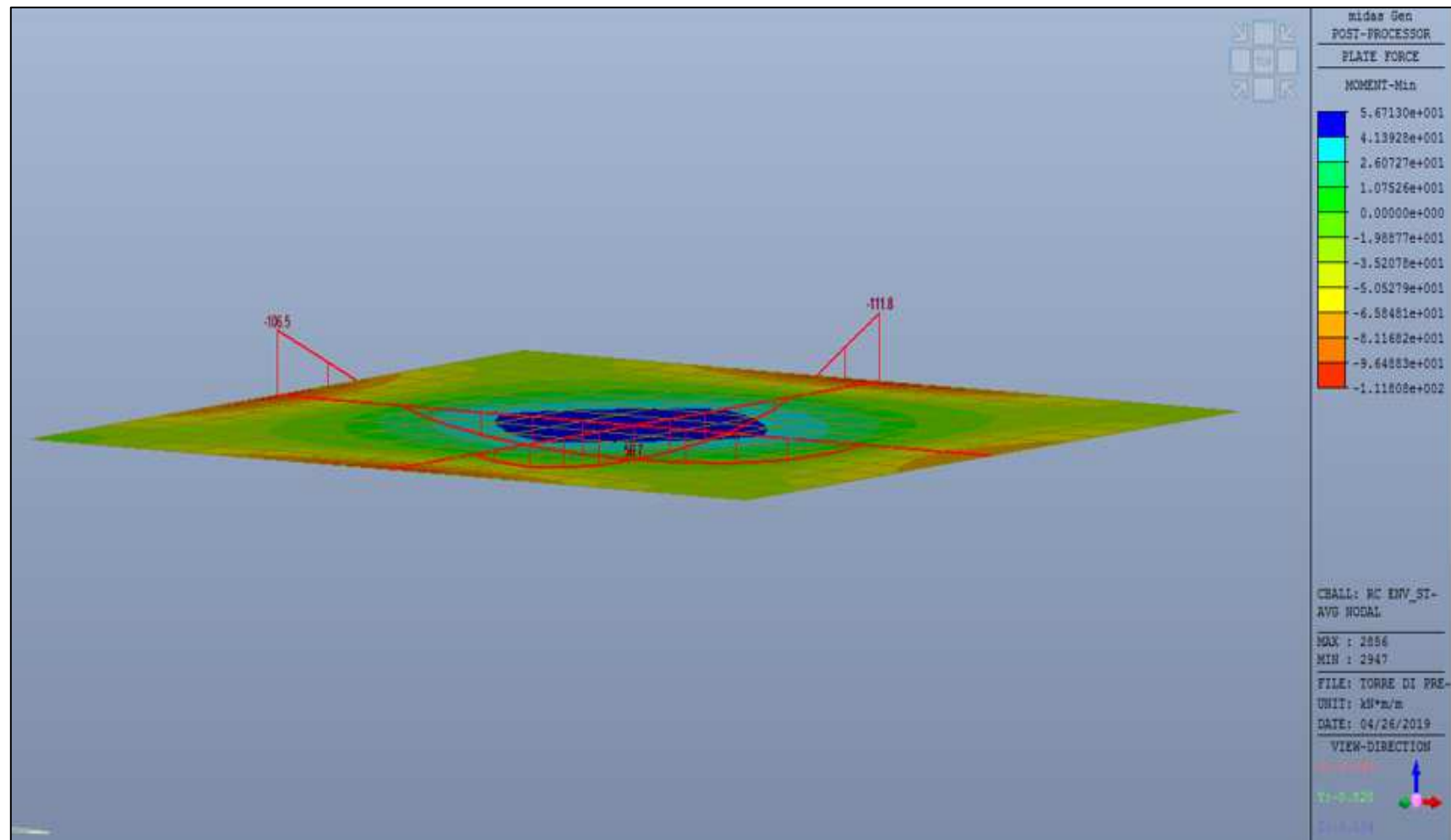
VERIFICA SOLETTA SUPERIORE

DATI

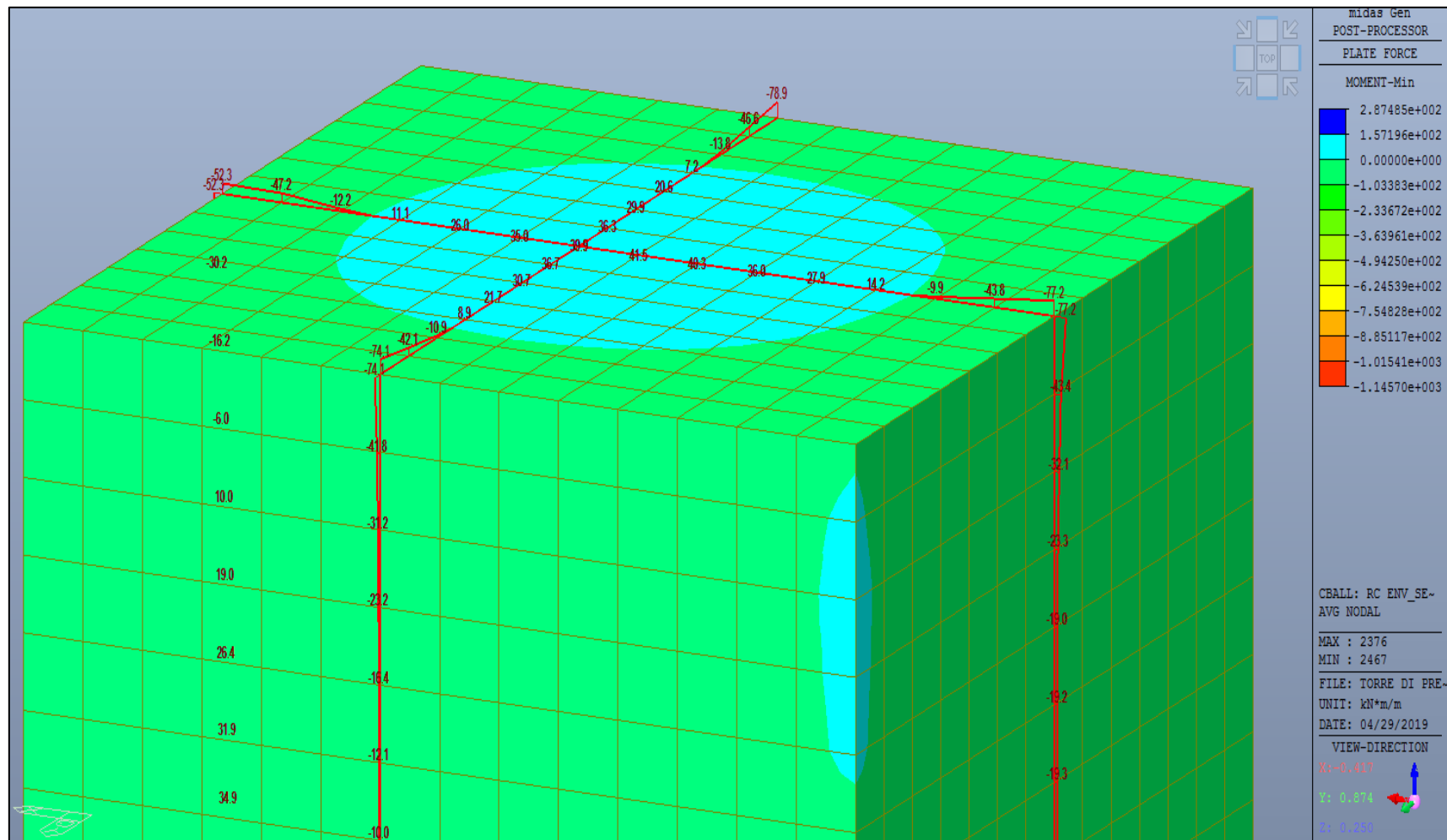
Altezza sezione	h	0.30	m
Larghezza sezione	b	1.00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	60	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.06	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.24	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	110.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	130.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	60.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	80.0	kNm

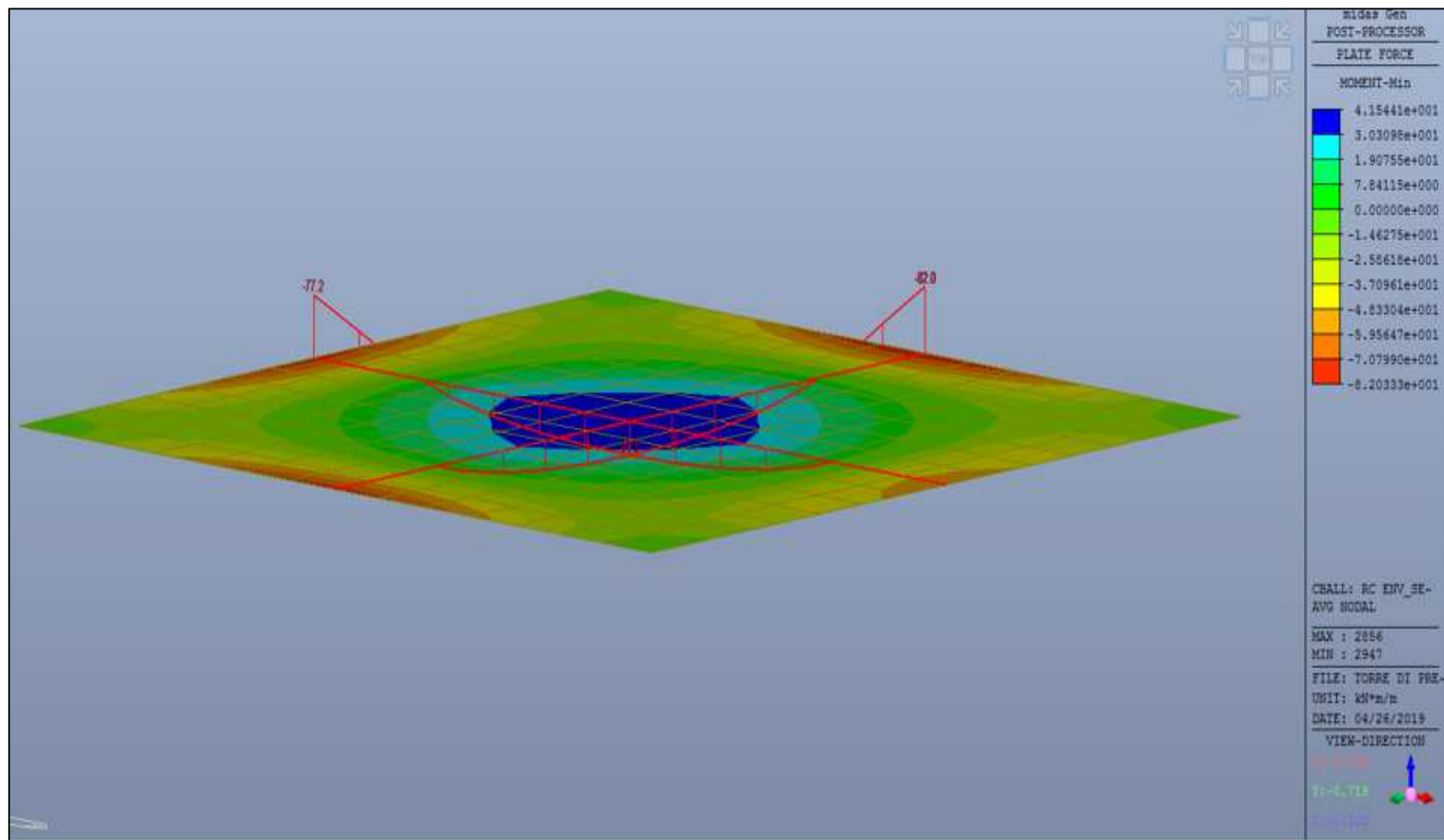
VERIFICA SLU



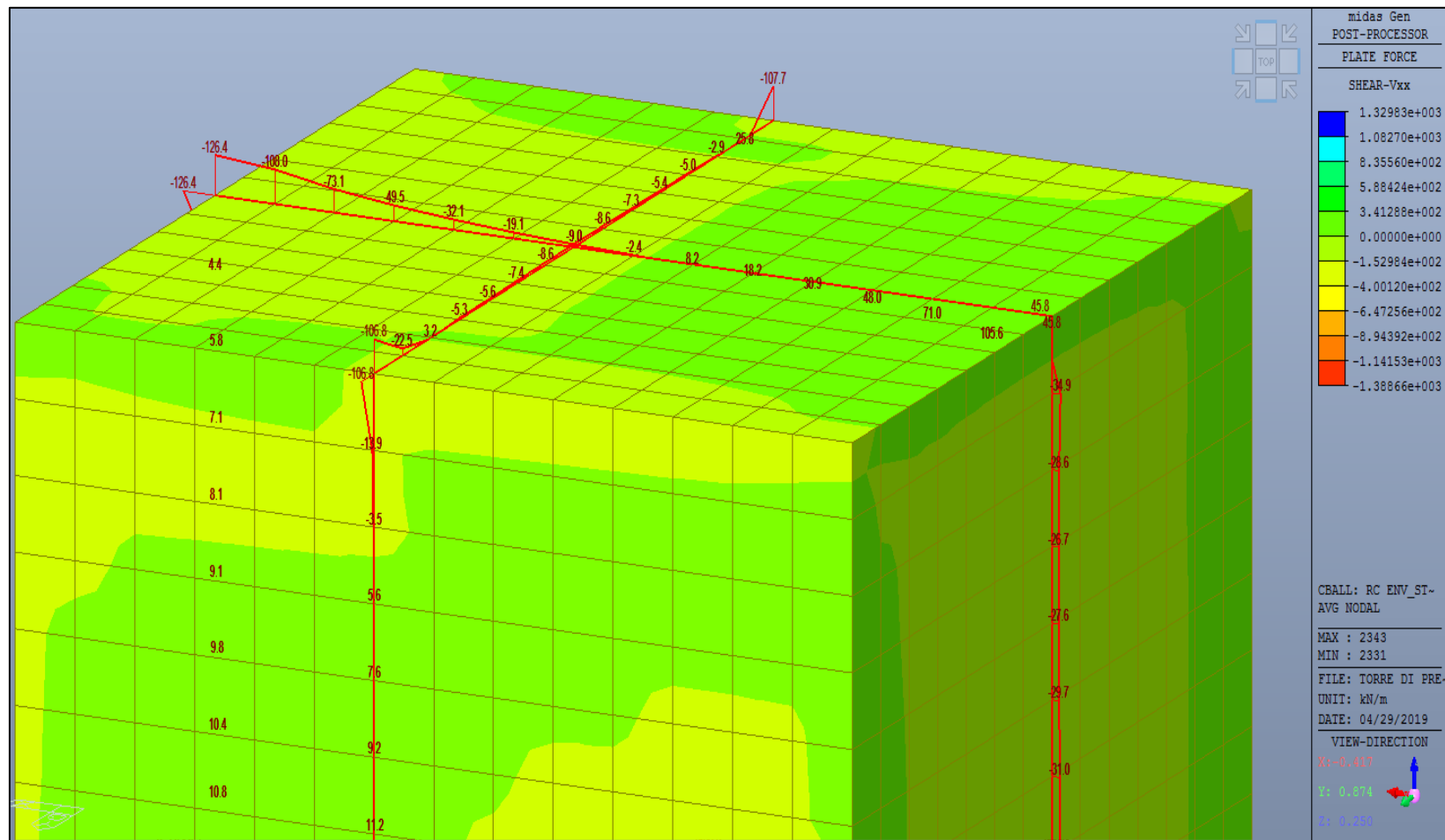


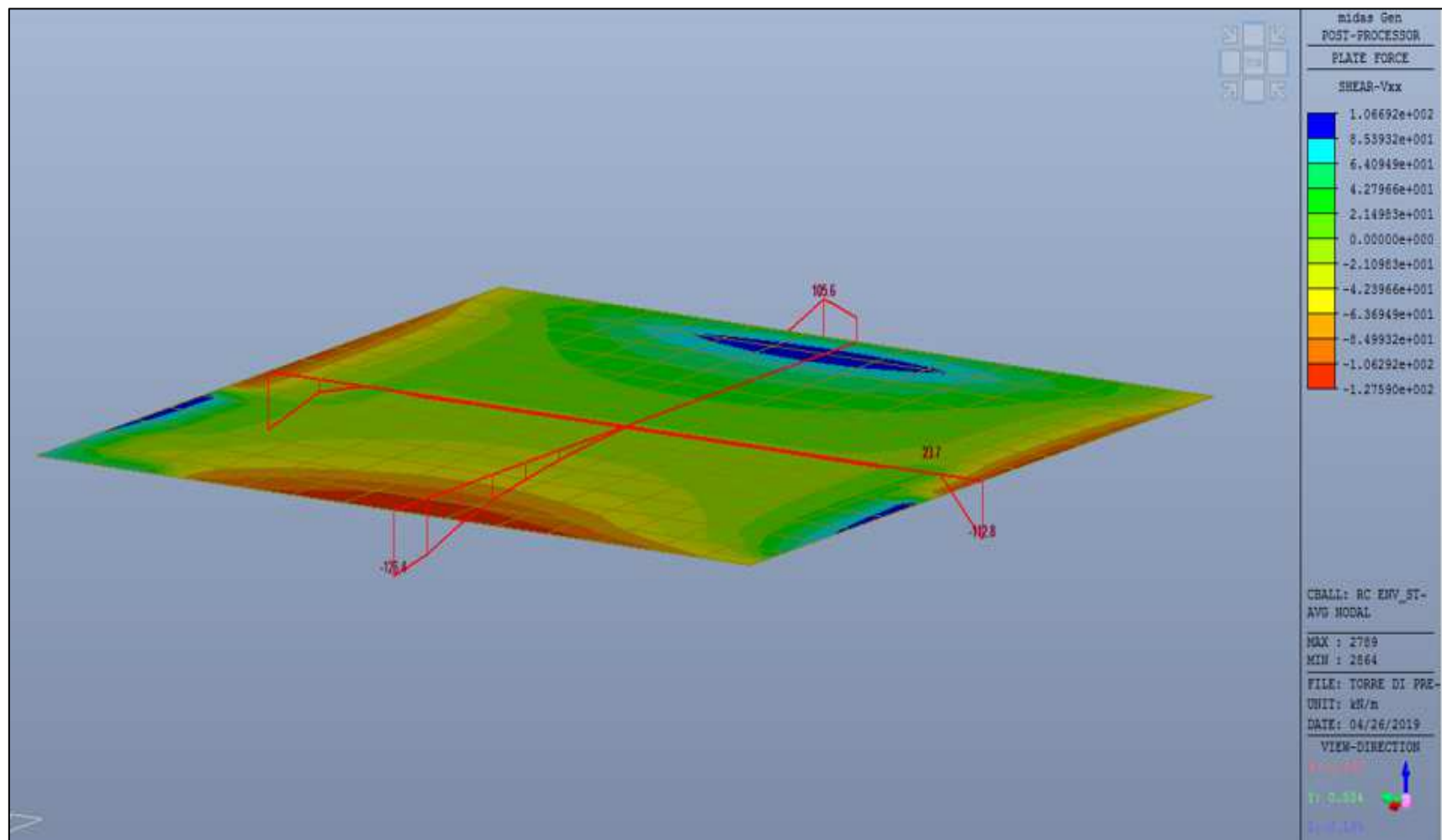
VERIFICA SLE





VERIFICA A TAGLIO





DIMENSIONAMENTO ARMATURE

Risultante delle forze di compressione	C	494,4	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,044	m
Momento resistente	M _{Rd}	110,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,182	/
Area minima da normativa	A _{min}	360	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	1264	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	1264	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	Ø ₁	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n ₁	2,5	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1508	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	Ø ₂	16	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n ₁	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	Ø ₂	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n ₁	0	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1005	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	1508	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1005	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	56	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0,0114	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	0,0002297	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ _c	14,2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ _s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ' _s	48	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-638115	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	589614	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	48501	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,235	/
Momento resistente	M _{Rd}	130,0	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	110,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	300	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	240	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	60	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A _c	300000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E _{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	M _{sd,QP}	60000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	M _{sd,rara}	80000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	2600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	n _(t0)	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h ₀	231	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t ₀ >60 giorni	φ(∞,t ₀)	2,10	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	E _{c,eff}	10169	N/mm ²
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n _{eff}	20,65	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	1508	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	1005	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,QP}	11,25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	σ _{c,rara}	15,00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ _s	360	N/mm ²
Verifica al tempo t ₀			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t ₀	x _{c(t0)}	60	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	S _{om,x (t0)}	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t ₀	I _{om,x (t0)}	397969109	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,QP(t0)}	9,07	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,QP(t0)}	181	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,QP(t0)}	0	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t ₀	σ _{c,rara(t0)}	12,09	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t ₀	σ _{s,rara(t0)}	241	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t ₀	σ' _{s,rara(t0)}	0	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,QP} ≥σ _{c,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,QP(t0)}	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	σ _{c,rara} ≥σ _{c,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	σ _s ≥σ _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	σ' _s ≥σ' _{s,rara(t0)}	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_{∞}			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_{∞}	$X_{c(t_{\infty})}$	90	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_{∞}	$S_{om,x(t_{\infty})}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_{∞}	$I_{om,x(t_{\infty})}$	961472357	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	5,63	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	193	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_{∞}	$\sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	7,51	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_{∞}	$\sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	257	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_{\infty})}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	181	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	80	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	79952	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,019	/
Carichi di lunga durata	2	k_t	0,4
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0,00057	/
Ricoprimento dell'armatura	c	60	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	205	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	W_k	0,198	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO	

VERIFICA A TAGLIO

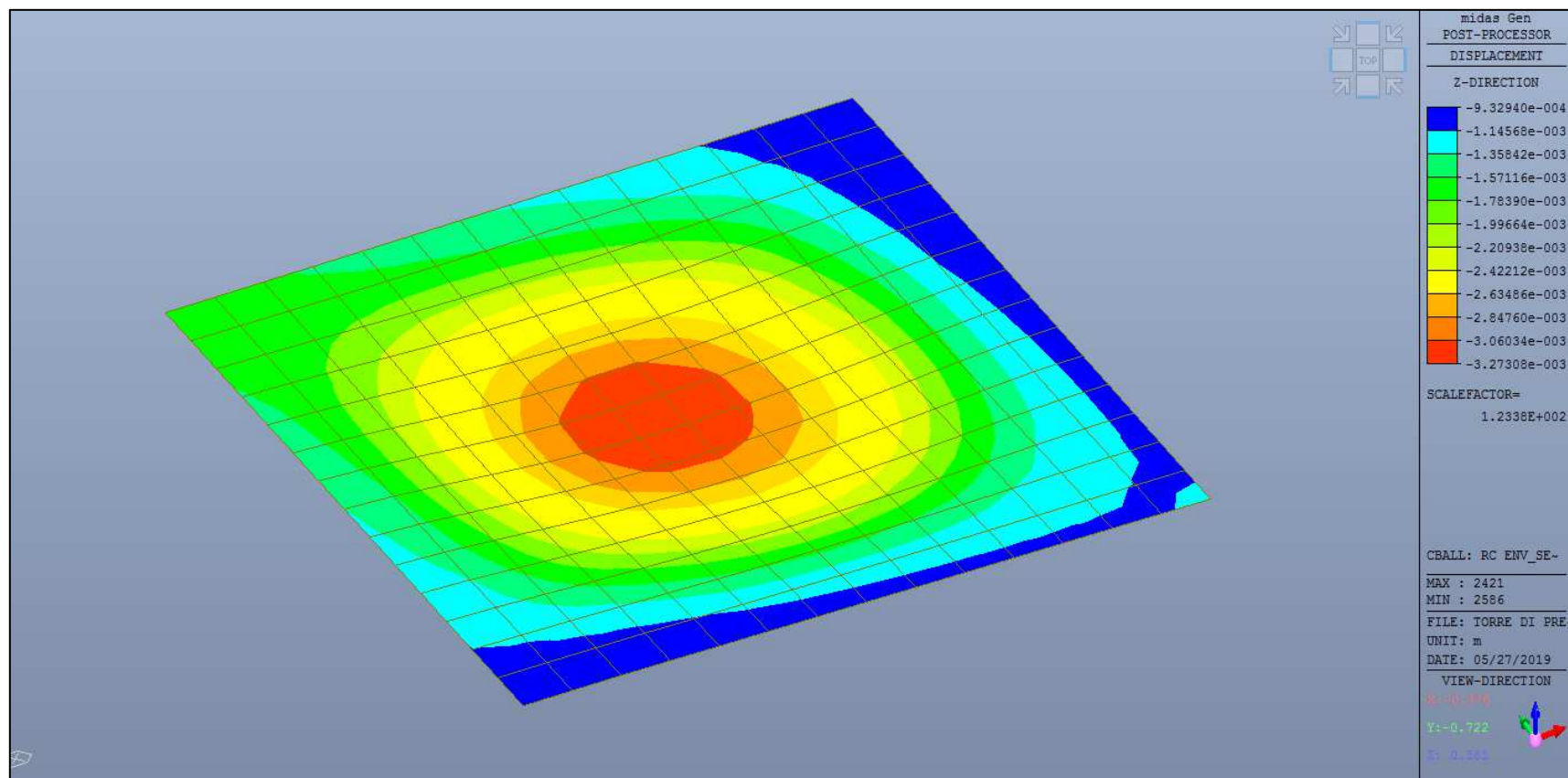
CORDOLO C1

Altezza sezione	h	0.30	m
Larghezza sezione	b	0.80	m

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78,5	mm ²
Numero bracci	n	4	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1570	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1657	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	422	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-1235	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	130,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1040	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78,5	mm ²
Numero bracci	n	4	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	4	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	1,33333333	/
Passo armatura al taglio	s	75	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1570	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	10	mm
Area armatura	A	79	mm ²

Si riporta, infine, il grafico della deformata della soletta, dal quale si possono evincere valori massimi di deflessione pari a circa 3 mm, i quali sono da ritenersi pienamente compatibili con l'uso e la funzionalità in esercizio della struttura.



Trave di colmo

Qualità legno:

Uso Fiume / Uso Trieste

classe di resistenza:

C30

$b =$

450 mm

$h =$

450 mm

$A =$

2025 cm²

$J =$

341718.8 cm⁴

$W_x =$

15188 cm³

luce di calcolo =

7.40 m

massa volumica media =

460 kg/m³

peso proprio trave =

0.93 kN/m

inclinazione elementi (α) =

0.0 °

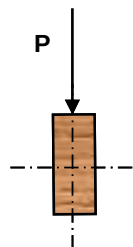
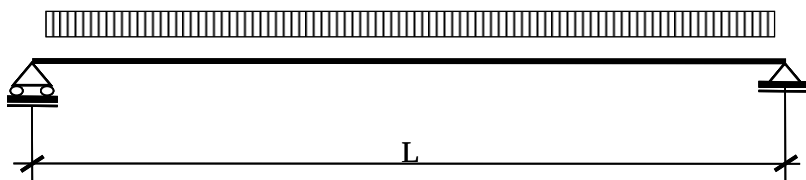
$\cos(\alpha) =$

1.00

larghezza di influenza copertura =

4.00 m

Scheda statico:



SLU - combinazione fondamentale

Azione variabile neve: $\gamma Q_1 \cdot Q_{k1} =$ 15.00 kN/m

Azione variabile vento: $\gamma Q_2 \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} =$ 3.60 kN/m

Azioni permanenti + p. proprio: $\gamma G \cdot G =$ 6.11 kN/m

Azione di calcolo: Sdu = 24.71 kN/m

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Momento flettente max Mdu = 169.14 kN*m

Taglio max Tdu = 91.43 kN

SLE - combinazione frequente

Azione variabile neve: $Q_{k1} =$ 10.00 kN/m

Azione variabile vento: $\Psi_{02} \cdot Q_{k2} =$ 2.40 kN/m

Azioni permanenti + p. proprio: $G =$ 4.70 kN/m

Azione di calcolo: Sde = 17.10 kN/m

Progetto della sezione: $K_{mod} =$ 0.90 *breve durata***VERIFICA A FLESSIONE** $\sigma_{max} =$ 11.14 N/mm² $f_{m,d} =$ 18.00 N/mm² $\sigma/f_{md} =$ 62% **VERIFICATO****VERIFICA A TAGLIO** $\tau_{max} =$ 0.68 N/mm² $f_{v,d} =$ 1.86 N/mm² $\tau/f_{vd} =$ 36% **VERIFICATO****VERIFICA A DEFORMAZIONE**freccia istantanea solo c.v. (W_{ist}) =

freccia

1.18 cm

 f_{max} [cm]

2.47

pari a

1/300

VERIFICATOfreccia a lungo termine solo c.p. (W_{dif}) =

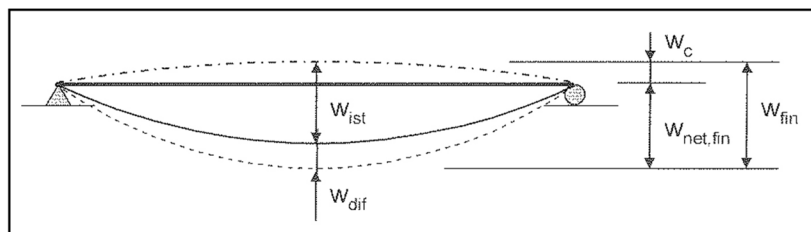
0.81 cm

freccia totale ($W_{net,fin}$) =

1.99 cm

3.70

1/200

VERIFICATO

Schema componenti deformazione

LE VERIFICHE STRUTTURALI POSSONO RITENERSI ADEGUATAMENTE SODDISFATTE CON VALORI DI TENSIONE NEI MATERIALI E DI DEFORMAZIONE ELASTICA COMPATIBILI CON L'USO PREVISTO PER LA COSTRUZIONE.

7.3 Paratie provvisionali a sostegno degli scavi

Il **progetto** prevede diversi interventi finalizzati al sostegno provvisorio dei fronti di scavo mediante paratie in micropali Ø 240 mm, disposti ad interasse variabile da 30 a 35 cm. I tubolari avranno sezione Ø177,8 mm x 10 mm e Ø139,7 mm x 8 mm in funzione della tipologia di scavo ed opere da supportare, e saranno in acciaio classe S355JR o equivalente (ex FE510). Le caratteristiche geometriche dei tubolari per i micropali sono le seguenti:

Micropali Ø 240 mm – tubolari d'armatura Ø177,8 mm x 8 mm

D	t	M	A	I	i	Wel	Wpl	It	Ct	Sup. est.	L per ton
[mm]	[mm]	[kg/m]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ³]	[m ² /m]	[m/t]
168,3	8	31,6	40,3	1297	5,67	154	206	2595	308	0,529	31,6

Micropali Ø 240 mm – tubolari d'armatura Ø139,7 mm x 8 mm

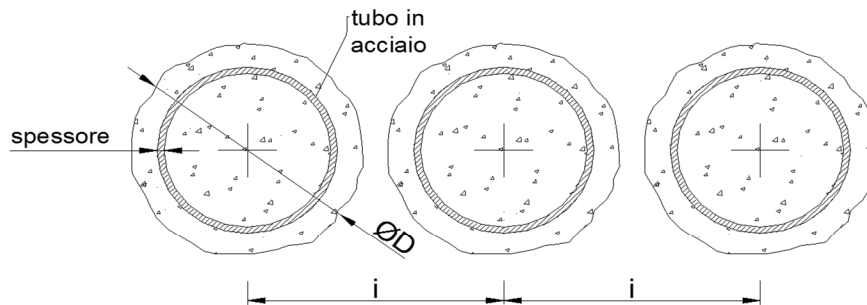
D	t	M	A	I	i	Wel	Wpl	It	Ct	Sup. est.	L per ton
[mm]	[mm]	[kg/m]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ³]	[m ² /m]	[m/t]
139,7	8	26	33,1	720	4,66	103	139	1441	206	0,439	38,5

Nel dettaglio le opere provvisionali saranno realizzate nei seguenti interventi:

- Paratie torre di presa: micropali di lunghezza pari a circa 15,45 m, con armatura tubolare in acciaio Ø177,8 mm x 10 mm, a perimetrazione del manufatto, con disposizione a quiconce ad interasse di circa 30 cm, irrigiditi da travi di ripartizione in profili HEA 180 mm accoppiati e trave di coronamento sommitale in c.c.a. di sezione cm 60x90. Scavo eseguito con invaso diga completamente svuotato.
- Paratia di sostegno scavo per vasca di dissipazione scarico di fondo e cantiere microtunneling: micropali di lunghezza variabile da 12 m a 6 m circa, con armatura tubolare in acciaio Ø139,7 mm x 8 mm, disposti a sostegno del versante, ad interasse di circa 30 cm, irrigiditi da trave di coronamento in c.c.a. di sezione cm 50x70. Paratie ancorate con 3 trefoli di area circa 1,4 cm²; lunghezza libera del tirante di 9 m, lunghezza del bulbo di 6 m e diametro perforazione 0,14 m, precarico di circa 20 kN/m.
- Paratia di sostegno strada di accesso al cantiere della torre di presa: micropali di lunghezza di 12 m, con armatura tubolare in acciaio Ø139,7 mm x 8 mm, ad interasse di circa 30 cm.

Micropali Ø 240 mm – tubolari d'armatura Ø177,8 mm x 10 mm – interasse 30 cm

Valutazione Inerzia e Spessore Equivalente Paratia Berlinese in Micropali o Jetting



GEOMETRIA

Diametro micropali o jetting	D	240 [mm]
Raggio	R	120 [mm]
Interasse	i	300 [mm]
Area sezione	A	45238.9 [mm ²]
Inerzia iniezione	I	1.629E+08 [mm ⁴]

Diametro tubo d'armatura	Da	177.8 [mm]
Spessore tubo d'armatura	s	10 [mm]
Area armatura	Aa	5271.6 [mm ²]
Inerzia armatura	Ia	1.862E+07 [mm ⁴]

MATERIALI

malta di iniezione

C25/30 ▼

Resistenza cubica	Rck	30 [MPa]
Resistenza cilindrica	fck	25 [MPa]
Resistenza cilindrica media	fcm	33 [N/mm ²]
Modulo elastico	Ecls	31476 [N/mm ²]

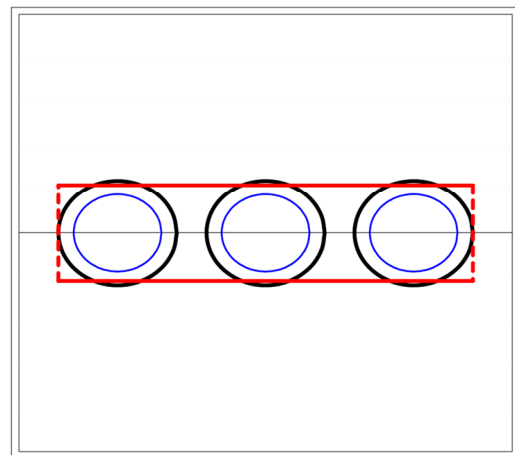
Acciaio

Modulo elastico armatura	Ea	210000 [MPa]
--------------------------	----	--------------

- omogeneizza alla malta
- omogeneizza all'armatura

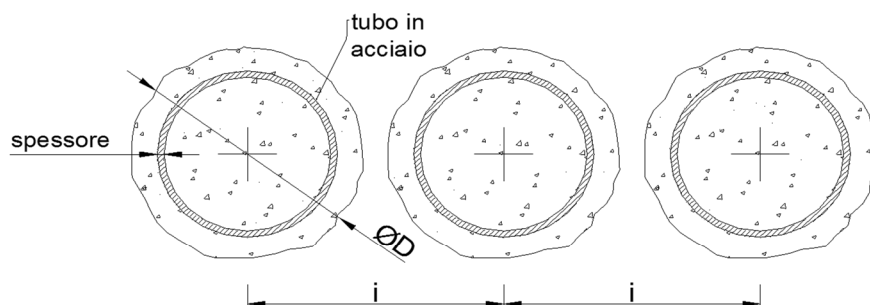
Rigidezza complessiva	EI	28.17 [MN m ²]
-----------------------	----	----------------------------

Spessore equivalente	Seq	220.6 [mm]
----------------------	-----	------------



Micropali Ø 240 mm – tubolari d'armatura Ø139,7 mm x 8 mm – interasse 30 cm

Valutazione Inerzia e Spessore Equivalente Paratia Berlinese in Micropali o Jetting



GEOMETRIA

Diametro micropali o jetting	D	240 [mm]
Raggio	R	120 [mm]
Interasse	i	300 [mm]
Area sezione	A	45238,9 [mm ²]
Inerzia iniezione	I	1,629E+08 [mm ⁴]

Diametro tubo d'armatura	Da	139,7 [mm]
Spessore tubo d'armatura	s	8 [mm]
Area armatura	Aa	3310,0 [mm ²]
Inerzia armatura	Ia	7,203E+06 [mm ⁴]

MATERIALI

malta di iniezione

C25/30 ▼

Resistenza cubica	Rck	30 [MPa]
Resistenza cilindrica	fck	25 [MPa]
Resistenza cilindrica media	fcm	33 [N/mm ²]
Modulo elastico	Ecls	31476 [N/mm ²]

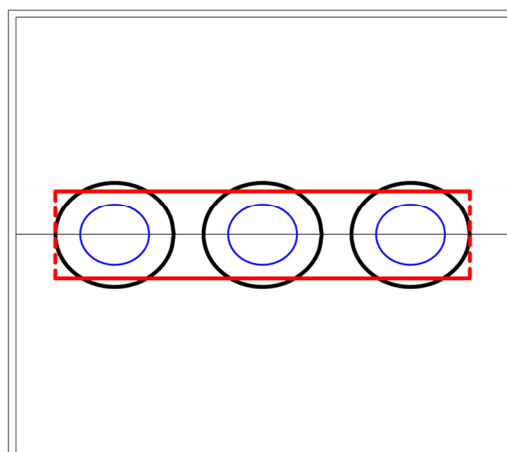
Acciaio

Modulo elastico armatura	Ea	210000 [MPa]
--------------------------	----	--------------

- omogeneizza alla malta
- omogeneizza all'armatura

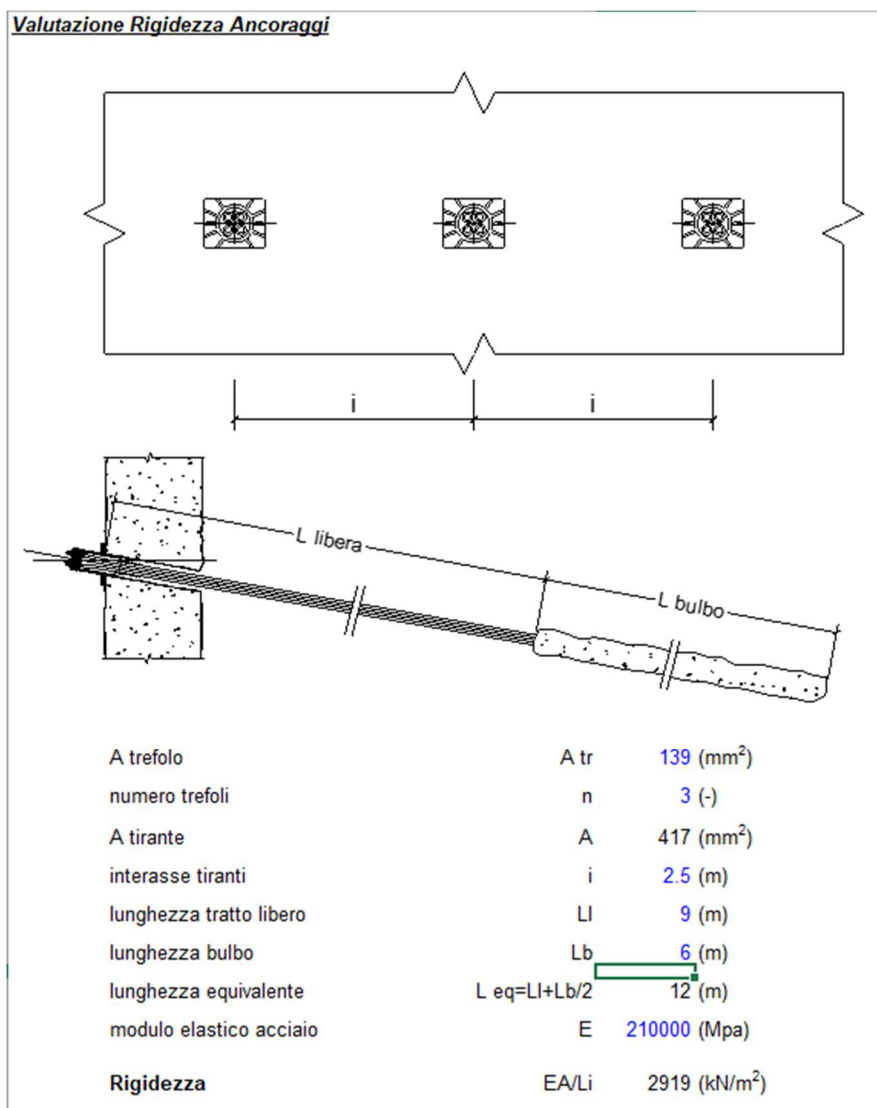
Rigidezza complessiva	EI	21,37 [MN m ²]
-----------------------	----	----------------------------

Spessore equivalente	Seq	201,2 [mm]
----------------------	-----	------------



Per completezza si riporta nel seguito la rigidezza complessiva degli ancoraggi per la paratia di sostegno all'area piazzale e per la paratia a sostegno dello scavo per la vasca di dissipazione scarico di fondo e cantiere microtunneling.

Ancoraggi di area 417 mm² – 3 trefoli di diametro Ø13,31 mm – interasse 200 cm



Si riportano, quindi, i modelli di analisi e i principali risultati di calcolo delle paratie provvisorie sopra elencate, distinti per tipologia di opera provvisoria elencata, effettuati per le sezioni caratterizzate da maggior profondità e pertinenti alle varie fasi costruttive previste in progetto, con indicazione dell'altezza di scavo e della possibile quota di falda (assunta sempre a favore di sicurezza).

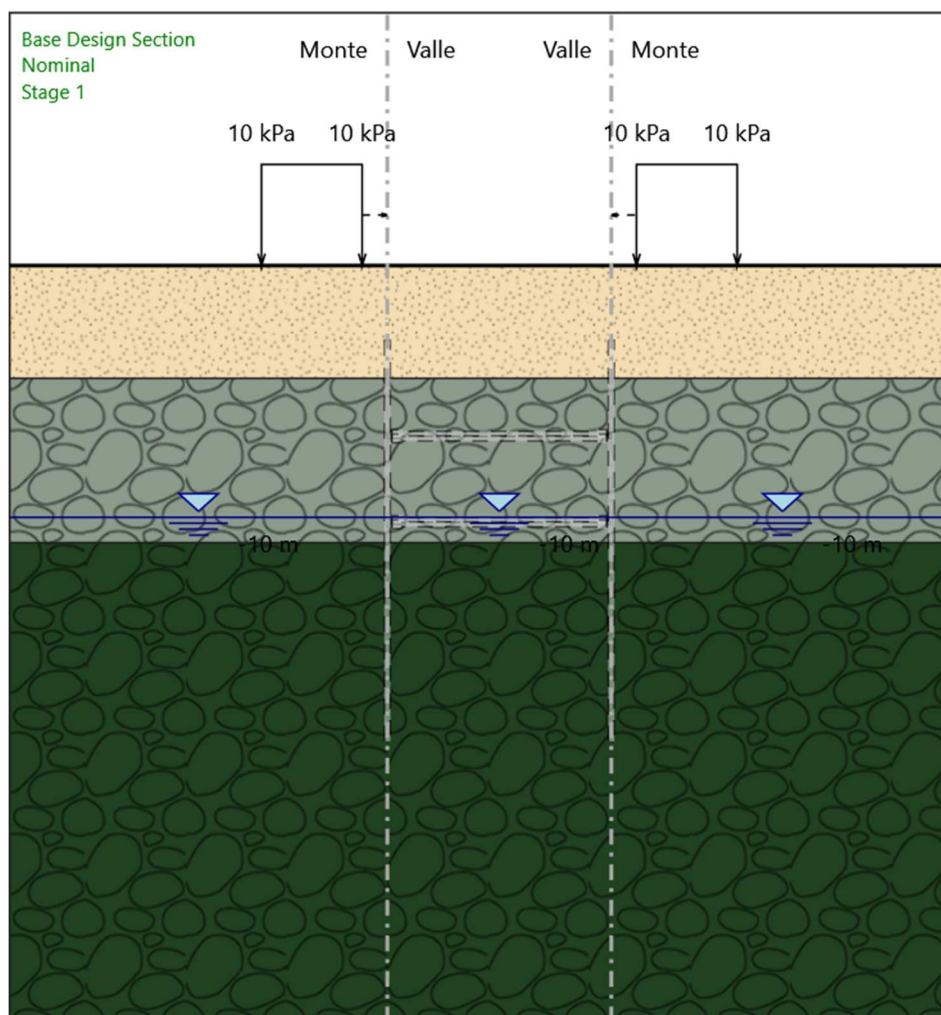
7.3.1 Paratie perimetrali torre di presa

Vengono riportati in tabella i valori dei parametri geotecnici considerati per le varie unità geotecniche e relative quote. Essendo un'opera provvisoria che penetra oltre l'Unità Geotecnica II e tenendo conto delle quote relative delle singole unità geotecniche, vengono utilizzati valori massimi e medi dei parametri geotecnici delle rispettive prime due unità geotecniche del terreno.

Strato di Terreno	Quota relativa	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	c'	E
	m		kN/m ³	kN/m ³	°	kPa	kPa
1	0.0	Coltre superficiale e roccia alterata	19	20	32	10	30000
2	-4.5	Roccia fratturata	24	25	35	50	800000
3	-11.0	Roccia di base debolmente fratturata	26	26	42	130	2500000

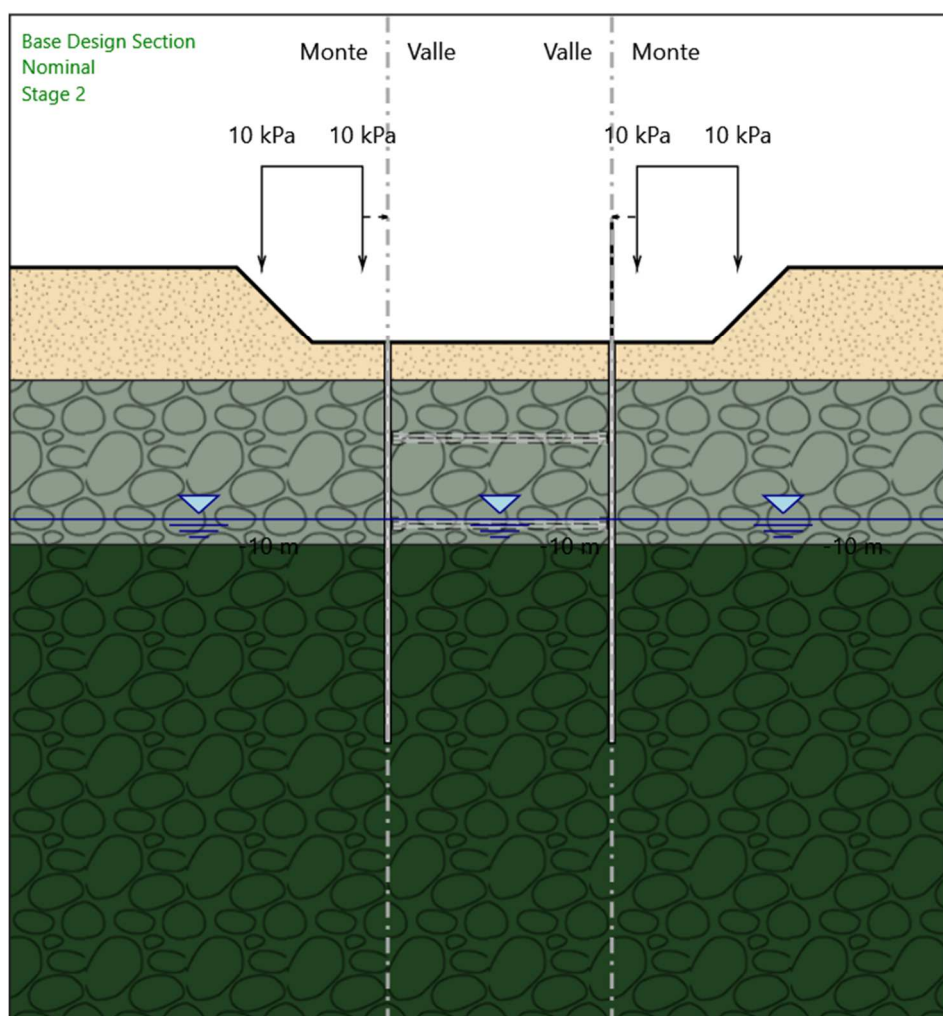
L'esecuzione delle paratie e delle successive fasi di scavo avviene ad invaso diga completamente vuotato.

FASE 1 – condizione geostatica (+0,00)



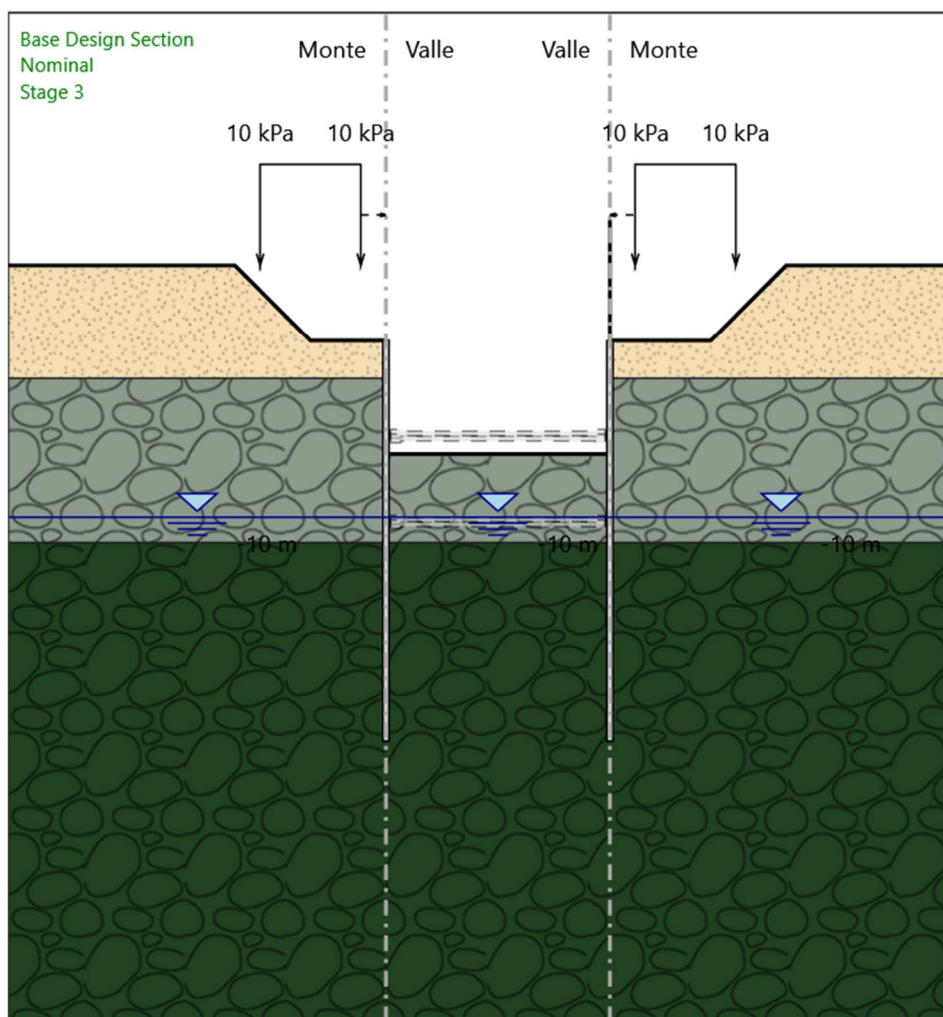
Descrizione attività ed operazioni esecutive: approntamento cantiere.

FASE 2 – scavo a quota relativa -3,0 m



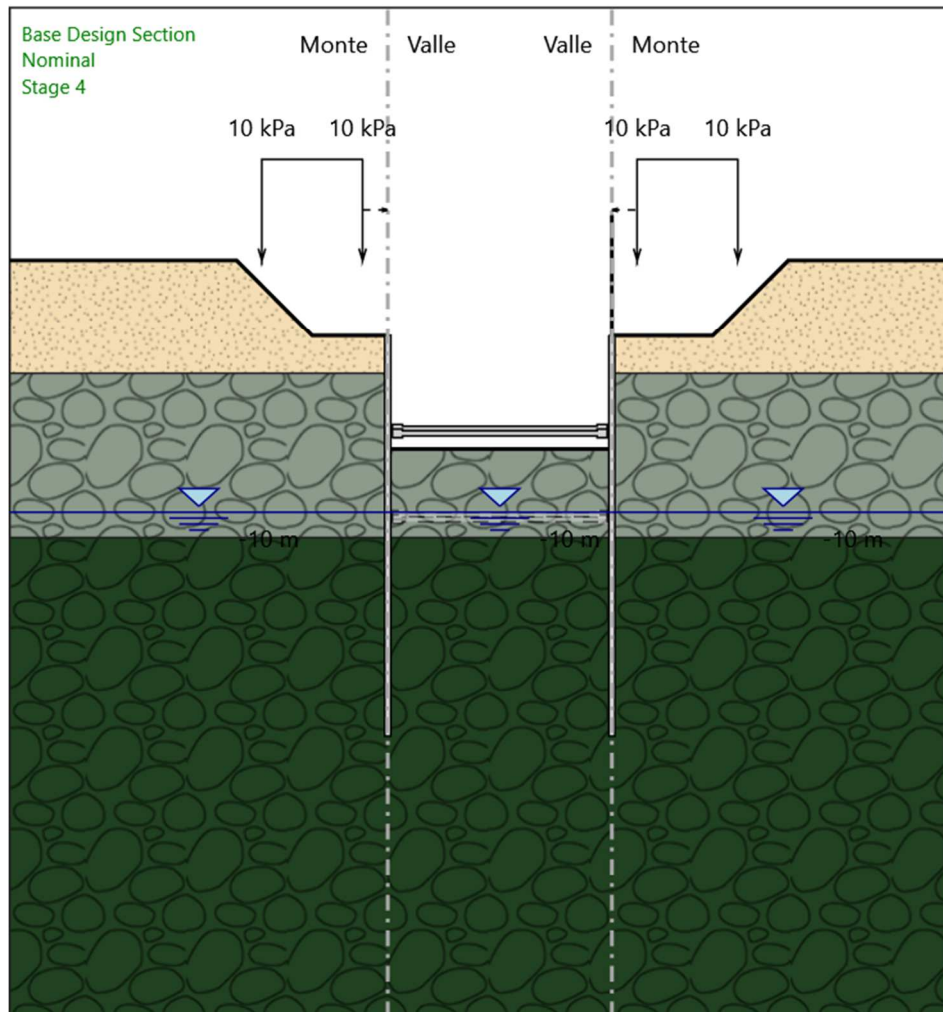
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -3,0 m da p.c. ed realizzazione della paratia di micropali e realizzazione della trave di irrigidimento.

FASE 3 – scavo a quota relativa -7,5 m



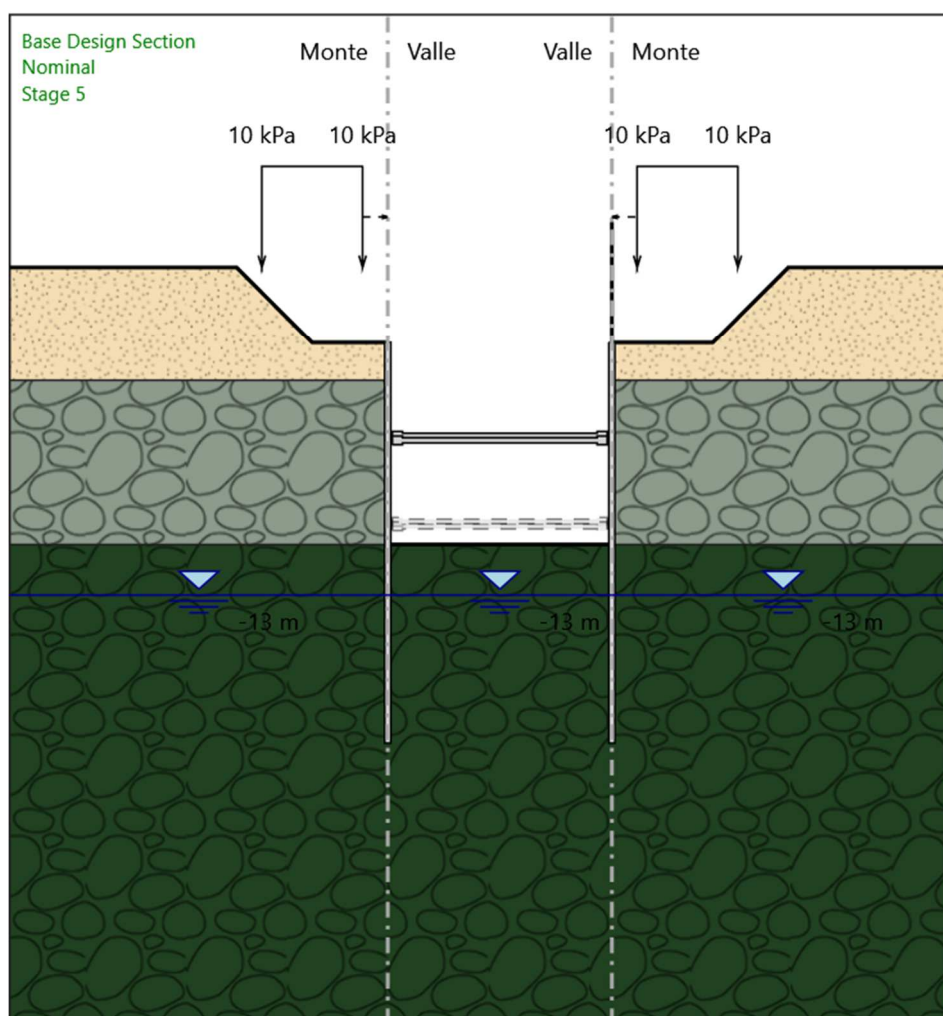
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -7,5 m da p.c.

FASE 4 – scavo a quota relativa -7,5 m



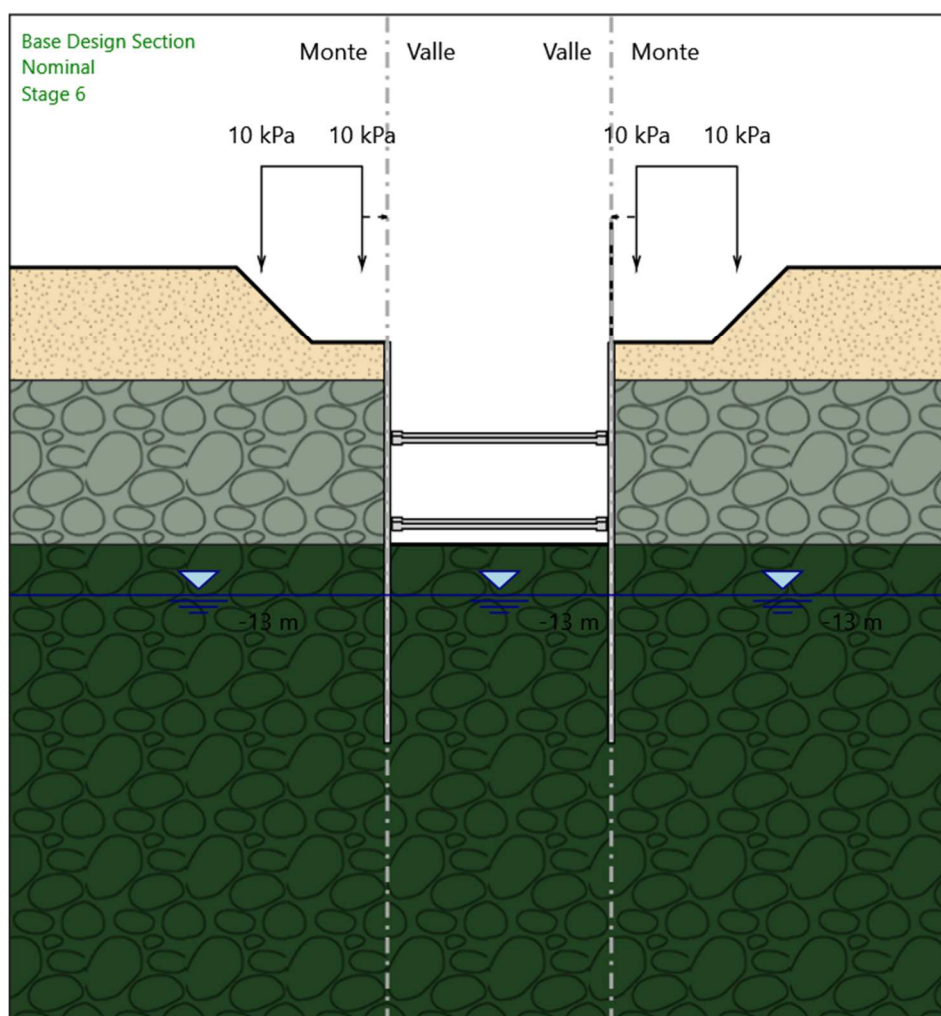
Descrizione attività ed operazioni esecutive: installazione I° fila delle travi di contrasto longitudinale (2xHEA180).

FASE 5 – scavo a quota relativa -11,0 m



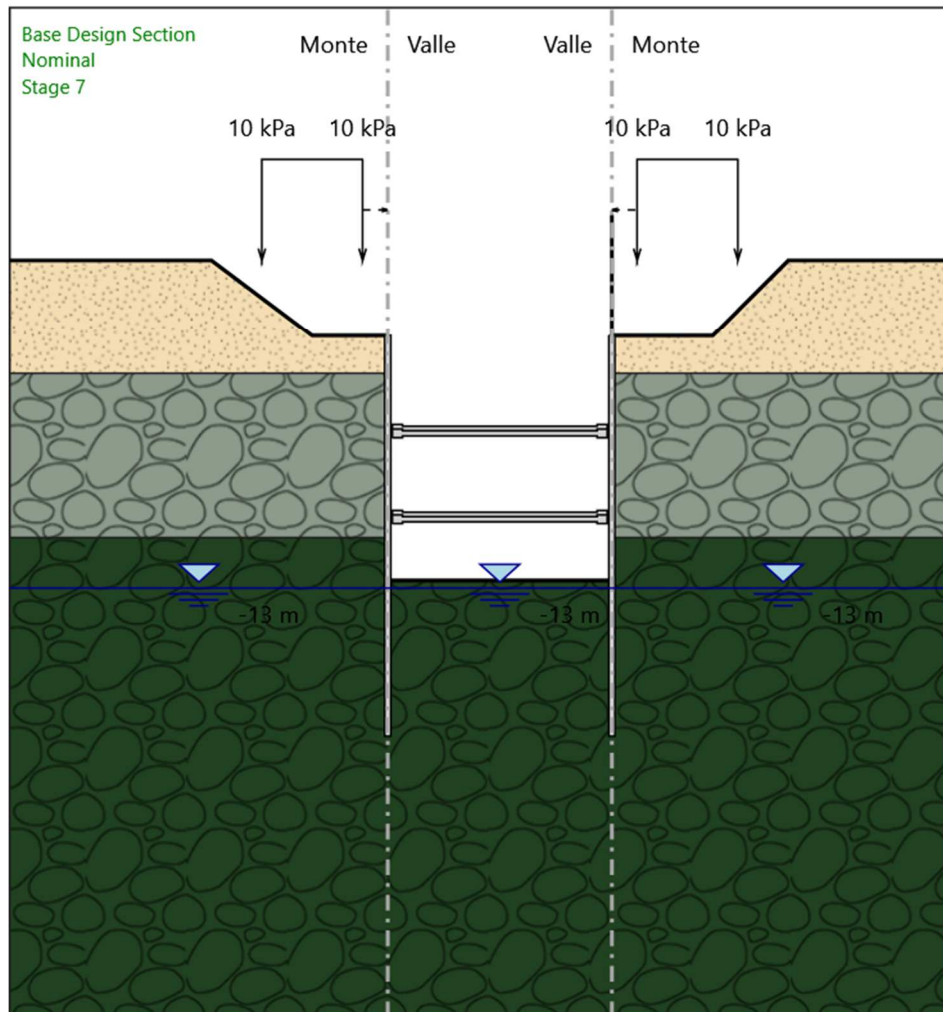
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -11,0 m da p.c. Contestuale aggettamento falda con sistema well-point o pompaggio equivalente.

FASE 6 – scavo a quota relativa -11,0 m



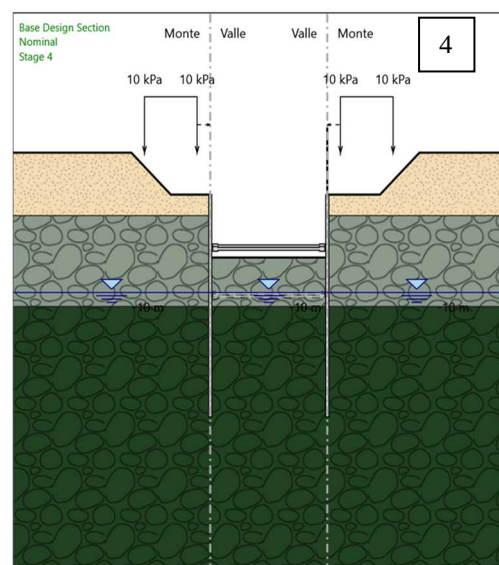
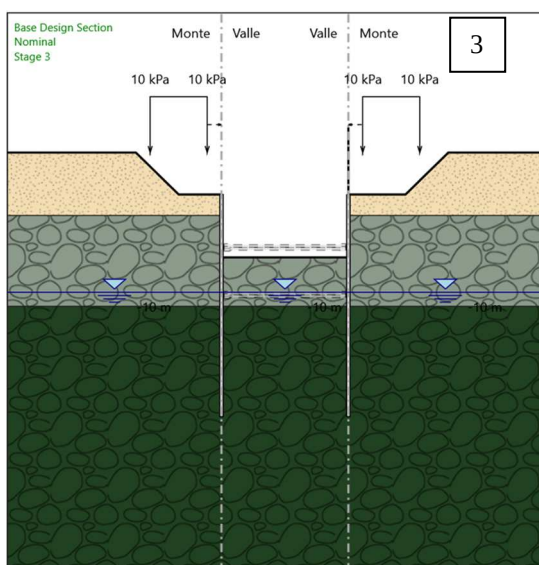
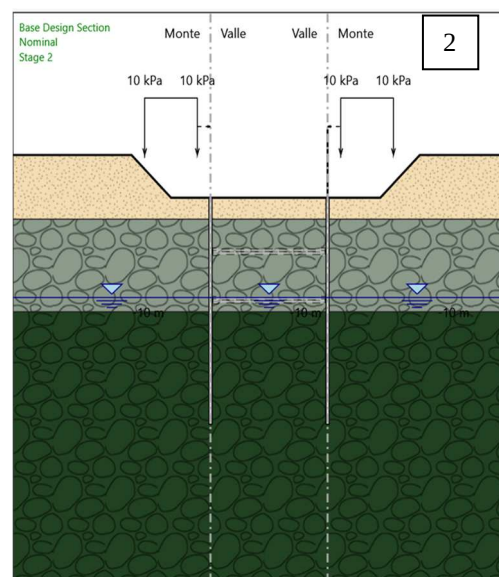
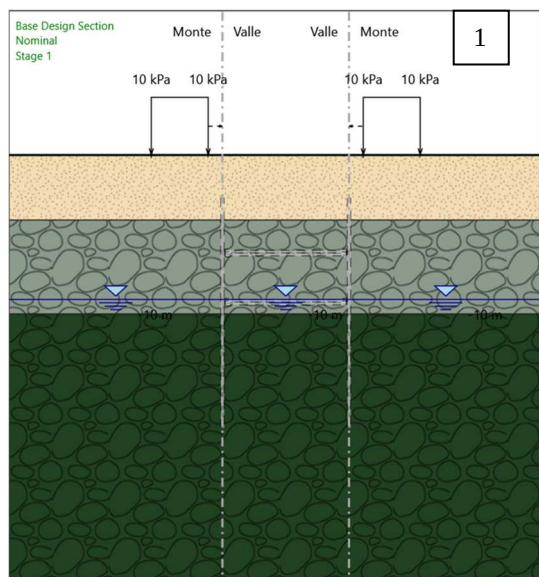
Descrizione attività ed operazioni esecutive: installazione II° fila delle travi di contrasto longitudinale (2xHEA180).

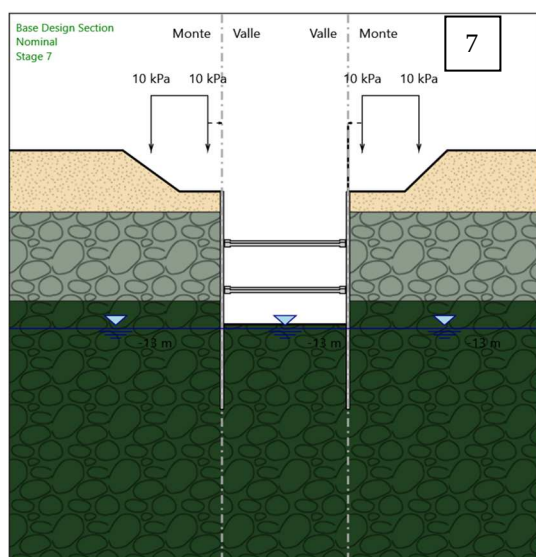
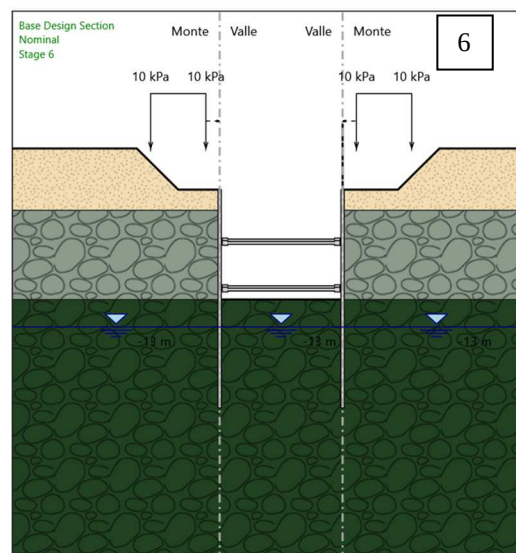
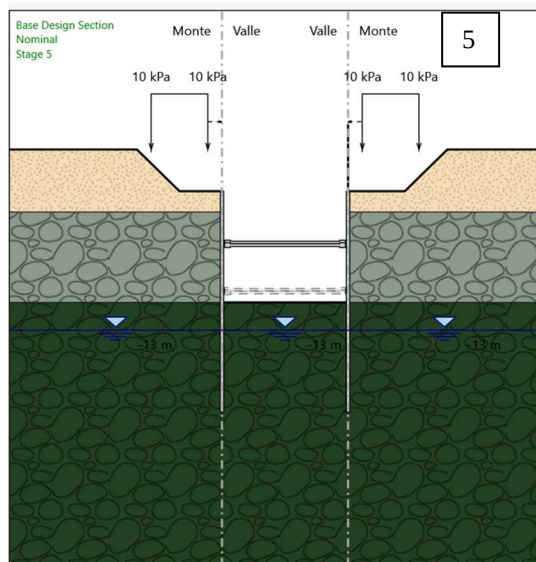
FASE 7 – scavo a quota relativa -12,70 m circa



Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -12,7 m da p.c. Contestuale aggotamento falda con sistema well-point o pompaggio equivalente.

RIEPILOGO FASI DI SCAVO





RIEPILOGO RISULTATI DI CALCOLO E VERIFICHE

Riepilogo per la DA <NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)>

Parete <Paratia sinistra>

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.04 D.A.
 NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 1)
 Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.05 D.A.
 NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 14.6 Z = -7.68 m
 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 4)
 Max. taglio [kN/m] 16.47 Z = -8.28 m D.A.
 NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 4)
 SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.073 Z =
 -7.68 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 4)
 SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.012 Z = -8.08
 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 4)

Parete <Paratia destra>

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.05 D.A.
 NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
 Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.05 D.A.
 NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 2)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 5.93 Z = -4.6 m D.A.
 NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 2)
 Max. taglio [kN/m] 12.78 Z = -4.6 m D.A.
 NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 2)
 SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.03 Z =
 -4.6 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 2)
 SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.009 Z = -4.4
 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 2)

Risultati puntoni (truss)

Puntone 2a (1 / 8 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A1+M1+R1
 (R3 per tiranti) (Stage 5)
 Min. forza [kN] -0.25 D.A. NTC2018: A1+M1+R1
 (R3 per tiranti) (Stage 7)
 SteelWorld: massimo sfruttamento 0.02
 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
 Trave di ripartizione-S355
 Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt.
 0 STEEL D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
 (Default Left Waler Travi di ripartizione longitudinale-S355)
 Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt.
 0 STEEL D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
 (Default Right Waler Travi di ripartizione longitudinale-S355)
 Puntone 1a (1 / 8 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A1+M1+R1
 (R3 per tiranti) (Stage 3)
 Min. forza [kN] -1.11 D.A. NTC2018: A1+M1+R1
 (R3 per tiranti) (Stage 7)
 SteelWorld: massimo sfruttamento 0.07
 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)

Trave di ripartizione-S355
Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt.
0.01 STEEL D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
(Default Left Waler Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt.
0.01 STEEL D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
(Default Right Waler Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Puntone 2b (1 / 8 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A1+M1+R1
(R3 per tiranti) (Stage 5)
Min. forza [kN] -0.25 D.A. NTC2018: A1+M1+R1
(R3 per tiranti) (Stage 7)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.02
D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
Trave di ripartizione-S355
Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt.
0 STEEL D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
(Default Left Waler Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt.
0 STEEL D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
(Default Right Waler Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Puntone 1b (1 / 8 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A1+M1+R1
(R3 per tiranti) (Stage 3)
Min. forza [kN] -1.11 D.A. NTC2018: A1+M1+R1
(R3 per tiranti) (Stage 7)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.07
D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
Trave di ripartizione-S355
Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt.
0.01 STEEL D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
(Default Left Waler Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt.
0.01 STEEL D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
(Default Right Waler Travi di ripartizione longitudinale-S355)

Riepilogo per la DA <NTC2018: A2+M2+R1>

Parete <Paratia sinistra>

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.06 D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.09 D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 81.14 Z = -12.88 m
D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
Max. taglio [kN/m] 85.25 Z = -13.68 m D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.408 Z =
-12.88 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.06 Z = -
13.48 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)

Parete <Paratia destra>

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.08 D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.08 D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 2)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 5.58 Z = -4.8 m D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 2)
Max. taglio [kN/m] 11.24 Z = -11.08 m D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 6)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.028 Z =
-4.8 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 2)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.008 Z = -
10.88 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 6)

Risultati puntoni (truss)

Puntone 2a (1 / 8 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A2+M2+R1
(Stage 6)
Min. forza [kN] -3.69 D.A. NTC2018: A2+M2+R1
(Stage 7)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.24
D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
Trave di ripartizione-S355
Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt.
0.04 STEEL D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7) (Default Left Waler
Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt.
0.04 STEEL D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7) (Default Right Waler
Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Puntone 1a (1 / 8 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A2+M2+R1
(Stage 3)
Min. forza [kN] -10.92 D.A. NTC2018:
A2+M2+R1 (Stage 7)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.72
D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
Trave di ripartizione-S355
Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt.
0.12 STEEL D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7) (Default Left Waler
Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt.
0.12 STEEL D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7) (Default Right Waler
Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Puntone 2b (1 / 8 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A2+M2+R1
(Stage 5)
Min. forza [kN] -3.47 D.A. NTC2018: A2+M2+R1
(Stage 7)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.23
D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
Trave di ripartizione-S355
Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt.
0.04 STEEL D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7) (Default Left Waler
Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt.
0.04 STEEL D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7) (Default Right Waler
Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Puntone 1b (1 / 8 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A2+M2+R1
(Stage 3)
Min. forza [kN] -10.6 D.A. NTC2018: A2+M2+R1
(Stage 7)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.7
D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
Trave di ripartizione-S355
Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt.
0.12 STEEL D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7) (Default Left Waler
Travi di ripartizione longitudinale-S355)

Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt.
0.12 STEEL D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7) (Default Right Waler
Travi di ripartizione longitudinale-S355)

Riepilogo per la DA <NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)>

Parete <Paratia sinistra>

Min. spostamento laterale [mm] 0 Z = -5.2 m D.A. NTC2018:
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)
Max. spostamento laterale [mm] 3.9 Z = -3 m D.A. NTC2018:
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.04 D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.05 D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 11.12 Z = -7.68 m
D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)
Max. taglio [kN/m] 12.54 Z = -8.28 m D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.056 Z =
-7.68 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.009 Z = -8.08
m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)

Parete <Paratia destra>

Min. spostamento laterale [mm] -1.43 Z = -3 m D.A. NTC2018:
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 6)
Max. spostamento laterale [mm] 0.18 Z = -3 m D.A. NTC2018:
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.05 D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.05 D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)

Risultati Elementi parete (Beam)

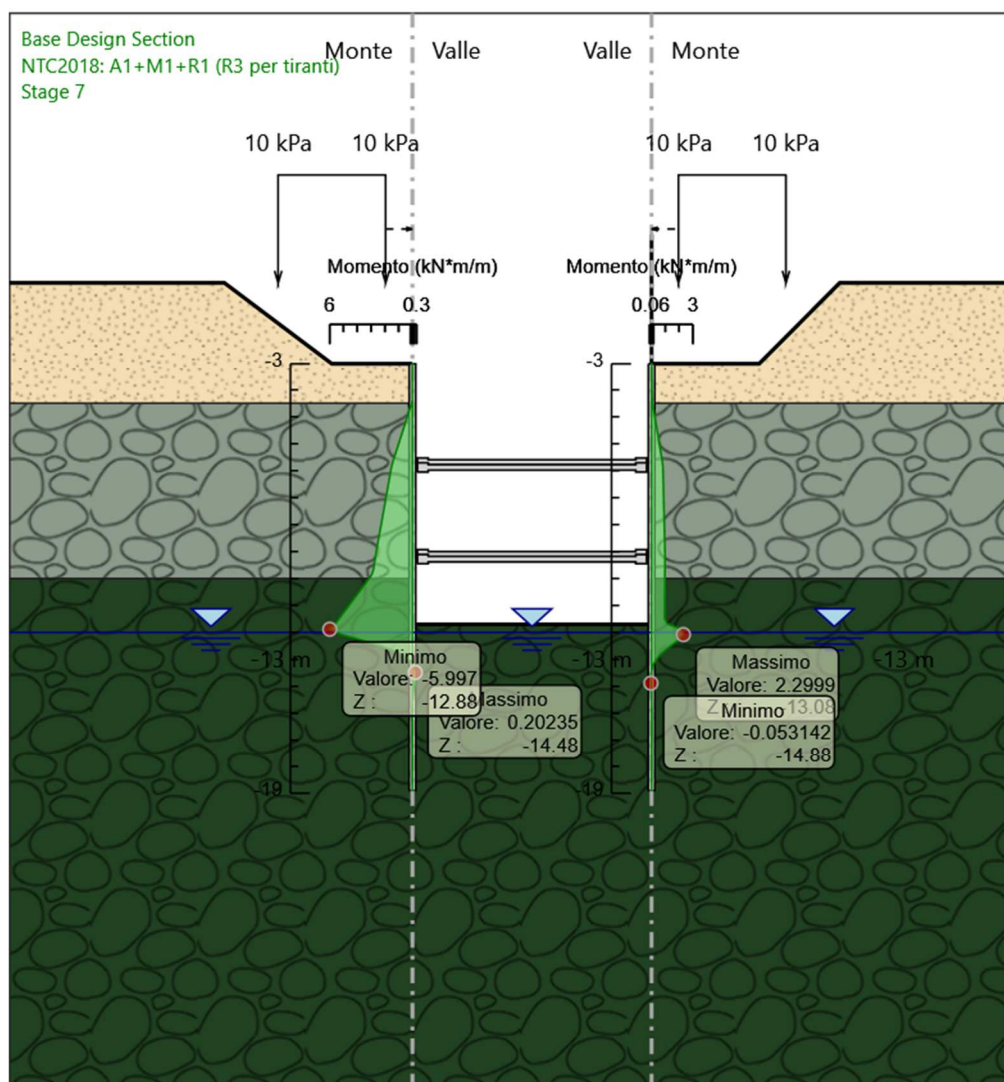
Paratia dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 4.45 Z = -4.6 m D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)
Max. taglio [kN/m] 9.7 Z = -4.6 m D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.022 Z =
-4.6 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.007 Z = -4.4
m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)

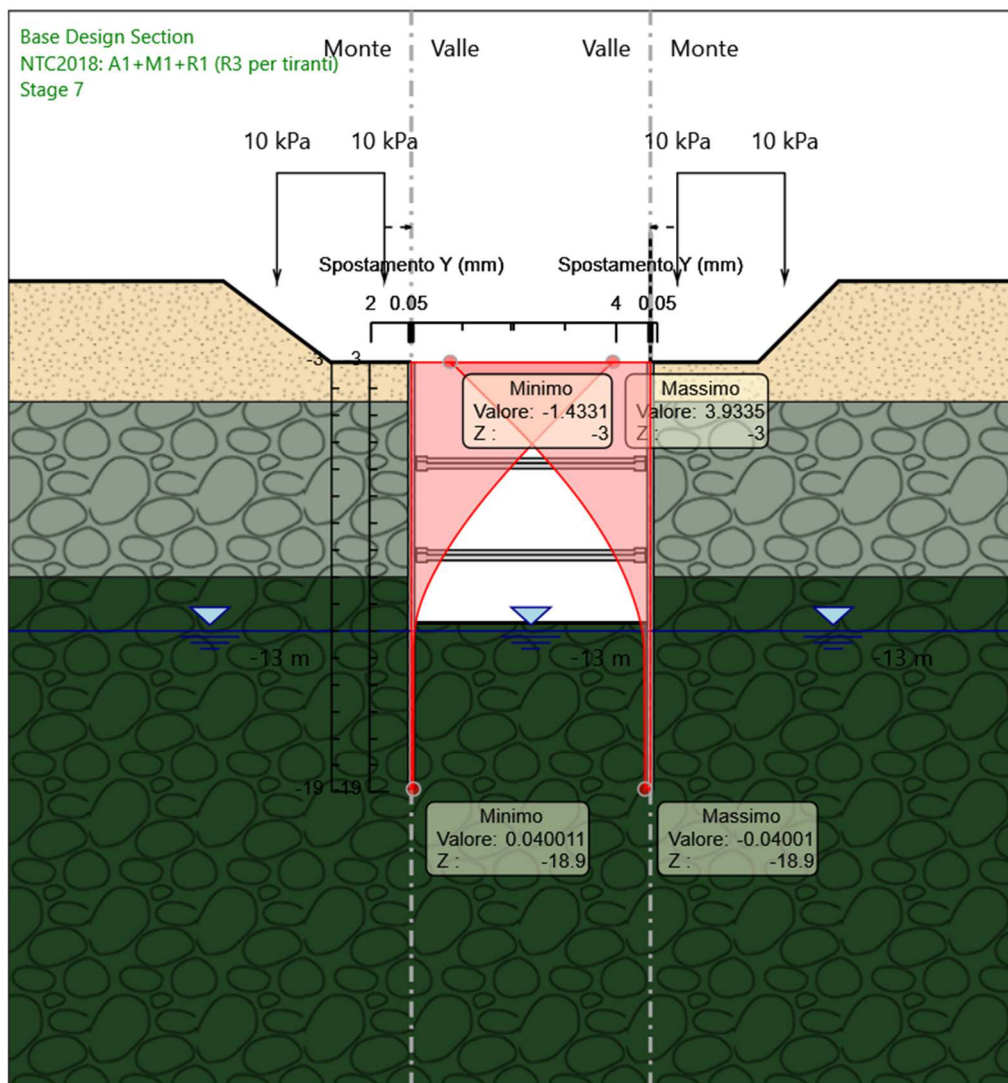
Risultati puntoni (truss)

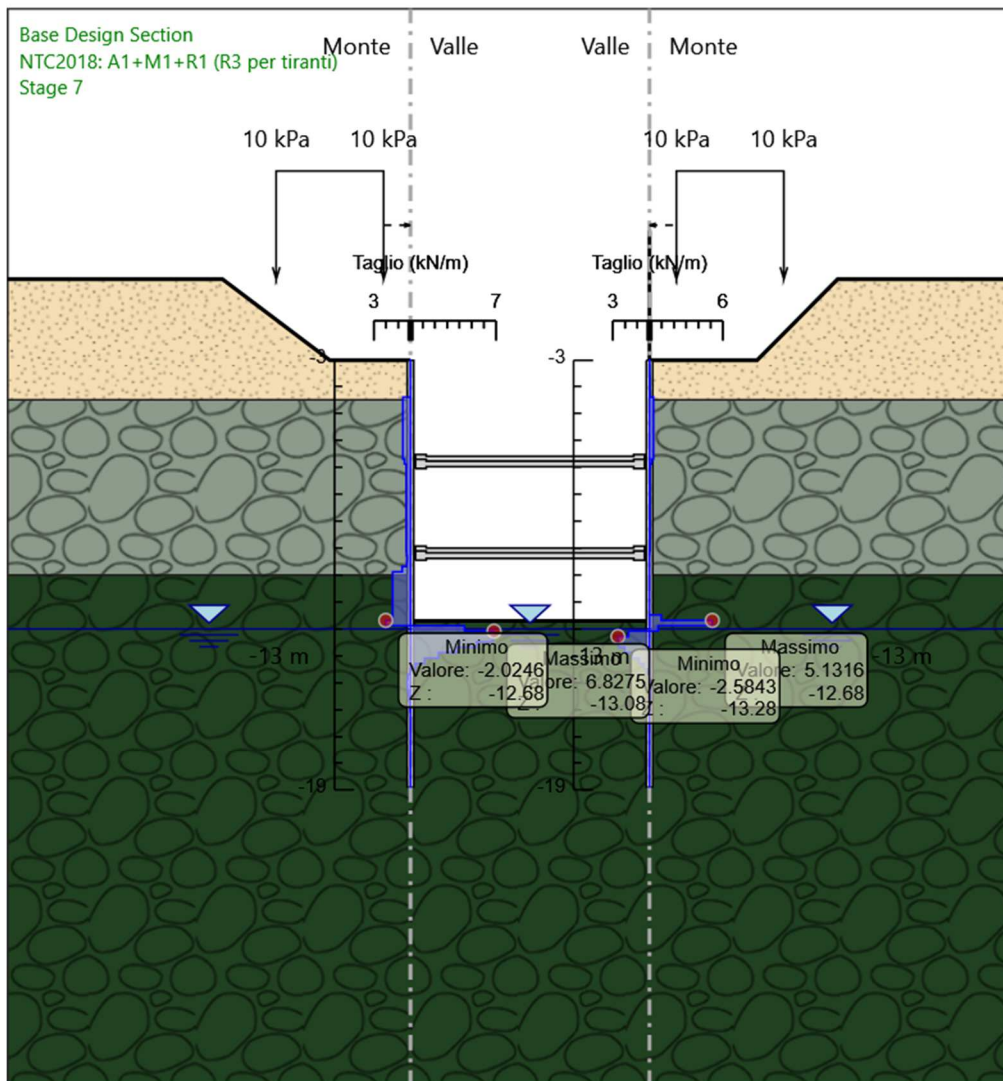
Puntone 2a (1 / 8 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)
Min. forza [kN] -0.19 D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.01
D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
Trave di ripartizione-S355

Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt.
0 STEEL D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
(Stage 7) (Default Left Waler Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt.
0 STEEL D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
(Stage 7) (Default Right Waler Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Puntone 1a (1 / 8 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 3)
Min. forza [kN] -0.85 D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.06
D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
Trave di ripartizione-S355
Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt.
0.01 STEEL D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
(Stage 7) (Default Left Waler Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt.
0.01 STEEL D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
(Stage 7) (Default Right Waler Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Puntone 2b (1 / 8 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)
Min. forza [kN] -0.19 D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.01
D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
Trave di ripartizione-S355
Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt.
0 STEEL D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
(Stage 7) (Default Left Waler Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt.
0 STEEL D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
(Stage 7) (Default Right Waler Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Puntone 1b (1 / 8 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 3)
Min. forza [kN] -0.84 D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.06
D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
Trave di ripartizione-S355
Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt.
0.01 STEEL D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
(Stage 7) (Default Left Waler Travi di ripartizione longitudinale-S355)
Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt.
0.01 STEEL D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
(Stage 7) (Default Right Waler Travi di ripartizione longitudinale-S355)

GRAFICI SOLLECITAZIONI (MOMENTO, AZIONE CIRCONFERENZIALE) E SPOSTAMENTI
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 7 / STAGE 7)
SLU – COMBINAZIONE A1+M1+R1



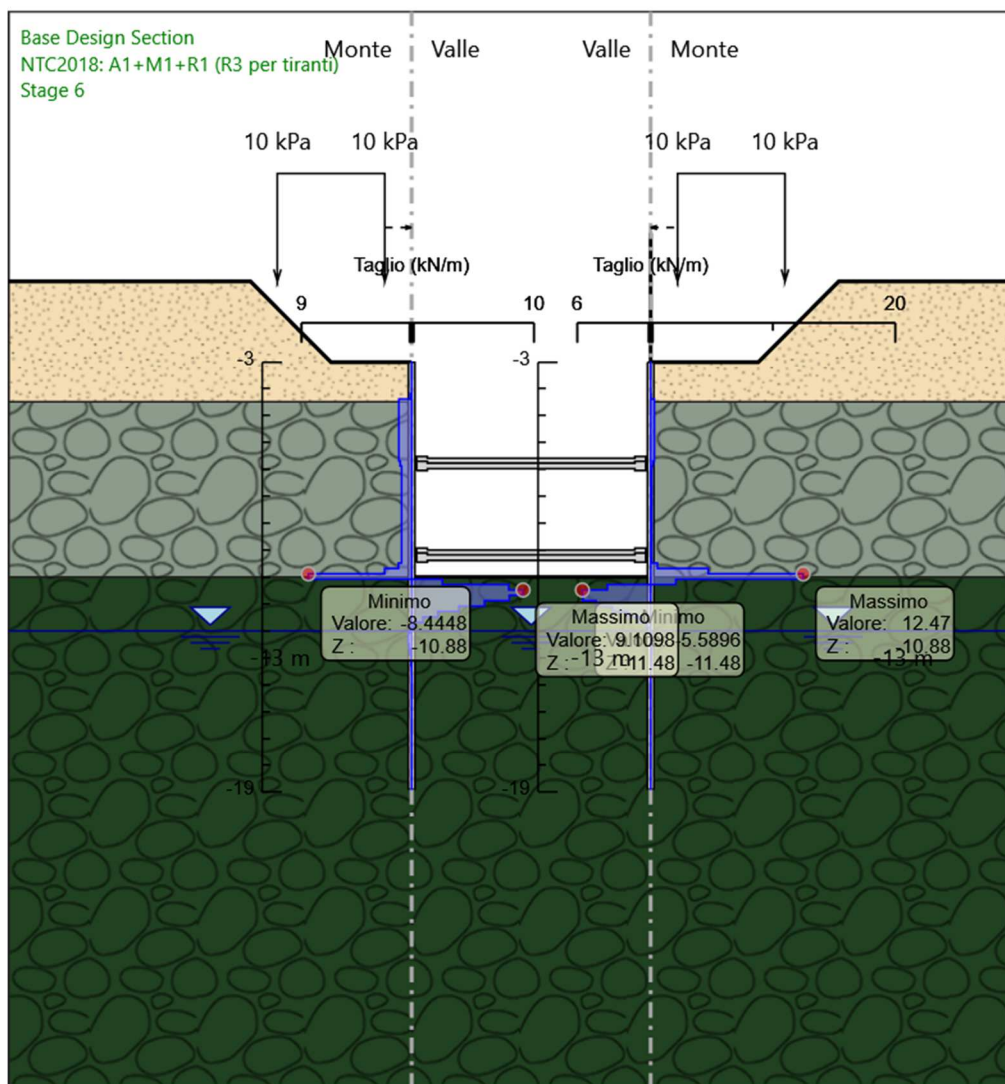




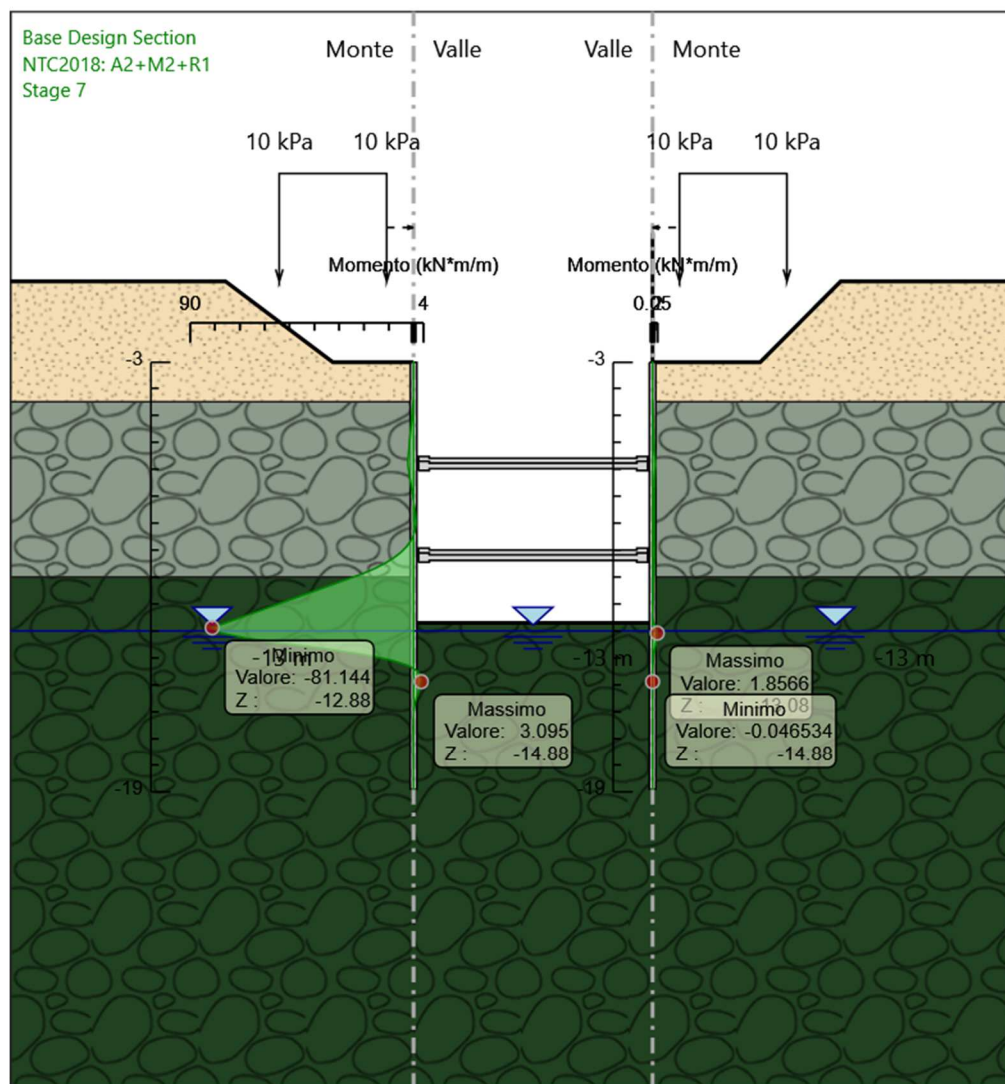
GRAFICI SOLLECITAZIONI (TAGLIO)

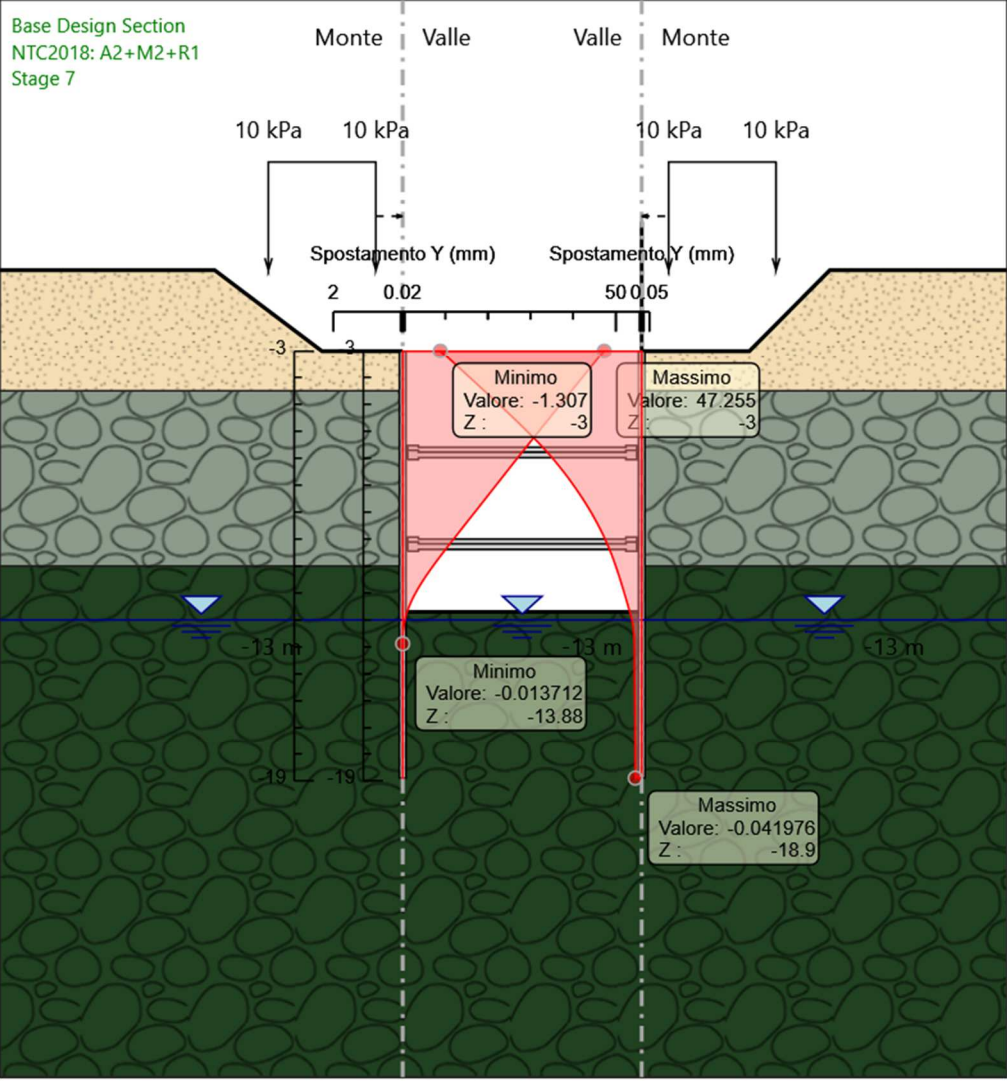
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 6 / STAGE 6)

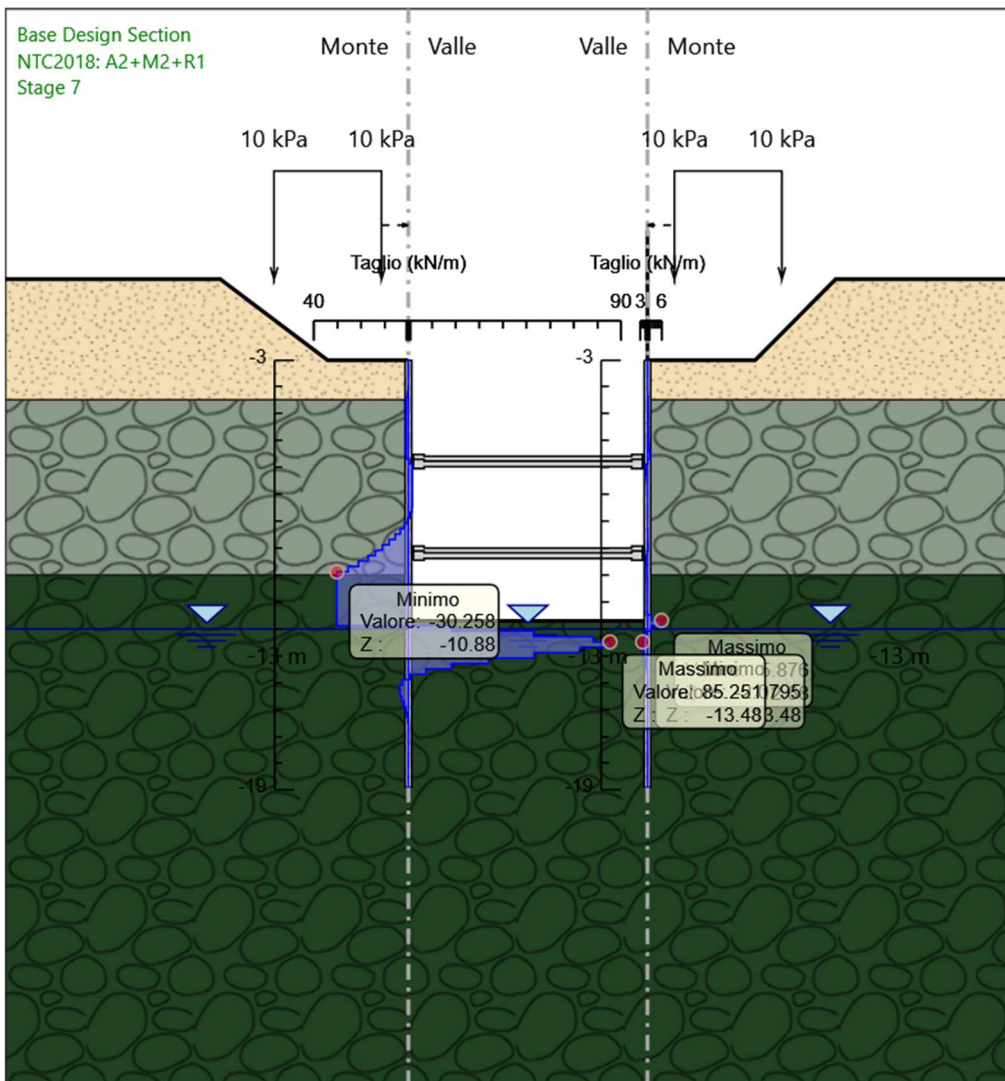
SLU – COMBINAZIONE A1+M1+R1



GRAFICI SOLLECITAZIONI (MOMENTO, AZIONE CIRCONFERENZIALE) E SPOSTAMENTI
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 7 / STAGE 7)
SLU – COMBINAZIONE A2+M2+R1



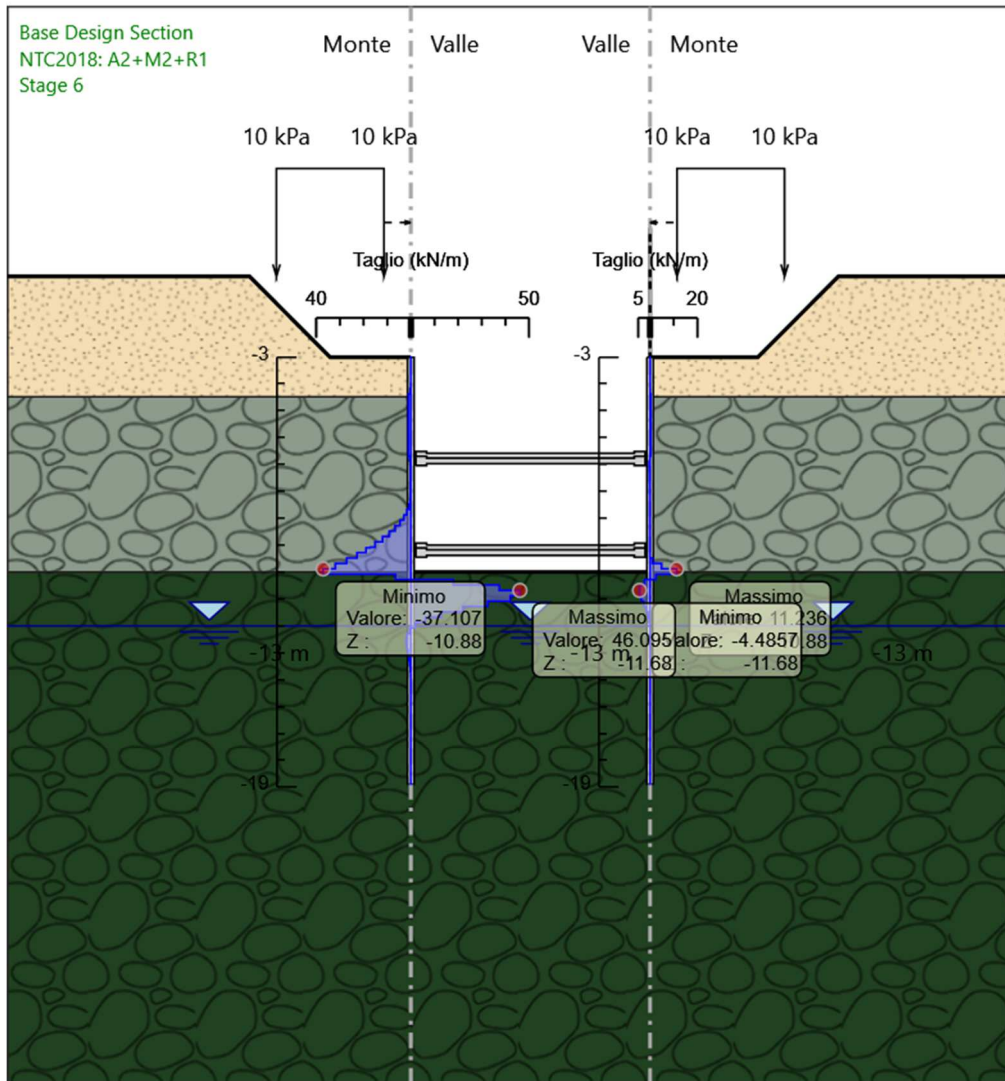




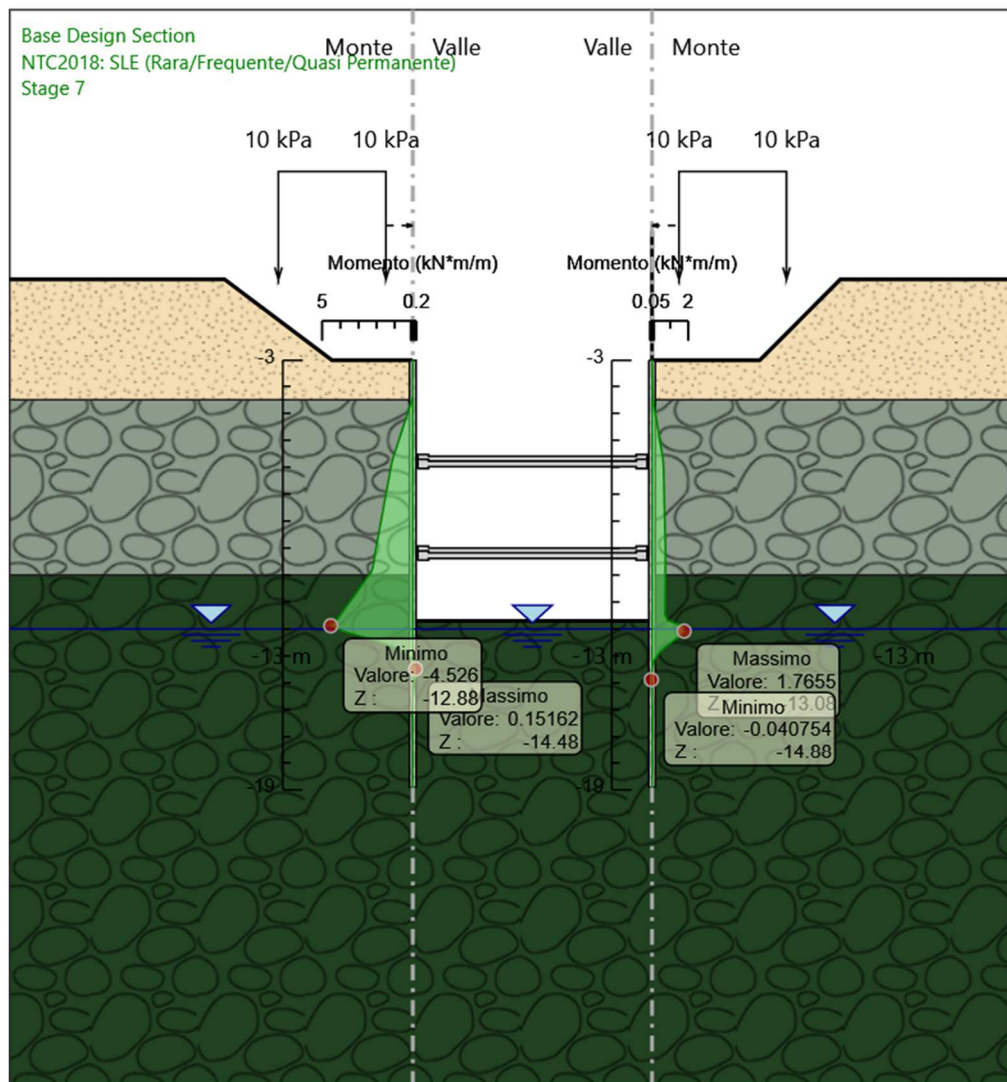
GRAFICI SOLLECITAZIONI (TAGLIO)

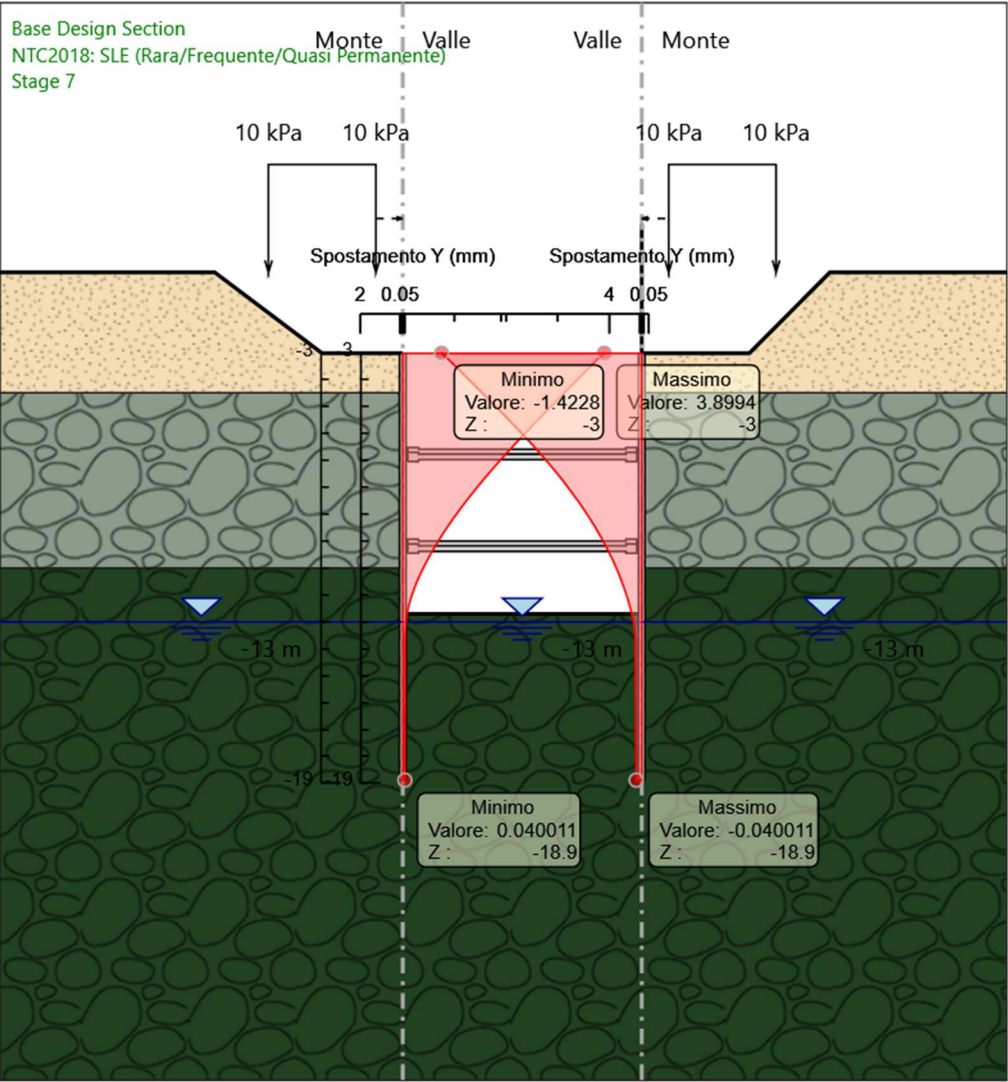
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 6 / STAGE 6)

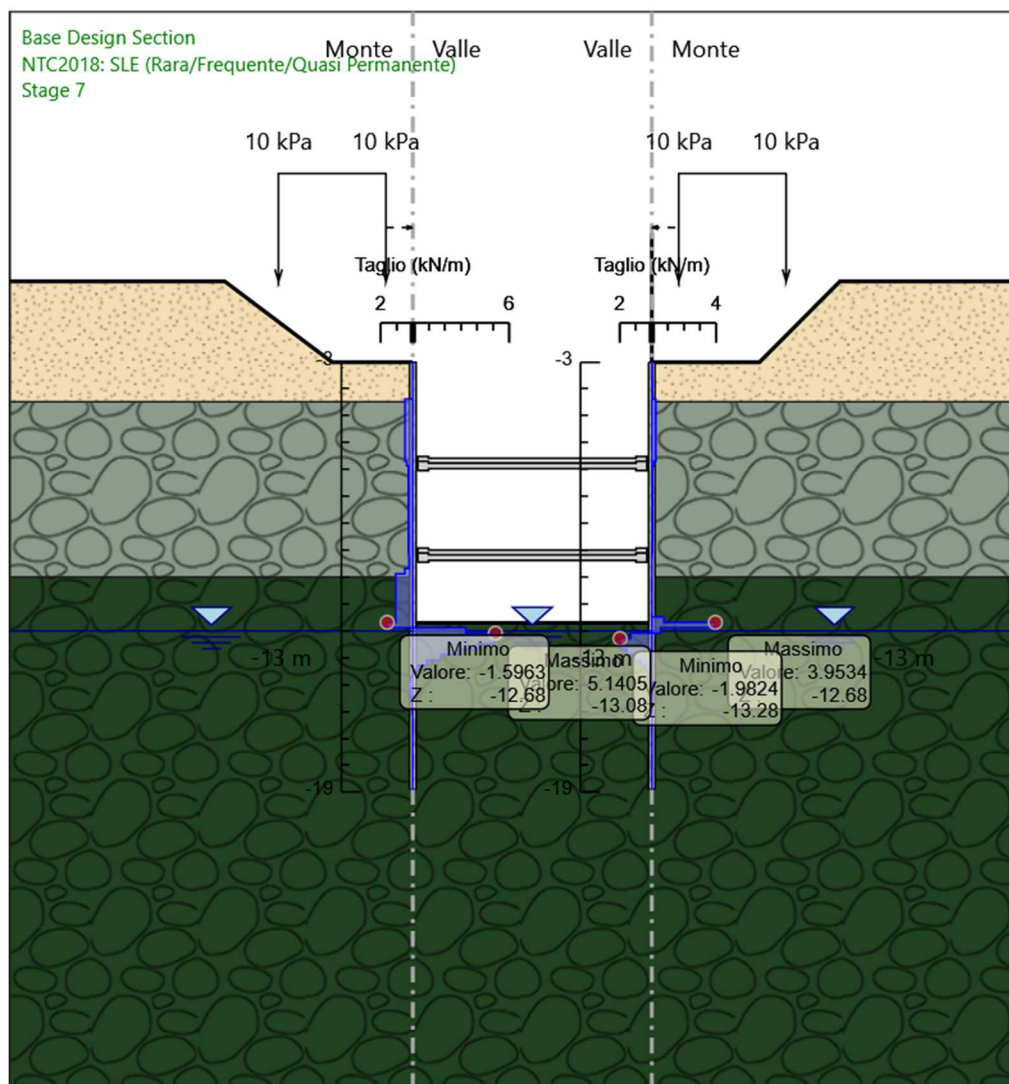
SLU – COMBINAZIONE A2+M2+R1



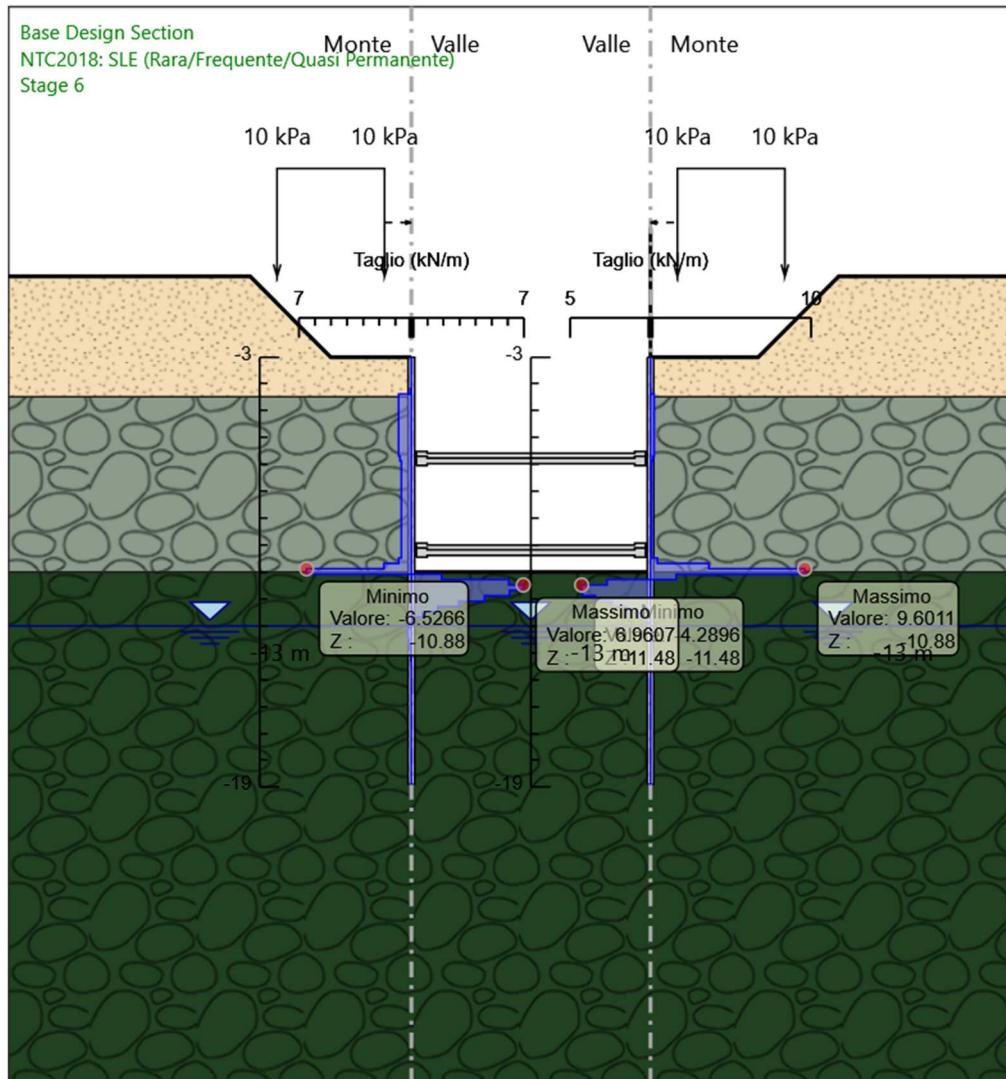
**GRAFICI SOLLECITAZIONI (MOMENTO E AZIONE CIRCONFERENZIALE) E SPOSTAMENTI
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 7 / STAGE 7)
SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)**







GRAFICI SOLLECITAZIONI (TAGLIO)
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 6 / STAGE 6)
SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)



VERIFICHE TASSO DI SFRUTTAMENTO MASSIMO A MOMENTO FLETTENTE

Z (m)	TASSO DI SFRUTTAMENTO A MOMENTO	VERIFICATO
-12.88	0,408	SI

VERIFICHE TASSO DI SFRUTTAMENTO MASSIMO A TAGLIO

Z (m)	TASSO DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO	VERIFICATO
-13.48	0,059	SI

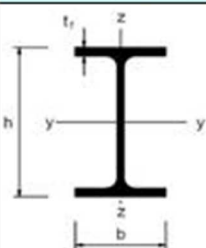
Per contrastare le azioni sono state inserite 2 coppie di travi longitudinali di contrasto HE180A rispettivamente a quota assoluta 546.20 m e 549,8 m s.l.m...

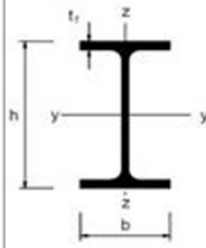
Vengono riportate le verifiche a stabilità a carico di punta intorno all'asse y-y e all'asse z-z per le travi longitudinali prendendo in considerazione la combinazione di sollecitazioni più gravosa (A1+M1+R1) per le azioni circolferenziali ottenute dal codice di calcolo.

Le travi sono considerate incastrate agli estremi e dunque la lunghezza libera d'inflessione è stata considerata pari a 4 m, ovvero la metà della lunghezza della trave.

Tutte le verifiche geotecniche e strutturali della paratia e dei relativi elementi di rinforzo possono essere ritenute soddisfatte, con valori di spostamento in esercizio ($<0,005 H \approx 10$ cm) e valori di sollecitazione in esercizio e a stato limite ultimo ammissibili e compatibili con l'uso e la funzionalità cantieristica dell'opera.

- Quota 546.20 m s.l.m.

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta			
 (Instabilità attorno all'asse y-y) $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$ N_{Ed} = azione di compressione di calcolo $N_{b,Rd}$ = resistenza all'instabilità nell'asta compressa χ = coefficiente che dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato A = area lorda della sezione f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento γ_{M1} = coefficiente di sicurezza Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3			
INPUT			
Definizione dell'azione sollecitante	N = 11 [kN]		
Caratteristiche del profilo	HE 180 A	L_{cr} [m] =	4.00
Classe dell'acciaio	S355JO - S355JR - S355J2		
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)			
N_{Ed} =	11.00 [kN]	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$ =	0.01 ✔
$N_{b,Rd}$ =	1196.58 [kN]	Verifica soddisfatta	

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta			
 (Instabilità attorno all'asse z-z) $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$ N_{Ed} = azione di compressione di calcolo $N_{b,Rd}$ = resistenza all'instabilità nell'asta compressa χ = coefficiente che dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato A = area lorda della sezione f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento γ_{M1} = coefficiente di sicurezza Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3			
INPUT			
Definizione dell'azione sollecitante	N = 11 [kN]		
Caratteristiche del profilo	HE 180 A	L_{cr} [m] =	4.00
Classe dell'acciaio	S355JO - S355JR - S355J2		
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)			
N_{Ed} =	11.00 [kN]	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$ =	0.02 ✔
$N_{b,Rd}$ =	694.77 [kN]	Verifica soddisfatta	

La verifica risulta soddisfatta per entrambi gli assi principali di riferimento.

Quota a 549,8 m s.l.m.

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta			
(Instabilità attorno all'asse y-y)			
	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$		
	N_{Ed} = azione di compressione di calcolo $N_{b,Rd}$ = resistenza all'instabilità nell'asta compressa χ = coefficiente che dipende di tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato A = area lorda della sezione f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento γ_{M1} = coefficiente di sicurezza		
	Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3		
	INPUT		
	Definizione dell'azione sollecitante $N =$ 4 [kN]		
Caratteristiche del profilo HE 180 A		L_{cr} [m] = 4.00	
Classe dell'acciaio S355JO - S355JR - S355J2			
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)			
$N_{Ed} =$	4.00 [kN]	$N_{Ed} / N_{b,Rd} =$	0.00
$N_{b,Rd} =$	1196.58 [kN]		
			Verifica soddisfatta

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta			
(Instabilità attorno all'asse z-z)			
	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$		
	N_{Ed} = azione di compressione di calcolo $N_{b,Rd}$ = resistenza all'instabilità nell'asta compressa χ = coefficiente che dipende di tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato A = area lorda della sezione f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento γ_{M1} = coefficiente di sicurezza		
	Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3		
	INPUT		
	Definizione dell'azione sollecitante $N =$ 4 [kN]		
Caratteristiche del profilo HE 180 A		L_{cr} [m] = 4.00	
Classe dell'acciaio S355JO - S355JR - S355J2			
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)			
$N_{Ed} =$	4.00 [kN]	$N_{Ed} / N_{b,Rd} =$	0.01
$N_{b,Rd} =$	694.77 [kN]		
			Verifica soddisfatta

La verifica risulta soddisfatta per entrambi gli assi principali di riferimento.

7.3.2 Paratia di sostegno scavo vasca di dissipazione scarico di fondo e cantiere microtunneling

Vengono riportati in tabella i valori dei parametri geotecnici considerati per le varie unità geotecniche e relative quote. Essendo un'opera provvisoria che penetra oltre l'Orizzonte II vengono utilizzati valori massimi e medi dei parametri geotecnici delle rispettive prime due unità geotecniche del terreno.

Strato di Terreno	Quota relativa m	Terreno	γ dry kN/m ³	γ sat kN/m ³	ϕ' °	c' kPa	E kPa
1	0.0	Coltre superficiale e roccia alterata	19	20	32	10	30000
2	-4.0	Roccia fratturata	24	25	35	50	800000
3	-8	Roccia di base debolmente fratturata	26	26	42	130	2500000

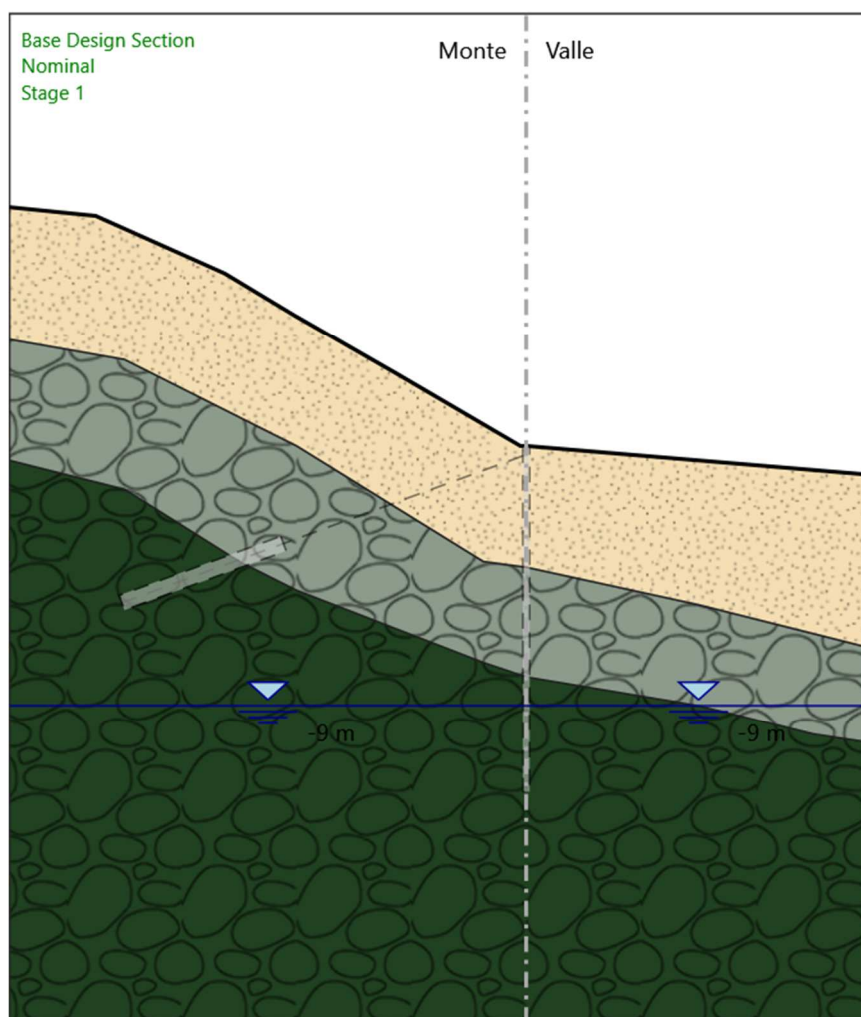
La quota assoluta di falda è stata cautelativamente assunta pari a 560,0 m s.l.m.

Si evidenzia che la presente paratia è stata verificata anche nello stato finale a vasca di dissipazione eseguita in relazione ad una sua funzione di tipo permanente, in considerazione del rivestimento finale in pietra della stessa nell'ambito dell'attività di ripristino e inserimento paesaggistico dell'opera di valle. Per tale configurazione finale di progetto è, stata, in tal senso, considerata anche la pertinente azione sismica agente sulla paratia, assunta quale opera di sostegno di tipo definitivo.

I tiranti della paratia limitrofi allo sbocco della galleria di derivazione, nella configurazione provvisoria di scavo propedeutica all'esecuzione della vasca di dissipazione, saranno eseguiti con deviazione di circa $5 \div 10^\circ$ al fine di evitare possibili interferenze spaziali tra le opere.

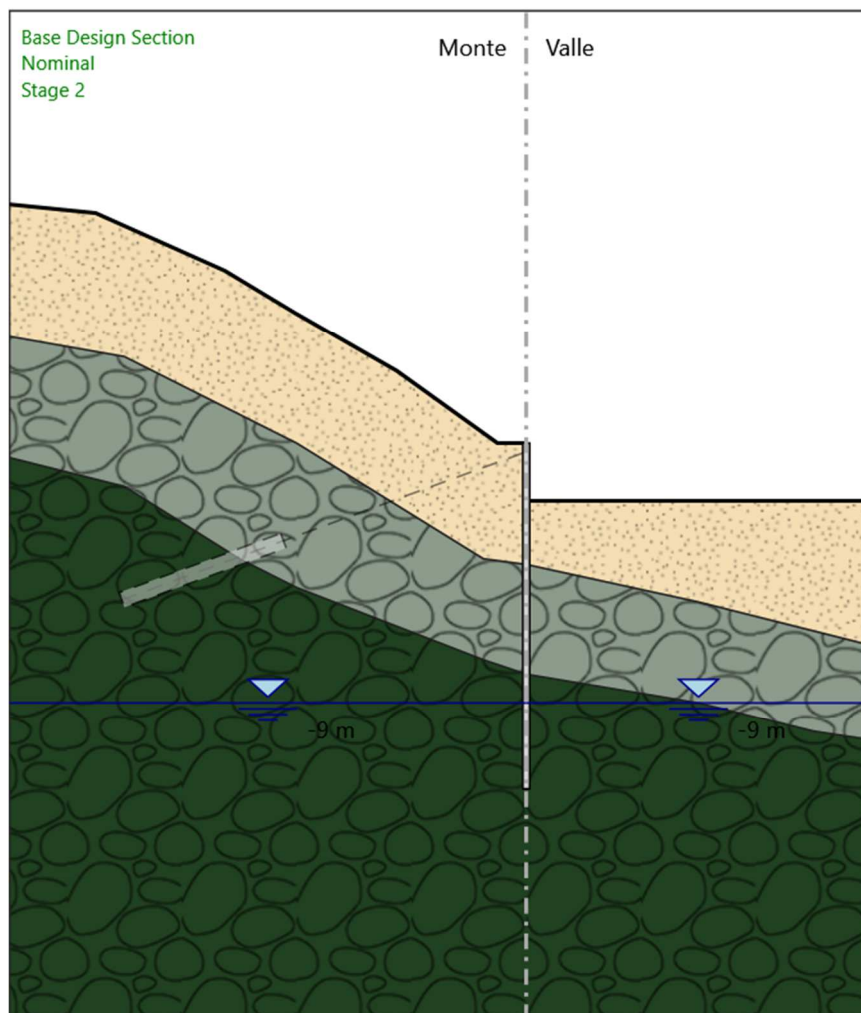
**VERIFICHE PARATIA NELLA CONFIGURAZIONE
PROVVISIONALE IN FASE CANTIERISTICA**

FASE 1 – condizione geostatica (+0,00)



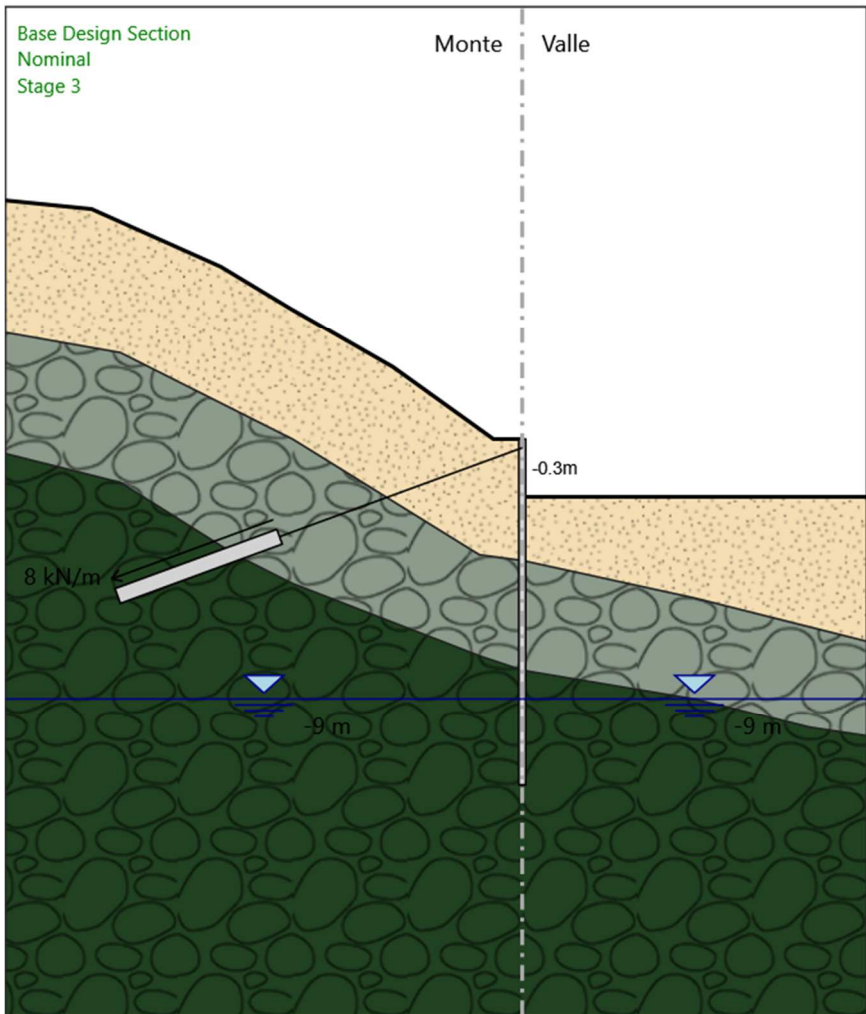
Descrizione attività ed operazioni esecutive: approntamento cantiere.

FASE 2 – scavo a quota relativa -2,0 m



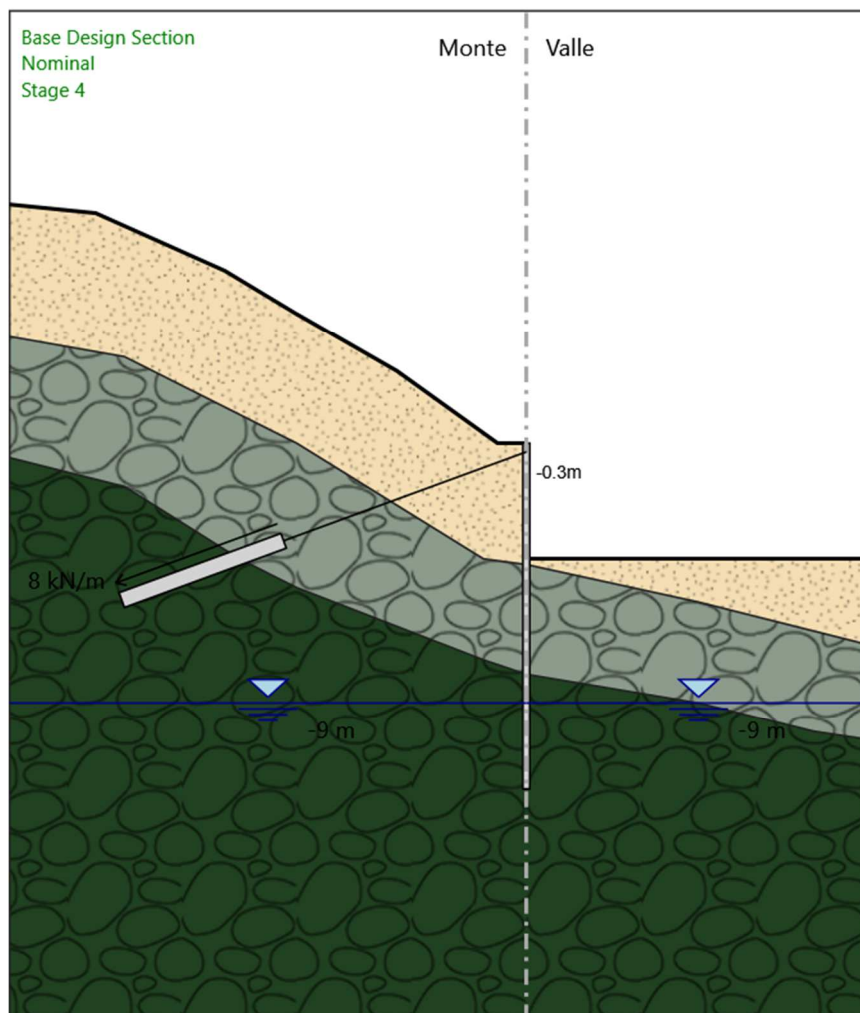
Descrizione attività ed operazioni esecutive: esecuzione paratie sino alla profondità prevista ed esecuzione trave di coronamento in c.c.a. e successivo scavo fino a profondità relativa di -2,0 m da p.c.

FASE 3 – scavo a quota relativa -2,0 m



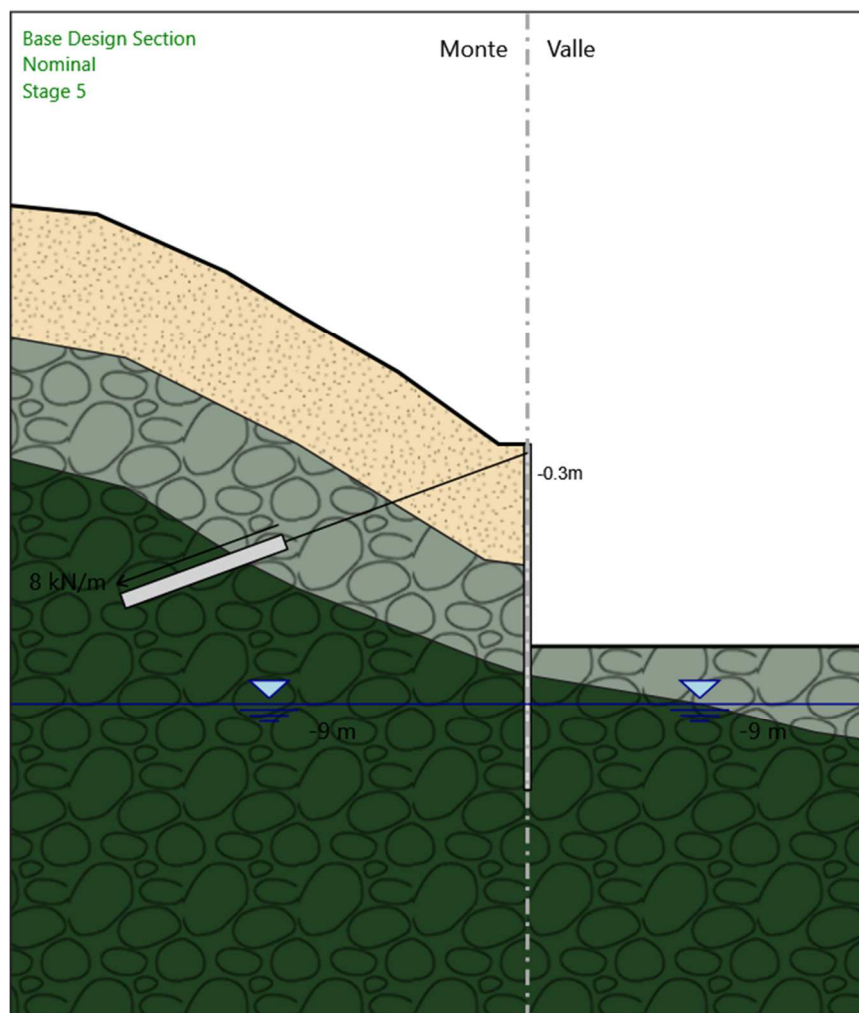
Descrizione attività ed operazioni esecutive: esecuzione tiranti paratia.

FASE 4 – scavo a quota relativa -4,0 m



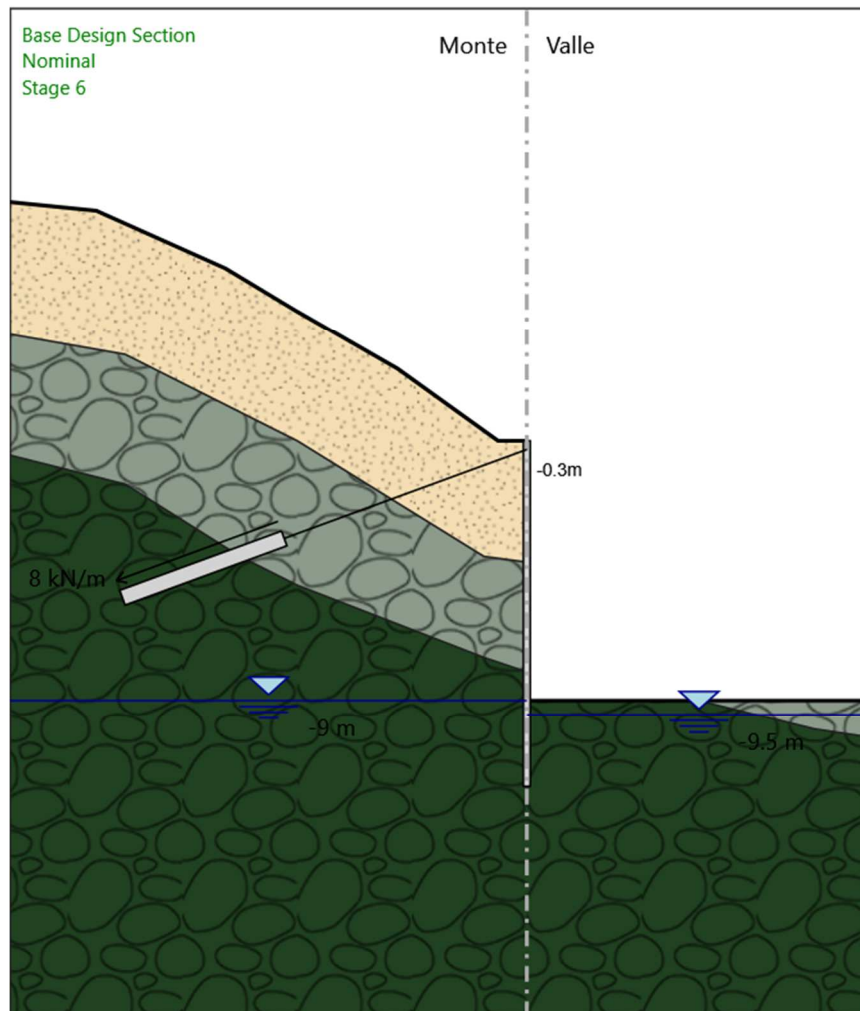
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -4,0 m da p.c..

FASE 5 – scavo a quota relativa -7,0 m



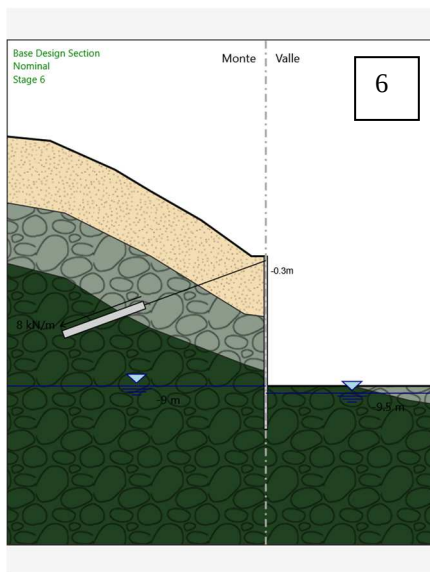
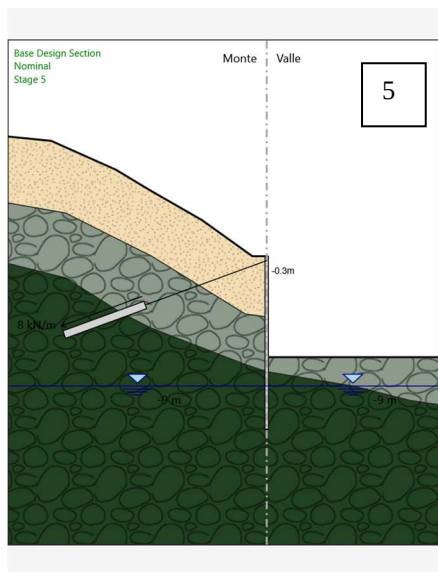
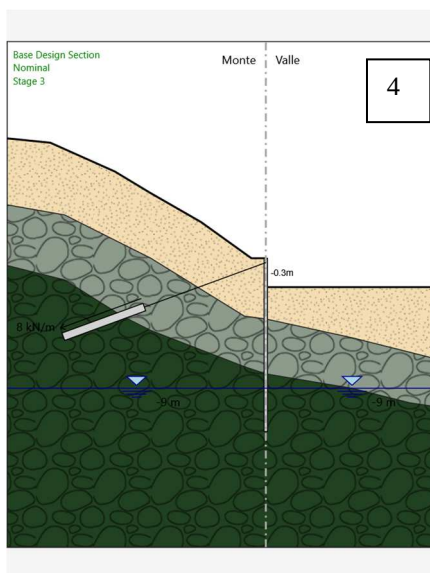
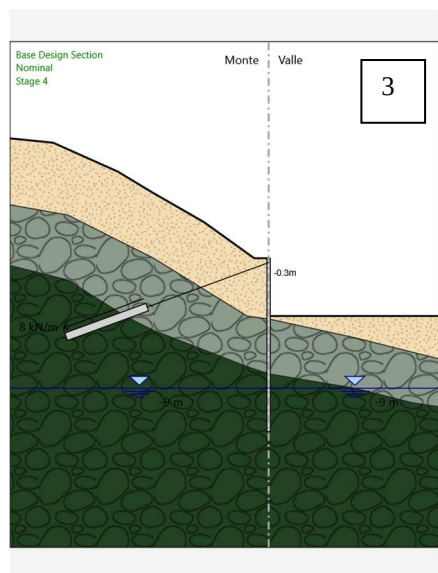
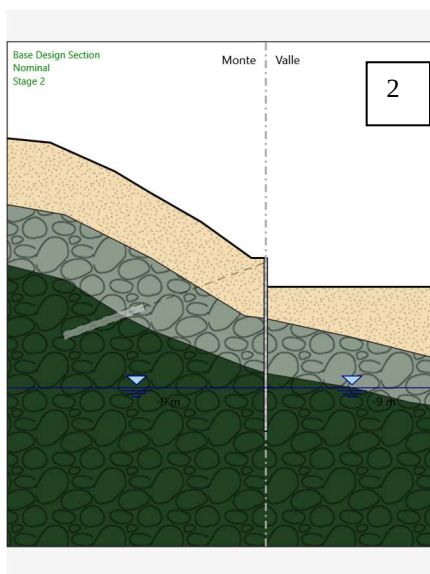
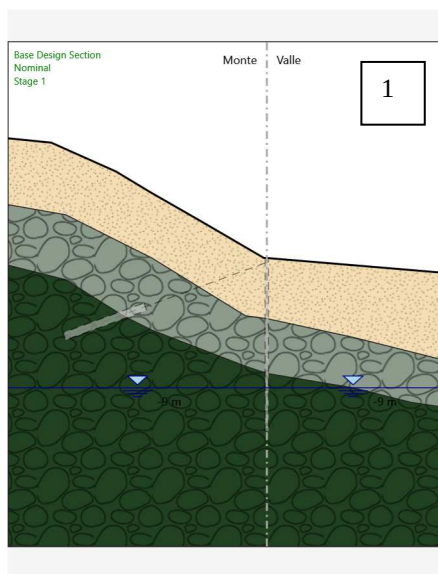
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -7,0 m da p.c..

FASE 6 – scavo a quota relativa -9,0 m



Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -9,0 m da p.c..

RIEPILOGO FASI DI SCAVO



RIEPILOGO RISULTATI DI CALCOLO E VERIFICHE

Riepilogo per la DA NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Parete <Paratia sinistra>

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.02 D.A.
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.05 D.A.
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 6)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 39.61 Z = -3.5 m D.A.
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 6)
Max. taglio [kN/m] 45.58 Z = -9.7 m D.A.
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 6)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.253 Z =
-3.5 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 6)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.033 Z = -9.5
m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 6)

Risultati tiranti

Tirante (1 / 2.5 m) Max. forza (ass.) [kN] 40.42 D.A. NTC2018:
A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 6)
Max. sfruttamento (GEO) 0.16 D.A.
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 6)
Max. sfruttamento (STR) 0.07 D.A.
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 6)

Riepilogo per la DA NTC2018: A2+M2+R1

Parete <Paratia sinistra>

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.04 D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.13 D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 6)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 98.84 Z = -9.1 m D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 6)
Max. taglio [kN/m] 118.8 Z = -9.7 m D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 6)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.631 Z =
-9.1 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 6)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.087 Z = -9.5
m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 6)

Risultati tiranti

Tirante (1 / 2.5 m) Max. forza (ass.) [kN] 72.13 D.A. NTC2018:
A2+M2+R1 (Stage 6)
Max. sfruttamento (GEO) 0.28 D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 6)
Max. sfruttamento (STR) 0.12 D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 6)

Riepilogo per la DA NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)

Parete <Paratia sinistra>

Min. spostamento laterale [mm] 0 Z = -12 m D.A. NTC2018:
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 1)
Max. spostamento laterale [mm] 8.64 Z = -3.7 m D.A. NTC2018:
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 6)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.02 D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.05 D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 6)

Risultati Elementi parete (Beam)

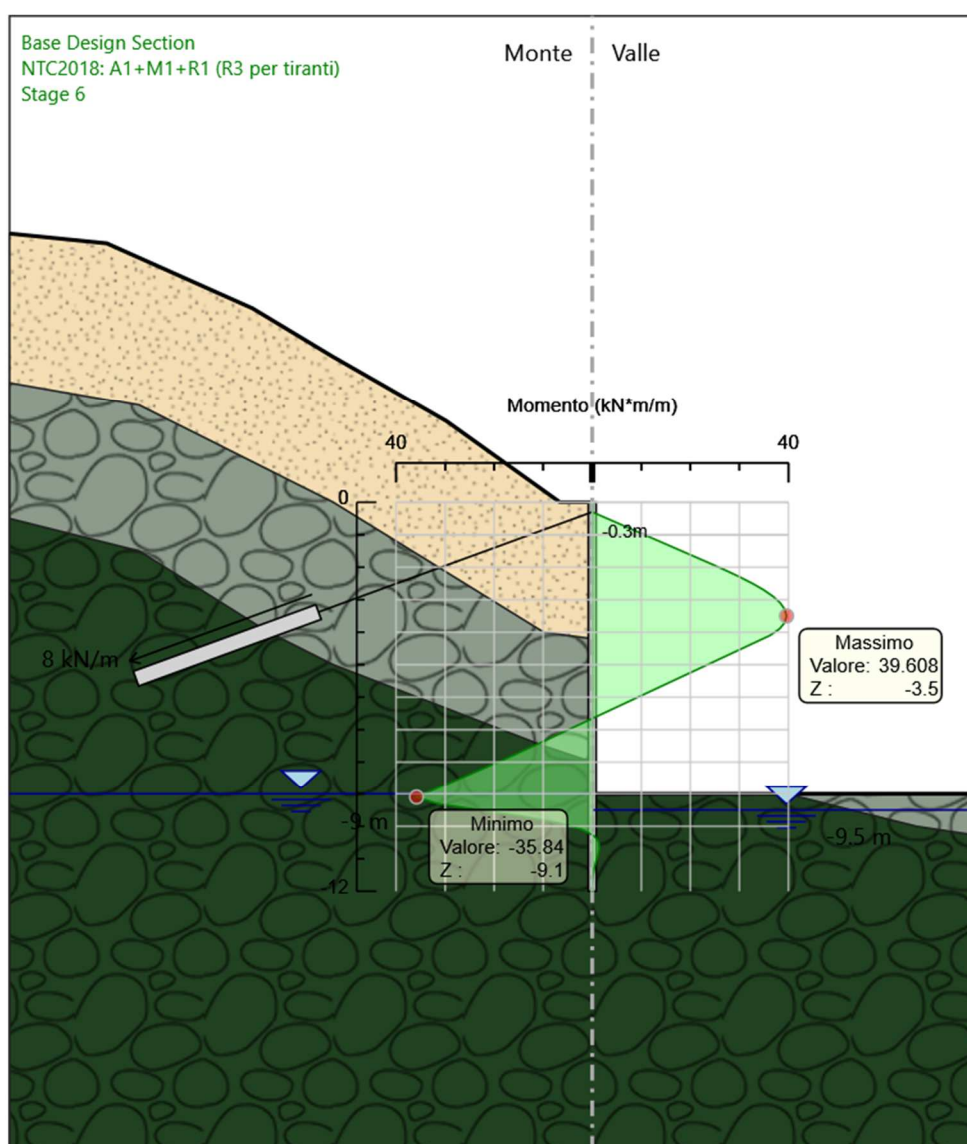
Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 30.47 Z = -3.5 m D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 6)
Max. taglio [kN/m] 35.06 Z = -9.7 m D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 6)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.195 Z =
-3.5 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 6)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.026 Z = -9.5
m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 6)

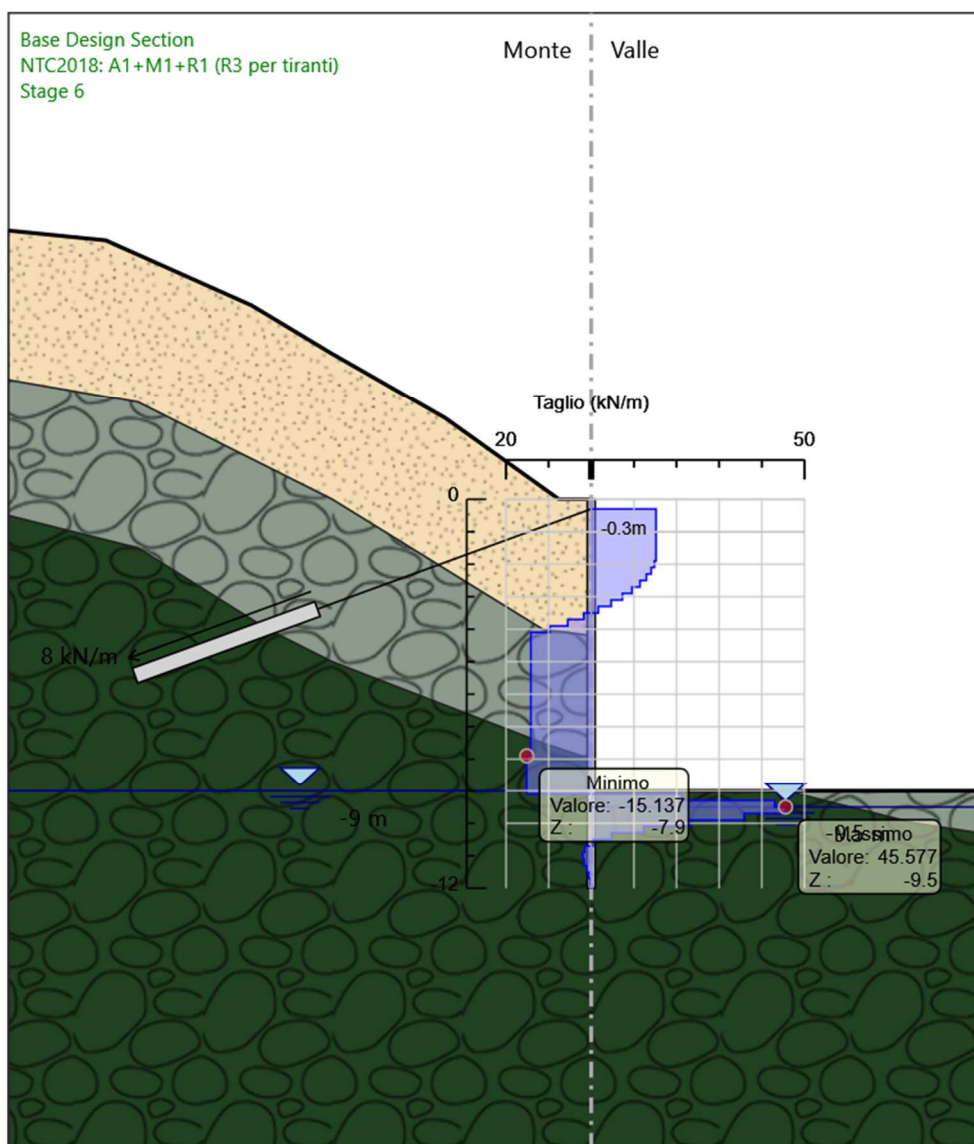
Risultati tiranti

Tirante (1 / 2.5 m) Max. forza (ass.) [kN] 31.1 D.A. NTC2018:
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 6)
Max. sfruttamento (GEO) 0.06 D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 6)
Max. sfruttamento (STR) 0.05 D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 6)

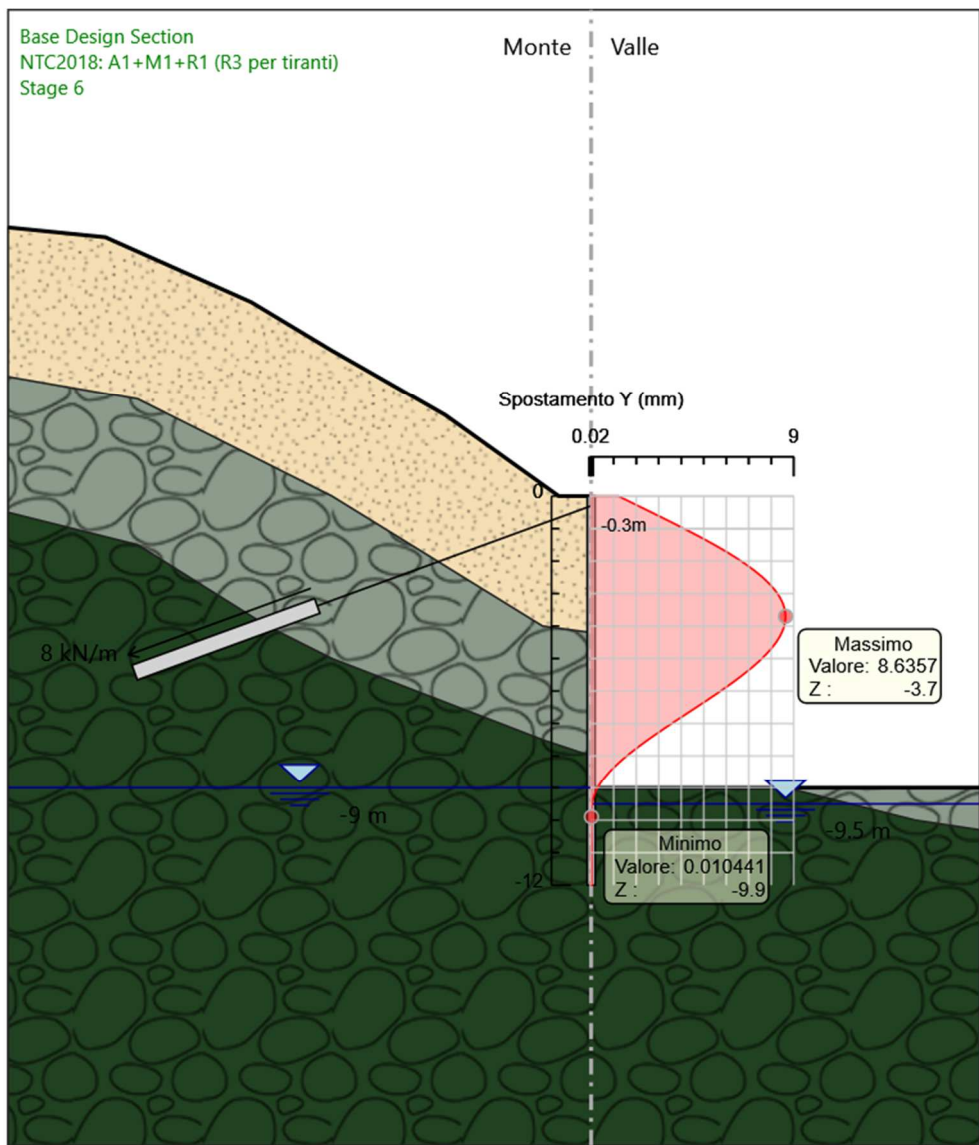
Verranno considerati i grafici delle sollecitazioni e spostamenti relativi alla fase più gravosa (stage 6).

GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 6 / STAGE 6)
SLU – COMBINAZIONE A1+M1+R1

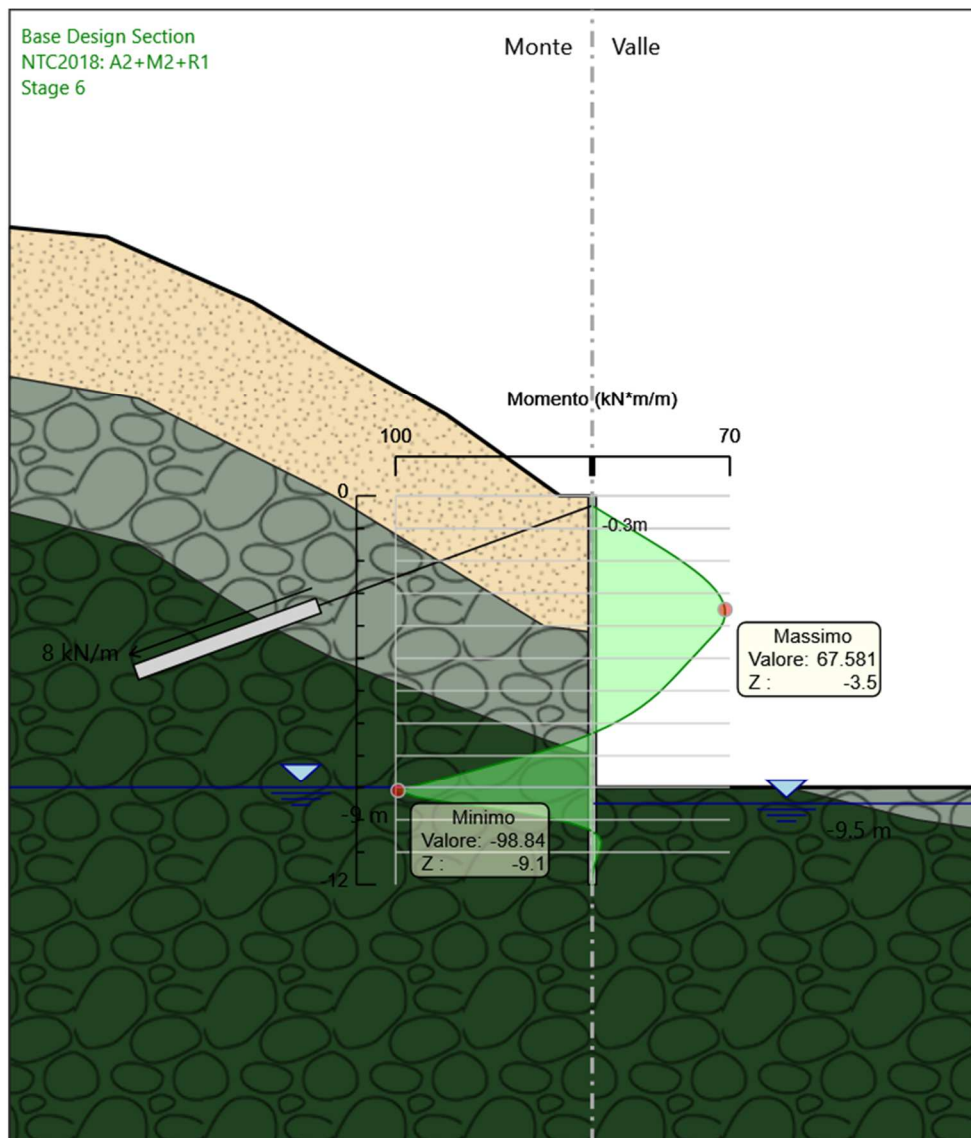


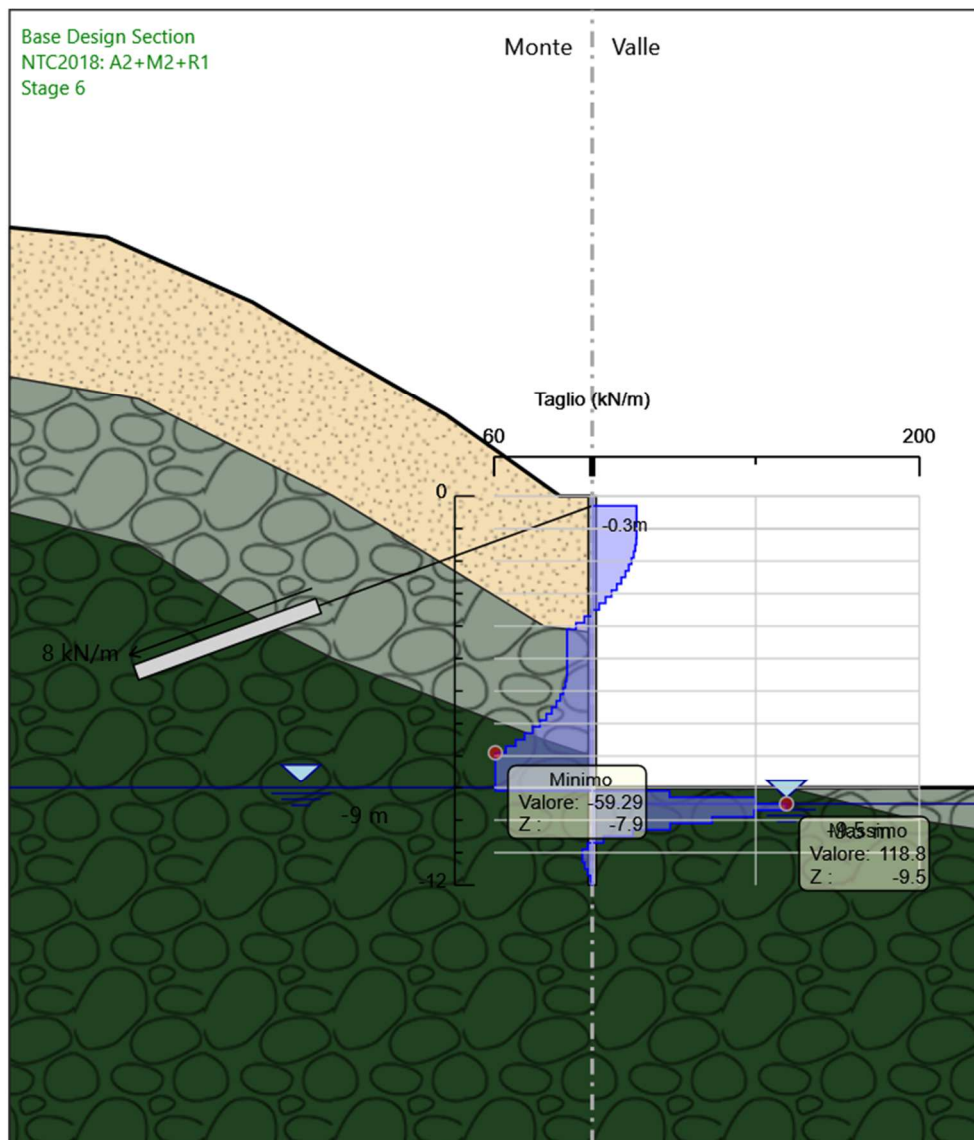


Base Design Section
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
Stage 6

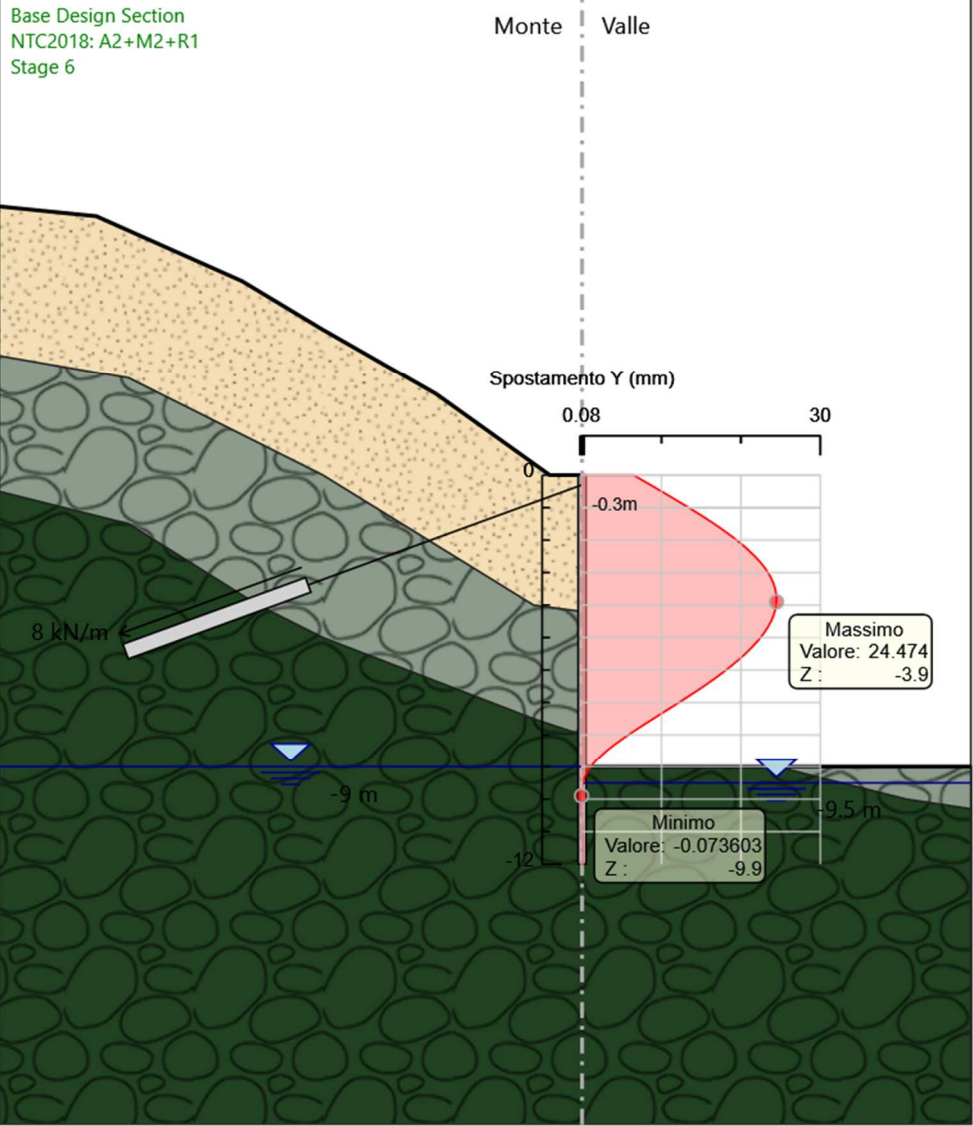


GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 6 / STAGE 6)
SLU – COMBINAZIONE A2+M2+R1

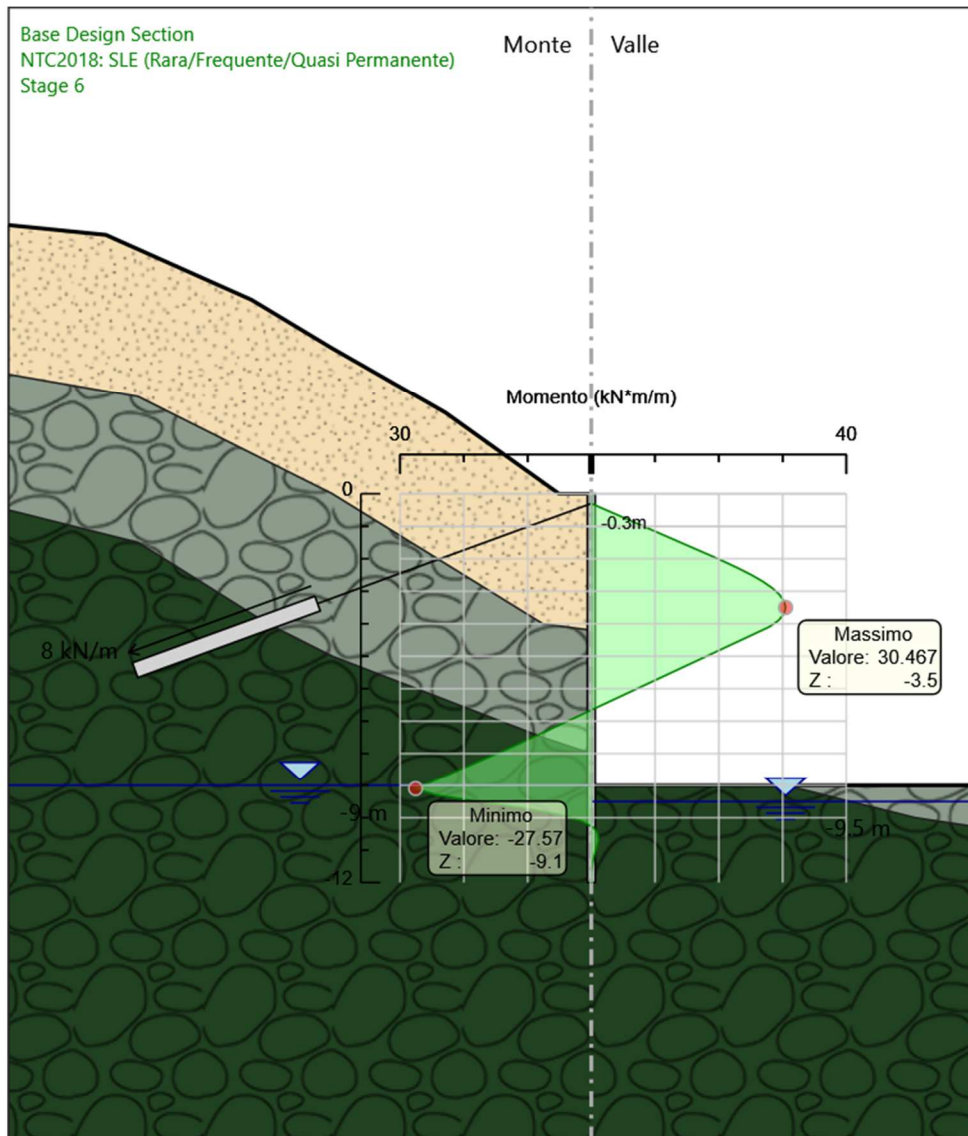


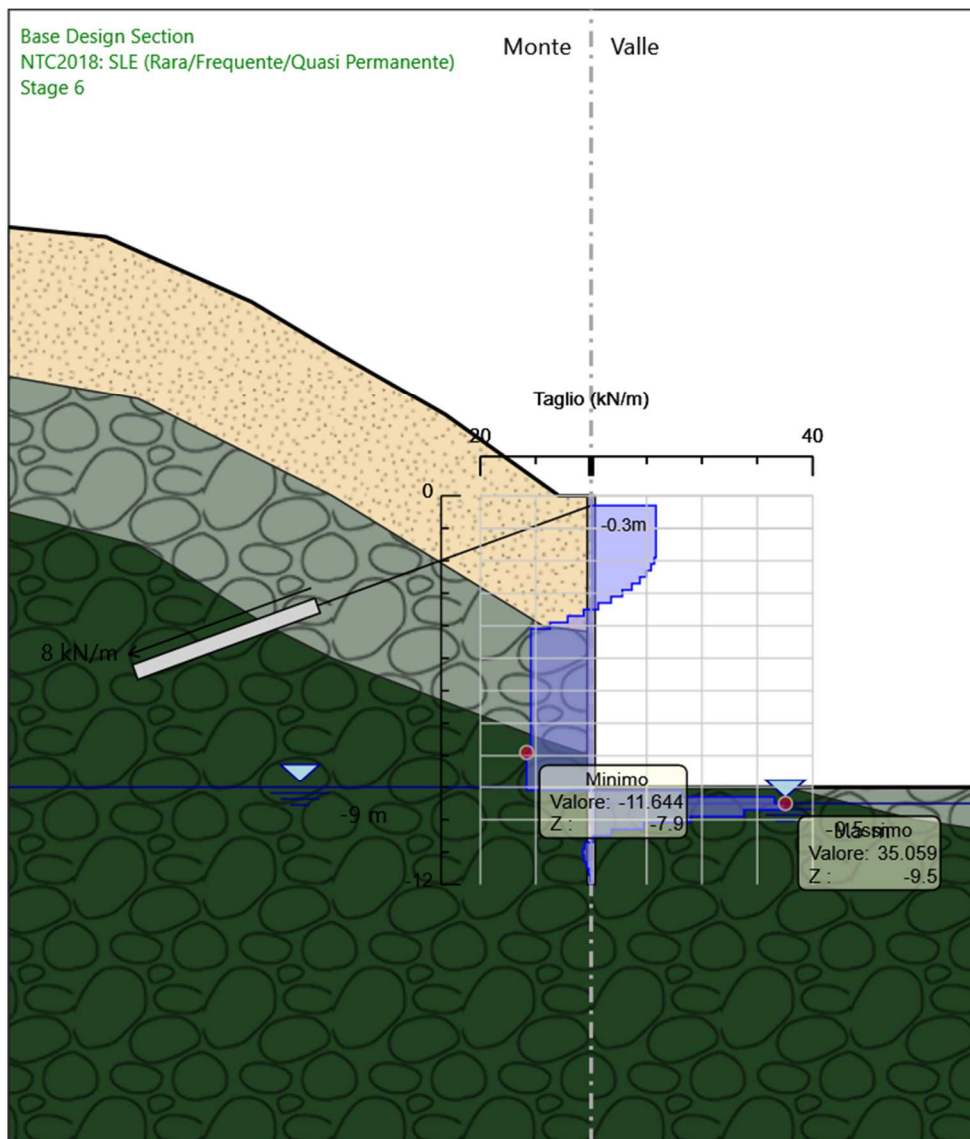


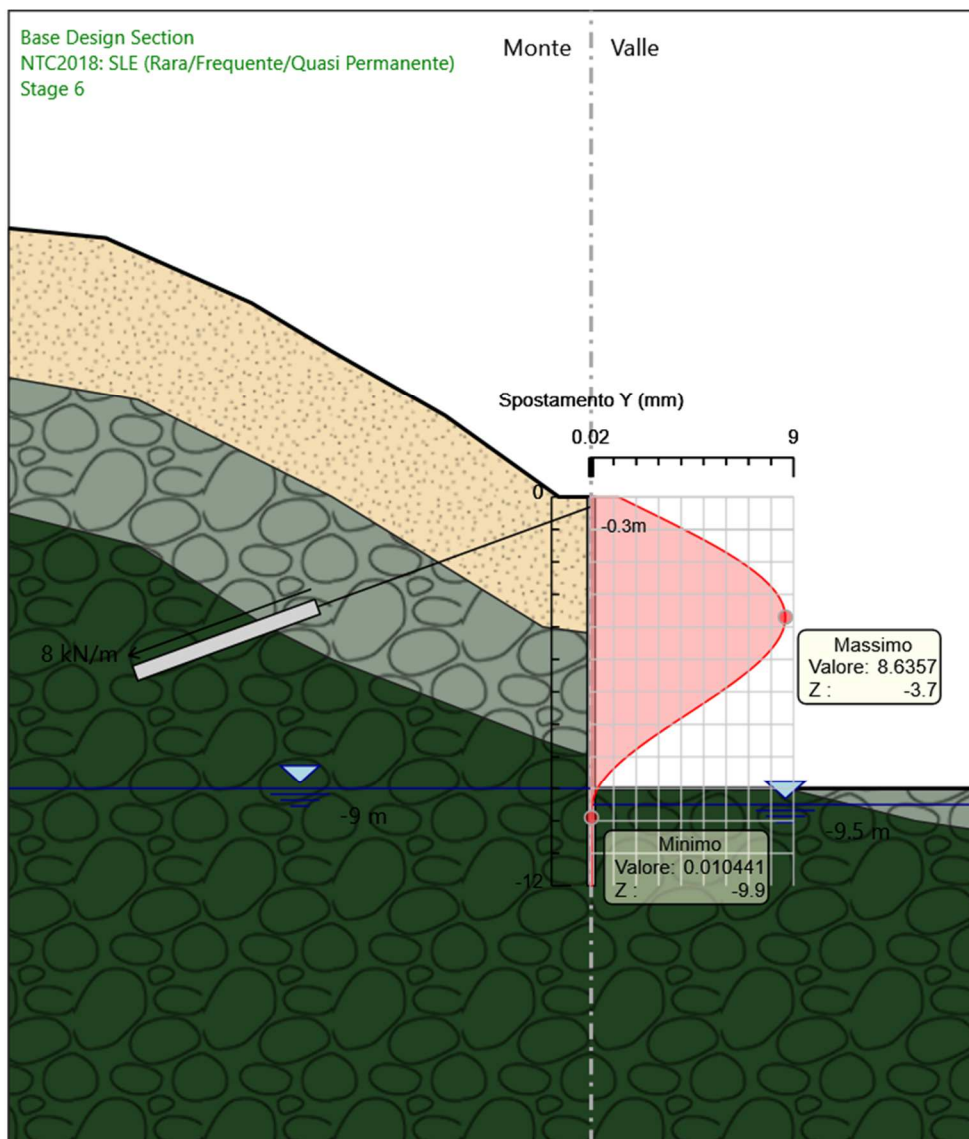
Base Design Section
NTC2018: A2+M2+R1
Stage 6



GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 6 / STAGE 6)
SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)







VERIFICHE TIRANTI – COMBINAZIONE A1+M1+R3

TIRANTE	STAGE	SOLLECITAZIONE (kN)	RESISTENZA GEO (kN)	RESISTENZA STR (kN)	RATIO GEO	RATIO STR
Tieback	Stage 3	26,000	261,62	605,557	0,099	0,043
Tieback	Stage 4	26,724	261,62	605,557	0,102	0,044
Tieback	Stage 5	33,255	261,62	605,557	0,127	0,055
Tieback	Stage 6	40,425	261,62	605,557	0,155	0,067

VERIFICHE TIRANTI – COMBINAZIONE A2+M2+R1

TIRANTE	STAGE	SOLLECITAZIONE (kN)	RESISTENZA GEO (kN)	RESISTENZA STR (kN)	RATIO GEO	RATIO STR
Tieback	Stage 3	20,000	261,62	605,557	0,076	0,033
Tieback	Stage 4	22,762	261,62	605,557	0,087	0,038
Tieback	Stage 5	51,959	261,62	605,557	0,199	0,086
Tieback	Stage 6	72,132	261,62	605,557	0,276	0,119

VERIFICHE TIRANTI – SLE COMBINAZIONE (RARA/FREQUENTE/QUASI PERMANENTE)

TIRANTE	STAGE	SOLLECITAZIONE (kN)	RESISTENZA GEO (kN)	RESISTENZA STR (kN)	RATIO GEO	RATIO STR
Tieback	Stage 3	20,000	518.00	605,557	0,039	0,033
Tieback	Stage 4	20,557	518.00	605,557	0,040	0,034
Tieback	Stage 5	25,581	518.00	605,557	0,049	0,042
Tieback	Stage 6	31,096	518.00	605,557	0,060	0,051

VERIFICHE TASSO DI SFRUTTAMENTO MASSIMO A MOMENTO FLETTENTE

Z (m)	TASSO DI SFRUTTAMENTO A MOMENTO	VERIFICATO
-9.1	0,631	SI

VERIFICHE TASSO DI SFRUTTAMENTO MASSIMO A TAGLIO

Z (m)	TASSO DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO	VERIFICATO
-9.5	0,086	SI

Di seguito vengono riportati i grafici di calcolo riguardanti la stabilità globale del manufatto secondo il metodo di *Bishop*. Trattandosi di opera provvisoria, in relazione a quanto previsto al *paragrafo 2.4.1 delle N.T.C. 2018*, non sono state considerate le azioni di tipo sismico.

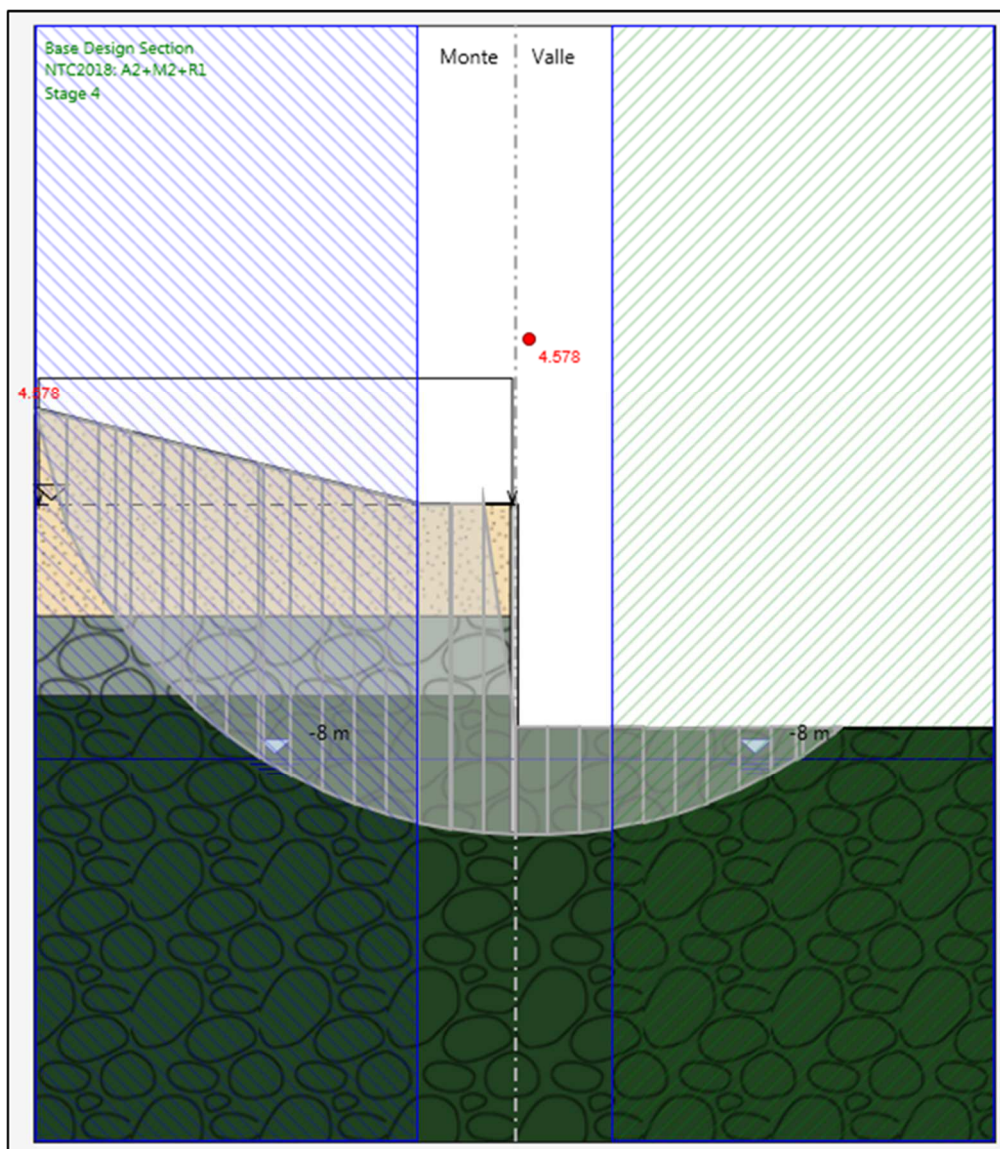


Grafico relativo alla condizione maggiormente critica. Il coefficiente di sicurezza sarà dato da:

$$FS = \frac{4,578}{\gamma_{R2}} = \frac{4,578}{1,1} = 4,16$$

e, pertanto, risulta essere sufficiente e compatibile con le finalità operative e cantieristiche dell'opera in esame.

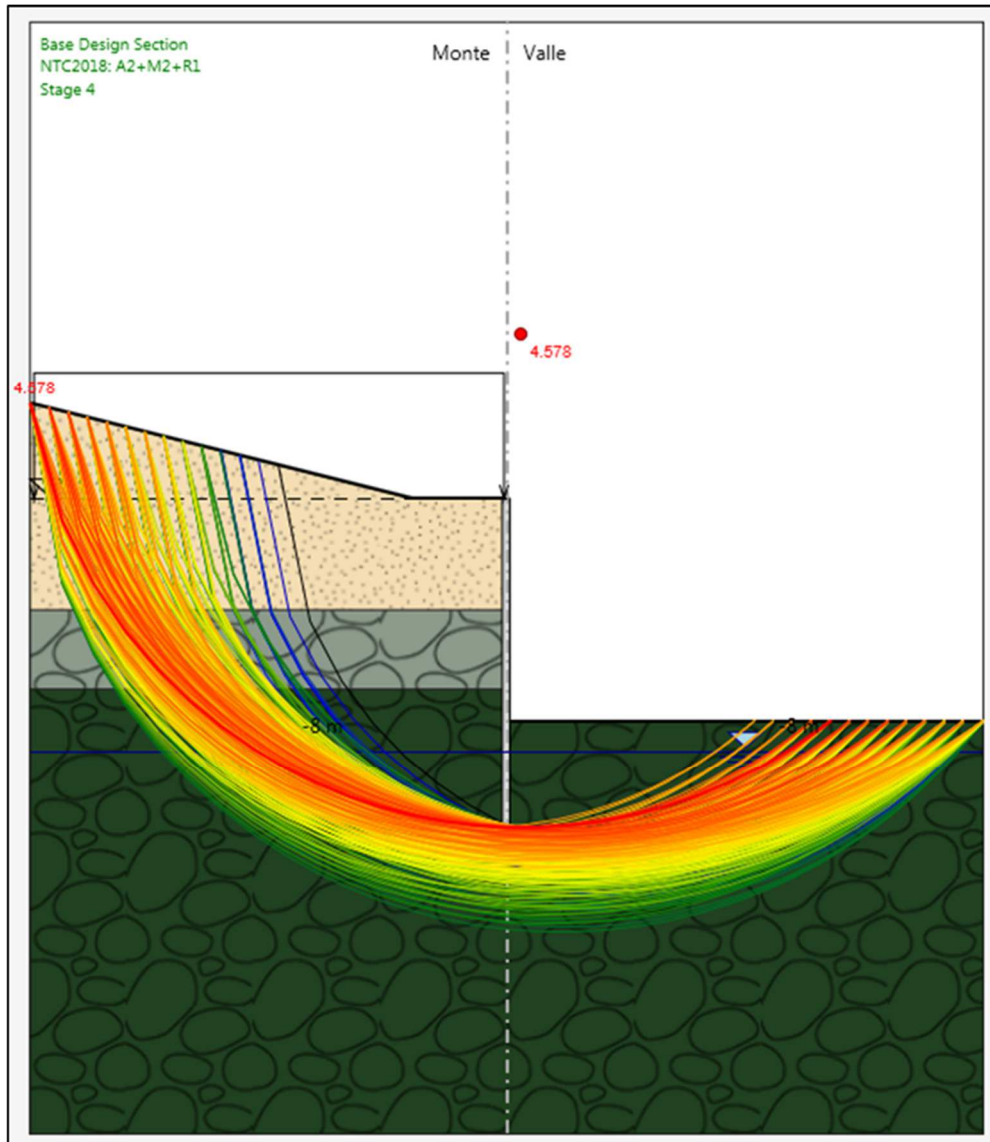


Grafico relativo a tutte le superfici critiche analizzate.

Tutte le verifiche geotecniche e strutturali della paratia e dei relativi elementi di rinforzo posso essere ritenute soddisfatte, con valori di spostamento in esercizio ($<0,005H \approx 5,5\text{cm}$) e valori di sollecitazione in esercizio e a stato limite ultimo ammissibili e compatibili con l'uso e la funzionalità cantieristica (provvisoria) dell'opera.

VERIFICHE PARATIA NELLA CONFIGURAZIONE FINALE QUALE OPERA DI SOSTEGNO DEFINITIVA

Le verifiche sono effettuate considerando la sezione in progetto con la massima altezza fuori terra residua della paratoia, senza considerare il contributo stabilizzante fornito dai tiranti (provvisori). La paratia è contrastata verso valle, alla quota relativa di -4,8 m dalla testa, dall'opera in c.c.a. di dissipazione e regolazione dello scarico di fondo lago, la quale nel modello è stata schematizzata come vincolo fisso.

Summary for DA NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)

Riepilogo per la DA NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)

Parete <Paratia sinistra> * Attenzione: gli spostamenti relativi alle DA agli Stati Limite Ultimi non sono considerati**

Min. spostamento laterale [mm]	-0.07	Z = -5.2 m D.A.	NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)			
Max. spostamento laterale [mm]	7.46	Z = 0 m D.A.	NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)			
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.02	D.A.	NTC2018:
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 1)			
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.04	D.A.	NTC2018:
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 1)			

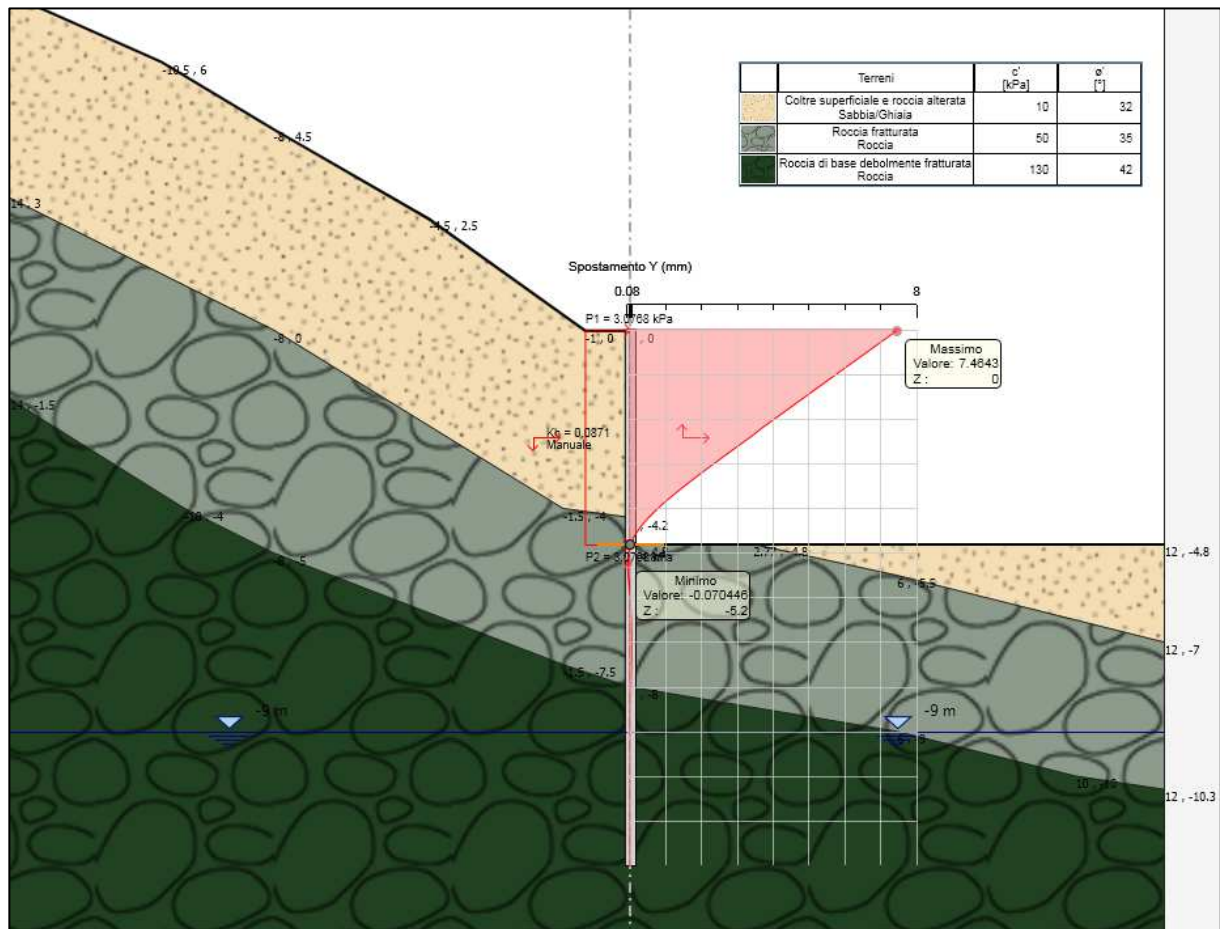
Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m]	33.25	Z = -4.8 m D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)		
Max. taglio [kN/m]	56.8	Z = -5 m D.A.
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)		
SteelWord: massimo struttamento in flessione	0.212	Z = -4.8 m D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)		
SteelWord: massimo struttamento a taglio	0.041	Z = -4.8 m D.A.
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)		

Risultati elementi mono-dimensionali (Fixed Support)

FixedSupport	Max. forza (ass.) [kN/m]	86.17
--------------	--------------------------	-------

COMBINAZIONE CARATTERISTICA / RARA A SLE – DEFORMATA



Summary for DA NTC2018: A2+M2+R1

Riepilogo per la DA NTC2018: A2+M2+R1

Parete <Paratia sinistra> * Attenzione: gli spostamenti relativi alle DA agli Stati Limite Ultimi non sono considerati**

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.04 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 1)

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.07 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 4)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 66.23 Z = -4.8 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 5)

Max. taglio [kN/m] 98.39 Z = -5 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 5)

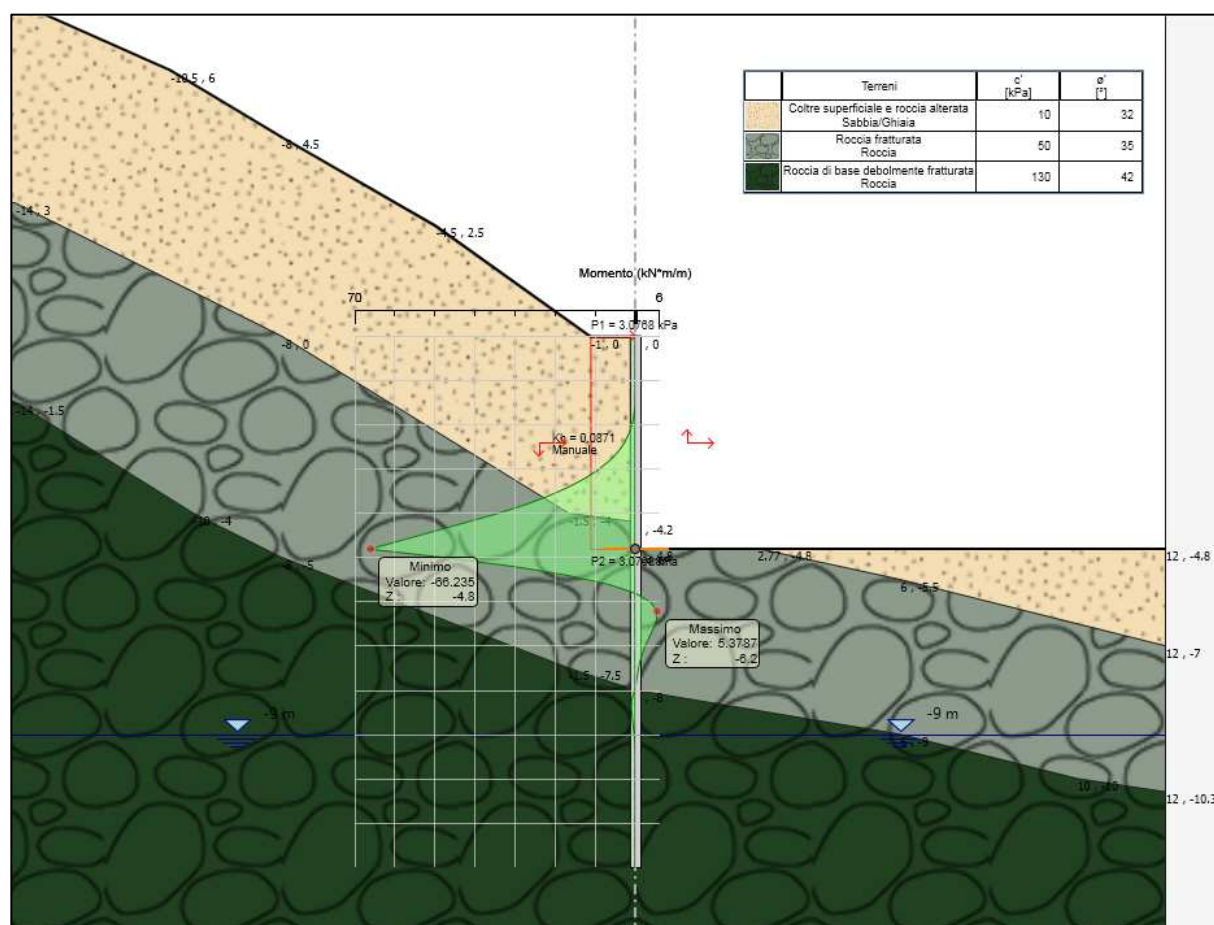
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.423 Z = -4.8 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 5)

SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.072 Z = -4.8 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 5)

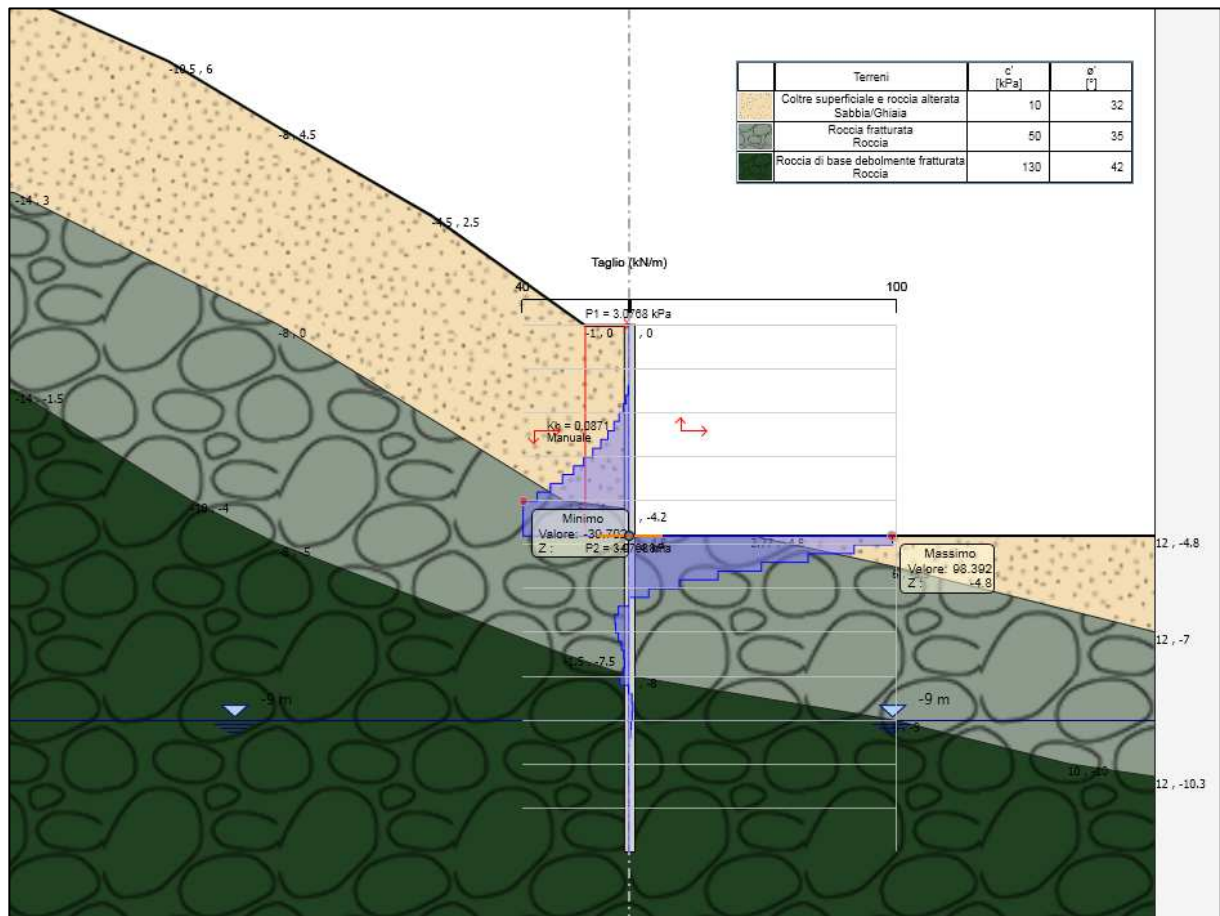
Risultati elementi mono-dimensionali (Fixed Support)

FixedSupport Max. forza (ass.) [kN/m] 144.38

COMBINAZIONE A2+M2+R1 – MOMENTO FLETTENTE



COMBINAZIONE A2+M2+R1 – TAGLIO



Summary for DA NTC2018: A1+M1+R1

Riepilogo per la DA NTC2018: A1+M1+R1

Parete <Paratia sinistra> * Attenzione: gli spostamenti relativi alle DA agli Stati Limite Ultimi non sono considerati**

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.02 D.A. NTC2018:
A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.04 D.A. NTC2018:
A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 1)

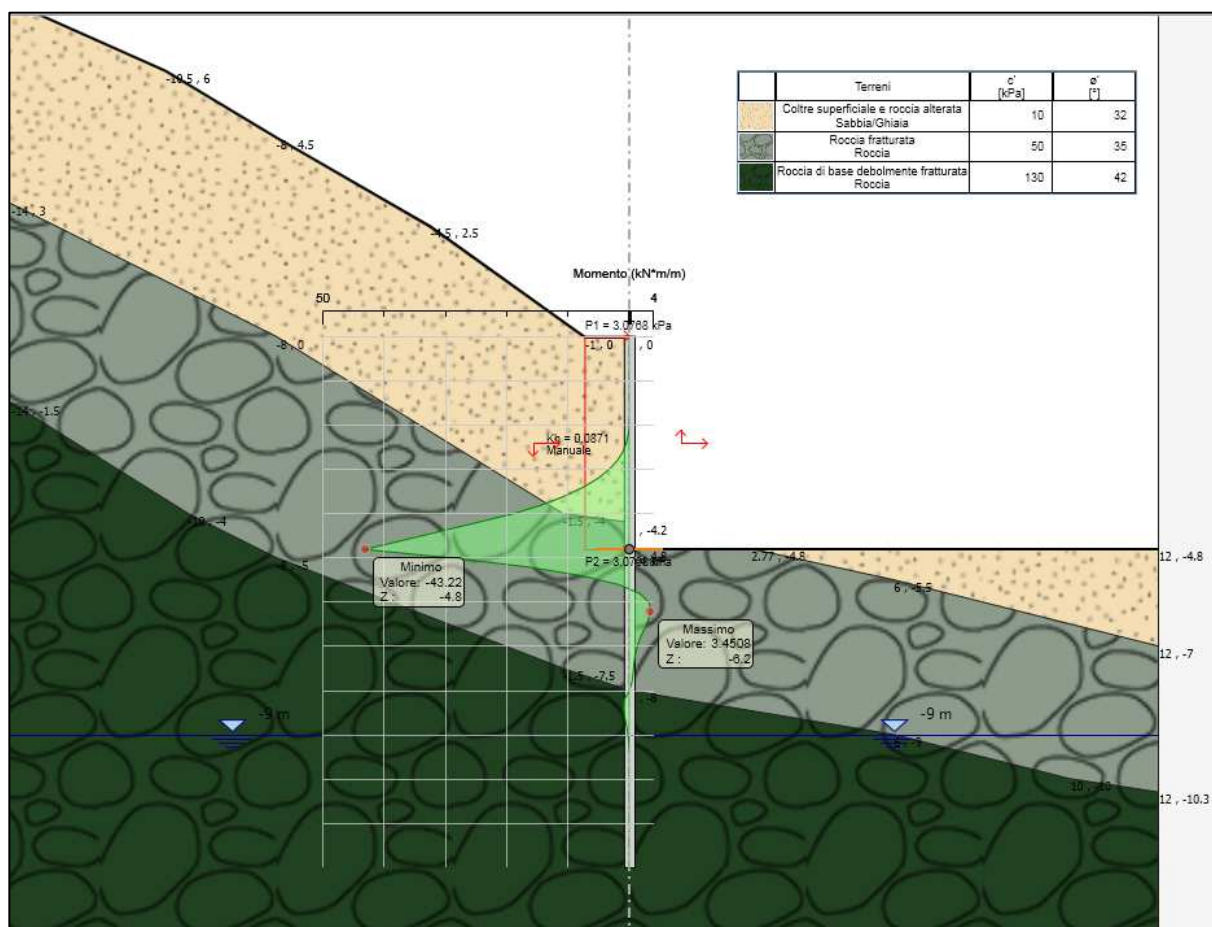
Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 43.22 Z = -4.8 m D.A.
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 5)
Max. taglio [kN/m] 73.85 Z = -5 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3
per tiranti) (Stage 5)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.276 Z = -4.8 m D.A.
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 5)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.054 Z = -4.8 m D.A. NTC2018:
A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 5)

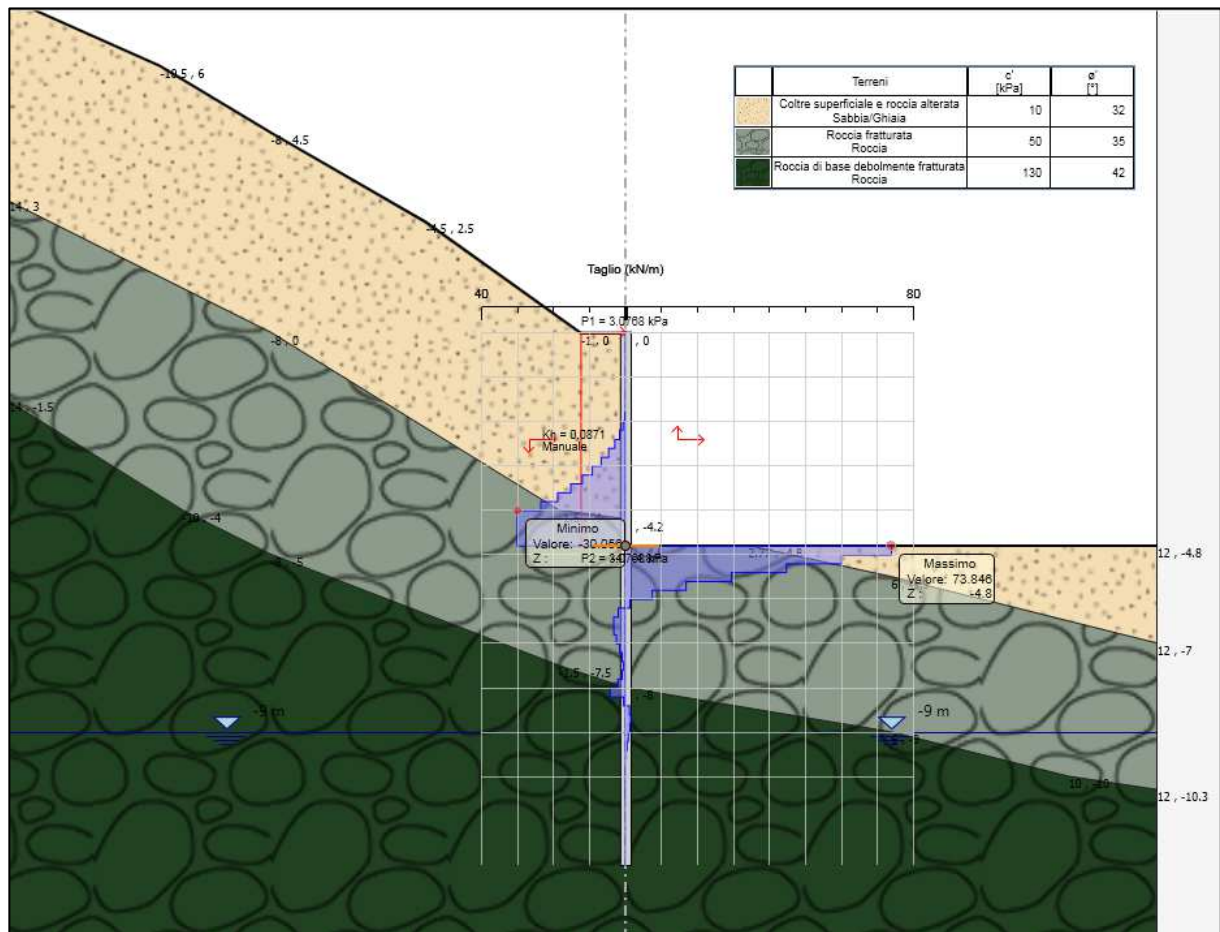
Risultati elementi mono-dimensionali (Fixed Support)

FixedSupport Max. forza (ass.) [kN/m] 112.03

COMBINAZIONE A1+M1+R1 – MOMENTO FLETTENTE



COMBINAZIONE A1+M1+R1 – TAGLIO



Summary for DA NTC2018: SISMICA GEO

Riepilogo per la DA NTC2018: SISMICA GEO

Parete <Paratia sinistra> * Attenzione: gli spostamenti relativi alle DA agli Stati Limite Ultimi non sono considerati**

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.02 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Stage 1)

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.04 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Stage 1)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 69.23 Z = -4.8 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Stage 5)

Max. taglio [kN/m] 103.15 Z = -5 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Stage 5)

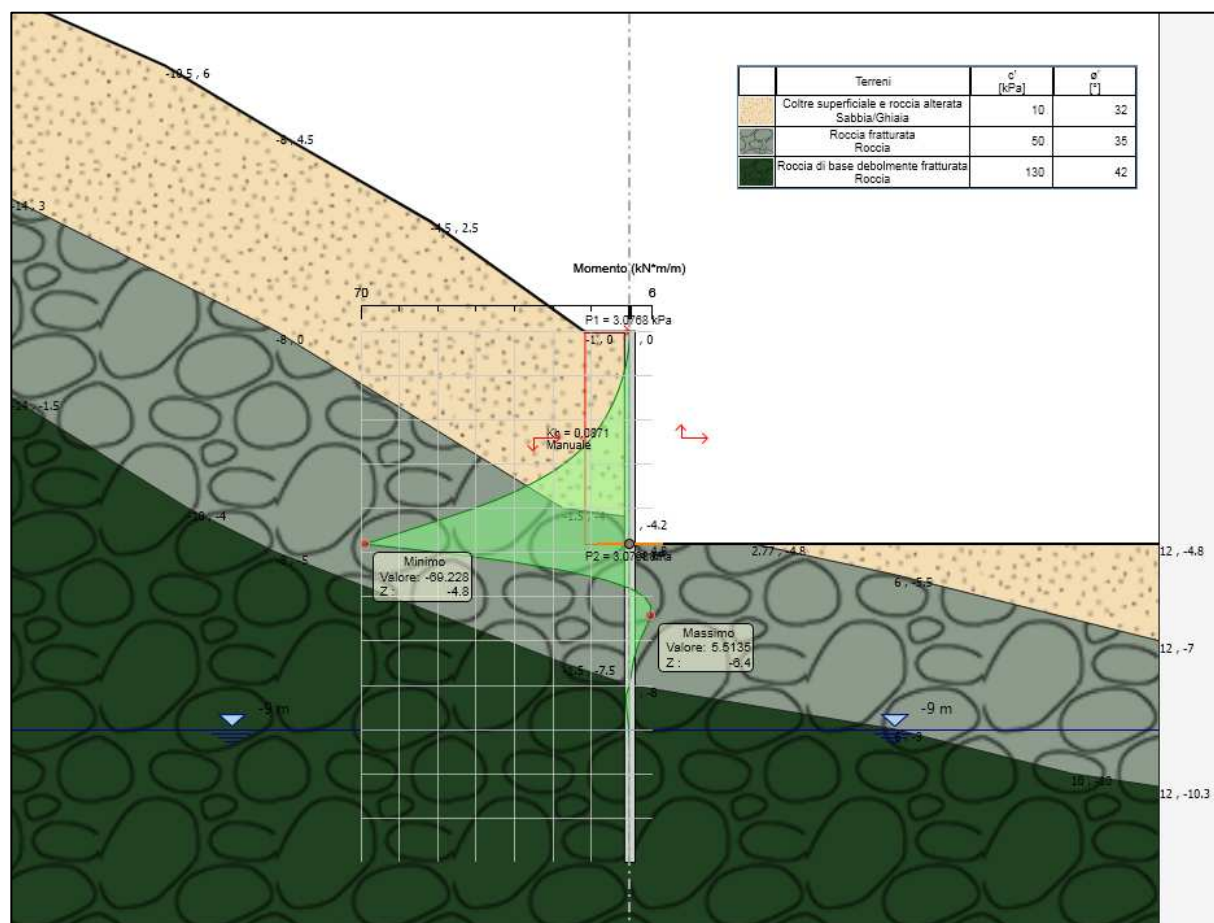
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.442 Z = -4.8 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Stage 5)

SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.075 Z = -4.8 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Stage 5)

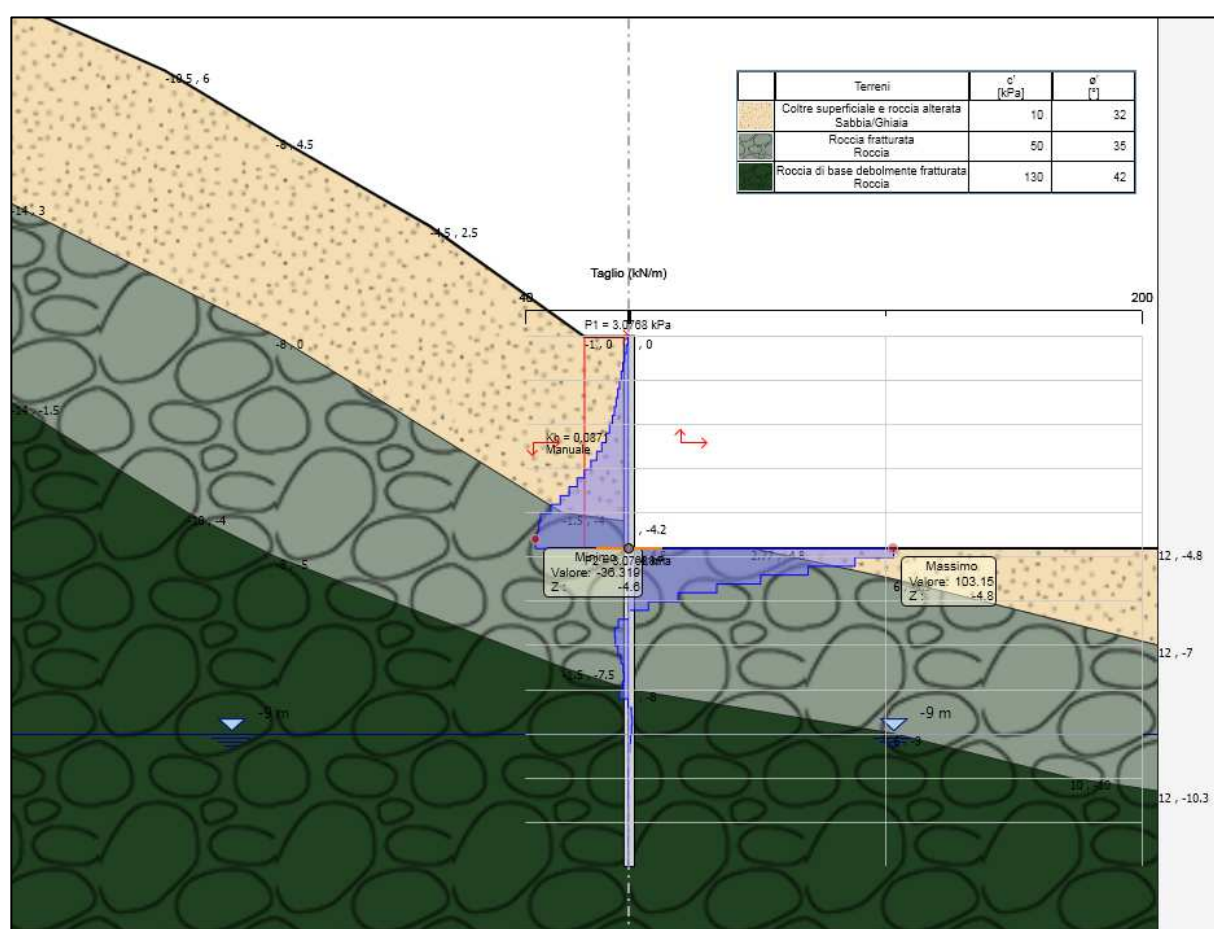
Risultati elementi mono-dimensionali (Fixed Support)

FixedSupport Max. forza (ass.) [kN/m] 146.05

COMBINAZIONE SISMICA-GEO – MOMENTO FLETTENTE



COMBINAZIONE SISMICA-GEO – TAGLIO



Tutte le verifiche geotecniche e strutturali della paratia possono essere ritenute soddisfatte con riferimento alle combinazioni previste dalle NTC-2018, con valori di spostamento in esercizio pari a pochi millimetri e valori di sollecitazione in esercizio e a stato limite ultimo ammissibili e compatibili con l'uso e la funzionalità definitiva dell'opera di sostegno

L'azione massima trasferita dalla paratia alla vasca di dissipazione si verifica per la combinazione sismica e risulta pari a circa 146 kN/m. Tale azione agisce orizzontalmente rispetto al manufatto, quale azione tagliante.

Si riporta, quindi, nel seguito anche la verifica a capacità portante del manufatto di dissipazione considerando l'aggiunta della suddetta azione, per uno sviluppo complessivo di circa 5,5 m, considerando cautelativamente un angolo di attrito pari a 30° e coesione efficace nulla.

Fondazione vasca di dissipazione – verifica combinazione A1+M1+R3

N	2500	kN
M _x	0	kN
M _y	0	kN
T _x	803	kN
T _y	0	kN
B (x)	4,55	m
L (y)	5,55	m
Profondità fondazione	3,00	m
m	1,55	
N _y	22,40	
N _q	18,40	
N _c	30,14	
i _y	0,37	
i _q	0,55	
i _c	0,52	
s _y	0,67	
s _q	1,47	
s _c	1,50	
b _y	1,00	
b _q	1,00	
b _c	1,00	
g _y	1,00	
g _q	1,00	
g _c	1,00	
d _y	1,00	
d _q	1,19	
d _c	1,20	
z _y	0,89	
z _q	0,89	
z _c	0,95	
q_{lim}	588	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q * N_q * \alpha_q + c' * N_c * \alpha_c + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * \alpha_\gamma \cong 0,59 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim, R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 0,59 / 2,3 \cong 0,25 \text{ N/mm}^2 \text{ (250 kN/m}^2\text{)} > q = 0,10 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{F.S.} \cong 0,59 \text{ N/mm}^2 / 0,10 \text{ N/mm}^2 \cong 5,9 > 2,3$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 800.00 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\phi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 1443.38 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{\text{scorr}} = 1.80$$

Si evidenzia che la verifica a scorrimento non tiene conto, in via cautelativa, dell'attrito laterale delle pareti dovuto al rinterro laterale della vasca

LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE E A SCORRIMENTO RELATIVE ALLA VASCA DI DISSIPAZIONE POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE

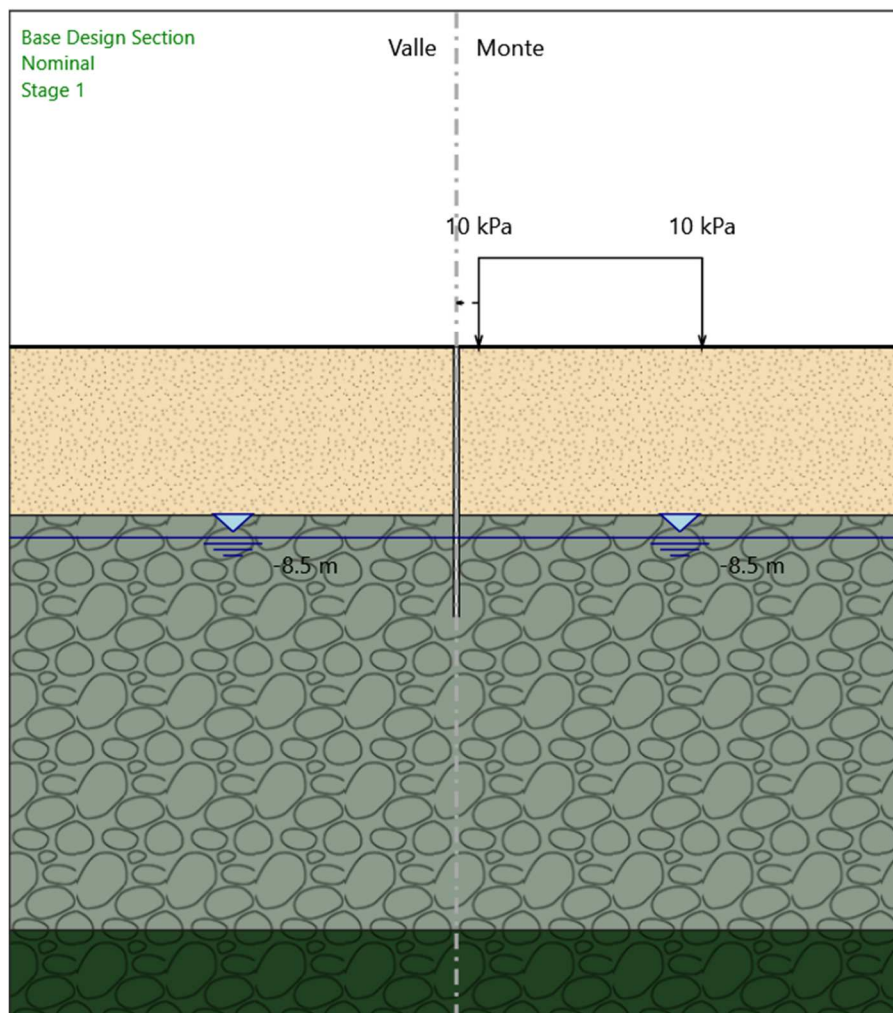
7.3.3 Paratia di sostegno strada di accesso al cantiere della torre di presa

Vengono riportati in tabella i valori dei parametri geotecnici considerati per le varie unità geotecniche e relative quote. Essendo un'opera provvisoria che giace interamente all'interno dell'Unità geotecnica I ed essendo quest'ultima molto profonda (fino a 15 m di profondità), si è deciso di considerare i valori medi dei parametri geotecnici della prima unità geotecnica di terreno.

Strato di Terreno	Quota relativa m	Terreno	γ dry kN/m ³	γ sat kN/m ³	ϕ' °	c' kPa	E kPa
1	0.0	Coltre superficiale e roccia alterata	19	20	31	7,5	30000
2	-7.5	Roccia fratturata	24	25	35	50	800000
3	-26.0	Roccia di base debolmente fratturata	26	26	42	130	2500000

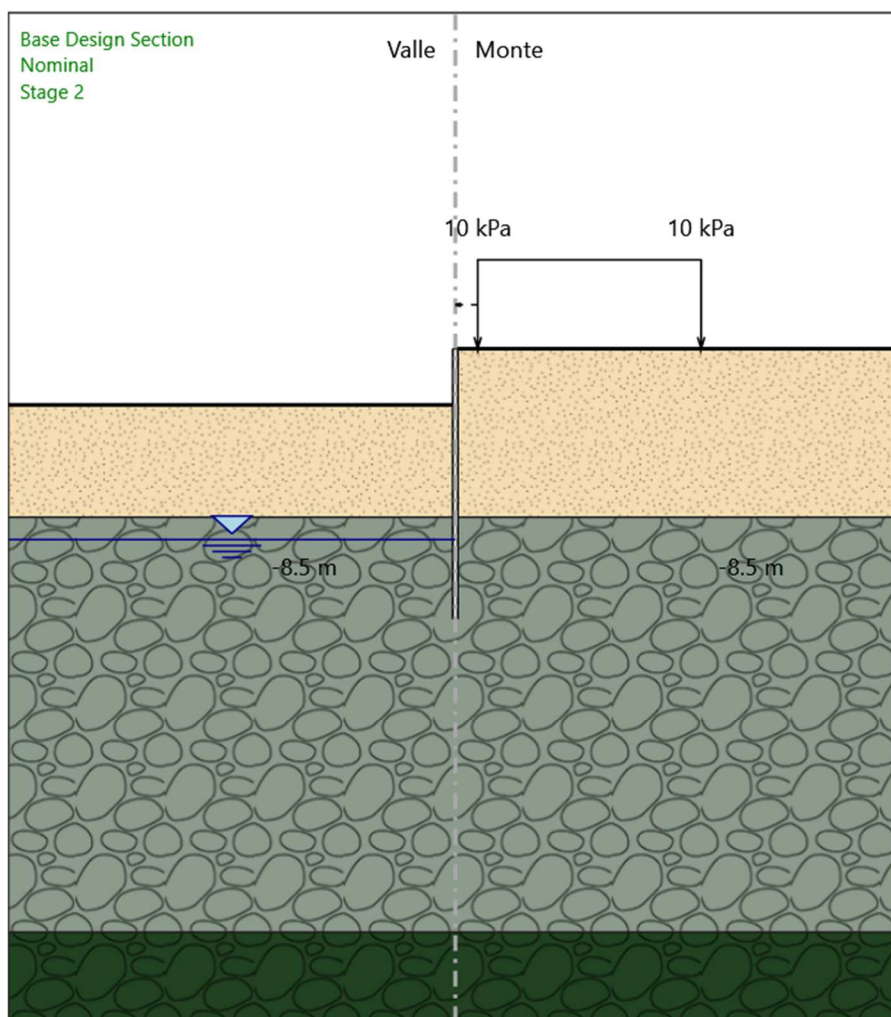
La quota assoluta di falda stata è cautelativamente assunta pari 560,0 m s.l.m.

FASE 1 – condizione geostatica (+0,00)



Descrizione attività ed operazioni esecutive: approntamento cantiere ed esecuzione paratie sino alla profondità prevista ed esecuzione trave di coronamento in c.c.a..

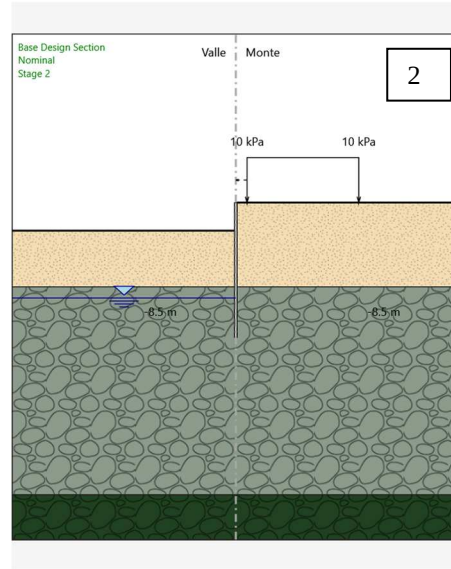
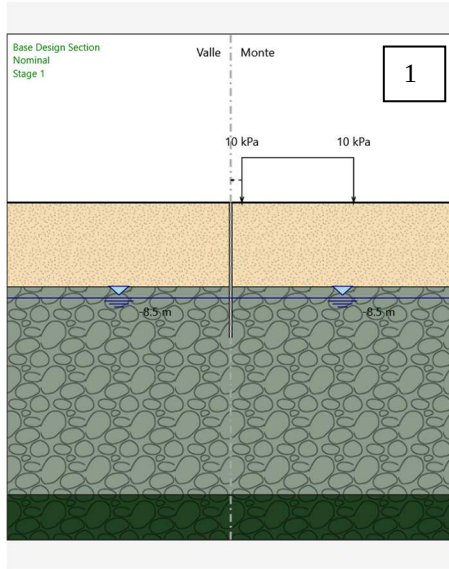
FASE 2 – scavo a quota relativa -2,5 m



Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -2,5 m da p.c..

FRONTI DI SCAVO

RIEPILOGO RISULTATI DI CALCOLO E VERIFICHE



Riepilogo per la DA <NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)>

Parete <Paratia destra>

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.09 D.A.
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 2)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.07 D.A.
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 1)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 4.77 Z = -7.8 m D.A.
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 2)
Max. taglio [kN/m] 11.1 Z = -7.6 m D.A.
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 2)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.03 Z =
-7.8 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 2)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.008 Z = -7.4
m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 2)

Riepilogo per la DA <NTC2018: A2+M2+R1>

Parete <Paratia destra>

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.13 D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 2)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.1 D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 1)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 8.89 Z = -3.2 m D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 2)
Max. taglio [kN/m] 10.15 Z = -2.6 m D.A.
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 2)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.057 Z =
-3.2 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 2)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.007 Z = -2.4
m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 2)

Riepilogo per la DA <NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)>

Parete <Paratia destra>

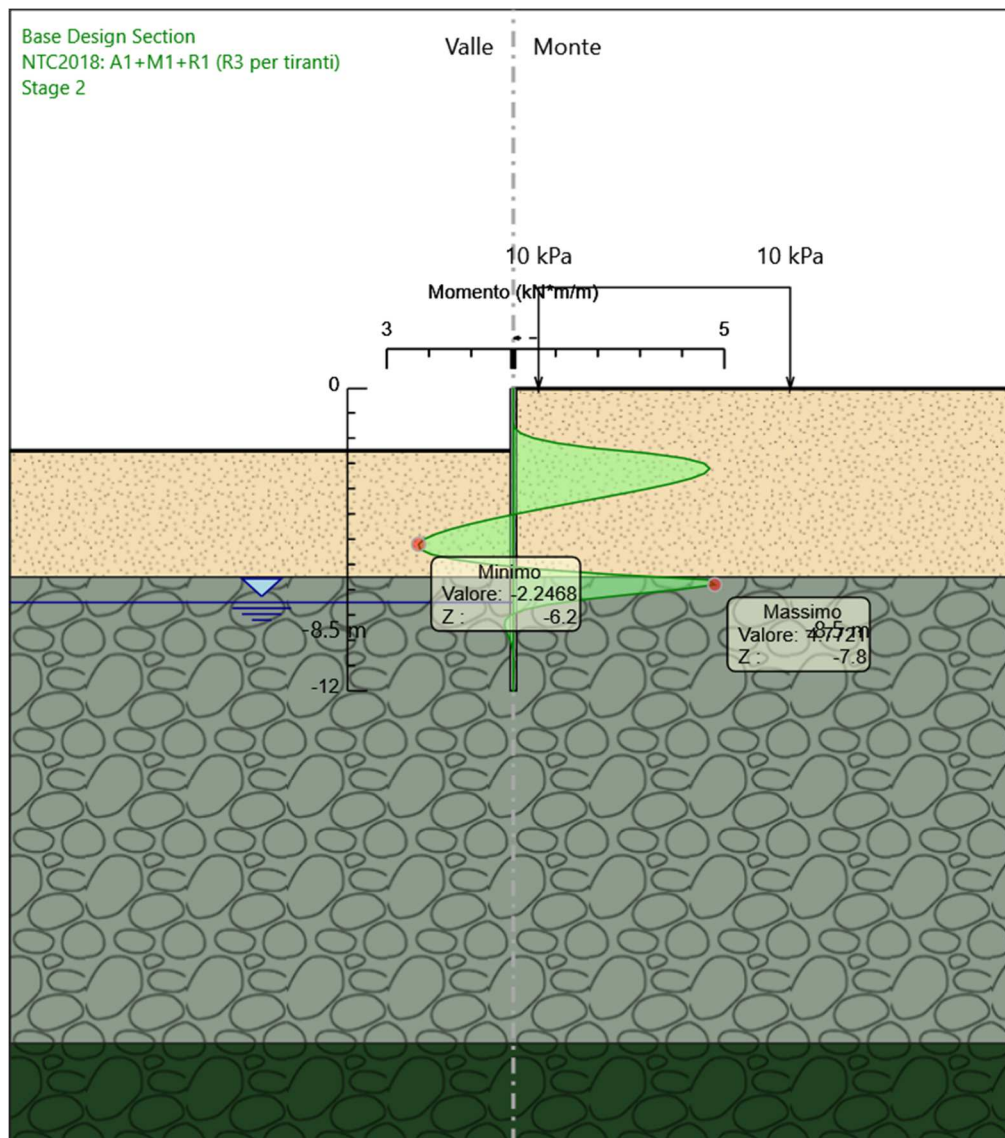
Min. spostamento laterale [mm] -1.49 Z = 0 m D.A. NTC2018:
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)
Max. spostamento laterale [mm] 0 Z = -12 m D.A. NTC2018:
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.09 D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.07 D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 1)

Risultati Elementi parete (Beam)

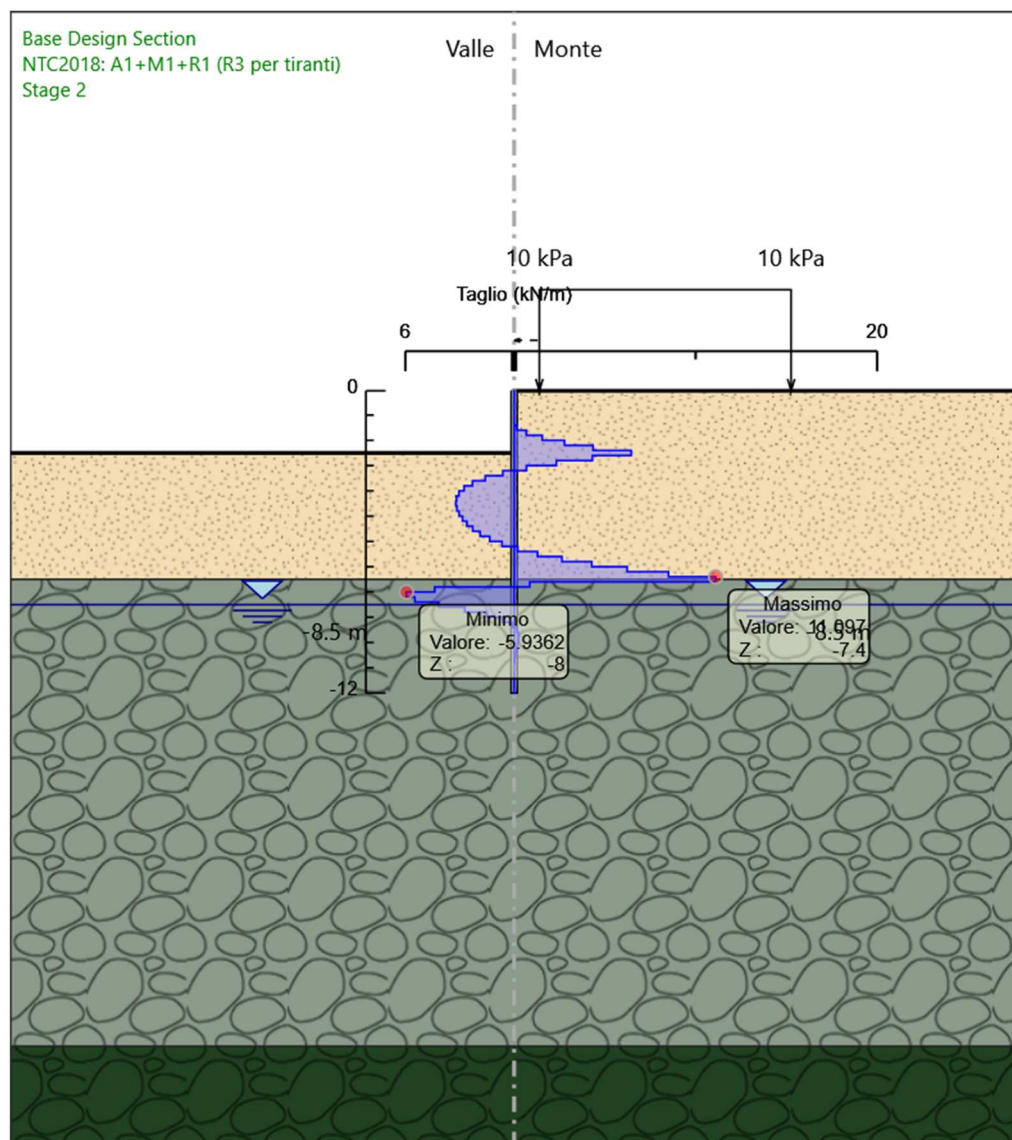
Paratia dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 3.67 Z = -7.8 m D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)
Max. taglio [kN/m] 8.53 Z = -7.6 m D.A.
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)

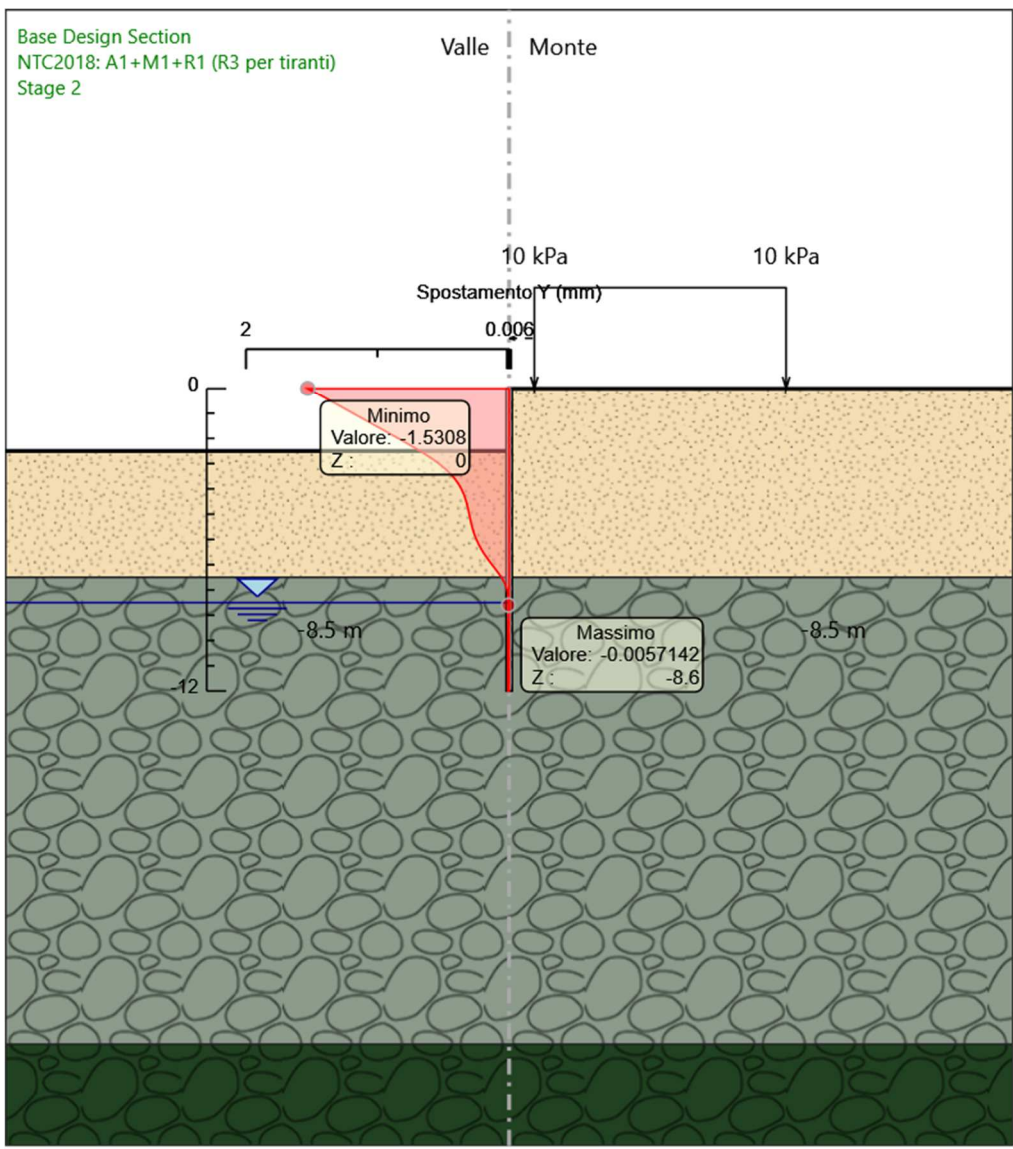
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.023 Z =
-7.8 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.006 Z = -7.4
m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)

GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 5 / STAGE 5)
SLU – COMBINAZIONE A1+M1+R1

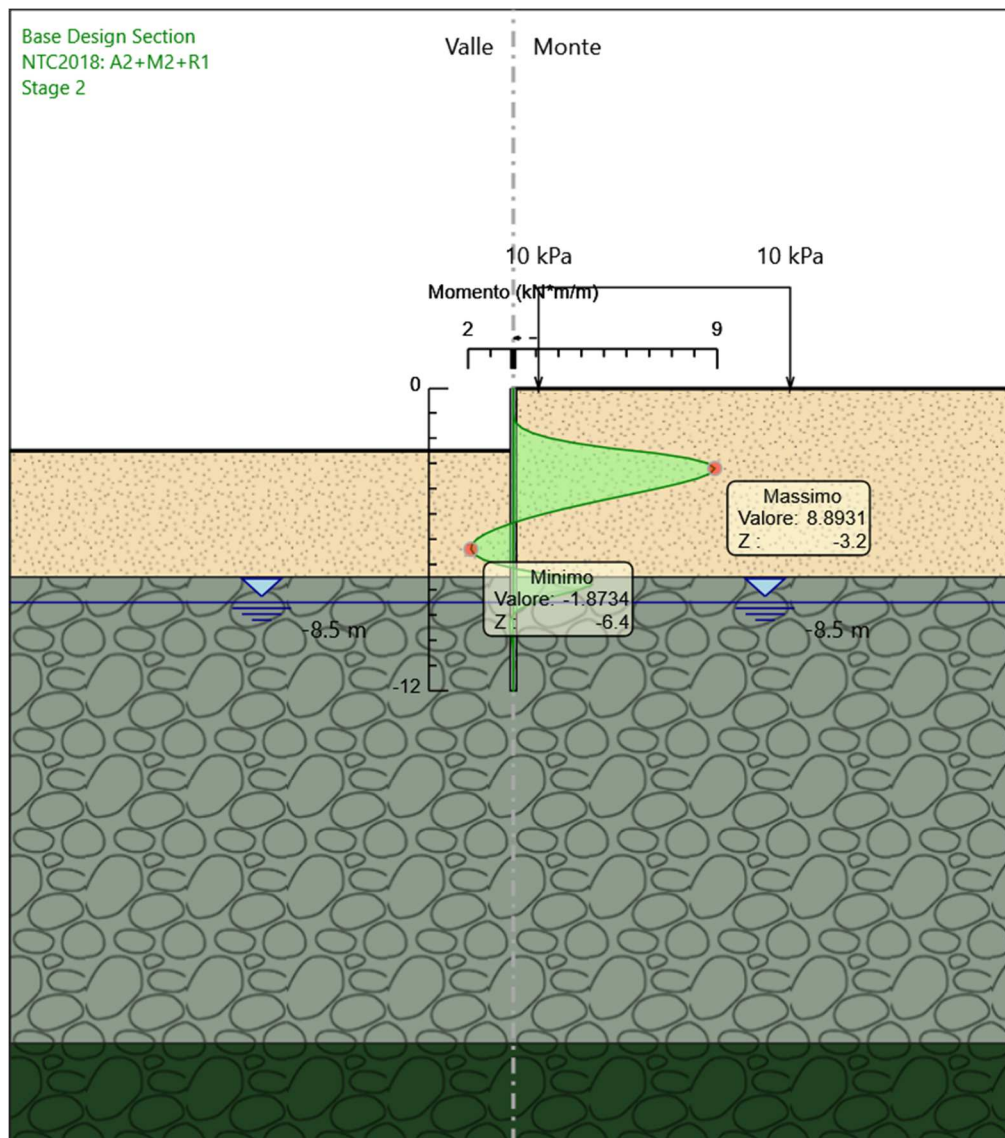


Base Design Section
 NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
 Stage 2

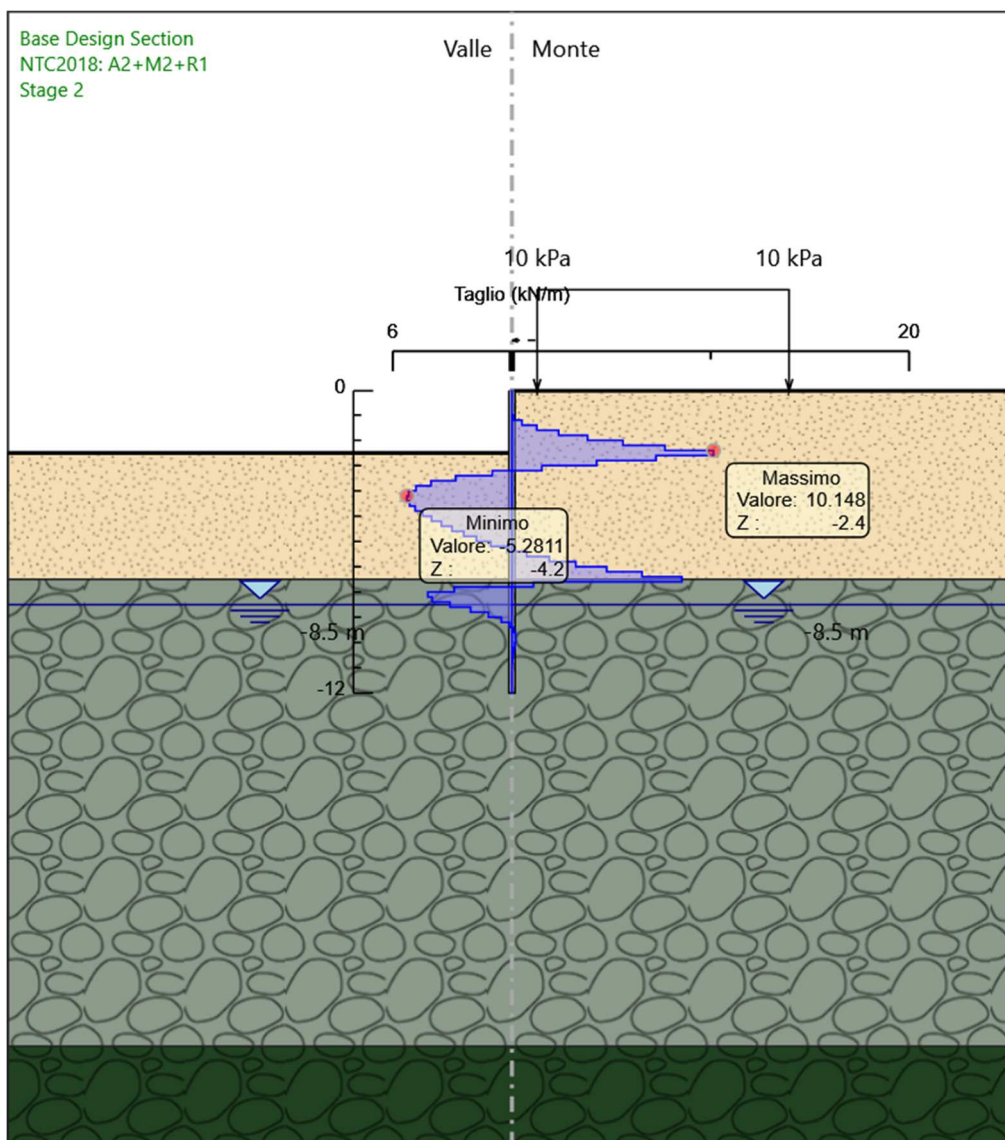


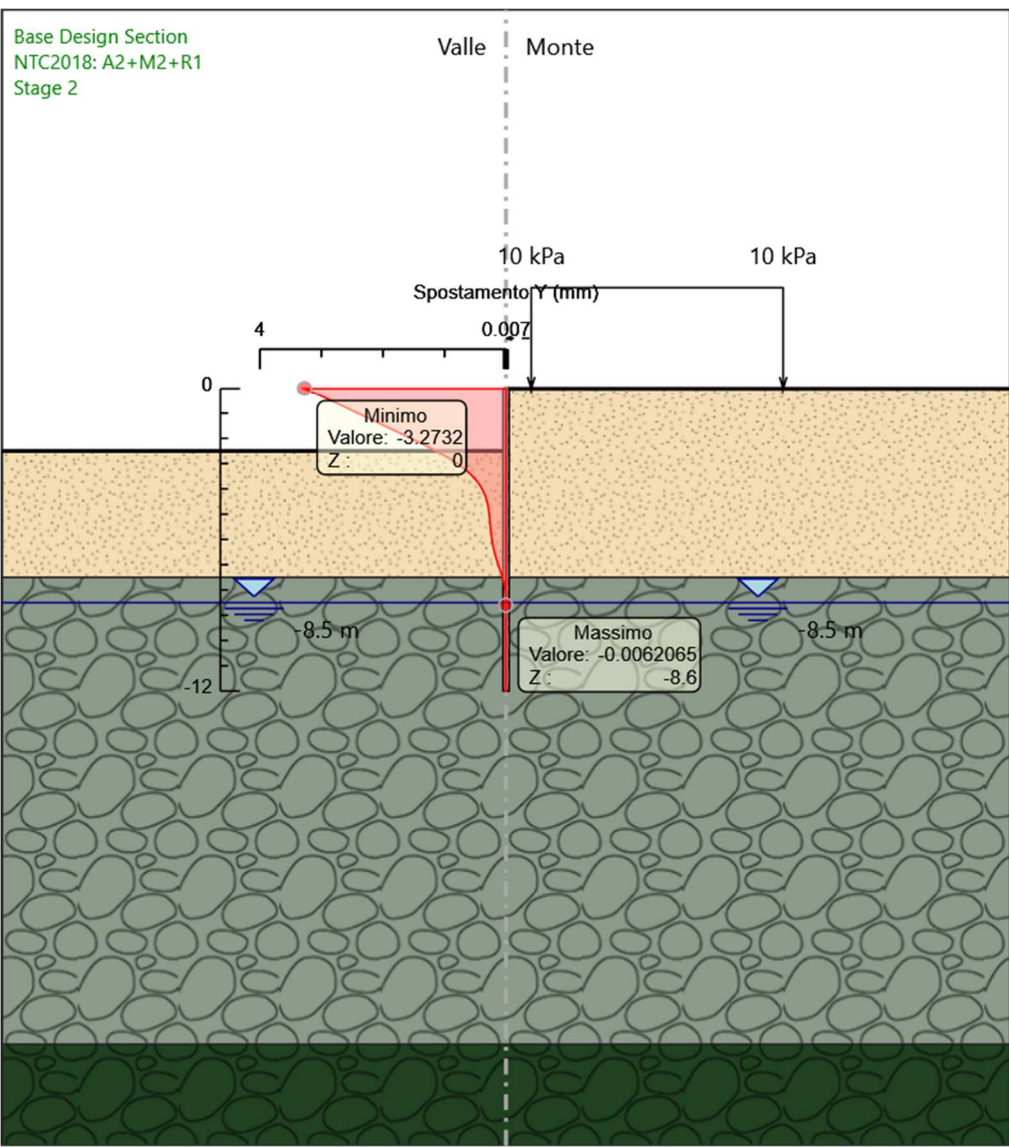


GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 5 / STAGE 5)
SLU – COMBINAZIONE A2+M2+R1

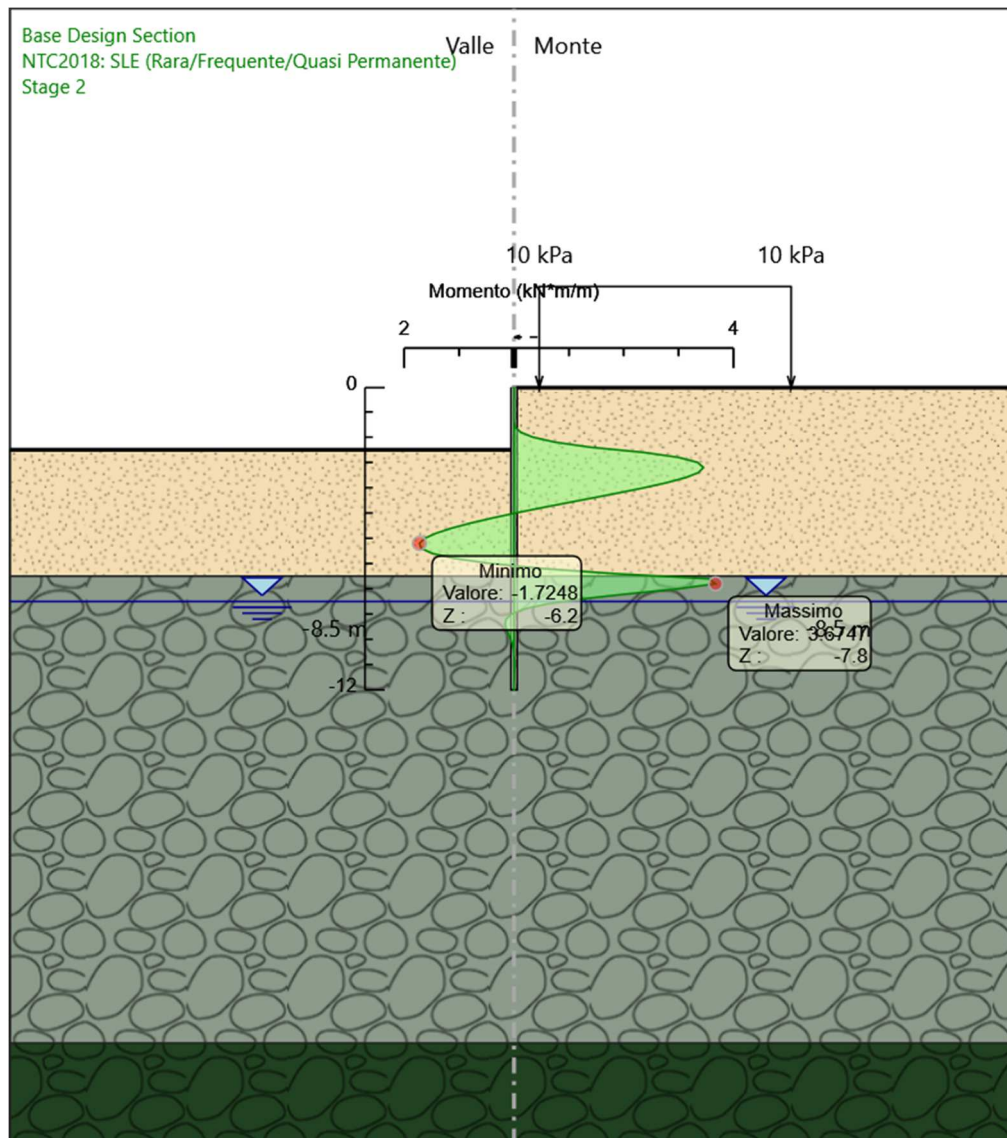


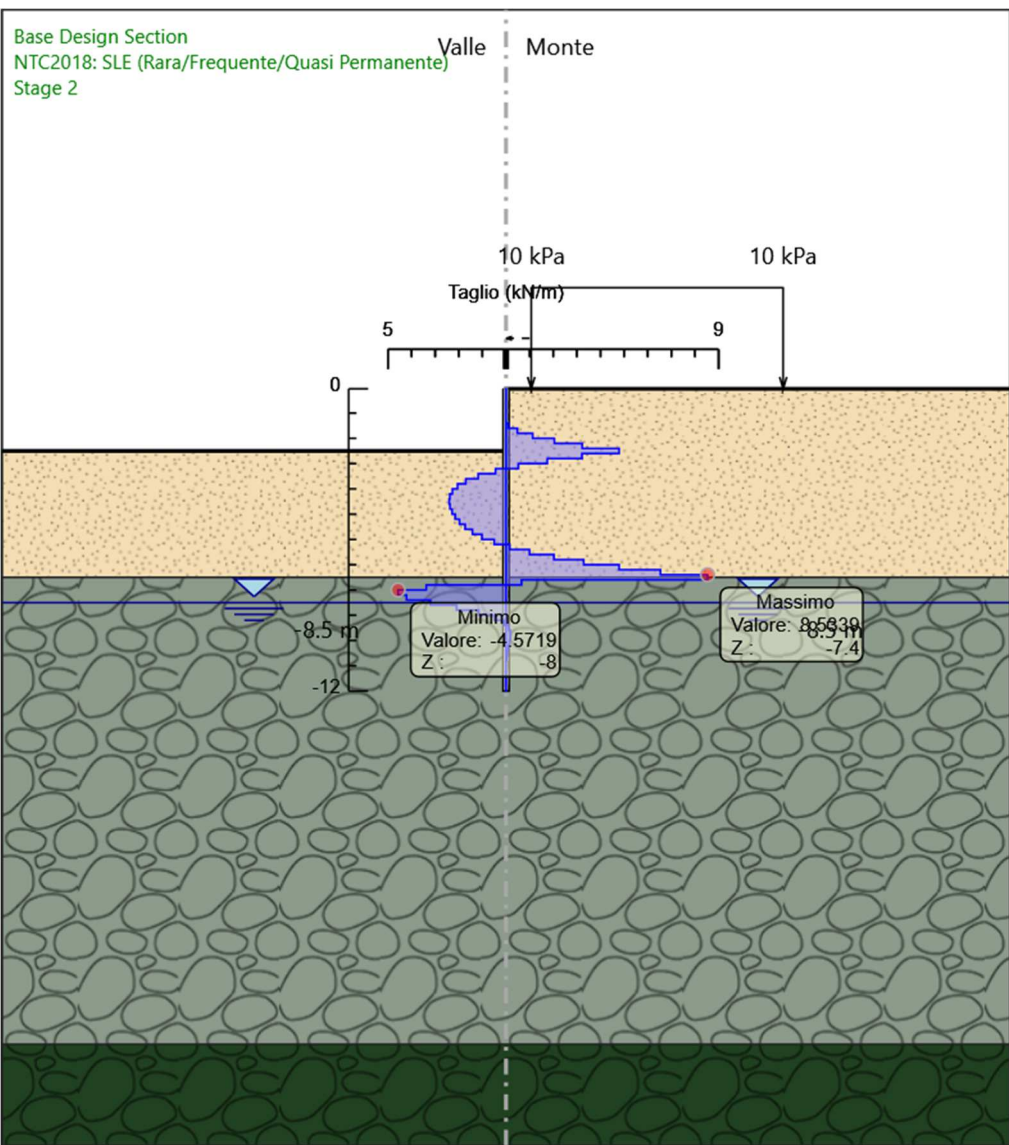
Base Design Section
NTC2018: A2+M2+R1
Stage 2

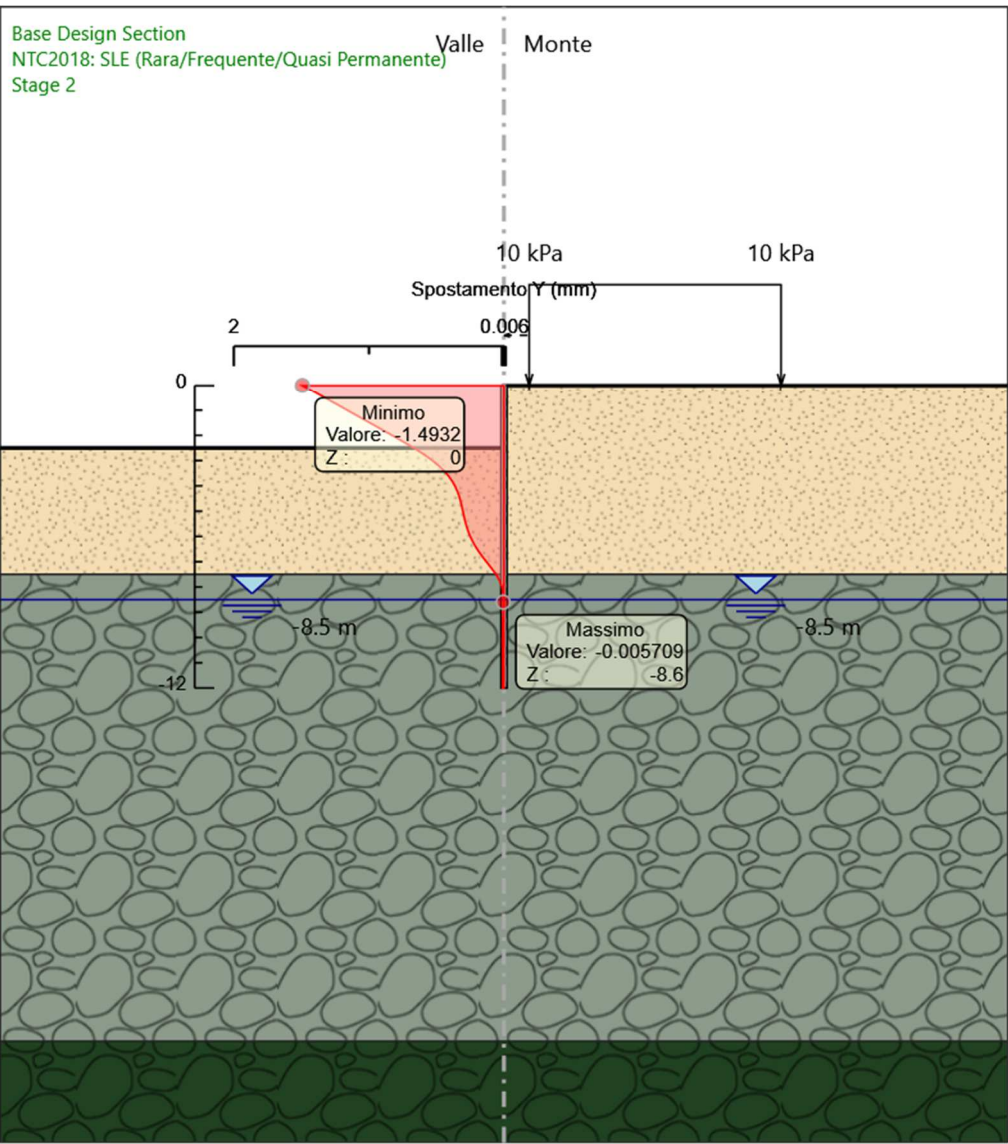




GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 5 / STAGE 5)
SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA
(RARA/FREQUENTE/QUASI PERMANENTE)







VERIFICHE TASSO DI SFRUTTAMENTO MASSIMO A MOMENTO FLETTENTE

Z (m)	TASSO DI SFRUTTAMENTO A MOMENTO	VERIFICATO
-3,2	0,056	SI

VERIFICHE TASSO DI SFRUTTAMENTO MASSIMO A TAGLIO

Z (m)	TASSO DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO	VERIFICATO
-7,4	0,068	SI

Di seguito vengono riportati i grafici di calcolo riguardanti la stabilità globale del manufatto secondo il metodo di Bishop. Trattandosi di opera provvisoria, in relazione a quanto previsto al *paragrafo 2.4.1 delle N.T.C. 2018*, nono sono state considerate verifiche di tipo sismico.

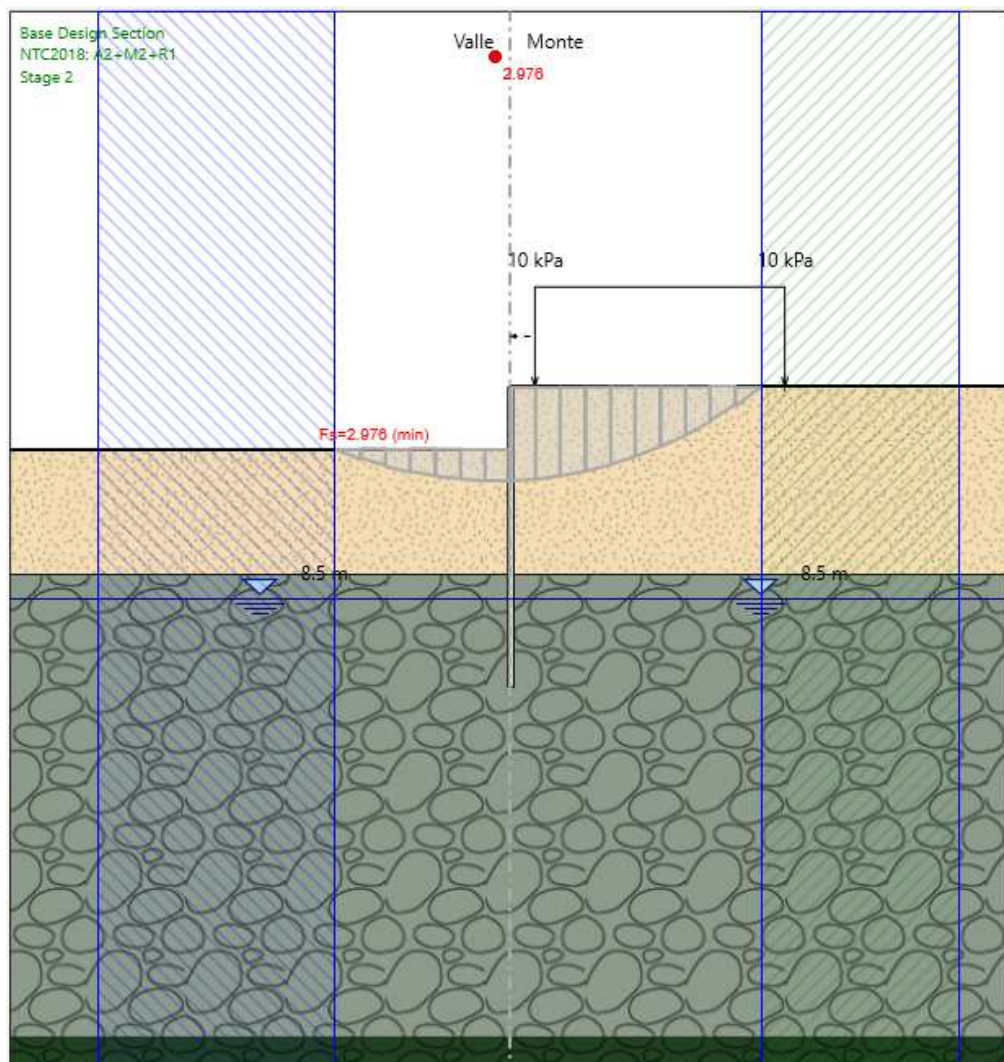


Grafico relativo alla condizione maggiormente critica. Il coefficiente di sicurezza sarà dato da:

$$FS = \frac{2,976}{\gamma_{R2}} = \frac{2,976}{1,1} = 2,71$$

e pertanto risulta essere sufficiente e compatibile con le finalità operative e cantieristiche previste per l'opera in esame.

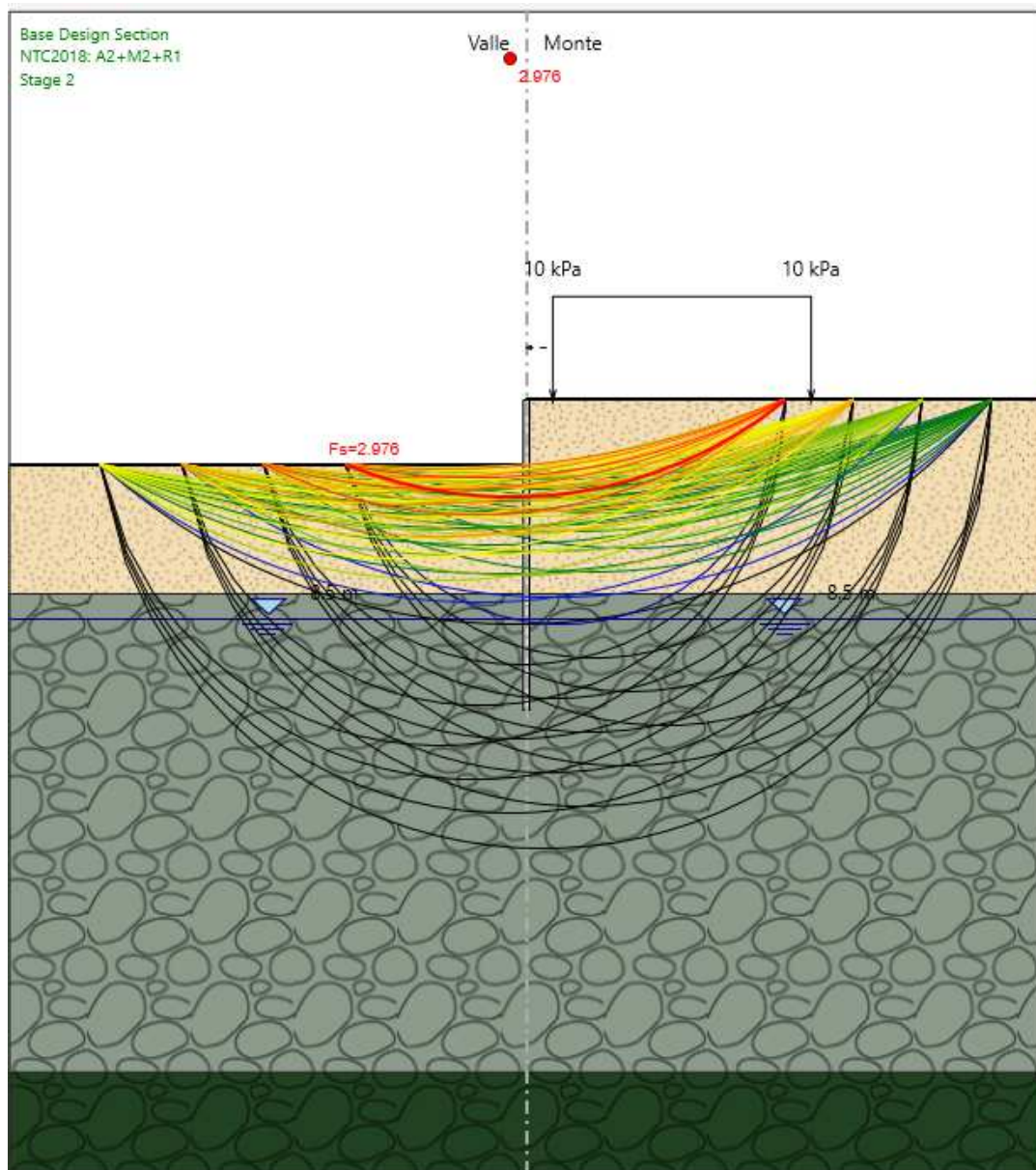


Grafico relativo a tutte le superfici critiche analizzate.

Tutte le verifiche geotecniche e strutturali della paratia e dei relativi elementi di rinforzo posso essere ritenute soddisfatte, con valori di spostamento in esercizio ($<0,005H \approx 6$ cm) e valori di sollecitazione in esercizio e a stato limite ultimo ammissibili e compatibili con l'uso e la funzionalità cantieristica dell'opera.

7.4 Rilevato in terre e rocce da scavo area di cantiere “B” di valle

Il presente paragrafo riporta le verifiche geotecniche sulla stabilità del rilevato di realizzato in terre e rocce da scavo in corrispondenza dell’area di cantiere “B” di valle, previsto nell’ambito dell’intervento di rimodellamento, finalizzate ad accertare la sicurezza della zona di recapito degli scarichi idraulici dell’invaso.

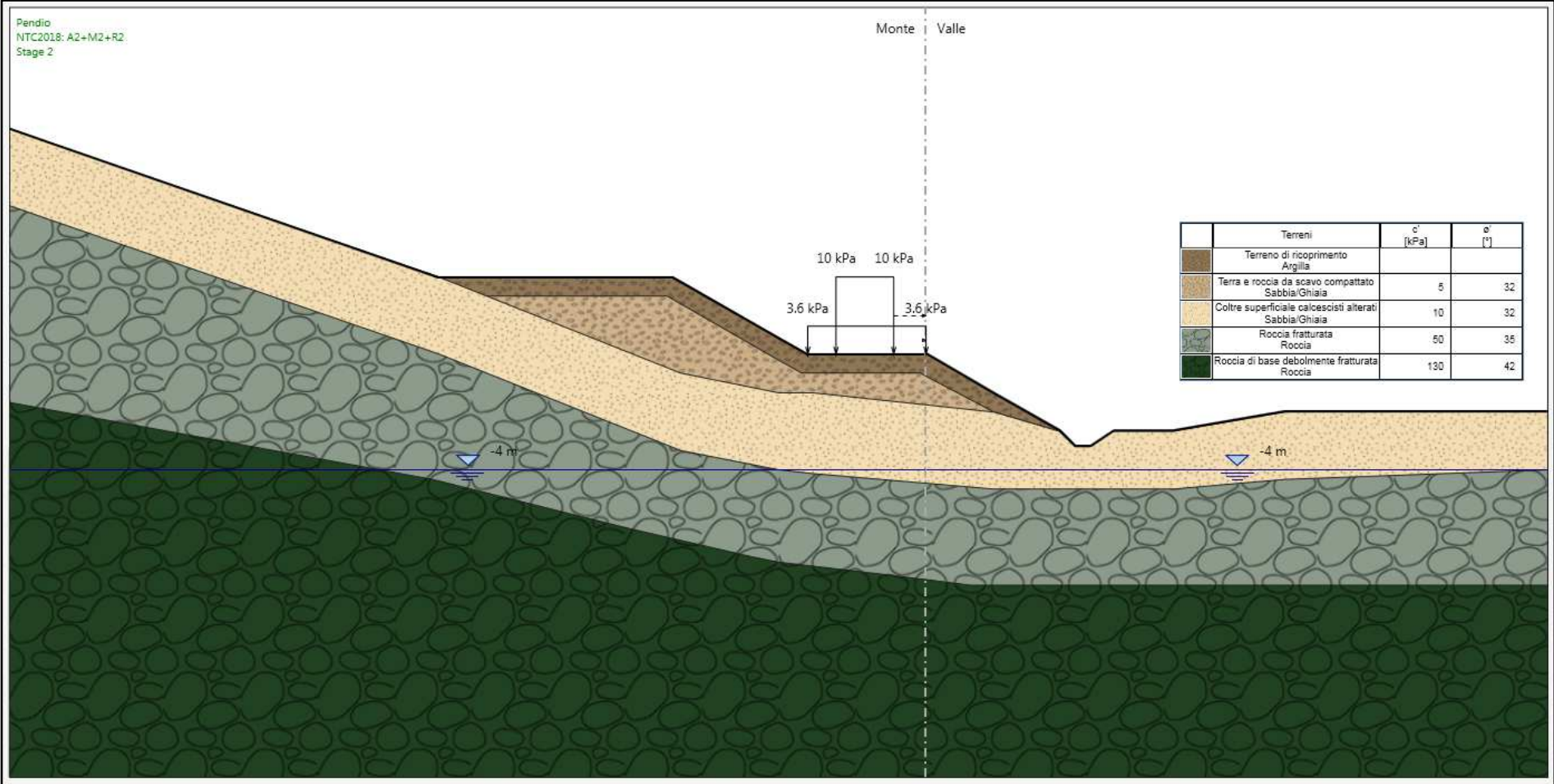
Si riportano, quindi, nel seguito il modello di calcolo e le pertinenti verifiche ai sensi del *paragrafo 6.8* delle N.T.C.-2018, includendo l’azione sismica e i possibili sovraccarichi connessi alla viabilità di accesso all’area del locale di controllo e della vasca di dissipazione dello scarico di fondo lago, assunti pari a 10 kN/m^2 , oltre al peso proprio dello strato in misto granulare stabilizzato. Le verifiche sono condotte in condizioni drenate, a medio-lungo termine.

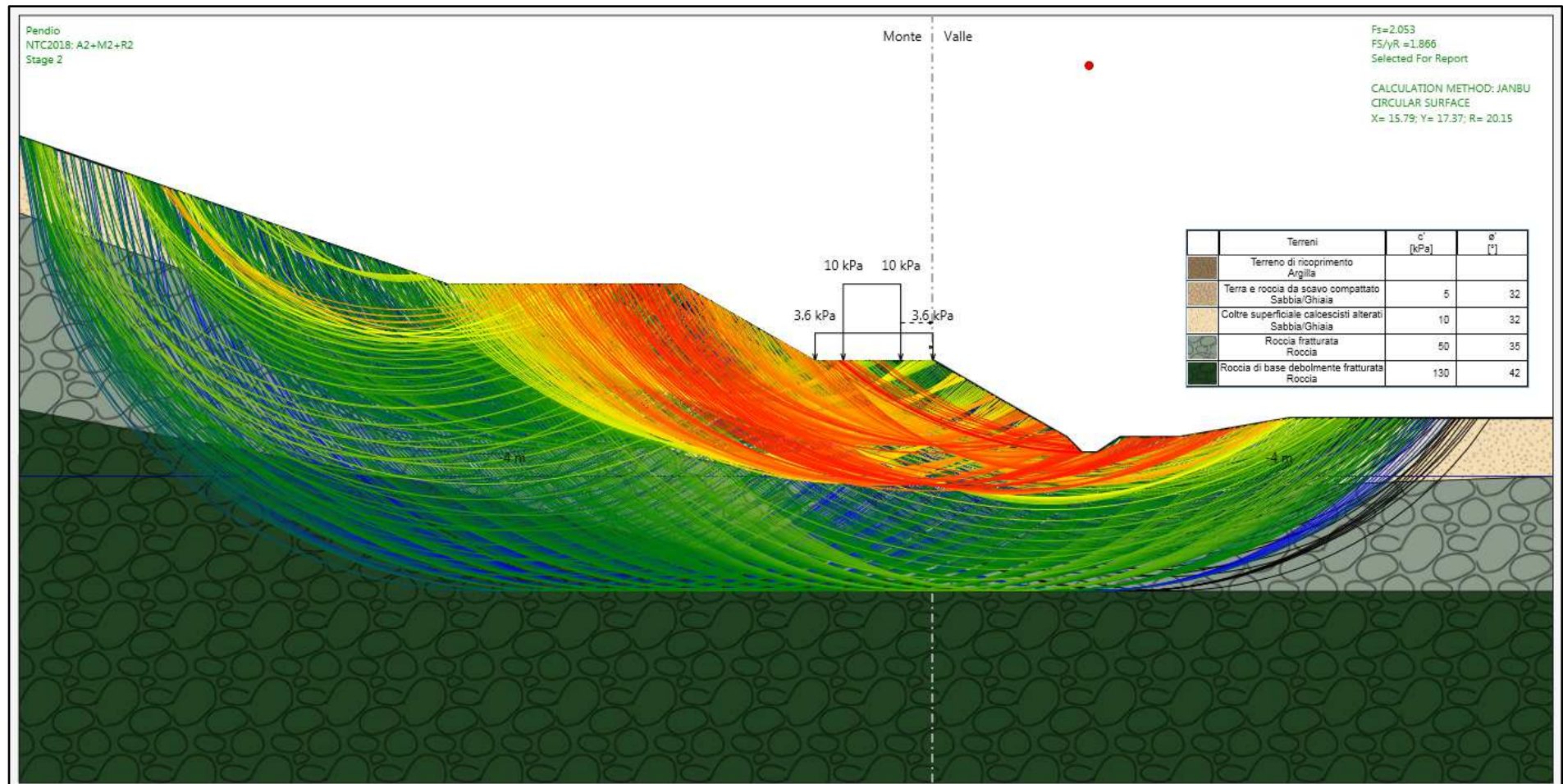
Si assumono, inoltre, le seguenti caratteristiche geomeccaniche dei materiali costituenti il rilevato in progetto:

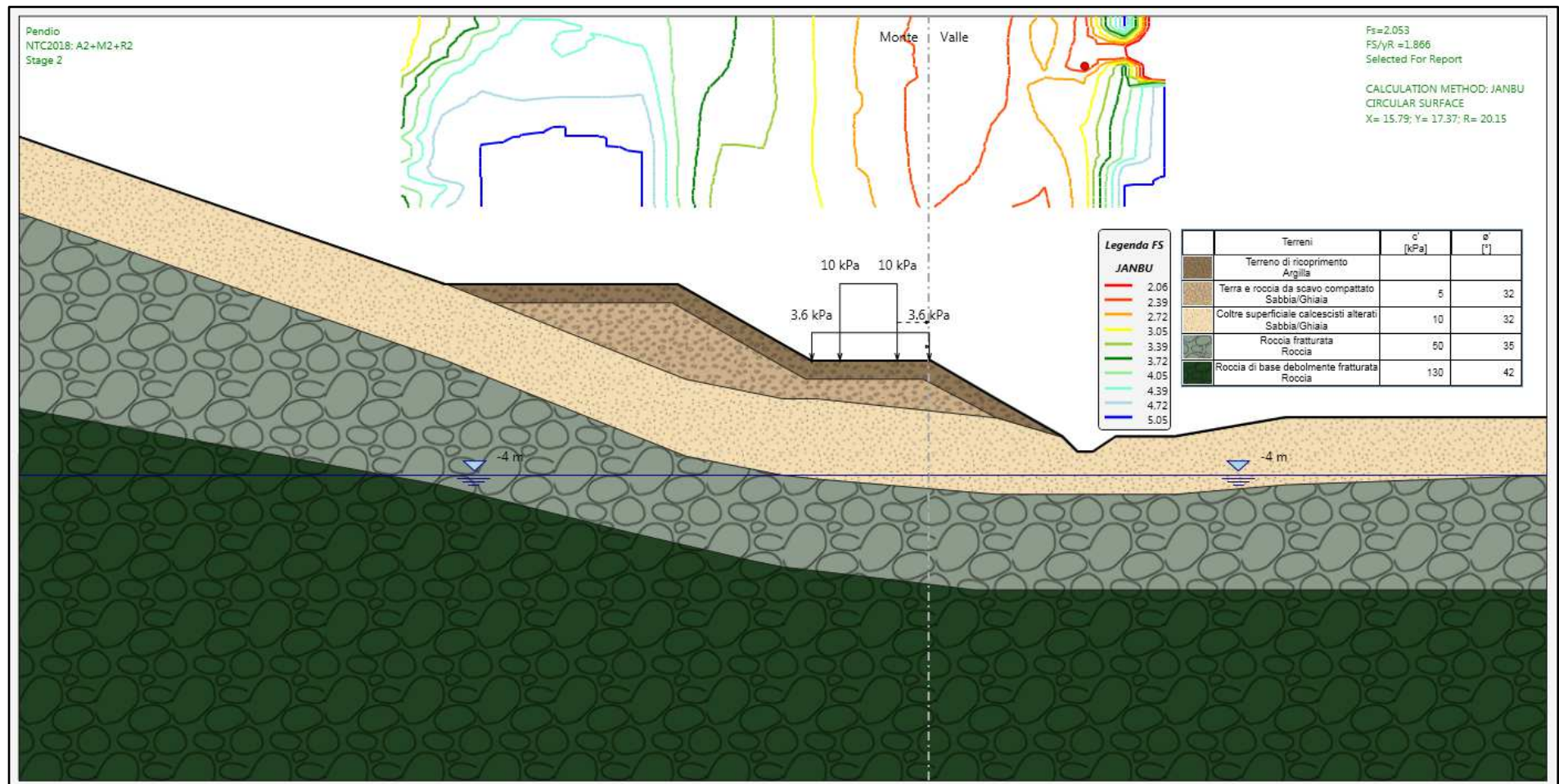
- corpo del rilevato in terre e rocce da scavo:
 - angolo di attrito: 32° ;
 - coesione efficace: 5 kPa ;
 - peso di volume: 20 kN/m^3 ;
- strato finale di ricoprimento (terra vegetale):
 - angolo di attrito: 27° ;
 - coesione: 50 kPa ;
 - peso di volume: 19 kN/m^3 ;

Le verifiche sono state condotte con il metodo di *Jambu*, descritto al *paragrafo 6.7* della presente relazione, con metodo di ricerca delle superfici critiche di tipo interattivo a griglia.

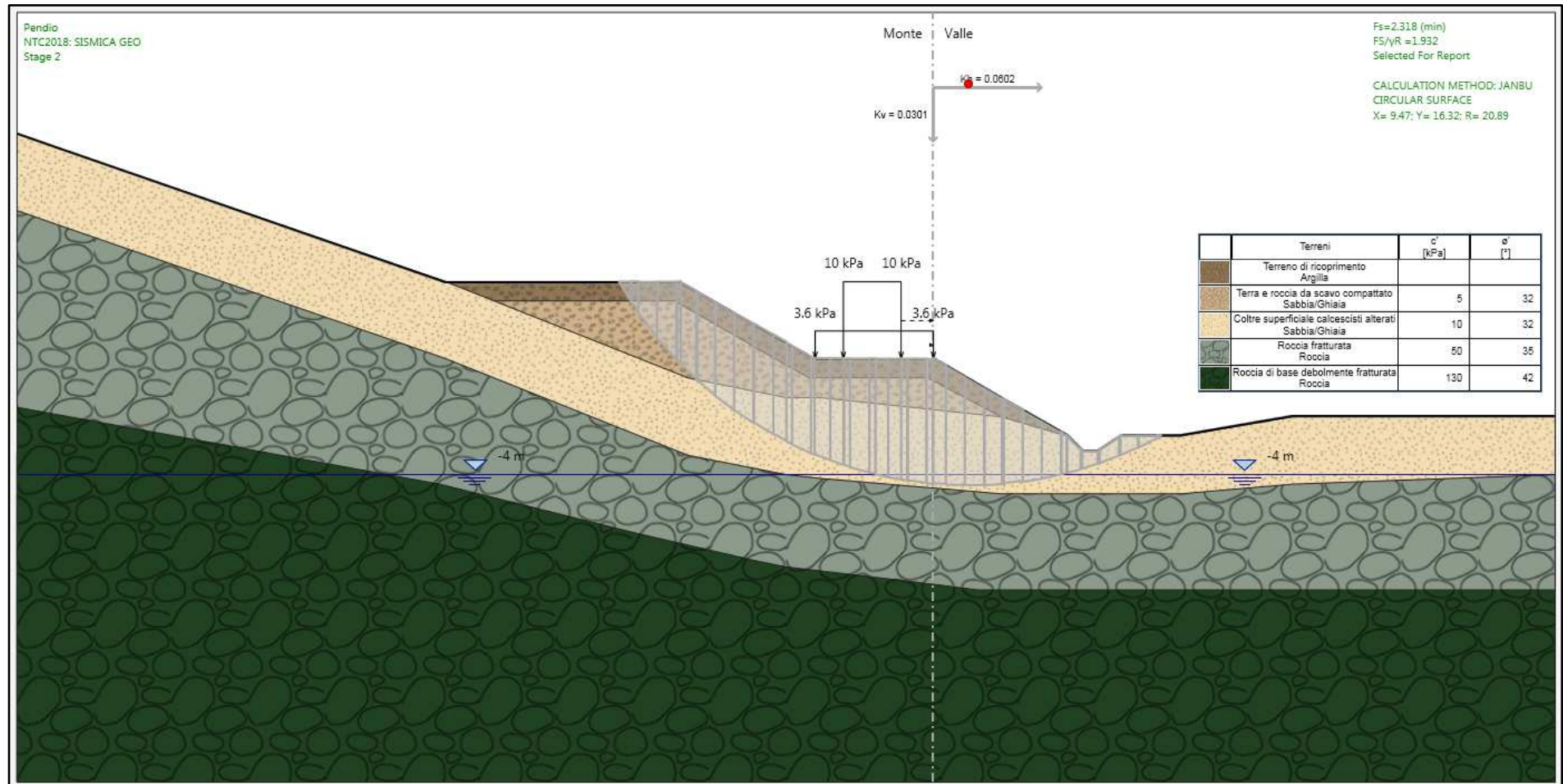
COMBINAZIONE A2+M2+R2

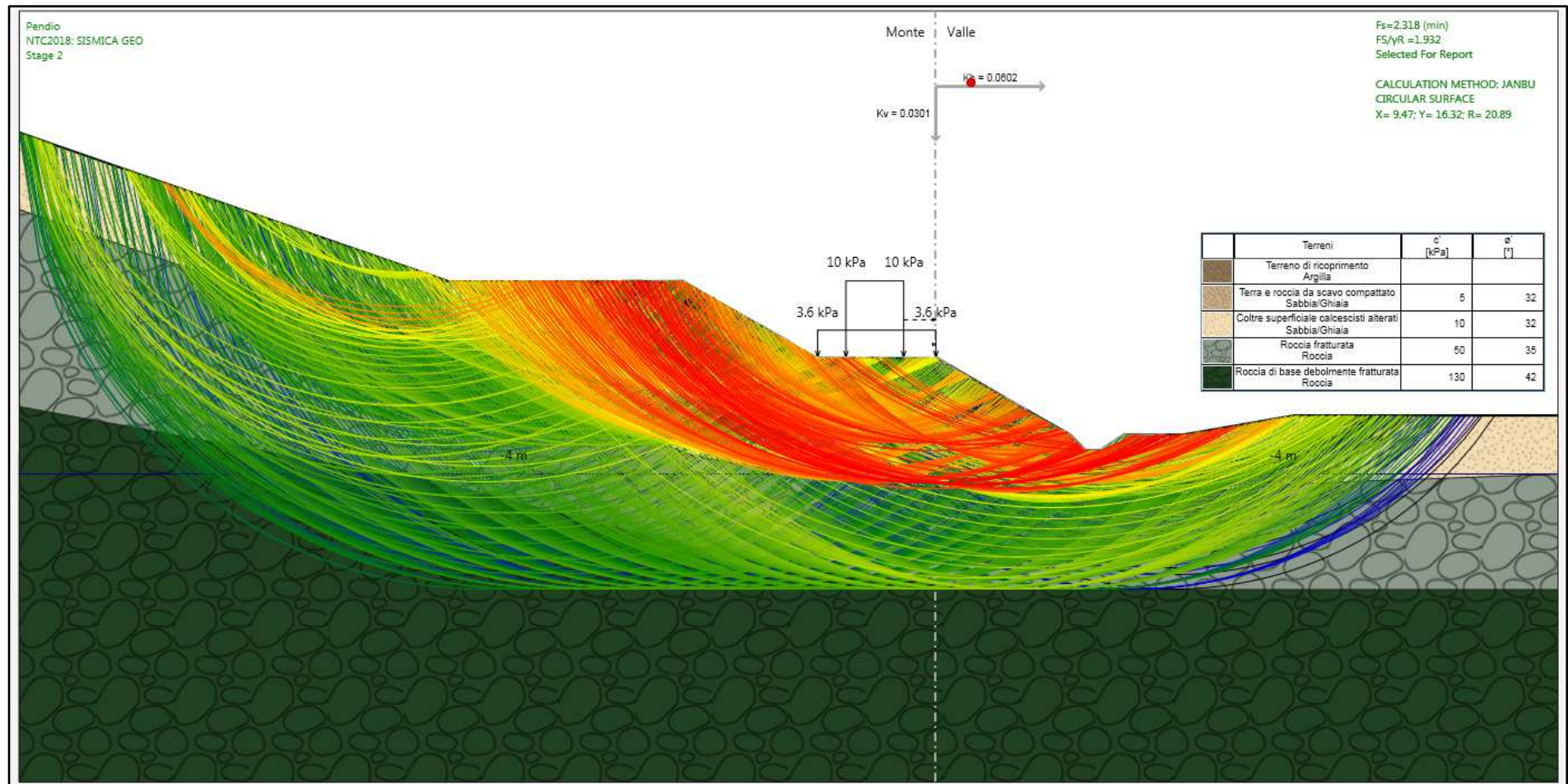


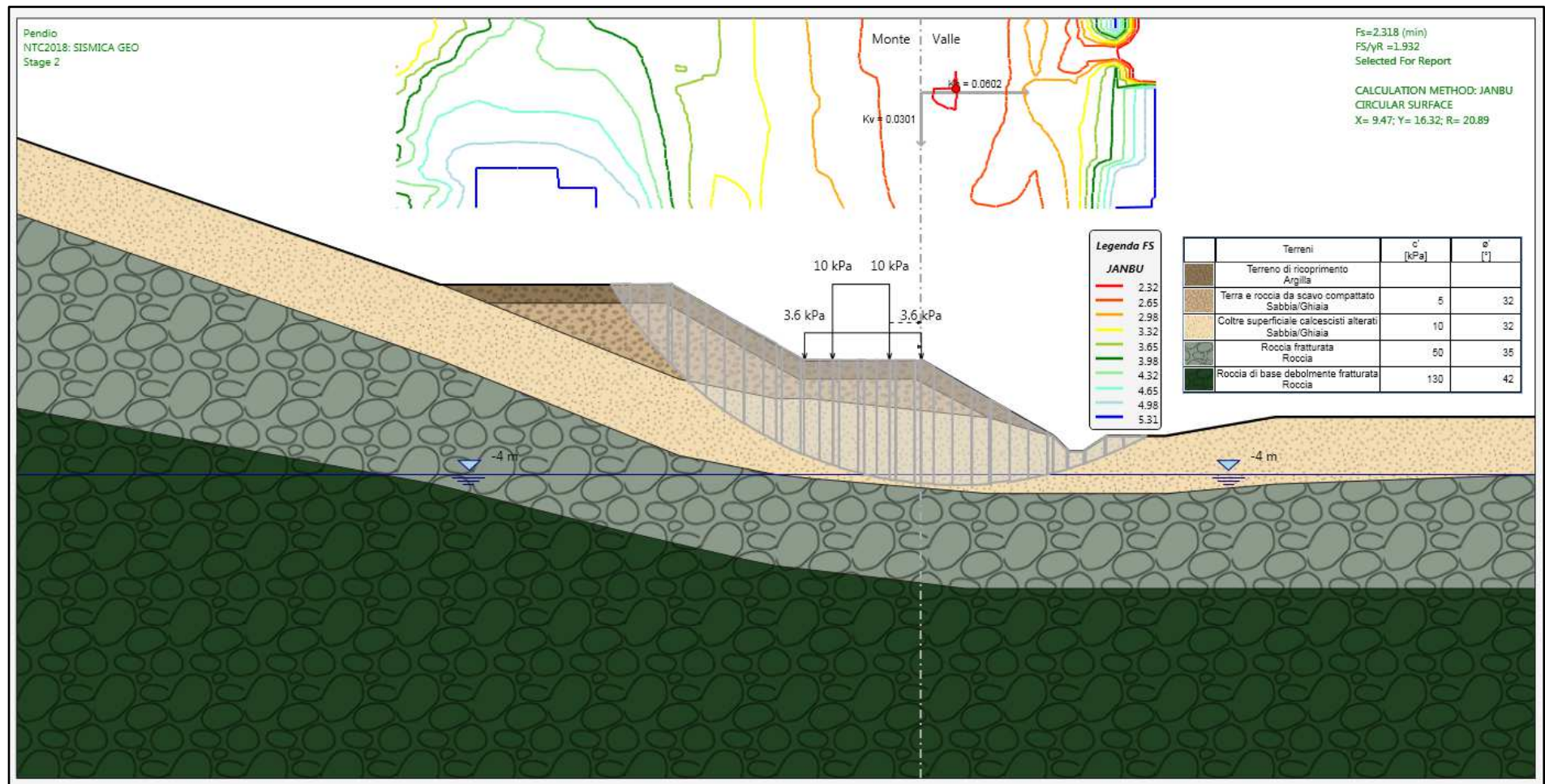




COMBINAZIONE SISMICA – GEO







RIEPILOGO VERIFICHE

COMBINAZIONE	F.S.	γ_R	VERIFICATO
A2+M2+R2	2.05	1.1	SI
Sismica – GEO	2.32	1.2	SI

**LE VERIFICHE DI STABILITÀ POSSONO RITENERSI SODDISFATTE
CON RIFERIMENTO AI METODI DI VERIFICA
E AI COEFFICIENTI DI SICUREZZA PREVISTI DALLE NTC-2018**

8. Valutazione dei risultati e validazione della modellazione

I risultati ottenuti con l'ausilio dei modelli di calcolo agli elementi finiti sono stati opportunamente confrontati con quelli ottenuti applicando modelli semplificati sia a scopo di riscontro numerico che al fine della validazione e della verifica di attendibilità dei risultati ottenuti secondo quanto previsto dal *paragrafo 10.2.1* del D.M. 17.01.2018 (N.T.C.-2018).

Le verifiche sono state, pertanto, in particolare svolte in riferimento alla torre di presa ed al canale di presa e scarico di fondo considerando le strutture con schemi statici rispettivamente “*a mensola incastrata alle estremità*” e “*a mensola incastrata su un lato*”.

I diagrammi di sollecitazione ottenuti sono stati, quindi, confrontati con i risultati numerici di calcolo ottenibili applicando le formule associate ai *diagrammi di sollecitazione* di letteratura secondo la *Scienza delle Costruzioni*.

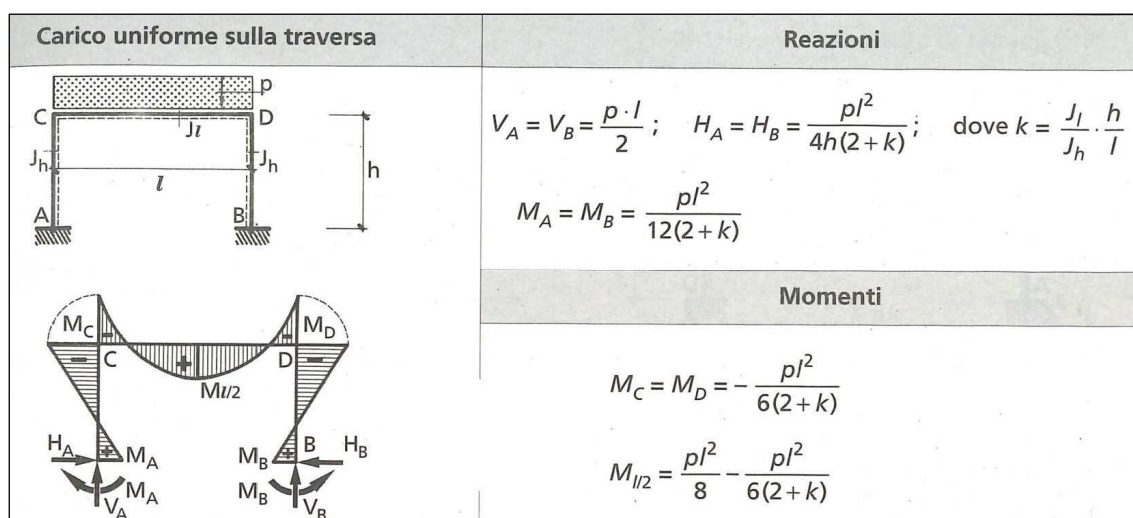


Figura 19 – Diagrammi di sollecitazione schema statico a portale con incastro in fondazione.

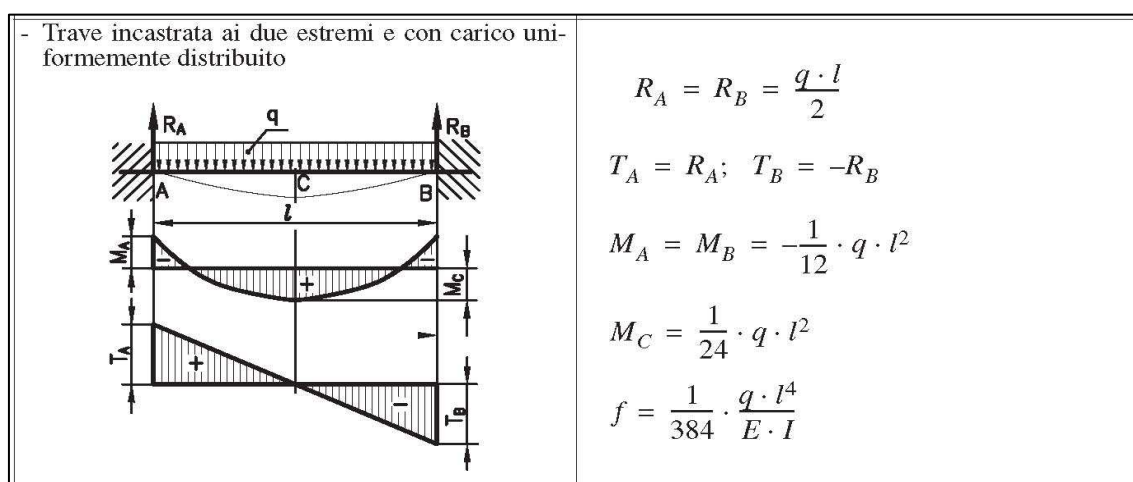
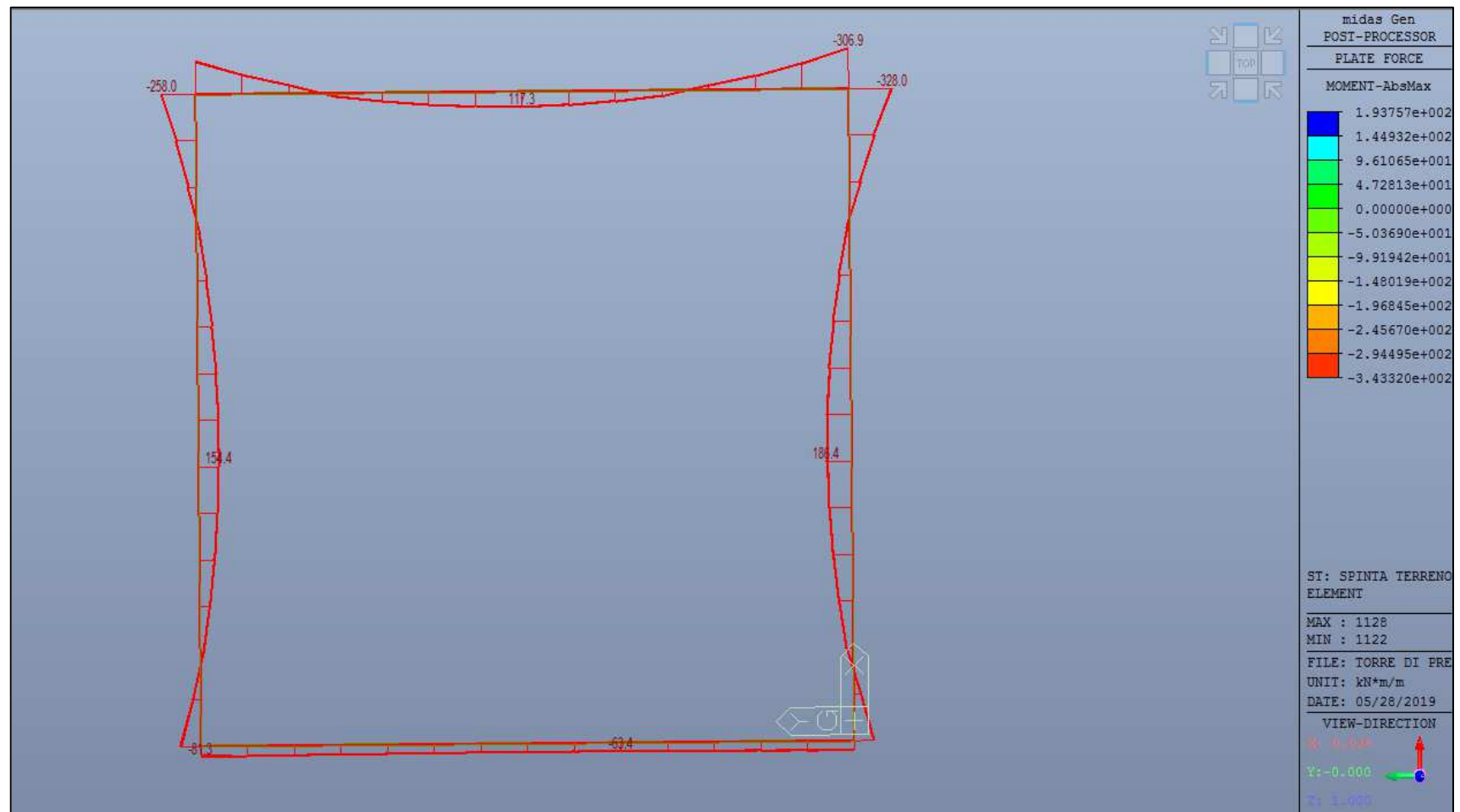
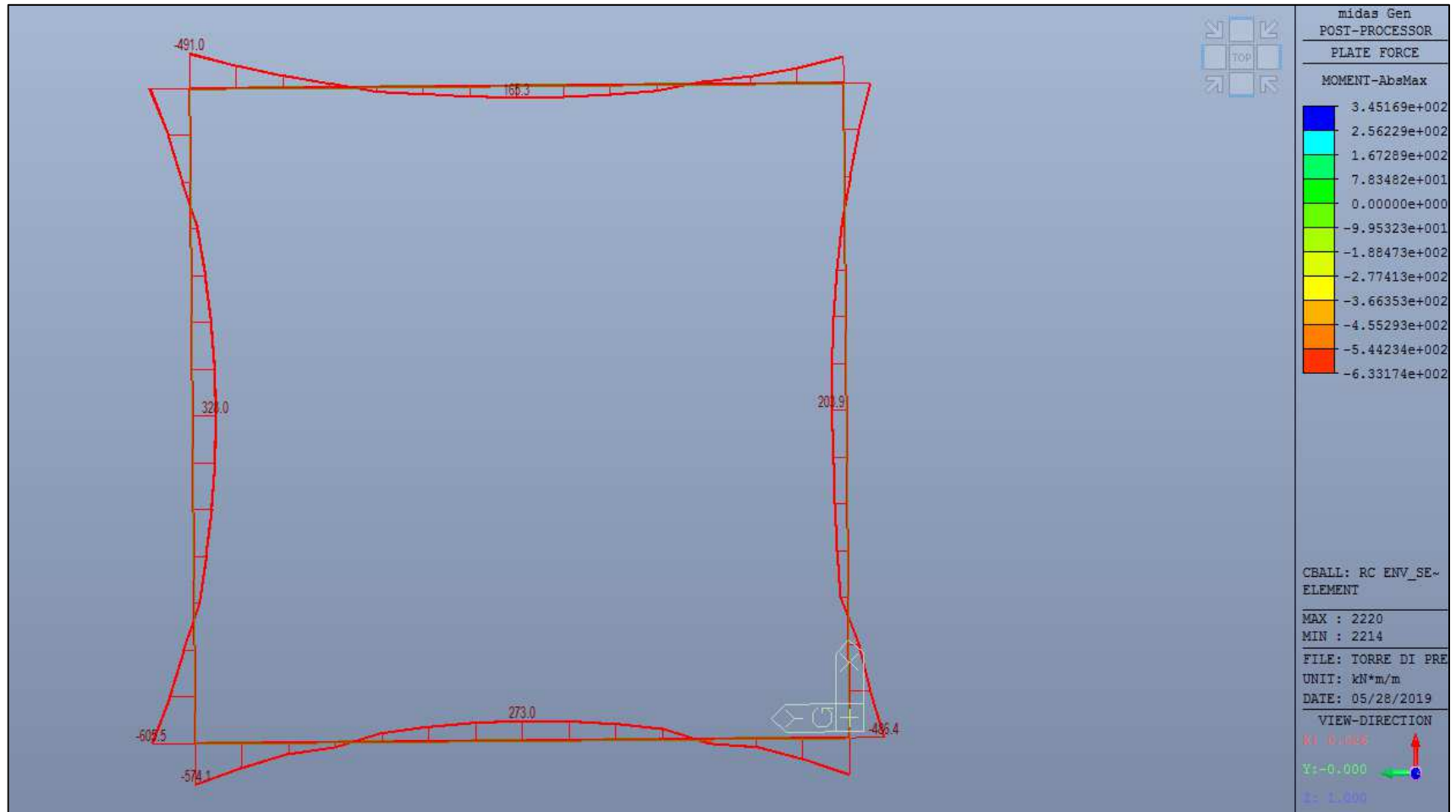


Figura 20 – Diagrammi di sollecitazione schema statico a trave incastrata agli estremi.

Dal modello di calcolo FEM relativo alla **torre di presa** si ottengono, quindi, i seguenti valori di sollecitazione a momento flettente a SLE:





Schema	Relazioni
- Trave incastrata a un estremo con carico distribuito variabile con legge lineare (triangolare)	$R_A = \frac{q \cdot l}{2}$ $T_A = R_A$ $M_{max} = M_A = -\frac{q \cdot l^2}{6}$ $f = \frac{1}{30} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$

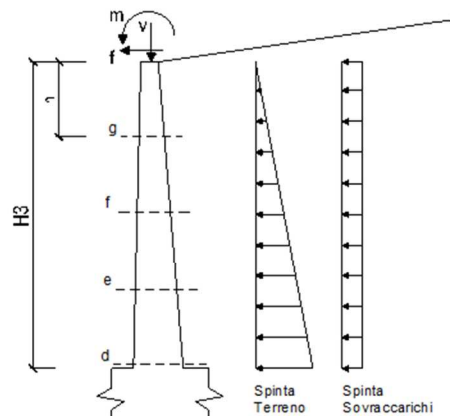
Figura 21 – Diagrammi di sollecitazione schema statico a trave incastrata ad un estremo con carico distribuito variabile linearmente.

Mediante il modello di calcolo semplificato, relativamente al **canale di presa e scarico di fondo**, assoggettato alla sola azione della spinta del terreno una singola porzione di parete con altezza fuori terra pari a circa 5,5 m / 5,4 m e spessore 80 cm, si ottengono i seguenti valori caratteristici di sollecitazione (momento flettente M_t su sezione d-d):

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2 \cdot h/3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{\text{orizz}}} \cdot (1 \pm k_v) - K_{a_{\text{orizz}}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o } h/3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz}}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{\text{ext}} &= m + f \cdot h \\
 M_{\text{inerzia}} &= \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot k h \\
 N_{\text{ext}} &= v \\
 N_{\text{pp+inerzia}} &= \Sigma P m_i \cdot (1 \pm k_v) \\
 V_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2 \\
 V_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{\text{orizz}}} \cdot (1 \pm k_v) - K_{a_{\text{orizz}}}) \cdot h^2 \\
 V_q &= K_{a_{\text{orizz}}} \cdot q \cdot h \\
 V_{\text{ext}} &= f \\
 V_{\text{inerzia}} &= \Sigma P m_i \cdot k h
 \end{aligned}$$

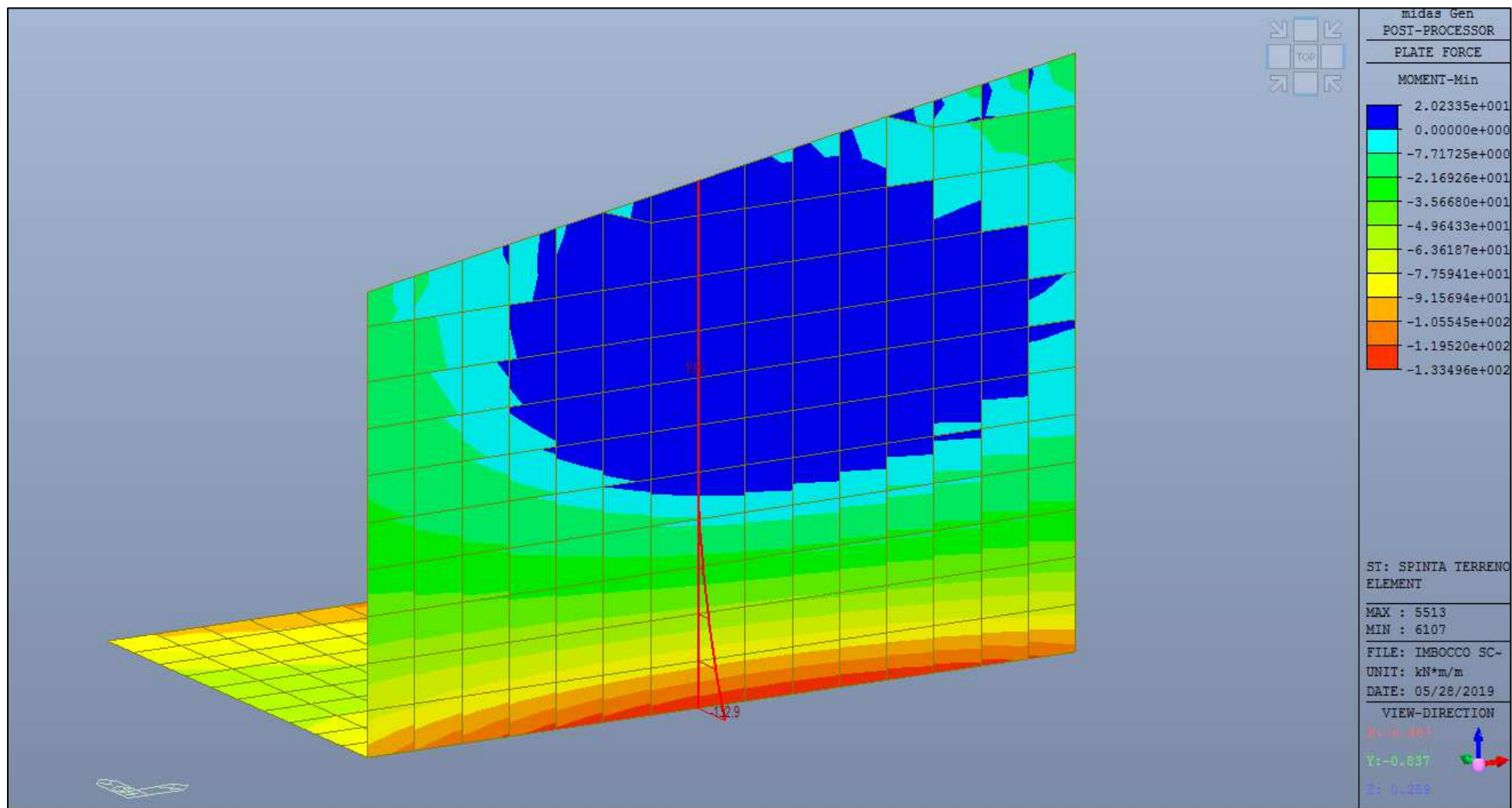


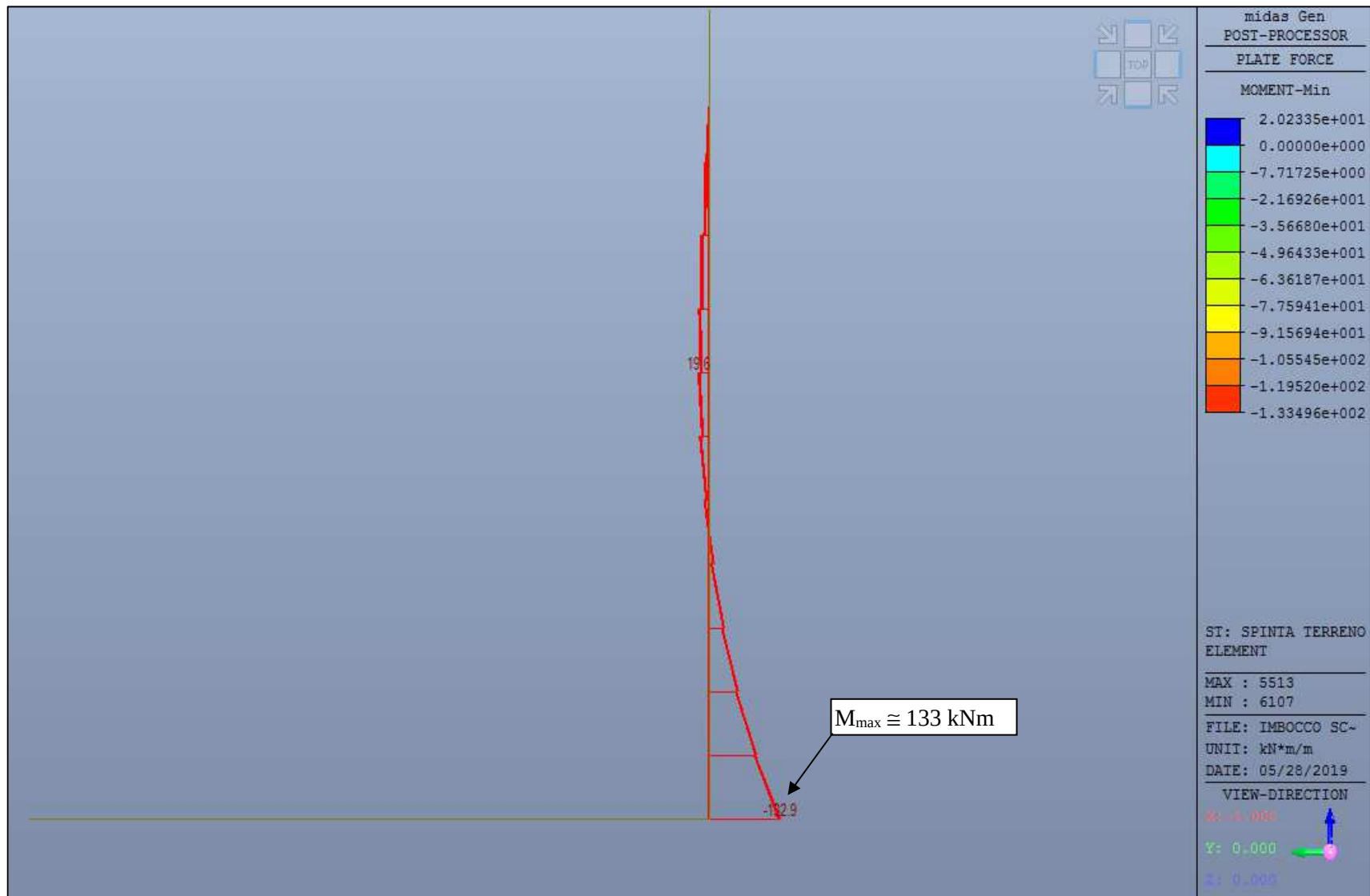
condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.40	135.16	0.00	0.00	135.16	0.00	108.00	108.00
e-e	4.05	57.02	0.00	0.00	57.02	0.00	81.00	81.00
f-f	2.70	16.89	0.00	0.00	16.89	0.00	54.00	54.00
g-g	1.35	2.11	0.00	0.00	2.11	0.00	27.00	27.00

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.40	75.09	0.00	0.00	75.09
e-e	4.05	42.24	0.00	0.00	42.24
f-f	2.70	18.77	0.00	0.00	18.77
g-g	1.35	4.69	0.00	0.00	4.69

Dal modello di calcolo FEM relativo al **canale di presa e scarico di fondo**, estrapolando l'analoga porzione di parete laterale con altezza pari a circa 5,5 m assoggettata alla sola spinta del terreno a tergo dell'opera si ottengono, quindi, i seguenti valori di sollecitazione a momento flettente a SLE:





Dal confronto dei risultati ottenuti mediante i modelli di valutazione semplificata con quelli desunti dai modelli ad elementi finiti si può, dunque, evidenziare una sostanziale congruenza ed omogeneità dell'andamento dei diagrammi di sollecitazione di calcolo e, aggiuntivamente per il modello relativo al canale di presa, una sostanziale congruità ed analogia dei valori di calcolo delle sollecitazioni a meno di una limitata ed accettabile tolleranza entro il 5%.

Visto e considerato quanto sopra riportato si può, dunque, concludere che i risultati ottenuti dalla modellazione della torre di presa e del canale di presa e scarico di fondo con l'ausilio del codice di calcolo numerico agli elementi finiti Midas Gen 2019 possano ritenersi accettabili e compatibili con le risultanze delle analisi semplificate e, come tali, attendibili e validabili a tutti gli effetti ai sensi del paragrafo 10.2.1 delle N.T.C.-2018.