VARIANTE AL LOTTO N. 2 DEL COLLEGAMENTO PEDONALE DAL CENTRO STORICO DEL CAPOLUOGO ALLE AREE DEI SERVIZI PUBBLICI LUNGO VIALE GRAMSCI , PECCIOLI (PI)
CUP: D42F20000570004 CIG: BB53B3BFCF

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO
STRUTTURE IN C.A. DELLA STAZIONE DI VALLE

CODICE DOCUMENTO: ST.RS.04

PROGETTISTA
Arch. NICO PANIZZI - Heliopolis 21 Architetti Associati

TEAM DI PROGETTAZIONE
Arch. GIAN LUIGI MELIS
Arch. ALESSANDRO MELIS
Arch. ILARIA FRUZZETTI
P. Ed. FILIPPO MARIANI

Ing. MARGHERITA BALDOCCHI
Ing. ELISABETTA CONI
Arch. ROBERTO POZIELLO
Dott.ssa in arch. GAIA PARLANTI
Dott. in scienze dell'arch. LUCA MARRAS
LORENZO SHABANI
MARTINA MANETTI

Heliopolis 21 Architetti Associati

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Arch. GIAN LUIGI MELIS - Heliopolis 21 Architetti Associati

CONSULENTI
Consulenza progetto opere strutturali - Ing. GIANNI MICHELON - MAD INGEGNERIA srl
Consulenza progetto opere elettriche - Ing. MASSIMILIANO MICHELETTI - Studio Tecnotre
Relazioni e indagini geologiche - Dott.ssa Geol. FRANCESCA FRANCHI - Studio Associato Geoprogetti
Consulenza idraulica - Ing. JACOPO TACCINI

Peccioli, Giugno 2026

1 INDICE

1 INDICE 1

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 3

3 INTRODUZIONE 4

4 DESCRIZIONE DEL COLLEGAMENTO E DELLE RELATIVE STRUTTURE 5

4.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO NEL SUO COMPLESSO 5
4.2 DESCRIZIONE STRUTTURALE DEL COLLEGAMENTO DI VALLE 6
4.2.1 SOTTOPASSO PEDONALE ALLA STRADA PROVINCIALE SP64 7
4.2.2 STAZIONE DI VALLE – PARTE GENERALE 8
4.2.3 STAZIONE DI VALLE – TORRI MONTACARICHI 10
4.2.4 STAZIONE DI VALLE – STRUTTURA IN C.A. 13
4.2.5 STAZIONE DI VALLE – BELVEDERE E APPOGGIO PASSERELLA 17
4.2.6 STAZIONE DI VALLE – SCALA DI EMERGENZA 19
4.2.7 PASSERELLA AEREA DI VALLE 21
4.3 DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO 26

5 PRINCIPALI IPOTESI SULL'ANALISI STRUTTURALE 30

5.1 TIPOLOGIA DI ANALISI SVOLTA 30
5.2 VITA NOMINALE DI PROGETTO E CLASSE D'USO 32

6 ANALISI DEI CARICHI 33

6.1 PESO PROPRIO 34
6.2 PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI 34
6.3 CARICHI VARIABILI SULLE SOLETTE MASSIVE 37
6.4 CARICHI DOVUTI AL RIVESTIMENTO DELLE TORRI 41
6.5 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI – TERRENO 41
6.6 SPINTA A RIPOSO E ATTIVA SUI MURI IN ELEVAZIONE 42
6.7 CARICHI DERIVANTI DALLA PASSERELLA IN ACCIAIO 44
6.8 CARICHI DA VENTO SULLE PARETI DELLA TORRE 45
6.9 CARICHI SISMICI 49
6.9.1 PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO E SPETTRI DA RSL 50
6.9.2 COMPORTAMENTO STRUTTURALE E FATTORE DI COMPORTAMENTO 62

7 REGOLE DI COMBINAZIONE DELLE AZIONI 65

7.1 COMBINAZIONI DEI CARICHI 65

8 MODALITÀ DI PROGETTO E VERIFICA STRUTTURE IN C.A. 66

8.1 STATI LIMITE ULTIMI 66
8.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO 66

9 MODALITÀ DI PROGETTO E VERIFICA GEOTECNICHE IN FONDAZIONE 67

9.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE 67

10 DICHIARAZIONI DA CAP. 10 NTC E VALIDAZIONE DEL MODELLO NUMERICO 71

10.1 VALIDAZIONE DEI MODELLI NUMERICI 72

11 AZIONI INTERNE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI 73

11.1 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA PLATEA PL_01 73
11.2 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA PLATEA PL_02 77
11.3 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA SOLETTA SOL_A2 82

11.4 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA SOLETTA SOL_A1 84
11.5 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA SOLETTA SOL_A 87
11.6 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA SOLETTA SOL_C1 89
11.7 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA SOLETTA SOL_C2 92
11.8 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA SOLETTA SOL_D 94
11.9 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA SOLETTA SOL_E 97
11.10 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA SOLETTE INTERMEDIE DELLA TORRE 99
11.11 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLE ELEVAZIONI – DA PL_01 A PL_02 / SOL_A1 102
11.12 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLE ELEVAZIONI – PL_02 / SOL_A1 A SOL_A 106
11.13 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLE ELEVAZIONI – SETTI INTERNI 01, 02 E 03 111
11.14 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLE ELEVAZIONI – TORRI AS01 E AS02 115
11.15 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLE TRAVI PARETE DELLA TERRAZZA PANORAMICA 120
11.16 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLE TRAVI DELLA VETRATA PANORAMICA 124

12 VERIFICHE SLU E SLE DELLE PLATEE DI FONDAZIONE 129

12.1 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – PLATEA DI FONDAZIONE PL_01 129
12.2 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – PLATEA DI FONDAZIONE PL_02 140

13 VERIFICHE STRUTTURALI DELLE ELEVAZIONI 151

13.1 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – ELEVAZIONI DA PL_01 A PL_02 / SOL_A1 151
13.2 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – ELEVAZIONI PL_02 / SOL_A1 A SOL_A 162
13.3 VERIFICHE ALLO SLU – TRAVI PARETE DEL BELVEDERE 173
13.4 VERIFICHE ALLO SLU – SETTI STRUTTURALI INTERNI ALLA STAZIONE 184
13.5 VERIFICHE ALLO SLU – TORRI E MONTACARICHI 185

14 VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SOLETTA MASSIVE 191

14.1 VERIFICA ALLO SLU E SLE – SOLETTA TIPO A2 191
14.2 VERIFICA ALLO SLU E SLE – SOLETTA TIPO A1 202
14.3 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – SOLETTE TIPO A 213
14.4 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – SOLETTA TIPO C1 224
14.5 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – SOLETTA TIPO C2 235
14.6 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – SOLETTE TIPO D ED E 246
14.7 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – SOLETTE DI SOSTEGNO RIVESTIMENTO 257

15 VERIFICHE STRUTTURALI DELLE TRAVI DELLA VETRATA PANORAMICA 268

15.1 VERIFICA SLU E SLE DELLE TRAVI HEB200 268

16 VERIFICHE DI DEFORMAZIONE DELLA STRUTTURA – S.L.E. E S.L.O. 270

16.1 VERIFICHE ALLO SLE – DEFORMAZIONE VERTICALE DELLE SOLETTA MASSIVE 271
16.2 VERIFICHE ALLO SLE – DEFORMAZIONE ORIZZONTALE CARATTERISTICA 274
16.3 VERIFICHE ALLO SLU – DEFORMAZIONE IN CONDIZIONI SISMICHE 277

17 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE 281

17.1 VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE PL_01 – COMBINAZIONI STATICHE 281
17.2 VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE PL_01 – COMBINAZIONI SISMICHE 285
17.3 VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE PL_02 – COMBINAZIONI STATICHE 288
17.4 VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE PL_02 – COMBINAZIONI SISMICHE 291
17.5 VERIFICA DI EQUILIBRIO GLOBALE DEL CORPO RIGIDO 295
17.5.1 ROTAZIONE ATTORNO ALL'ASSE Y – EQUILIBRIO RIPETTO AL NODO "SINISTRO" 296
17.5.2 ROTAZIONE ATTORNO ALL'ASSE Y – EQUILIBRIO RIPETTO AL NODO "DESTRO" 297
17.5.3 ROTAZIONE ATTORNO ALL'ASSE X – EQUILIBRIO RIPETTO AL NODO "ALTO" 298
17.5.4 ROTAZIONE ATTORNO ALL'ASSE X – EQUILIBRIO RIPETTO AL NODO "BASSO" 300
17.6 VERIFICA DEI CEDIMENTI DELLE PLATEE DI FONDAZINE 301

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

In questo capitolo si riportano i riferimenti alle normative utilizzate per la progettazione e la verifica delle strutture in calcestruzzo previste per la realizzazione dell'opera denominata "stazione di valle" e costituita dalla struttura in calcestruzzo che collega l'accesso dal viale Gramsci alla intersezione con la via Da Vinci, attraverso le due torri in calcestruzzo armato e la passerella in carpenteria metallica (si rimanda alla relativa relazione tecnica e di calcolo). Il tutto nell'ambito del nuovo collegamento pedonale dal centro storico del capoluogo alle aree dei servizi pubblici lungo viale Gramsci nel Comune di Peccioli, Provincia di Pisa. La progettazione si riferisce al lotto funzionale 2.

Si fa riferimento, quando possibile, alla normativa italiana. Quando questo non è fattibile ci si riferisce alle norme unificate comunitarie.

- Legge 5 Novembre 1971 n.1086 – "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge 2 Febbraio 1974 n.64 – "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 17 Gennaio 2018 – "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»";
- Circ. Min. 21 Gennaio 2019 n.7 – "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 Gennaio 2018";
- UNI EN 1992-1-1:2015 Parte 1-1 – Eurocodice 2 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici";
- D.M. LL. PP. 11 Marzo 1988 – "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

3 INTRODUZIONE

La presente Relazione Tecnico-Illustrativa e di Calcolo oltre ai relativi elaborati grafici, riassume ed evidenzia le modalità di progettazione e verifica delle strutture in calcestruzzo previste per la realizzazione dell'opera denominata "stazione di valle" e costituita dalla struttura in calcestruzzo che collega l'accesso dal viale Gramsci alla intersezione con la via Da Vinci, attraverso le due torri in calcestruzzo armato e la passerella in carpenteria metallica (si rimanda alla relativa relazione tecnica e di calcolo). Il tutto nell'ambito del nuovo collegamento pedonale dal centro storico del capoluogo alle aree dei servizi pubblici lungo viale Gramsci nel Comune di Peccioli, Provincia di Pisa. La progettazione si riferisce al lotto funzionale 2.

La fase progettuale è quella di un progetto esecutivo.

Nella presente relazione si riportano: una descrizione generale dell'intervento in esame e una descrizione dettagliata delle strutture previste per le opere in oggetto; una esposizione delle principali ipotesi utilizzate nell'analisi strutturale; una descrizione delle regole di combinazioni delle azioni allo SLU e allo SLE con i relativi coefficienti di sicurezza; le ipotesi sui terreni e le azioni gravanti sulle strutture; le modalità di progetto e verifica delle strutture; le dichiarazioni previste dal capitolo 10 delle NTC 2018; i risultati delle analisi e le verifiche strutturali e geotecniche della struttura.

Per una migliore chiarezza espositiva le verifiche vengono evidenziate ed illustrate inizialmente in forma grafica mentre al termine del presente fascicolo si riporta la relazione in forma estesa.

La relazione è suddivisa in capitoli per renderne più agevole la lettura e, soprattutto, la comprensione.

4 DESCRIZIONE DEL COLLEGAMENTO E DELLE RELATIVE STRUTTURE

In questo capitolo si riportano un riassunto della descrizione generale dell'intero intervento, il quale è comunque descritto dettagliatamente nell'apposita Relazione Tecnica Generale di Inquadramento dell'Intervento allegata.

Successivamente si riporta una descrizione dettagliata delle strutture che compongono la componente strutturale di cui alla presente relazione.

4.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO NEL SUO COMPLESSO

L'intervento in oggetto riguarda la costruzione di un nuovo collegamento pedonale che va dal centro storico del capoluogo alle aree dei servizi pubblici presenti in viale Gramsci nel Comune di Peccioli, in Provincia di Pisa. Tale collegamento prevede la realizzazione di due passerelle pedonali, tre torri e vari camminamenti in quell'appezzamento di terra inutilizzato sottostante a via Bellincioni e che interrompe via Da Vinci. L'intervento è diviso in due lotti funzionali: il primo che prevede la realizzazione delle opere della parte di monte (da via Bellincioni a via Da Vinci); il secondo, comprendente i lavori della zona di valle (da via Da Vinci a viale Gramsci).

Oggetto della presente relazione è una parte dell'intervento relativamente al secondo lotto funzionale.

Una descrizione dettagliata e minuziosa è riportata nell'apposita Relazione Tecnica Generale.



Fig. 4-1 – Render dell'intero collegamento

4.2 DESCRIZIONE STRUTTURALE DEL COLLEGAMENTO DI VALLE

La complessità ed estensione del progetto ha suggerito, in analogia all'alto lotto funzionale, di adottare una impostazione strutturale che preveda la suddivisione dell'intero intervento in sotto-progetti che così possono essere affrontati in maniera indipendente e quindi in maniera più efficace.

Ovviamente alcuni di questi sotto-progetti possono reciprocamente essere influenzati e quindi debbono considerarci anche le inevitabili ripercussioni che l'uno implicherà sull'altro. Ci si riferisce per esempio alla progettazione della passerella aerea in acciaio (modellata in maniera indipendente) e alla struttura in calcestruzzo delle due torri della stazione di valle: è implicito che nel progetto dell'una non potrà essere trascurata la presenza dell'altra vista la ovvia interazione.

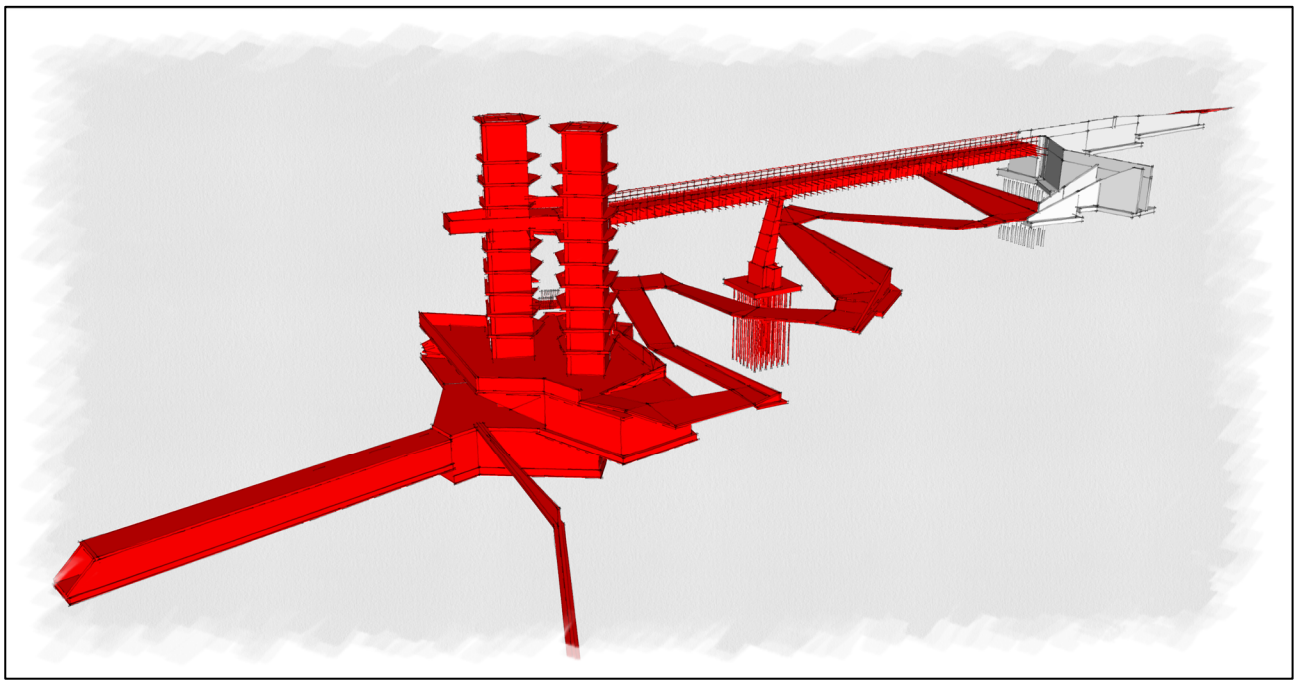


Fig. 4-2 – Vista tridimensionale delle parti strutturali considerate nel progetto - "Lotto funzionale 2"

Operativamente tutto il progetto è stato elaborato, sia per quanto riguarda la modellazione strutturale che per la modellazione numerica, con elementi tridimensionali che hanno consentito un efficace controllo delle opere strutturali rispetto alla impostazione architettonica. Le forme risulta infatti molto complesse soprattutto per le geometrie dei rivestimenti sulla passerella aerea e sulle due torri e per le strutture in calcestruzzo armato della stazione di valle (soprattutto per il fronte di accesso alla stazione e per il sistema di sbarco della passerella in acciaio sul belvedere di collegamento con le due torri).

Come per gli elaborati grafici la suddivisione degli interventi e la loro descrizione diparte dalla stazione di valle (attestata sul viale Gramsci), passa in verticale attraverso le due torri e successivamente, completamente in

piano, raggiunge tramite il percorso aereo il lotto funzionale 1 in corrispondenza della intersezione e collegamento con la via da Vinci.

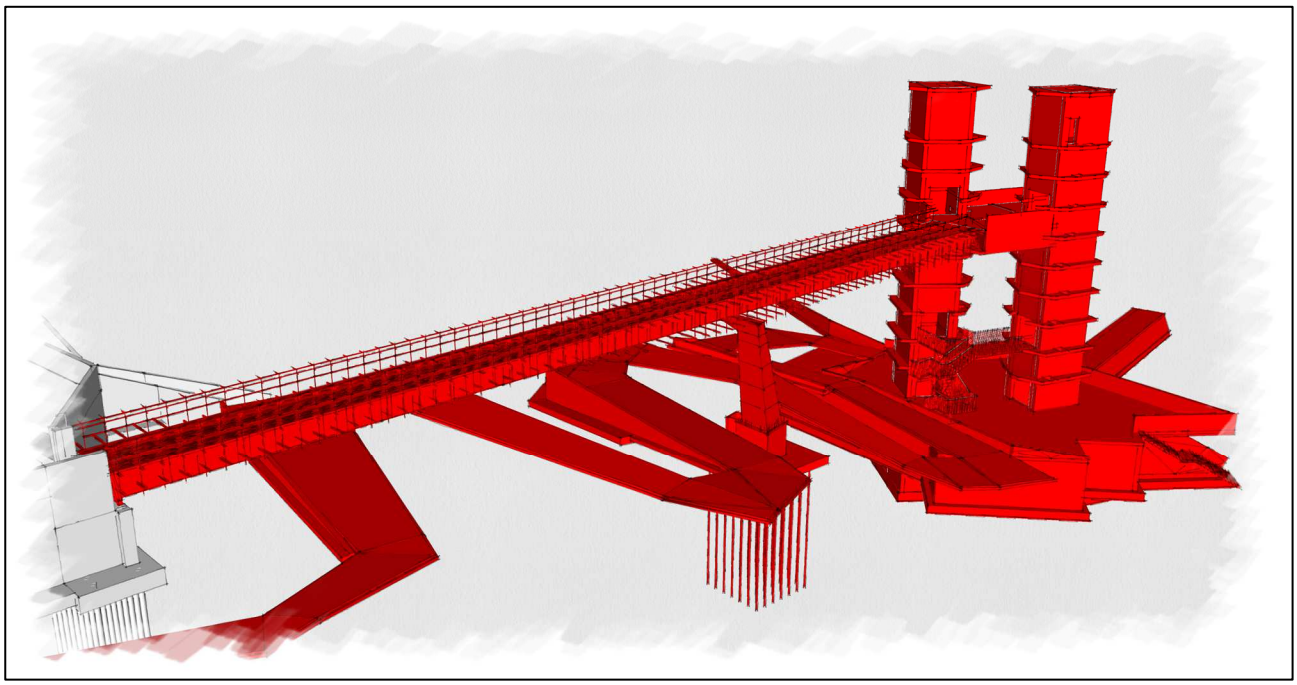


Fig. 4-3 – Vista tridimensionale delle parti strutturali considerate nel progetto - "Lotto funzionale 2"

Si procede quindi, di seguito, con la descrizione della suddivisione adottata e con una descrizione dei sotto-progetti che interessano la progettazione della stazione di valle.

Prima della descrizione dei vari lotti è necessario tuttavia evidenziare che, per la realizzazione della stazione di valle, si è scelto di proteggere i fronti di scavo mediante una opera provvisionale costituita da pali in calcestruzzo (berlinese di valle) che sarà descritta di seguito.

4.2.1 SOTTOPASSO PEDONALE ALLA STRADA PROVINCIALE SP64

A seguito dell'acquisto da parte della Amministrazione di una porzione di area a sud della strada provinciale (area ex Toncelli) si è prevista l'esecuzione di un sottopasso pedonale che possa mettere in comunicazione il piano interrato della nuova stazione e il piano di campagna a sud della strada (quota -3,50 metri rispetto allo "zero" di progetto posto a quota 53,35 m s.l.m.).

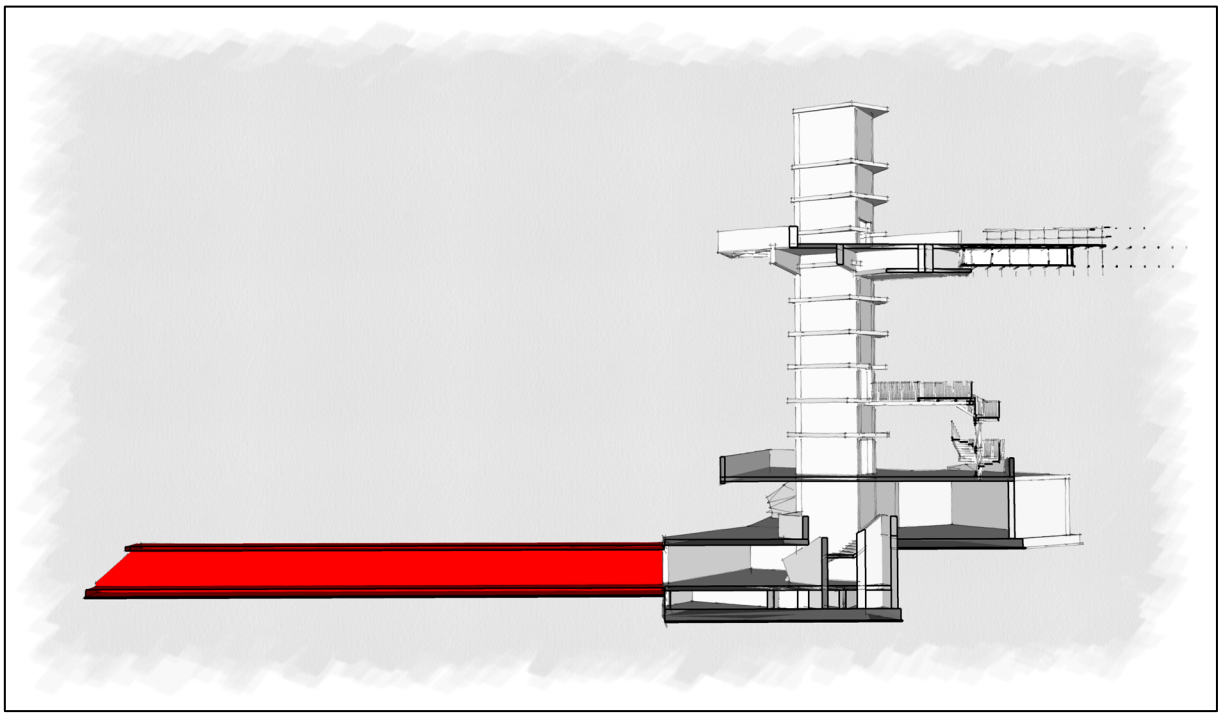


Fig. 4-4 – Sezione trasversale del sottopasso pedonale alla strada provinciale - "Lotto funzionale 2"

La struttura sarà realizzata in calcestruzzo armato e avrà una sezione trasversale netta pari a 3,00x2,65m che si estenderà per circa 40 metri: il suo sviluppo lineare consentirà di passare al di sotto della strada (con una differenza di quota fra l'estradosso della struttura ed il piano strada di circa 80cm) e al di sotto del piazzale antistante la nuova stazione.

Dal punto di vista strutturale l'elemento può essere assimilato ad uno "scatolare" in calcestruzzo armato costituito da platea di fondazione (spessore 50cm), muri in elevazione (spessore 40cm) e soletta di chiusura superiore (spessore 30cm): particolare attenzione dovrà essere riposta nella organizzazione del cantiere in quanto sarà necessario realizzare la struttura in due step successivi per non interrompere il flusso veicolare della strada provinciale.

4.2.2 STAZIONE DI VALLE – PARTE GENERALE

La parte progettualmente più importante e complessa risulta essere quella che viene denominata "stazione di valle" e che permette al percorso di collegamento (zona a sud della strada provinciale o piazza principale lungo il viale Gramsci) di condurre e trasportare i fruitori fino al belvedere sopraelevato, attraverso le due torri (quota +20,50 metri): in questo punto panoramico sarà possibile accedere alla passerella aerea che condurrà, completamente in piano, fino alle opere di intersezione con la via Da Vinci.

La stazione di valle risulta costituita da 4 elementi principali che vengono di seguito descritti: le due torri in calcestruzzo all'interno delle quali sarà realizzato il collegamento verticale mediante i montacarichi, la struttura di base in calcestruzzo armato che accoglie i fruitori e strutturalmente costituisce la "fondazione" delle due torri

(piano interrato in collegamento con il sottopasso, soletta e platea di fondazione a livello della piazza, elevazioni e solette massive che andranno a costituire la piazza), la scala di emergenza in carpenteria metallica che collega la via di fuga delle due torri (necessaria dal punto di vista normativo e posta a quota +9,51 metri) con la piazza (quota +4,18 metri) ed infine il belvedere che costituisce lo “sbarco” principale delle due torri per il collegamento con la passerella aerea (quota +20,50 metri).

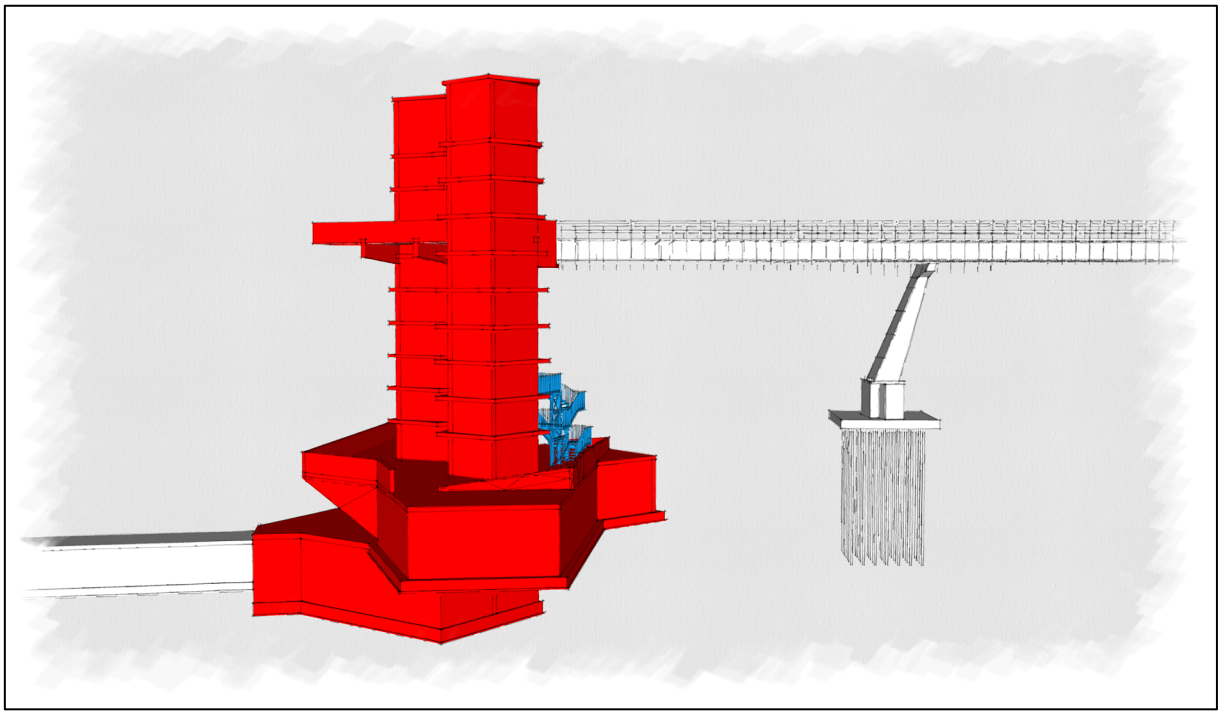


Fig. 4-5 – Suddivisione in blocchi strutturali della stazione di valle - “Lotto funzionale 2”

Anche in questa relazione si ritiene necessario eseguire una descrizione dettagliata delle singole parti visto che le stesse risultano avere implicazioni strutturali diverse: ovviamente la progettazione e verifica è avvenuta sia con un modello numerico globale (di tutta la parte in calcestruzzo armato interrata e fuori terra) che con un modello numerico locale della sola parte in acciaio che costituisce la scala di emergenza (si rimanda allo specifico paragrafo).

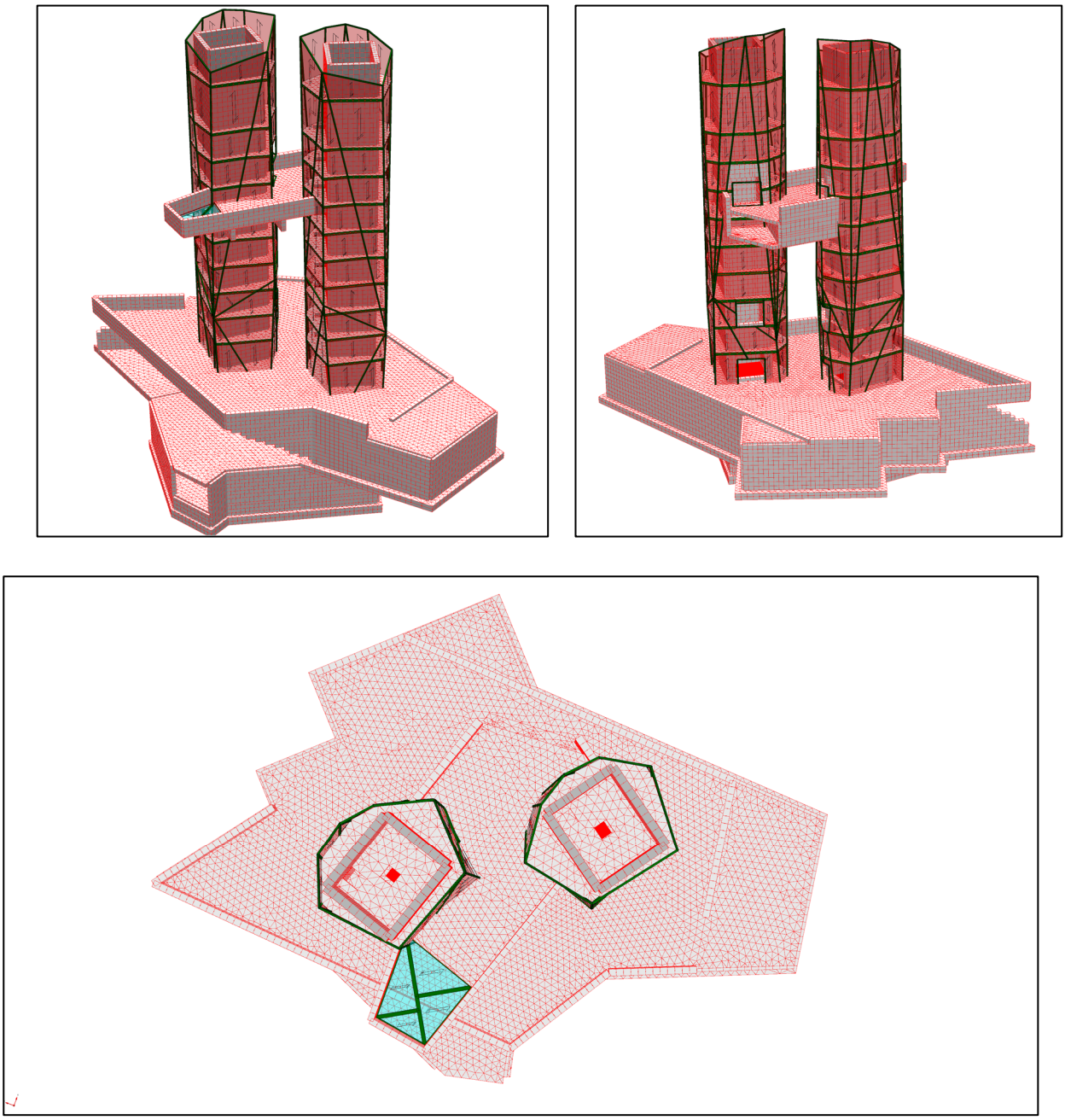


Fig. 4-6 – Modello numerico globale completo della stazione di valle in calcestruzzo armato - "Lotto funzionale 2"

4.2.3 STAZIONE DI VALLE – TORRI MONTACARICHI

L'elemento strutturale più importante della stazione di valle risulta essere il doppio collegamento verticale costituito da due torri in calcestruzzo armato che permettono di collegare la quota del sottopasso pedonale (quota -3,50m), la piazza a livello di Corso Gramsci (quota 0.00m) e la nuova piazza sopra la stazione (quota +4,18m) con le quote dell'impalcato della passerella aerea (quota +20,50m): le due torri si estendono poi fino a quota +31,5m con l'ultimo impalcato di copertura.

La struttura delle torri è completamente realizzata in calcestruzzo armato ed è costituita da una platea di fondazione complanare con quella del piano interrato dell'intera stazione (posta a quota -5,25m e con uno spessore totale di 80cm) e da opere in elevazione con spessore costante pari a 40cm.

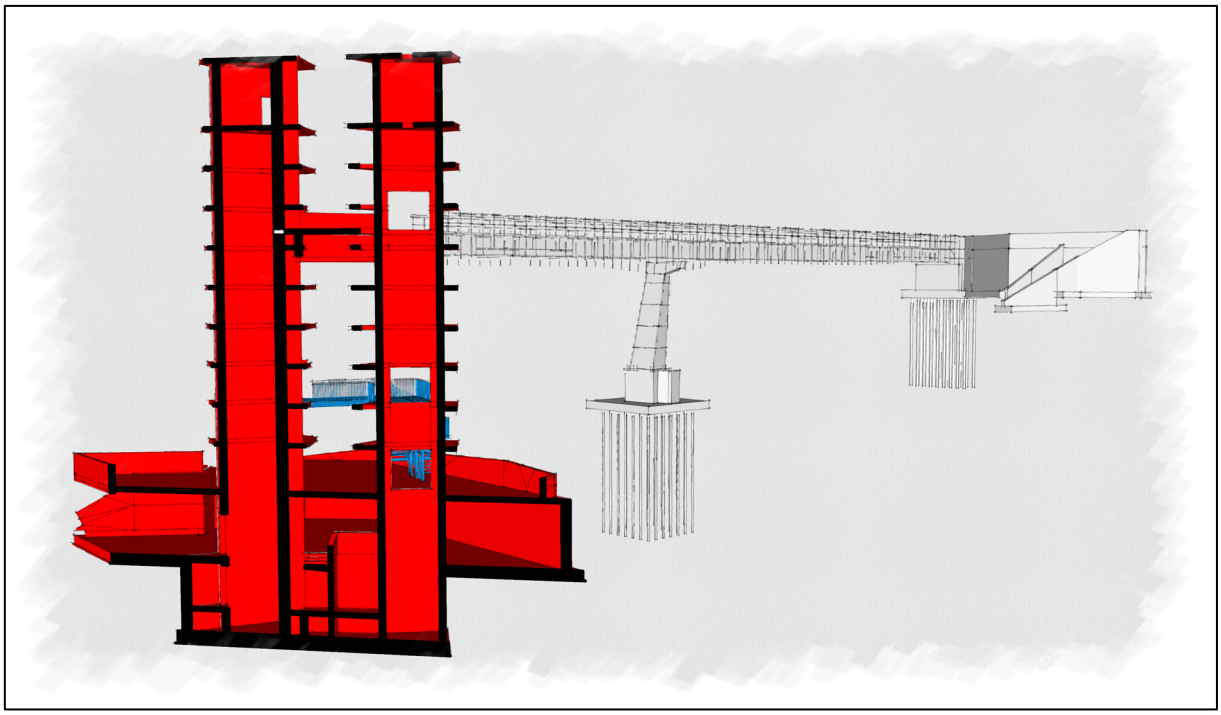


Fig. 4-7 – Sezione delle due torri di valle – "Lotto funzionale 2"

Le due torri risultano avere forma e dimensioni analoghe e si differenziano architettonicamente per la forma diversa del rivestimento esterno e per la diversa distribuzione delle aperture verso le zone di sbarco: planimetricamente risultano orientate in maniera diversa con un leggero angolo di incidenza.

Le torri risultano avere dimensioni pari a circa 435x375cm e si estendono dalla quota della platea di fondazione (quota -5,25m) fino all'ultima soletta di copertura (quota +31,50) con una altezza totale di circa 37 metri. Le due torri risultano "incastrate" nel sistema di calcestruzzo della stazione di valle ed in particolare nella platea di fondazione del piano interrato, nel sistema platea/soletta massiva del livello piazza corso Gramsci (estesa a quasi tutta la superficie della stazione) e nella soletta massiva di copertura: le due torri risultano inoltre collegate reciprocamente dalle strutture del belvedere (quota +20,50 metri) che ne permette un funzionamento "accoppiato": la parte libera "a sbalzo" risulta quindi svilupparsi dalla quota della piazza (quota 4,18 metri) per una altezza totale pari a circa 27 metri.

Lungo le torri saranno realizzate alcune aperture che risultano contrapposte lungo la torre stessa: le porte di piano interrato (quota -3,50m) e piano terra quota 0.00m) risultano generalmente sulla parete opposta rispetto a quelle dei piani superiori: la prima sarà realizzata alla quota della piazza (quota +4,18 metri), la seconda per

l'uscita di emergenza sulla scala in acciaio (quota +9,51 metri) ed infine quella per connettersi con la passerella area in acciaio (quota +20,50 metri).

Oltre alle aperture la singola torre risulta "nervata" da una serie di solette di forma variabile che costituiscono il supporto del rivestimento della torre stessa: esso sarà realizzato mediante il posizionamento di una struttura in carpenteria metallica con andamento subverticale costituito da profili RHS100x50x4mm o SHS100x5mm ad interasse massimo pari a 1 metro che realizza una sorta di "baraccatura" alla quale sarà accoppiato il sistema di rivestimento ceramico. La ingegnerizzazione del sistema di rivestimento dovrà necessariamente essere affinato in funzione della tipologia adottata, del sistema di fissaggio scelto e quindi delle necessità operative e strutturali della "baraccatura" sottostante.

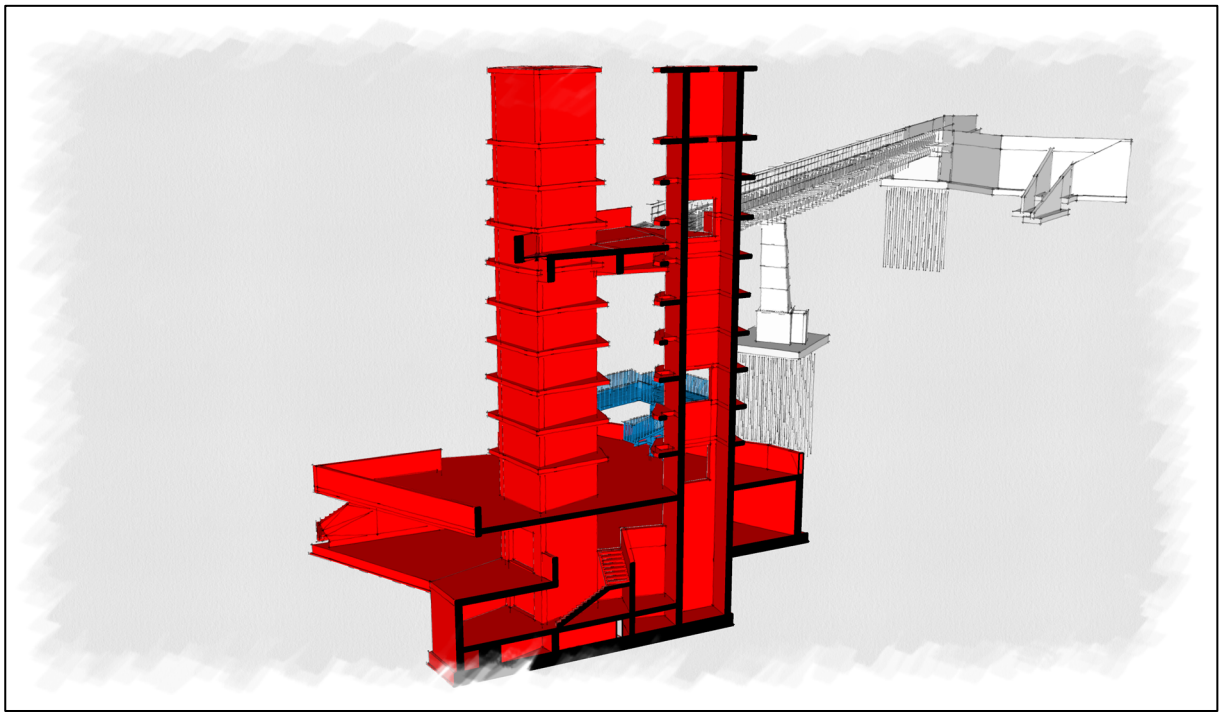


Fig. 4-8 – Sezione delle due torri di valle – "Lotto funzionale 2"

Gli ultimi due livelli delle torri risultano completamente chiusi dalle solette orizzontali, così da realizzare il "tappo" sommitale delle stesse. Si evidenzia che lungo le nervature di sostegno del rivestimento e attraverso le due solette di sommità saranno praticati dei fori per permettere di salire lungo la torre attraverso un passaggio realizzato fra le strutture in calcestruzzo delle torri stesse e il rivestimento esterno: solamente agli ultimi due livelli il collegamento si sposterà all'interno delle torri così da raggiungere la sommità delle stesse e poter svolgere la necessaria attività di ispezione strutturale.

4.2.4 STAZIONE DI VALLE – STRUTTURA IN C.A.

In continuità con le due torri, nella parte di base, sarà realizzata la struttura in calcestruzzo armato che accoglierà i fruitori del percorso: la struttura è costituita principalmente da un piano terra e da un piano interrato che darà continuità al sottopasso pedonale.

Dal punto di vista strutturale il piano interrato sarà dotato di una platea di fondazione (spessore 80cm) che costituisce anche il livello della fossa dei due montacarichi descritti ai punti precedente: la platea risulterà "nervata" e permetterà la realizzazione di una prima soletta massiva (spessore 30cm) che costituirà il supporto alla pavimentazione del piano interrato (posto a quota -3,50m piano finito). Il piano interrato si estende su circa 240 metri quadrati e racchiuderà le parti più "basse" delle torri e una scala di collegamento verticale (scala in calcestruzzo armato – denominata SC3.GRM) che lo collega con il piano terra della stazione.

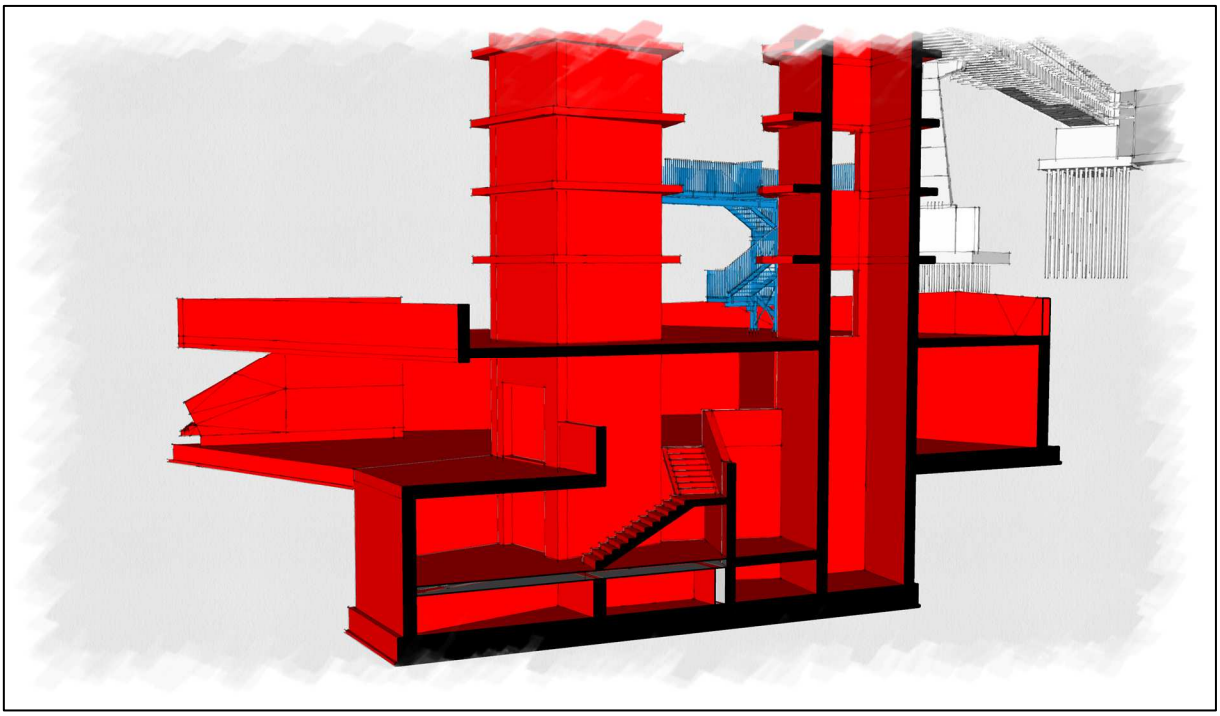


Fig. 4-9 – Struttura in calcestruzzo armato della Stazione di monte - "Lotto funzionale 1"

Le due torri e le murature d'ambito controterra ed interne determinano la forma della "piastra" principale della stazione, posta al livello 0.00m. Nell'ingombro del piano interrato sarà realizzata una soletta massiva di spessore 40cm che risulterà complanare (per quanto riguarda l'estradosso) alla platea di fondazione (spessore 60cm) realizzata a questo livello e che consentirà l'ampliamento del piano interrato fino alla forma geometria del piano terra, che si sviluppa su una superficie di circa 560 metri quadrati. Particolare attenzione dovrà essere rivolta al terrapieno da realizzare dopo la costruzione dell'interrato e per la creazione del piano di posa della platea di fondazione del piano terra: il rilevato dovrà essere realizzato a strati successivi adeguatamente compattati rispettando la presenza dei muri di elevazione del piano interrato. Prima della realizzazione della

platea del livello "zero" sarà opportuno prevedere una campagna di controllo della rigidezza e resistenza del piano di posa, così da garantirne le caratteristiche meccaniche per le quali si rimanda alla Relazione Geologica di progetto.

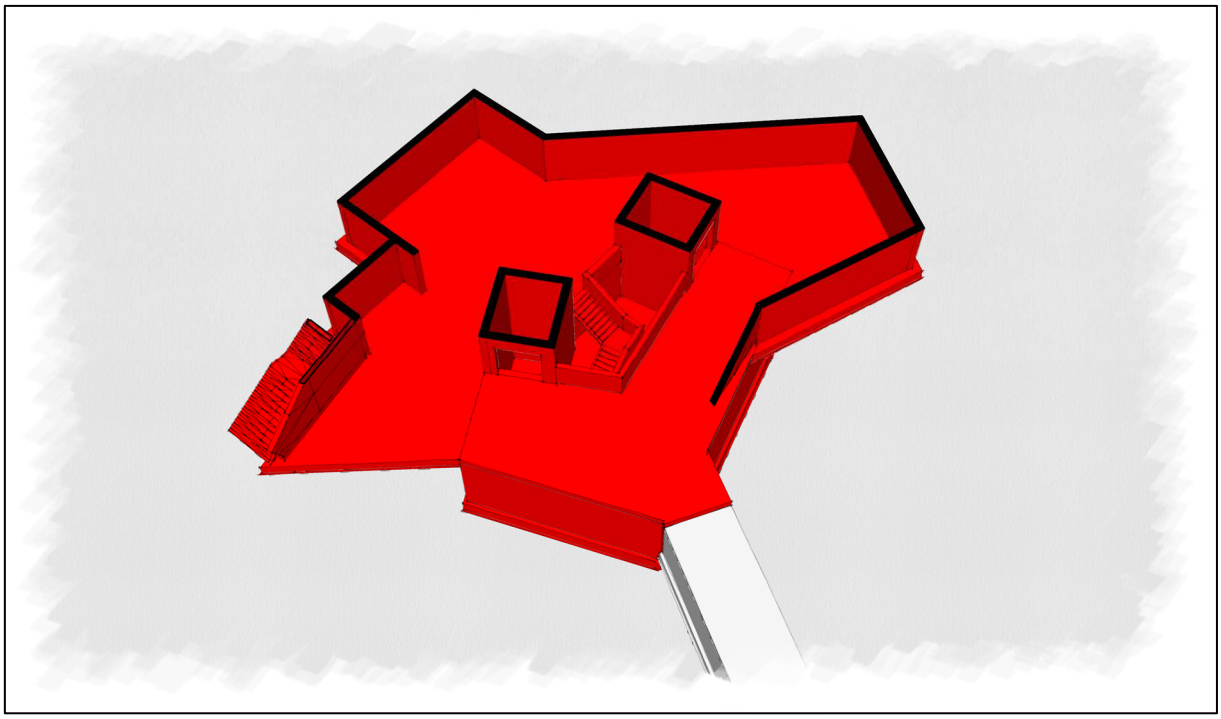


Fig. 4-10 – Strutture in calcestruzzo armato della Stazione al livello "zero" - "Lotto funzionale 2"

Dal basamento del piano terra (costituito in parte dalla platea di fondazione ed in parte dalla soletta massiva del piano interrato) si sviluppano le strutture di elevazione per il sostegno della soletta massiva in calcestruzzo armato del piano primo (soletta spessore 30cm posta a quota +4,18m piano finito).

La particolarità del piano terra è quella di non avere nessun sistema di collegamento verticale (la scala è presente ma è localizzata all'esterno della struttura ed è adagiata sul terreno senza funzioni strutturali proprie – scala denominata SC1.GRM) e di essere completamente "aperta" verso il viale Gramsci così da permettere lo sviluppo dell'idea progettuale che il livello "terra" sia una sorta di piazza aperta verso lo spazio antistante.

Dal punto di vista strutturale le principali difficoltà sono legate ovviamente al sistema di sostegno della parte frontale: il parapetto che realizza la travata principale ha uno sviluppo di circa 23 metri e risulta completamente privo di sostegni intermedi. Alle sue estremità saranno realizzate due parapetti/trave che ne supporteranno i carichi e li trasmetteranno alle murature strutturali verticali: in questo caso le travate risulteranno sostanzialmente "a sbalzo" in quanto sia dal lato scala che dall'altro lato le murature di sostegno sono state "tagliate" per consentire una maggiore apertura e ampiezza del fronte progettuale (questo permetterà lo sviluppo dell'idea progettuale architettonica).

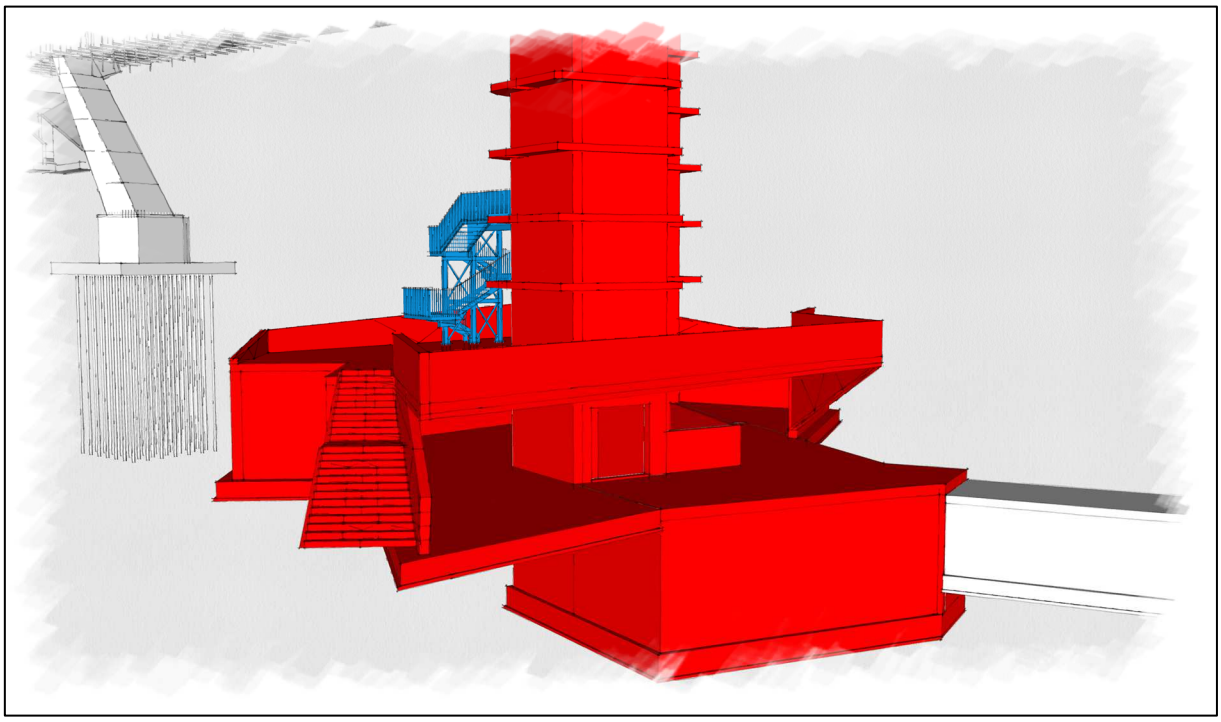


Fig. 4-11 – Struttura in calcestruzzo armato della Stazione di monte - "Lotto funzionale 1"

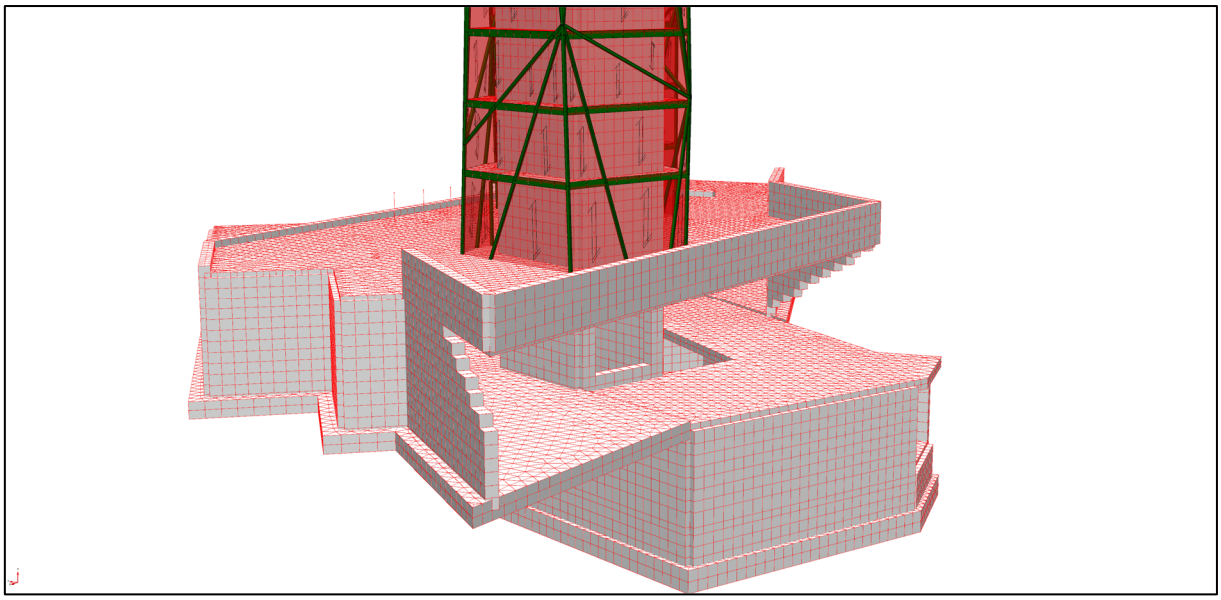


Fig. 4-12 – Struttura in calcestruzzo armato della Stazione di valle con la struttura frontale "a sbalzo" - "Lotto funzionale 1"

Questo sistema di travi sarà "aiutato" dalla vicinanza delle strutture di una delle torri (sarà realizzata a meno di 5 metri dal fronte principale) e dalla soletta massiva che costituisce la piazza e che viene a costituire una sorta di trave a sbalzo proprio dalle strutture della torre: per cogliere in maniera completa ed esaustiva il comportamento di questo importante elemento strutturale la modellazione ha fatto largo uso di elementi

bidimensionali (shell) in maniera da sfruttare completamente le risorse strutturali degli elementi appena descritti.

L'altra particolarità della struttura in calcestruzzo armato che costituisce la stazione di valle è quella di realizzare il vincolo di "incastro di base" alle due torri che sporgono da essa per circa 27 metri: il piano terra con la sua soletta massiva superiore e con la platea di fondazione e soprattutto il piano interrato con la doppia struttura di base costituita da soletta massiva e platea di fondazione, permettono di garantire il sufficiente grado di incastro e di limitare gli spostamenti sismici e statici delle due torri.

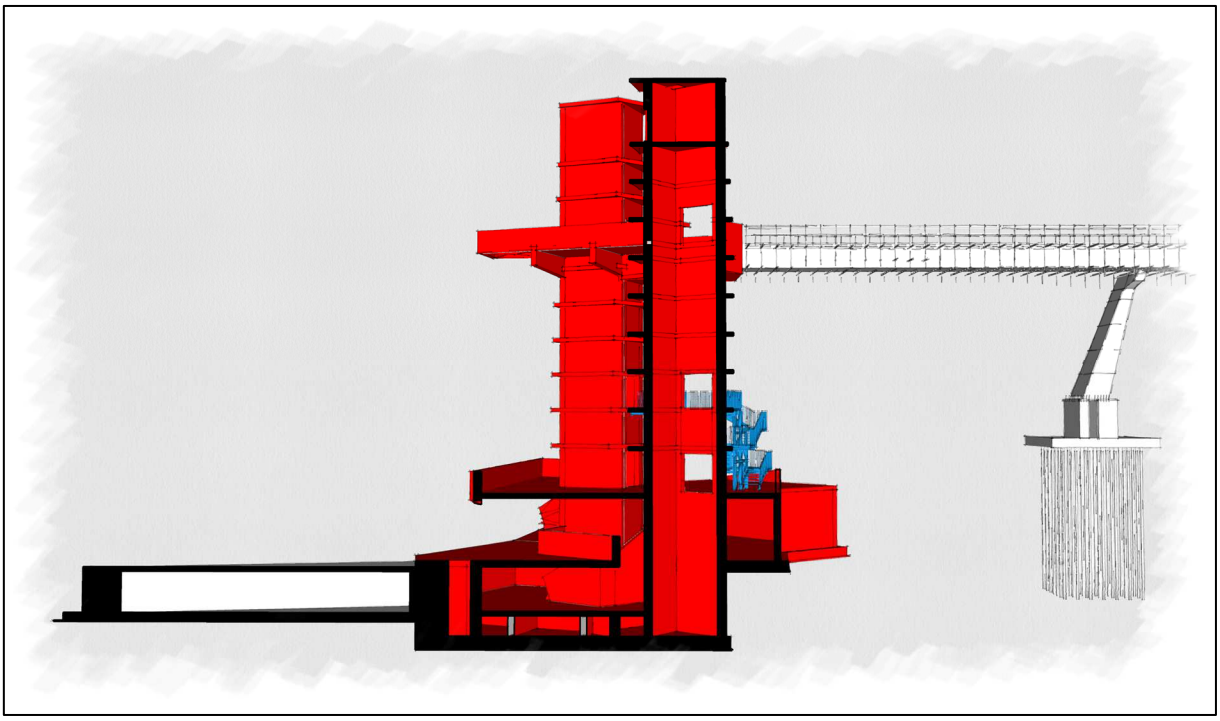


Fig. 4-13 – Sviluppo delle torri di valle con sistema di base costituito dal piano interrato e dal piano terra - "Lotto funzionale 2"

La problematica degli spostamenti orizzontali deve essere ben ponderata per garantire il comfort dei fruitori, ma soprattutto per garantire stabilità e resistenza alla passerella aerea che appoggia sul belvedere posizionato alla quota di progetto (quota +20,50 metri): spostamenti anche limitati delle torri potrebbero indurre sulla passerella (che sostanzialmente è una struttura iperstatica in direzione trasversale e verticale – vedi descrizione seguente e relazione di calcolo per ogni dettaglio in merito) azioni interne che sono state opportunamente valutate in funzione della rigidezza della passerella.

Questo aspetto è stato attentamente valutato in fase progettuale e verrà evidenziato nella relazione di calcolo della strutture in calcestruzzo (spostamenti delle torri) e della passerella in acciaio.

Si segnala infine che la struttura in calcestruzzo risulta, in alcune zone, gravata dal carico del terreno che ricoprirà parzialmente la forma della struttura stessa (due zone di forma triangolare o quadrangolare nei lati di

monte). Infine si evidenzia che sulla soletta massiva che costituisce la piazza e sulle torri di elevazione dovranno necessariamente essere considerati anche i carichi della scala di emergenza in carpenteria metallica (vedi paragrafo specifico della presente relazione).

4.2.5 STAZIONE DI VALLE – BELVEDERE E APPOGGIO PASSERELLA

Come anticipato ai paragrafi precedenti le due torri, all'altezza dello sbarco della passerella in acciaio, risulteranno collegate fra di loro da una soletta massiva che costituisce una sorta di piccola "piazza" e consente lo sbarco dai due montacarichi, la visione panoramica a grande altezza (quota +20,50 metri) e l'imbocco della passerella verso il centro storico di Peccioli.

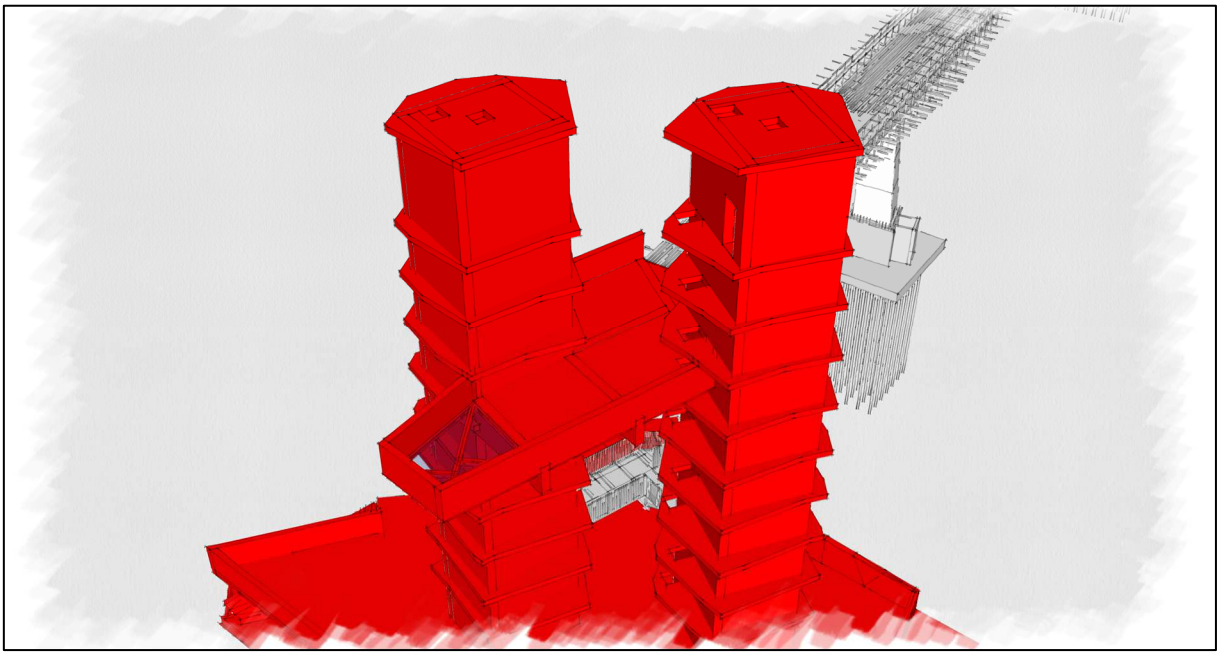


Fig. 4-14 – Vista del belvedere della stazione di valle con la zona vetrata "panoramica" - "Lotto funzionale 2"

Questo elemento strutturale risulta molto importante per la stabilità delle torri visto che ne costituisce un collegamento rigido quasi in sommità alle stesse. Esso permette inoltre di realizzare uno degli appoggi della passerella in carpenteria metallica: stante i carichi indotti dalla stessa e la geometria di nervature che il rivestimento architettonico permetteva, la struttura è stata realizzata mediante due solette massive nervate da una serie di travi in calcestruzzo armato che, per quanto possibile, sono realizzate in continuità con le strutture verticali delle torri.

Si segnala inoltre che la soletta massiva che costituisce il piano di sbarco, sarà "svuotata" parzialmente nella zona di valle per consentire la parziale realizzazione di una zona "panoramica" a pavimento: una serie di travi in carpenteria metallica sosterranno un vetro strutturale stratificato che permetterà di avere una visione verso il basso ai fruitori del belvedere.

La soletta più bassa sarà realizzata alla quota che consenta di realizzare su essa i necessari baggioli di appoggio della passerella: gli appoggi sono 3 e risultano avere un ingombro massimo di 4 metri. La soletta sarà quindi realizzata inferiormente al "cassone resistente" della passerella ed avrà uno spessore di 30cm. Superiormente sarà realizzata la seconda soletta massiva (spessore 30cm) che realizza l'impalcato vero e proprio del belvedere (quota grezza = quota finita = +20,50 metri). Essa avrà uno sviluppo maggiore di quella inferiore (legata solamente al supporto della passerella) e sarà estesa sul lato opposto degli appoggi della passerella (rispetto alle due torri) a formare il belvedere vero e proprio (sbalzo pari a circa 5-6 metri): proprio in questa zona sarà posato il vetro panoramico a pavimento.

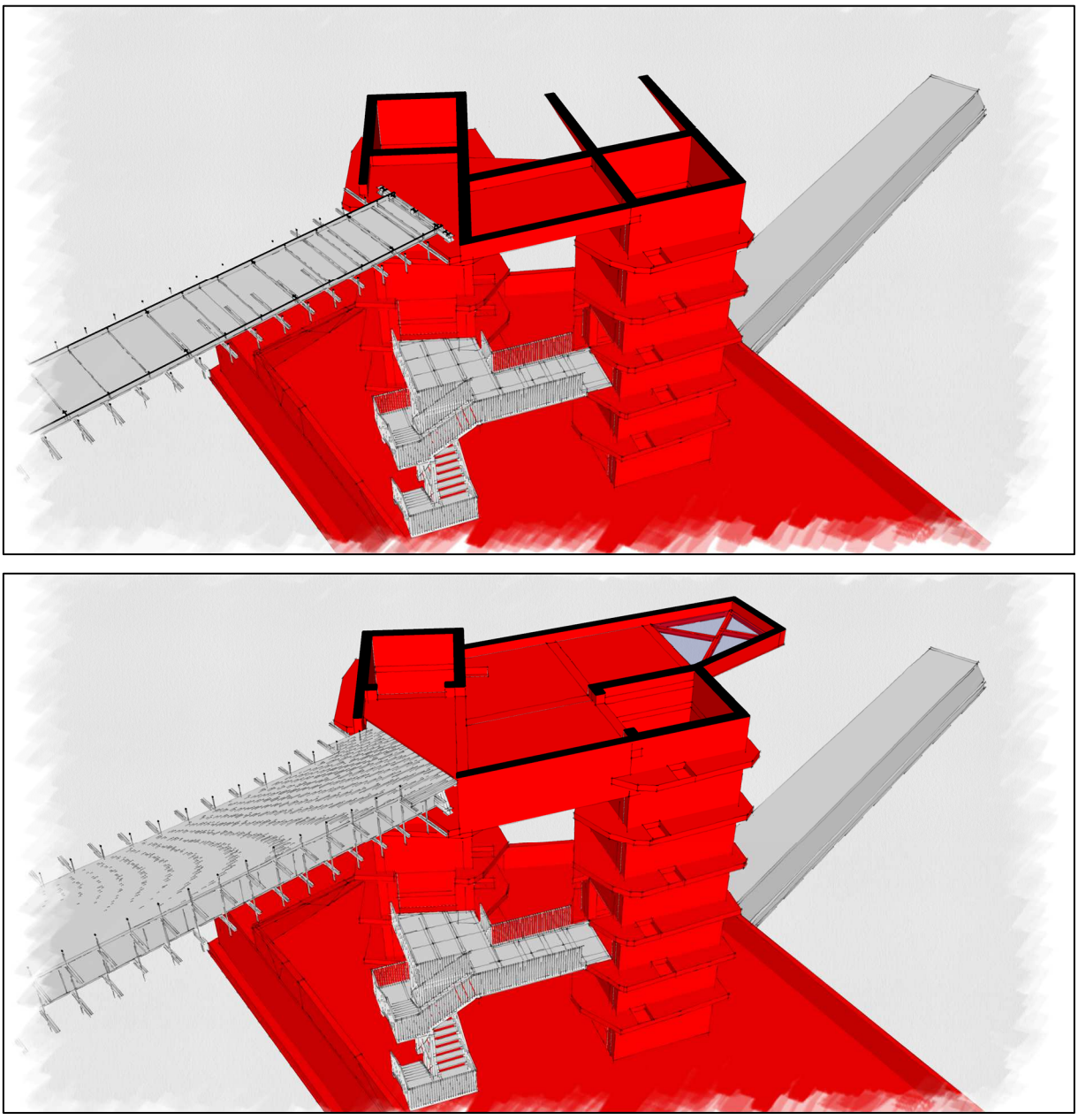


Fig. 4-15 – Vista delle due solette massive del belvedere e sistema di travi/parete in continuità con le torri - "Lotto funzionale 2"

Fra le due solette massive saranno realizzate una serie di travature di grande altezza (comportamento simile ad una trave/parete con alle estremità le due solette) connesse direttamente con le murature delle due torri: le travi potranno essere realizzate in parte fra le due solette (altezza delle travi pari a circa 2 metri), in parte estese anche all'altezza del parapetto del belvedere (altezza totale delle travi pari a circa 3 metri), in parte di solo sostegno della soletta del belvedere (realizzate all'intradosso - altezza 1,7 metri) ed infine alcune saranno solamente costituite dal parapetto del belvedere stesso.

La zona vetrata sarà realizzata fra le nervature sopra descritte, creando una apertura nella soletta massiva: sul bordo sarà solidarizzata, alla soletta massiva, una trave UPN200 mentre le dimensioni del foro saranno suddivisa sulle diagonali da travi HEB200 che costituiranno l'appoggio del vetro strutturale.

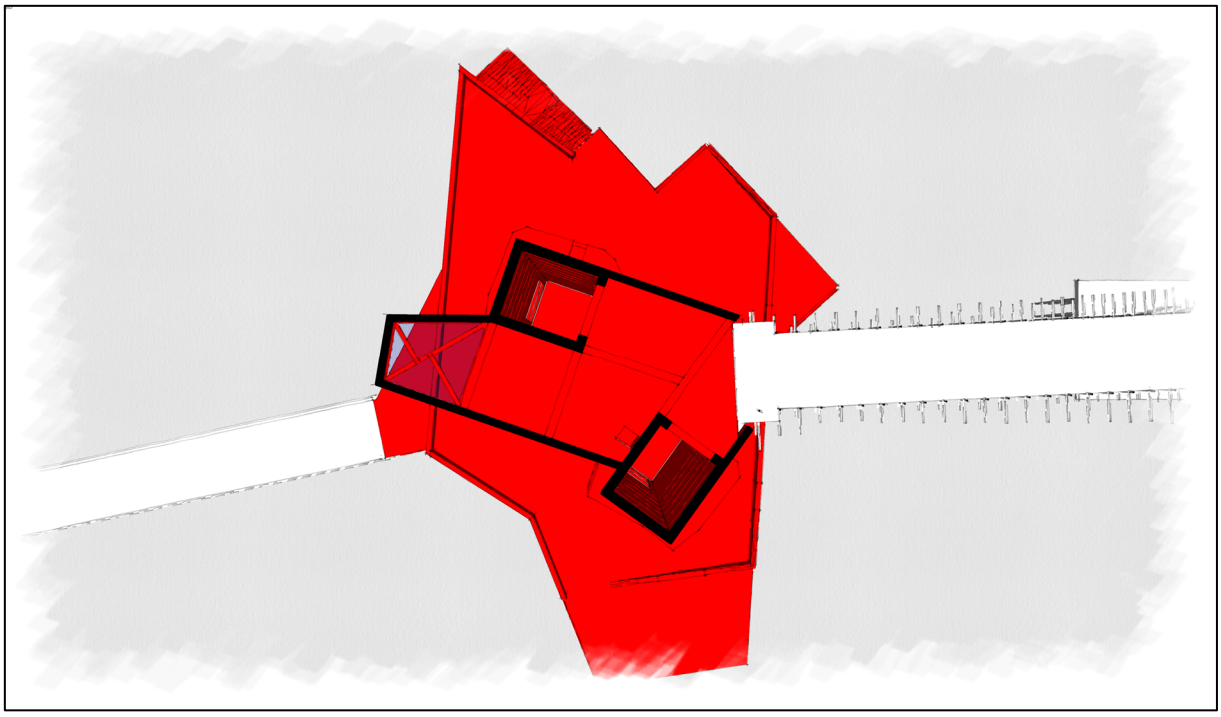


Fig. 4-16 – Vista dall'alto della zona del "belvedere" con la zona vetrata sostenuta da una orditura di travi in acciaio - "Lotto funzionale 2"

4.2.6 STAZIONE DI VALLE – SCALA DI EMERGENZA

Sulla soletta massiva della stazione di valle si prevede di "appoggiare" una scala di emergenza che consenta di collegare la piazza stessa fino all'uscita di emergenza dai due montacarichi, posta a quota +9,15 metri.

La scala sarà realizzata in carpenteria metallica e, per aspetti architettonici, sarà utilizzato l'acciaio Corten® sia per le strutture (travi, colonne e cosciali), sia per i gradini e i grigliati dei pianerottoli e dell'impalcato ed infine anche per le strutture del parapetto a ritti verticali.

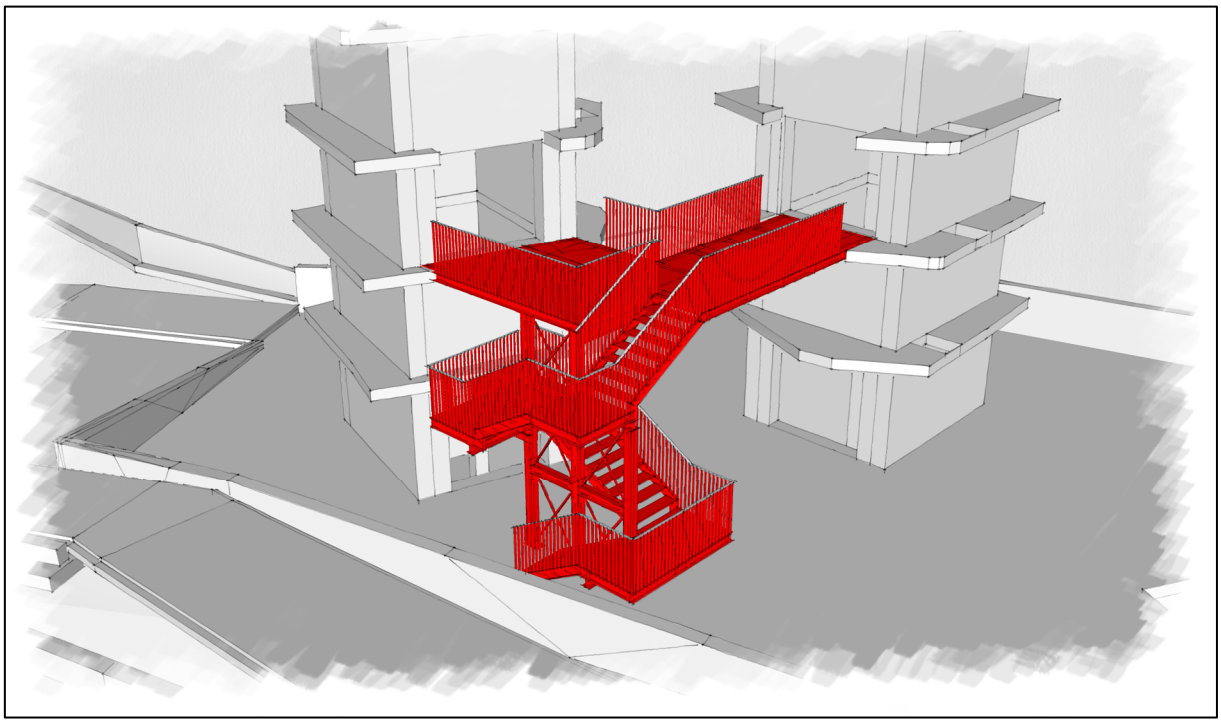


Fig. 4-17 – Scala di emergenza con struttura metallica in acciaio Corten® - "Lotto funzionale 2"

La scala sarà parzialmente rivestita in lamiera di acciaio (con particolare riferimento alle colonne centrali, ai cosciali laterali e agli impalcati) così da armonizzare la stessa sia dal punto di vista cromatico che dal punto di vista compositivo al resto del progetto: per ogni dettaglio si rimanda al progetto architettonico.

Dal punto di vista strutturale la scala è costituita da 4 rampe scala che si "avvolgono" attorno ad un elemento centrale costituito dall'unione di tre colonne in acciaio: alcuni elementi "a mensola" sporgenti dalle colonne di estremità consentono il supporto necessario ai cosciali della scala.

Le rampe ed i pianerottoli sono costituiti da cosciali laterali e gradini prefabbricati: per i gradini, per i pianerottoli e anche per l'impalcato il grigliato avrà maglia "antitacco" 17x76mm e altezza del piatto portante pari a 30x2mm (elementi realizzati in acciaio Corten®).

Superiormente alle colonne in acciaio sarà realizzato un impalcato di sbarco e di collegamento con le torri: esso sarà costituito dalla successione di una travata principale (verso la torre più lontana) e dalle travate secondarie che su essa appoggiano.

Il fissaggio delle strutture in acciaio alla soletta massiva e alle strutture delle torri sarà realizzato mediante resina epossidica e barre filettate di acciaio o predisponendo nelle strutture stesse il necessario sistema di tirafondi (sistema preinstallato).

Il collegamento con le torri in calcestruzzo ed il sistema di controvento verticale ordito fra le colonne garantiscono per la scala una rigidezza sufficiente: si rimanda alla allegata relazione di calcolo per ogni eventuale chiarimento in merito.

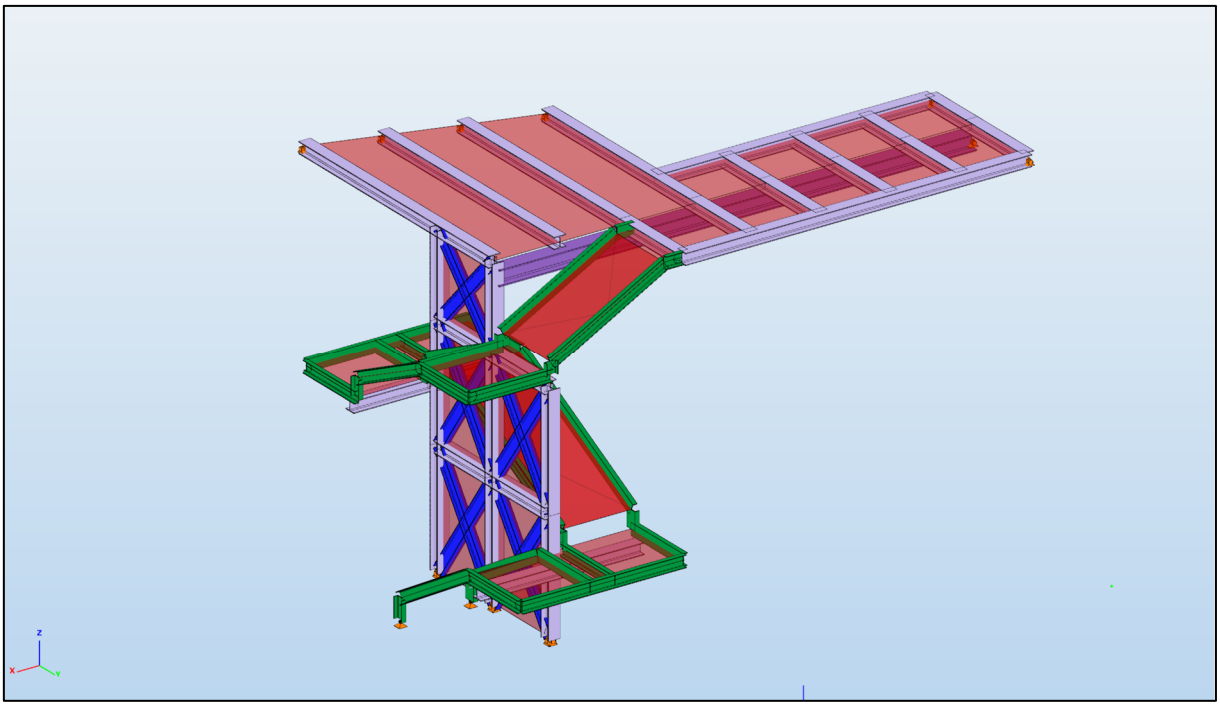


Fig. 4-18 – Passerella di valle in acciaio Corten a due campate continue - "Lotto funzionale 2"

Per quanto riguarda il parapetto, in acciaio Corten, si evidenzia che lo stesso avrà una struttura molto semplice e costituita da ritti verticali con interasse massimo pari a 100mm: la geometria sarà utilizzata sia per l'impalcato superiore che per le rampe di accesso (almeno per la parte esterna della scala visto che verso l'interno è presente il setto completamente tamponato in lamiera di acciaio).

4.2.7 PASSERELLA AEREA DI VALLE

Dopo l'ascesa verticale lungo le due torri e l'uscita sul belvedere di quota +20.10m, di cui alle pagine precedenti, sarà possibile per i fruitori avviarsi verso l'abitato di Peccioli lungo un percorso aereo costituito da una passerella in acciaio con sviluppo totale di 70 metri circa.

La luce sarà "spezzata" in due campate di differente sviluppo: la prima (con appoggio sulle torri e sulla pila centrale) con lunghezza pari a 28 metri e la seconda (con appoggio sulla pila centrale e sulla spalla di monte) con lunghezza pari ai restanti 42metri.

La passerella aerea sarà completamente realizzata mediante una struttura a cassone in acciaio Corten® che sarà sabbiato e verniciato per garantire una ottima durabilità (per il materiale di finitura si rimanda al progetto architettonico esecutivo).

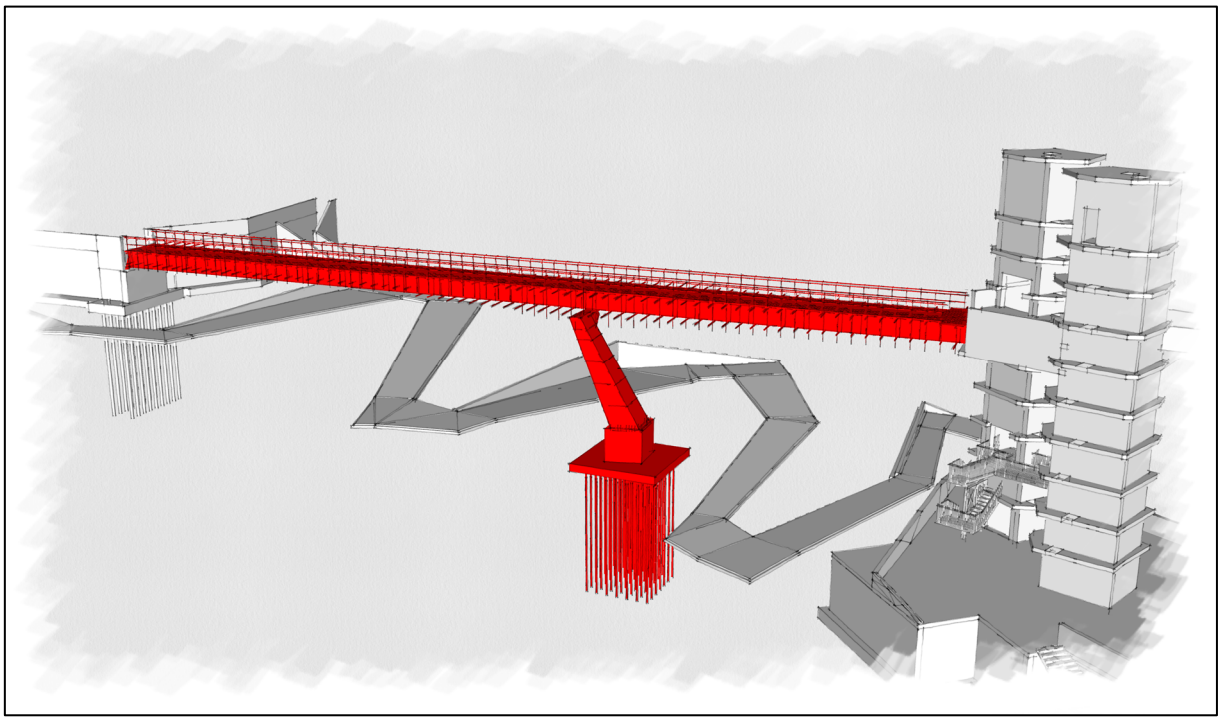


Fig. 4-19 – Passerella di valle in acciaio Corten a due campate continue - "Lotto funzionale 2"

Dal punto di vista strutturale il manufatto è costituito da un cassone in acciaio (sezione 1300x3000mm) che, con la sua forma, garantisca la necessaria resistenza ma soprattutto la necessaria rigidezza torsionale che è stata reputata fondamentale per il progetto della stessa: la passerella infatti sarà rivestita con una "pelle ceramica" realizzata secondo la forma organica prevista dal progetto architettonico e variabile geometricamente lungo la sua lunghezza.

Proprio per questa particolare forma si potranno indurre nella struttura della passerella azioni torcenti (dovuti ai pesi propri ma soprattutto alle azioni del vento) che saranno riportate agli appoggi tramite la rigidezza torsionale della sezione chiusa scelta ed utilizzata nella presente opera (struttura a cassone).

Dal punto di vista strutturale la passerella risulterà appoggiata su tre punti principali: la spalla di monte (struttura in calcestruzzo con fondazione di micropali facente parte del lotto funzionale 1), la pila centrale (descritta al prossimo paragrafo) ed infine la struttura del belvedere sulle due torri di valle.

E' implicito quindi che la struttura risulterà iperstatica con il seguente sistema di vincoli: longitudinalmente la passerella sarà "fissa" solamente sulla spalla di monte che risulta essere l'elemento più rigido dell'intera connessione a terra della passerella. Trasversalmente invece la passerella sarà necessariamente "fissata" a tutti tre appoggi così da ridurne sensibilmente le azioni scaricate sui tre appoggi stessi (in particolare sulle torri).

Si segnala che alle due estremità il cassone presenterà un allargamento di sezione per aumentare il braccio di leva sui tre elementi di vincolo e permettere di scaricare le azioni di vincolo in maniera ridotta. Questo

accorgimento non risulta sufficiente per avere un tradizionale vincolo “in compressione” e nel progetto sono previsti e prescritti apparecchi di appoggio resistenti anche alle azioni di trazione.

Sull’appoggio centrale sarà utilizzato solamente un apparecchio di appoggio così da non indurre sulla pila stessa azioni torcenti e azioni flessionali che risulterebbero di difficoltosa gestione per effetto della forma stessa della pila (vedi paragrafo seguente).

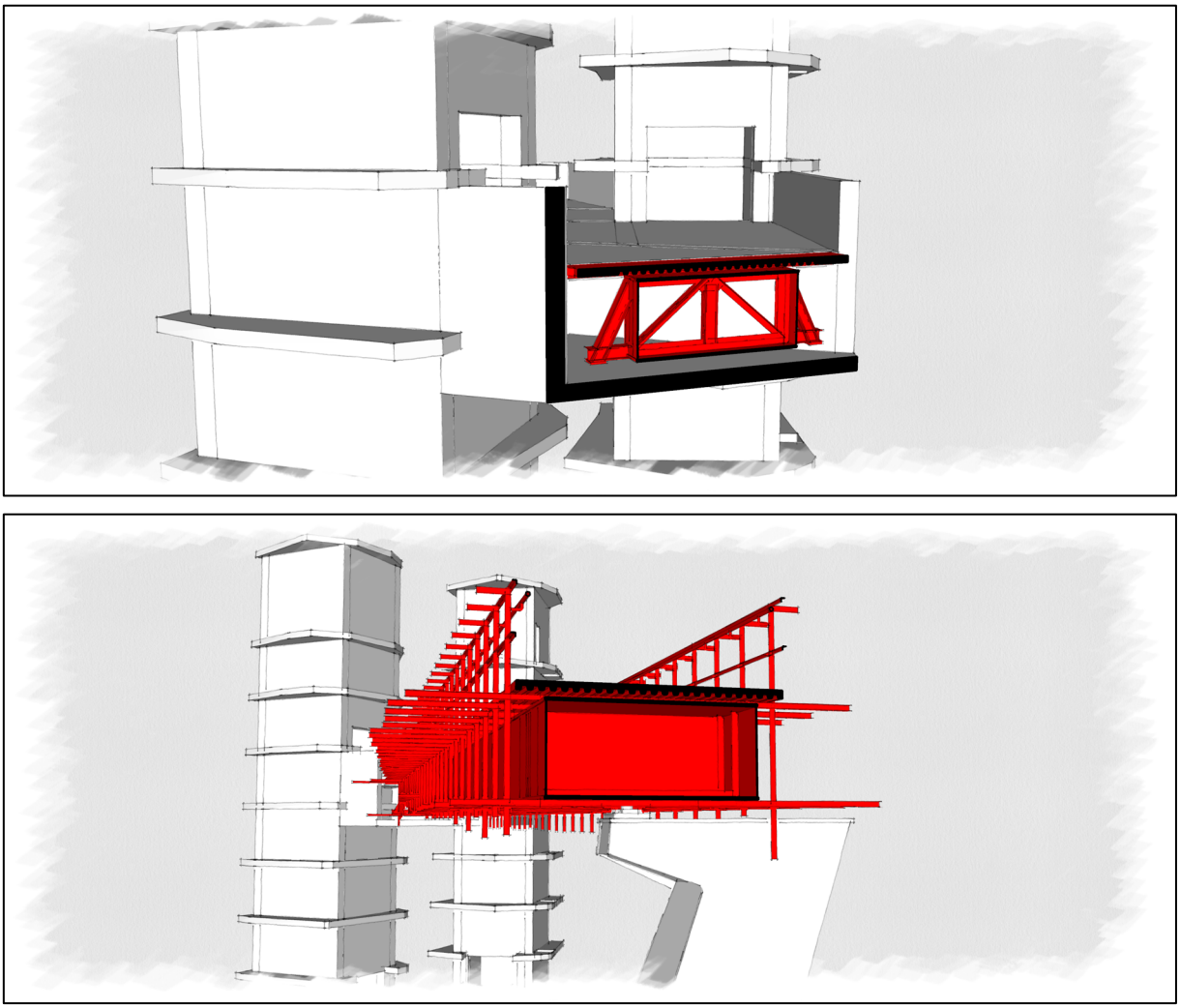


Fig. 4-20 – Sezione trasversale della passerella e sistema di appoggi sulle strutture delle torri e della pila centrale - “Lotto funzionale 2”

La passerella è costituita da una serie di tronchi di cassone (N. 8 tronchi da 8 metri di lunghezza e N. 1 tronco di lunghezza 6 metri) che dovranno essere saldati in cantiere prima dalla installazione della passerella stessa. Si evidenzia che il tronco in prossimità della pila centrale sarà installato proprio “a cavallo” della pila in maniera da avere continuità di elemento strutturale sopra l’appoggio centrale.

Il cassone è costituito da una lamiera superiore ed inferiore di spessore 40mm mentre le due componenti verticali avranno spessore pari a 12mm. All'interno del cassone si trovano diverse tipologie di rinforzi trasversali cercando, ove possibile, di lasciare la sezione "aperta" per una possibile ispezione della struttura stessa (nervature perimetrali e controventi diagonali bullonati). Ovviamente questa configurazione viene modificata e rinforzata nei pressi degli appoggi strutturali.

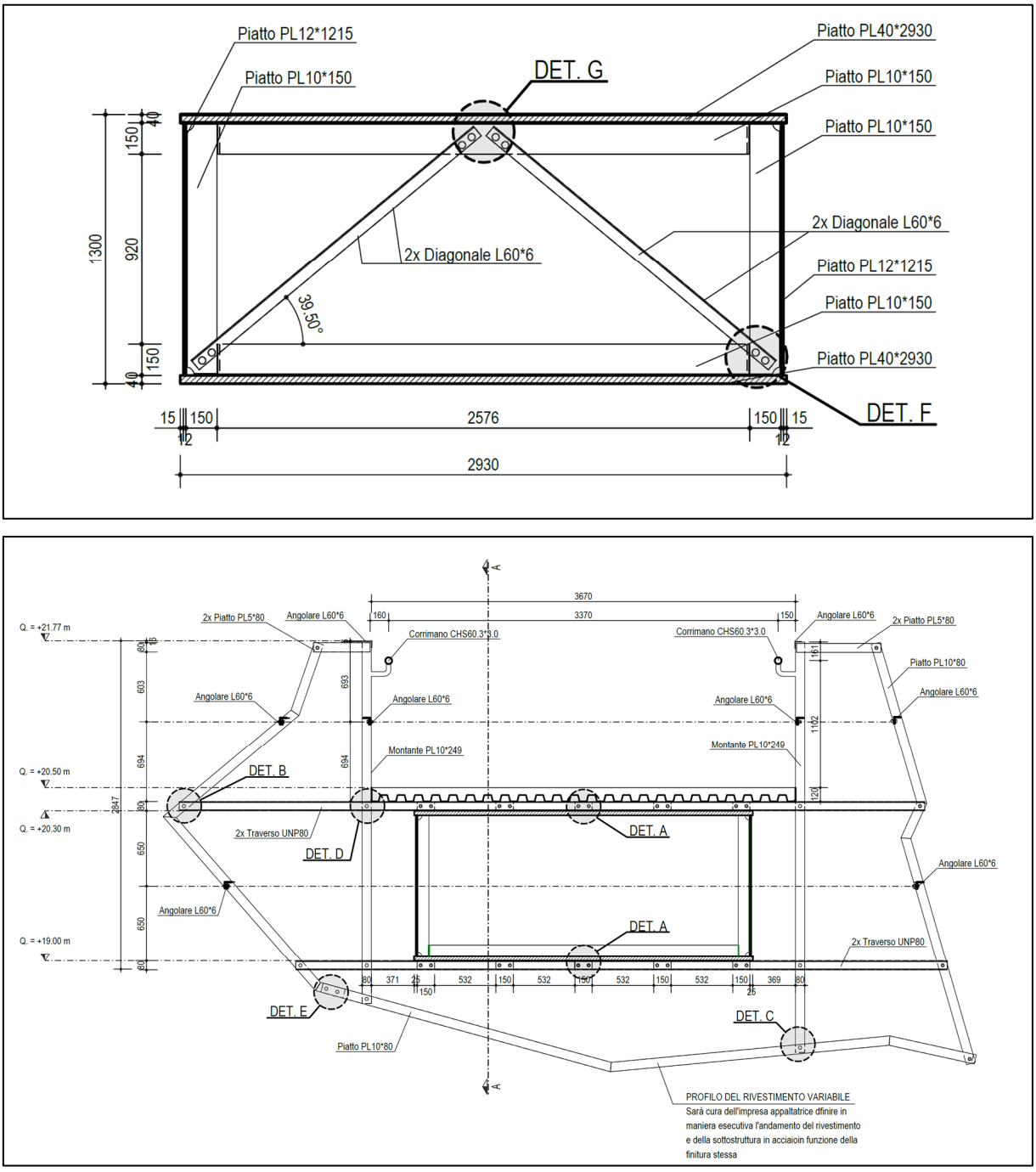


Fig. 4-21 – Sezione trasversale strutturale e completa della passerella in carpenteria metallica - "Lotto funzionale 2"

Sopra il cassone saranno posate delle travi trasversali che andranno a sostenere l'impalcato vero e proprio (più largo della sezione trasversale del cassone che è stato limitato a 3 metri per ovvi motivi di trasporto): su queste ultime sarà realizzato l'impalcato costituito da una lamiera grecata collaborante e da un getto di completamento di spessore totale pari a 12cm. Si evidenzia che l'impalcato sarà ordito con direzione longitudinale e non ha nessuna funzione strutturale.

Come evidente dalle sezioni il cassone sarà completato dall'impalcato (di cui al paragrafo precedente) e dalle strutture di sostegno e forma del rivestimento architettonico (realizzato con un sistema ceramico costituito da profili longitudinali ed elementi di finitura): la regola generale sarà quella di posizionare delle travi trasversali superiori e inferiori al cassone (di lunghezza variabile in funzione della geometria del rivestimento stesso) costituite da una doppia UNP80 e fra essere posizionare l'elemento verticale principale che realizza la struttura di parapetto della passerella. Esternamente, sempre mediante dei piatti con interasse pari a 1 metro, sarà realizzata una struttura che segue fedelmente il rivestimento e che dovrà essere eseguita secondo le indicazioni progettuali in funzione della tipologia di rivestimento e della forma dello stesso.

Il calcolo e la verifica delle strutture della passerella sono stati eseguito con un modello numerico in grado di cogliere il comportamento statico e dinamico della passerella stessa. Si rimanda alla relazione specifica per ogni dettaglio in merito.

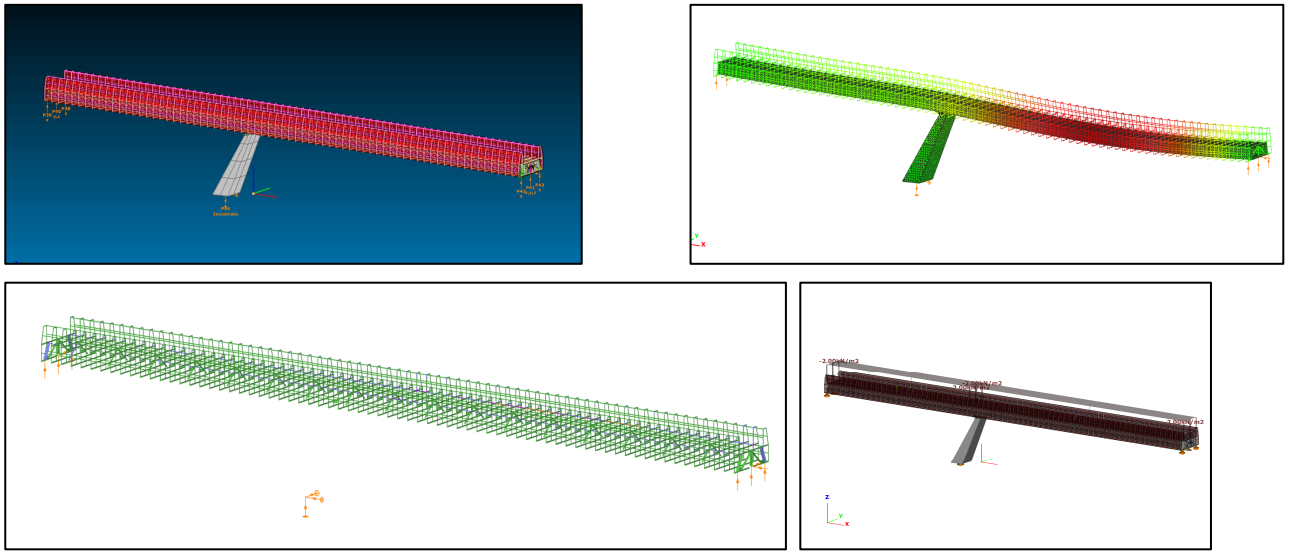


Fig. 4-22 – Viste del modello numerico e dei risultati dinamici o statici della passerella in acciaio - "Lotto funzionale 2"

Le sollecitazioni derivanti dal modello numerico della passerella sono state utilizzate ed implementate nei modelli numerici della pila centrale e della stazione di valle (che comprende le due torri dove la passerella scarica le azioni verticali e trasversali) così da coglierne l'effetto locale e globale.

Per affinare ulteriormente il calcolo, come meglio descritto nelle relazione di dettaglio, sono stati eseguiti più modelli numerici, contemplando modellazioni più semplici (tramite elementi beam) ad altri più raffinati

(utilizzato elementi bidimensionali shell), utilizzando modelli con vincoli fissi o con vincoli elastici (soprattutto per cogliere l'effetto delle deformazioni della pila centrale) ed eseguendo calcoli di dettaglio per i nodi o le parti ritenute meritevoli per la struttura in oggetto.

Si segnala, a puro titolo indicativo, che il dimensionamento della struttura è stato dettato dagli aspetti dinamici e dal raggiungimento del comfort richiesto dal committente: proprio per questo motivo le verifiche strutturali di resistenza e di deformazione sono sempre ampiamente soddisfatte.

4.3 DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO

Dal punto di vista strutturale la nuova stazione di valle è stata completamente modellata con un software agli elementi finiti in grado di valutare le sollecitazioni interne e di condurre le verifiche di resistenza degli elementi bidimensionali in calcestruzzo armato che costituiscono il fabbricato.

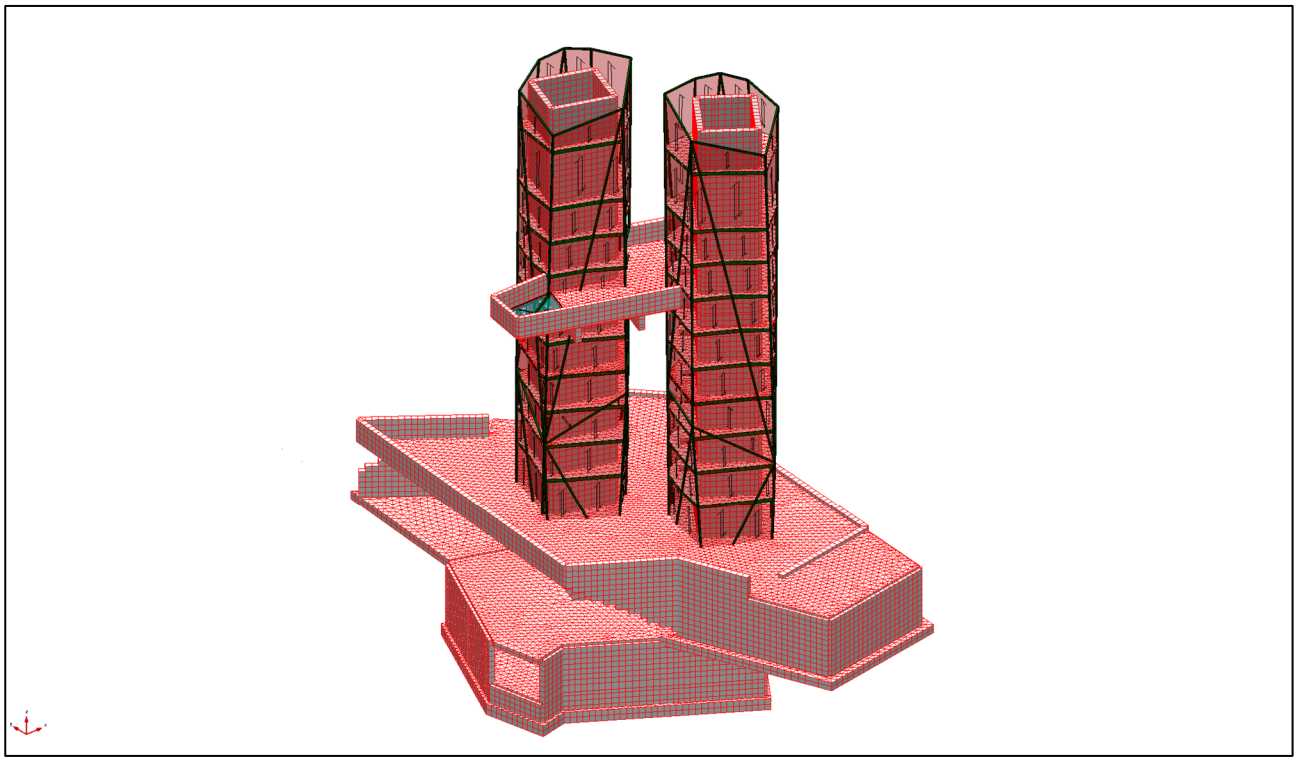


Fig. 4-23 – Vista del modello numerico adottato per le verifiche strutturali in condizioni statiche

Il modello numerico è costituito dal sistema di fondazione a platea, articolato su due differenti livelli, modellato mediante elementi bidimensionali tipo "shell" vincolati al terreno tramite un legame elastico secondo lo schema di suolo alla Winkler.

Tutte le strutture in elevazione, sia della torre che della stazione, sono state modellate mediante elementi bidimensionali tipo "shell", in grado di cogliere il comportamento a piastra/lastra degli elementi stessi; nelle elevazioni sono state inoltre correttamente riprodotte le aperture già definite dal progetto architettonico.

Oltre alle strutture di elevazione, estese fino al loro reale sviluppo e raccordo con il terreno circostante, sono state modellate le diverse solette massive di spessore 30 cm, quali quelle dei vari piani della stazione e quelle a sostegno del belvedere. Le solette che si sviluppano attorno alle due torri, destinate al sostegno del rivestimento e alla chiusura superiore, presentano invece uno spessore pari a 25 cm.

La geometria delle solette e delle singole nervature connesse alla torre è stata modellata fedelmente, in modo da riprodurre nel modello numerico il reale andamento del rivestimento e cogliere così l'effettiva posizione di tale peso portato.

La struttura portante della vetrata panoramica è stata modellata mediante elementi "beam", a cui sono state assegnate le opportune caratteristiche in termini di sezione e materiale.

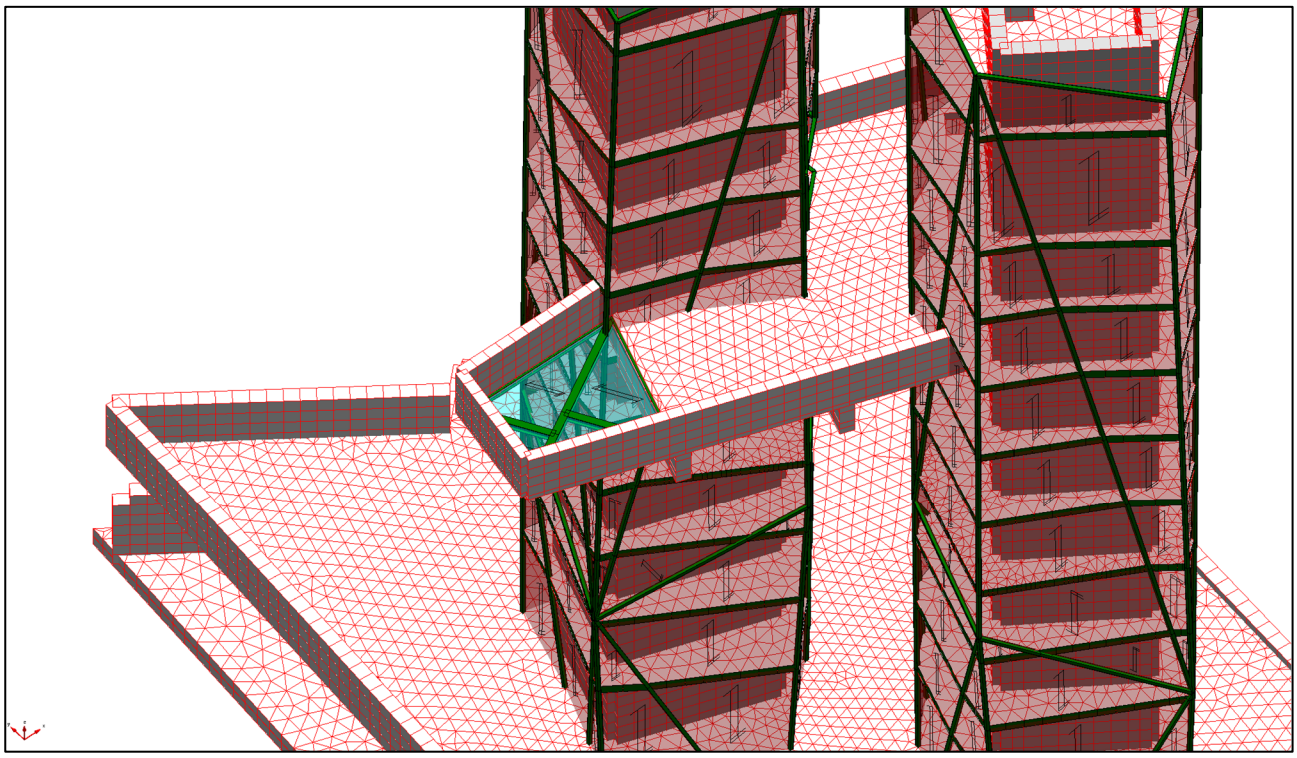


Fig. 4-24 – Vista delle torri con le nervature e la modellazione completa del rivestimento e della vetrata

Sul modello così assemblato sono state implementate le condizioni elementari di carico previste dalla normativa vigente, con particolare attenzione agli effetti dei carichi gravitazionali e di quelli del vento, questi ultimi rilevanti soprattutto per le torri, in ragione della loro parte emergente dal terreno. I carichi agenti sulla vetrata panoramica e il peso del rivestimento delle torri sono stati assegnati mediante apposite superfici di carico, in grado di trasferire le relative azioni agli elementi beam portanti.

Sono state inoltre implementate le azioni del terreno, in particolare il peso proprio dello stesso e le spinte esercitate sulle opere in elevazione.

In corrispondenza dell'effettiva posizione geometrica degli appoggi della passerella sono state introdotte le reazioni vincolari ottenute direttamente dal relativo modello di dimensionamento e verifica; tali azioni saranno inviluppate insieme alle altre al fine di ottenere le sollecitazioni determinanti per le verifiche strutturali agli stati limite ultimi (S.L.U.) e di esercizio (S.L.E.).

Una precisazione va fatta in merito alla modellazione delle platee di fondazione e all'assegnazione della costante di Winkler. Vista la geometria complessa e la presenza delle due platee a quote differenti, collegate tra loro dalle pareti perimetrali, la costante di Winkler non è stata assegnata agli elementi shell della platea a quota maggiore posti in prossimità delle strutture interrate. La vicinanza di tali elementi strutturali rende infatti di difficile realizzazione una compattazione del terreno di riporto in grado di garantire che il terreno reale assuma effettivamente le caratteristiche previste in progetto. Per tale motivo, a favore di sicurezza, si è scelto di considerare nulla la costante di sottofondo in corrispondenza di tale zona di platea.

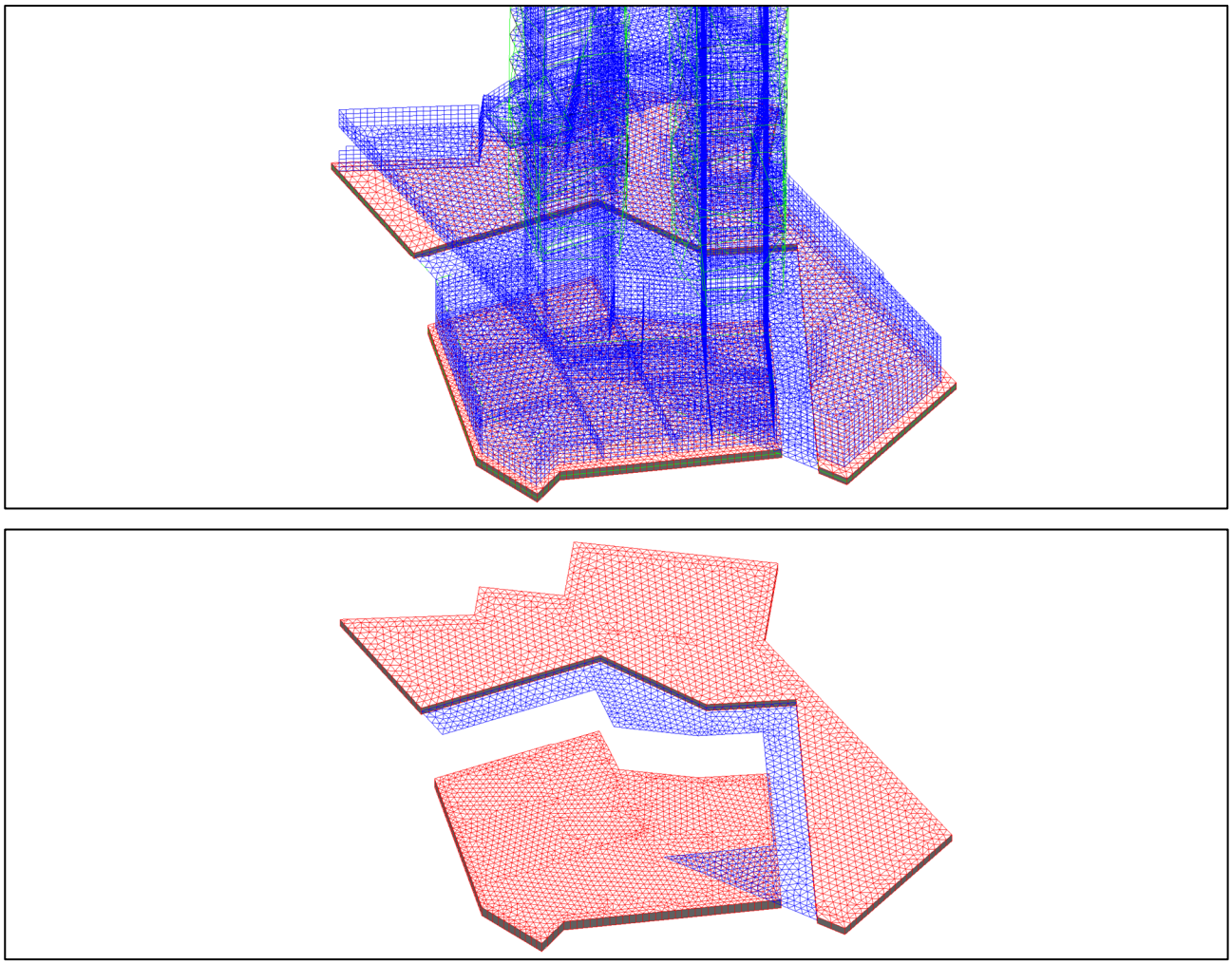


Fig. 4-25 – Vista delle platee di fondazione a cui è stata assegnata la costante di Winkler

Infine, nel modello è stata implementata l'analisi dinamica utilizzando la risposta sismica locale (RSL) fornita dalla Relazione Geologica originale.

Tale analisi, relativamente alla modellazione e verifica delle fondazioni superficiali, ha evidenziato come, per alcune combinazioni sismiche, nella platea posta a quota maggiore si sviluppino trazioni al contatto fondazione-terreno. Per la verifica di tale condizione si è scelto di realizzare un modello non lineare nel quale alle shell di fondazione è stata assegnata una costante di Winkler con comportamento reagente a sola compressione. I risultati ottenuti da questo modello sono stati utilizzati per il confronto con il carico limite, tenendo conto della ridistribuzione delle sollecitazioni sulla sezione parzializzata.

Si precisa che, per poter condurre l'analisi sismica con il comportamento non lineare delle shell di fondazione, è stato necessario sostituire l'analisi dinamica modale con un'analisi statica equivalente. Il periodo proprio della struttura nelle due direzioni principali è stato tarato in modo da ottenere sollecitazioni alla base compatibili con quelle dell'analisi dinamica di riferimento. Una volta tarata l'analisi statica equivalente, sono state ricavate le combinazioni che massimizzano e minimizzano le pressioni sul terreno, valutate singolarmente per le tre direzioni, ottenendo in tal modo sei combinazioni di carico, successivamente utilizzate per la definizione delle combinazioni non lineari.

Condizioni di carico elementari

Attiva	Descrizione	CdC1	Molt1	Tab1	CdC2	Molt2	Tab2	CdC3	Molt3	Tab3	CdC4	Molt4	Tab4	CdC5	Molt5	Tab5
☑	Wink min - X	1S Peso Proprio	1	Prova	2S Perm NON Strutturali	1	Prova	3S Perm NON Strutturali PASSERELLA	1	Prova	5S Variabile FOLLA - Sc_A	0.6	Prova	6S Variabile FOLLA - Sc_B	0.6	Prova
☑	Wink max - X	1S Peso Proprio	1	Prova	2S Perm NON Strutturali	0.8	Prova	3S Perm NON Strutturali PASSERELLA	0.8	Prova	8S Variabile FOLLA - P-1	0.6	Prova	19S Terreno peso e Spinte	0.8	Prova
☑	Wink min - Y	1S Peso Proprio	1	Prova	2S Perm NON Strutturali	1	Prova	3S Perm NON Strutturali PASSERELLA	0.8	Prova	5S Variabile FOLLA - Sc_A	0.6	Prova	6S Variabile FOLLA - Sc_B	0.6	Prova
☑	Wink max - Y	1S Peso Proprio	1	Prova	2S Perm NON Strutturali	0.8	Prova	3S Perm NON Strutturali PASSERELLA	0.8	Prova	8S Variabile FOLLA - P-1	0.6	Prova	19S Terreno peso e Spinte	0.8	Prova
☑	Wink min - Z	1S Peso Proprio	1	Prova	2S Perm NON Strutturali	1	Prova	3S Perm NON Strutturali PASSERELLA	0.8	Prova	5S Variabile FOLLA - Sc_A	0.6	Prova	6S Variabile FOLLA - Sc_B	0.6	Prova
☑	Wink max - Z	1S Peso Proprio	1	Prova	2S Perm NON Strutturali	0.8	Prova	3S Perm NON Strutturali PASSERELLA	0.8	Prova	8S Variabile FOLLA - P-1	0.6	Prova	19S Terreno peso e Spinte	0.8	Prova

CdC6	Molt6	Tab6	CdC7	Molt7	Tab7	CdC8	Molt8	Tab8	CdC9	Molt9	Tab9	CdC10	Molt10	Tab10	CdC11	Molt11	Tab11
7S Variabile FOLLA - PT	0.6	Prova	19S Terreno peso e Spinte	1	Prova	1StEq Sisma SLV X	1	Prova	2StEq Sisma SLV Y	0.3	Prova	3StEq Sisma SLV Z	0.3	Prova			
1StEq Sisma SLV X	-1	Prova	2StEq Sisma SLV Y	-0.3	Prova	3StEq Sisma SLV Z	-0.3	Prova									
7S Variabile FOLLA - PT	0.6	Prova	8S Variabile FOLLA - P-1	0.6	Prova	19S Terreno peso e Spinte	1	Prova	1StEq Sisma SLV X	-0.3	Prova	2StEq Sisma SLV Y	-1	Prova	3StEq Sisma SLV Z	0.3	Prova
1StEq Sisma SLV X	-0.3	Prova	2StEq Sisma SLV Y	-1	Prova	3StEq Sisma SLV Z	-0.3	Prova									
7S Variabile FOLLA - PT	0.6	Prova	8S Variabile FOLLA - P-1	0.6	Prova	19S Terreno peso e Spinte	1	Prova	1StEq Sisma SLV X	-0.3	Prova	2StEq Sisma SLV Y	-0.3	Prova	3StEq Sisma SLV Z	1	Prova
1StEq Sisma SLV X	-0.3	Prova	2StEq Sisma SLV Y	-0.3	Prova	3StEq Sisma SLV Z	-1	Prova									

Fig. 4-26 – Combinazione inserite nel modello non lineare

5 PRINCIPALI IPOTESI SULL'ANALISI STRUTTURALE

In questo quinto capitolo della Relazione Tecnico-Illustrativa si vogliono evidenziare alcuni aspetti fondamentali riguardanti le ipotesi fatte in merito alla tipologia di analisi, di progettazione e di verifica assunte.

In particolare, si pone l'attenzione sulla tipologia di analisi svolta e le scelte progettuali riguardanti la vita nominale dell'opera, la sua classe d'uso e il periodo di riferimento.

5.1 TIPOLOGIA DI ANALISI SVOLTA

Come evidenziato al capitolo precedente l'analisi strutturale è svolta mediante un modello numerico agli elementi finiti in grado di valutare le azioni interne dei vari elementi e di eseguire le verifiche strutturali allo SLU e allo SLE secondo quanto previsto dalle vigenti normative.

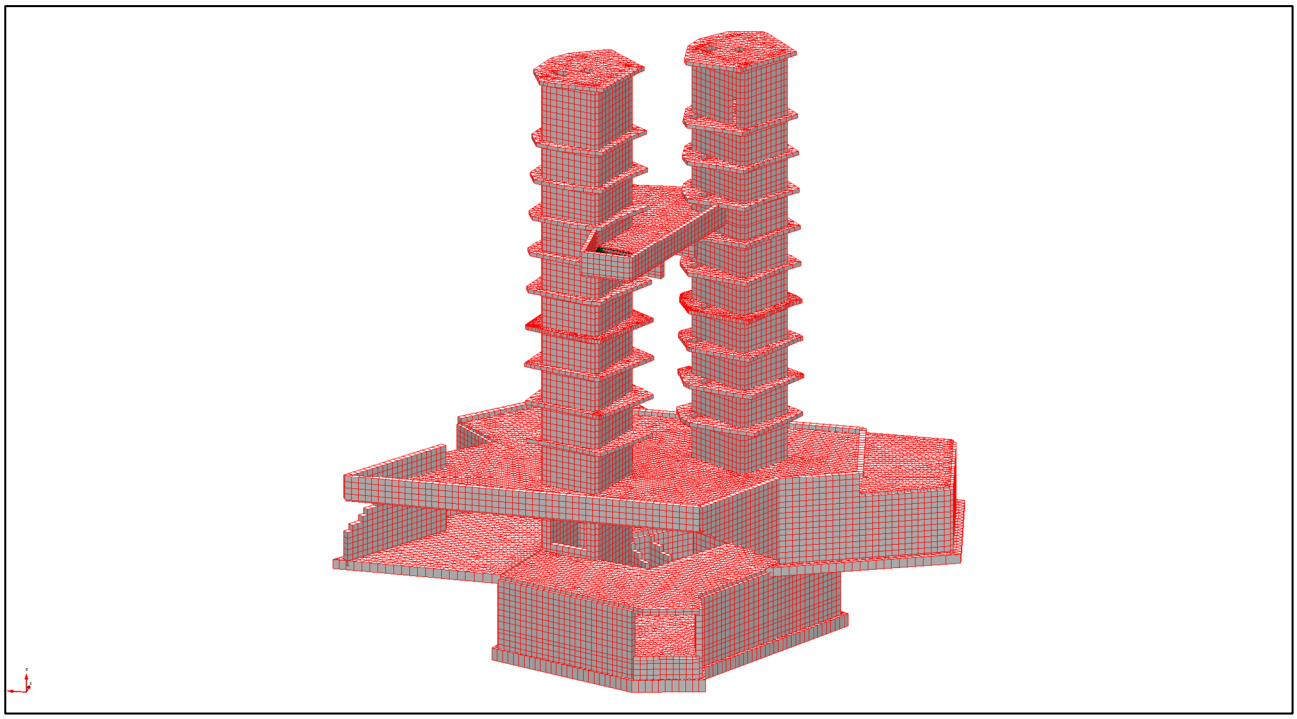


Fig. 5-1 Vista del modello numerico dal quale sono state evidenziate solamente le strutture in calcestruzzo armato

Per ogni elemento strutturale è possibile definire il materiale (nel caso in esame calcestruzzo C32/40 per esigenze legate alla classe di esposizione), lo spessore e in generale le dimensioni trasversali per gli elementi "beam" (legati soprattutto alle strutture in carpenteria metallica di sostegno del rivestimento lungo le torri e della vetrata panoramica posta a livello della terrazza di sbarco della passerella).

I carichi sul rivestimento sono applicati agli elementi strutturali mediante elementi tipo "solaio" che costituiscono sostanzialmente una area di carico in grado di distribuire efficacemente agli elementi di bordo (secondo criteri definibili di volta in volta) il carico di superficie assegnato.

Sugli elementi strutturali è possibile poi applicare, mediante l'utilizzo di diverse condizioni elementari, i carichi gravitazionali (pesi propri, pesi non strutturali, carichi variabili, ecc.), quelli orizzontali (in questo caso le spinte del terreno considerate come spinta "attiva" e quelle del vento) ed infine quelli dinamici dovuti al sisma di progetto secondo le ipotesi evidenziate al capitolo precedente.

Il software è in grado di massimizzare le azioni elementari ottenendo degli inviluppi (sia allo S.L.U. che allo S.L.E.) con i quali condurre le verifiche di resistenza, di deformazione, di fessurazione e di tensione nei materiali calcestruzzo ed acciaio.

Il programma di calcolo utilizzato permette di svolgere un'analisi statica-gravitazionale lineare e anche un'analisi sismica dinamica lineare, basata sull'analisi dinamica modale e sugli spettri di risposta.

La combinazione degli effetti sismici viene eseguita attraverso una combinazione quadratica completa (CQC):

7.3.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA

L'analisi lineare dinamica consiste:

- 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.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%.
Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione [7.3.4]:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \qquad [7.3.4]$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\beta_{ij} \cdot \xi_i + \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1-\beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij}(1+\beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2} \qquad [7.3.5a]$$

$\xi_{i,j}$ smorzamento viscoso dei modi i e j;

β_{ij} rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi ($\beta_{ij} = T_j / T_i$).

La [7.3.5a], nel caso di uguale smorzamento ξ dei modi i e j, si esprime come:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij}) \cdot [(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}]} \qquad [7.3.5b]$$

Fig. 5-2 Descrizione dell'analisi lineare dinamica

L'analisi delle frequenze, per il modello sismico con "struttura fissa alla base" è stata svolta considerando 120 modi di vibrare. In tal modo, si sono ottenute delle percentuali di massa partecipante in entrambe le due direzioni principali molto "vicine" al limite dell'85% imposto dalla normativa.

In particolare, la percentuale in direzione X è pari a 102%, mentre in direzione Y uguale a 85%.

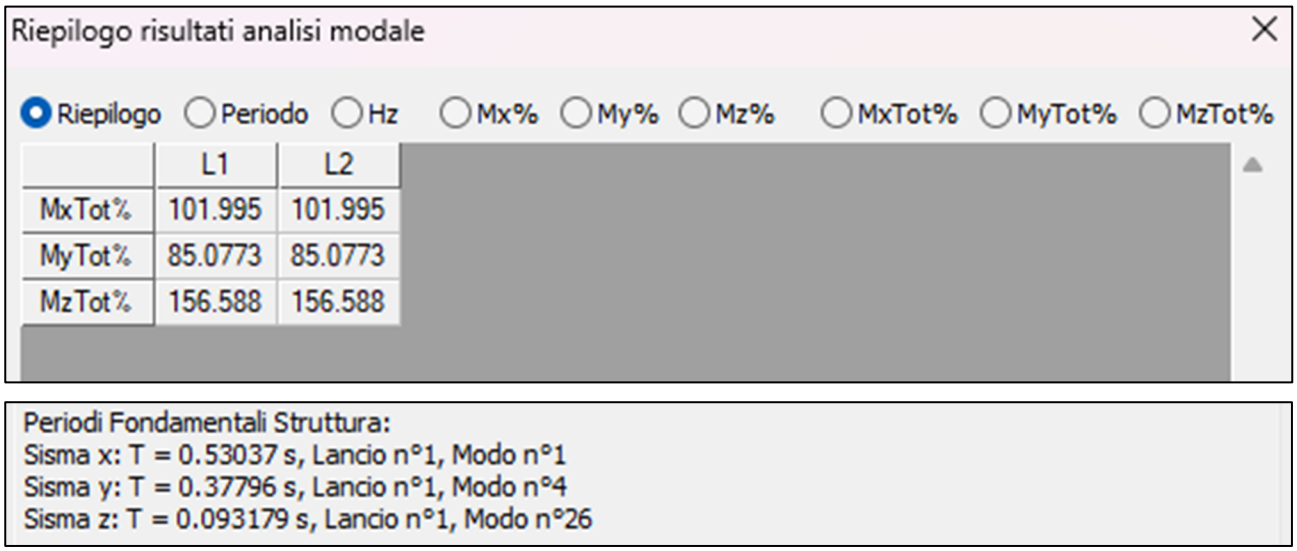
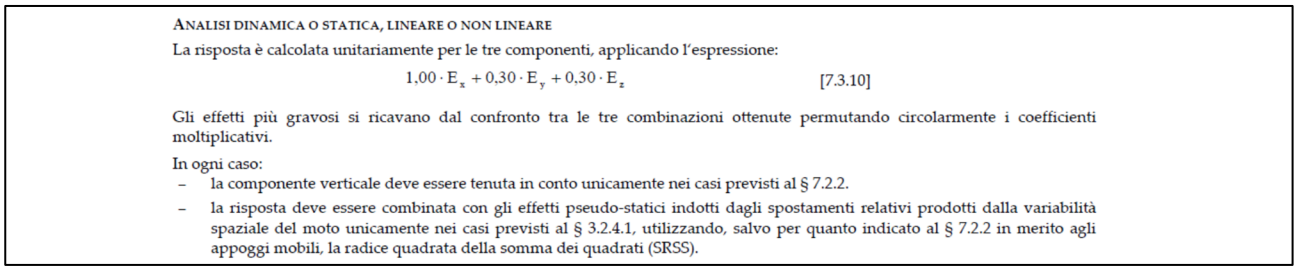


Fig. 5-3 Riepilogo dei risultati dell'analisi modale per il modello con "struttura fissa alla base"

Gli effetti relativi alla componente verticale del sisma, in questo particolare modello, sono stati presi in considerazione, in accordo a quanto indicato nel paragrafo 7.2.2. data la presenza di sbalzi maggiori di 4 metri specialmente in corrispondenza della vetrata panoramica.

Gli effetti definitivi sulle strutture sono stati inoltre ricavati combinando le azioni sismiche come indicato nel paragrafo 7.3.5 delle NTC2018:



ANALISI DINAMICA O STATICA, LINEARE O NON LINEARE

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1{,}00 \cdot E_x + 0{,}30 \cdot E_y + 0{,}30 \cdot E_z \qquad [7.3.10]$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

In ogni caso:

- la componente verticale deve essere tenuta in conto unicamente nei casi previsti al § 7.2.2.
- la risposta deve essere combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto unicamente nei casi previsti al § 3.2.4.1, utilizzando, salvo per quanto indicato al § 7.2.2 in merito agli appoggi mobili, la radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS).

Fig. 5-4 Combinazione delle azioni sismiche fra le varie componenti

5.2 VITA NOMINALE DI PROGETTO E CLASSE D'USO

La normativa impone di definire la vita nominale di un'opera e la classe d'uso, tali assunzioni permettono di ricavare il periodo di riferimento per l'azione sismica. Nel caso in oggetto, in completo accordo con la Committenza, si assume una vita nominale VN=50 anni (corrispondente a quella assegnabile alle costruzioni di tipo ordinario, come riportato nella Tab. 2.4.I delle NTC2018) e una classe d'uso III (corrispondente a quella di costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi). Pertanto, il valore del periodo di riferimento per le azioni sismiche è il seguente:

$$V_R = 50 * 1{,}5 = 75\ anni$$

6 ANALISI DEI CARICHI

Nel presente capitolo si illustrano le principali ipotesi assunte per l'analisi dei carichi gravanti sulle strutture e l'entità degli stessi.

Le azioni principali agenti sulle strutture in esame risultano i pesi propri delle strutture stesse, i pesi permanenti portati previsti in esercizio dovuti alle finiture, il carico dovuto alle spinte del terreno, i carichi variabili, i carichi della passerella in acciaio, quelli della scala di emergenza ed i carichi sismici meglio descritti nel seguito.

Il programma di calcolo utilizzato permette di definire varie condizioni di carico che vengono poi combinate come previsto dalla normativa per verifiche agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio.

Nel caso in esame sono state definite 19 condizioni di carico, alle quali sono stati assegnate la tipologia di carico e i relativi coefficienti di combinazione. Si rimanda ai paragrafi seguenti per le spiegazioni più dettagliate a riguardo.

Condizioni di carico elementari statiche - Moltiplicatori gravitazionali

n°	Descrizione	x	y	z	Tipo	grp	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_{2i}	φ	
1S	Peso Proprio	0	0	-1	Permanente		1	1	1	1	1	
2S	Perm NON Strutturali	0	0	0	Perm.Non Strutt		1	1	1	1	1	
3S	Perm NON Struttura...	0	0	0	Perm.Non Strutt		1	1	1	1	1	
4S	Variabile Manutenzi...	0	0	0	Generico	4	0	0	0	0	0	
5S	Variabile FOLLA - S...	0	0	0	Uff.pubbl.Scuole,N...	1	0.7	0.7	0.6	0.6	1	
6S	Variabile FOLLA - S...	0	0	0	Uff.pubbl.Scuole,N...	1	0.7	0.7	0.6	0.6	1	
7S	Variabile FOLLA - PT	0	0	0	Uff.pubbl.Scuole,N...	5	0.7	0.7	0.6	0.6	1	
8S	Variabile FOLLA - P-1	0	0	0	Uff.pubbl.Scuole,N...	6	0.7	0.7	0.6	0.6	1	
9S	Vento +X	0	0	0	Vento	3	0.6	0.2	0	0	0	
10S	Vento -X	0	0	0	Vento	3	0.6	0.2	0	0	0	
11S	Vento +Y +Z	0	0	0	Vento	3	0.6	0.2	0	0	0	
12S	Vento +Y -Z	0	0	0	Vento	3	0.6	0.2	0	0	0	
13S	Vento -Y +Z	0	0	0	Vento	3	0.6	0.2	0	0	0	
14S	Vento -Y -Z	0	0	0	Vento	3	0.6	0.2	0	0	0	
15S	Folla PASS A sx	0	0	0	Generico	4	0.4	0.4	0	0	0	
16S	Folla PASS A dx	0	0	0	Generico	4	0.4	0.4	0	0	0	
17S	Folla PASS B sx	0	0	0	Generico	4	0.4	0.4	0	0	0	
18S	Folla PASS B sx	0	0	0	Generico	4	0.4	0.4	0	0	0	
19S	Terreno peso e Spi...	0	0	0	Perm.Non Strutt		1	1	1	1	1	

Fig. 6-1 Elenco delle Condizioni di carico statiche implementate nel programma di calcolo

6.1 PESO PROPRIO

Il programma di calcolo utilizzato permette di definire le sezioni, i materiali e le geometrie delle strutture. Tali definizioni permettono al software di calcolare in automatico i pesi propri delle strutture principali effettivamente modellate.

Per le strutture di fondazione, di elevazione e per le solette massiva, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo armato con classe di resistenza C32/40, caratterizzato da un peso specifico di 25,0 kN/m^3.

Per le strutture in acciaio il software, in funzione della sezione assegnata, è in grado di determinare il peso proprio della parte in carpenteria, utilizzato per le strutture in acciaio un peso specifico di 78,5 kN/m^3.

6.2 PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI

I pesi permanenti non strutturali applicati alla struttura sono quelli dovuti alle finiture, ove presenti in funzione delle definizioni architettoniche del progetto.

Permanenti NON strutturali - PLATEA DI FONDAZIONE PL_02 - uniformemente distribuito

Strato isolante XPS	spessore 13 cm - peso 0,35 kN/m3	0,05
Massetto degli impianti	spessore 10 cm - peso 20 kN/m3	2,00
Pavimento industriale	spessore 17 cm - peso 25 kN/m^3	4,25
	Peso G_{2k} kN/m^2	**6,30**

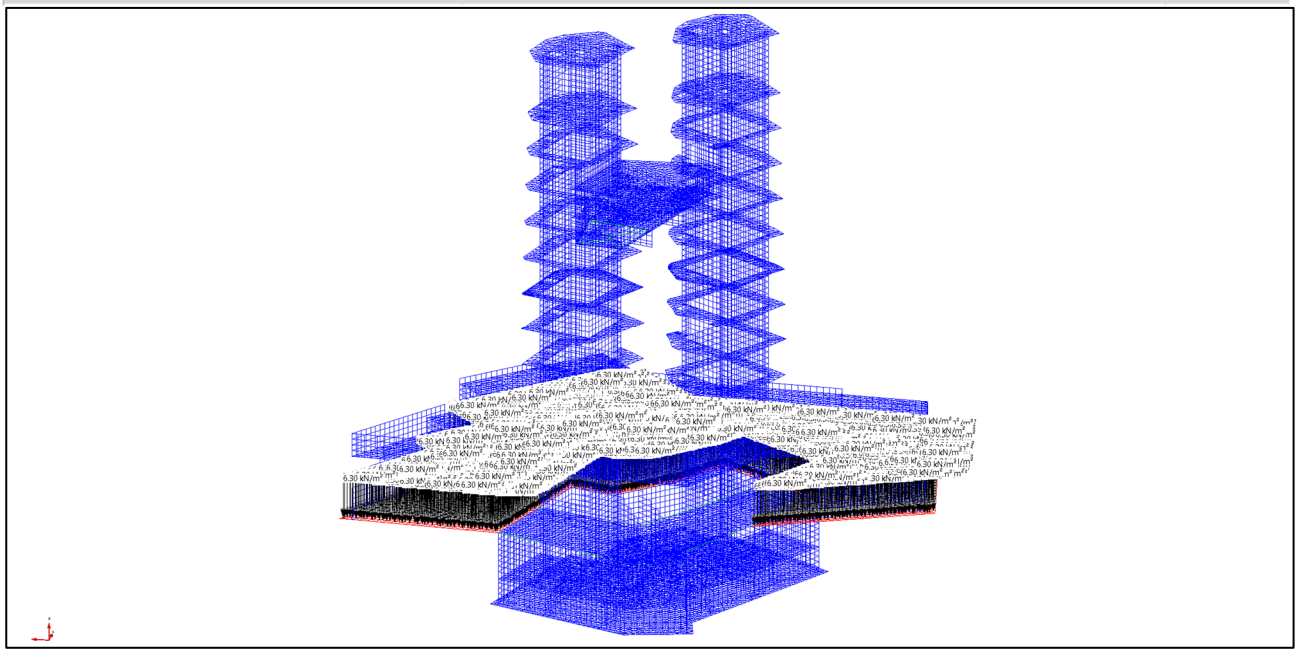


Fig. 6-2 Carico permanente non strutturale sulla platea di fondazione PL_02

Permanenti NON strutturali - SOLETTA SOL_A1 - uniformemente distribuito		
Massetto degli impianti	spessore 8 cm - peso 20 kN/m3	1,60
Pavimento industriale	spessore 17 cm - peso 25 kN/m^3	4,25
	Peso G_{2k} kN/m^2	**5,85**

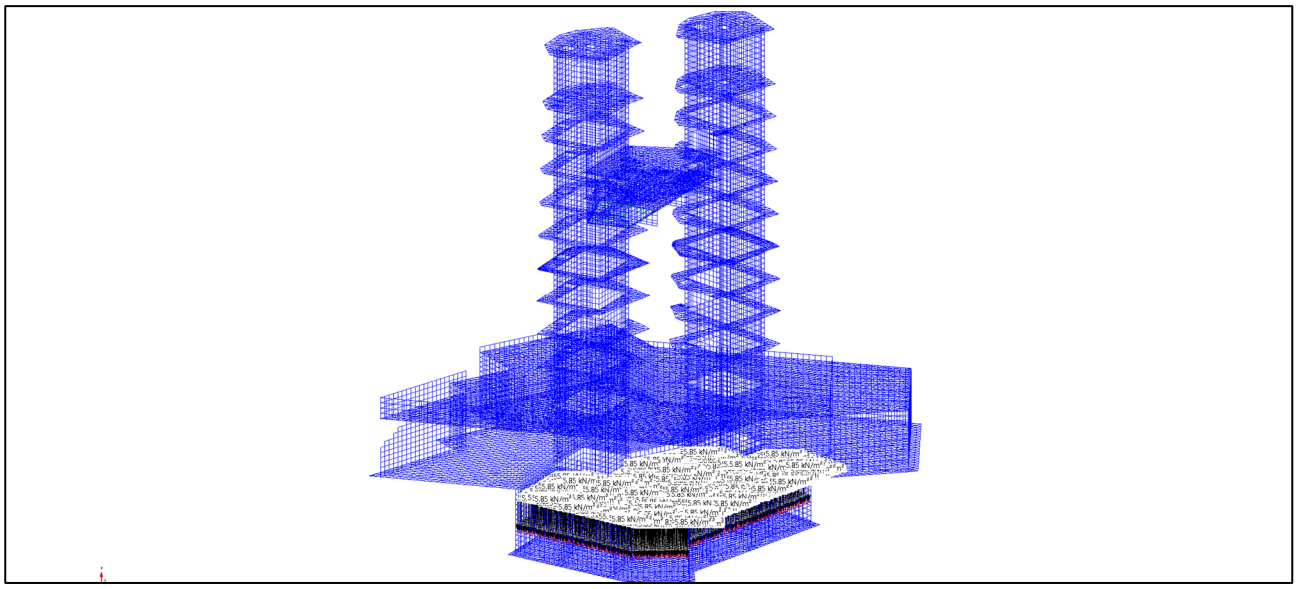


Fig. 6-3 Carico permanente non strutturale sulla soletta SOL_A1

Permanenti NON strutturali - SOLETTA SOL_A2 - uniformemente distribuito		
Strato isolante XPS	spessore 13 cm - peso 0,35 kN/m3	0,05
Massetto degli impianti	spessore 10 cm - peso 20 kN/m3	2,00
Pavimento industriale	spessore 17 cm - peso 25 kN/m^3	4,25
	Peso G_{2k} kN/m^2	**6,30**

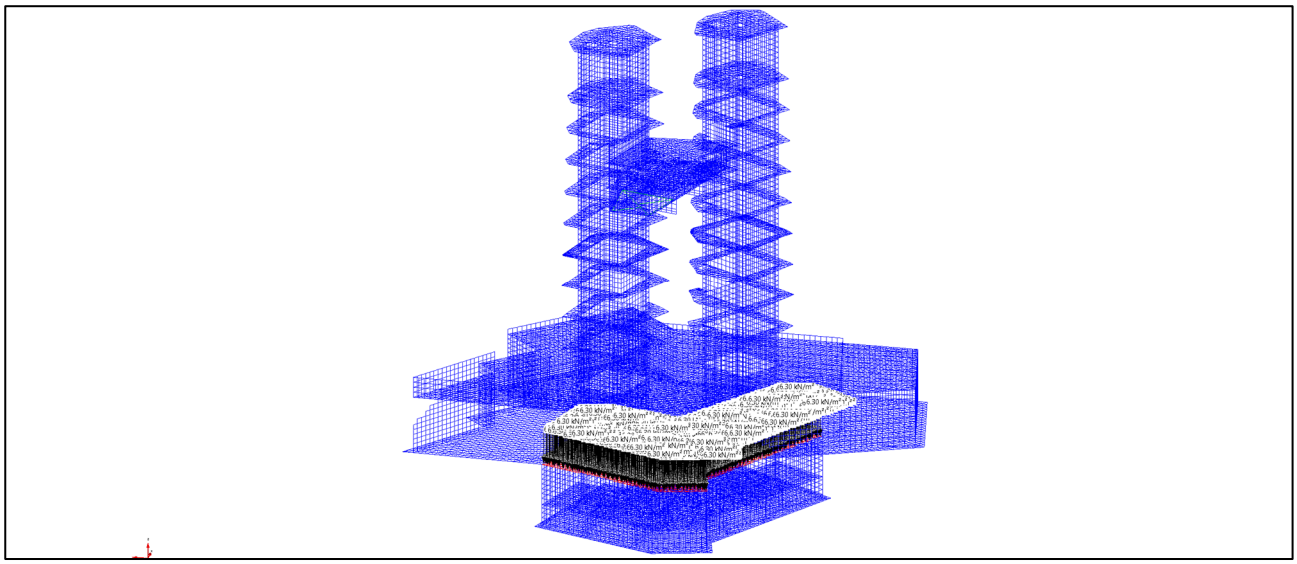


Fig. 6-4 Carico permanente non strutturale sulla soletta SOL_A2

Permanenti NON strutturali - SOLETTA SOL_A (Piazza) - uniformemente distribuito

Pacchetto di finitura, pavimentazioni e carico impianti	6,00
Peso G_{2k} kN/m²	**6,00**

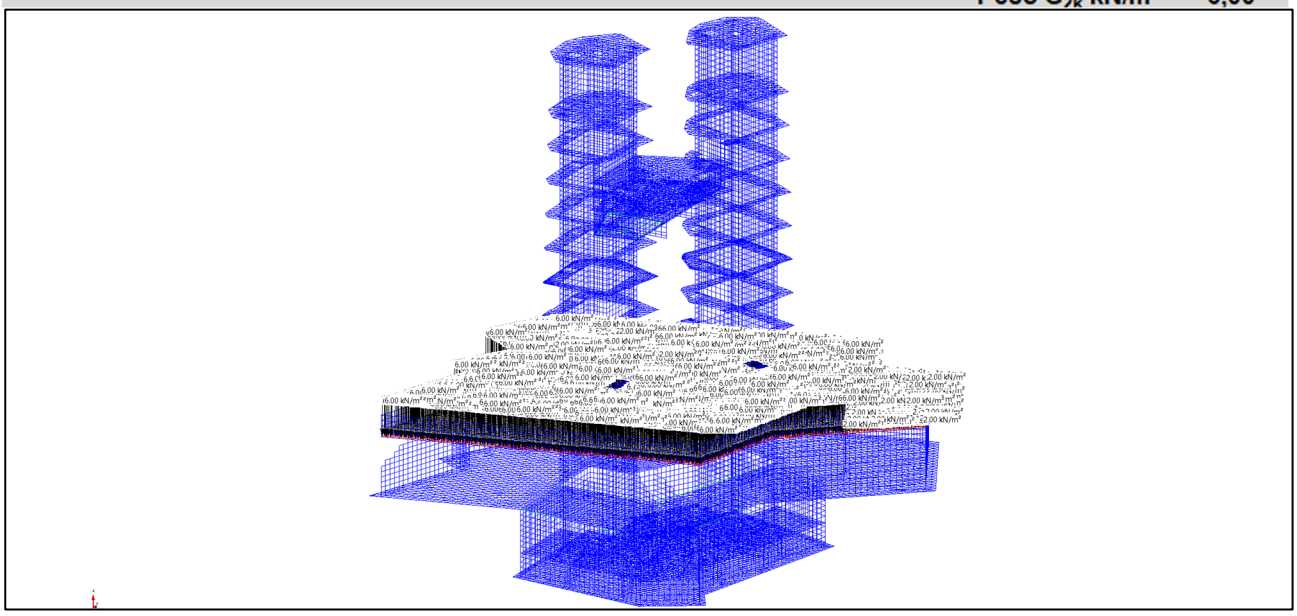


Fig. 6-5 Carico permanente non strutturale sulla soletta SOL_A

Permanenti NON strutturali - SOLETTA SOL_C1 - uniformemente distribuito

Impermeabilizzazione e peso del rivestimento inferiore	0,60
Peso G_{2k} kN/m²	**0,60**

Permanenti NON strutturali - SOLETTA SOL_C2 - uniformemente distribuito

Impermeabilizzazione e peso del rivestimento inferiore	0,60
Peso G_{2k} kN/m²	**0,60**

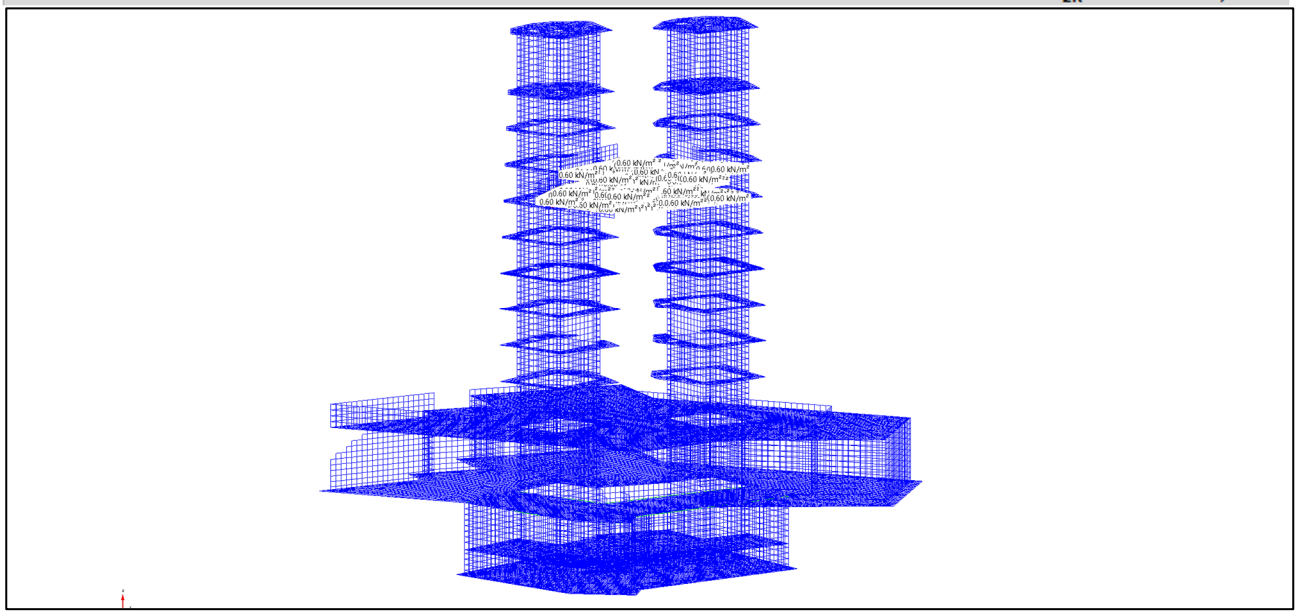


Fig. 6-6 Carico permanente non strutturale sulle solette SOL_C1 e SOL_C2

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI SOLETTE TORRE - uniformemente distribuiti		
Nessun pacchetto di finitura	-	kN / m^2
G_{2k} TOTALE	**-**	**kN / m^2**

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI SOLETTE SOMMITA' DELLA TORRE - uniformemente distribuiti		
Peso pacchetto non strutturale – impermeabilizzazioni e massetti di protezione	2,00	kN / m^2
G_{2k} TOTALE	**2,00**	**kN / m^2**

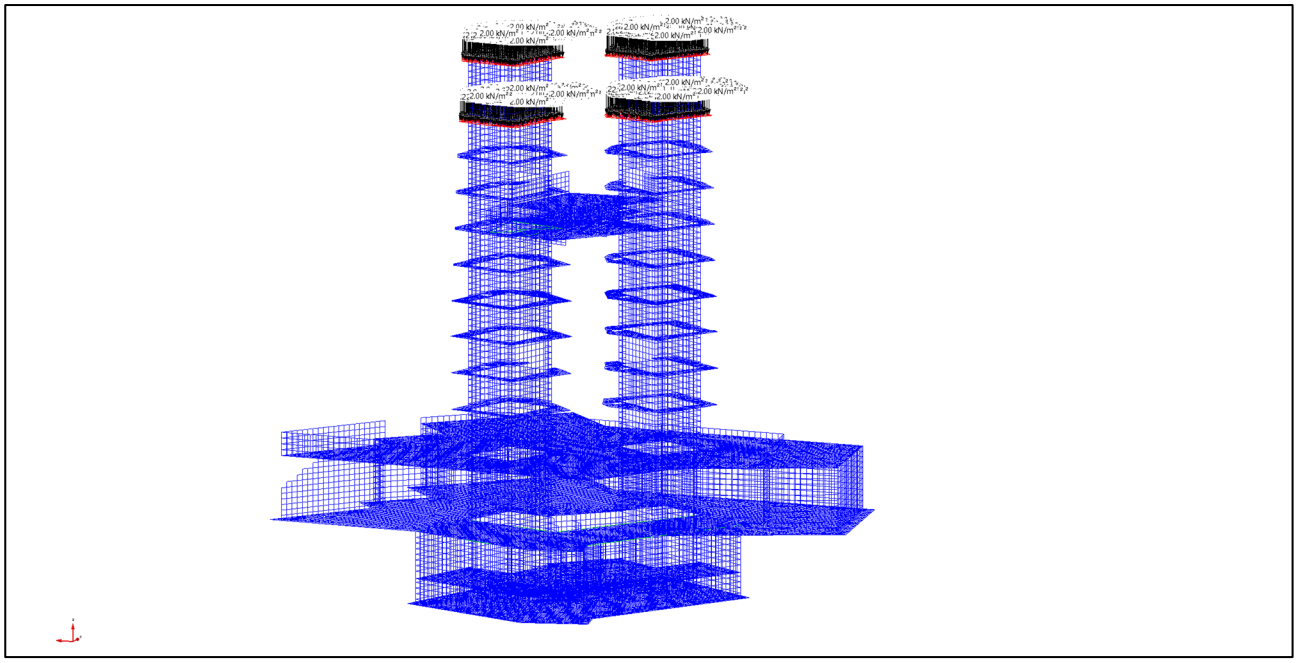


Fig. 6-7 Carico permanente non strutturale sulle solette della torre

6.3 CARICHI VARIABILI SULLE SOLETTE MASSIVE

I carichi variabili sono stati considerati uguali o maggiori a quelli suggeriti in normativa per la categoria C3 (nelle zone dove è ammessa la presenza della folla) o presi uguali a quelli previsti per le zone di manutenzione.

Sovraccarichi Variabili - PLATEA DI FONDAZIONE PL_01 - uniformemente distribuito			
Affollamento	non previsto	0,00	
	Peso G_{2k} kN/m^2	**0,00**	

Sovraccarichi Variabili - PLATEA DI FONDAZIONE PL_02 - uniformemente distribuito			
Affollamento	Categoria C3	5,00	
	Peso G_{2k} kN/m^2	**5,00**	

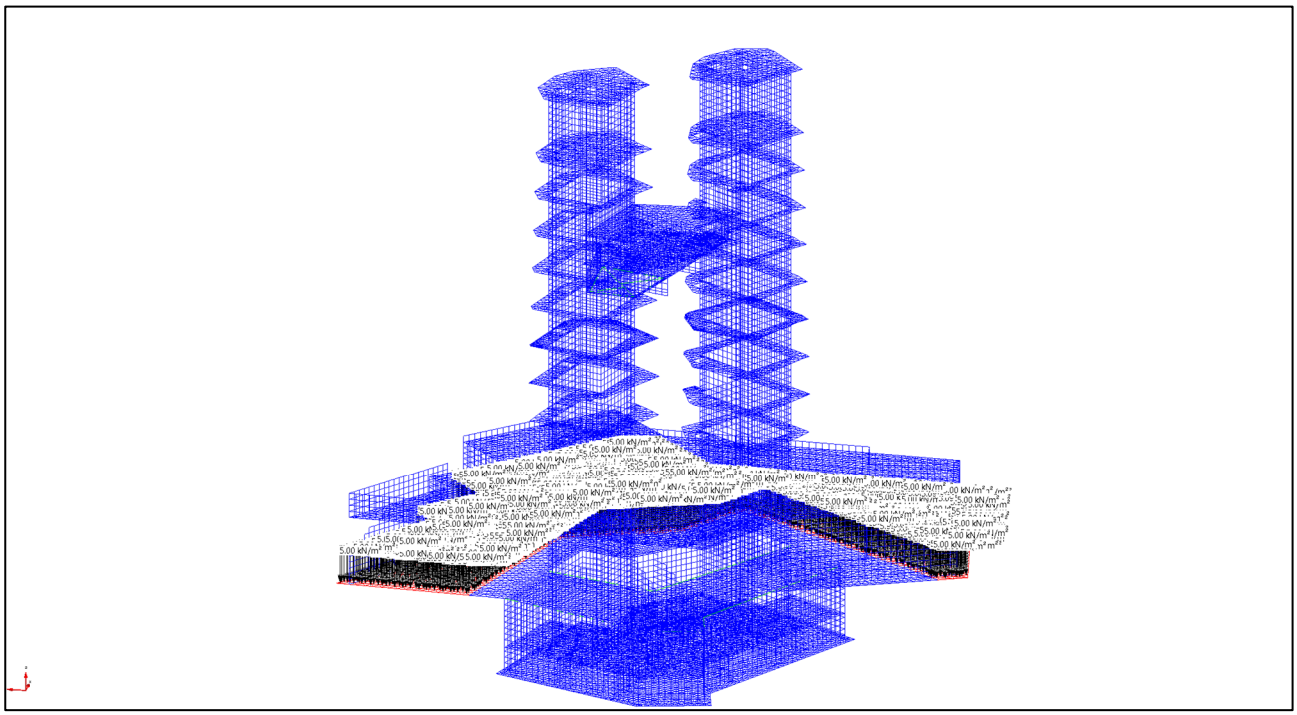


Fig. 6-8 Carico variabile sulla platea PL_02

Sovraccarichi Variabili - SOLETTA SOL_A1 - uniformemente distribuito		
Affollamento	Categoria C3	5,00
	Peso G_{2k} kN/m²	**5,00**

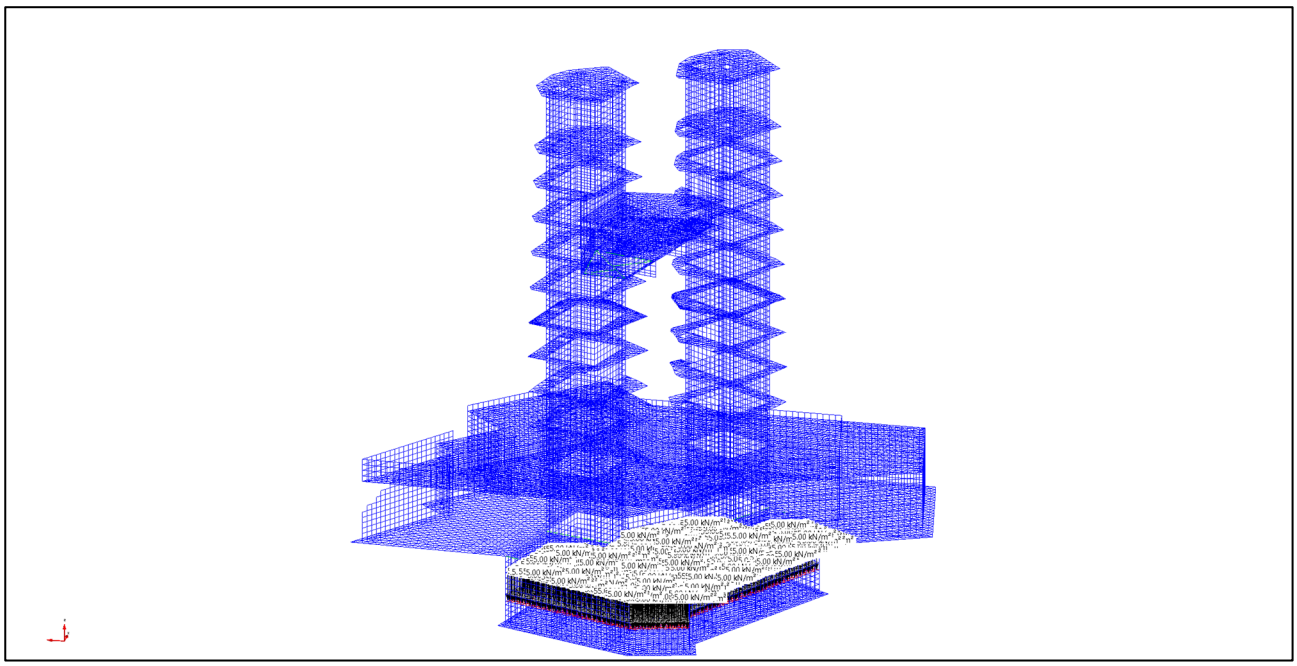


Fig. 6-9 Carico variabile sulla soletta SOL_A1

Sovraccarichi Variabili - SOLETTA SOL_A2 - uniformemente distribuito		
Affollamento	Categoria C3	5,00
	Peso G_{2k} kN/m²	**5,00**

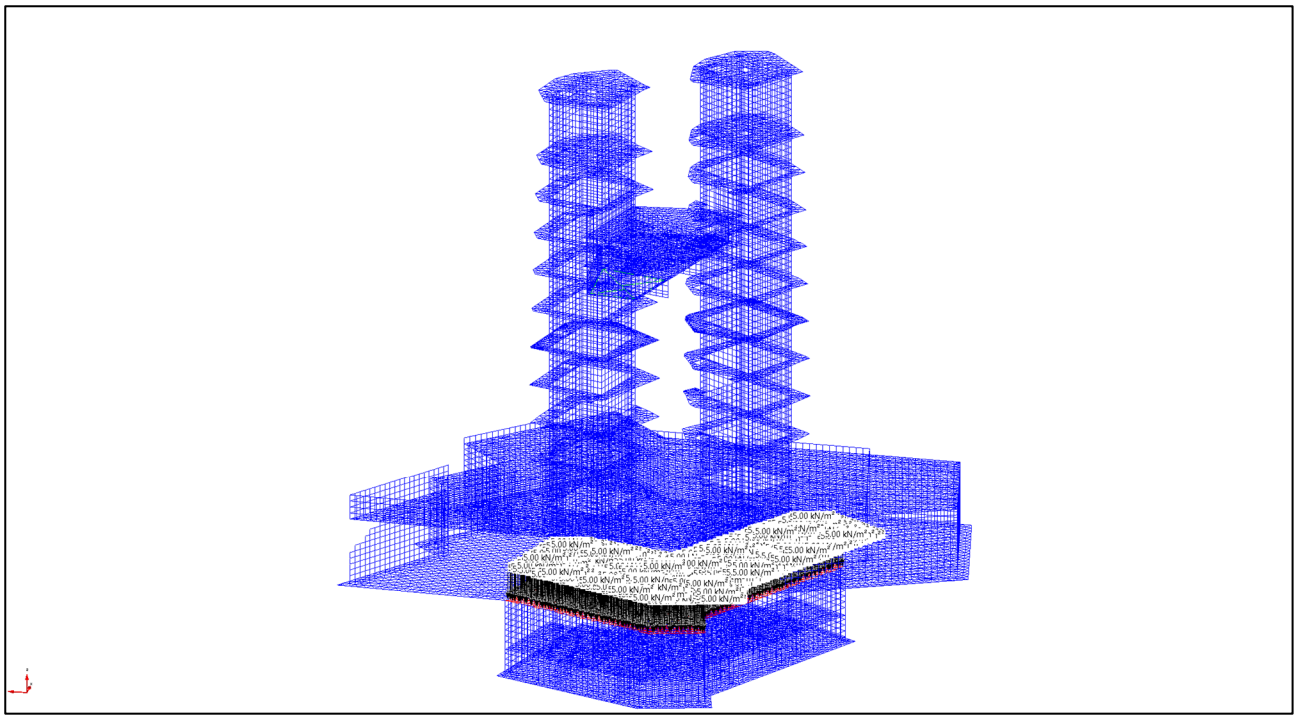


Fig. 6-10 Carico variabile sulla soletta SOL_A2

Sovraccarichi Variabili - SOLETTA SOL_A - uniformemente distribuito		
Affollamento	Categoria C3	5,00
	Peso G_{2k} kN/m²	**5,00**

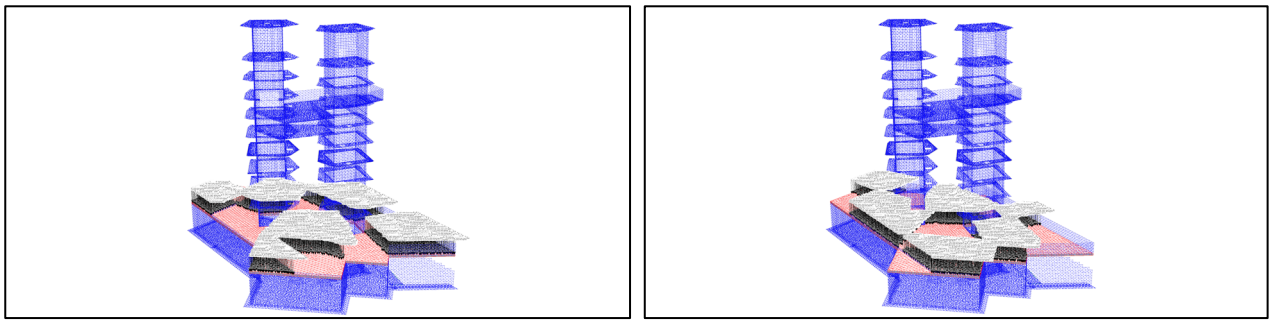


Fig. 6-11 Carico variabile sulle solette A (disposizione a scacchiera dei carichi)

I carichi dovuti alla folla, come evidente dalle immagini di cui sopra, sono implementati sul modello in due differenti condizioni di carico (a scacchiera) così da massimizzare, nelle zone su più appoggi, le sollecitazioni.

Sovraccarichi Variabili - SOLETTA SOL_C1 - uniformemente distribuito		
Manutenzione	Categoria H	0,50
	Peso G_{2k} kN/m^2	**0,50**

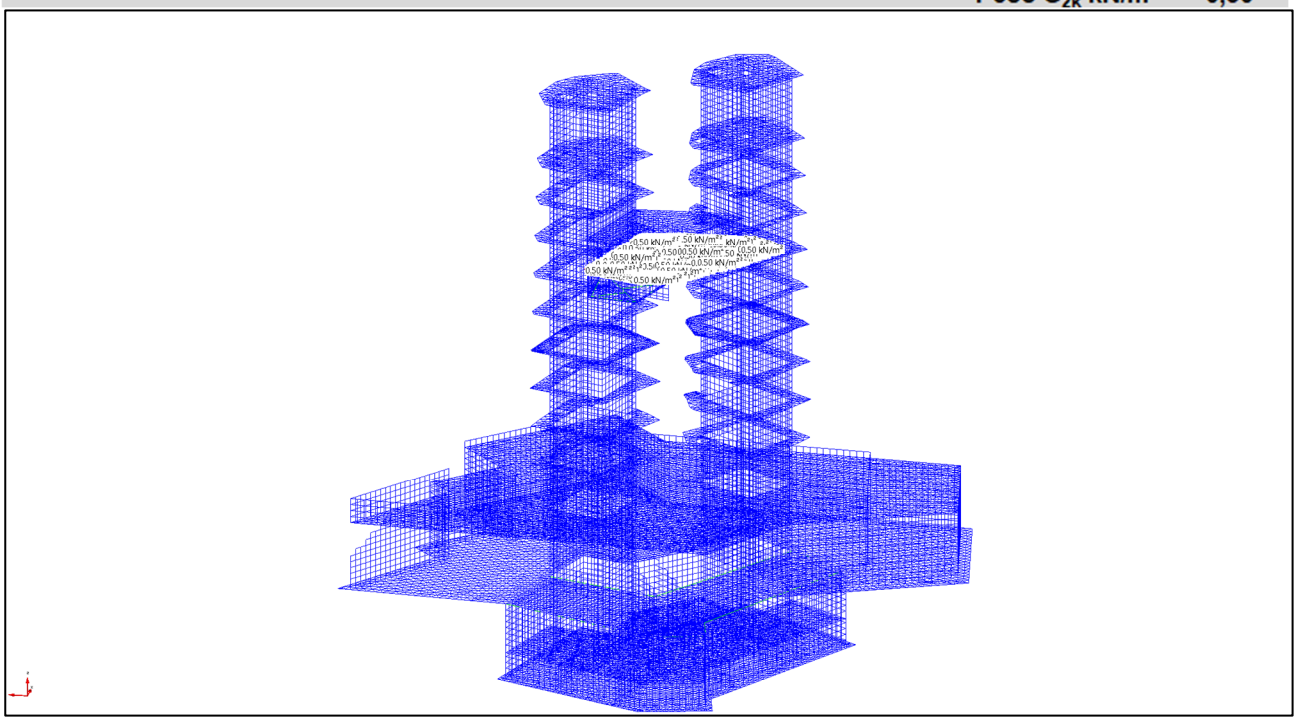


Fig. 6-12 Carico variabile sulla soletta SOL_C1

Sovraccarichi Variabili - SOLETTA SOL_C2 - uniformemente distribuito		
Affollamento	Categoria C3	5,00
	Peso G_{2k} kN/m^2	**5,00**

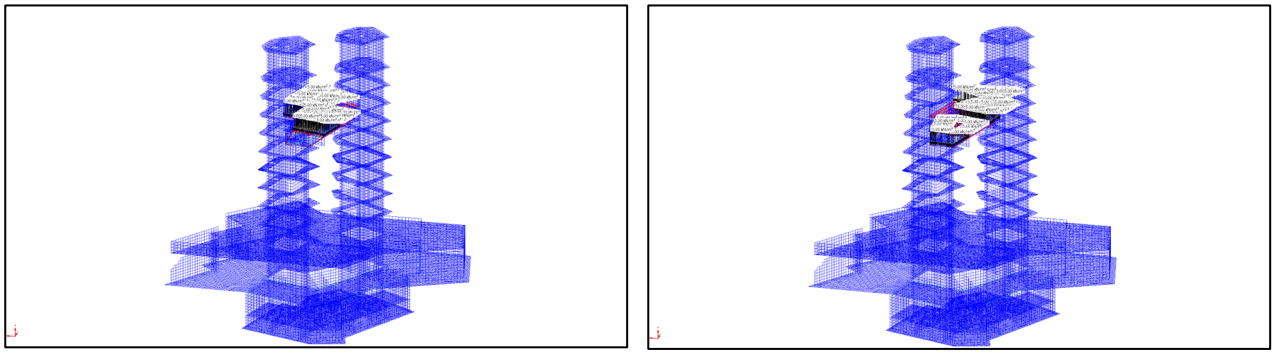


Fig. 6-13 Carico variabile sulle solette SOL_C2 (disposizione a scacchiera dei carichi)

Sovraccarichi Variabili - SOLETTA SOL_D e INTERMEDIE - uniformemente distribuito		
Manutenzione	Categoria H	0,50
	Peso G_{2k} kN/m^2	**0,50**

Sovraccarichi Variabili - SOLETTA SOL_E - uniformemente distribuito		
Manutenzione	Categoria H	0,50
	Peso G_{2k} kN/m^2	**0,50**

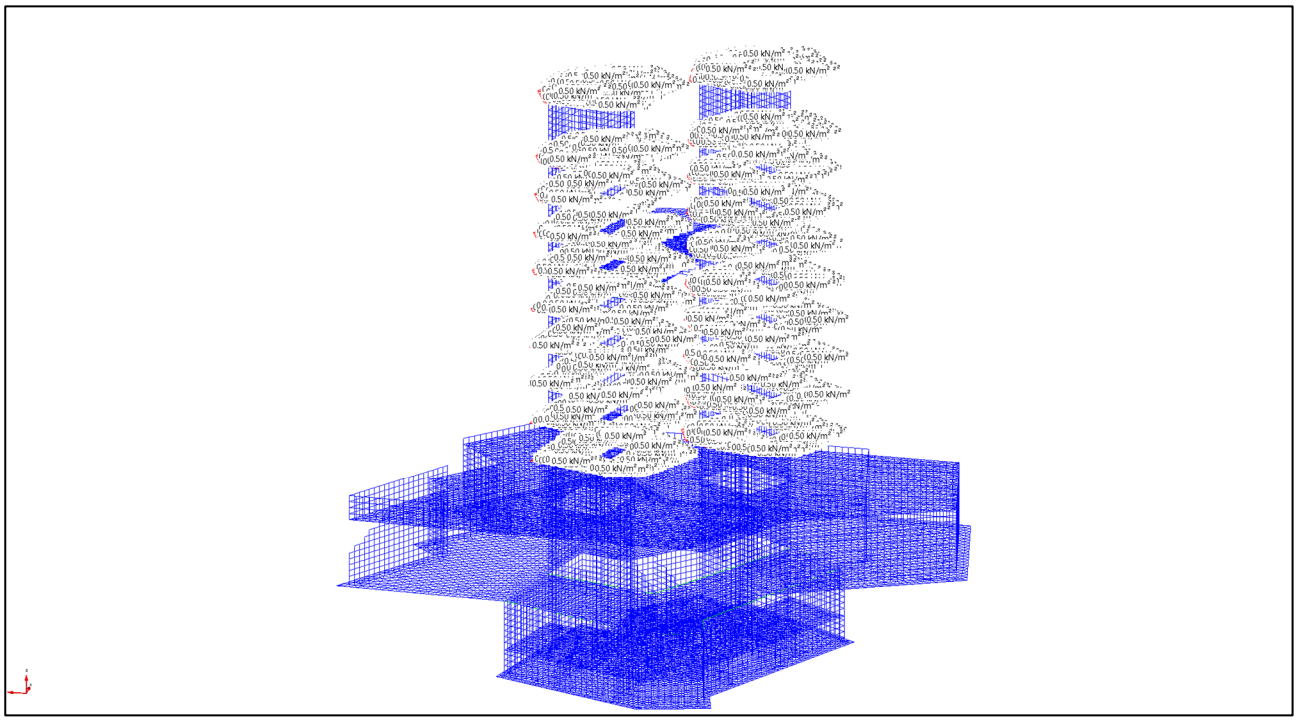


Fig. 6-14 Carichi da manutenzione sulle solette intermedie e sulle solette sommitali

6.4 CARICHI DOVUTI AL RIVESTIMENTO DELLE TORRI

Come evidenziano nella parte relativa alla descrizione di dettaglio, la torre sarà completata con un rivestimento di tipo ceramico.

I carichi adottati nella progettazione di questo elemento sono i seguenti: essi vengono assegnati direttamente agli elementi “solaio” (come un carico di superficie) che a loro volta li distribuiscono agli elementi di bordo ed in particolare agli “spigoli” verticali del rivestimento (costituiti da profili in acciaio) o alle nervature della torre costituiti dalle solette massive con interasse 2,5 – 3,0 metri.

Permanenti NON strutturali - RIVESTIMENTO DELLA TORRE - uniformemente distribuito		
Sistema di rivestimento torri		0,60
	Peso G_{2k} kN/m^2	**0,60**

6.5 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI – TERRENO

Il peso del terreno, gravante parzialmente sulle strutture del solaio SOL_A, è stato considerato come una azione permanente non strutturale ed è applicato sulla parte interessata con due diverse intensità.

CARICHI TERRENO - uniformemente distribuiti		
Spessore del terreno 1,35 metri	27,0	kN / m^2
G_{2k} TOTALE	**27,00**	**kN / m^2**

CARICHI TERRENO - uniformemente distribuiti		
Spessore del terreno 1,80 metri	36,00	kN / m^2
G_{2k} TOTALE	**36,00**	**kN / m^2**

6.6 SPINTA A RIPOSO E ATTIVA SUI MURI IN ELEVAZIONE

Come già evidenziato, il nuovo volume risulterà parzialmente interrato e, sulle pareti perimetrali, si è inserito nel modello numerico il carico dovuto alla spinta del terreno in funzione dell'altezza del terreno gravante su ciascuna porzione di parete (uniformando per quanto possibile le quote a favore di sicurezza). In particolare, per le porzioni di parete completamente interrate, ovvero al di sotto della quota 0, si è considerata la spinta "a riposo" del terreno, mentre per le porzioni di parete poste al di sopra della quota 0 si è assunta la spinta "attiva".

Per la determinazione delle funzioni che simulano tali spinte si sono adottati i seguenti parametri del terreno, ipotizzando che a contatto con le opere di sostegno si utilizzi un terreno granulare in grado di garantire la permeabilità del riempimento. Le funzioni di carico sono state determinate secondo i seguenti parametri:

PARAMETRI MACCANICI DEL TERRENO UTILIZZATI NELLA DETERMINAZIONE DELLA SPINTA ATTIVA		
Peso specifico del terreno	18,00	kN / m^3
Angolo di attrito caratteristico	32	Gradi
Coefficiente di spinta attiva	0,307	

Le spinte vengono applicate sulle strutture di elevazione modificando il punto “zero” dell’andamento triangolare di spinta in funzione della altezza reale del muro stesso.

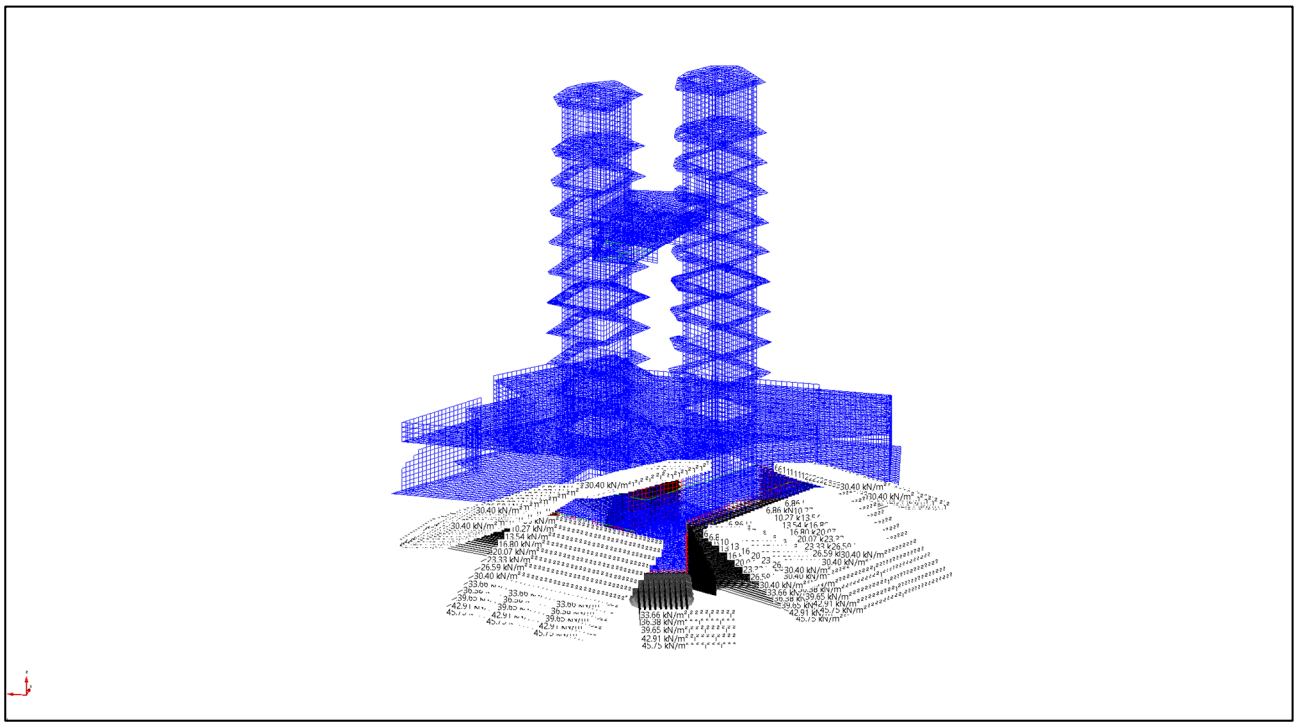


Fig. 6-15 - Spinta a riposo applicata alle strutture di elevazione interessate dal contatto con il terreno

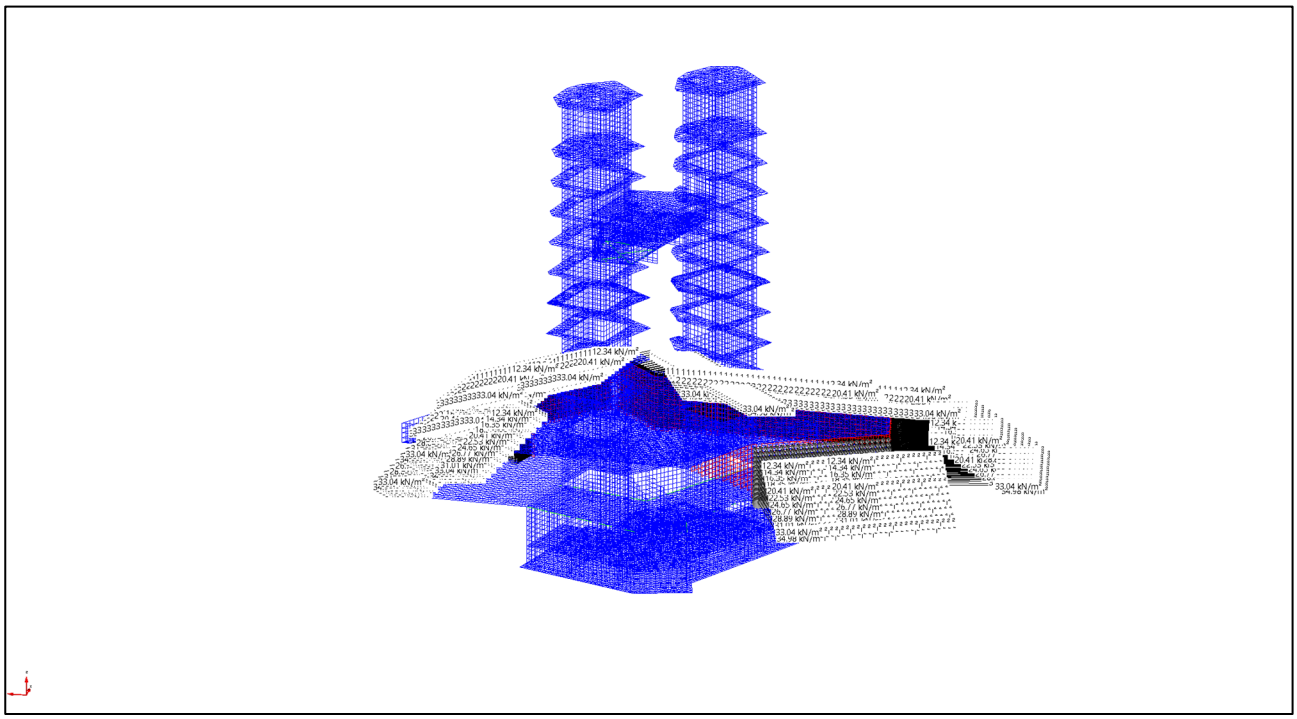


Fig. 6-16 - Spinta attiva applicata alle strutture di elevazione interessate dal contatto con il terreno

6.7 CARICHI DERIVANTI DALLA PASSERELLA IN ACCIAIO

Nella posizione geometrica in cui sarà appoggiata la passerella in acciaio si sono applicati i carichi derivanti dalle condizioni elementari determinate nella modellazione di dettaglio della passerella stessa.

Da evidenziare, in primo luogo, che i tre vincoli presenti sulla soletta: i due vincoli più esterni (rispetto alla passerella) reagiranno solamente in direzione Z (appoggio bidirezionale) mentre quello centrale reagirà in direzione Z e in direzione trasversale rispetto all'asse della passerella (così da trasmettere alle torri anche la quota parte delle azioni orizzontali dovute al vento trasversale).

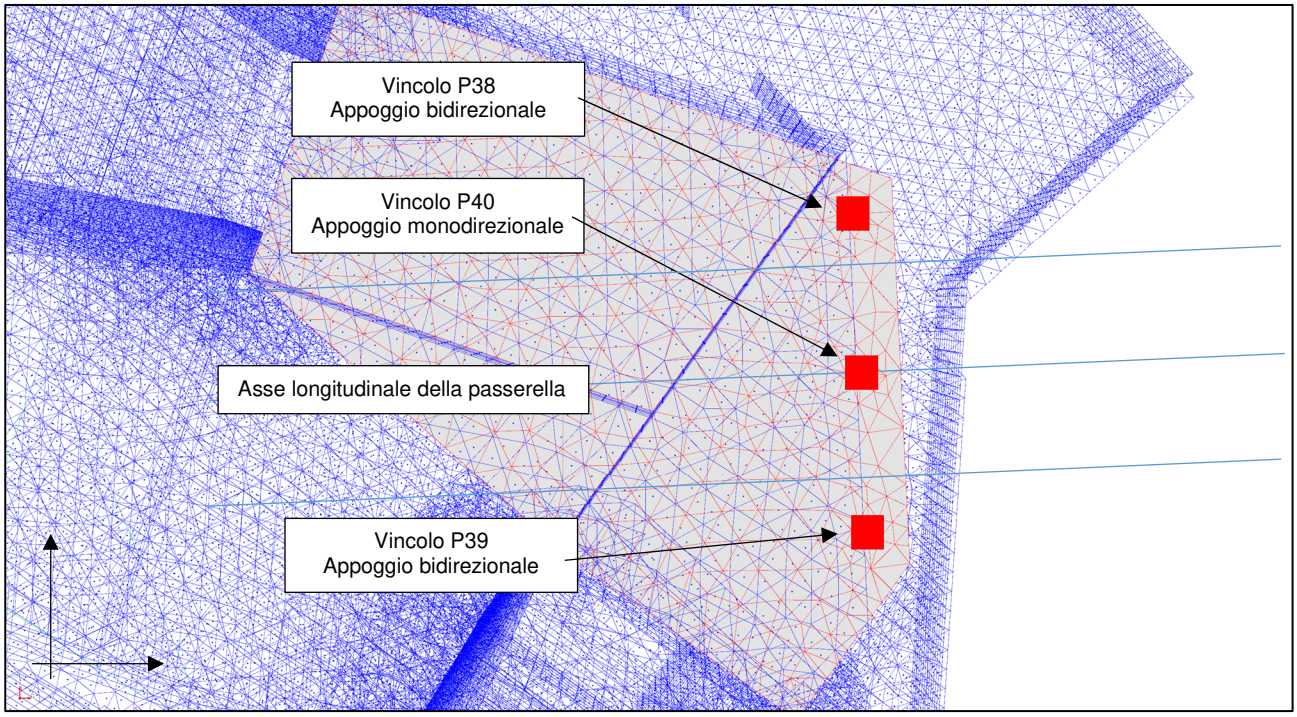


Fig. 6-17 Punto di applicazione delle reazioni vincolari della passerella in acciaio

I carichi della passerella in acciaio sono stati ovviamente inseriti sul modello numerico nelle corrispondenti condizioni elementari ed in particolare in quelle esistenti (peso proprio) o in quelle create appositamente (vento in direzione trasversale alla passerella, folla eccentrica sulla passerella, ecc.). Alcune azioni sono state volutamente sommate ed inserite in una unica condizione di carico: il peso non strutturale della pavimentazione, del parapetto e delle strutture di rivestimento sono state implementati in una unica azione.

I valori desunti dalla relazione di calcolo della passerella sono i seguenti:

Nome del vincolo	Casi di carico	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
P38	Peso Proprio	0.00	0.00	85.40	0.00	0.00	0.00
	Pavimentazione	0.00	0.00	24.57	0.00	0.00	0.00
	Parapetto	0.00	0.00	3.80	0.00	0.00	0.00
	Carterizzazione	0.00	0.00	17.11	0.00	0.00	0.00

	Folla A Sx	0.00	0.00	-44.14	0.00	0.00	0.00
	Folla A Dx	0.00	0.00	11.62	0.00	0.00	0.00
	Folla B Sx	0.00	0.00	0.49	0.00	0.00	0.00
	Folla B Dx	0.00	0.00	93.47	0.00	0.00	0.00
	Vento +Y +Z	0.00	0.00	232.56	0.00	0.00	0.00
	Vento +Y -Z	0.00	0.00	153.66	0.00	0.00	0.00
	Vento -Y +Z	0.00	0.00	-269.75	0.00	0.00	0.00
	Vento -Y -Z	0.00	0.00	-116.67	0.00	0.00	0.00
	Espansione	0.00	0.00	-3.20	0.00	0.00	0.00
	Contrazione	0.00	0.00	2.08	0.00	0.00	0.00
P39	Peso Proprio	0.00	0.00	85.45	0.00	0.00	0.00
	Pavimentazione	0.00	0.00	24.58	0.00	0.00	0.00
	Parapetto	0.00	0.00	3.80	0.00	0.00	0.00
	Carterizzazione	0.00	0.00	17.11	0.00	0.00	0.00
	Folla A Sx	0.00	0.00	11.62	0.00	0.00	0.00
	Folla A Dx	0.00	0.00	-44.14	0.00	0.00	0.00
	Folla B Sx	0.00	0.00	93.47	0.00	0.00	0.00
	Folla B Dx	0.00	0.00	0.49	0.00	0.00	0.00
	Vento +Y +Z	0.00	0.00	-271.94	0.00	0.00	0.00
	Vento +Y -Z	0.00	0.00	-118.86	0.00	0.00	0.00
	Vento -Y +Z	0.00	0.00	234.74	0.00	0.00	0.00
	Vento -Y -Z	0.00	0.00	155.86	0.00	0.00	0.00
	Espansione	0.00	0.00	-3.12	0.00	0.00	0.00
	Contrazione	0.00	0.00	2.03	0.00	0.00	0.00
P40	Peso Proprio	0.00	10.75	39.89	0.00	0.00	0.00
	Pavimentazione	0.00	3.17	10.80	0.00	0.00	0.00
	Parapetto	0.00	0.47	1.32	0.00	0.00	0.00
	Carterizzazione	0.00	2.13	6.19	0.00	0.00	0.00
	Folla A Sx	0.00	3.05	-5.92	0.00	0.00	0.00
	Folla A Dx	0.00	1.99	-5.92	0.00	0.00	0.00
	Folla B Sx	0.00	1.78	19.42	0.00	0.00	0.00
	Folla B Dx	0.00	1.08	19.42	0.00	0.00	0.00
	Vento +Y +Z	0.00	-141.63	-8.20	0.00	0.00	0.00
	Vento +Y -Z	0.00	-135.43	7.62	0.00	0.00	0.00
	Vento -Y +Z	0.00	136.92	-7.40	0.00	0.00	0.00
	Vento -Y -Z	0.00	140.21	8.43	0.00	0.00	0.00
	Espansione	0.00	-3.81	-6.29	0.00	0.00	0.00
	Contrazione	0.00	2.48	4.09	0.00	0.00	0.00

6.8 CARICHI DA VENTO SULLE PARETI DELLA TORRE

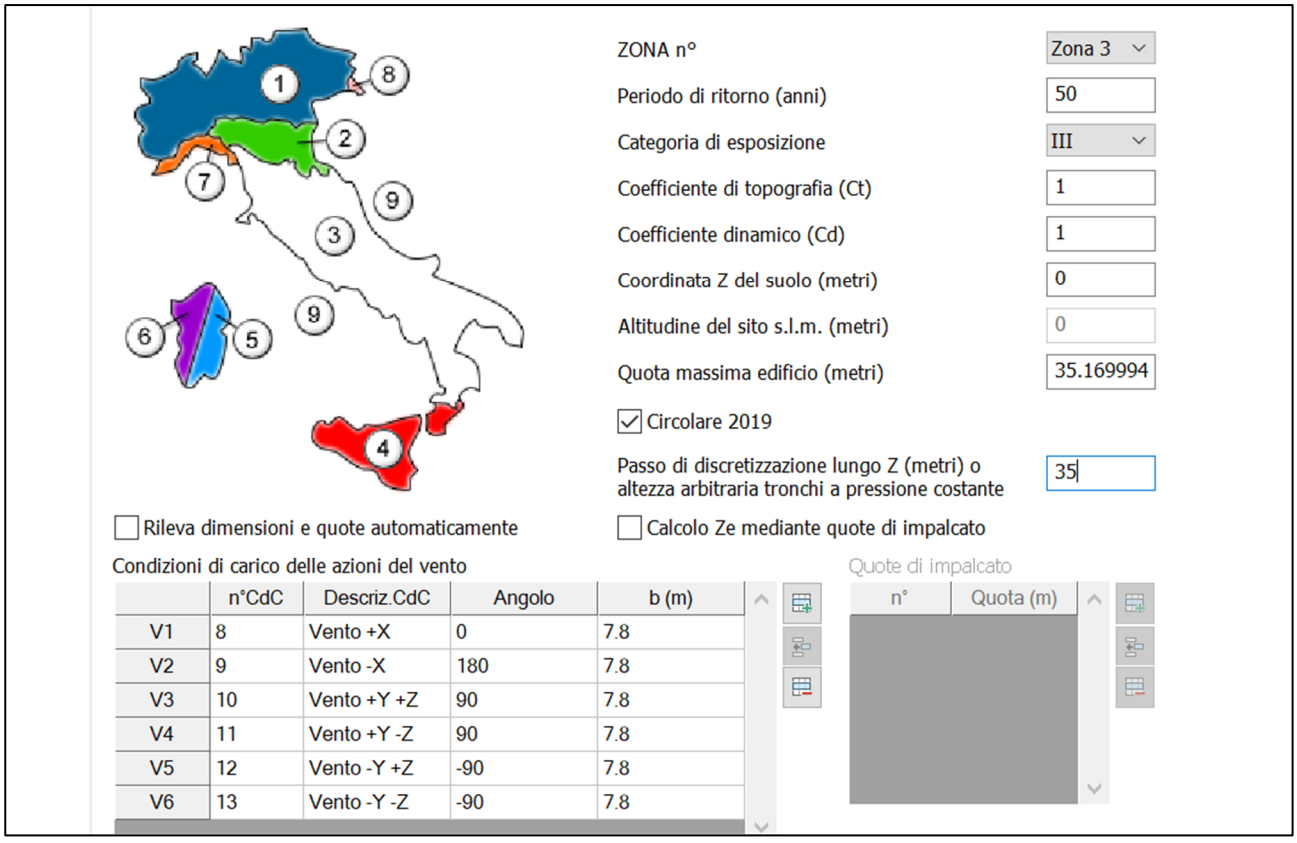
Per quanto riguarda il carico da vento si è prima proceduto alla valutazione della pressione generale al netto del coefficiente di forma, come previsto dalle NTC e in seguito si sono ricavati i coefficienti di forma da applicare in particolare alle pareti della torre emergente dal terreno.

Le principali ipotesi adottate per la determinazione dei parametri caratteristici sono i seguenti:

ANALISI DEI CARICHI CLIMATICI - VENTO			
Parametri di progetto:			
Comune di realizzazione:		Peccioli (PI)	
Zona considerata:		Zona 3	
Altitudine di riferimento per il sito:	**a_s**	**100,00**	**m s.l.m.**
Altezza edificio	**h**	**20,95**	**m**
Classe di rugosità del terreno		Classe B	
Distanza dalla costa		Entroterra fino a 30 km dal mare	
Categoria di esposizione		III	
Parametri per coefficiente di esposizione	K_r	0,20	
	z_0	0,10	m
	z_{min}	5	m
Velocità di base della zona	$v_{b,0}$	27	m/s

I valori sopra evidenziati vengono implementati nel modello numerico che è in grado di applicare poi, secondo quanto riportato di seguito, i carichi sulle pareti interessate. Si evidenzia, nella tabella seguente, che la coordinata "zero" è costituita dalla quota del viale Gramsci e che sono state implementate 6 condizioni di carico elementare dovute al vento.

Si segnala infine che le condizioni 7 e 8 sono in direzione +X e -X (direzioni non considerate per la passerella in acciaio) mentre le altre, tutte in direzione Y, si combinano con le azioni trasversali della passerella evidenziate al paragrafo precedente.



	n°CdC	Descriz.CdC	Angolo	b (m)
V1	8	Vento +X	0	7.8
V2	9	Vento -X	180	7.8
V3	10	Vento +Y +Z	90	7.8
V4	11	Vento +Y -Z	90	7.8
V5	12	Vento -Y +Z	-90	7.8
V6	13	Vento -Y -Z	-90	7.8

Fig. 6-18 Parametri per la determinazione delle azioni da vento sulla torre

Per la determinazione dei coefficienti di forma si è fatto riferimento al paragrafo G.2.2 della CNR-DT R1/2018 “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”:

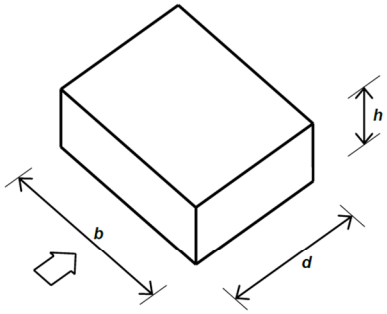


Figura G.1 – Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.

Tabella G.I – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali.

Faccia sopravento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0{,}7 + 0{,}1 \cdot h/d$ $h/d > 1$: $c_{pe} = 0{,}8$	$h/d \leq 0{,}5$: $c_{pe} = -0{,}5 - 0{,}8 \cdot h/d$ $h/d > 0{,}5$: $c_{pe} = -0{,}9$	$h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0{,}3 - 0{,}2 \cdot h/d$ $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0{,}5 - 0{,}05 \cdot (h/d - 1)$

Fig. 6-19 Valutazione dei coefficienti di pressione nel caso di edifici NON snelli (come nel caso in esame)

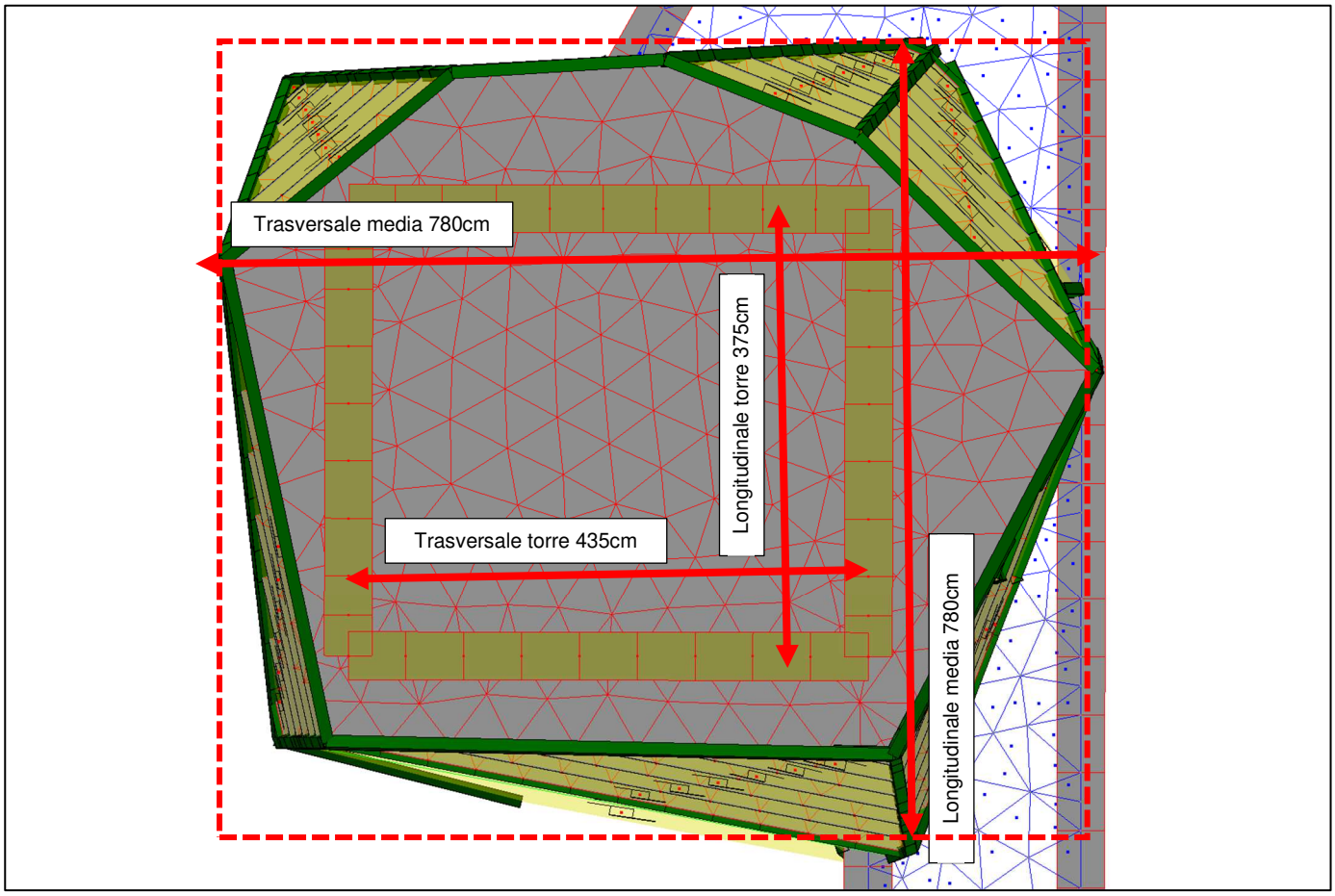


Fig. 6-20 Geometria della torre per le direzioni principali considerate (X orizzontale ed Y verticale)

Per la determinazione dei coefficienti di pressione si fa riferimento alla tabella sopra riportata: i coefficienti sono determinati sulla base della geometria del rivestimento.

Nel modello numerico però le azioni vengono applicate sulle strutture in calcestruzzo armato della torre: per garantire una risultante corretta i coefficienti di forma vengono maggiorati del rapporto fra la larghezza del rivestimento e la larghezza della torre.

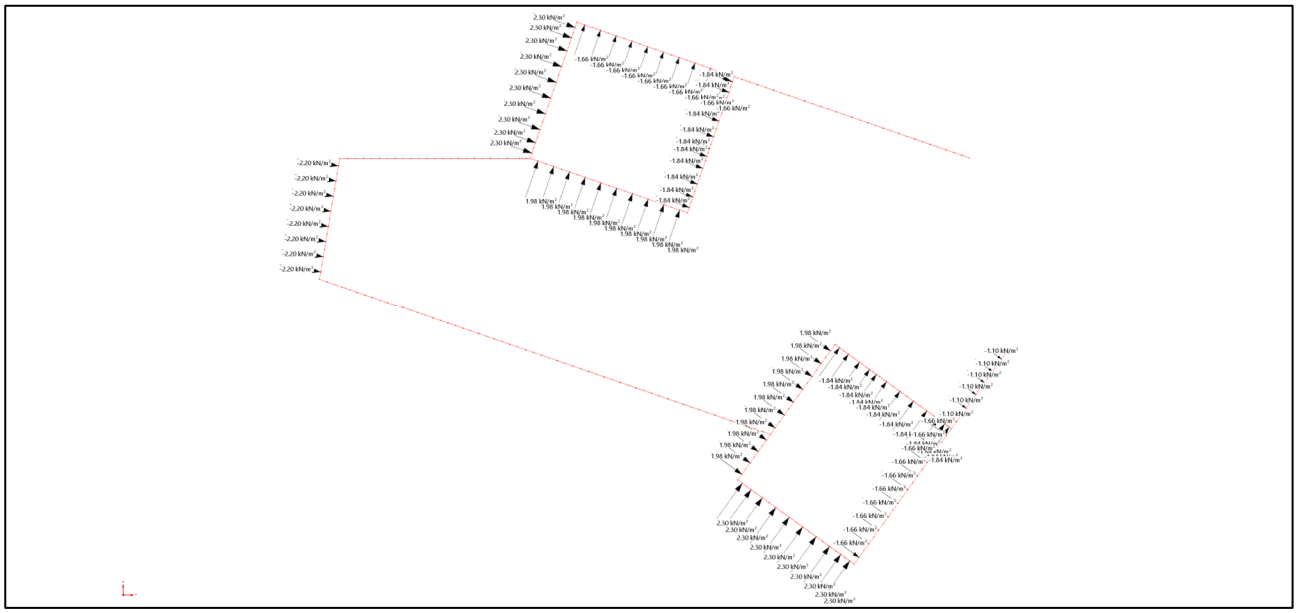


Fig. 6-21 Condizione elementare di vento in direzione +X sulle torri e sui parapetti del belvedere

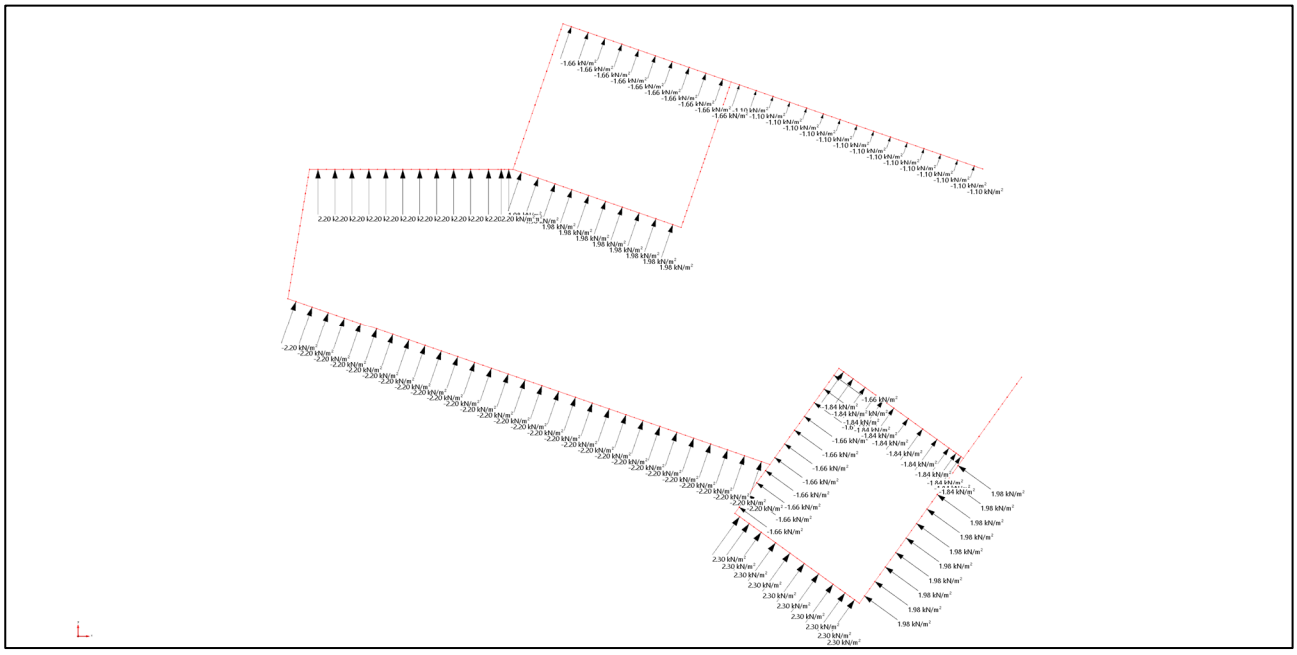


Fig. 6-22 Condizione elementare di vento in direzione +Y sulle torri e sui parapetti del belvedere

I coefficienti di forma (sostanzialmente per le facce sopravento pari a 0,80 e per quelle sottovento pari a 0,67) vengono amplificati, in funzione della direzione, del rapporto fra area investita dal vento (7,80 metri) e l'area di applicazione del carico corrispondente allo sviluppo strutturale della torre del modello numerico (3,75 metri in una direzione e 4,35 metri nell'altra).

I coefficienti così determinati vengono applicati alle pareti in calcestruzzo armato delle torri ed in questa maniera il software è in grado di determinare, per ognuna delle condizioni elementari, la pressione del vento da inviluppare assieme alle altre azioni elementari. Si evidenzia che gli effetti del vento vengono implementati anche sui parapetti del belvedere e della piazza di quota +4,18 metri.

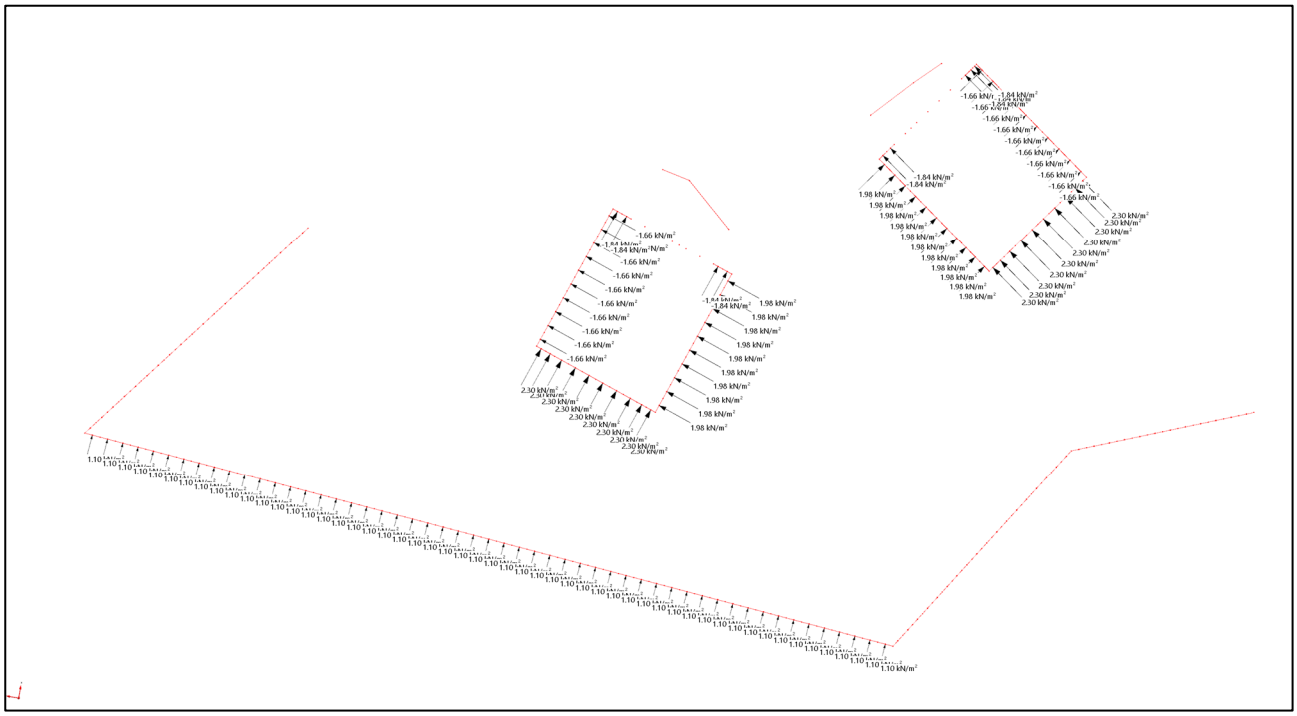


Fig. 6-23 Condizione elementare di vento in direzione +Y sulle torri e sui parapetti della piazza (attenzione al riferimento)

6.9 CARICHI SISMICI

Nel paragrafo presente vengono valutati i parametri sismici di progetto, il comportamento strutturale assunto nel calcolo e il relativo fattore di comportamento che portano alla determinazione dello spettro di progetto secondo le indicazioni delle NTC2018. In particolare, si fa riferimento ai paragrafi 3.2 e 7.9 e 7.11 delle norme, nei quali sono contenute le indicazioni per la valutazione dell'azione sismica. In particolare, si fa riferimento alla valutazione della risposta sismica locale di un sito (RSL). Infatti, vista l'importanza dell'opera in esame, non si è voluto ricorrere al metodo semplificato per la valutazione della risposta sismica del sito, ma ad una valutazione precisa ed accurata. I geologi hanno pertanto fornito i parametri degli spettri di risposta da utilizzare sia allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), sia allo Stato Limite di Danno (SLD).

6.9.1 PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO E SPETTRI DA RSL

Si riportano di seguito le valutazioni e il procedimento per determinare la RSL riportate nella relazione geologica redatta dai Dott. Geol. Francesca Franchi e Alberto Frullini.

Si precisa che le indagini sono state condotte in due diversi periodi: le prime risalgono a marzo 2022, condotte per supportare il progetto complessivo (comunque diviso in due lotti funzionali), integrate da ulteriori indagini eseguite nel marzo 2026 a seguito dell'acquisizione di un'ulteriore area da parte della Amministrazione, che ha consentito il prolungamento del percorso mediante un sottopasso pedonale alla strada provinciale.

Le indagini sono state quindi integrate e globalmente è stata prodotto un nuovo studio geologico al quale si possa fare riferimento. Le caratteristiche meccaniche dei terreni sono sostanzialmente confermate e pertanto la stratigrafia non subisce modifiche: per quanto riguarda gli aspetti sismici si segnala che è stata eseguita a valle una nuova indagine in foro (down-hole) nella zona di via Gramsci che va ad integrare la precedente.

Come ben evidenziato al paragrafo 12.4.3 della citata Relazione Geotecnica i risultati ottenuti per la nuova indagine sismica evidenziano che gli stessi possono essere sostanzialmente paragonati con lo spettro standard di normativa, relativamente ad un terreno di categoria C e un coefficiente topografico T1.

Rispetto poi alla RSL ottenuta originariamente (riferita al progetto globale ed alla profondità di 1 metro dal piano di campagna) si evidenzia che quest'ultima risulta ancora più cautelativa, con spettro medio superiore a quello della categoria di suolo C: **alla luce di queste considerazioni, in maniera conservativa, si adotta per il progetto delle opere strutturali lo spettro di risposta locale ottenuto per il progetto originario, risultando superiore sia a quello della categoria di suolo C che a quello ottenuto con le recenti indagini**.

> 12.4.3.- Considerazioni sull'analisi di Risposta Sismica Locale
>
> L'analisi di Risposta Sismica Locale condotta a supporto della Variante al progetto del Lotto 2 ha permesso di definire con maggiore dettaglio gli effetti locali.
>
> L'analisi dei risultati, rappresentata sinteticamente nell'immagine seguente, ha permesso il confronto tra gli spettri di risposta calcolati ("spettro medio") e quelli standard di normativa riferiti alla Categoria di sottosuolo C, direttamente confrontabili con i risultati dello studio di RSL.
>
> Da ciò appare che l'utilizzo dello spettro di risposta della categoria C può risultare appropriato per la definizione delle azioni sismiche riferibili alle torri-ascensore in quanto riflette le caratteristiche sismostratigrafiche del sito nel rispetto delle indicazioni delle NTC 2018.
>
> Rispetto all'analisi di RSL condotta nell'ambito della Variante, quella precedente (riferita al progetto originale ed alla profondità di 1 m dal piano di campagna) risulta più cautelativa, con spettro medio superiore a quello della Categoria C: sarà cura del progettista strutturale valutare gli spettri da utilizzare nella definizione delle azioni sismiche di progetto.

Rispetto all'analisi di RSL condotta in precedenza (valutata ad una profondità di 1 m dal piano di campagna) i risultati ottenuti nella verifica riferita alla profondità di 6 m gli spettri presentano fattori di amplificazione più bassi:

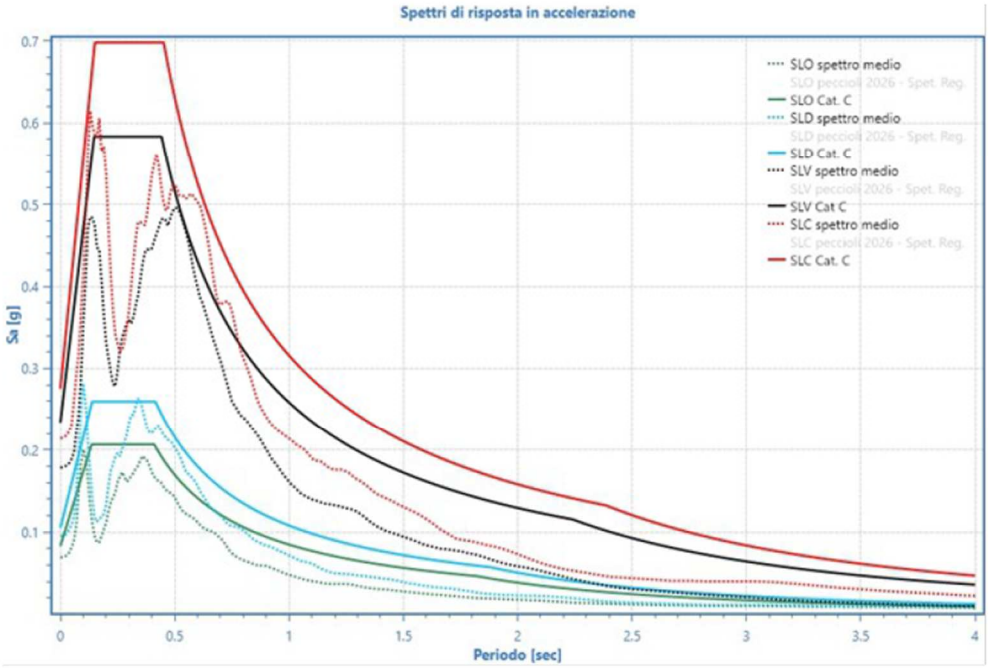


Figura 14 - Riepilogo spettri di risposta

Si riporta di seguito l'estratto della Relazione Geotecnica che definisce lo spettro di risposta locale, sia per lo stato SLU che per lo stato SLD, utilizzato nella progettazione delle opere strutturali interessate dal sisma di progetto.

11.3.-Analisi di Risposta Sismica locale per la torre ascensore di valle (viale Gramsci)

L'analisi locale è stata riferita alla quota di imposta delle fondazioni, posta a -1 m sotto il piano di campagna attuale, e il valore della V_{Seq} di riferimento, calcolato dal piano di base della fondazione è risultato di circa 247 m/s sulla base dei risultati dell'indagine sismica in foro appositamente condotta.

La registrazione in sito dei microtremori naturali del sottosuolo, elaborata in termini di rapporto tra le due componenti di vibrazione orizzontale e verticale del suolo (H/V o HVSR), segnala un picco di amplificazione di moderata entità (H/V = 2,6 - 2,8) intorno alla frequenza di 1 Hz ed in generale un range di amplificazione del rapporto H/V tra 1 e 3 Hz circa con valori del rapporto tra 2 e 2,5 circa (HVSR in sito n. 2, Appendice 1 Indagini sismiche).

11.3.1.- Risposta sismica locale

11.3.1.1.- Procedura di analisi

Ubicazione del sito (ED50)	N 43,548501	E 10,715578

I parametri di partenza per l'analisi della RSL sono stati ricavati utilizzando il foglio elettronico "Spettri-NTC" del CSLLPP e l'interfaccia per la disaggregazione dell'azione sismica di base fornita dall' INGV (Progetto DPC–INGV- S1):

Stato limite	SLD
Vn	50 anni
Cu	1,5
Periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica	75 anni
Ag	0,070 g
F0	2,47
T*c	0,253 s
Range M-R (disaggregazione)	M 4 – 6
distanza R	da 0 a 40 km

Per la selezione e l'estrazione degli accelerogrammi di ingresso si è utilizzata l'interfaccia "Rexel v. 3.5" dell'Università di Napoli Federico II, realizzata da:

Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E.
REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis.
Bulletin of Earthquake Engineering, 8:339-362, 2010
DOI 10.1007/s10518-009-9146-1

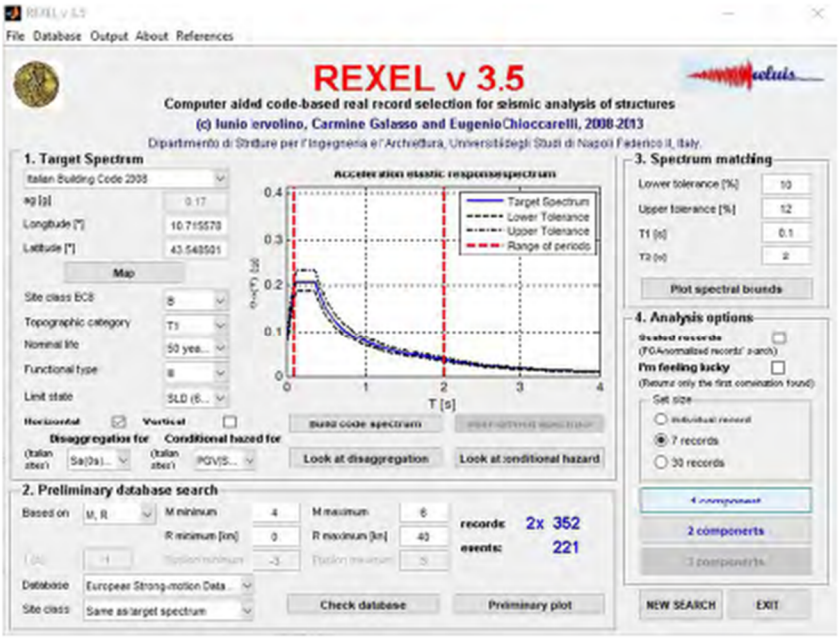
e la banca dati sismica europea ESD:

Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P. and Margaris, B.
Internet-Site for European Strong-Motion Data,
European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme (2002)

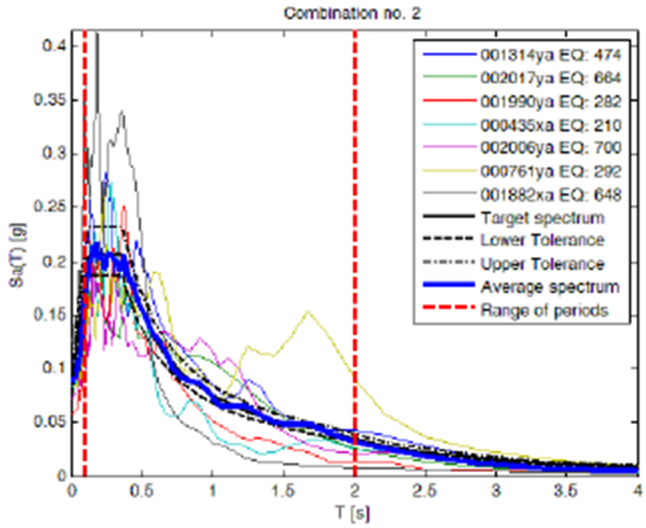
http://www.isesd.cv.ic.ac.uk/ESD/

Dato che nel sito non si è riscontrata la presenza di un bedrock sismico (terreni di categoria "A" con Vs > 800 m/s) entro le prime decine di metri di profondità, la ricerca dei sismogrammi tramite Rexel è stata effettuata selezionando le stazioni sismometriche poste su terreni di categoria B, in quanto dalle indagini in foro effettuate in sito si rileva la presenza di un suolo di categoria B oltre i - 20 m circa di profondità.

La seguente immagine mostra i parametri utilizzati in Rexel per la selezione dei sismogrammi sismocompatibili e spettrocompatibili con la sismicità di riferimento del sito in esame, ai sensi delle NTC 2018 par. 7.11.3.1 e par. 3.2.3.



Nella seguente immagine sono riportati gli spettri degli accelerogrammi estratti, aventi fattore di scala pari a 1:



L'analisi della risposta sismica locale è stata effettuata tramite il software libero 1D "Strata", di cui si riporta la pagina di riferimento:

Strata Help Manual

by Albert Kottke

The manual for Strata is separated into two parts. The first part is a pdf document, referred as the *technical manual*, that describes the theory and methodology of Strata. This document can be installed during the Strata install. The second part is this html help manual that is directed towards the interaction with the Strata interface. This help manual is separated into sections depending on the currently active interface. Each interface is further broken down into the various groupboxes with the purpose of each member described. The following are for the input tab:

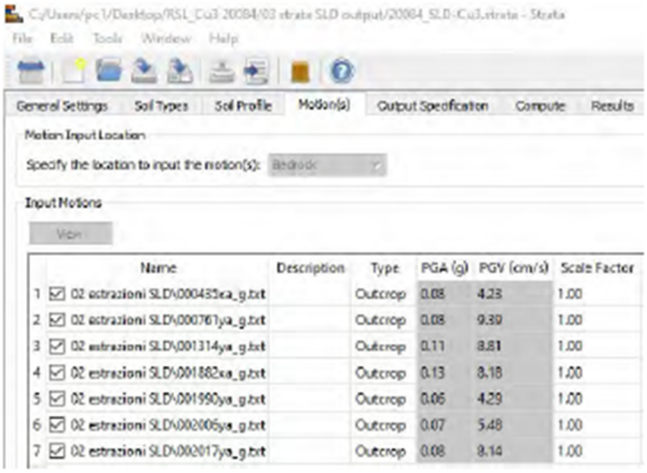
- General Settings
- Soil Types
- Soil Profile
- Motion(s)
- Output Specification
- Compute

In addition, there are the following items:

- Non-Linear Curve Dialog
- Output Page

The Strata program is released under the GNU Public License (GPL) version 3 which requires that the source code be made available. Contact me at albert.kottke@gmail.com for the source code. Also feel free to contact me regarding questions, comments, or suggestions.

In Strata sono stati caricati gli accelerogrammi precedentemente estratti tramite Rexel:



Per quanto riguarda il modello sismostratigrafico, considerata una quota media di imposta delle fondazioni a -1 m dal p.c., dalla stratigrafia della relazione geologica è stato escluso uno spessore iniziale di 1 m, ponendo così l'output della RSL allo 0,0 del modello sismostratigrafico in corrispondenza della base delle fondazioni.

Il punto di partenza dell'input sismico è stato posto all'interfaccia tra le coperture ed i terreni con la maggior Vs rilevata direttamente con la prova down-hole, pari a 583 m/s a -40 m dal p.c.

Il modello sismostratigrafico utilizzato per l'analisi RSL è riportato nelle immagini seguenti.

General Settings | Soil Types | Soil Profile | Motion(s) | Output Sp

Site Profile

	Depth (m)	Thickness (m)	Soil Type	Vs (m/s)
1	0.00	3.50	1 arg lim sabb	156.00
2	3.50	2.50	2 arg sabb ghiaia	174.00
3	6.00	4.20	3 arg sabb ghiaia	165.00
4	10.20	5.30	4 arg sabbiosa	302.00
5	15.50	4.50	5 argilla limosa	304.00
6	20.00	5.00	6 argilla limosa	385.00
7	25.00	4.00	7 sabbia limo-argillosa	491.00
8	29.00	4.00	8 sabbia limo-argillosa	446.00
9	33.00	6.00	9 sabbia limo-argillosa	539.00
10	39.00	Half-Space	Bedrock	583.00

Le curve di decadimento sono state estratte da quelle dei corrispondenti litotipi contenuti nella banca dati del progetto VEL della Regione Toscana:

General Settings | Soil Types | Soil Profile | Motion(s) | Output Specification | Compute | Results

Soil Types

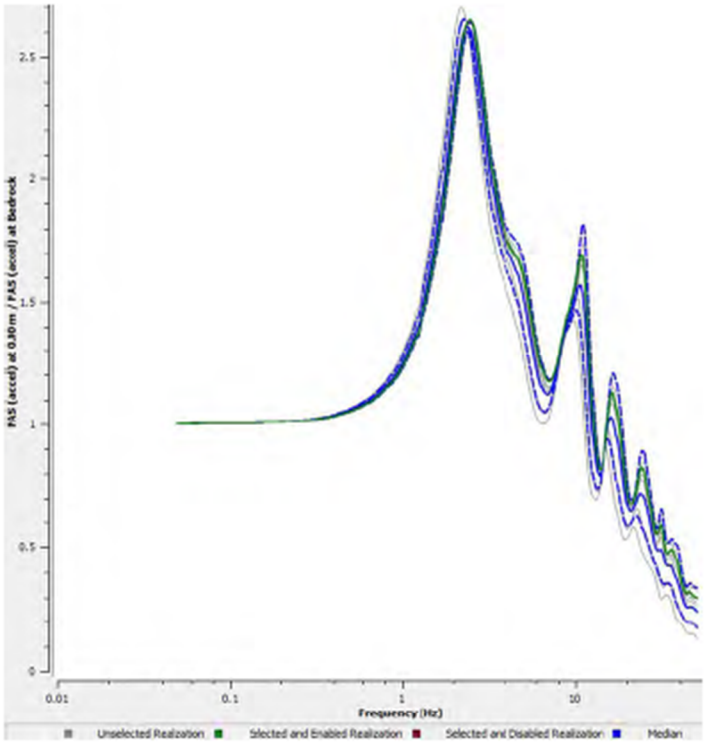
	Name	Unit Weight (kN/m³)	G/G_max Model	Damping Model
1	1 arg lim sabb	20.20	Arg_lim_sabb_c_ghiaia_CL_ML_SS_regione	Arg_lim_sabb_c_ghiaia_CL_ML_SS_regione
2	2 arg sabb ghiaia	20.20	Arg_sabb_c_ghiaia_CL-SS_regione	Arg_sabb_c_ghiaia-CL_SS_regione
3	3 arg sabb ghiaia	20.20	Arg_sabb_c_ghiaia_CL-SS_regione	Arg_sabb_c_ghiaia-CL_SS_regione
4	4 arg sabbiosa	19.90	Arg_sabbiosa_CH_SS_reg	Arg-sabbiosa-CH_SS_reg
5	5 argilla limosa	19.60	Limo_ML_regione	Limo_ML_regione
6	6 argilla limosa	19.60	Limo_ML_regione	Limo_ML_regione
7	7 sabbia limo-argillosa	19.50	Sabbie_limoso_argillose-SC_SM_regione	Sabbie_limoso_argillose-SC-SM_regione
8	8 sabbia limo-argillosa	19.50	Sabbie_limoso_argillose-SC_SM_regione	Sabbie_limoso_argillose-SC-SM_regione
9	9 sabbia limo-argillosa	19.50	Sabbie_limoso_argillose-SC_SM_regione	Sabbie_limoso_argillose-SC-SM_regione

Al termine del calcolo il software ha restituito una certificazione di errore statistico inferiore all'1 %, che indica la buona qualità dell'analisi scaturita dal modello sopra descritto (Appendice 15).

11.3.1.2.- Risultati della RSL: stato limite SLD

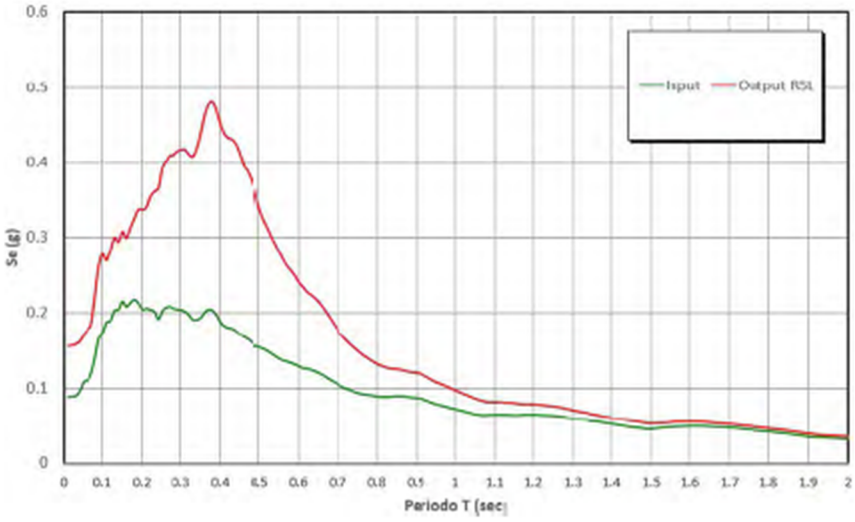
La Funzione di Amplificazione Spettrale (Funzione di Trasferimento) ottenuta dal software e riportata nella seguente immagine, evidenzia una frequenza principale di amplificazione intorno a 2,4 Hz circa, con un rapporto di amplificazione, tra segnale al bedrock e segnale alla base della fondazione (quota 0,0 della sismostratigrafia), intorno a 2,6.

La FAS ottenuta dalla RSL risulta quindi congruente con lo spettro H/V elaborato dalla misurazione dei microtremori in sismica passiva in sito.



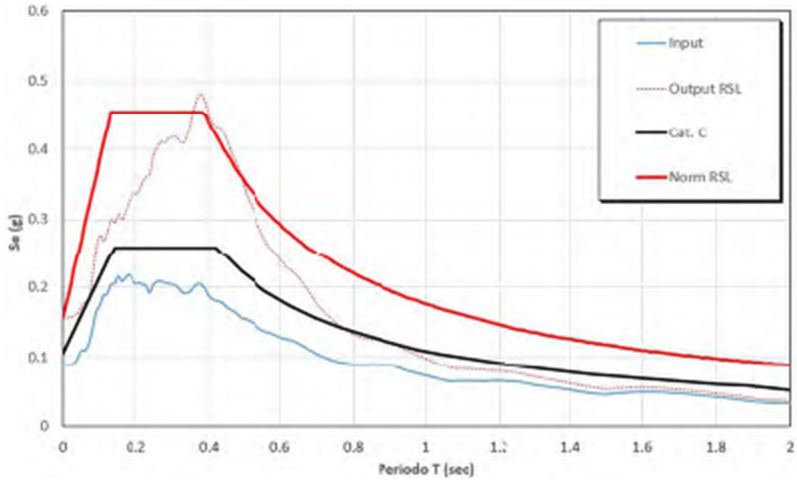
Nella seguente immagine si riporta il grafico dello spettro di RSL per lo stato SLD, componente orizzontale. Gli intervalli con maggiori amplificazioni sono compresi tra 0,1 e 0,6 s.

I valori dei singoli punti dello spettro di risposta sono integralmente riportati in Appendice 15.



Nel grafico che segue si riporta la normalizzazione dello spettro di risposta della RSL allo SLD. La normalizzazione dello spettro di RSL è stata effettuata ai fini del suo confronto con quello delle categorie di sottosuolo di cui alla Tab. 3.2.II delle NTC, in particolare con la categoria C, relativa alla Vs_{eq} del sito pari a 247 m/s.

Lo spettro normalizzato mostra un'amplificazione spettrale ricavata dalla RSL maggiore rispetto a quella relativa alla categoria di sottosuolo "C".



I parametri dello spettro di risposta della RSL normalizzato, per lo stato SLD, sono i seguenti:

Tc	0,3867 s
Tb	0,1289 s
Td	2,2219 s
F0	2,93
ag	0,070 g
S	2,22

La normalizzazione dello spettro SLD è stata effettuata secondo le procedure ICMS di cui alla seguente bibliografia:

- ICMS - Gruppo di lavoro MS; 2008: Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica, 3 vol. e DVD.
- Pergalani F., Compagnoni M.; 2014: Spettri di risposta e Norme Tecniche per le Costruzioni. La microzonazione sismica dell'area urbana di Umbertide. Regione Umbria Servizio Geologico e Sismico, Publisher: Regione Umbria Servizio Geologico e Sismico, Editor: Dimensione Grafica Spello, ISBN: 978-8-896-27719-5
- D'Intinosante V. e GdL Fivizzano; 2015: La microzonazione sismica nel centro abitato di Fivizzano (MS). Atti del XXXIV Convegno Nazionale GNGTS, Trieste
- Gruppo di Lavoro Fivizzano; 2017: Microzonazione sismica di livello 3: il caso del centro abitato di Fivizzano (MS), Roma, 2019

11.3.2.- Risposta Sismica Locale – Stato Limite SLV

11.3.2.1.- Procedura di analisi

Ubicazione del sito (ED50)	N 43,548501	E 10,715578

I parametri di partenza per l'analisi della RSL sono stati ricavati utilizzando il foglio elettronico "Spettri-NTC" del CSLLPP e l'interfaccia per la disaggregazione dell'azione sismica di base fornita dall' INGV (Progetto DPC–INGV- S1):

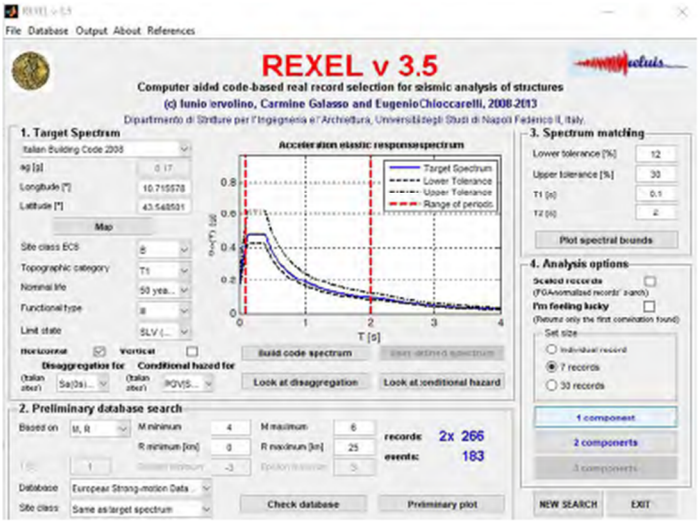
Stato limite	SLV
Vn	50 anni
Cu	1,5
Periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica	712 anni
Ag	0,160 g
F0	2,5
T*c	0,278 s
Range M-R (disaggregazione)	M 4 – 6
distanza R	da 0 a 20 km

Per l'estrazione degli accelerogrammi di ingresso si è utilizzata la stessa interfaccia "Rexel v. 3.5" e la banca dati sismica europea ESD.

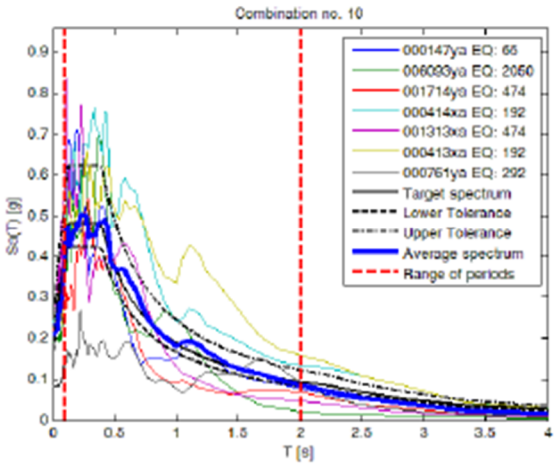
Nella seguente immagine si riportano i parametri utilizzati in Rexel per la selezione dei sismogrammi sismocompatibili e spettrocompatibili con la sismicità di riferimento del sito in esame,

ai sensi delle NTC 2018 par. 7.11.3.1 e par. 3.2.3.

Anche in questo caso, data l'assenza del bedrock sismico entro le prime decine di metri di profondità, la ricerca dei sismogrammi è stata effettuata da stazioni sismometriche poste su terreni di categoria B.

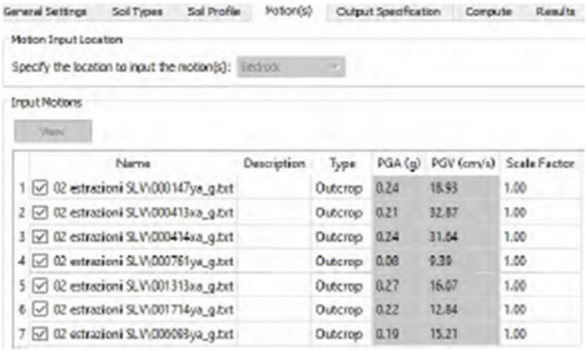


Gli spettri degli accelerogrammi estratti, aventi fattore di scala pari a 1, sono riportati nella seguente immagine:



Come per lo stato limite SLD, anche per l'SLV l'analisi della risposta sismica locale è stata effettuata

con il software libero 1D "Strata" e con gli accelerogrammi estratti tramite Rexel:



	Name	Description	Type	PGA (g)	PGV (cm/s)	Scale Factor
1	02 estrazioni SLV\000147ya_g.txt		Outcrop	0.24	18.93	1.00
2	02 estrazioni SLV\000413xa_g.txt		Outcrop	0.21	32.87	1.00
3	02 estrazioni SLV\000414xa_g.txt		Outcrop	0.24	31.64	1.00
4	02 estrazioni SLV\000761ya_g.txt		Outcrop	0.08	9.39	1.00
5	02 estrazioni SLV\001313xa_g.txt		Outcrop	0.27	16.07	1.00
6	02 estrazioni SLV\001714ya_g.txt		Outcrop	0.22	12.84	1.00
7	02 estrazioni SLV\006068ya_g.txt		Outcrop	0.19	15.21	1.00

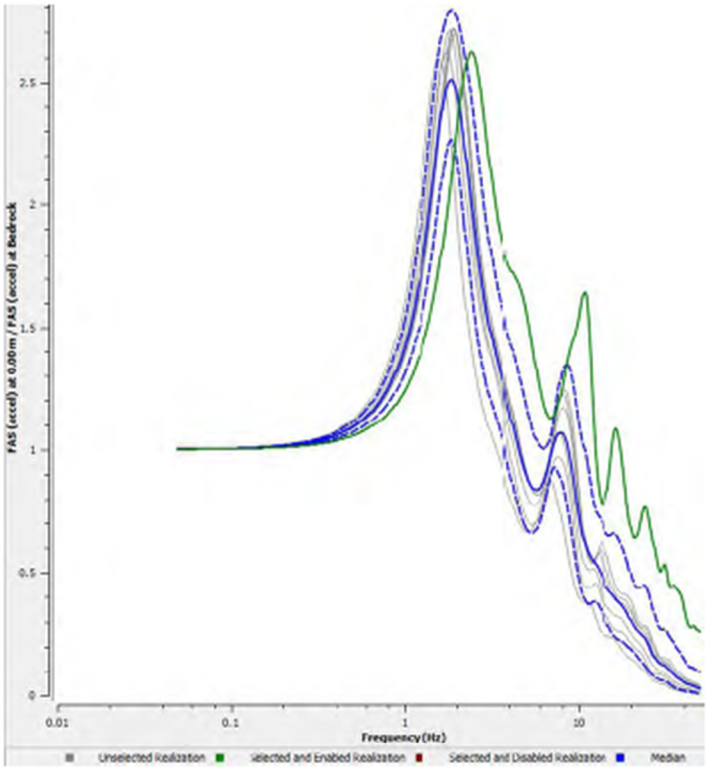
Il modello sismostratigrafico utilizzato per l'analisi all'SLV è analogo a quello per l'SLD, già descritto nel precedente paragrafo.

Al termine del calcolo il software ha restituito una certificazione di errore statistico inferiore all'1,2%, indice di una buona qualità dell'analisi basata sulla modellazione sismostratigrafica del sito (Appendice 16).

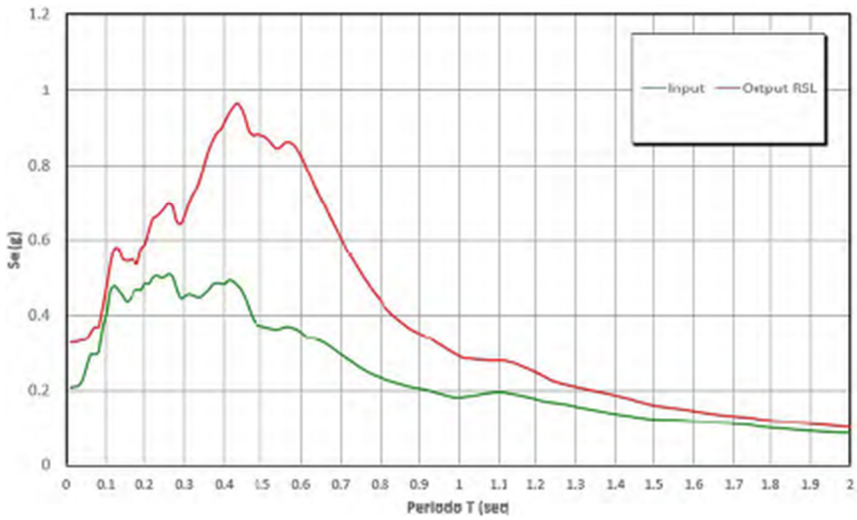
11.3.3.- Risultati della RSL: stato limite SLV

La Funzione di Amplificazione Spettrale all'SLV ottenuta dal software, riportata nella seguente immagine, evidenzia una frequenza principale di amplificazione intorno a 1,9 Hz circa, con un rapporto di amplificazione medio, tra segnale al bedrock e segnale alla base della fondazione (quota 0,0 della sismostratigrafia), intorno a 2,5.

La FAS ottenuta dalla RSL risulta congruente con lo spettro H/V elaborato dalla misurazione dei microtremori in sismica passiva in sito.



Nella seguente immagine si riporta il grafico dello spettro di RSL per lo stato SLV, componente orizzontale. Gli intervalli con maggiori amplificazioni sono compresi tra 0,2 e 0,8 s circa.

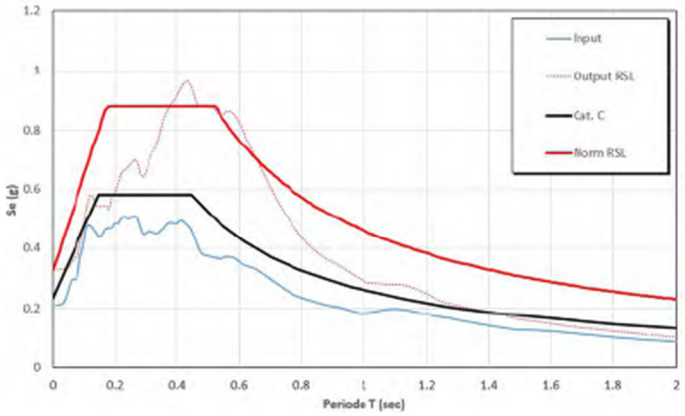


I valori dei singoli punti dello spettro di risposta allo SLV sono integralmente riportati in Appendice

16.

Nel grafico che segue si riporta la normalizzazione dello spettro di risposta della RSL allo SLV. La normalizzazione dello spettro di RSL è stata effettuata ai fini del suo confronto con quello delle categorie di sottosuolo di cui alla Tab. 3.2.II delle NTC, in particolare con la categoria C, relativa alla Vs_{eq} del sito pari a 247 m/s.

Lo spettro normalizzato mostra un'amplificazione spettrale ricavata dalla RSL maggiore di quella relativa alla categoria di sottosuolo "C".



I parametri dello spettro di risposta della RSL normalizzato, per lo stato SLV, sono i seguenti:

Tc	0,5212 s
Tb	0,1737 s
Td	2,9013 s
F0	2,71
ag	0,160 g
S	2,03

La normalizzazione dello spettro SLV è stata effettuata secondo le stesse procedure ICMS utilizzate per lo stato limite SLD.

6.9.2 COMPORTAMENTO STRUTTURALE E FATTORE DI COMPORTAMENTO

Al capitolo 7 delle NTC2018 viene specificata la possibilità di assegnare alle strutture un comportamento strutturale di tipo “non dissipativo” oppure “dissipativo” a seconda che nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangano in campo elastico o sostanzialmente tale o meno.

A seconda di tale scelta è possibile assegnare un determinato fattore di struttura q all’edificio, che dipende dalle caratteristiche di regolarità e dalla tipologia strutturale del manufatto.

Nel caso in esame, per il modello della stazione di valle, si sceglie di adottare un comportamento strutturale del tipo “non dissipativo”.

Le torri, sebbene costituiscano un punto di appoggio della passerella pedonale in direzione trasversale (essendo il vincolo fisso longitudinale dell'impalcato previsto in corrispondenza della pila a terra), presentano un comportamento sismico governato in modo ampiamente prevalente dalla propria massa strutturale (scatolare in calcestruzzo armato di dimensioni 5×5 m, spessore 40 cm), significativamente superiore alla quota di massa sismica trasmessa dalla passerella. In direzione longitudinale, le torri non sono interessate da alcuna azione sismica trasmessa dalla passerella. In direzione trasversale, la quota di massa sismica della

passerella risulta inoltre ripartita tra tre appoggi (le torri e le pile intermedia e a terra), risultando pertanto, per ciascun appoggio, di ordine di grandezza significativamente inferiore rispetto alla massa sismica propria della torre.

Sulla base di tali considerazioni, si ritiene che le torri non costituiscano, ai fini della risposta sismica, un elemento strutturale assimilabile a una pila da ponte ai sensi del §7.9 delle NTC2018, risultando il loro comportamento dinamico governato dalla risposta inerziale della struttura verticale nel suo complesso, analogamente a una costruzione ordinaria in calcestruzzo armato.

Le torri sono state pertanto classificate, ai fini della determinazione del fattore di comportamento, come struttura a pareti accoppiate, progettata con comportamento strutturale non dissipativo ai sensi del §7.3.1 delle NTC2018.

Tab. 7.3.II – *Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD*

	q_0	
Tipologia strutturale	CD"A"	CD"B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_u/α_1	3,0 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

7.4.3.2 FATTORI DI COMPORTAMENTO

Il fattore di comportamento q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1 e nella tabella 7.3.II.

Ai fini della determinazione del fattore di comportamento q, una struttura si considera *a pareti accoppiate* se è verificata la condizione che il momento totale alla base, prodotto dalle azioni orizzontali, è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dall'azione sismica.
Le strutture a pareti possono essere progettate sia in CD"A" sia in CD"B", mentre le strutture a pareti estese debolmente armate solo in CD "B".

Le strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica realizzati, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" salvo che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1:

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai
- strutture a telaio di un piano — $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata — $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate — $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti
- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale — $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate — $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti — $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

Per questa tipologia strutturale, il valore del fattore di comportamento in classe di duttilità CD "B" risulta $q_0 = 3,0\ \alpha_u/\alpha_1$, con $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$ assumendo in particolare la tipologia di struttura a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti.

Tale valore deve però essere ulteriormente ridotto per considerare il fatto che la struttura risulta essere considerata "non dissipativa":

> Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND}, ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:
>
> $$1 \le q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \le 1{,}5 \qquad [7.3.2]$$

Si ottiene quindi un fattore di struttura pari a:

$$q_{ND} = \frac{2}{3} * 3{,}0 * 1{,}2 = 2{,}4$$

Tale valore risulta superiore al limite massimo consentito dalla normativa per il comportamento non dissipativo ($q \le 1{,}5$); si è pertanto adottato, coerentemente con quanto utilizzato nel modello di calcolo, $q = 1{,}5$, sia per la componente orizzontale che per la componente verticale dell'azione sismica, quest'ultima in accordo con la prassi generale che prevede, indipendentemente dalla tipologia strutturale, un fattore di comportamento contenuto per la componente verticale, in ragione della modesta capacità dissipativa delle strutture nei confronti delle oscillazioni verticali

Rimane ovviamente implicito che gli spettri di SLV e di SLD sono stati implementati in maniera dettagliata determinando i loro andamento sulla base dei parametri sismici definito sopra con la risposta locale.

7 REGOLE DI COMBINAZIONE DELLE AZIONI

L'oggetto di questo capitolo è la descrizione delle combinazioni dei carichi usate nella progettazione dell'opera in esame. Si illustrano quindi le combinazioni allo Stato Limite Ultimo, quelle allo Stato Limite di Esercizio, come la normativa impone. Si riportano anche i coefficienti parziali di sicurezza per le azioni previsti dalla NTC2018 e utilizzati per la progettazione di quest'opera.

7.1 COMBINAZIONI DEI CARICHI

Le combinazioni dei carichi utilizzate per le verifiche di tutti gli elementi sono quelle proposte al paragrafo 2.5.3 delle NTC2018. La combinazione fondamentale per le verifiche agli Stati Limite Ultimi, le combinazioni Rara, Frequente e Quasi Permanente utilizzate per gli Stati Limite di Esercizio e quella sismica, impiegata per le verifiche sismiche.

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

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
  $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$. [2.5.7]

Fig. 7-1 – Combinazioni delle azioni previste dalle NTC2018

Per quanto riguarda i coefficienti di sicurezza *γ* applicati alle azioni, vengono utilizzati quelli contenuti nella Tab. 2.6.1 della Norma. Si ricorda che per le verifiche strutturali si utilizza la colonna A1.

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 potrà altresì adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P = 1,0$.

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

Fig. 7-2 – Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni secondo le NTC2018

8 MODALITÀ DI PROGETTO E VERIFICA STRUTTURE IN C.A.

Il progetto e la verifica delle nuove strutture in c.a. previste nell'intervento vengono svolte secondo le indicazioni fornite dalle NTC2018 o, quando queste ultime non sono sufficienti, secondo le indicazioni dell'Eurocodice 2.

Le verifiche vengono condotte con il metodo degli STATI LIMITE. Pertanto, si applicheranno i coefficienti di sicurezza lato azioni riportati nel paragrafo 3.4 della presente relazione, mentre si applicheranno i coefficienti parziali di sicurezza lato materiale riportati nella tabella seguente.

PARAMETRI STRUTTURE IN C.A.		
		(M)
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls	γ_c	1.50
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio d'aarmatura	γ_s	1.15

8.1 STATI LIMITE ULTIMI

Gli stati limite di resistenza della struttura (STR e GEO) si riferiscono al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

Per quanto riguarda le verifiche nei confronti degli stati limite strutturali e geotecnici (STR e GEO) si è seguito "l'Approccio 2" come indicato al Cap. 2 e 6 delle NTC.

Poiché si è eseguita un'analisi statica gravitazionale non si è tenuto conto di nessun tipo di comportamento strutturale (dissipativo o meno) e non si è utilizzato il fattore di struttura. I riferimenti sono quelli del Cap. 4 della normativa.

8.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche agli Stati limite di esercizio sono quelli previsti nel cap. 4 delle NTC2018 per strutture in c.a., cioè quelle a fessurazione e quelle di limitazione di tensione. Si fa particolare riferimento alle Tab. 4.1.III e Tab. 4.1.IV delle NTC2018 per le prime, mentre al paragrafo 4.1.2.2.5 delle stesse norme per le seconde.

VERIFICHE DI FESSURAZIONE		
Valore limite di apertura delle fessure per cond. aggressive e arm. poco sensibile comb. frequente	$w<w_2$	0.3 mm
Valore limite di apertura delle fessure per cond. aggressive e arm. poco sensibile comb. quasi permanente	$w<w_1$	0.2 mm
Valore limite di apertura delle fessure per cond. ordinarie e arm. poco sensibile comb. frequente	$w<w_3$	0.4 mm
Valore limite di apertura delle fessure per cond. ordinarie e arm. poco sensibile, comb. quasi permanente	$w<w_2$	0.3 mm

VERIFICHE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI	
Massima tensione di compressione nel cls – comb. caratteristica	$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck}$
Massima tensione di compressione nel cls – comb. Quasi permanente	$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck}$
Massima tensione di trazione nell'acciaio – comb. caratteristica	$\sigma_{c,max} \leq 0.80 f_{yk}$

9 MODALITÀ DI PROGETTO E VERIFICA GEOTECNICHE IN FONDAZIONE

Nel presente capitolo si descrivono le principali ipotesi assunte come condizioni al contorno per quanto riguarda gli aspetti geotecnici.

Per i terreni interessati dall'intervento si fa riferimento alla "Relazione Geologia e Geotecnica" e la relativa integrazione "Relazione geologica Variante Lotto 2" dallo studio GeoProgetti di Ponsacco (PI).

9.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Dalla relazione appena richiamata emerge, per lo strato presente in questa zona dell'intervento ed interessato dalla realizzazione delle fondazioni di progetto, un modello geotecnico così descritto.

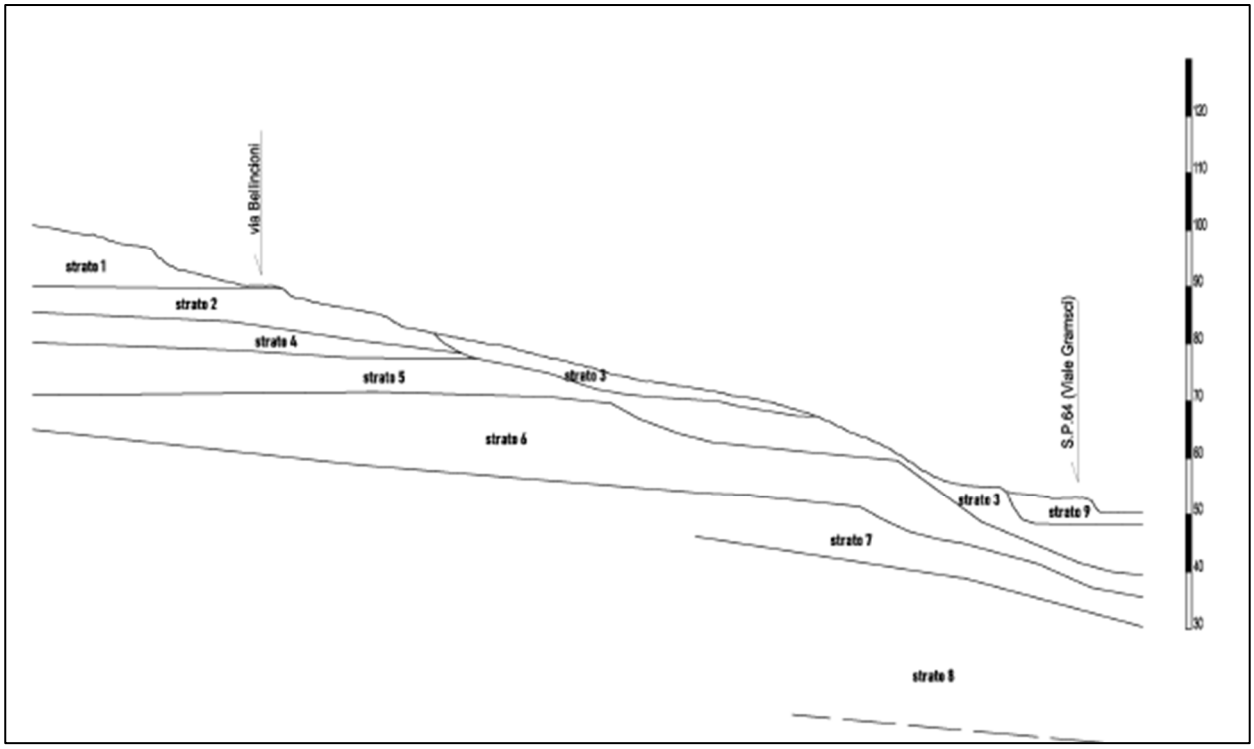


Fig. 9-1 – Estratto della relazione geologica e stratigrafia del terreno interessato dal progetto

Le strutture di fondazione della stazione di valle verranno realizzate a due quote differenti il cui piano di posa raggiungerà in entrambi i casi lo "strato 6". Al fine di ottenere valori del carico limite più raffinati, per la sua definizione, sono state prese in considerazione le caratteristiche meccaniche anche degli strati inferiori 7 e 8

Per la verifica geotecnica e la definizione della costante di sottofondo si adotteranno i seguenti parametri:

Strato	γ	γ_{sat}	cu_m	cu_k	c'_m	c'_k	Φ'_m	Φ'_k	Litologia
	(kN/m³)	*(kN/m³)*	*(kPa)*	*(kPa)*	*(kPa)*	*(kPa)*	*(°)*	*(°)*	
1	20,1	21	72	54	10,6	8	33	27	Limi argillosi
2	20,4	20,5	138	74	17,1	12,8	30,4	26,8	Sabbie e limi argillosi
3	20,2	20,6	91	87	16	10	28	24	Sabbie e limi argillosi alterati
4	20,1	20,5	200	90	24,8	19,9	23,9	21,8	Argille e limi argillosi
5	20,7	21,1	64	50	22	19,4	31,8	28,3	Sabbie e limi argillosi
6	19,9	20,1	220	150	21,25	17,8	27,2	22,9	Sabbie e limi sabbiosi
7	20	20,1	240	170	23	22	23	21	Limi sabbiosi e argillosi
8	19,6	19,9	250	190	17	14	32	27	Sabbie e limi sabbiosi, addensati
9	19	20	120	106	0	0	35	33	Limi sabbiosi con intercalazioni argillose

m - valori medi

k - valori caratteristici

Fig. 9-2 – Estratto della relazione geologica e parametri dello "strato 6" interessato dall'intervento in oggetto

Le valutazioni circa il carico limite sia in condizioni drenate che in condizioni non drenate vengono eseguite mediante il software Ca.Li.FFo. "Carico limite delle fondazioni superficiali" adottando la teoria di Brich Hansen (1970).

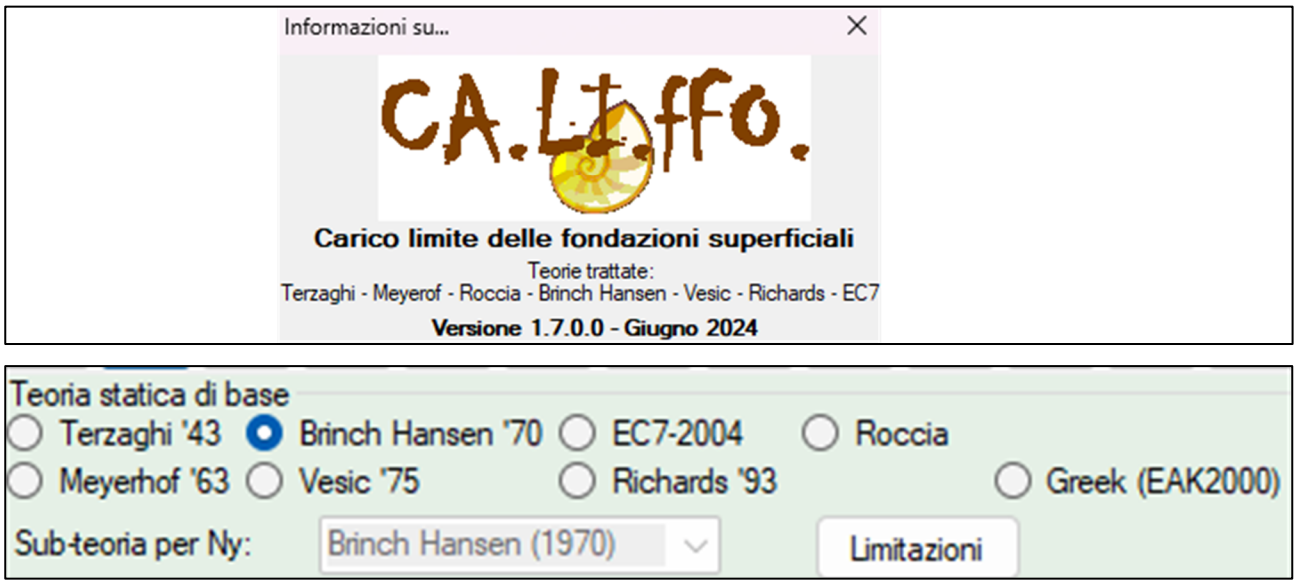


Fig. 9-3 – Ipotesi adottate nella valutazione del carico limite per la fondazione a platea

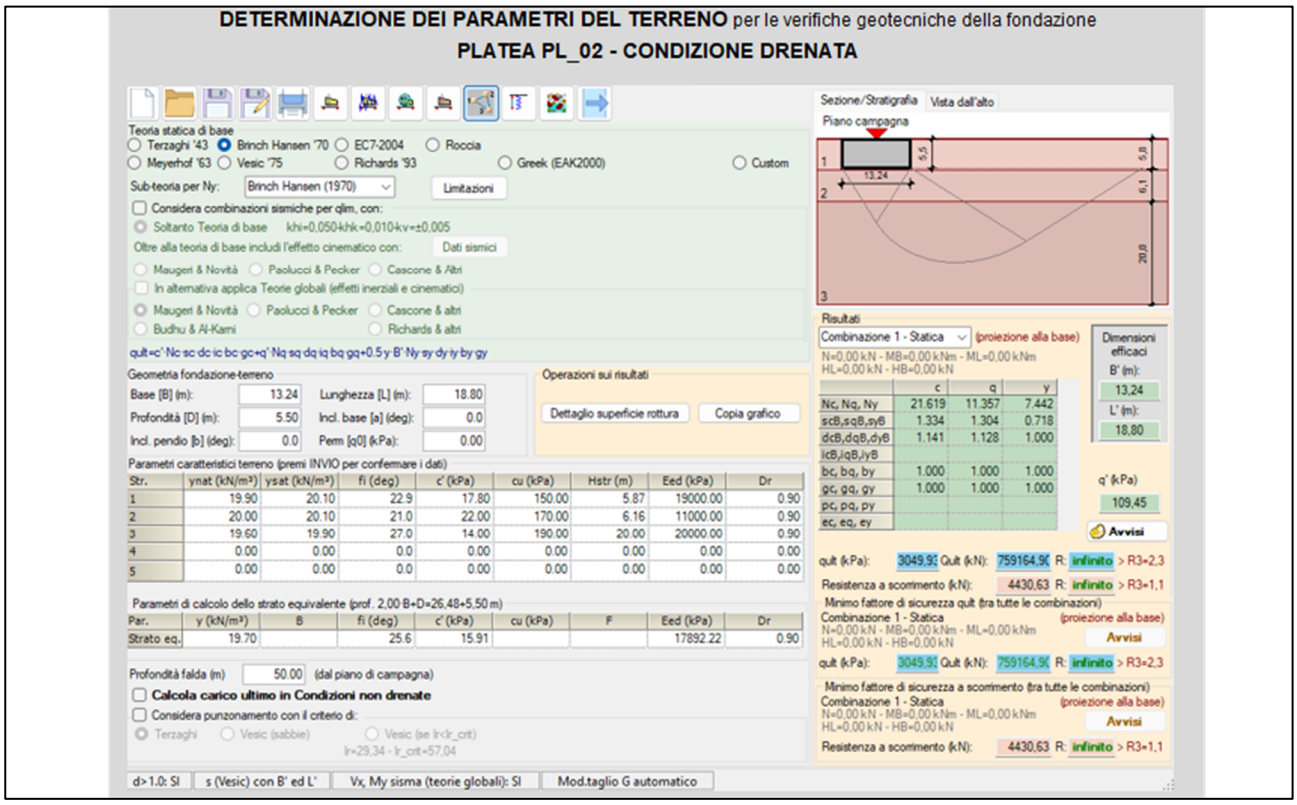


Fig. 9-4 – Valutazione del carico limite di progetto della platea di fondazione PL_01 – Condizione Drenata

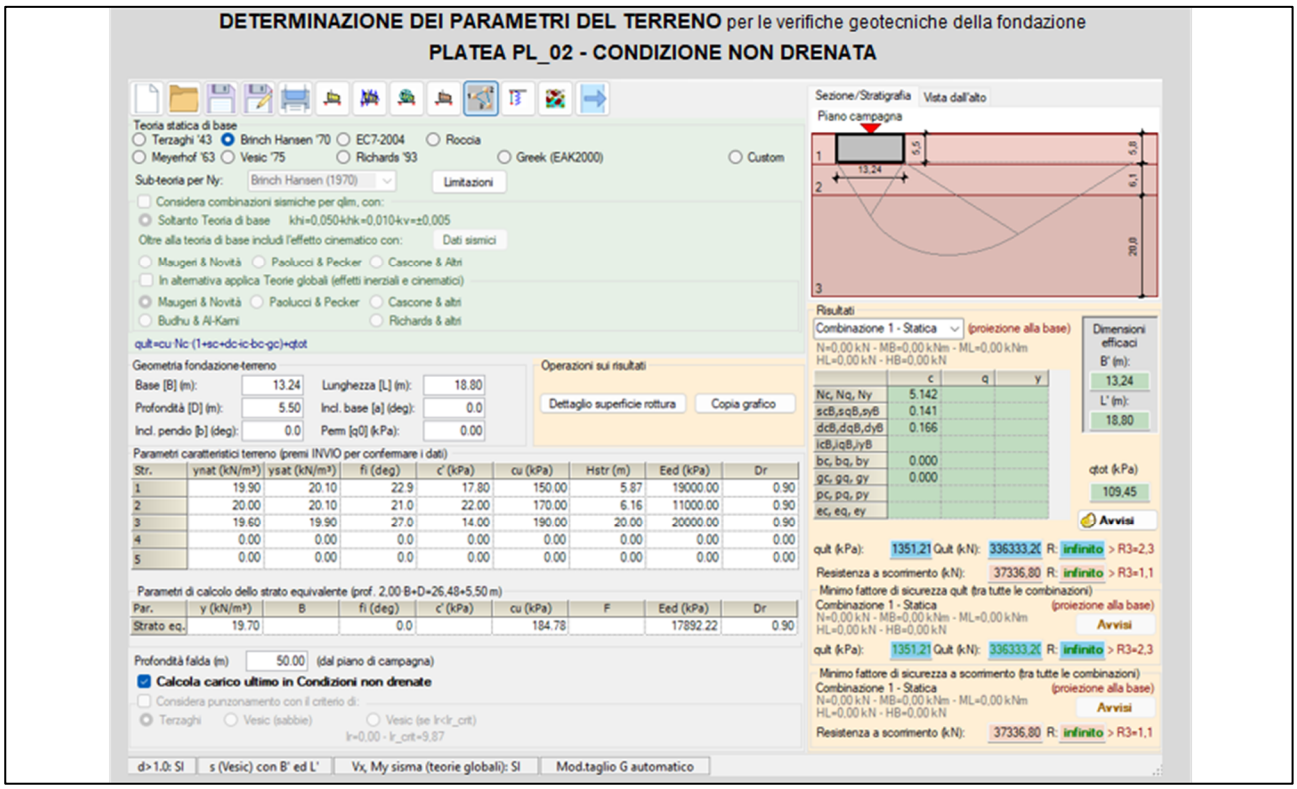


Fig. 9-5 – Valutazione del carico limite di progetto della platea di fondazione PL_01 – Condizione Non Drenata

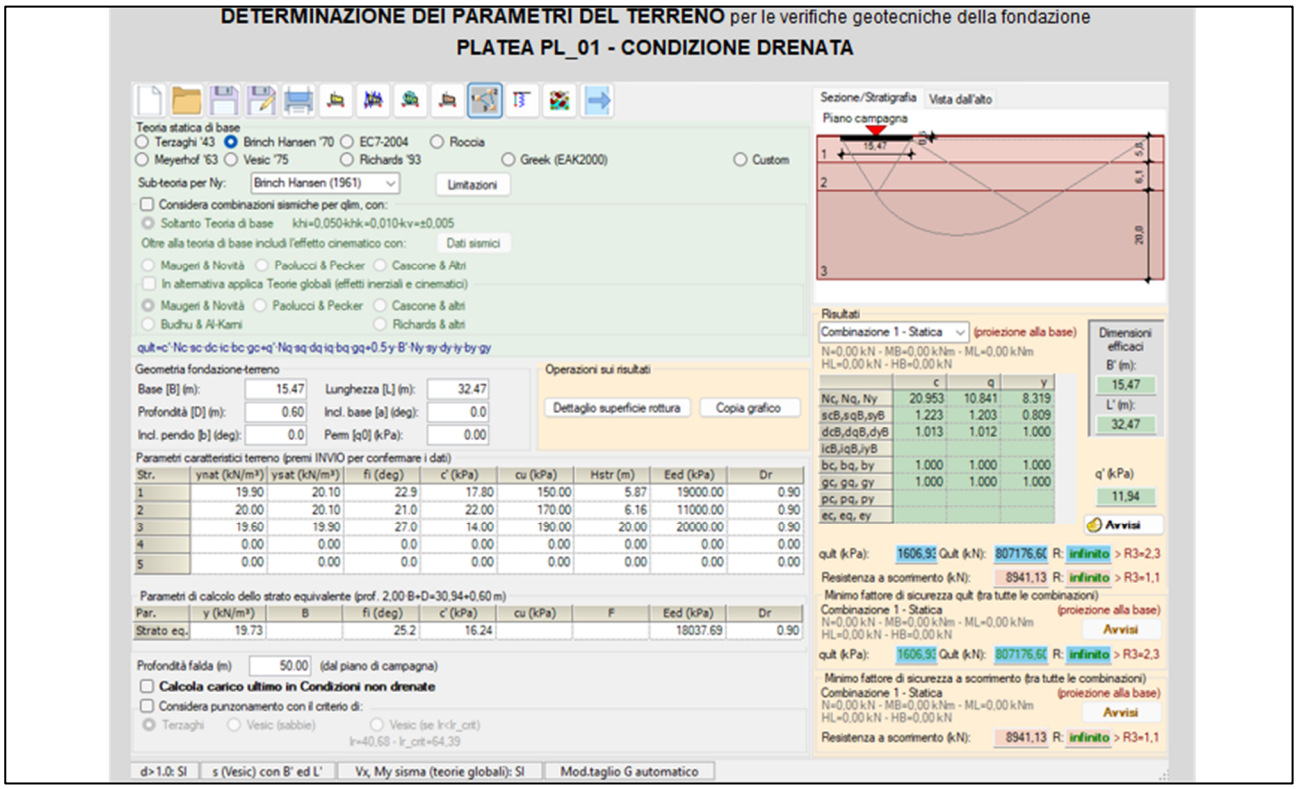


Fig. 9-6 – Valutazione del carico limite di progetto della platea di fondazione PL_02 – Condizione Drenata

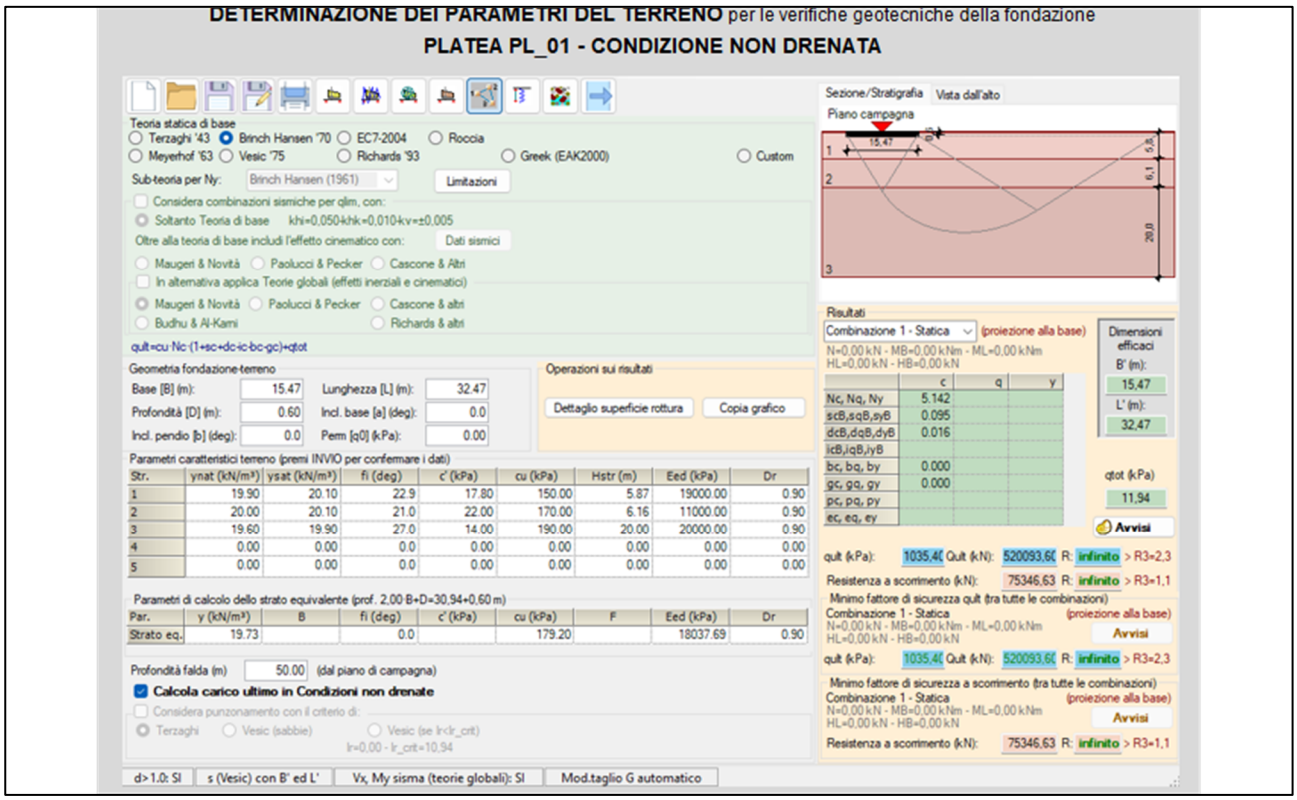


Fig. 9-7 – Valutazione del carico limite di progetto della platea di fondazione PL_02 – Condizione Non Drenata

10 DICHIARAZIONI DA CAP. 10 NTC E VALIDAZIONE DEL MODELLO NUMERICO

Il capitolo 10 delle NTC2018 prevede che nel caso di utilizzo di codici di calcolo vengano verificate alcune condizioni relative alla attendibilità dei risultati e alla validazione della modellazione del calcolo eseguito (tramite modelli semplificati).

Nel presente progetto è stato utilizzato principalmente un solo software di calcolo ed in particolare il software per la verifica dei manufatti in calcestruzzo nella loro globalità (CMP della Namirial – sito: www.edilizianamirial.it/software-calcolo-strutturale.asp) e per le verifiche strutturali e geotecniche delle platee di fondazione (API++ Full della Aztec Informatica srl).

In funzione quindi dell'ausilio dei codici di calcolo, il sottoscritto ING. GIANNI MICHELON, con studio a Valternigo di Giovo in via S. Floriano 19, in qualità di progettista strutturale delle opere in progetto, dichiara quanto segue:

Tipologia di analisi svolta: l'analisi e le verifiche sono condotte mediante l'ausilio dei codici di calcolo automatico sopra evidenziati. Per quanto riguarda la tipologia di analisi e la metodologia di verifica adottati si rimanda ai relativi capitoli della presente Relazione Tecnico-illustrativa o alla Relazione di Calcolo in funzione delle varie tipologie di elementi analizzati e relativi codici di calcolo utilizzati.

Si precisa comunque che le condizioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi in cui l'opera potrebbe essere soggetta.

Origine e Caratteristiche dei codici di calcolo: si rimanda a quanto sopra evidenziato per i tre codici di calcolo utilizzati. Sul sito del produttore potranno essere raccolte tutte le informazioni sul software.

- Software CMP Analisi Strutturale – vers. 30.0.0.3 – Cod. Ut. 32942 (Ing. Gianni Michelon)

Produttore e Distributore: Namirial S.p.A. - Via Caduti sul Lavoro n.4, 60019 SENIGALLIA (AN)

Affidabilità dei codici di calcolo: Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei vari software utilizzati ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Le varie società produttrici del software hanno verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. La relativa documentazione relativa alla affidabilità è scaricabile direttamente dal sito del produttore sopra indicato.

Informazioni sull'elaborazione: I vari software utilizzati sono dotati (in particolar modo il software CMP visto che è stato utilizzato per la modellazione 3D degli elementi strutturali) di filtri e controlli di autodiagnostica che intervengono sia durante la modellazione che durante il calcolo vero e proprio: in particolare il software verifica

la congruenza del modello, la presenza di elementi non connessi e/o con interferenze, la presenza di labilità interne ed esterne, esegue controlli sulle verifiche sezionali in funzione della normativa adottata. Il tutto permette, assieme al controllo qualitativo del modello ed in particolare della configurazione deformata, di verificare che l'elaborazione risulta aderente all'effettivo comportamento atteso della struttura analizzata.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati: Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti (elementi beam e shell in particolare). Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che l'adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica. Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali: sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti e reazioni vincolari, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa. Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato tutte esito positivo.

Da quanto sopra esposto si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

A tale proposito si evidenzia che tutte le verifiche previste dalla vigente normativa sono state implementate ed eseguite mediante il software di calcolo e che le stesse risultano soddisfatte (come evidente negli output grafici e/o numerici allegati nella Relazione di Calcolo).

10.1 VALIDAZIONE DEI MODELLI NUMERICI

La validazione dei modelli numerici è stata eseguita tramite semplici calcoli a mano confrontando i risultati dei modelli sotto azioni elementari.

La corrispondenza è ottimale con un errore massimo del 0.1%.

In base a tutto quanto sopra esposto, il sottoscritto ING. GIANNI MICHELON asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto, i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

11 AZIONI INTERNE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

In questo capitolo vengono riportati in forma grafica i principali risultati dell'analisi numerica. In particolare, per platee e solette vengono riportate le sollecitazioni di flessione massime e minime nelle due direzioni principali, per le elevazioni vengono riportate anche le sollecitazioni assiali minime e massime.

11.1 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA PLATEA PL_01

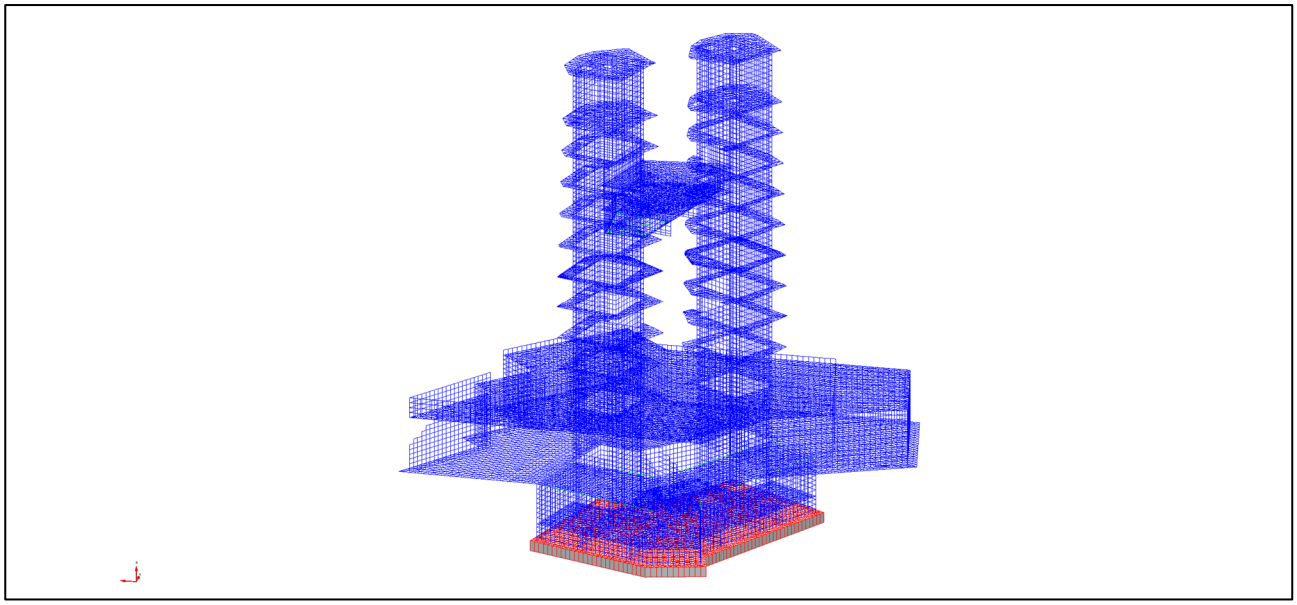


Fig. 11-1 – Localizzazione dell'elemento strutturale

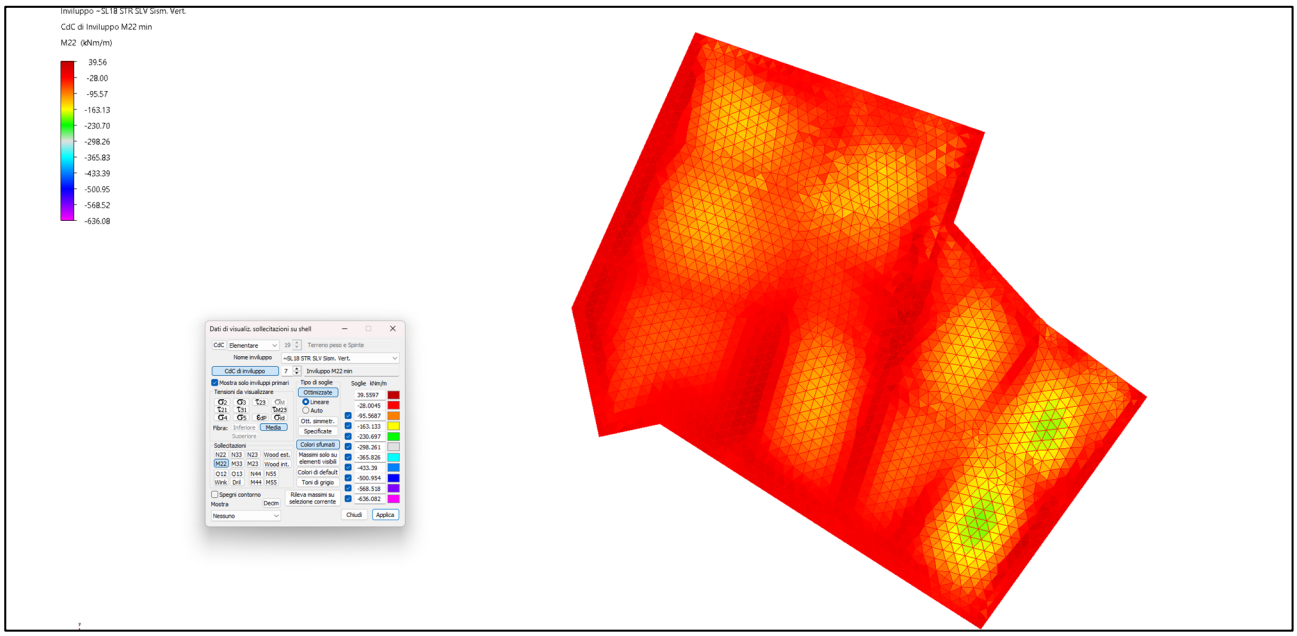


Fig. 11-2 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 min

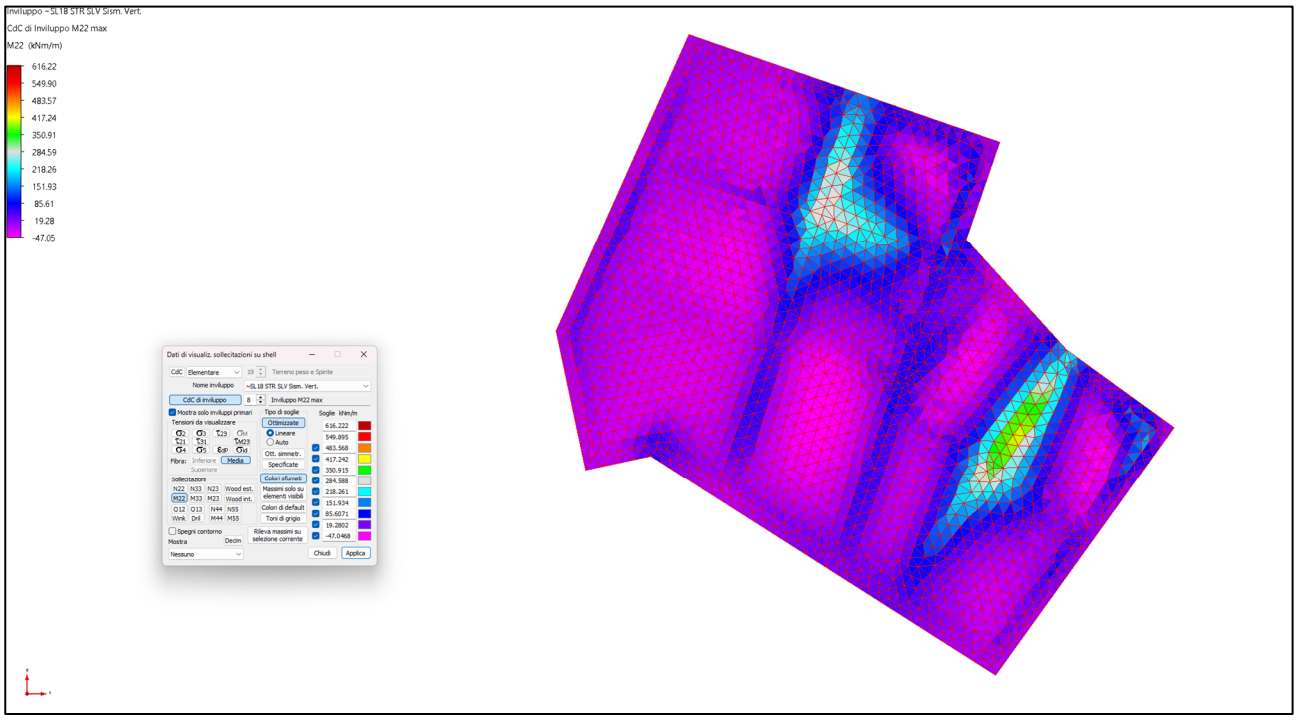


Fig. 11-3 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 max

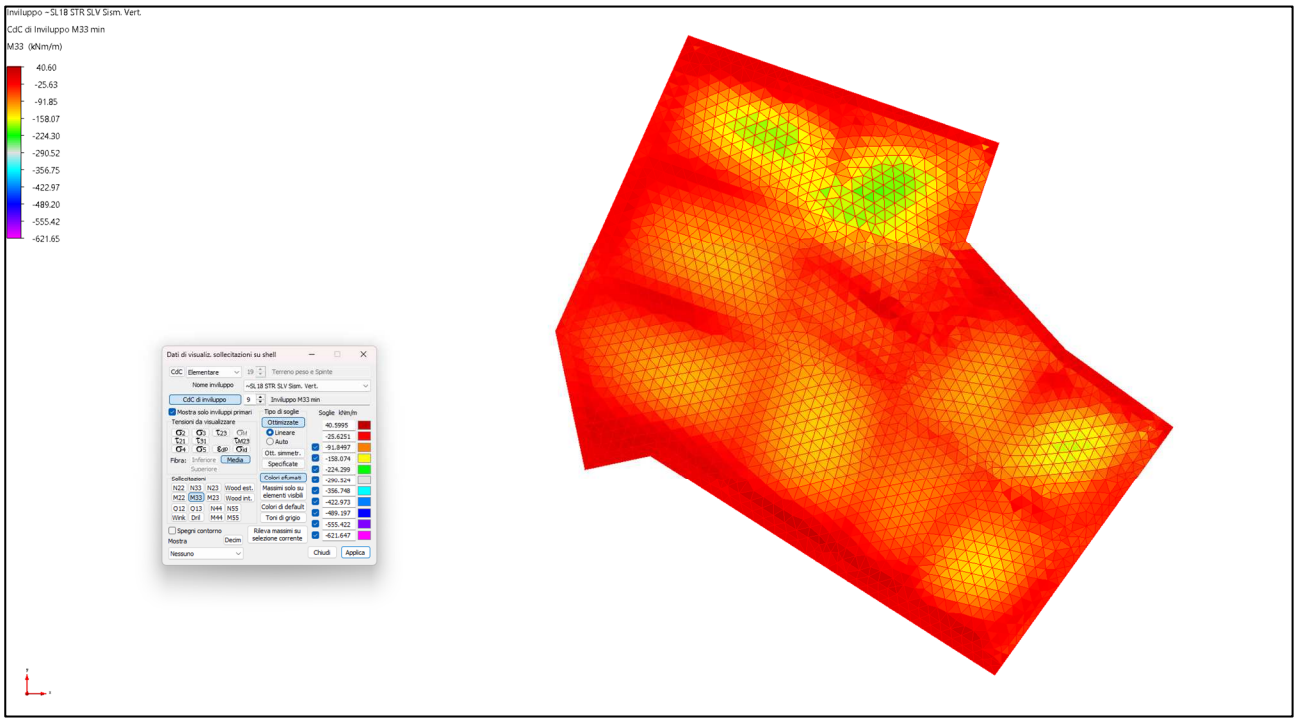


Fig. 11-4 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 min

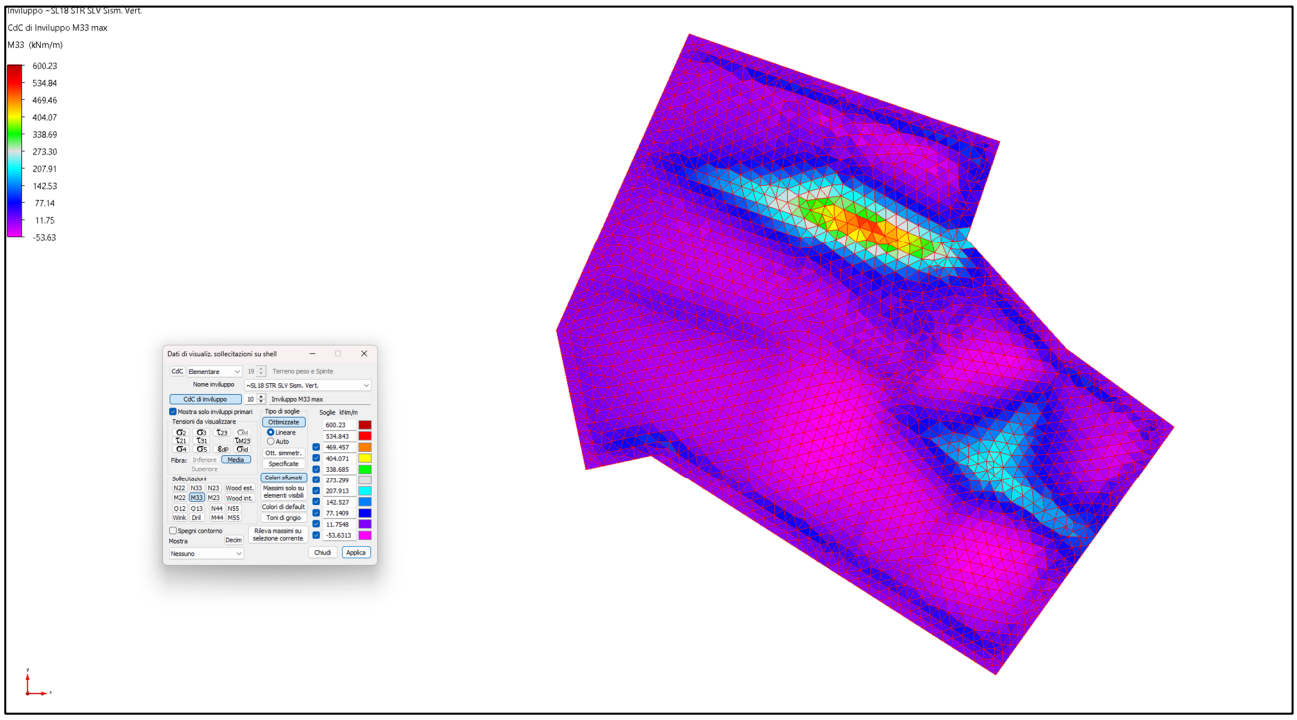


Fig. 11-5 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 max

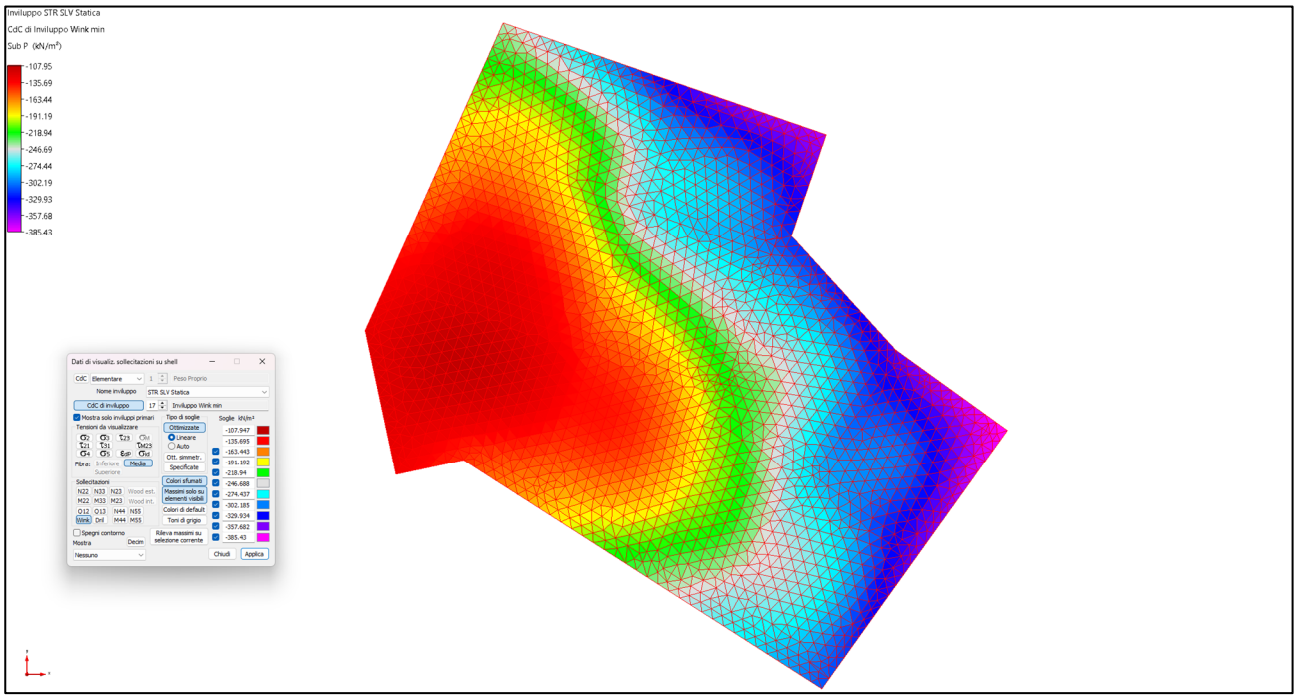


Fig. 11-6 – Combinazione SLU Statica – Inviluppo Wink min

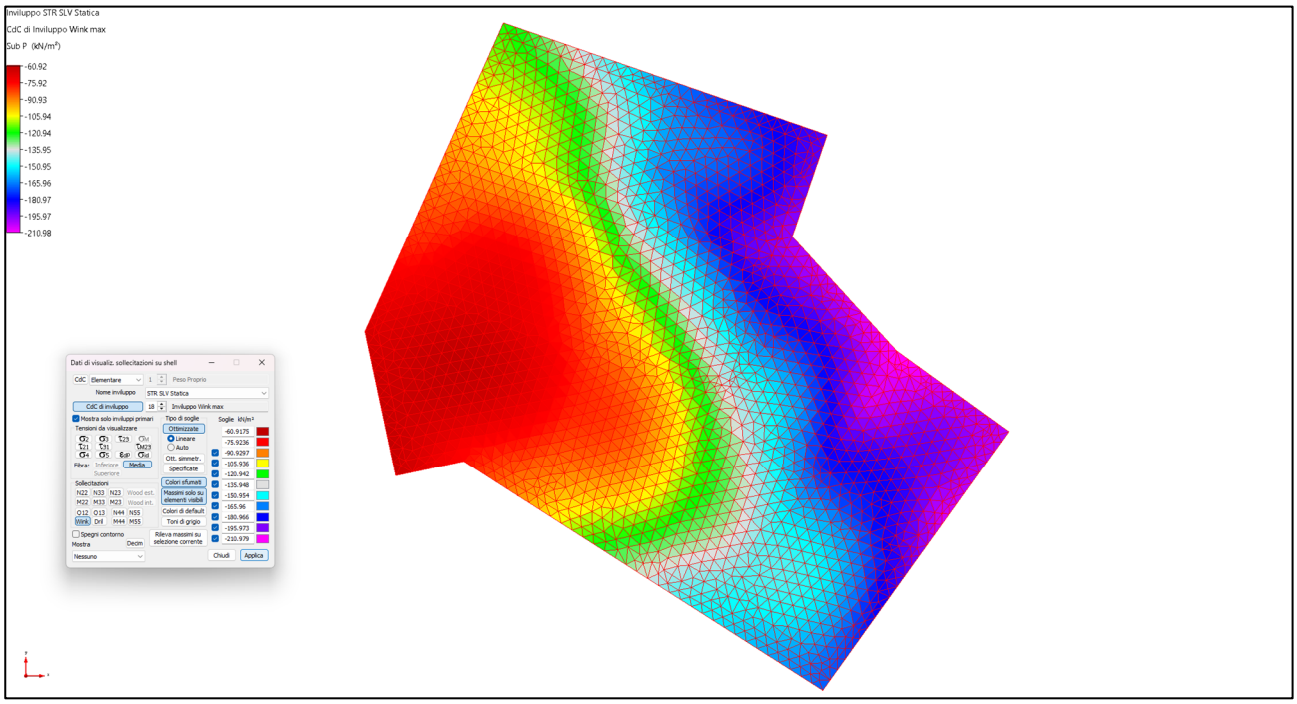


Fig. 11-7 – Combinazione SLU Statica – Inviluppo Wink max

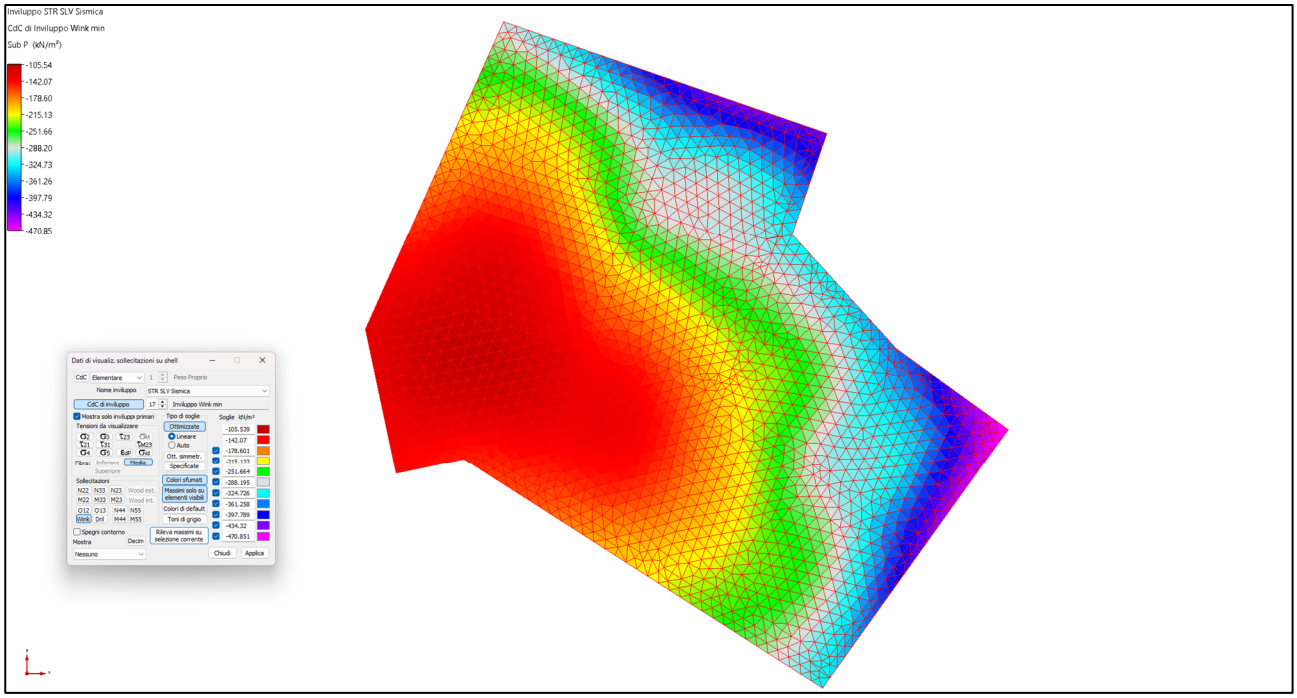


Fig. 11-8 – Combinazione SLU Sismica – Inviluppo Wink min

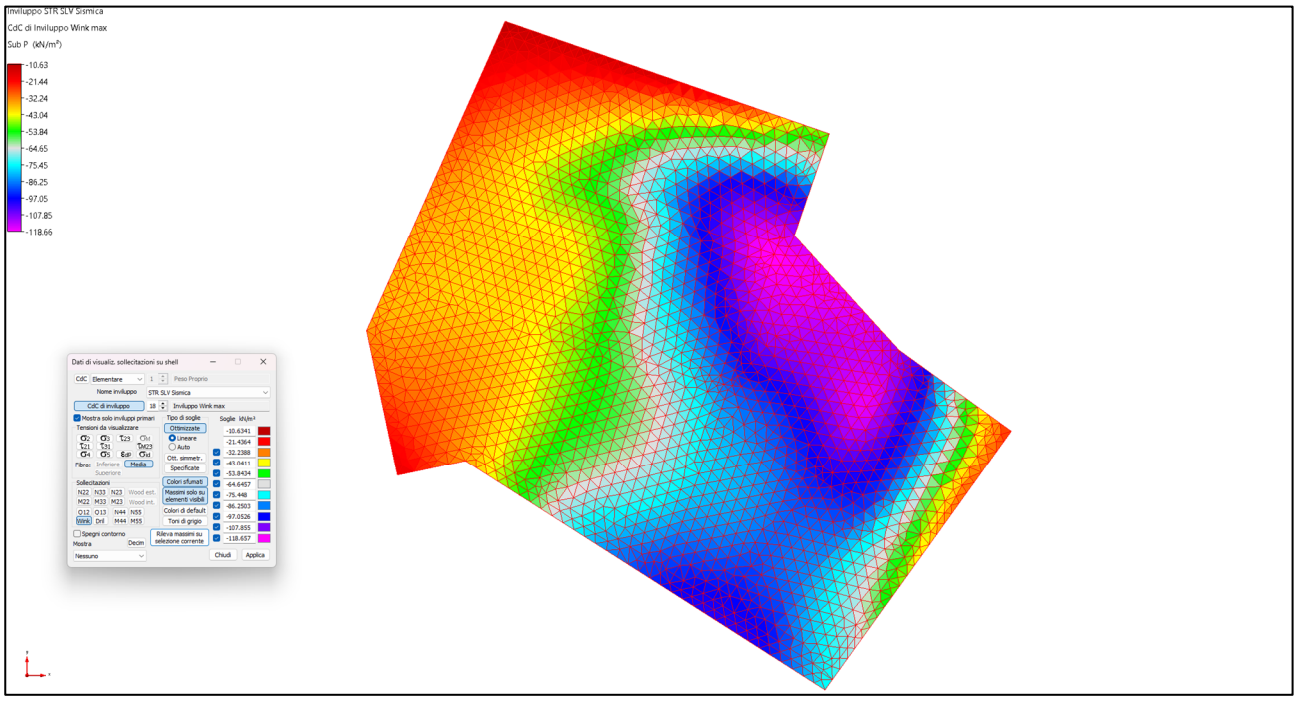


Fig. 11-9 – Combinazione SLU Sismica – Inviluppo Wink max

11.2 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA PLATEA PL_02

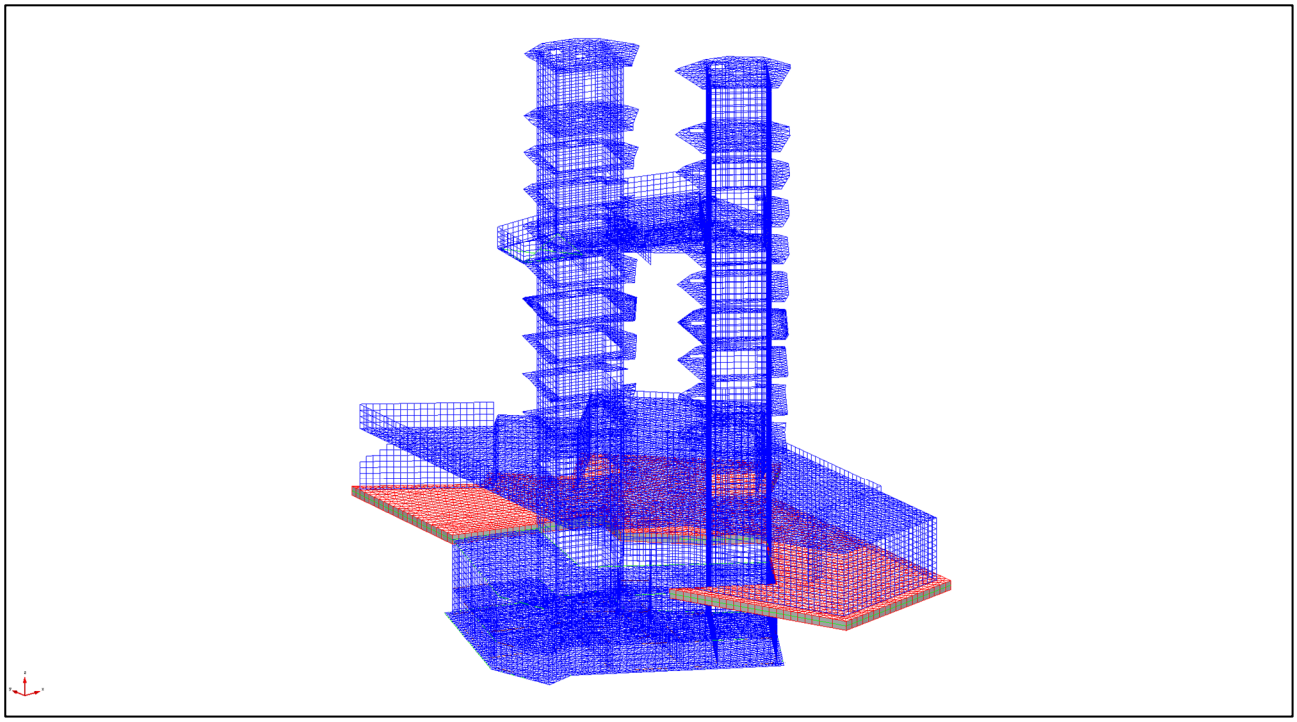


Fig. 11-10 – Localizzazione dell'elemento strutturale

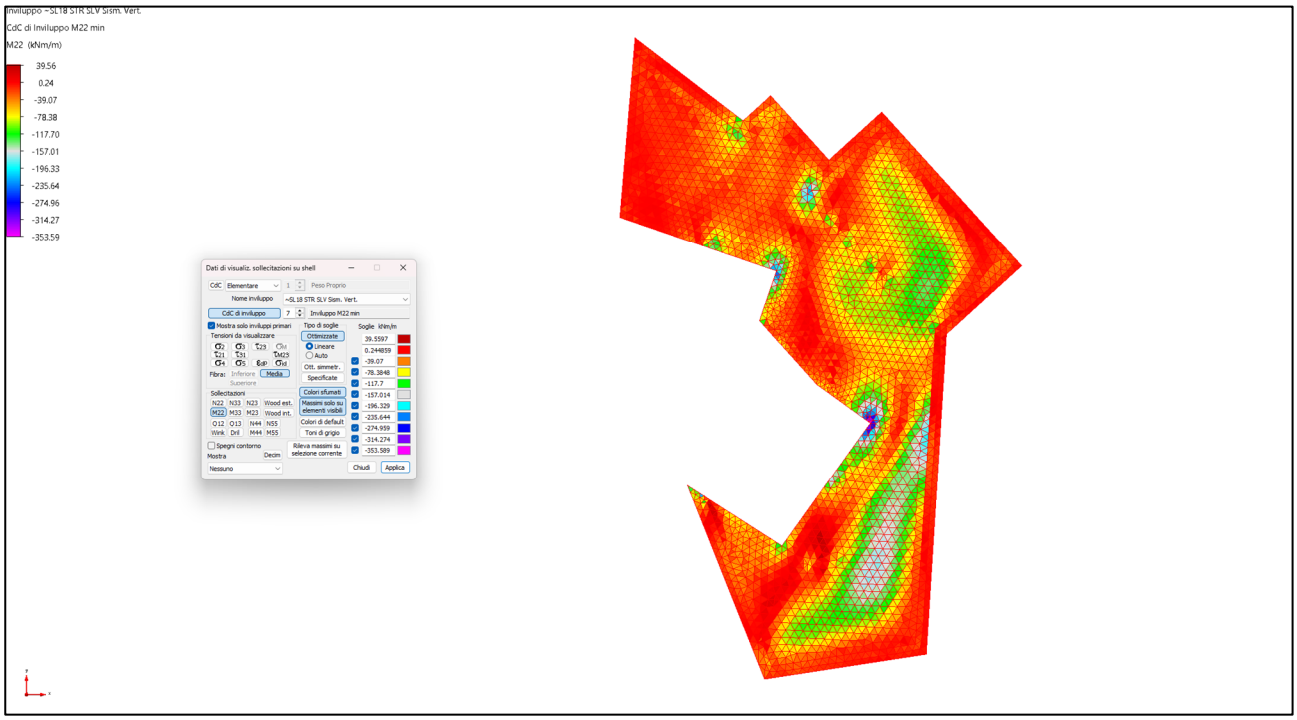


Fig. 11-11 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 min

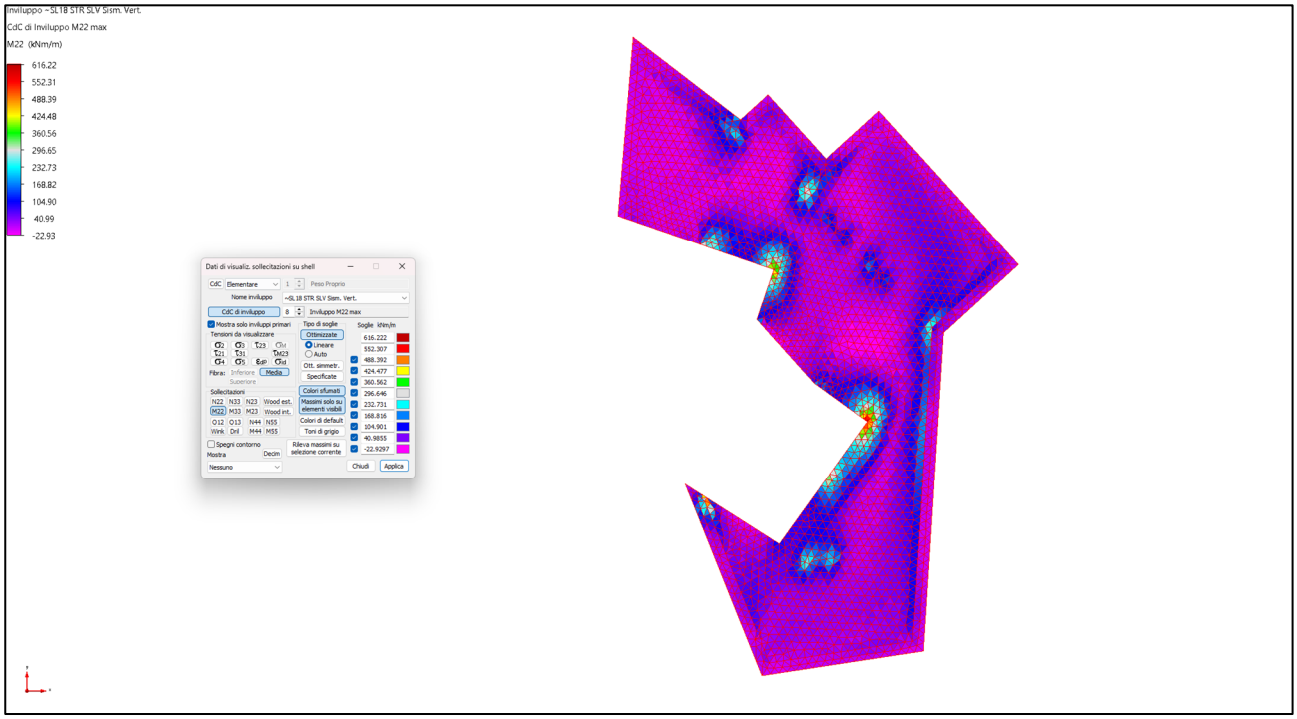


Fig. 11-12 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 max

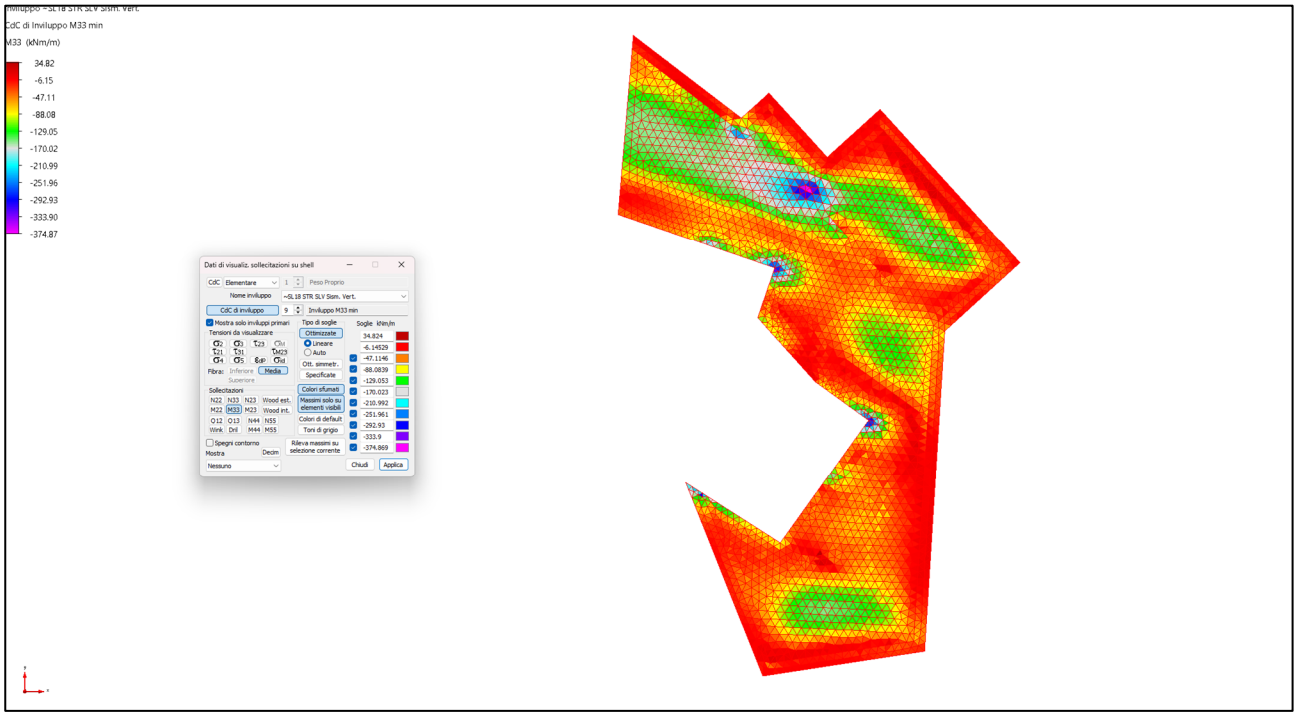


Fig. 11-13 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 min

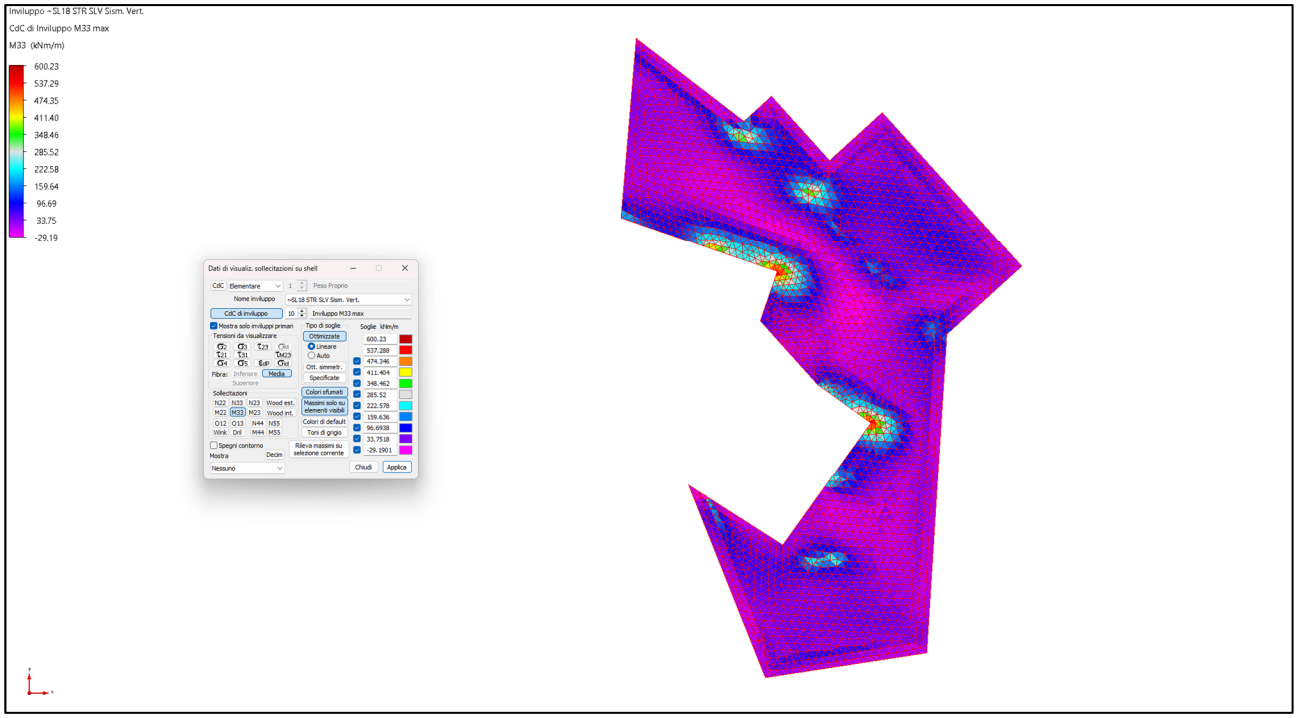


Fig. 11-14 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 max

Come anticipato nella descrizione del modello strutturale, la costante di Winkler non è stata assegnata agli elementi shell della platea posti in prossimità delle strutture interrate, in quanto la vicinanza degli elementi strutturali dell'interrato rende di difficile realizzazione una compattazione del terreno di riporto tale da garantire che il terreno reale assuma effettivamente le caratteristiche previste in progetto. Per questo motivo, a favore di sicurezza, si è scelto di considerare nulla la costante di sottofondo in corrispondenza di tale zona di platea.

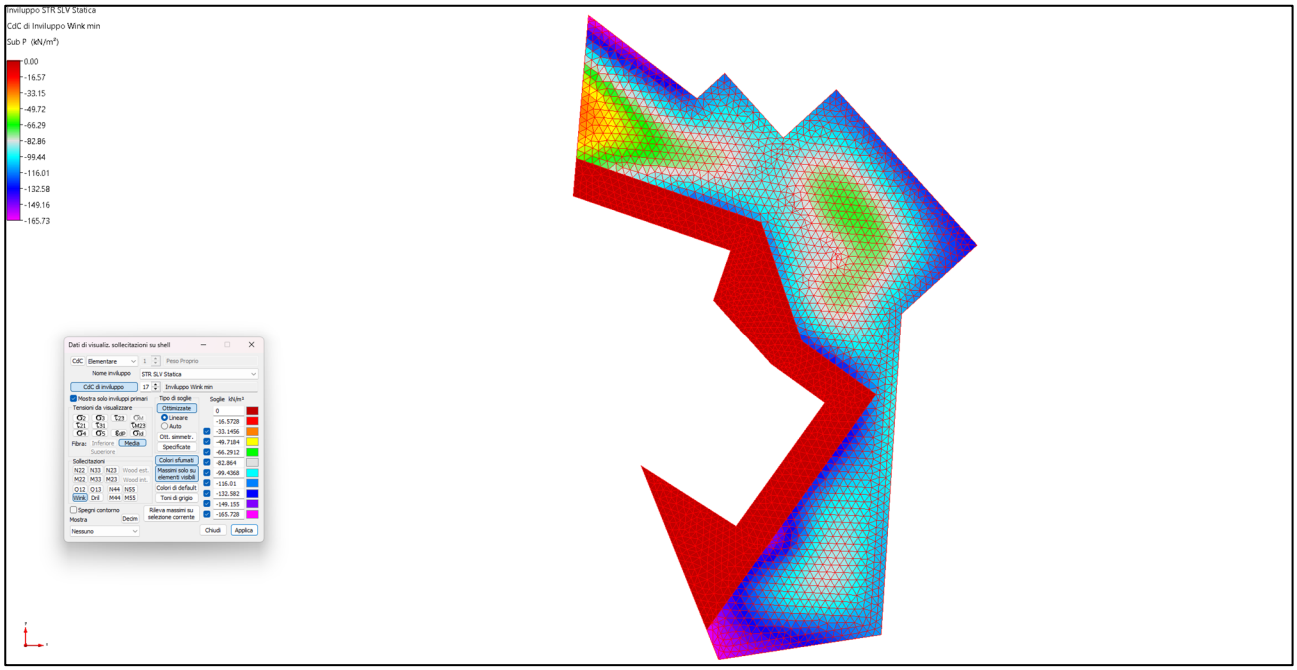


Fig. 11-15 – Combinazione SLU Statica – Inviluppo Wink min

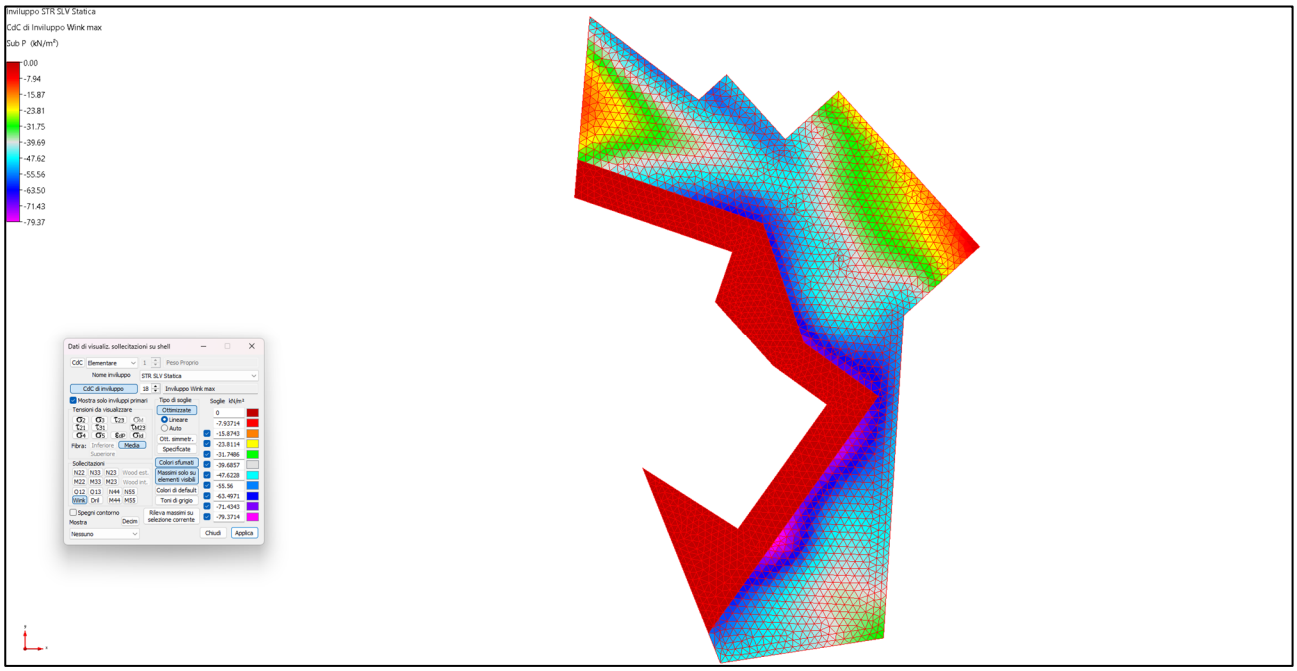


Fig. 11-16 – Combinazione SLU Statica – Inviluppo Wink max

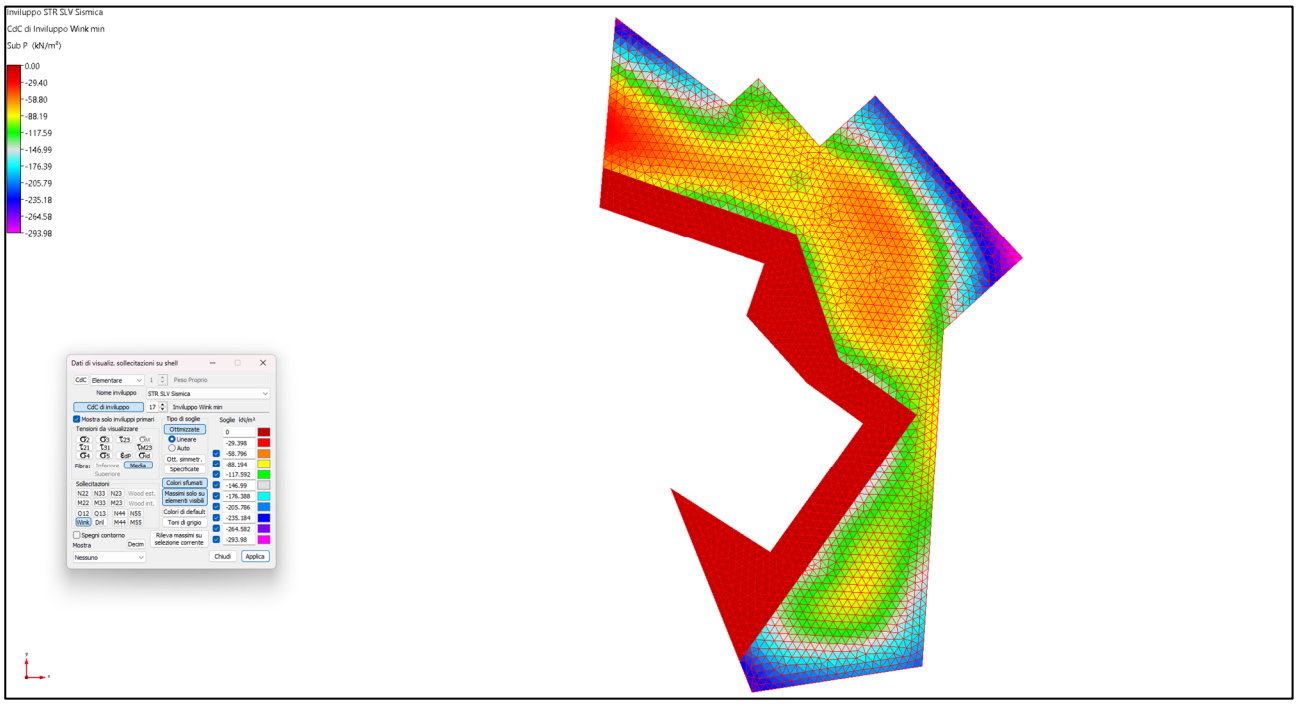


Fig. 11-17 – Combinazione SLU Sismica – Inviluppo Wink min

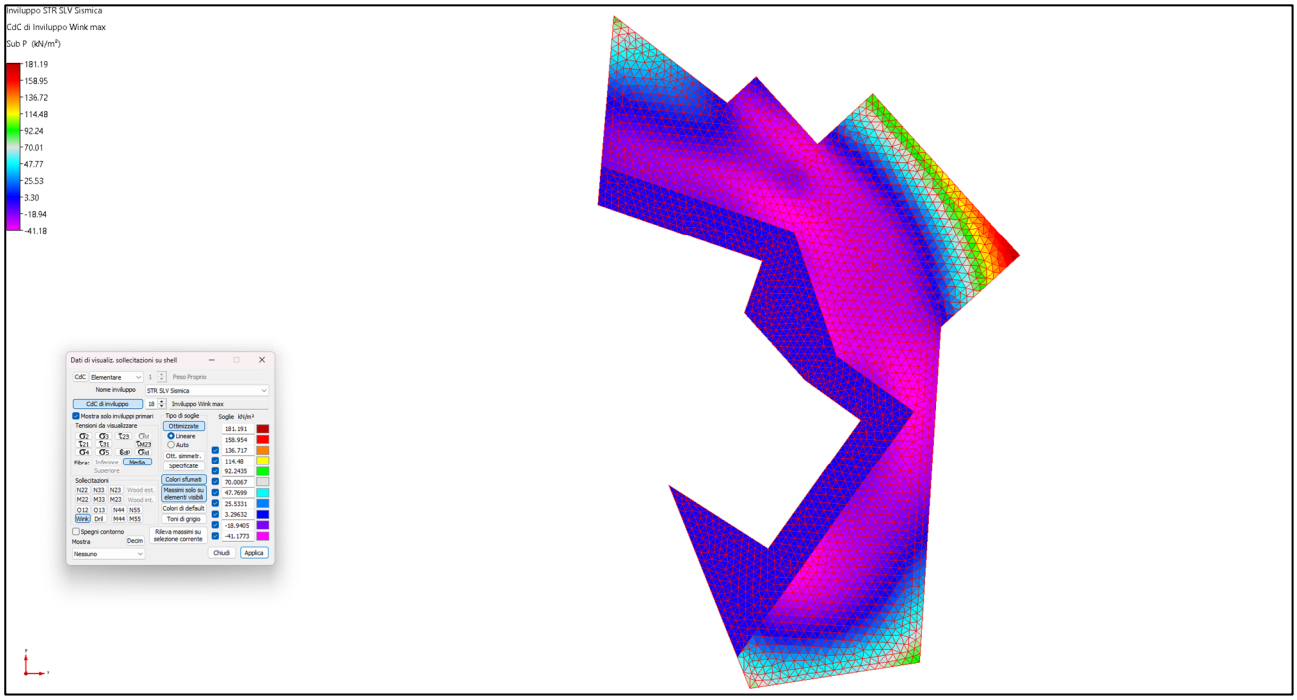


Fig. 11-18 – Combinazione SLU Sismica – Inviluppo Wink max

11.3 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA SOLETTA SOL_A2

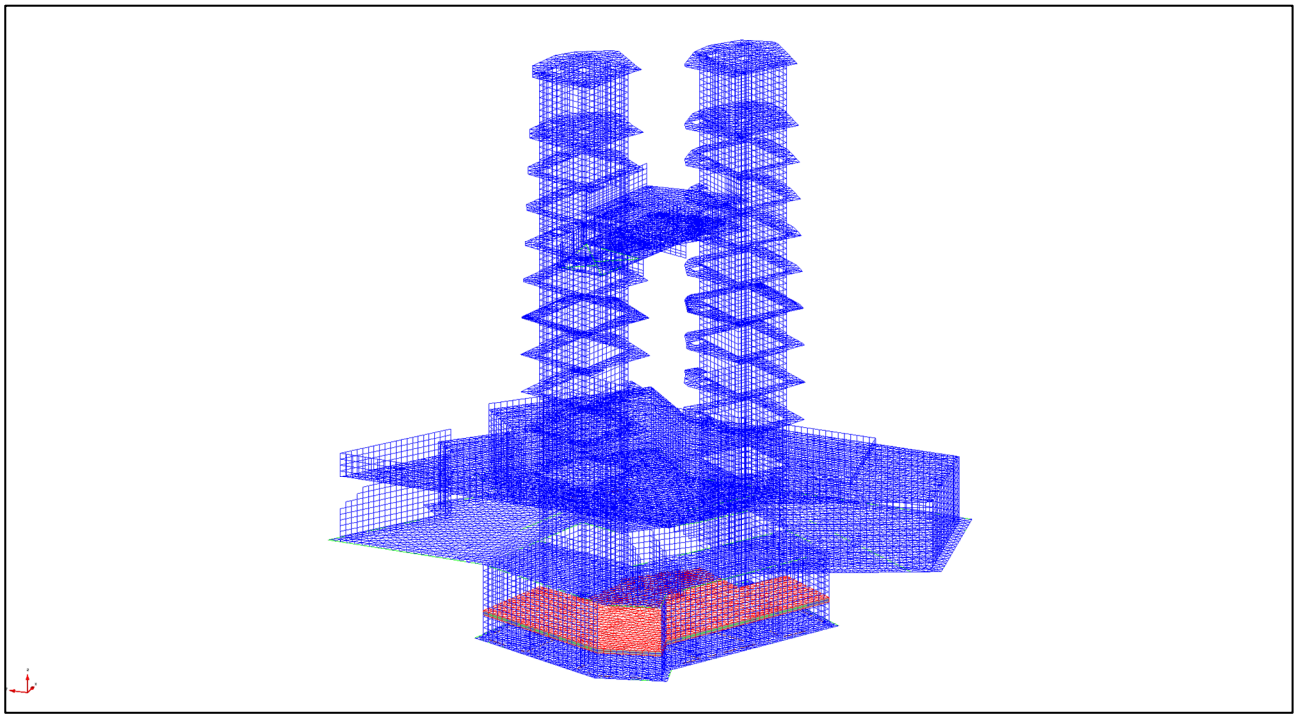


Fig. 11-19 – Localizzazione dell'elemento strutturale

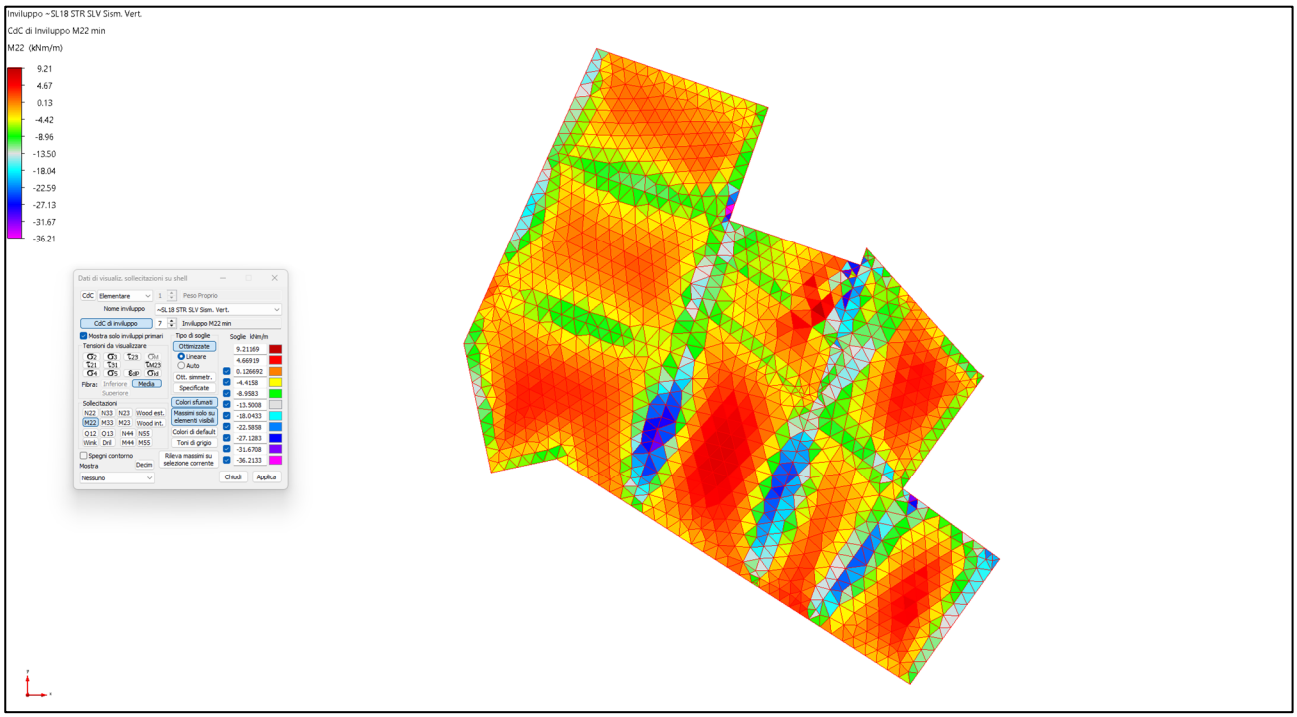


Fig. 11-20 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 min

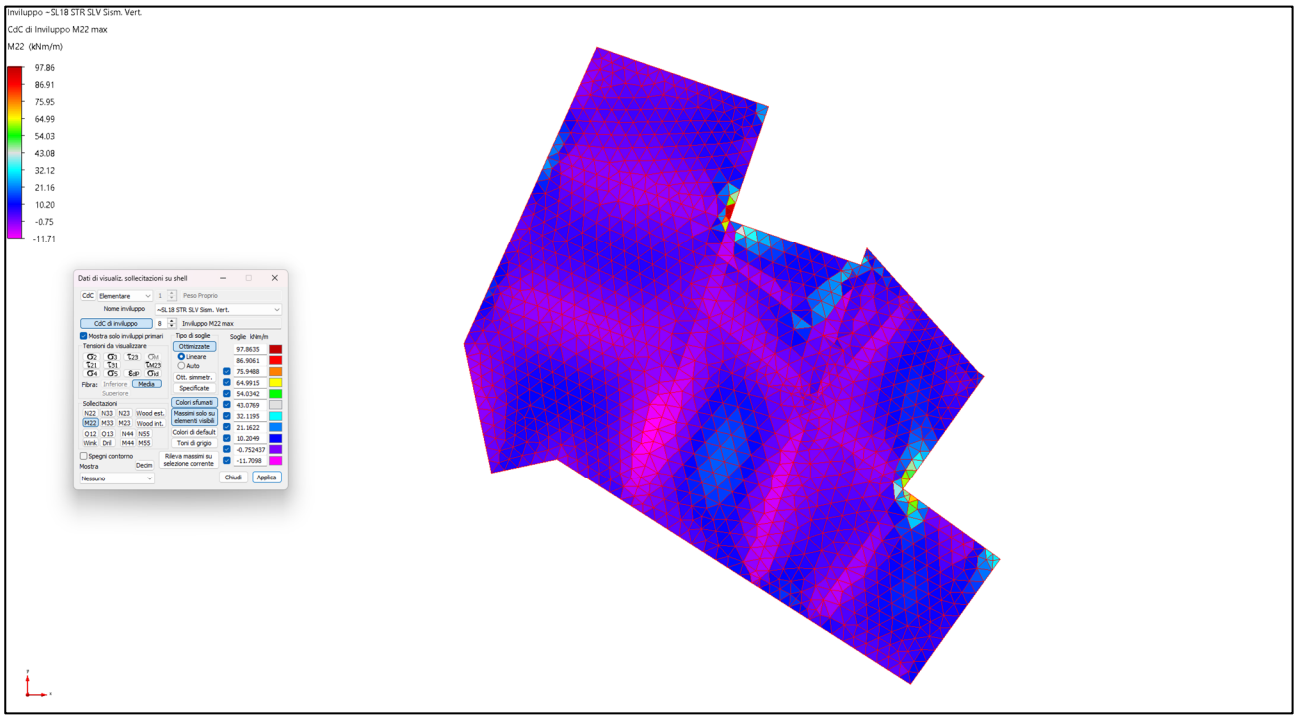


Fig. 11-21 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 max

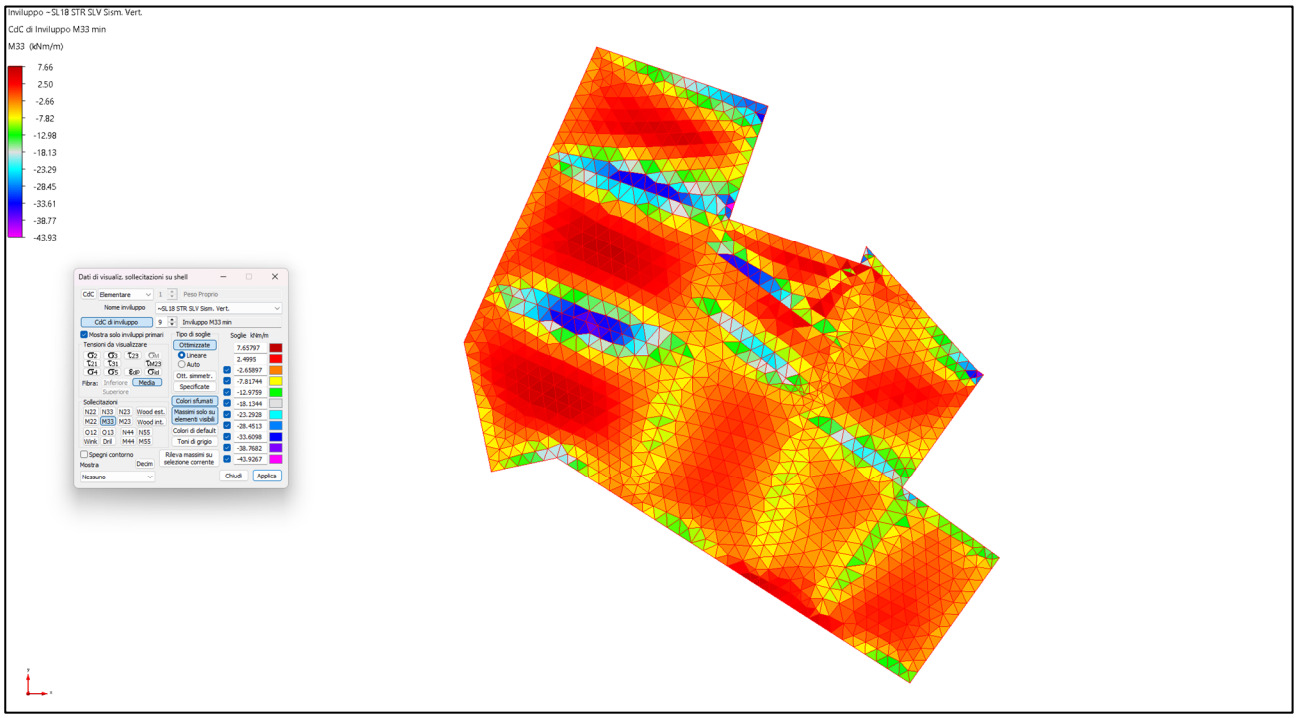


Fig. 11-22 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 min

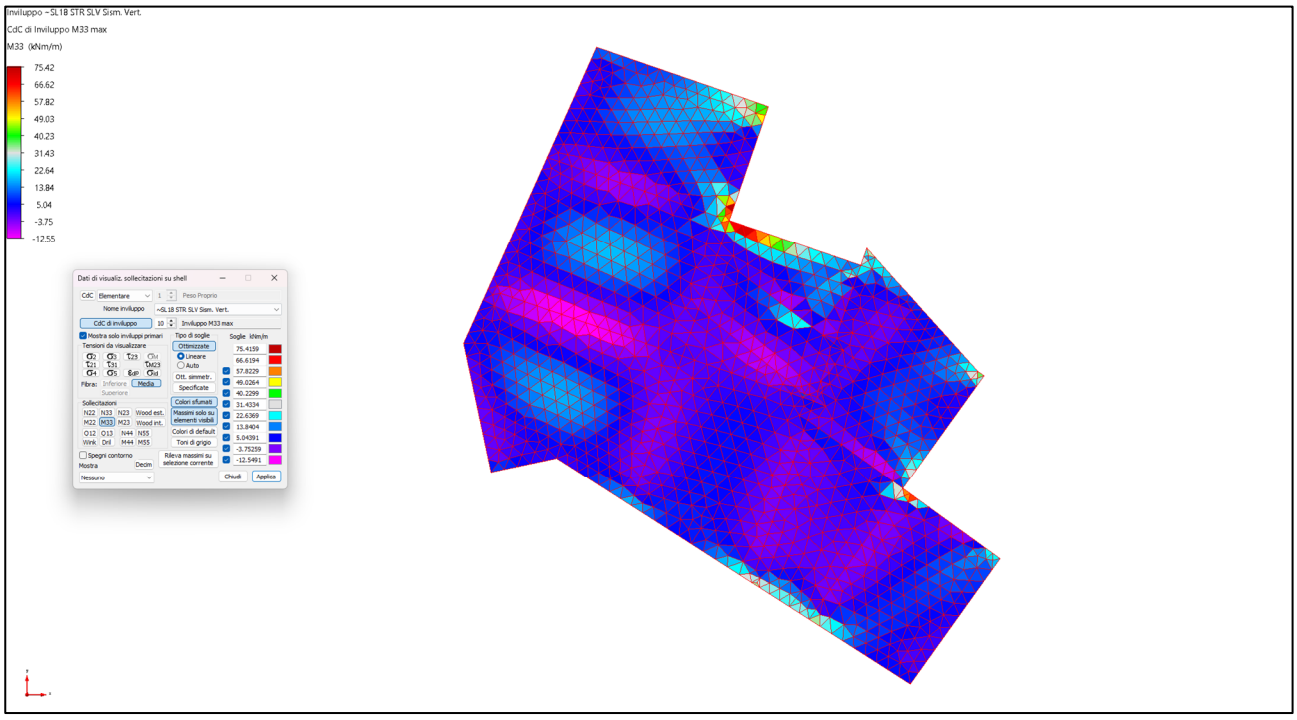


Fig. 11-23 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 max

11.4 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA SOLETTA SOL_A1

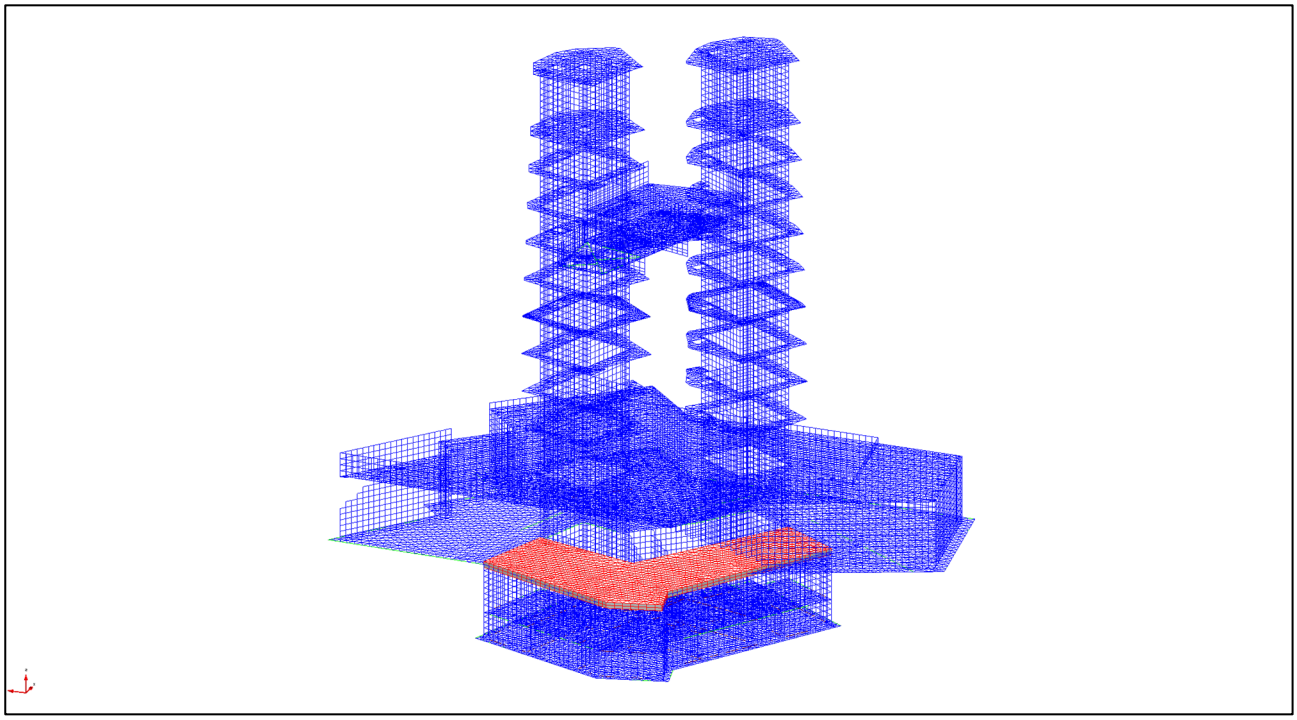


Fig. 11-24 – Localizzazione dell'elemento strutturale

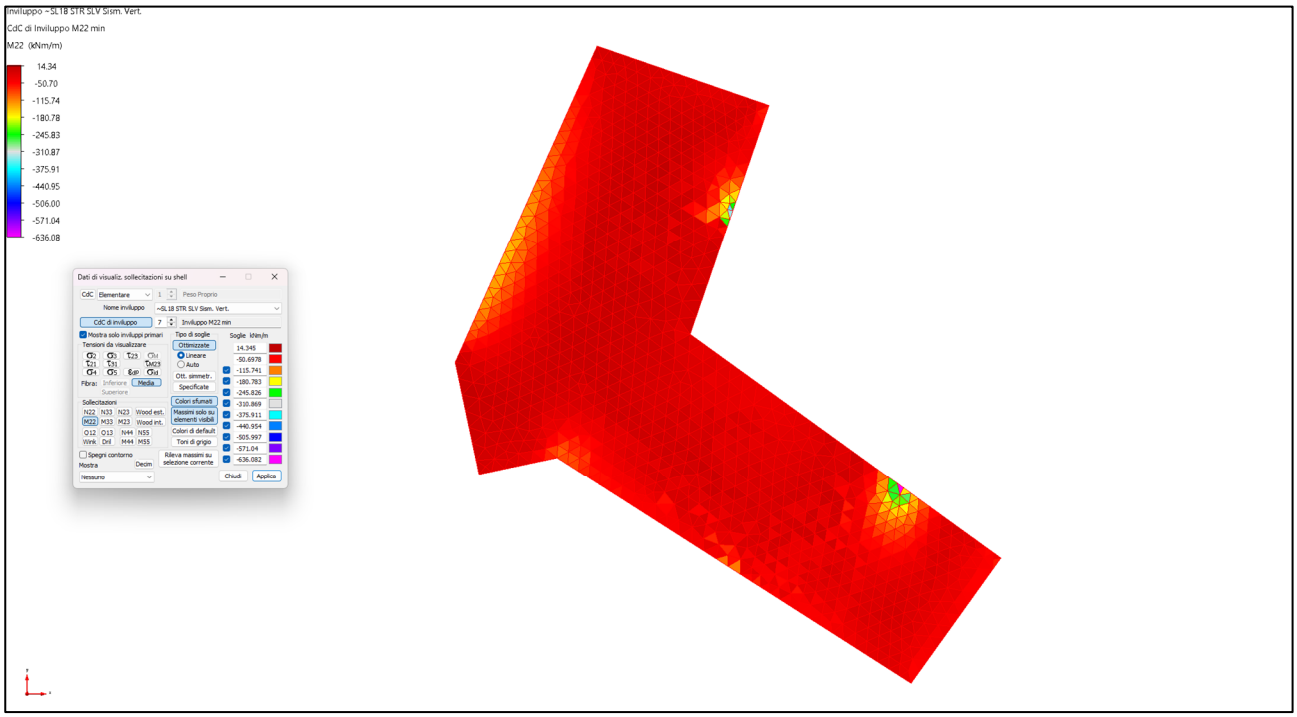


Fig. 11-25 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 min

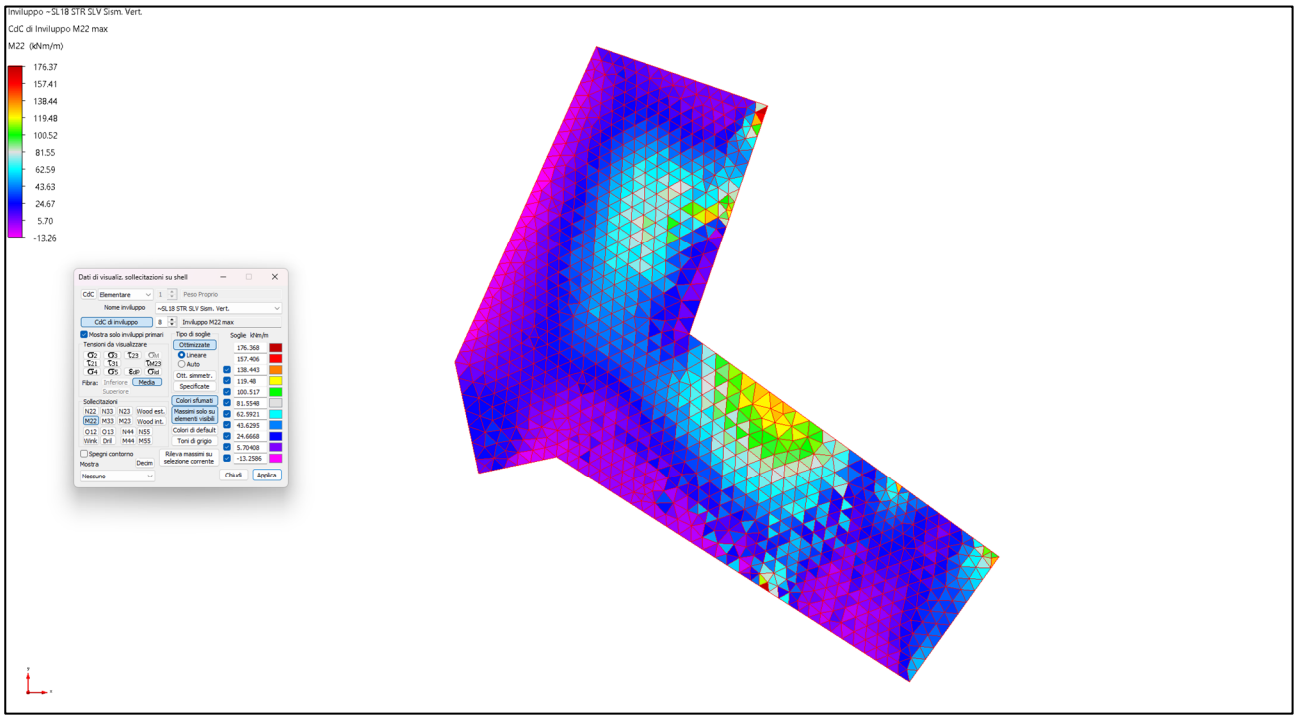


Fig. 11-26 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 max

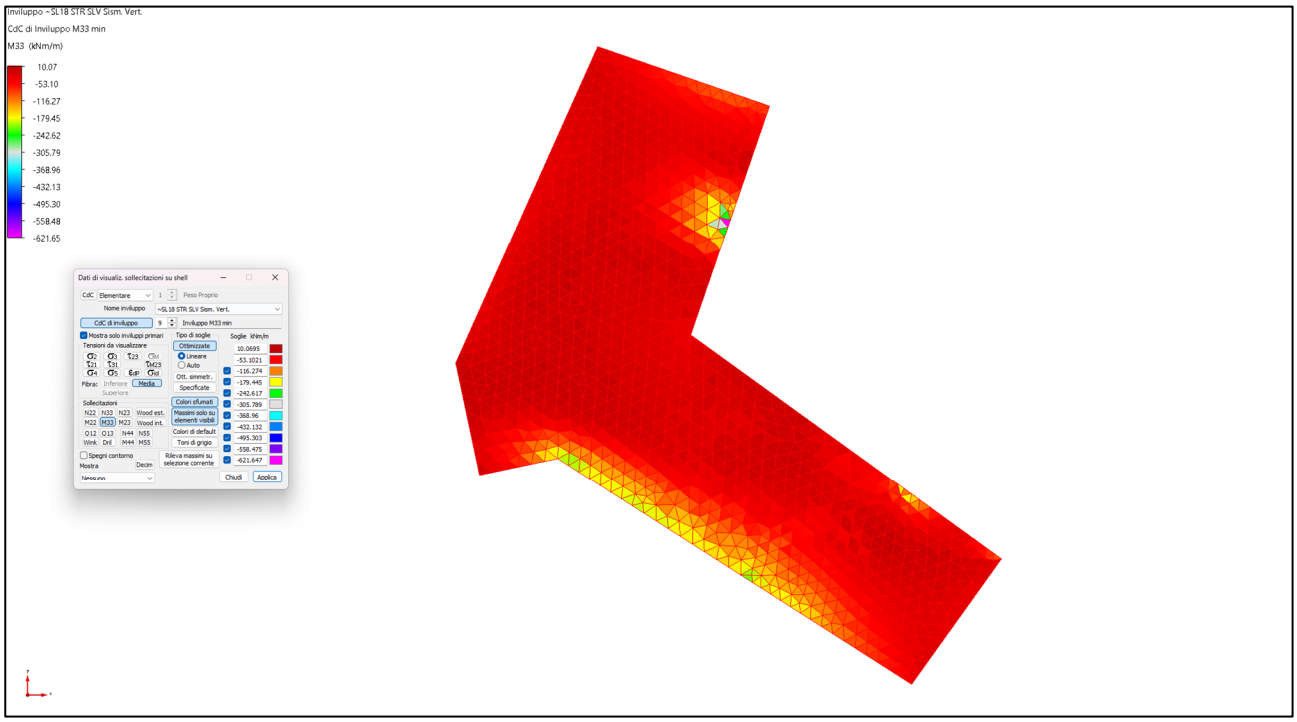


Fig. 11-27 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 min

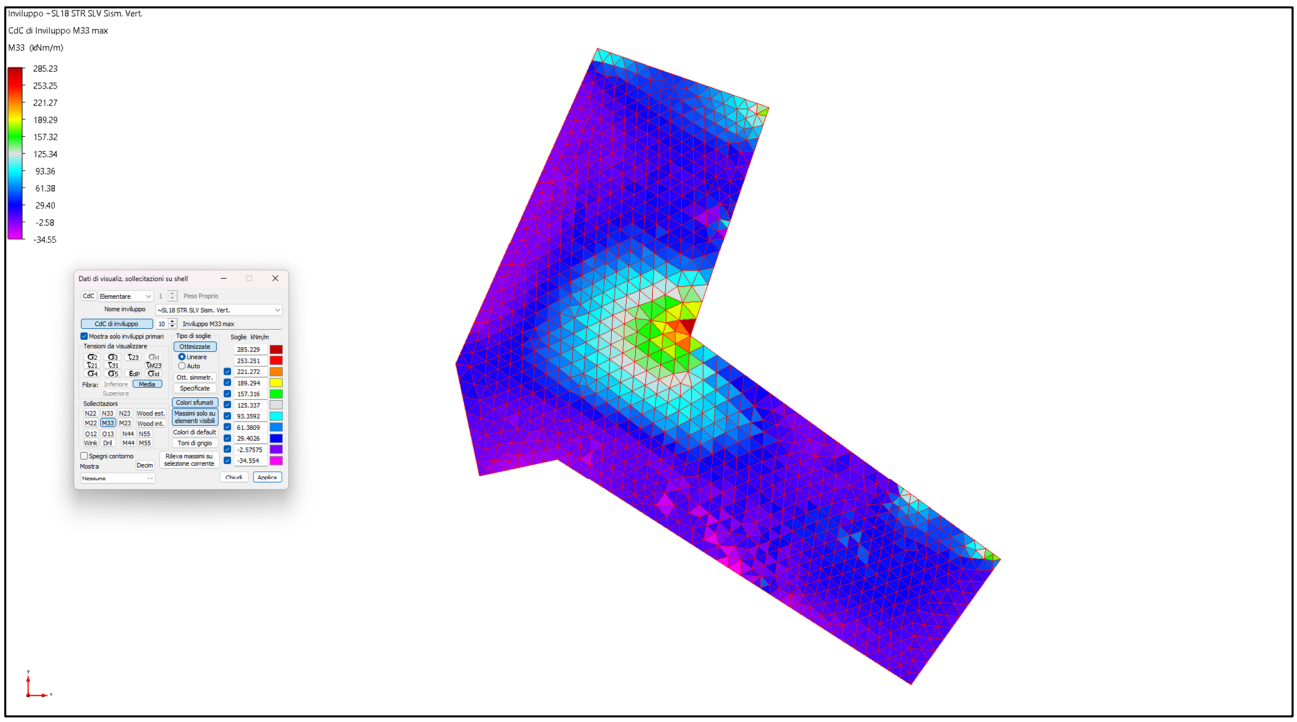


Fig. 11-28 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 max

11.5 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA SOLETTA SOL_A

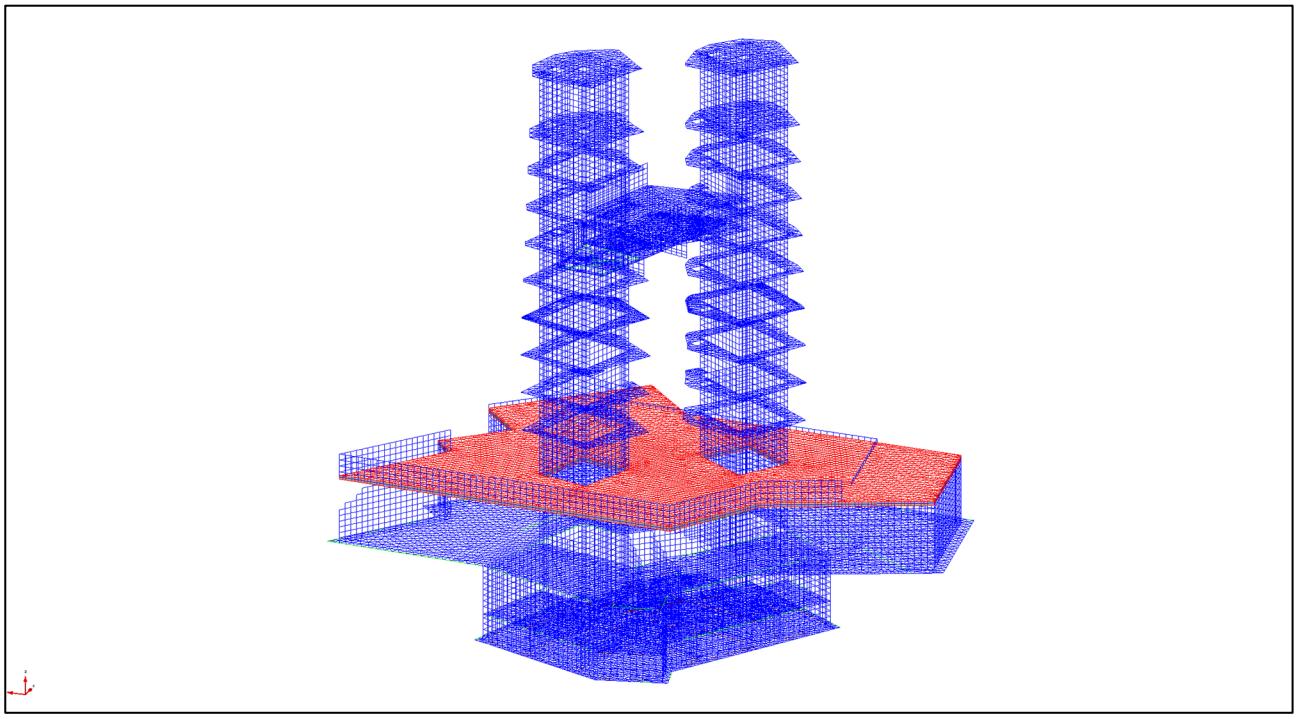


Fig. 11-29 – Localizzazione dell'elemento strutturale

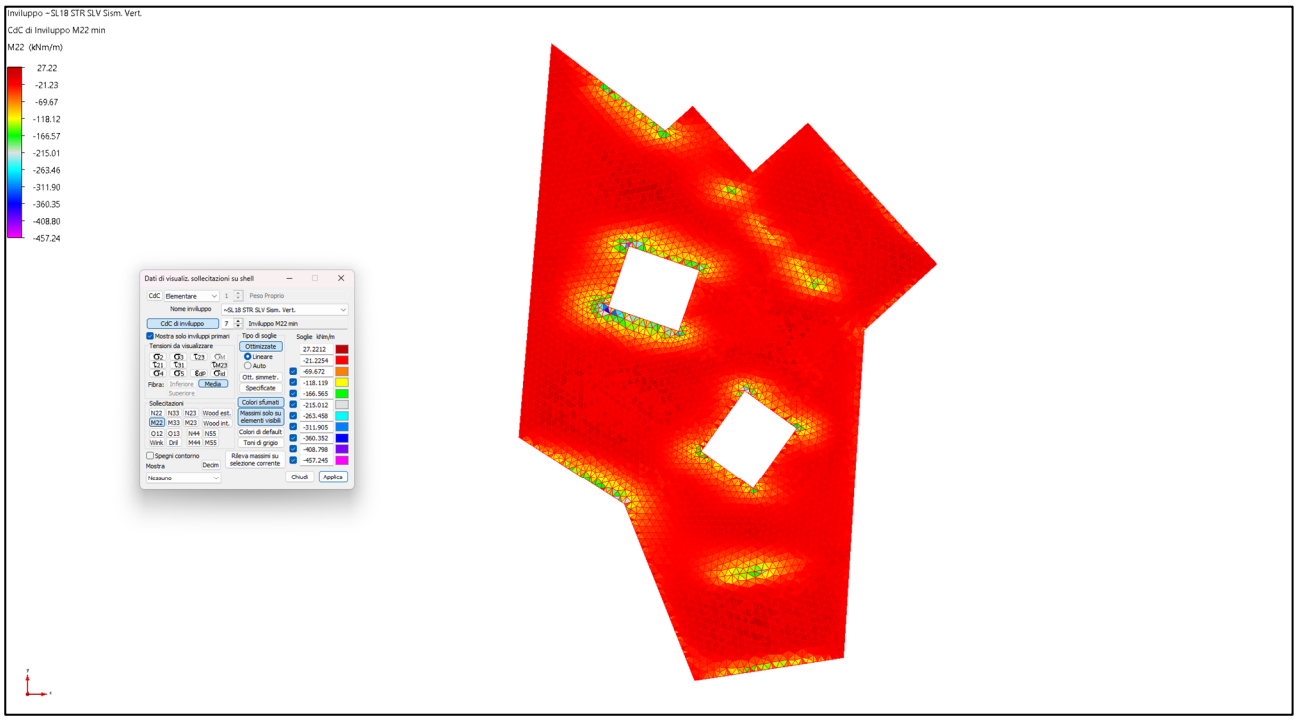


Fig. 11-30 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 min

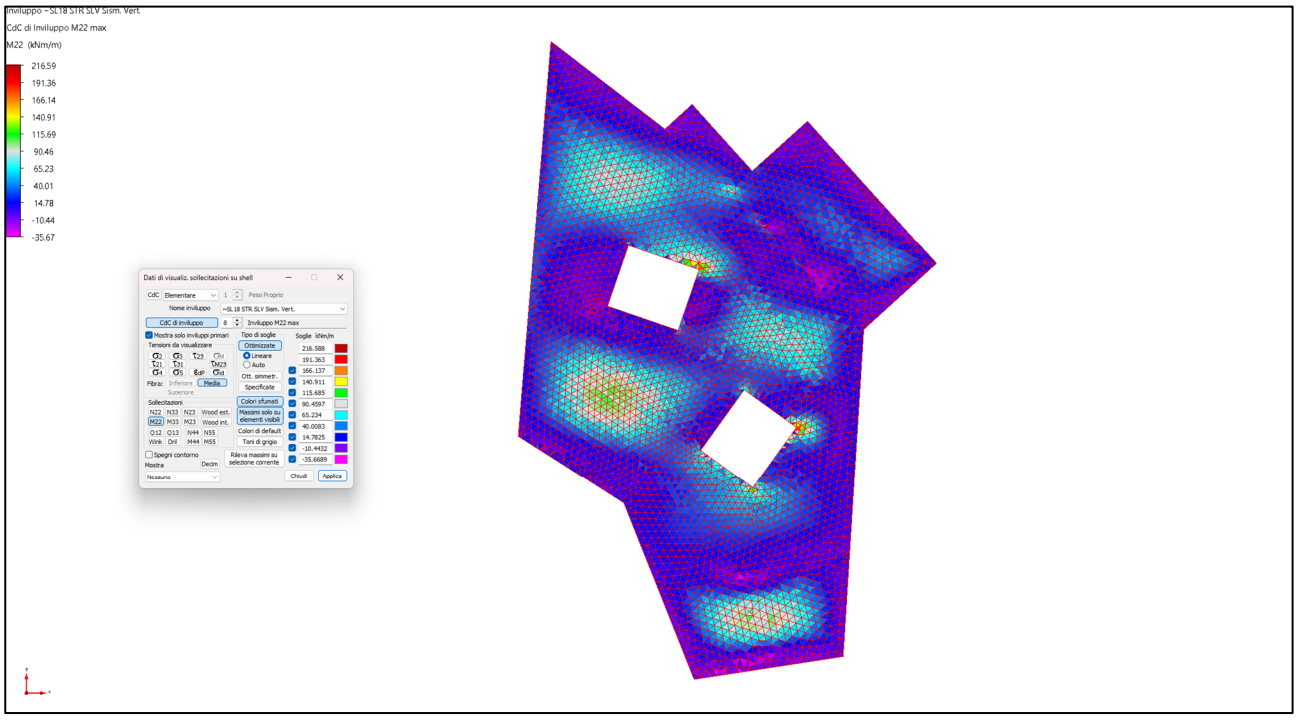


Fig. 11-31 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 max

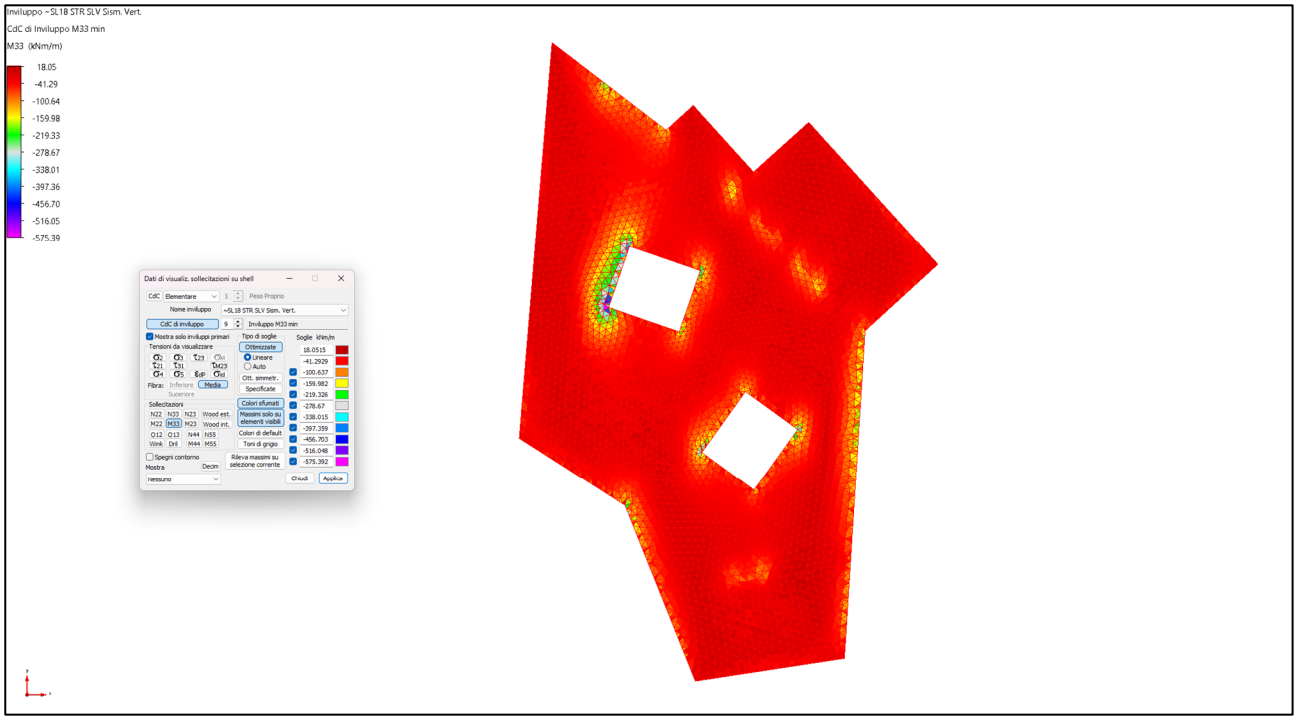


Fig. 11-32 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 min

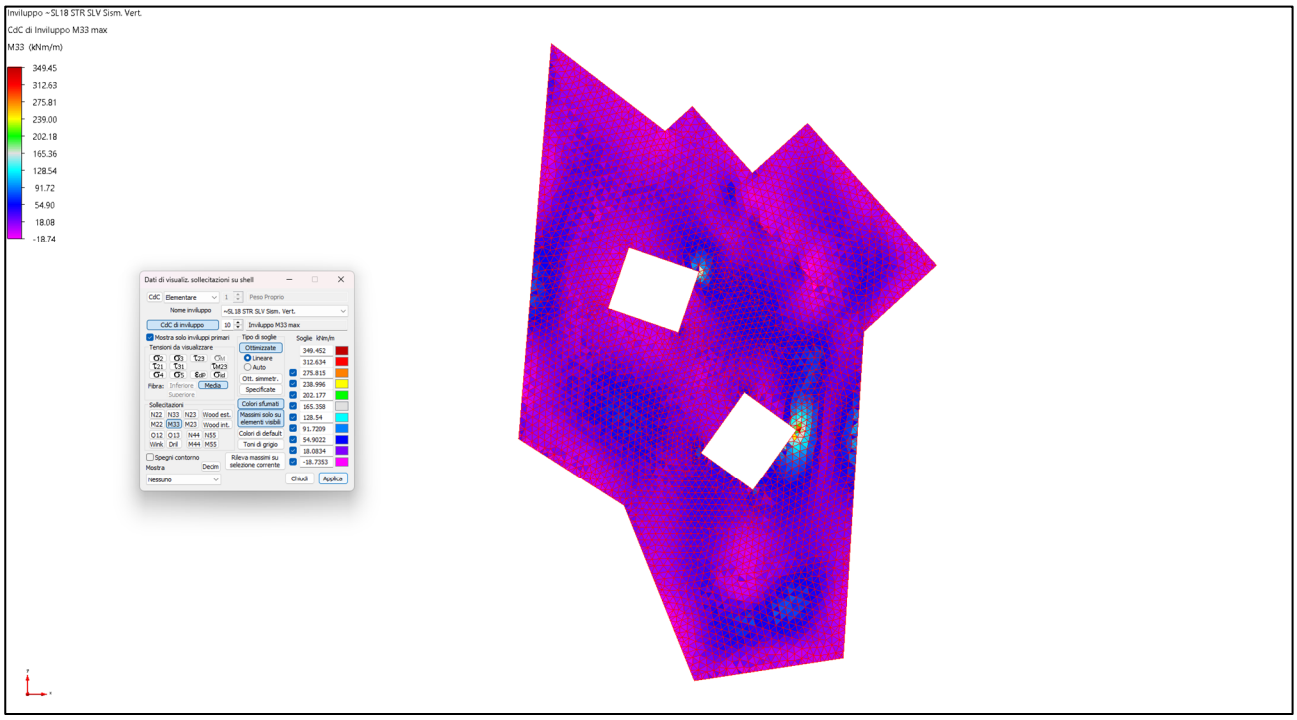


Fig. 11-33 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 max

11.6 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA SOLETTA SOL_C1

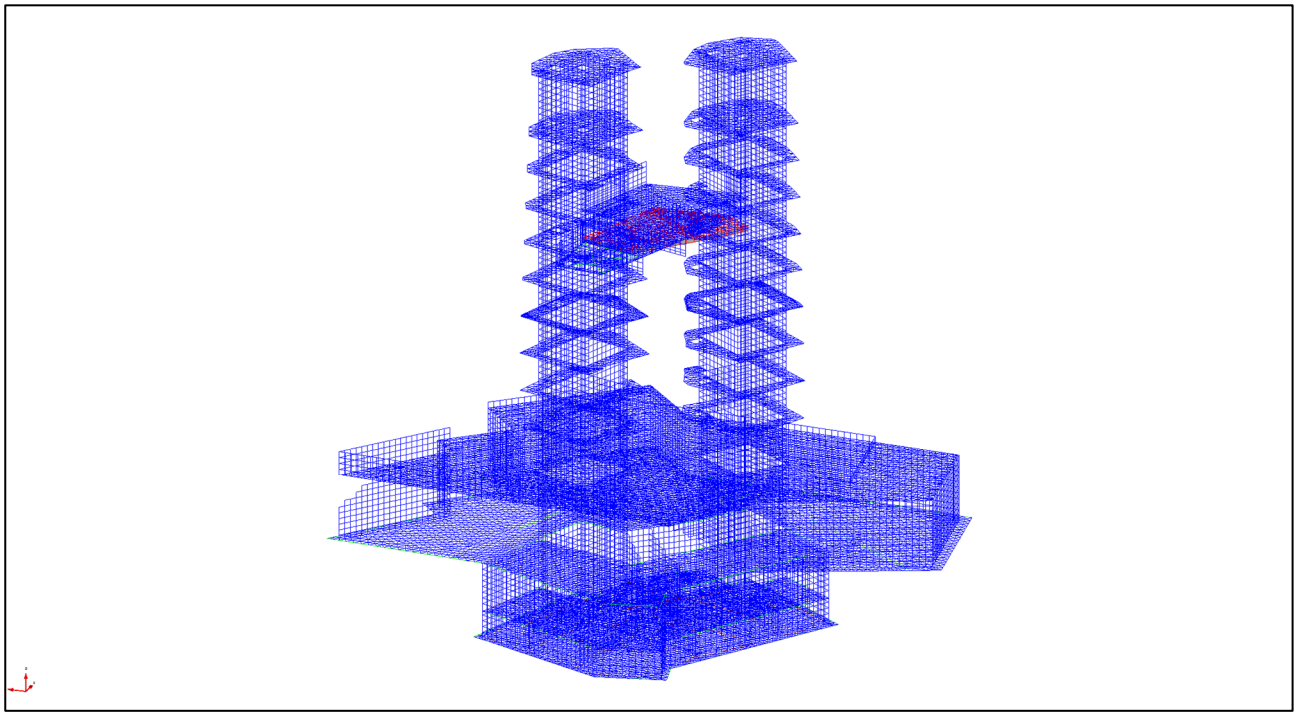


Fig. 11-34 – Localizzazione dell'elemento strutturale

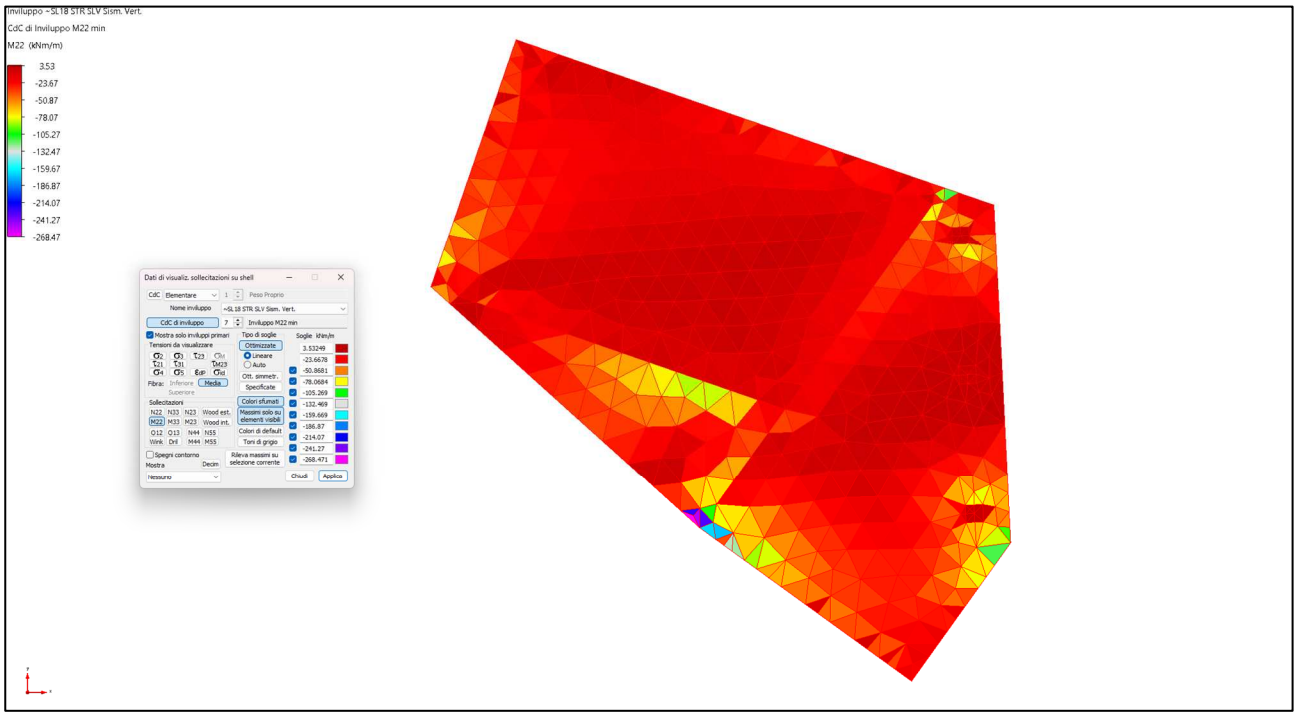


Fig. 11-35 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 min

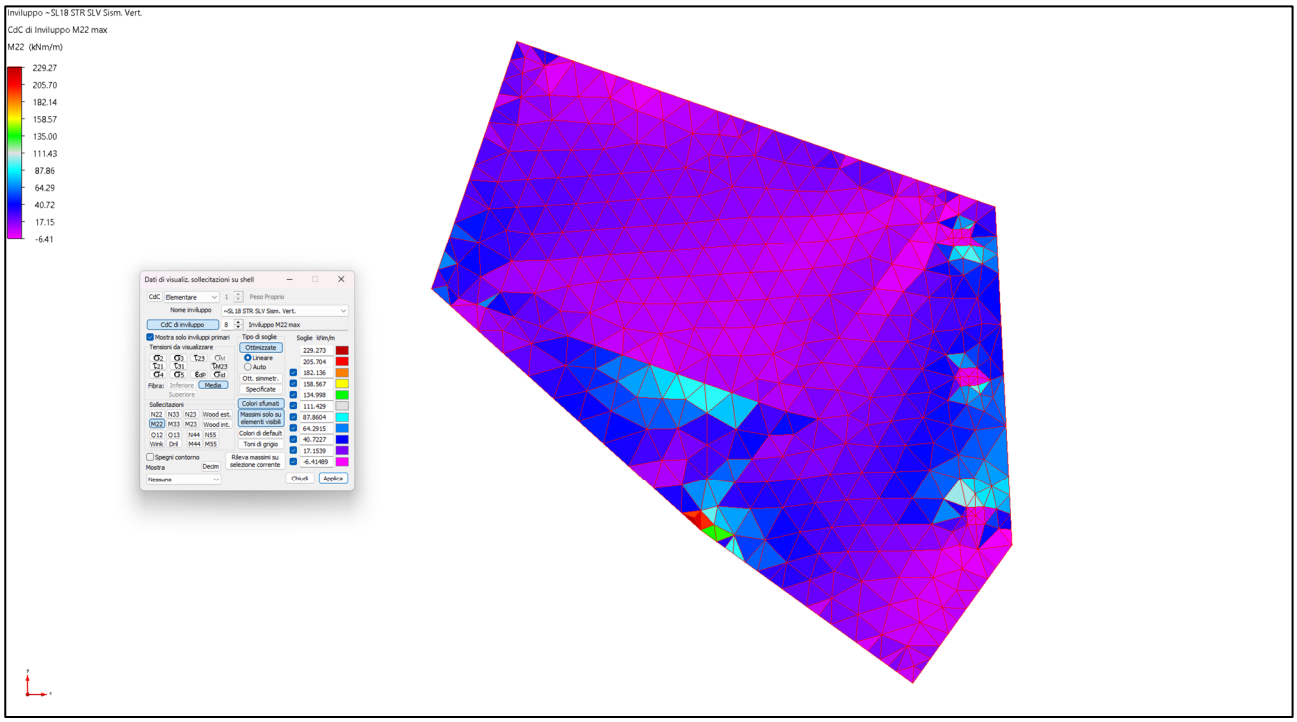


Fig. 11-36 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 max

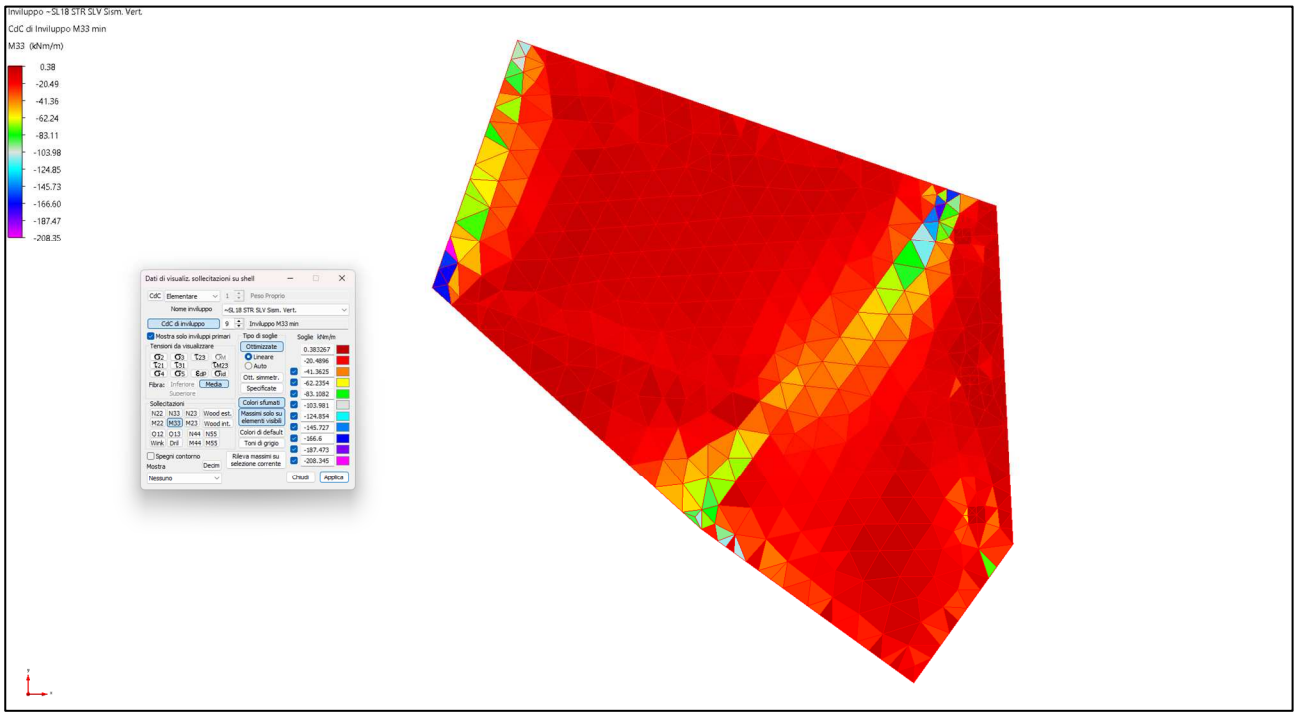


Fig. 11-37 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 min

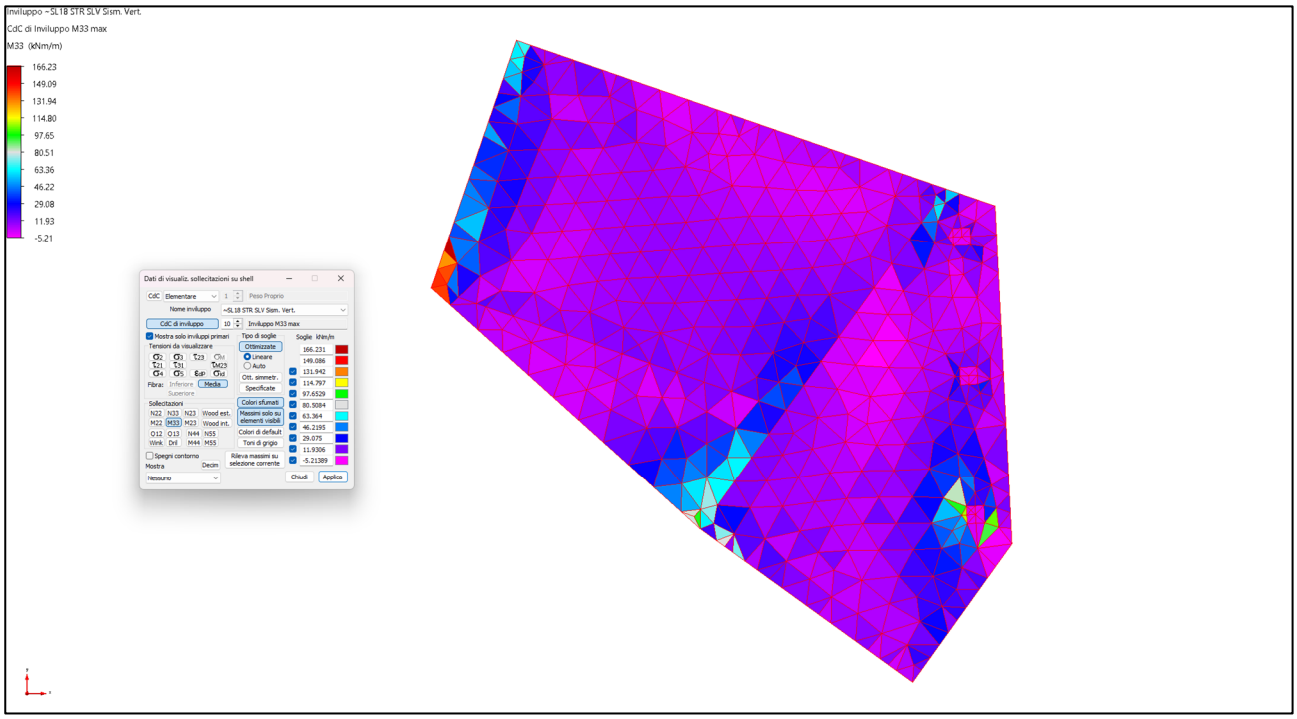


Fig. 11-38 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 max

11.7 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA SOLETTA SOL_C2

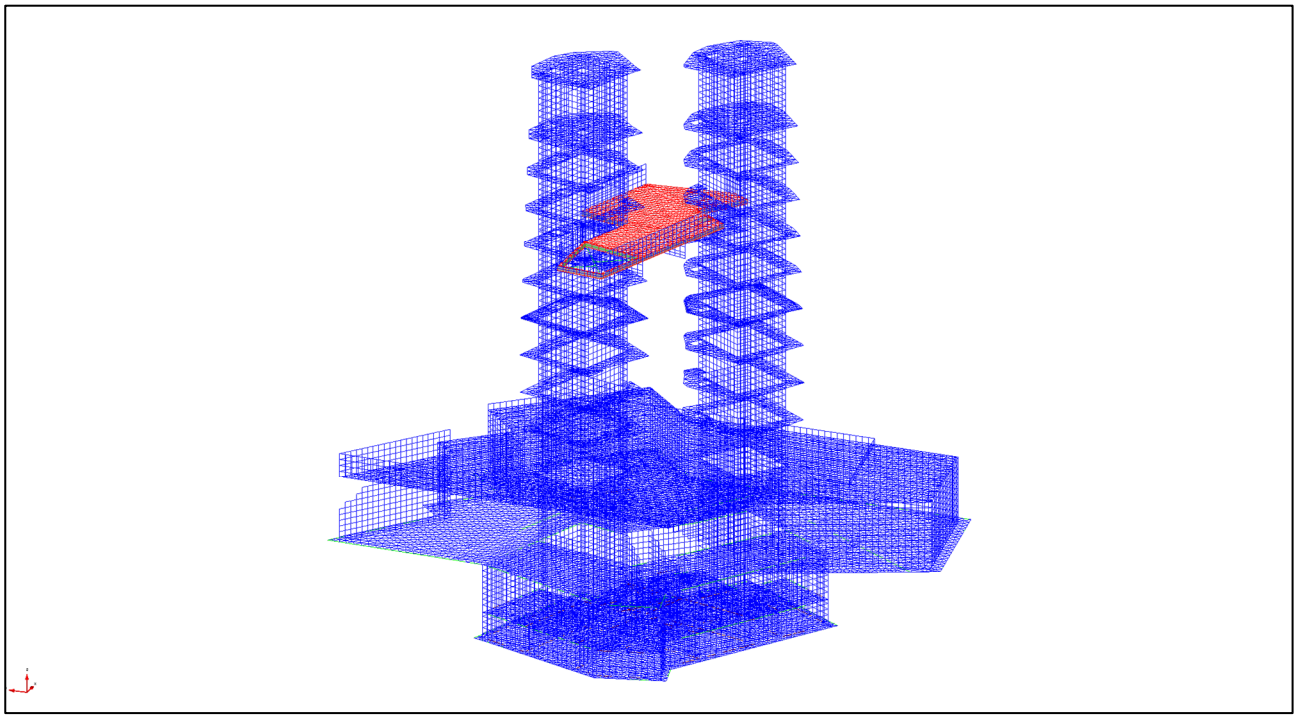


Fig. 11-39 – Localizzazione dell'elemento strutturale

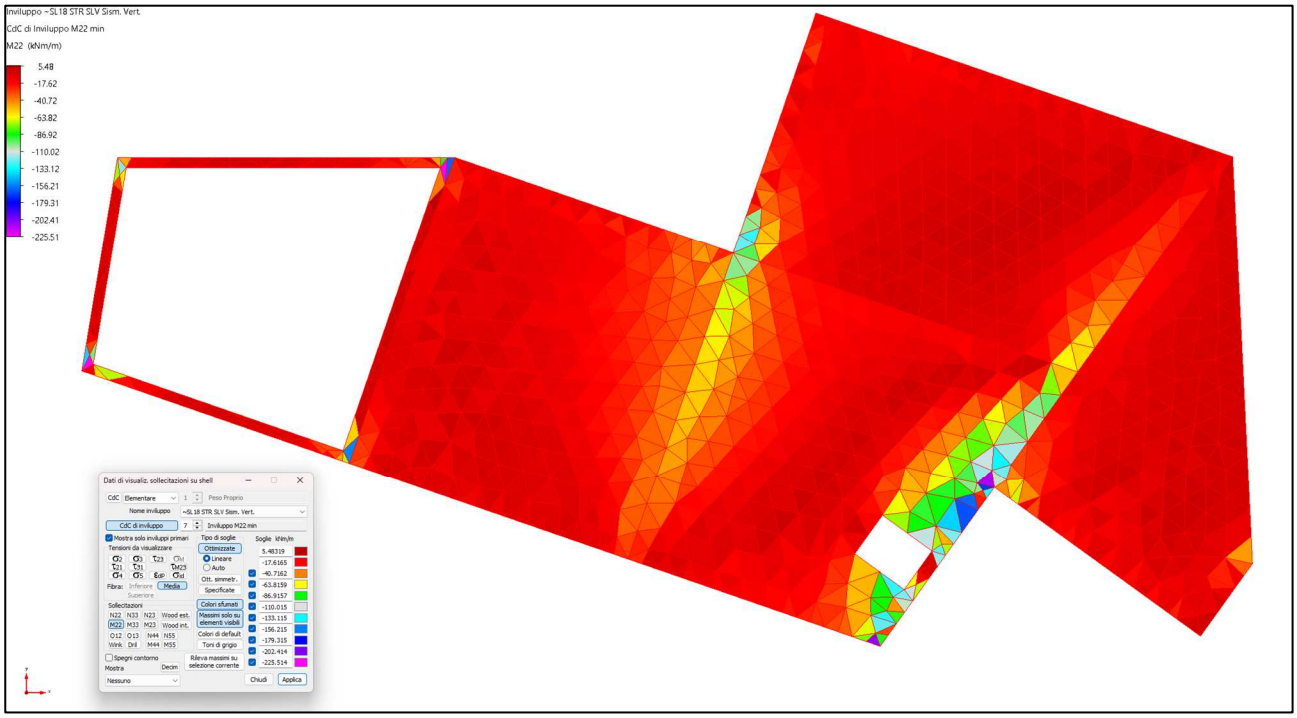


Fig. 11-40 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 min

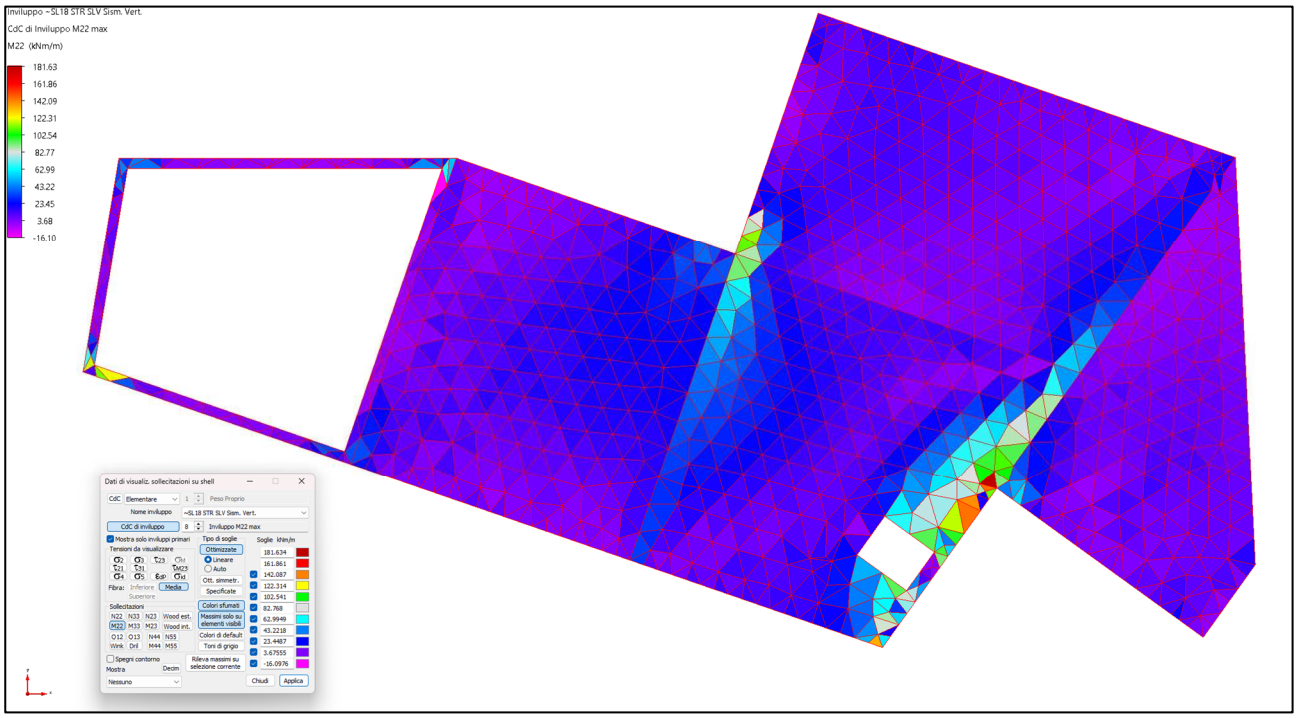


Fig. 11-41 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 max

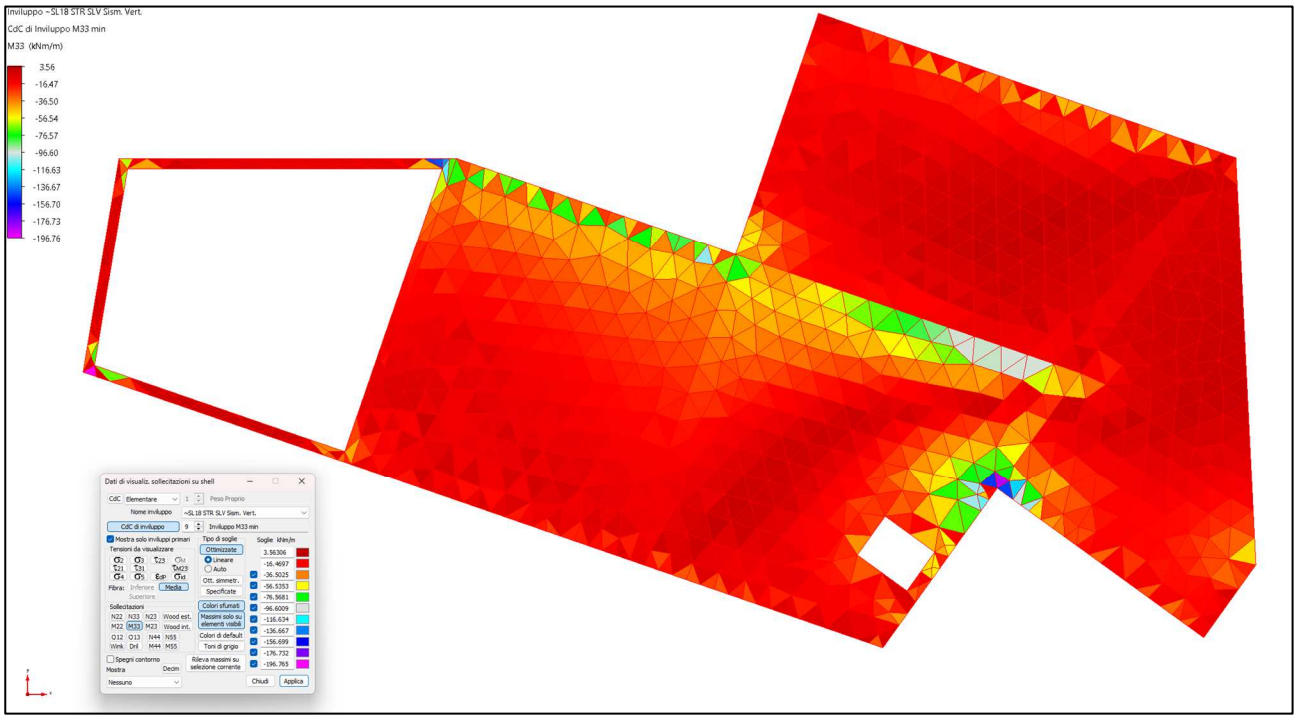


Fig. 11-42 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 min

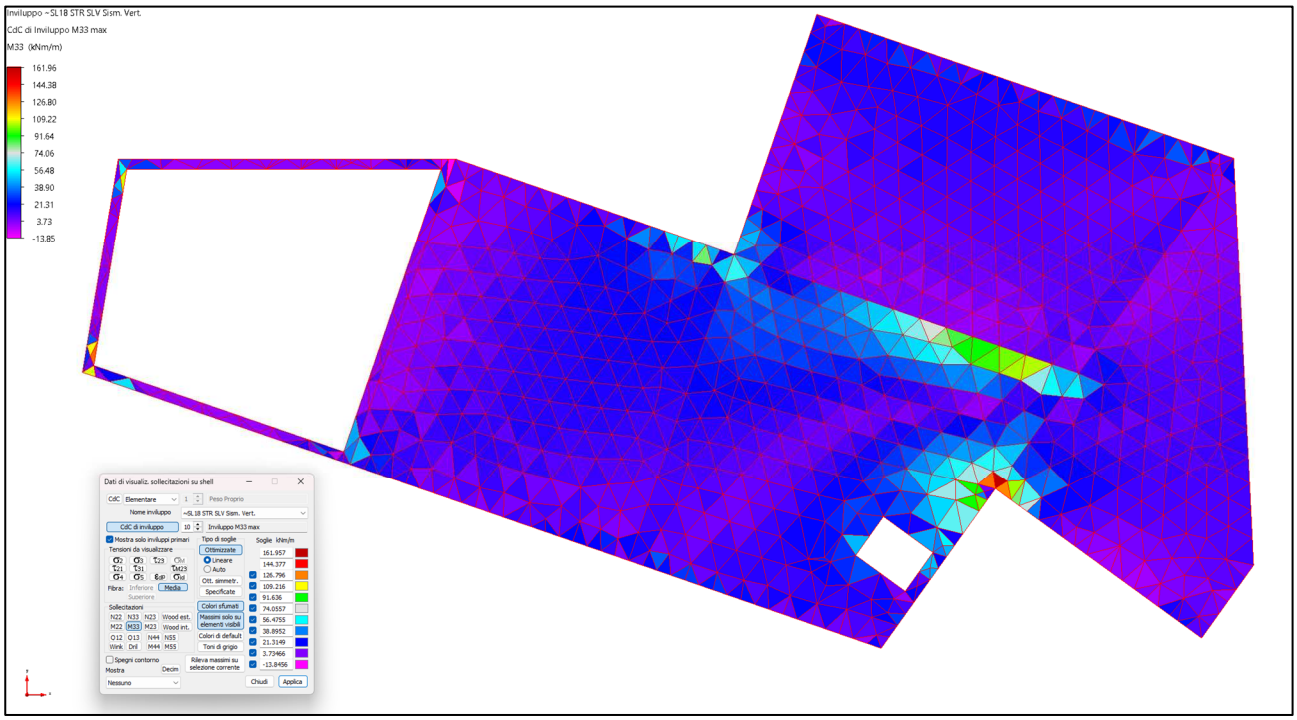


Fig. 11-43 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 max

11.8 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA SOLETTA SOL_D

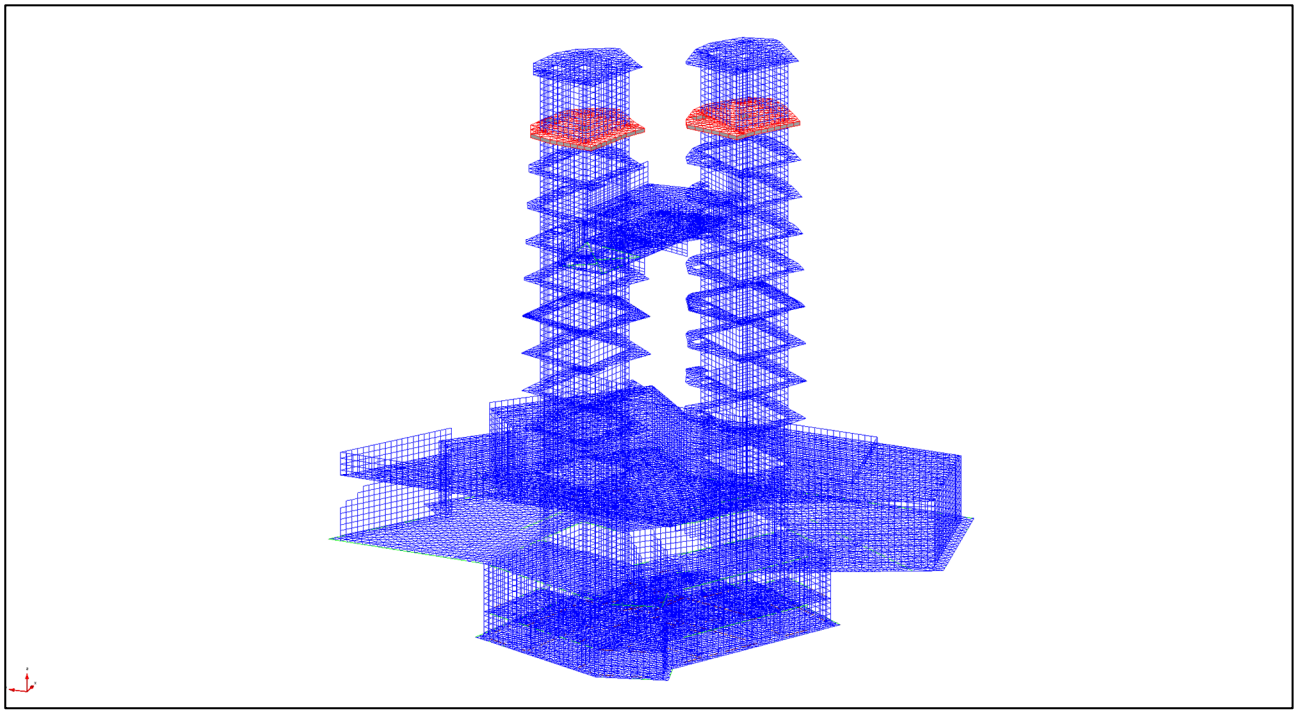


Fig. 11-44 – Localizzazione dell'elemento strutturale

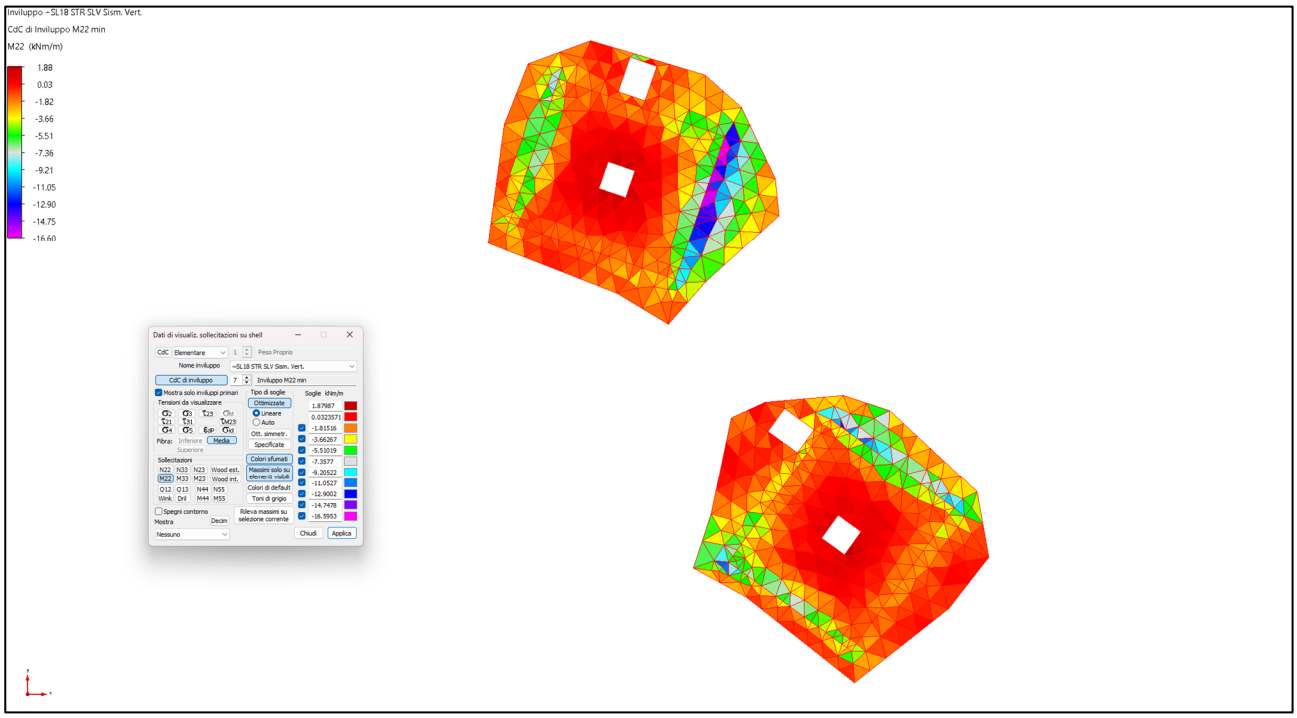


Fig. 11-45 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 min

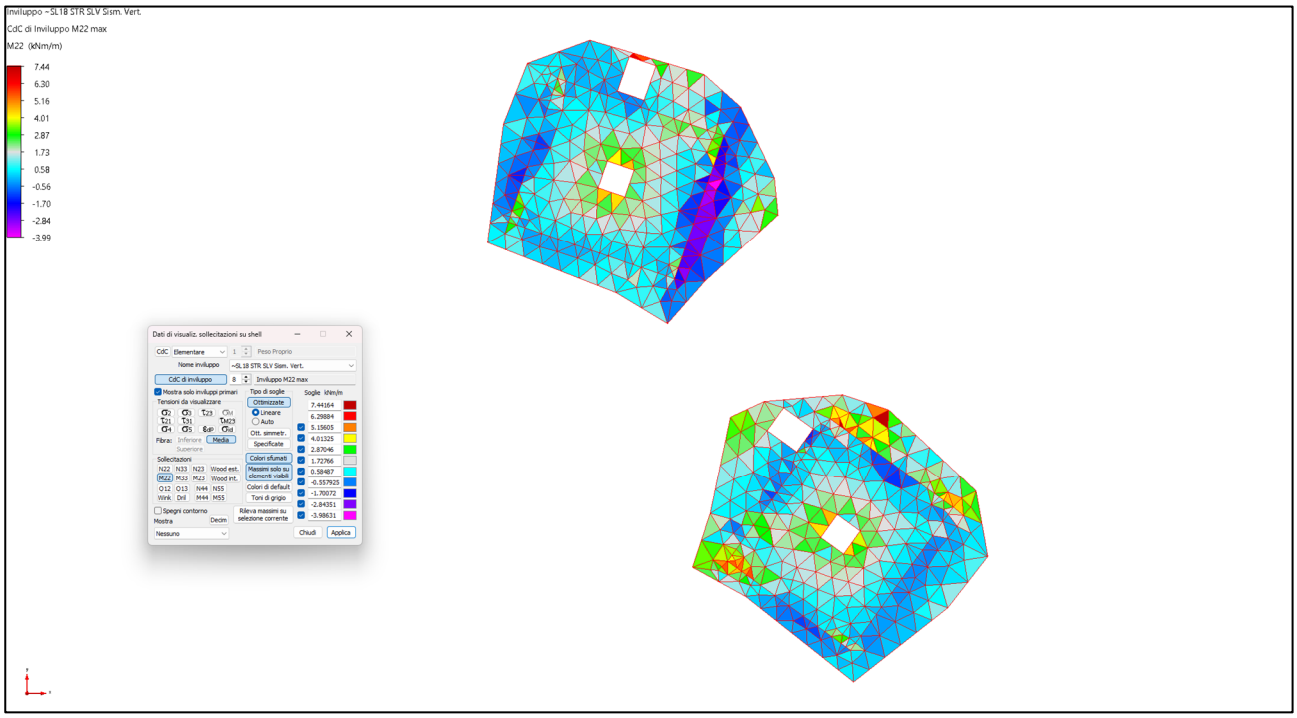


Fig. 11-46 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 max

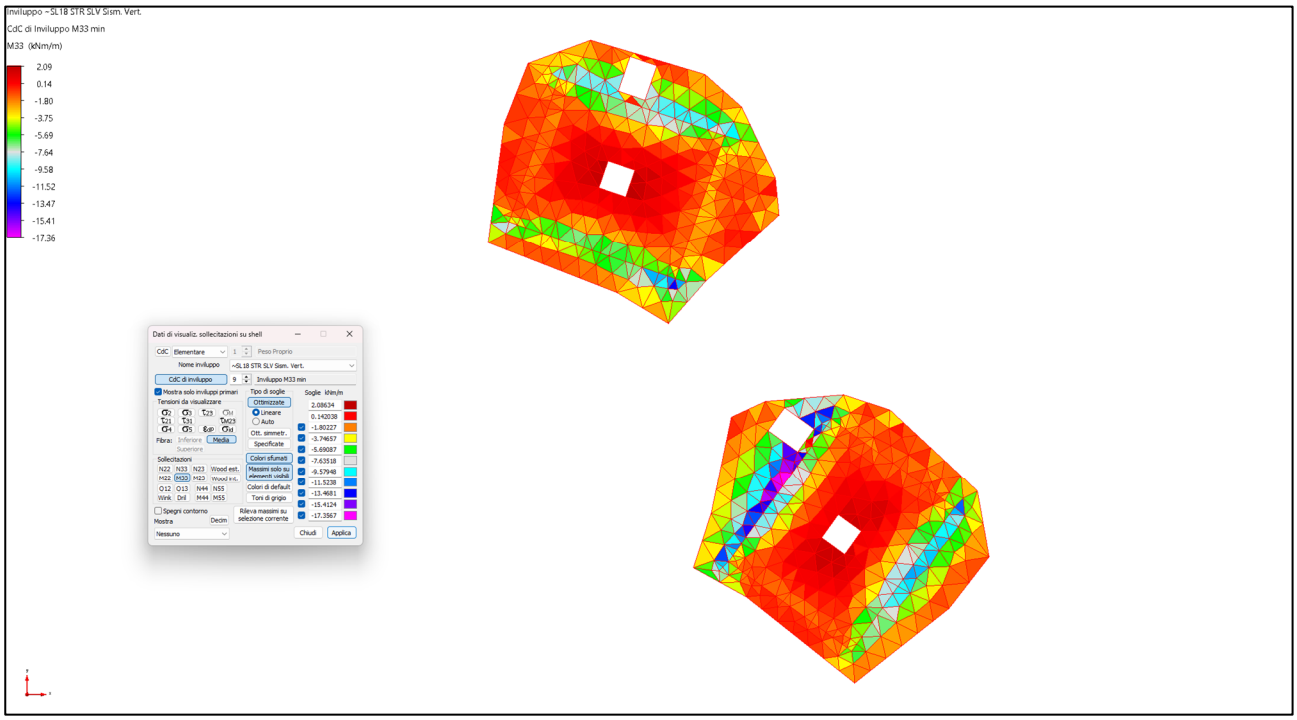


Fig. 11-47 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 min

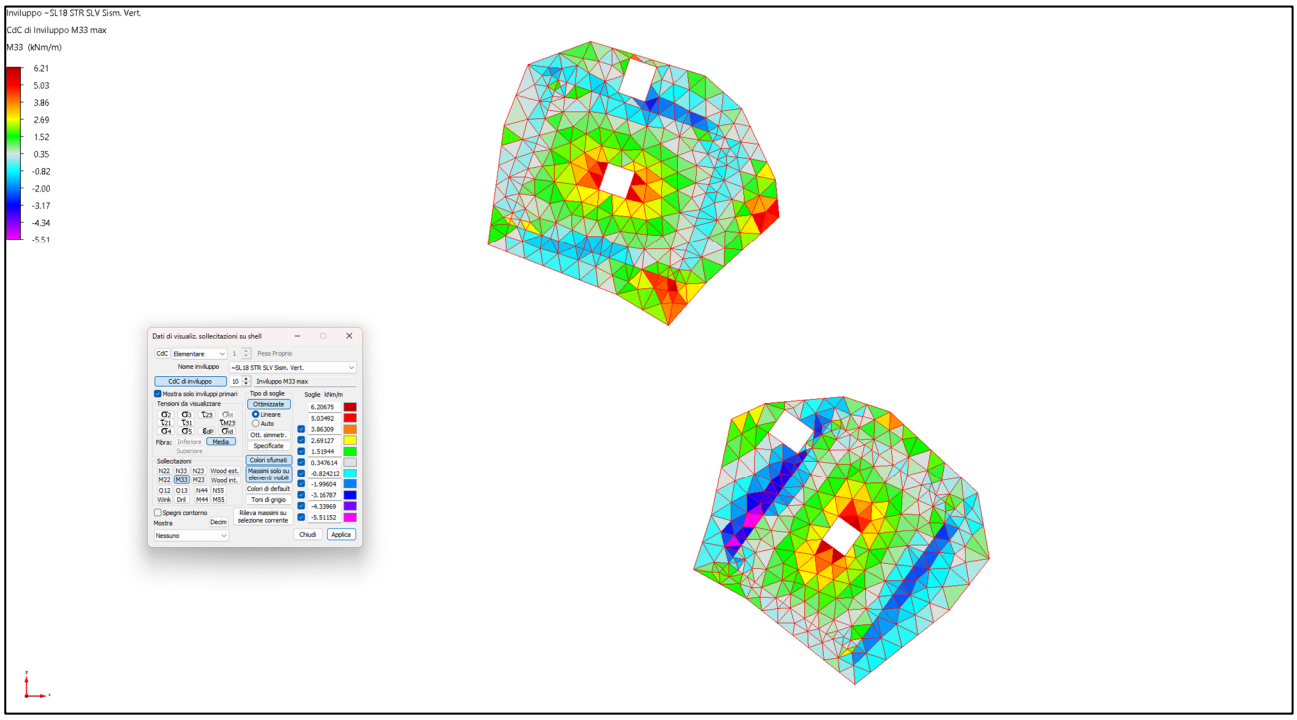


Fig. 11-48 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 max

11.9 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA SOLETTA SOL_E

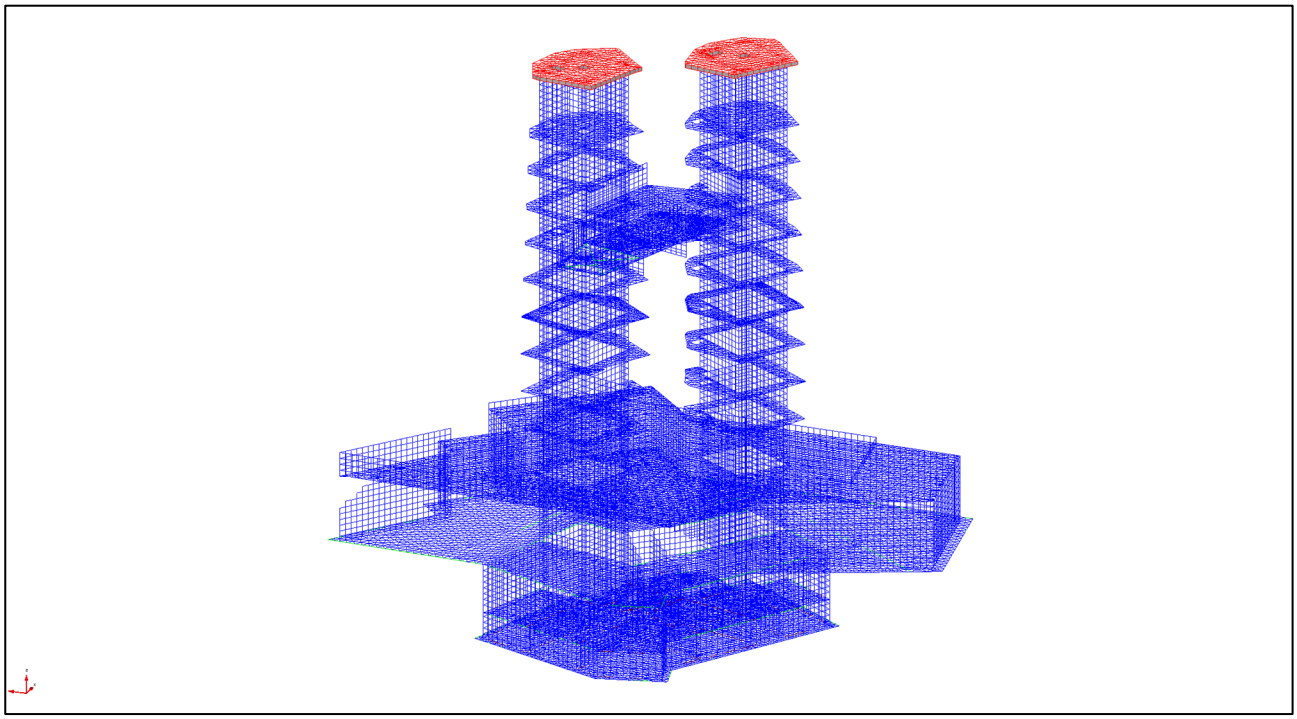


Fig. 11-49 – Localizzazione dell'elemento strutturale

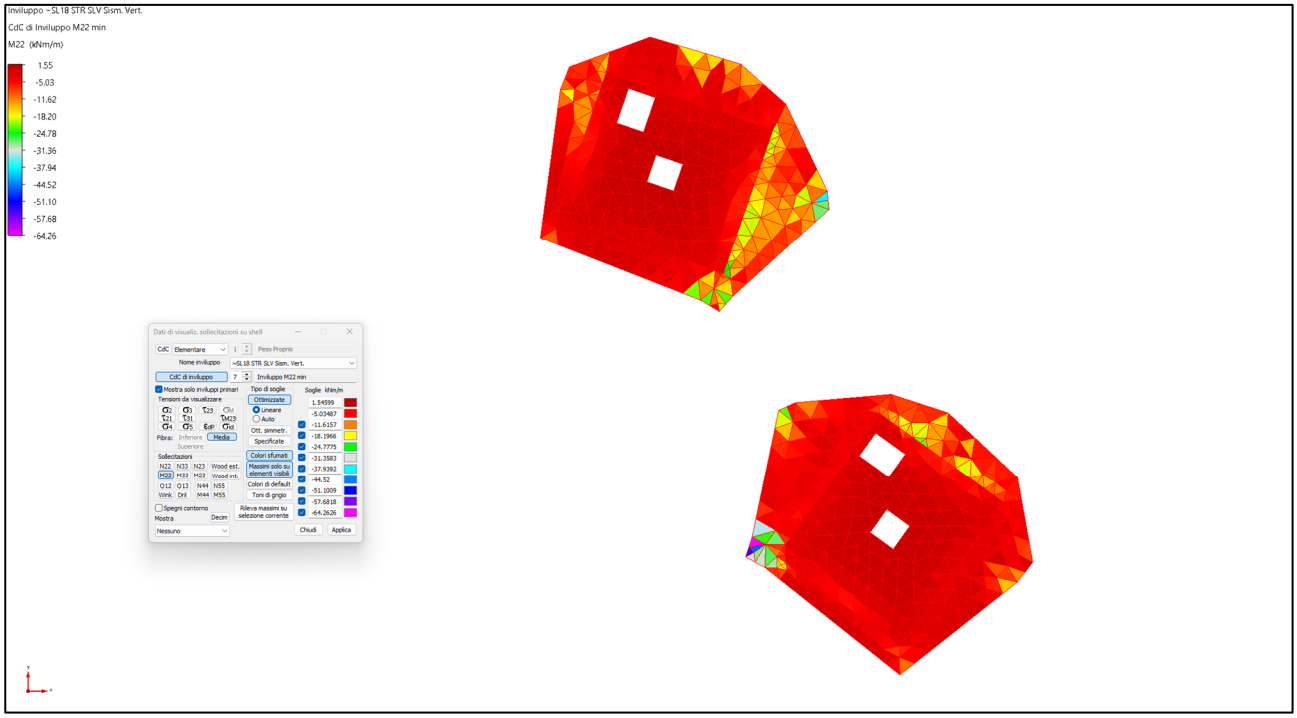


Fig. 11-50 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 min

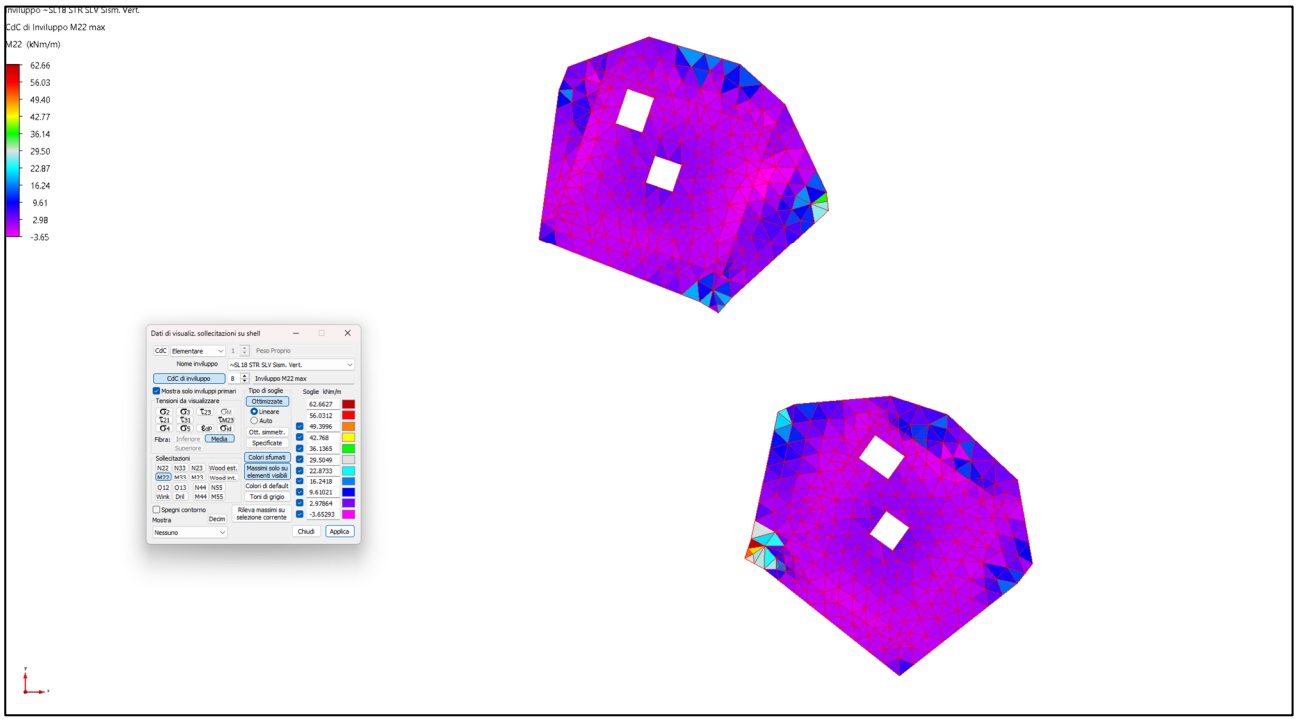


Fig. 11-51 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 max

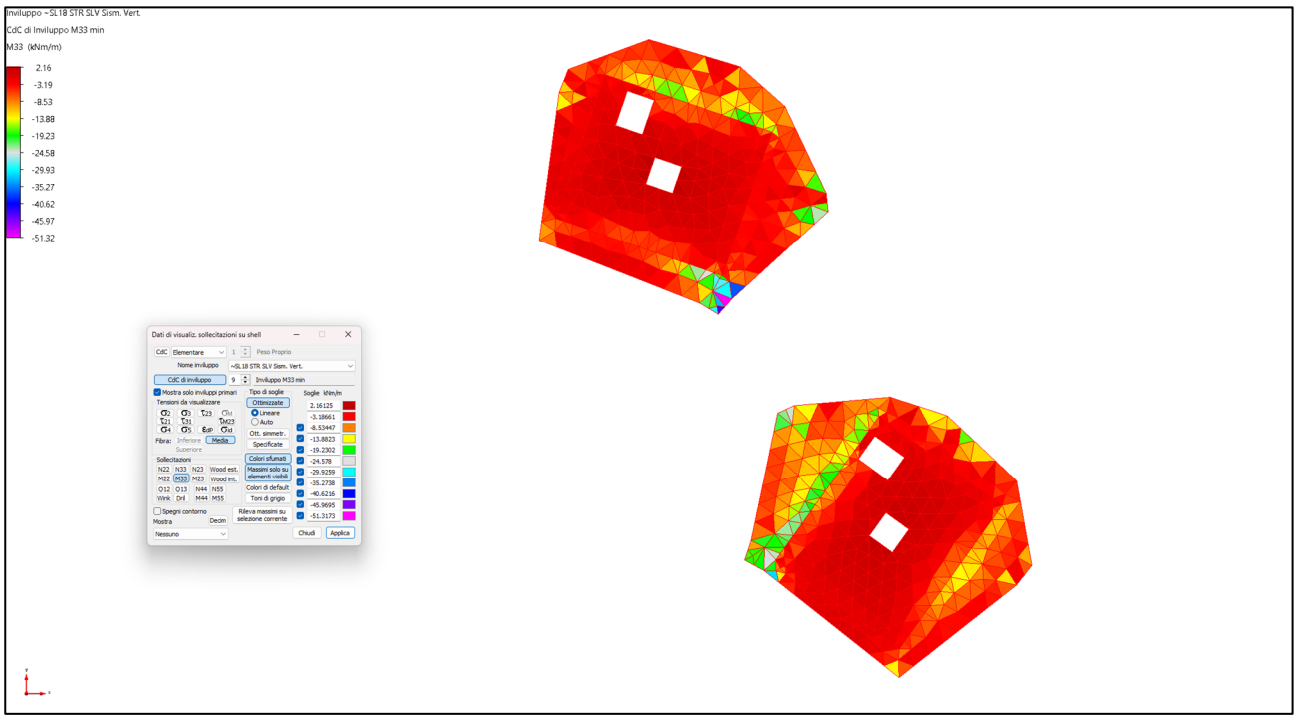


Fig. 11-52 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 min

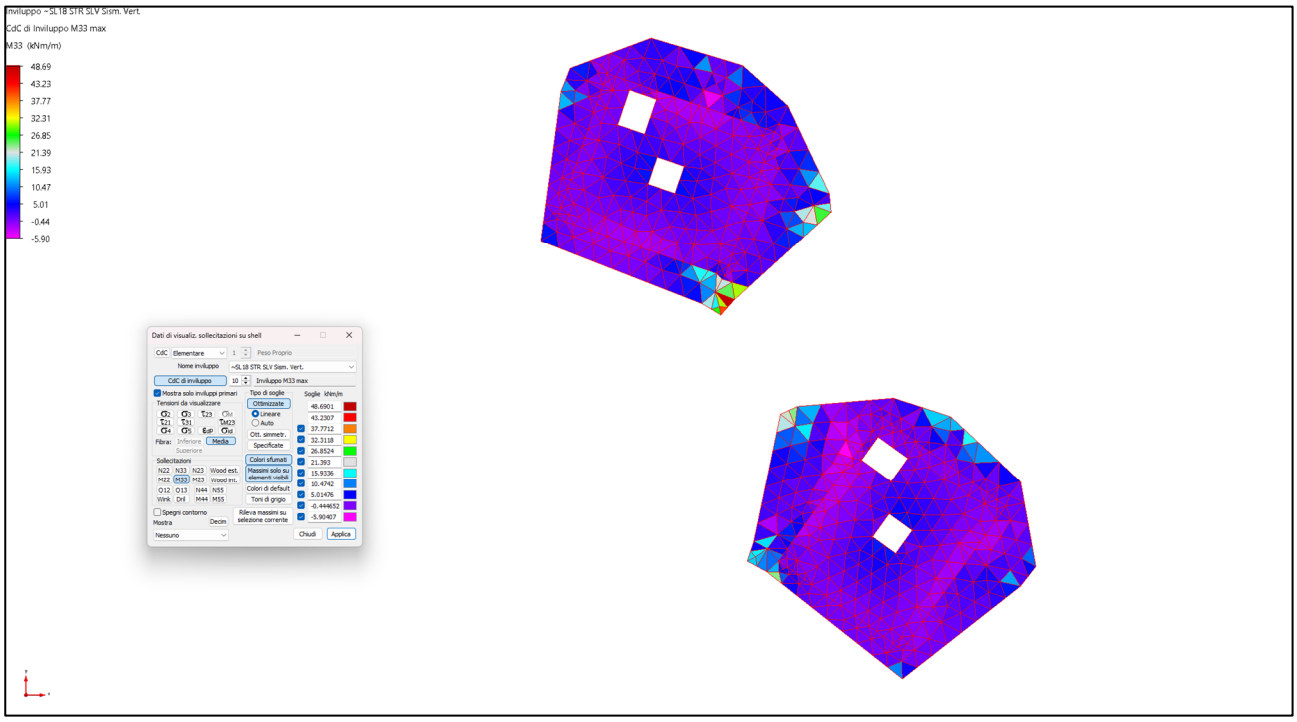


Fig. 11-53 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 max

11.10 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLA SOLETTE INTERMEDIE DELLA TORRE

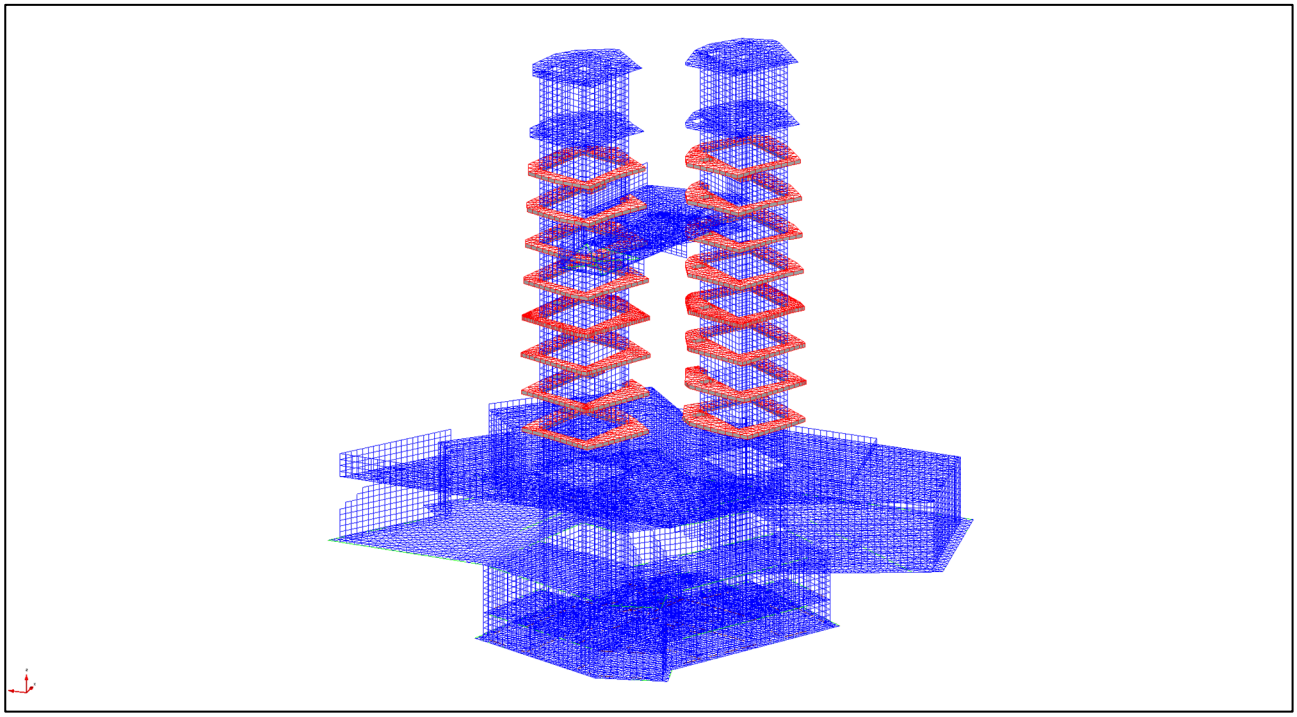


Fig. 11-54 – Localizzazione dell'elemento strutturale

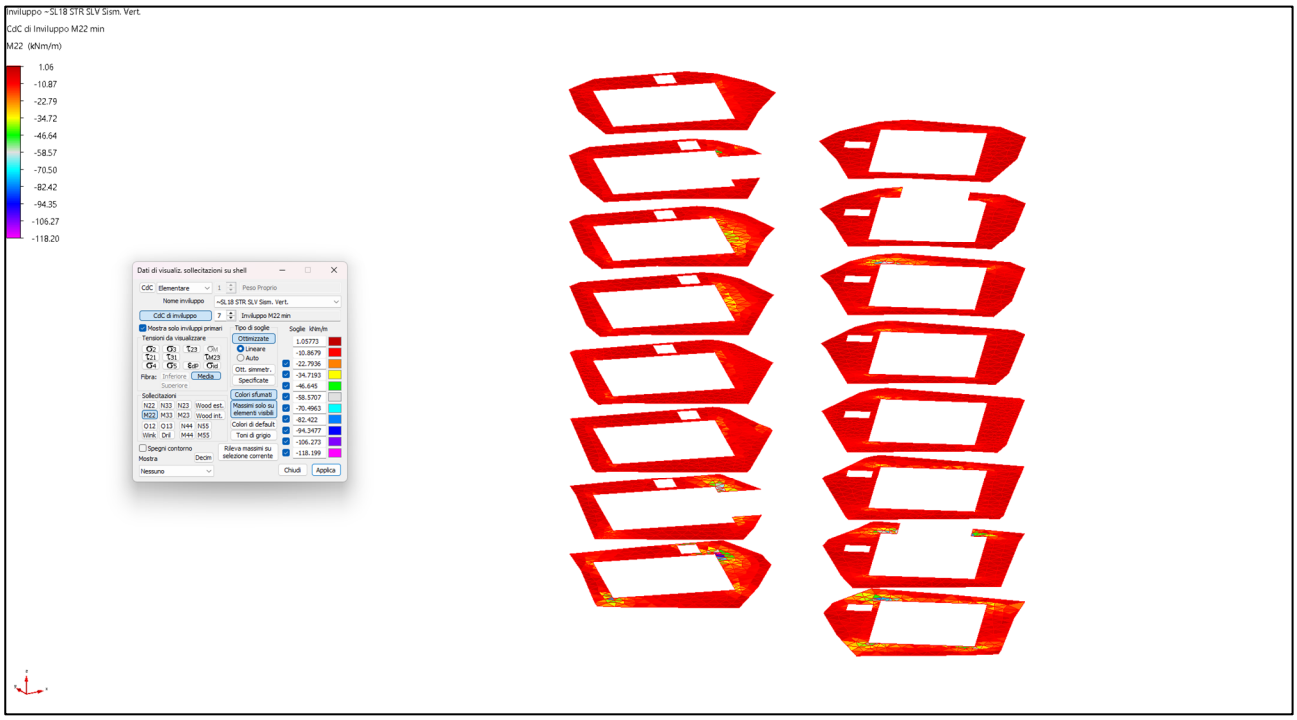


Fig. 11-55 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 min

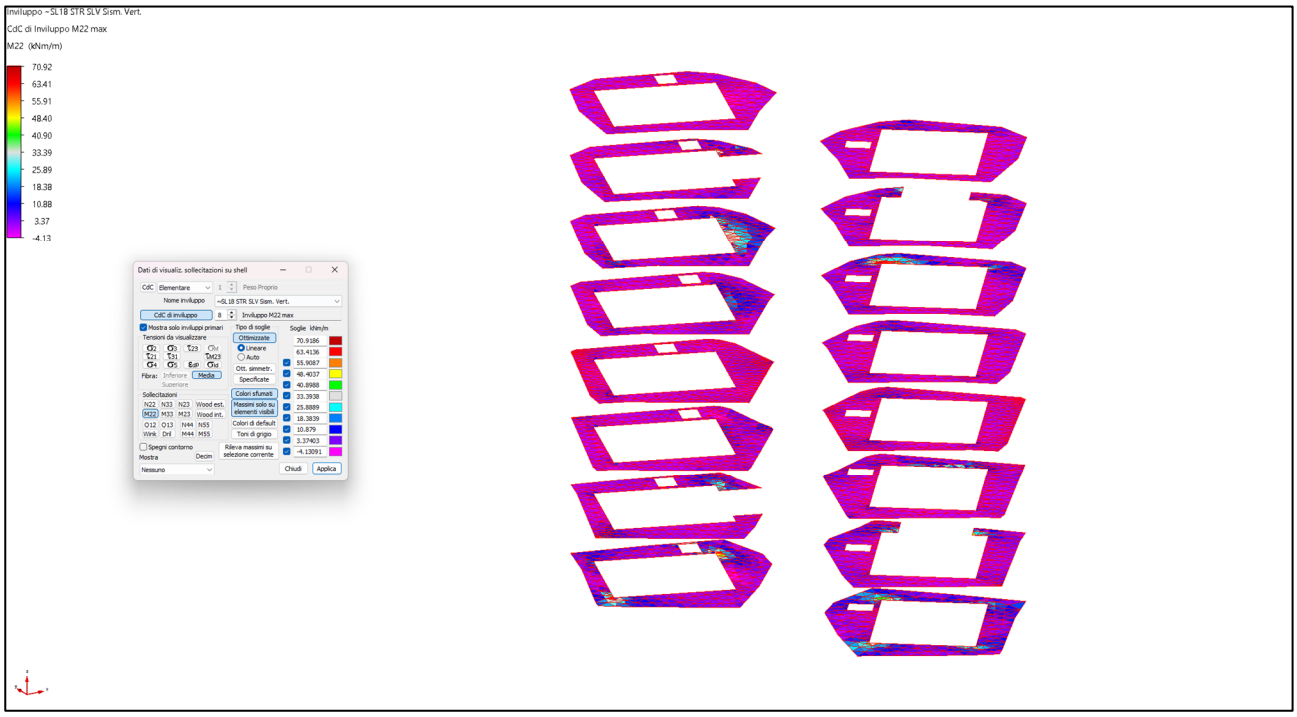


Fig. 11-56 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 max



Fig. 11-57 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 min

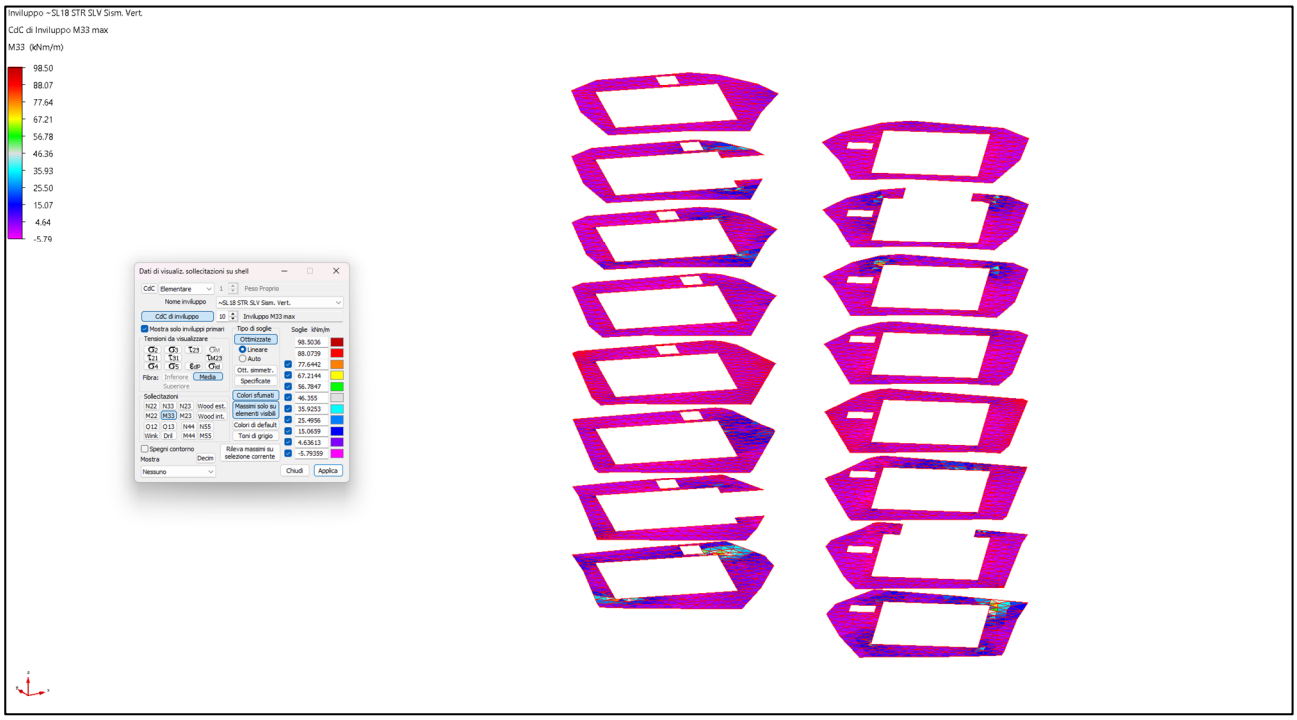


Fig. 11-58 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 max

11.11 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLE ELEVAZIONI – DA PL_01 A PL_02 / SOL_A1

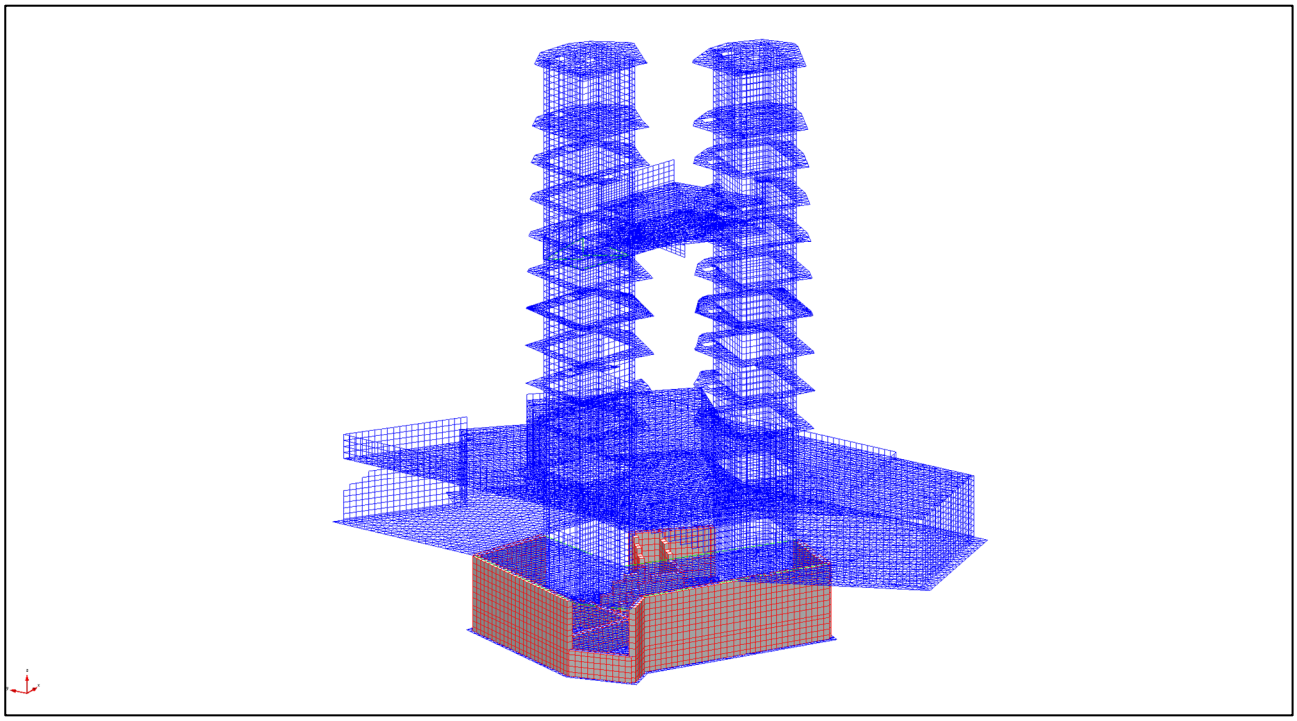


Fig. 11-59 – Localizzazione dell'elemento strutturale

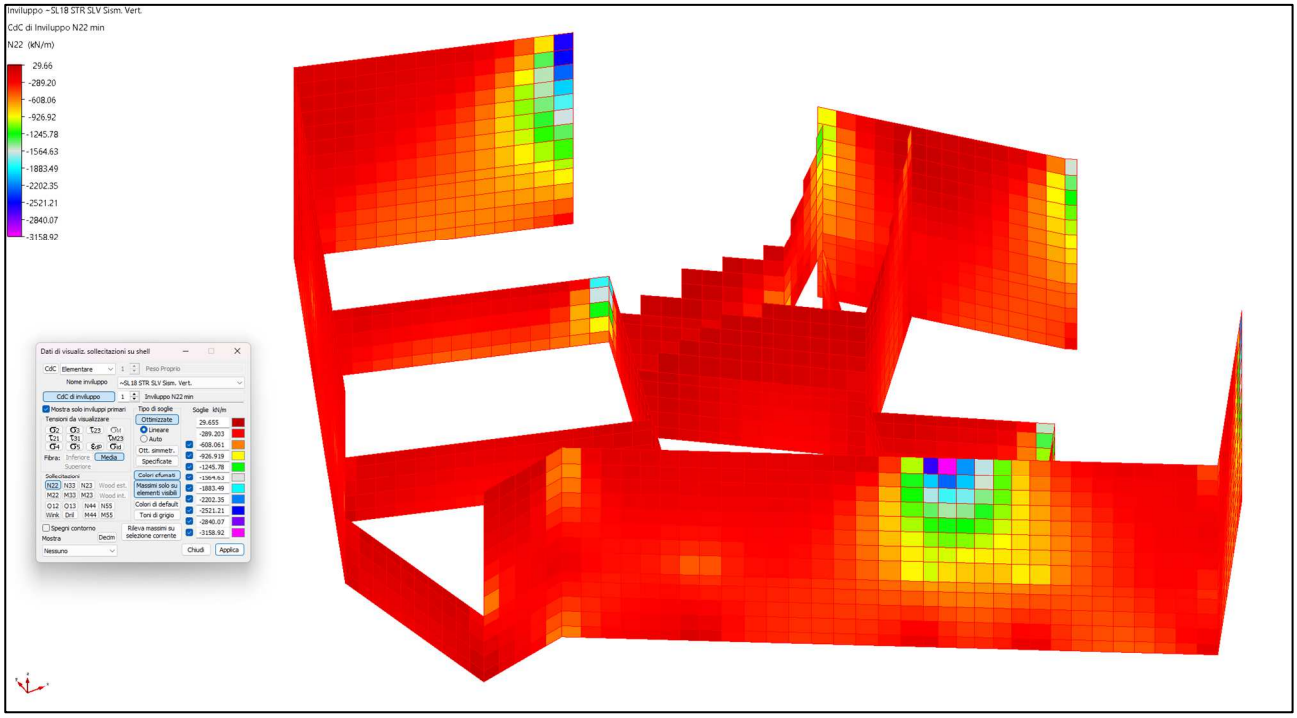


Fig. 11-60 – Combinazione SLU – Inviluppo N22 min

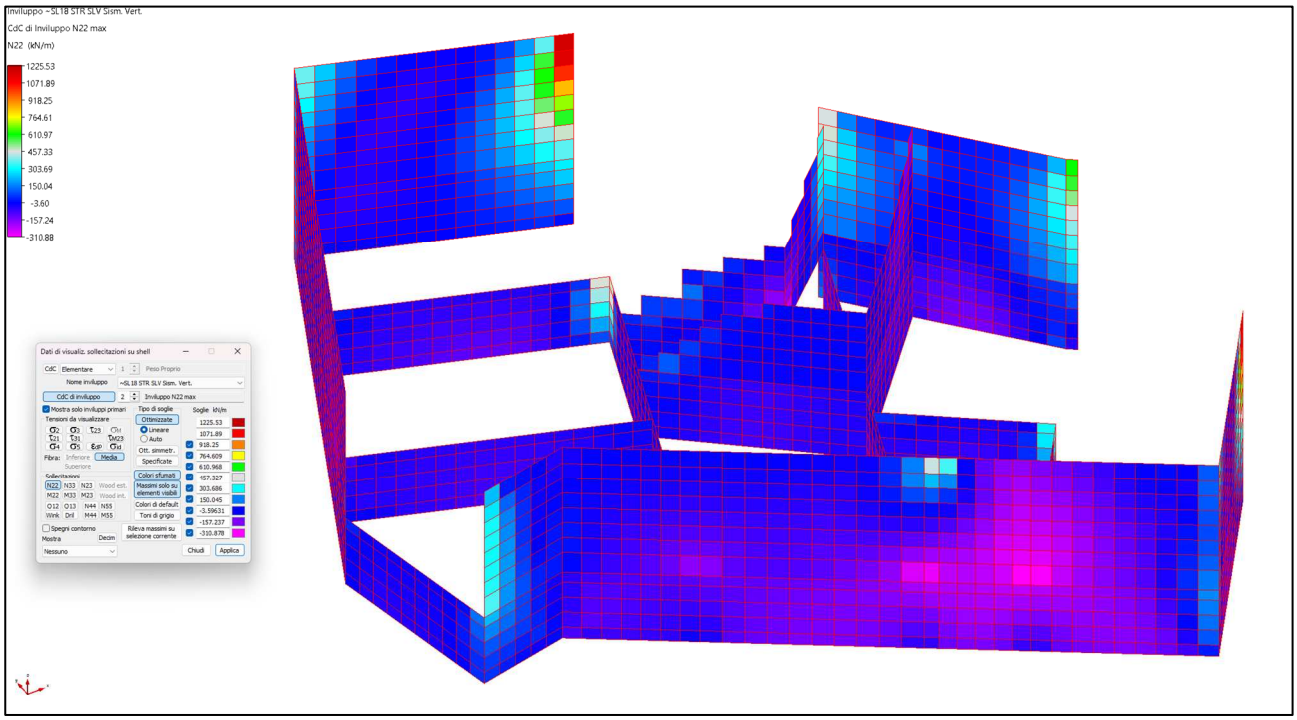


Fig. 11-61 – Combinazione SLU – Inviluppo N22 max

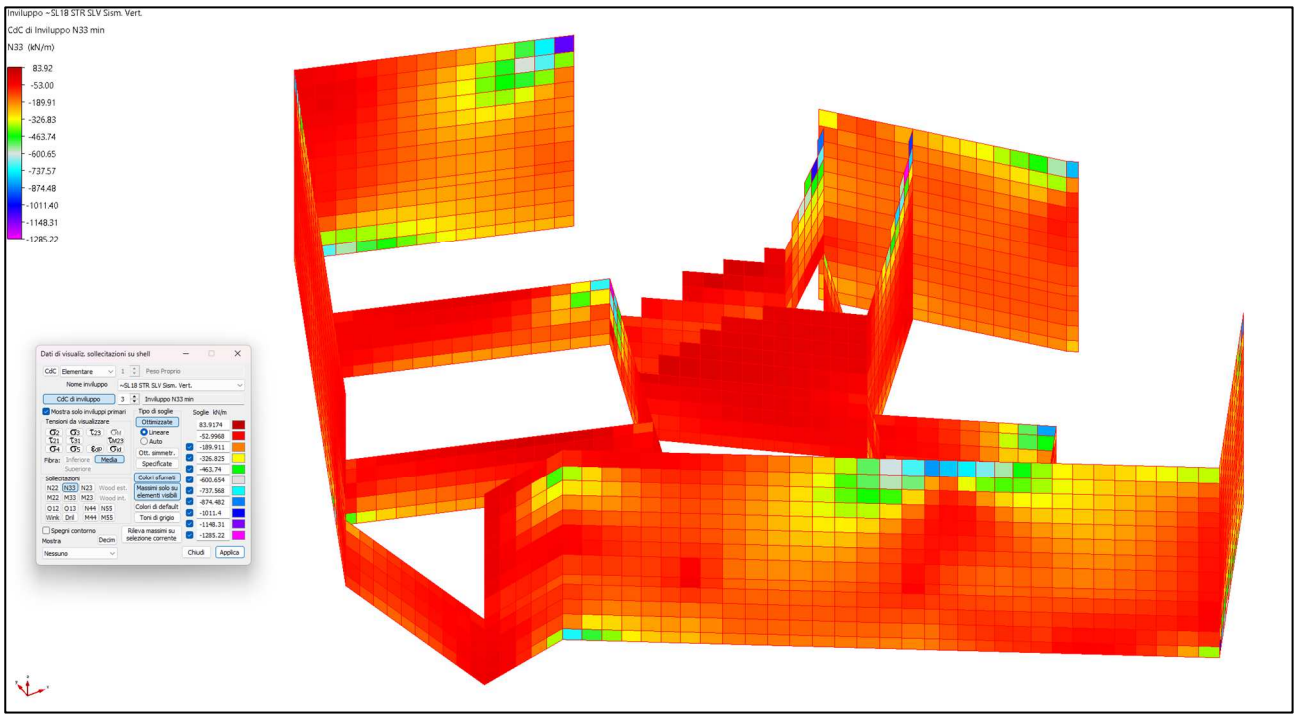


Fig. 11-62 – Combinazione SLU – Inviluppo N33 min

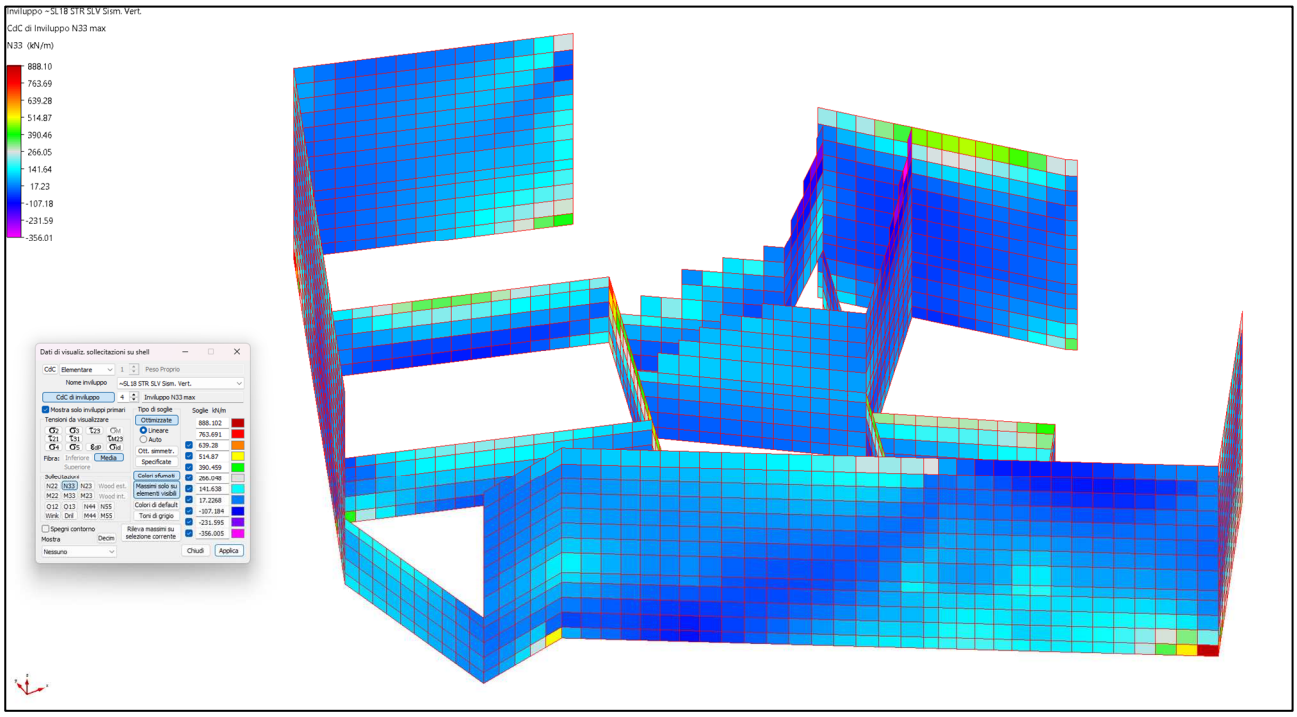


Fig. 11-63 – Combinazione SLU – Inviluppo N33 max

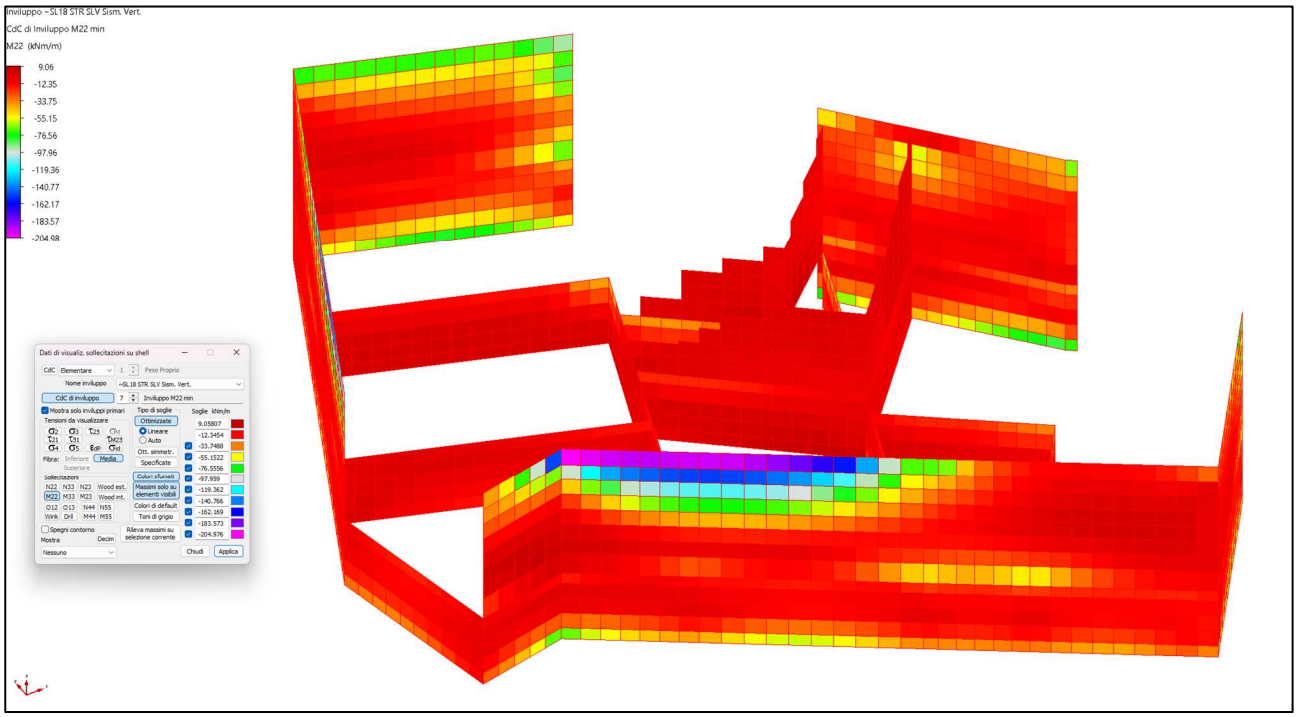


Fig. 11-64 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 min

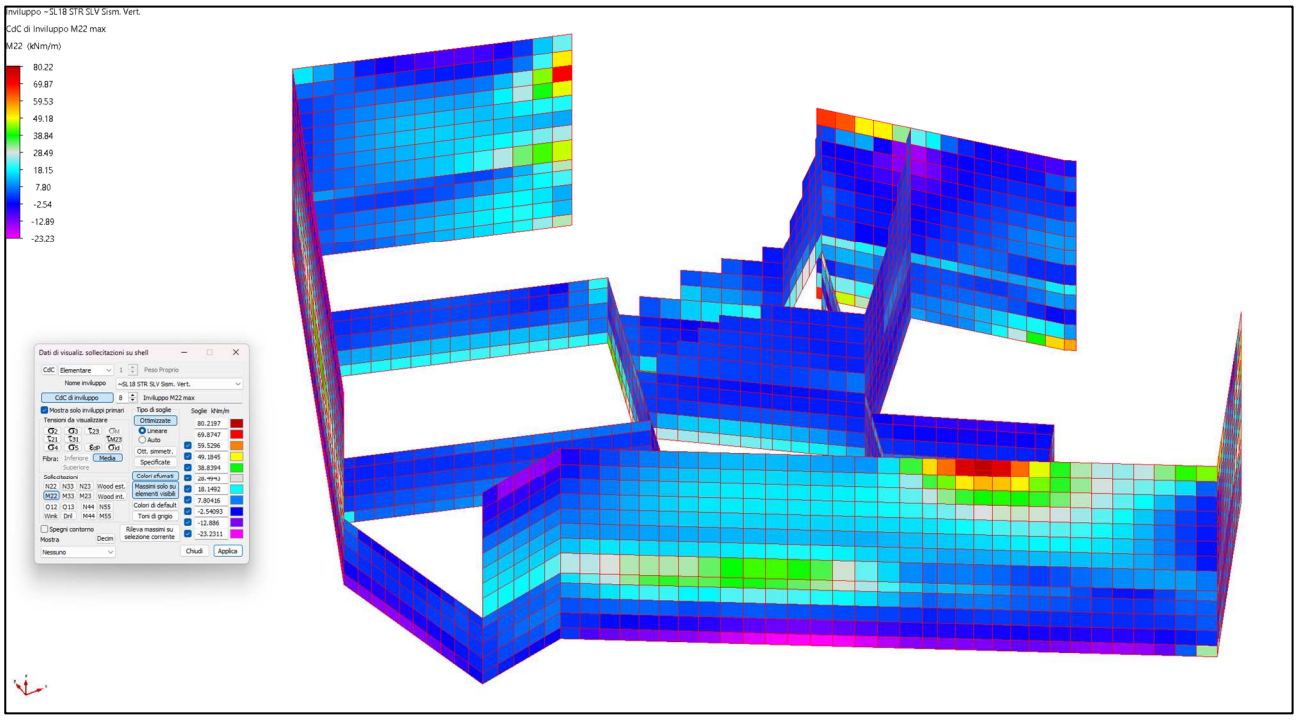


Fig. 11-65 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 max

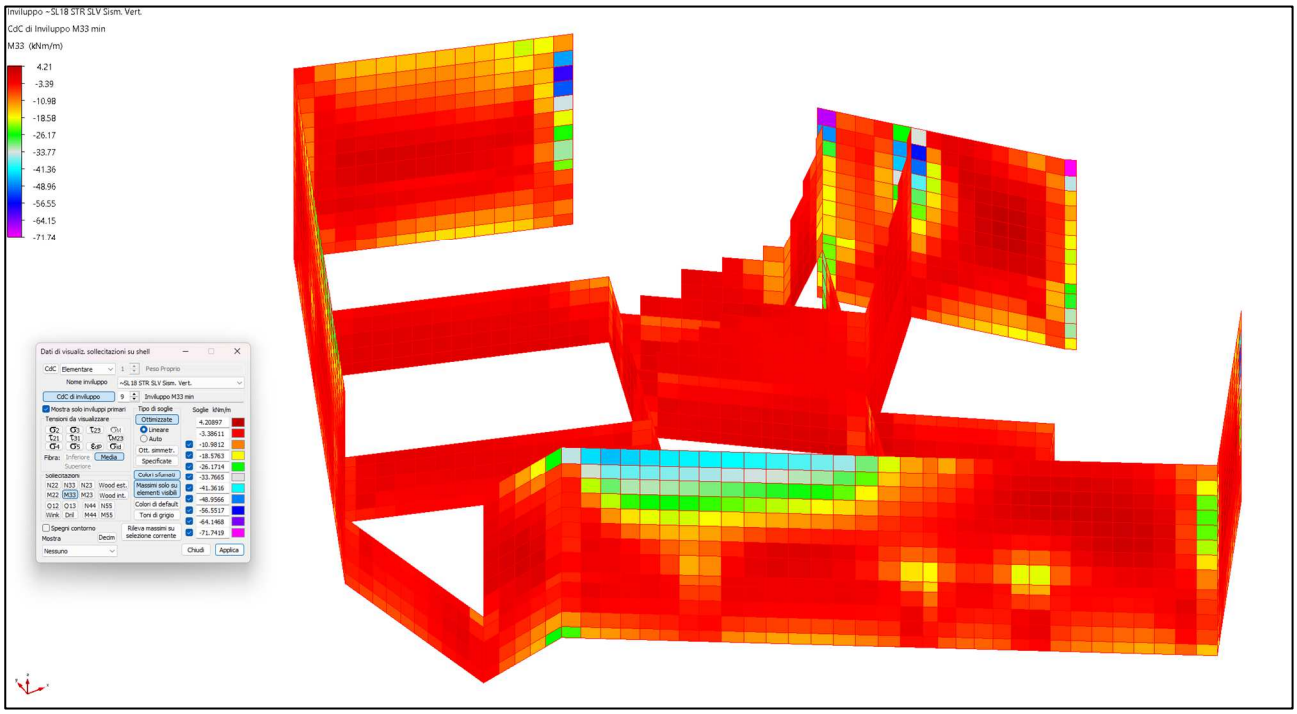


Fig. 11-66 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 min

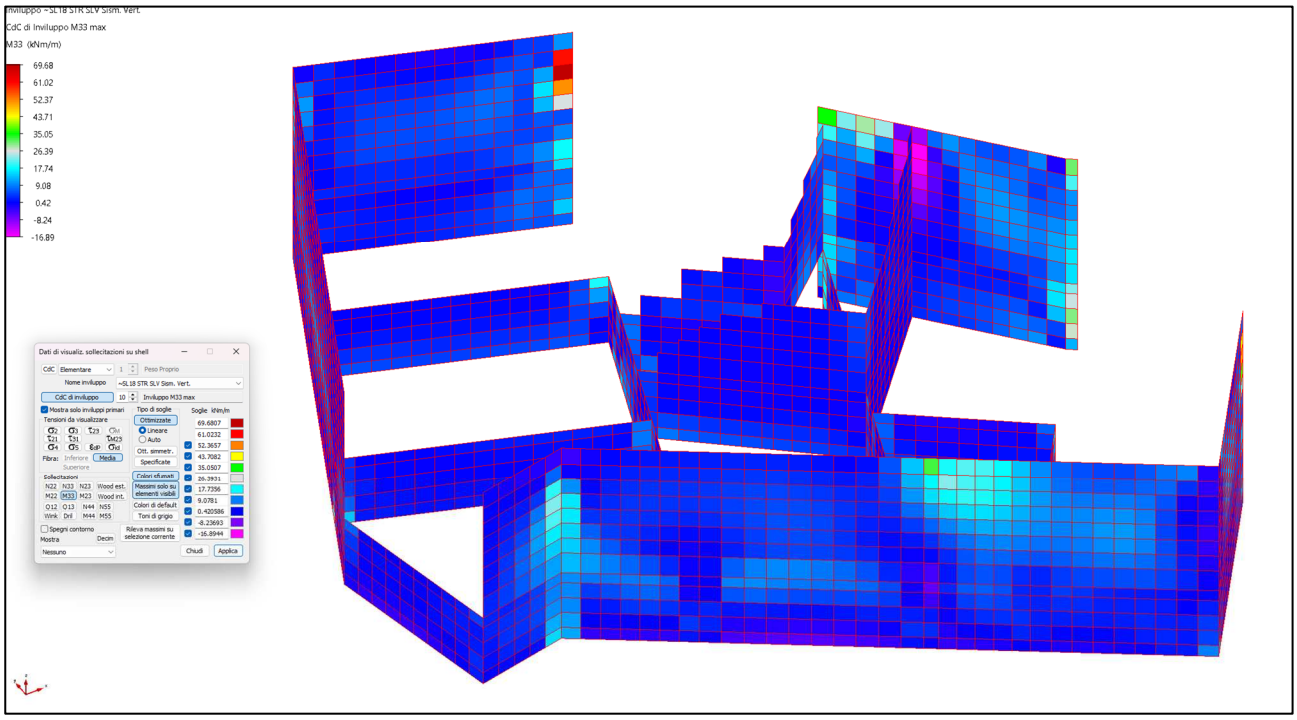


Fig. 11-67 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 max

11.12 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLE ELEVAZIONI – PL_02 / SOL_A1 A SOL_A

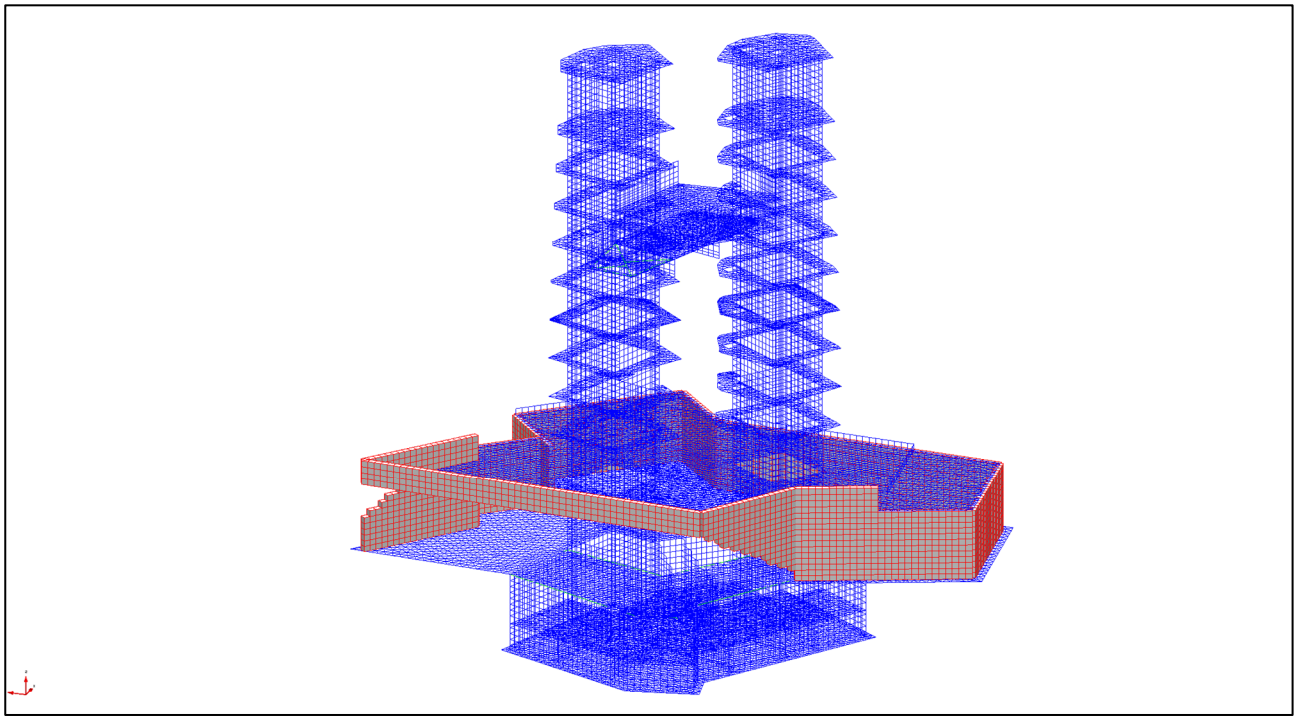


Fig. 11-68 – Localizzazione dell'elemento strutturale

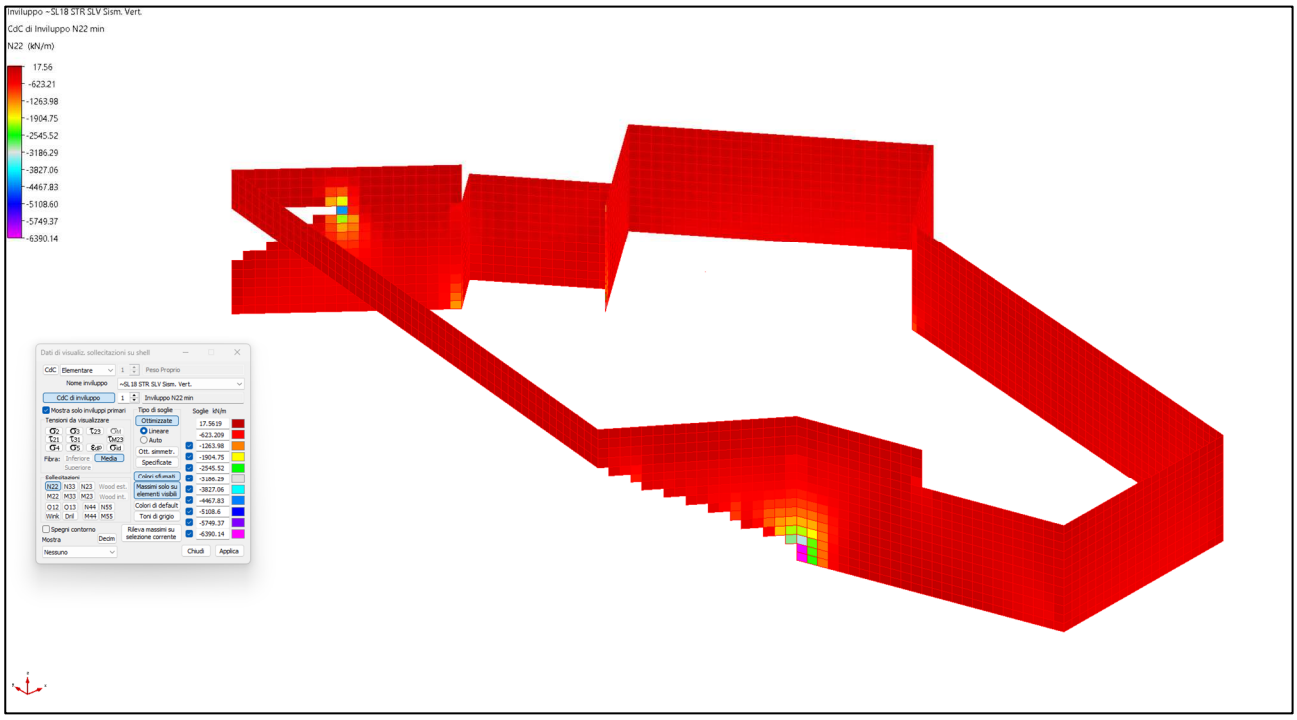


Fig. 11-69 – Combinazione SLU – Inviluppo N22 min

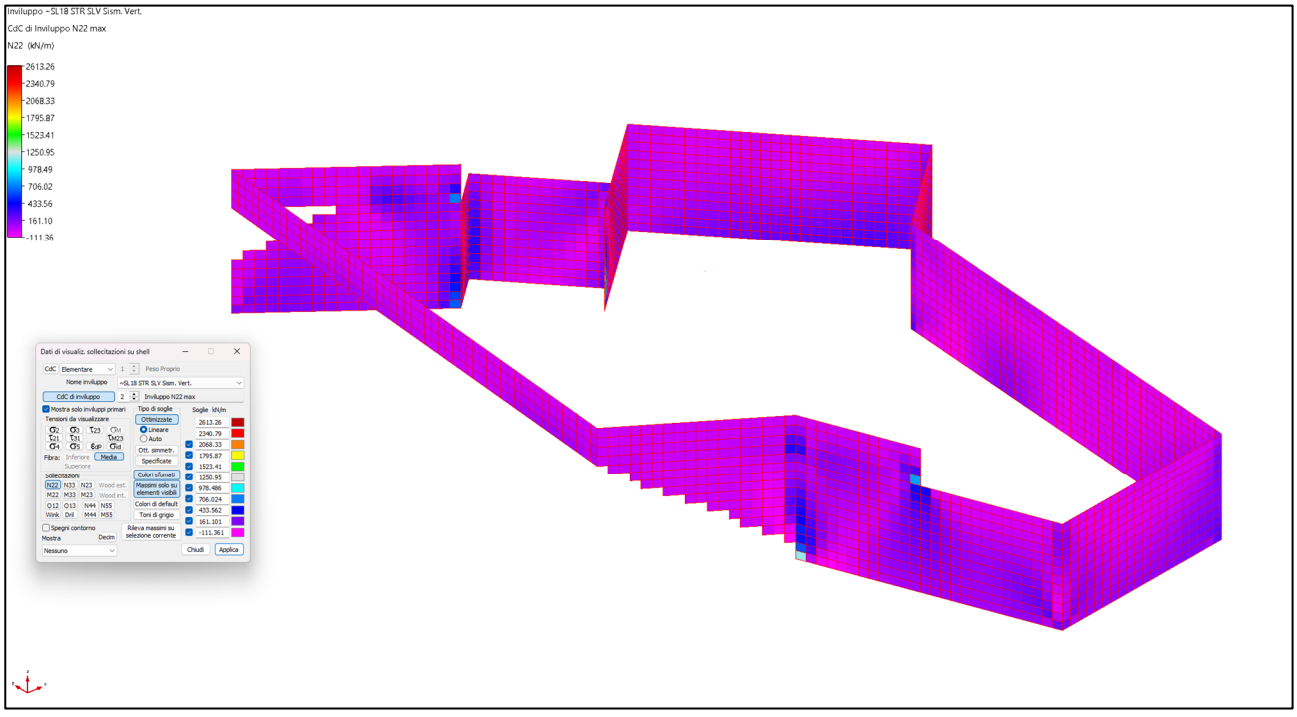


Fig. 11-70 – Combinazione SLU – Inviluppo N22 max

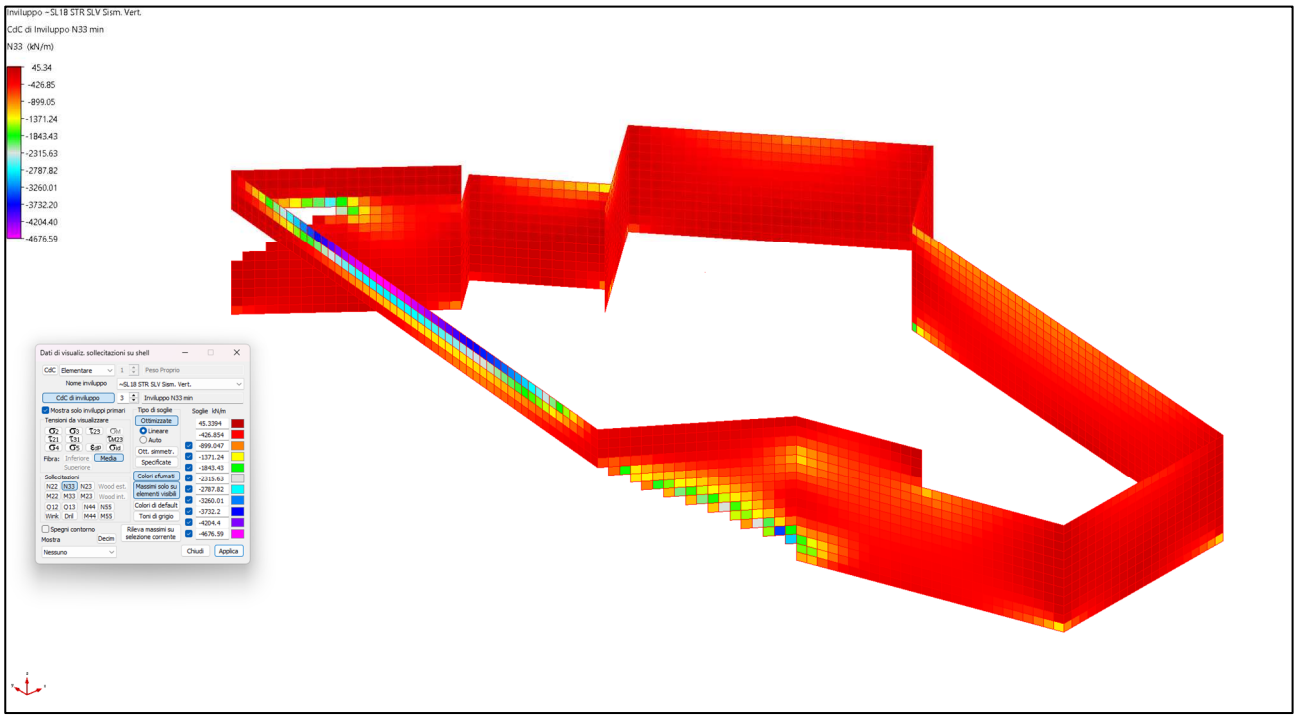


Fig. 11-71 – Combinazione SLU – Inviluppo N33 min

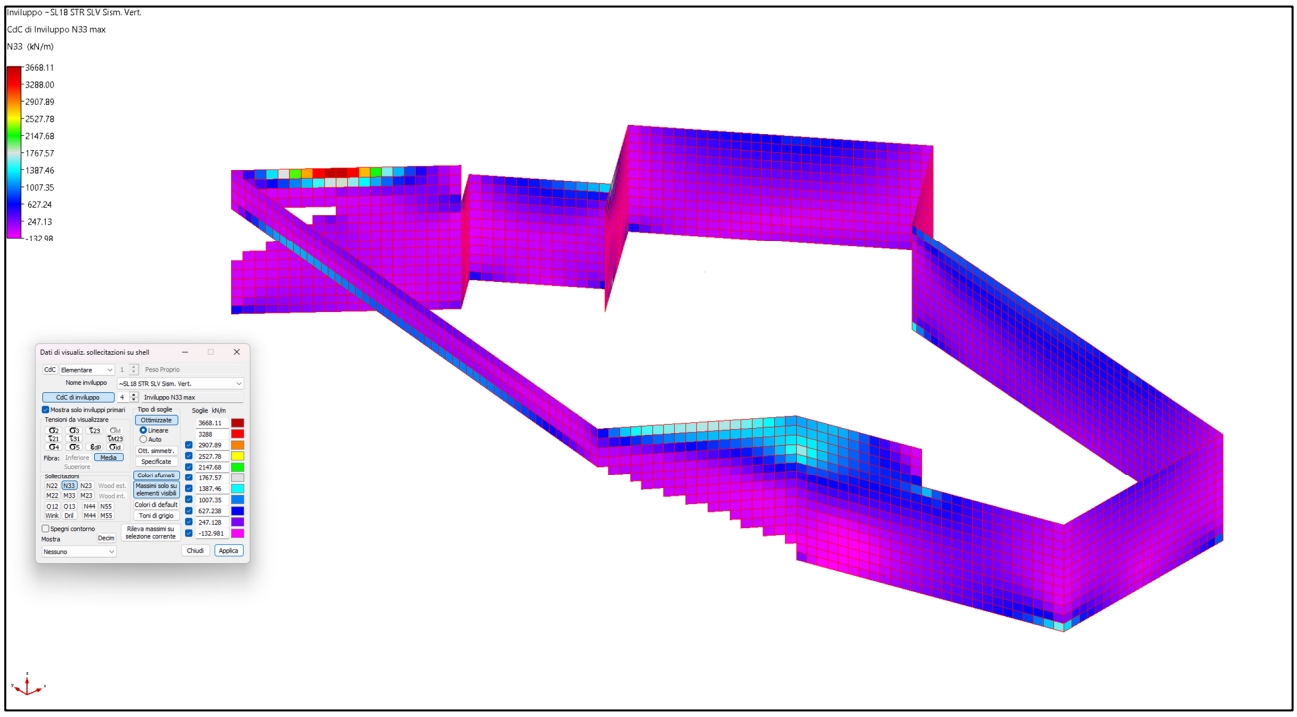


Fig. 11-72 – Combinazione SLU – Inviluppo N33 max

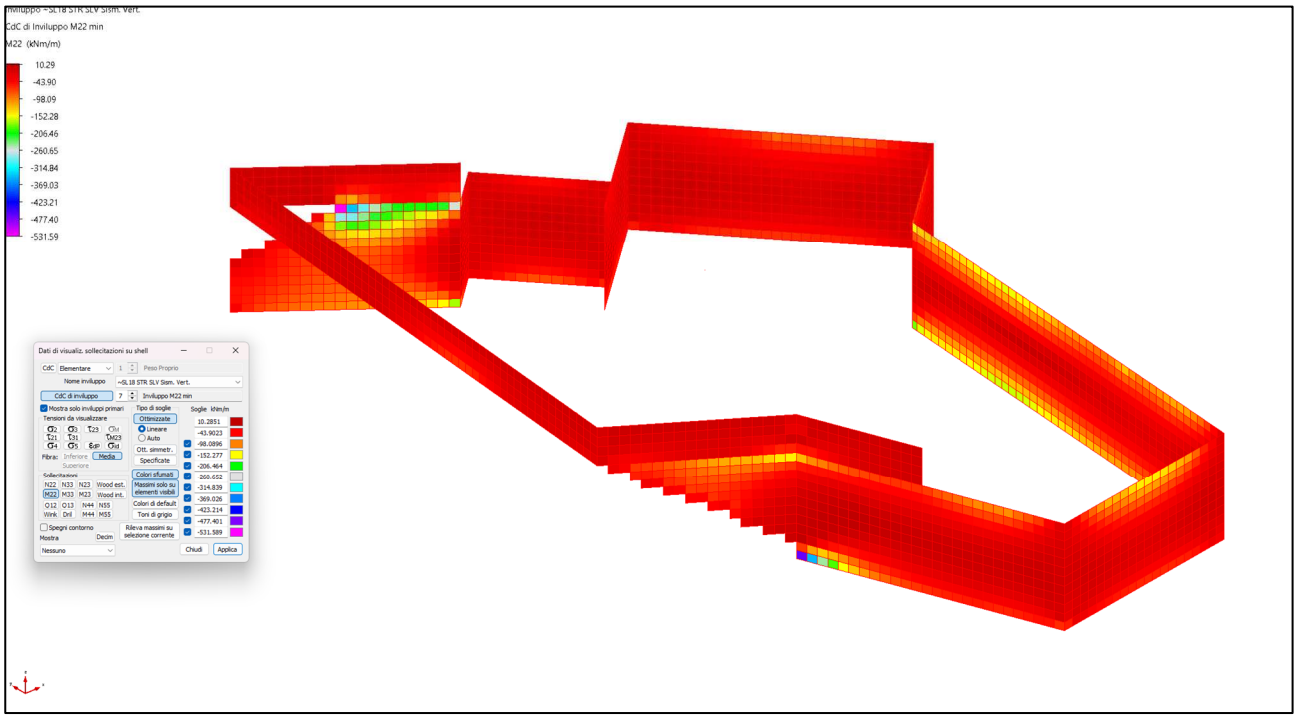


Fig. 11-73 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 min

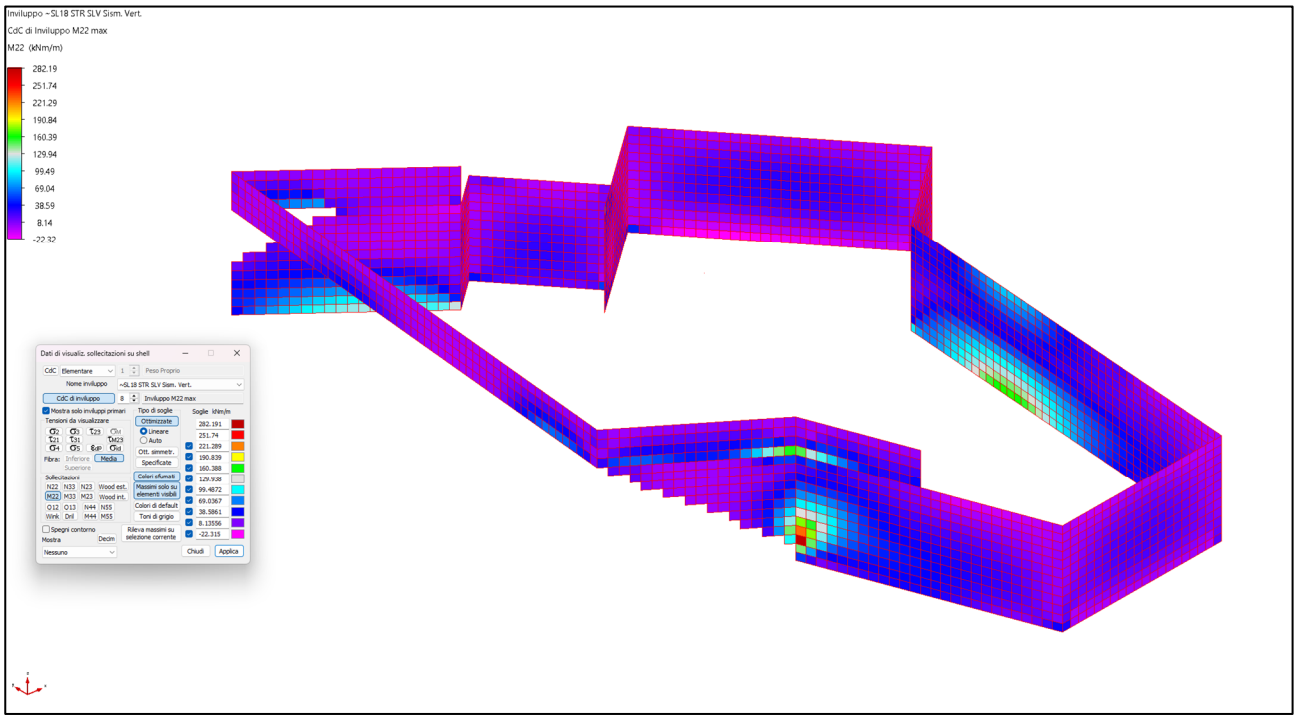


Fig. 11-74 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 max

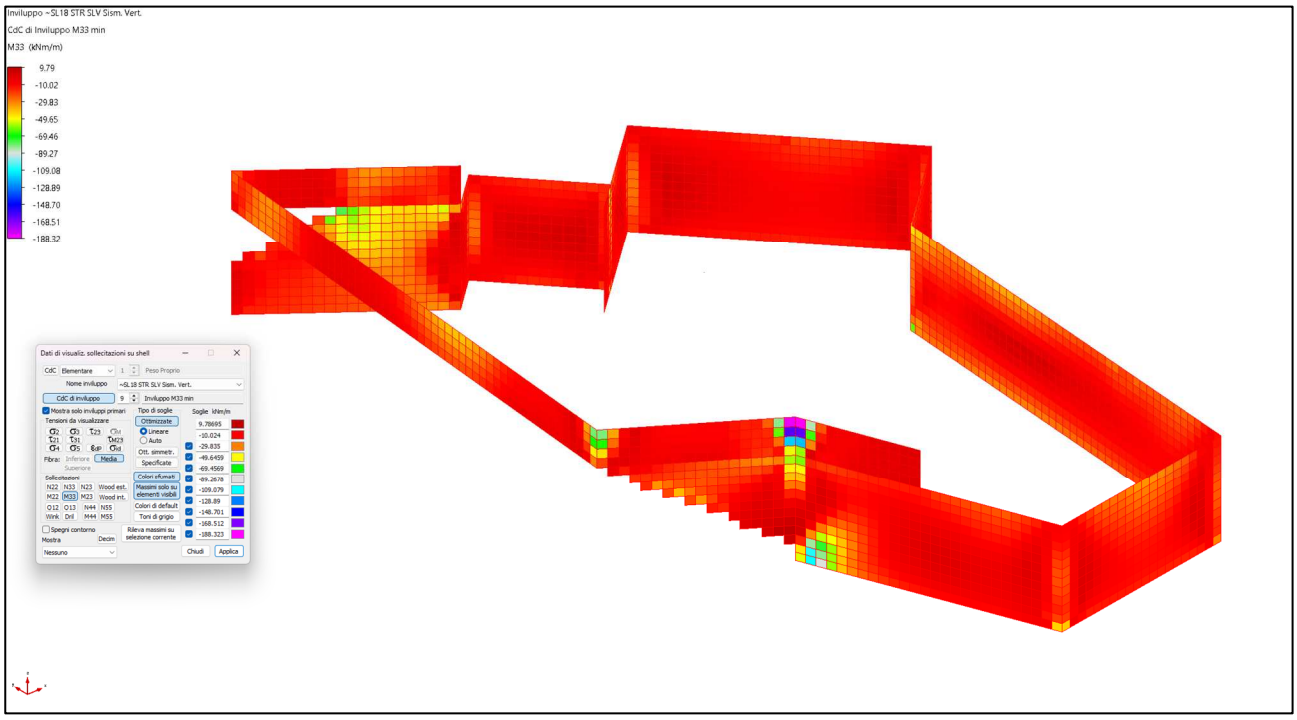


Fig. 11-75 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 min

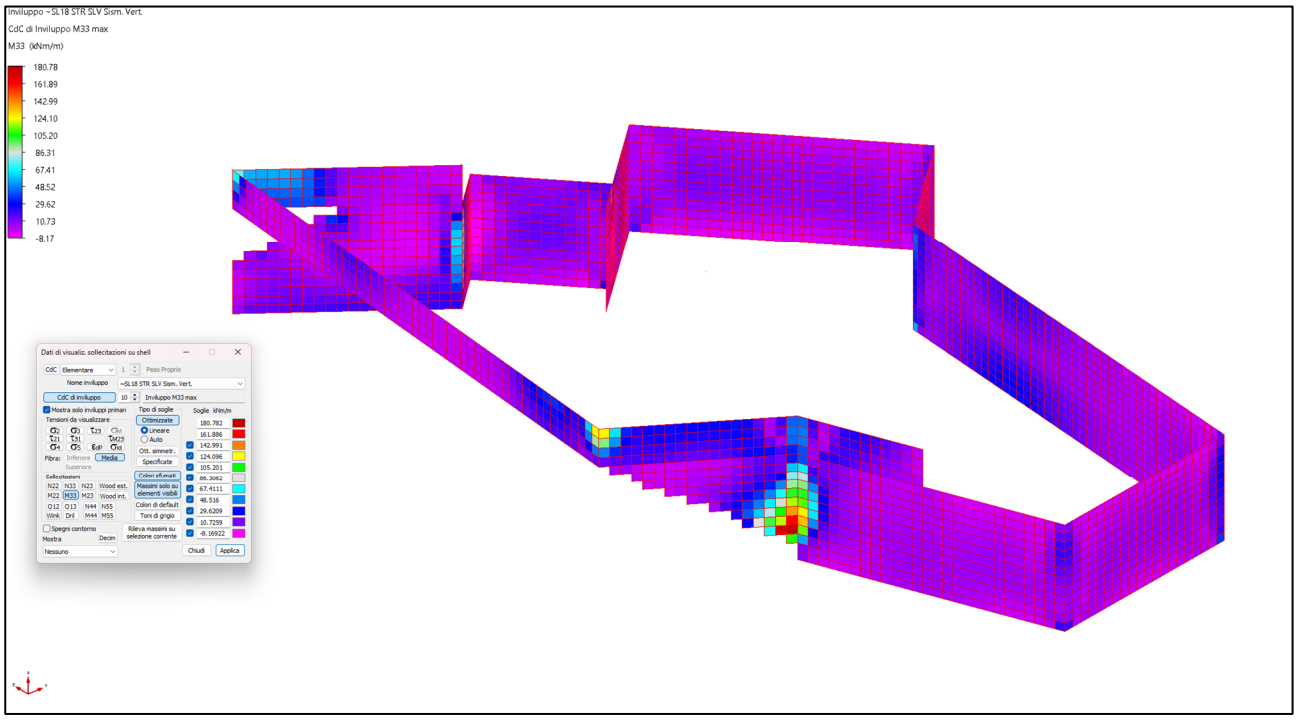


Fig. 11-76 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 max

11.13 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLE ELEVAZIONI – SETTI INTERNI 01, 02 E 03

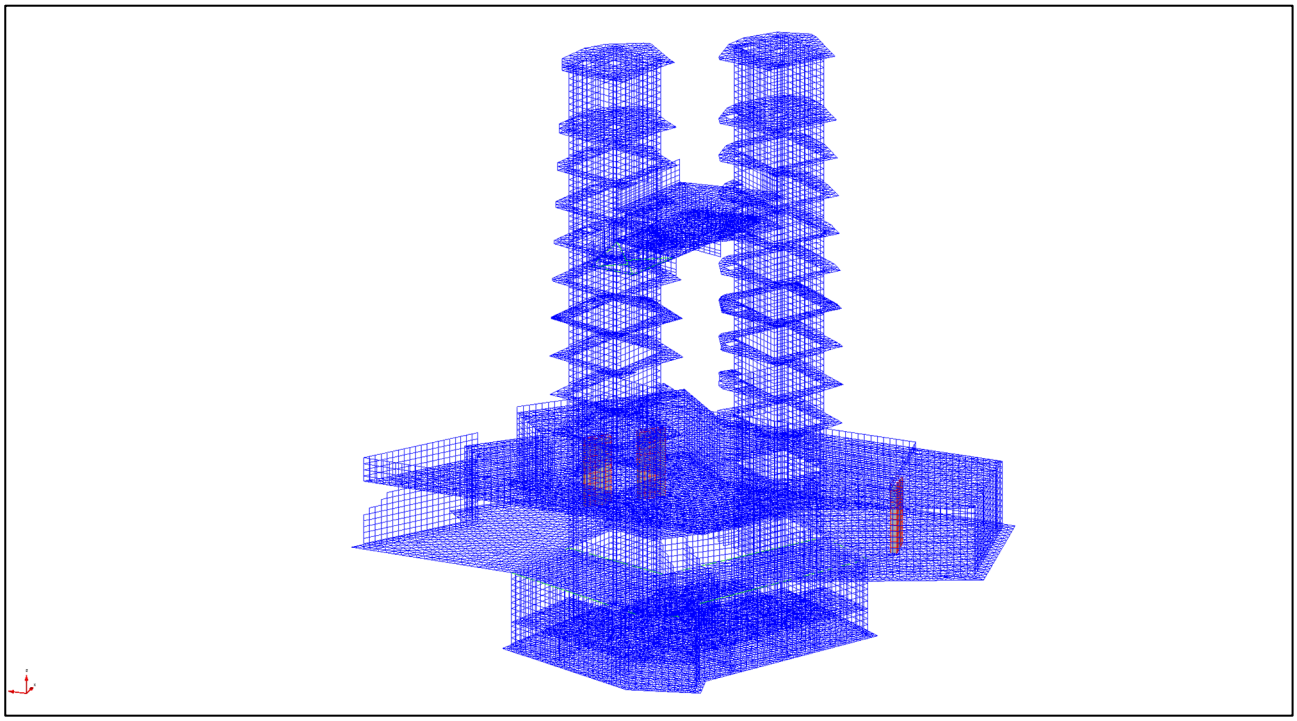


Fig. 11-77 – Localizzazione dell'elemento strutturale

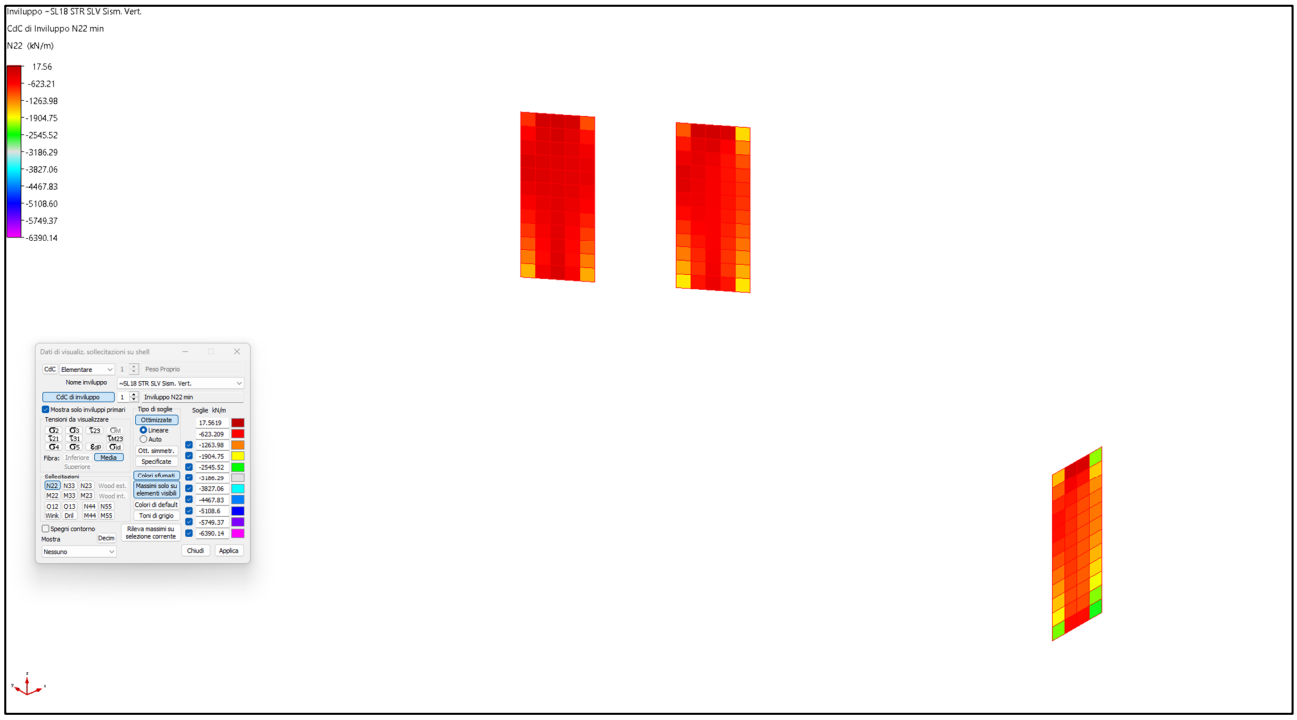


Fig. 11-78 – Combinazione SLU – Inviluppo N22 min

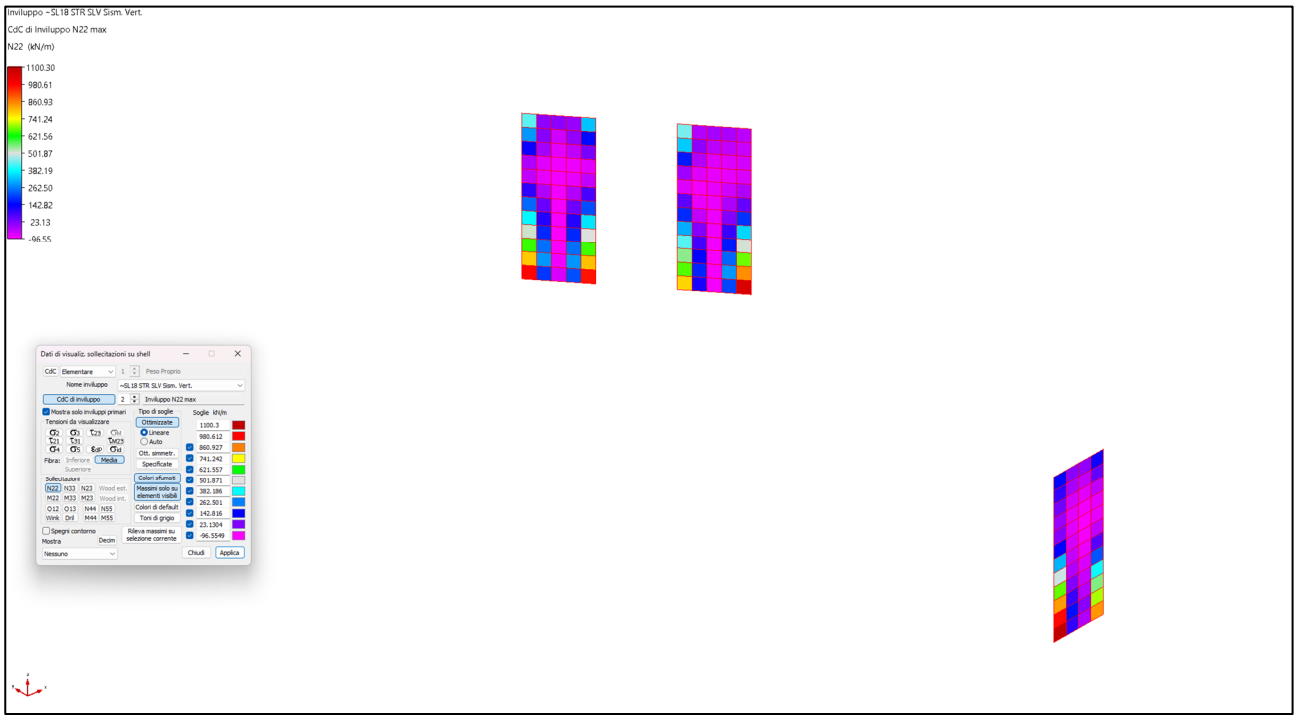


Fig. 11-79 – Combinazione SLU – Inviluppo N22 max

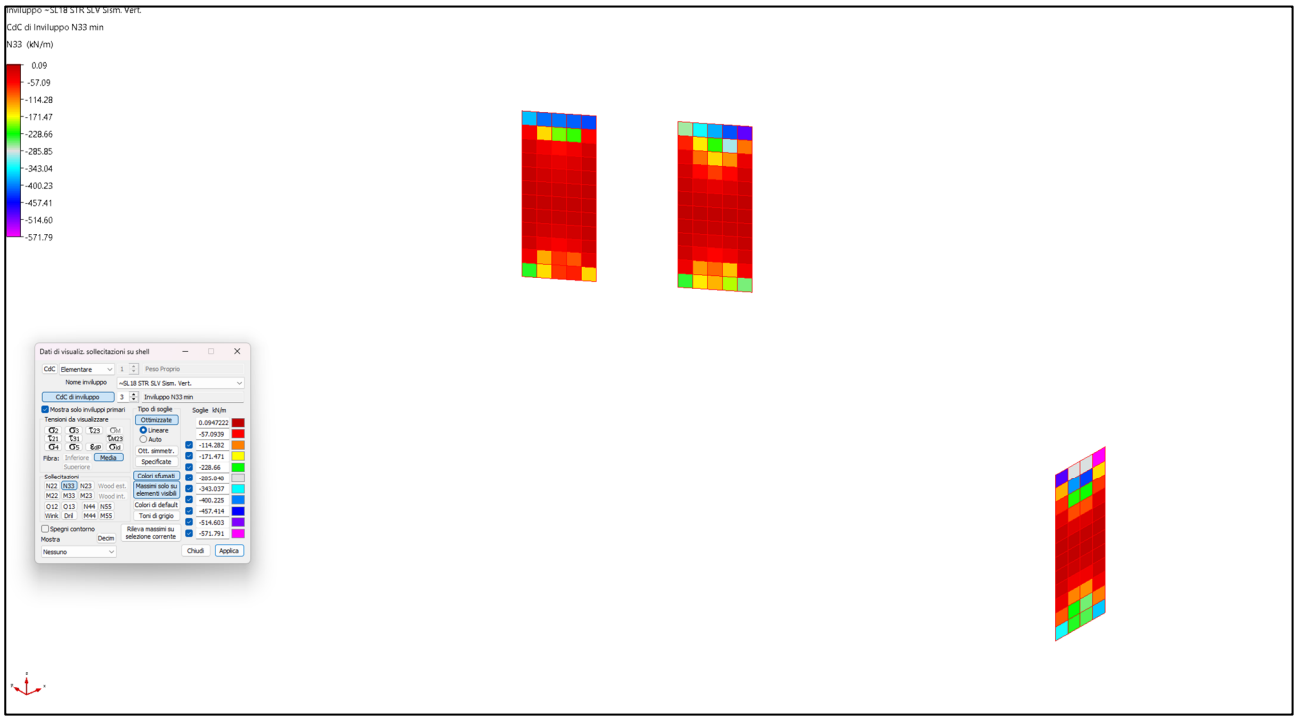


Fig. 11-80 – Combinazione SLU – Inviluppo N33 min

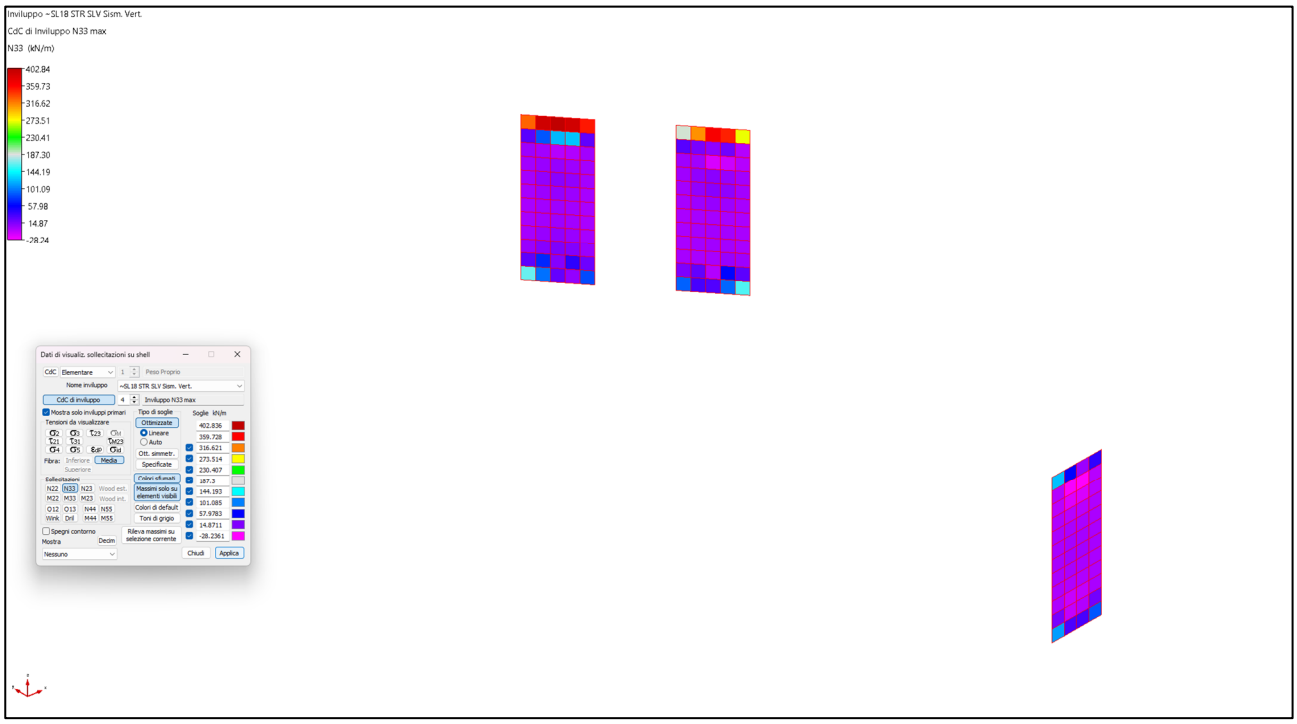


Fig. 11-81 – Combinazione SLU – Inviluppo N33 max

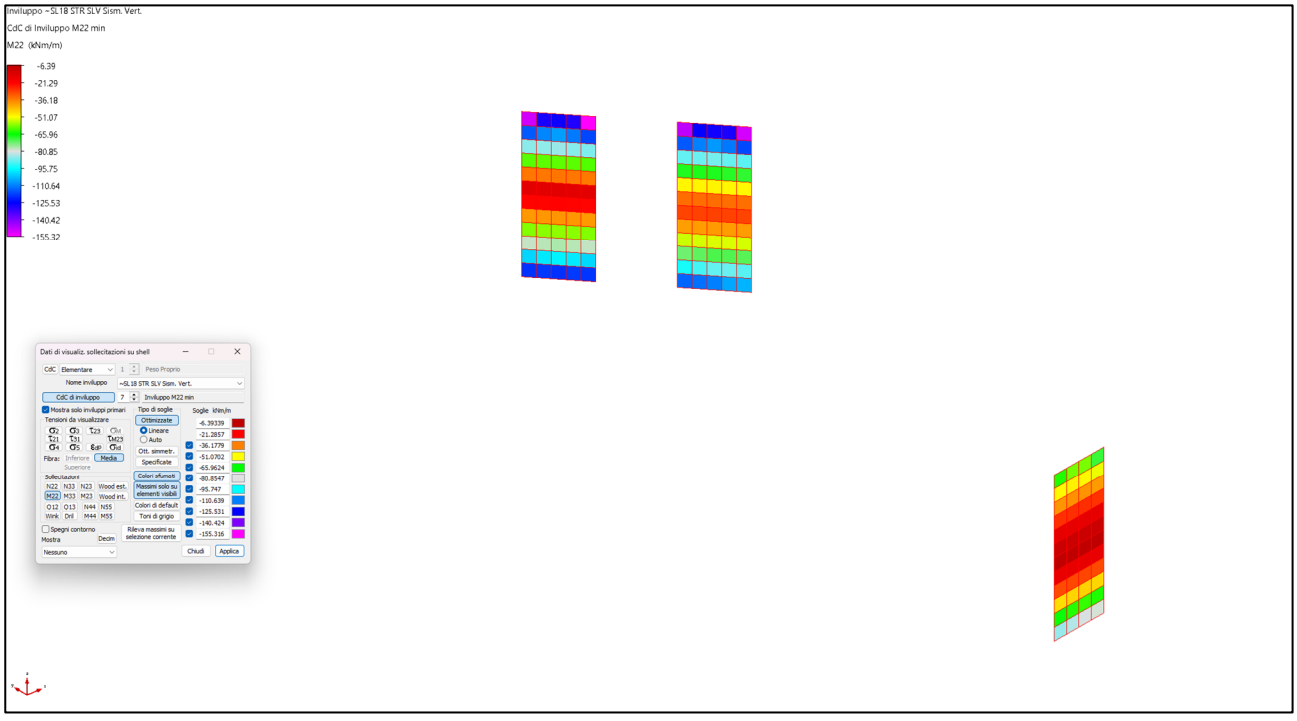


Fig. 11-82 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 min

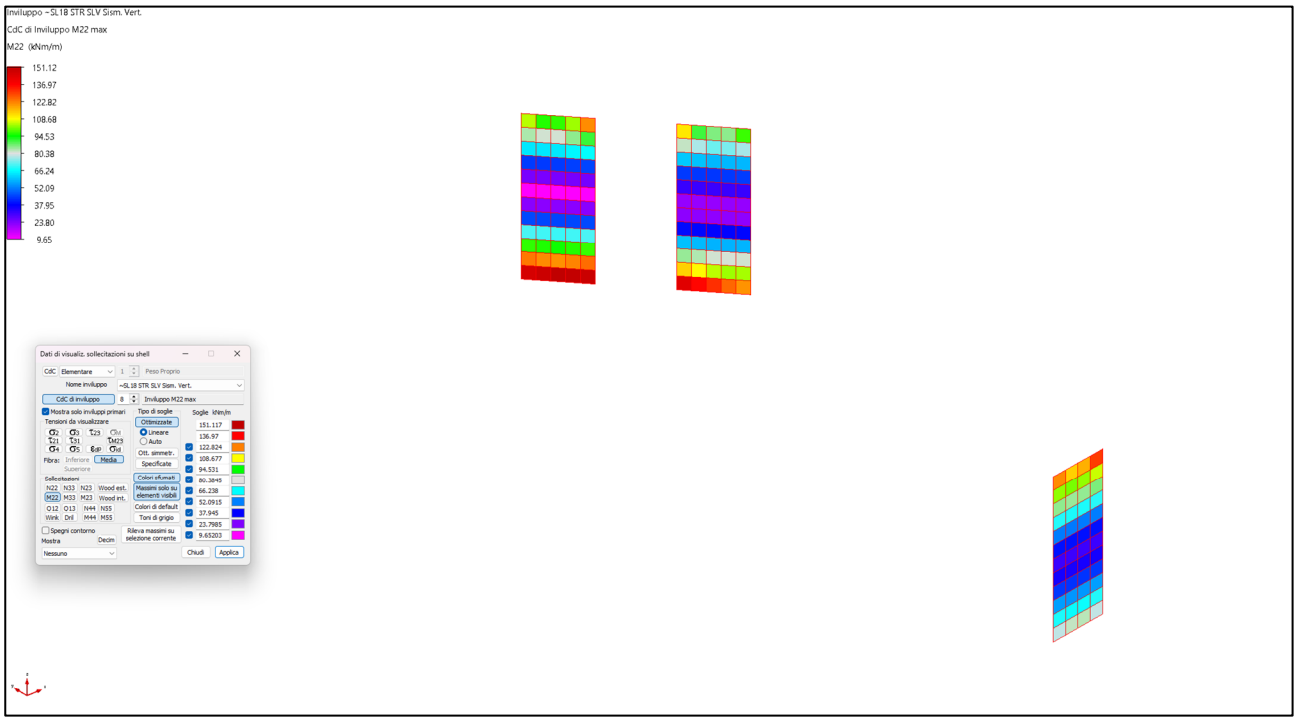


Fig. 11-83 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 max

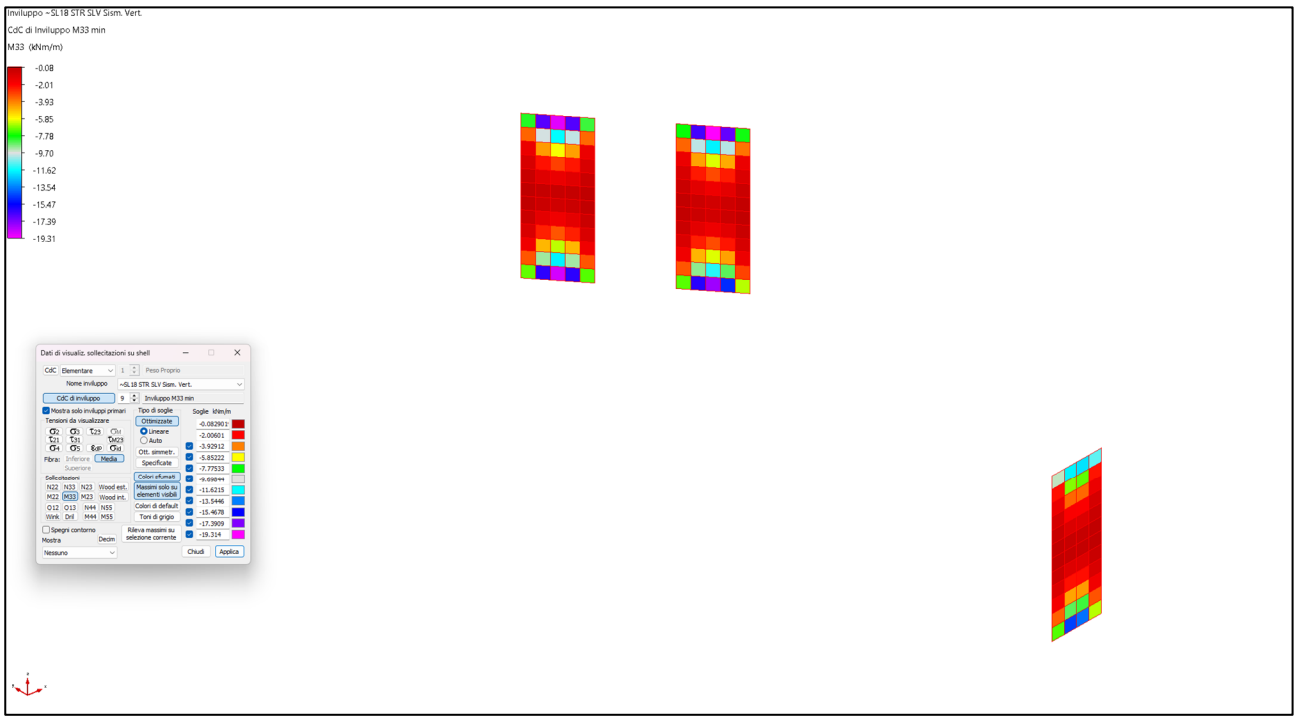


Fig. 11-84 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 min

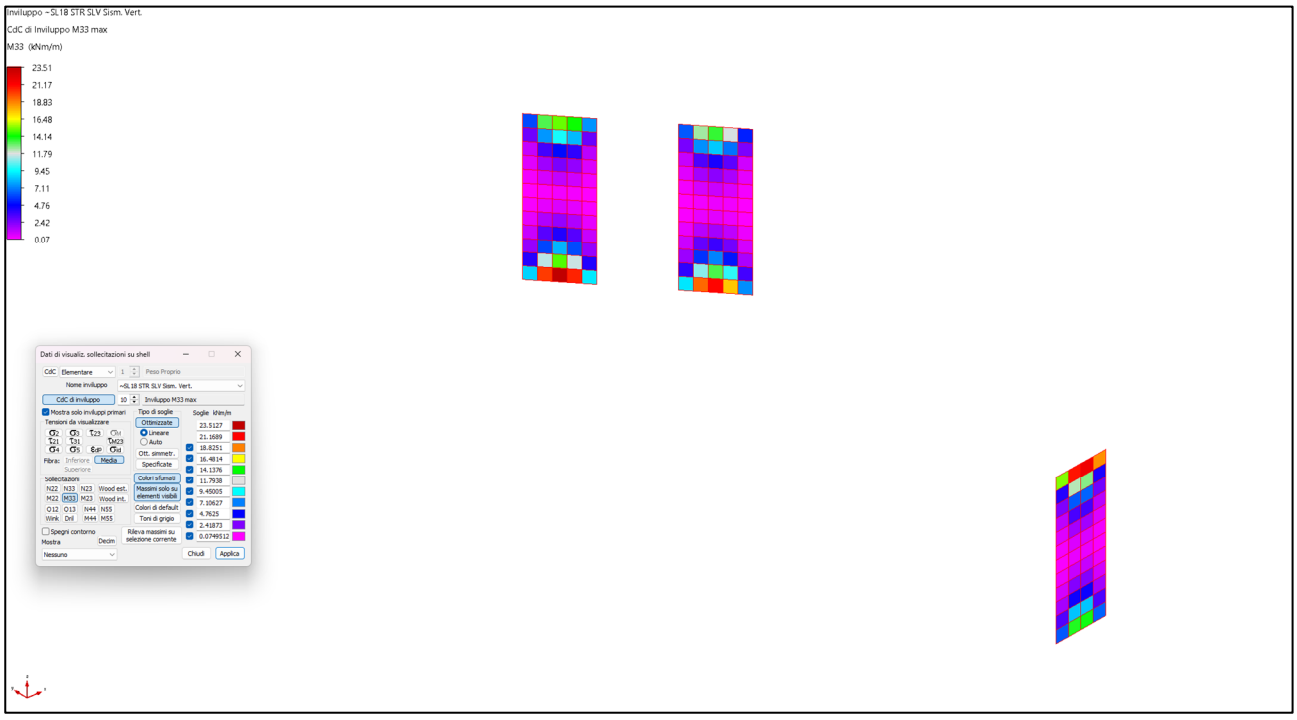


Fig. 11-85 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 max

11.14 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLE ELEVAZIONI – TORRI AS01 E AS02

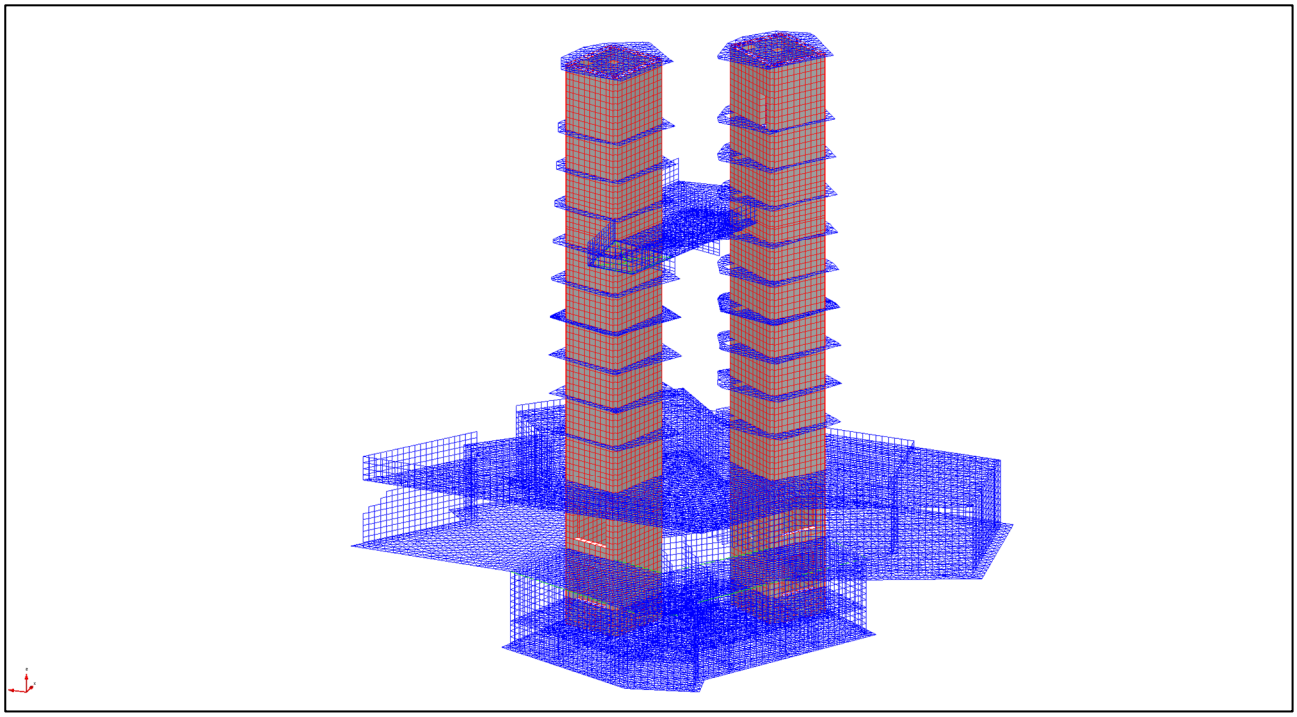


Fig. 11-86 – Localizzazione dell'elemento strutturale

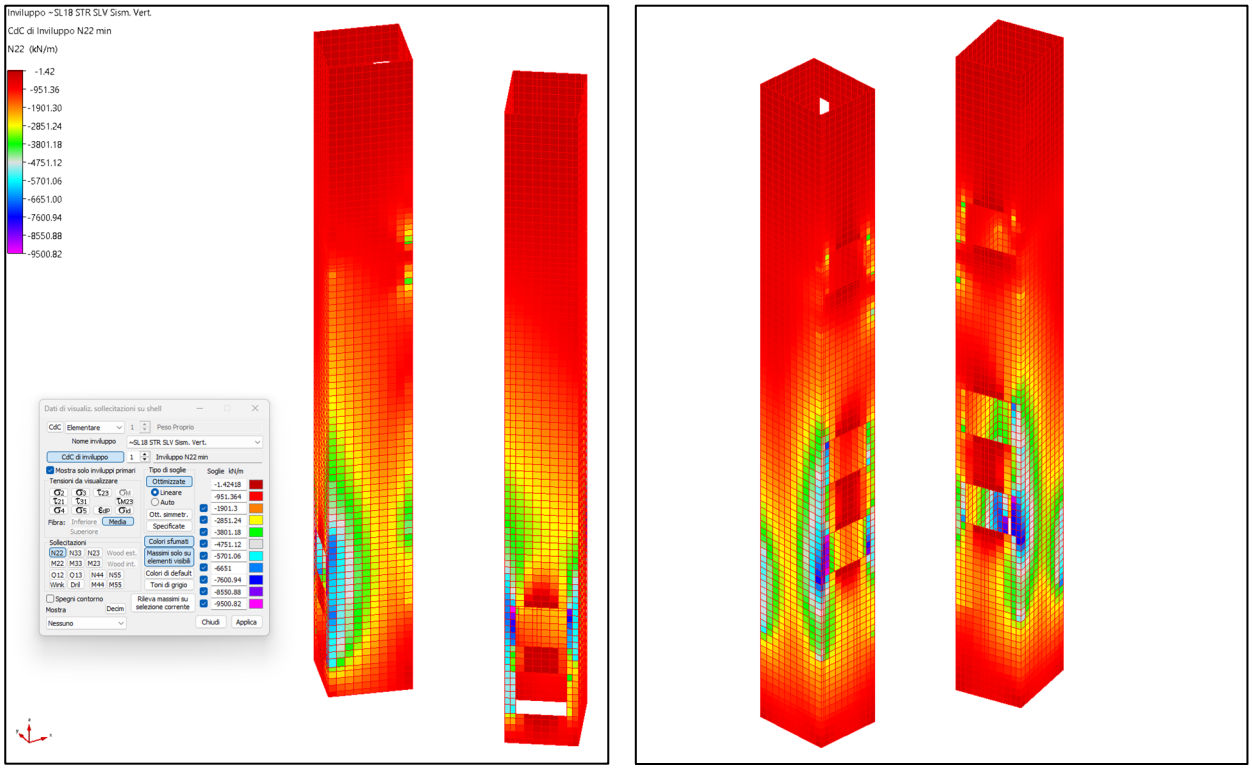


Fig. 11-87 – Combinazione SLU – Inviluppo N22 min

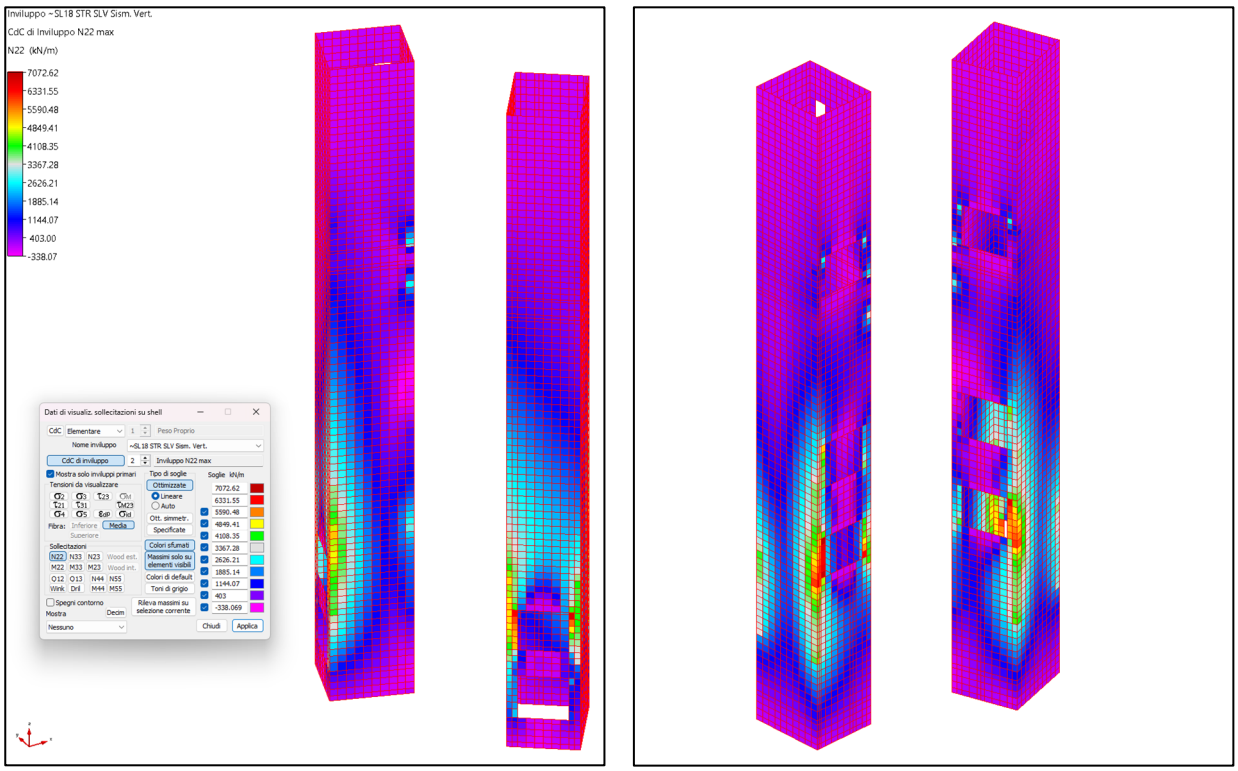


Fig. 11-88 – Combinazione SLU – Inviluppo N22 max

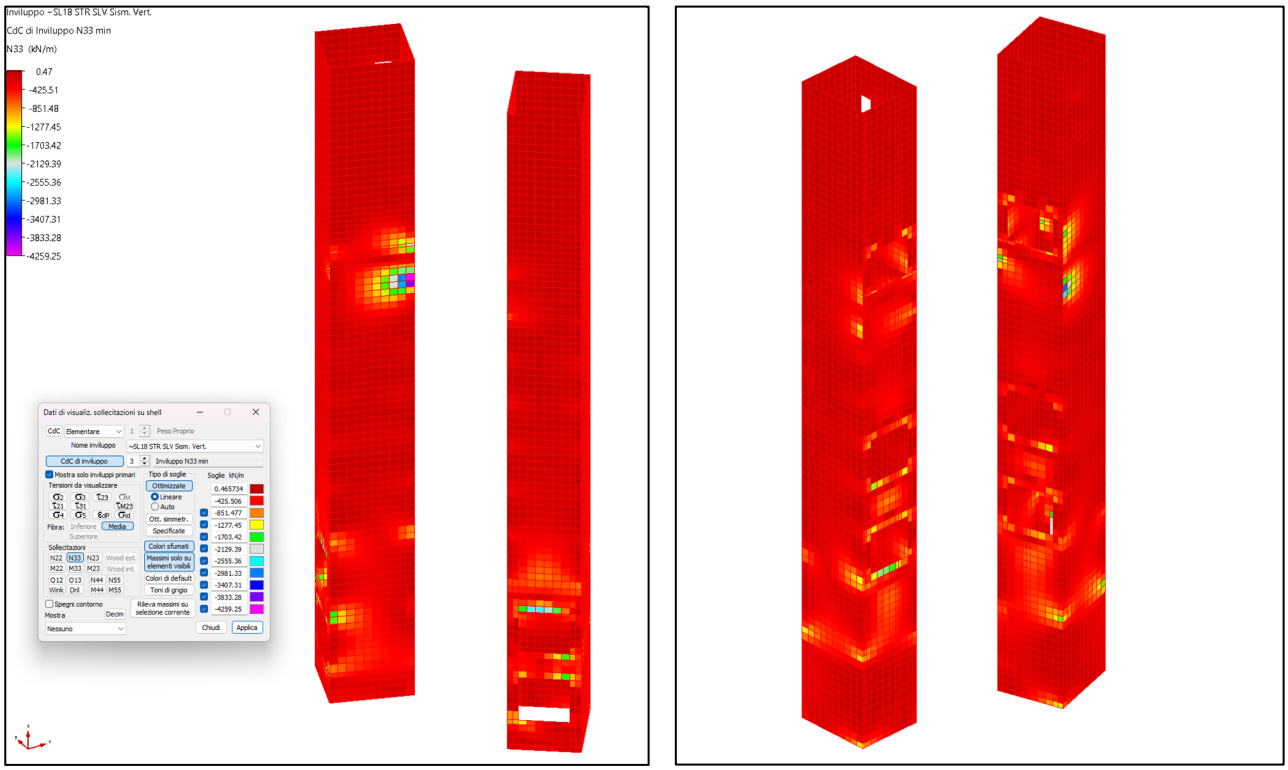


Fig. 11-89 – Combinazione SLU – Inviluppo N33 min

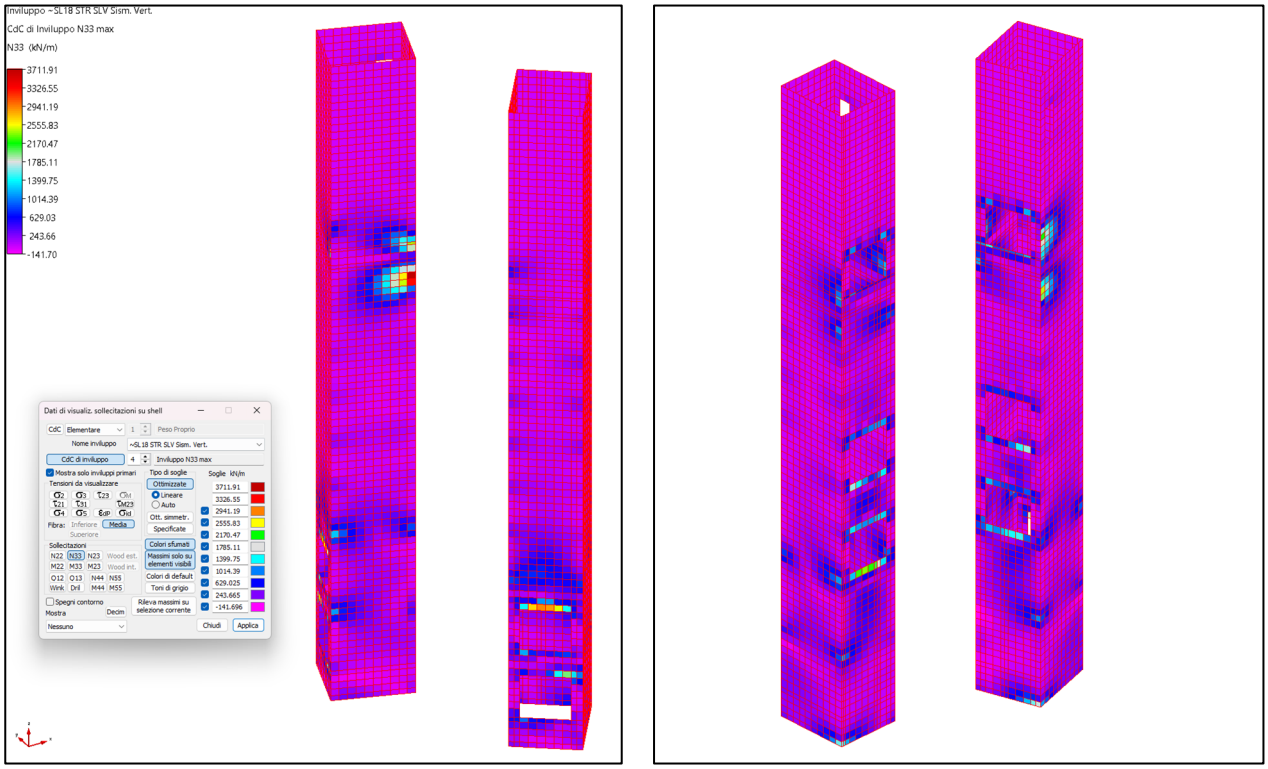


Fig. 11-90 – Combinazione SLU – Inviluppo N33 max

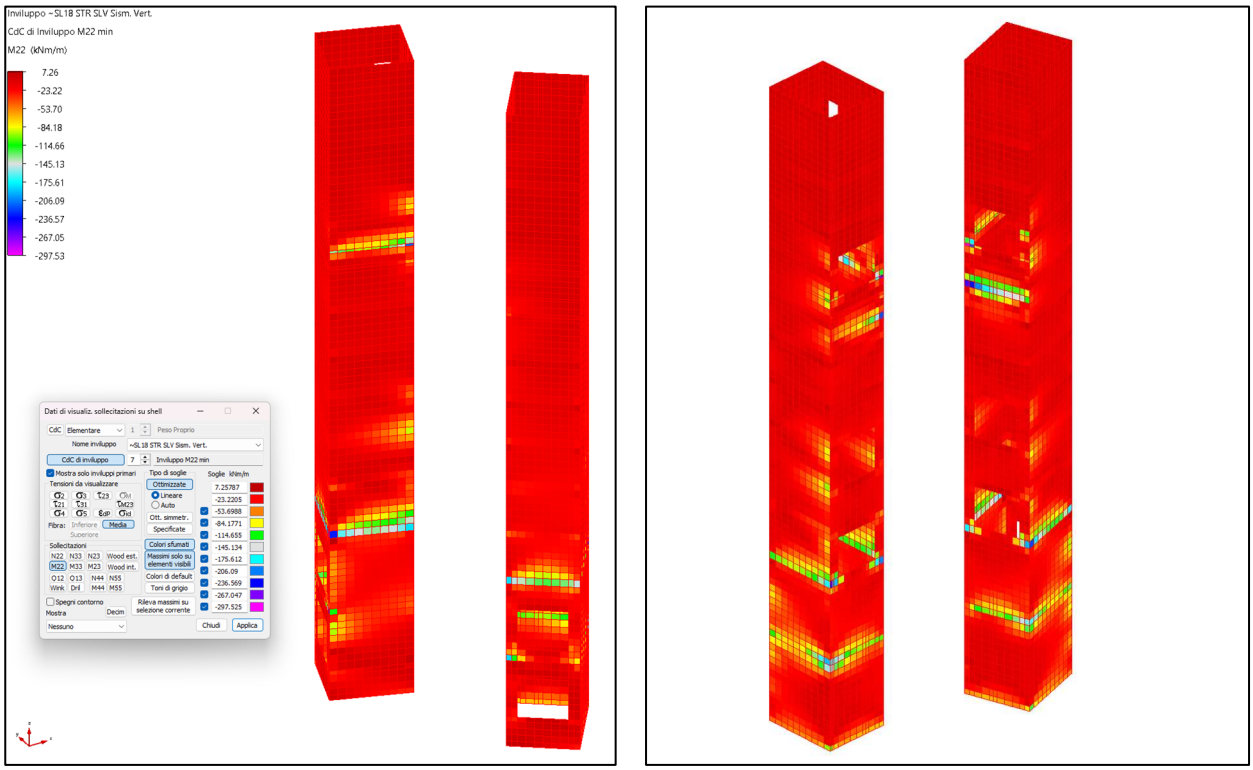


Fig. 11-91 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 min

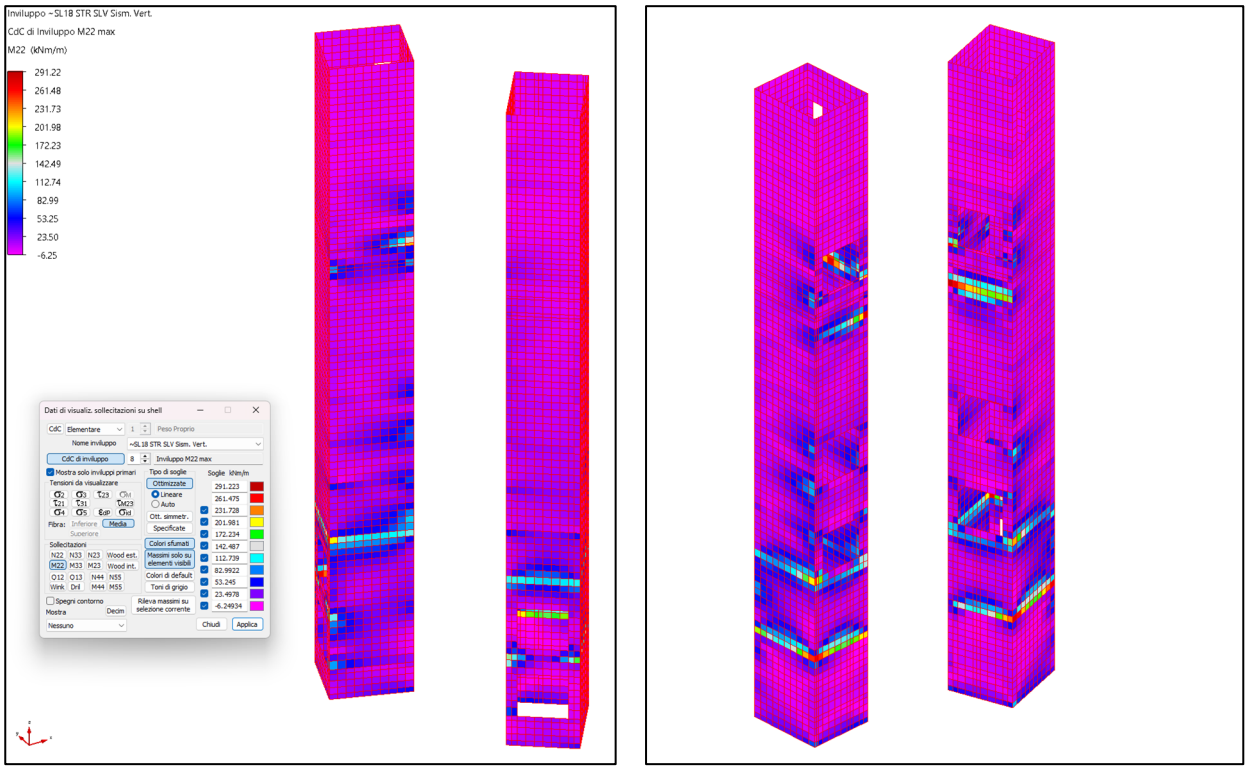


Fig. 11-92 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 max

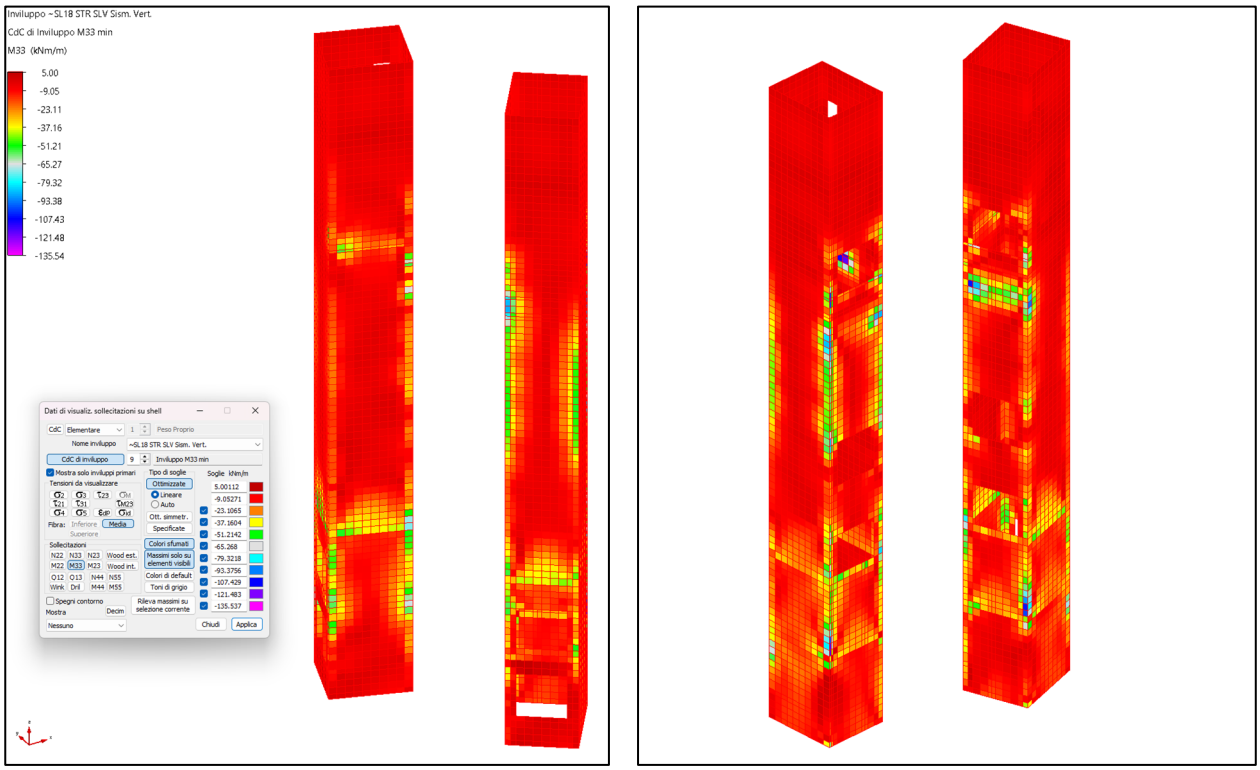


Fig. 11-93 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 min

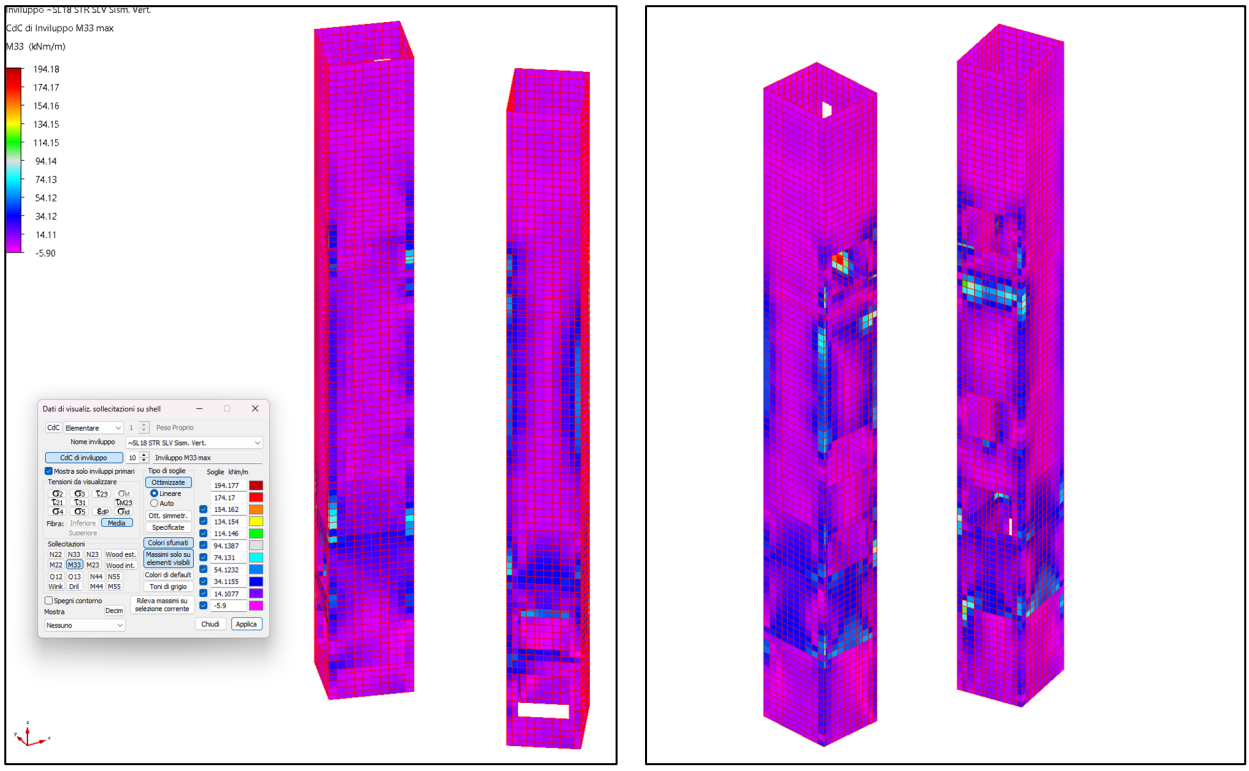


Fig. 11-94 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 max

11.15 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLE TRAVI PARETE DELLA TERRAZZA PANORAMICA

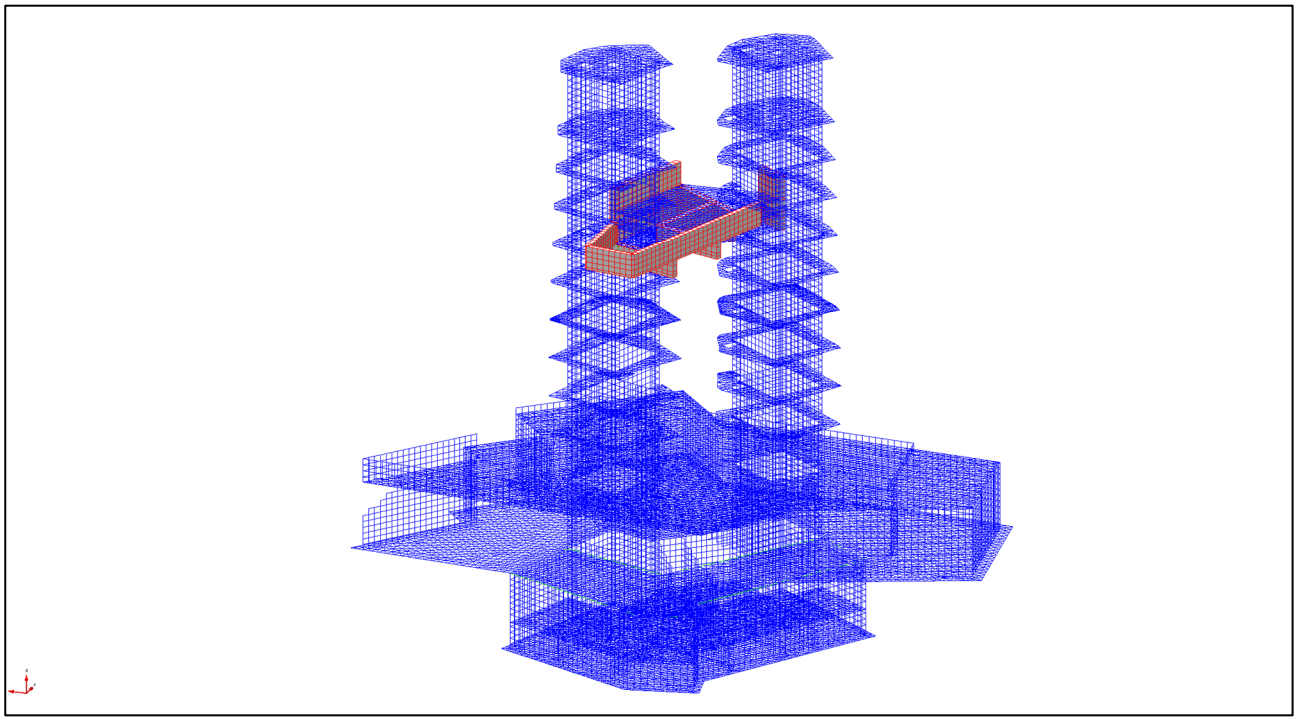


Fig. 11-95 – Localizzazione dell'elemento strutturale

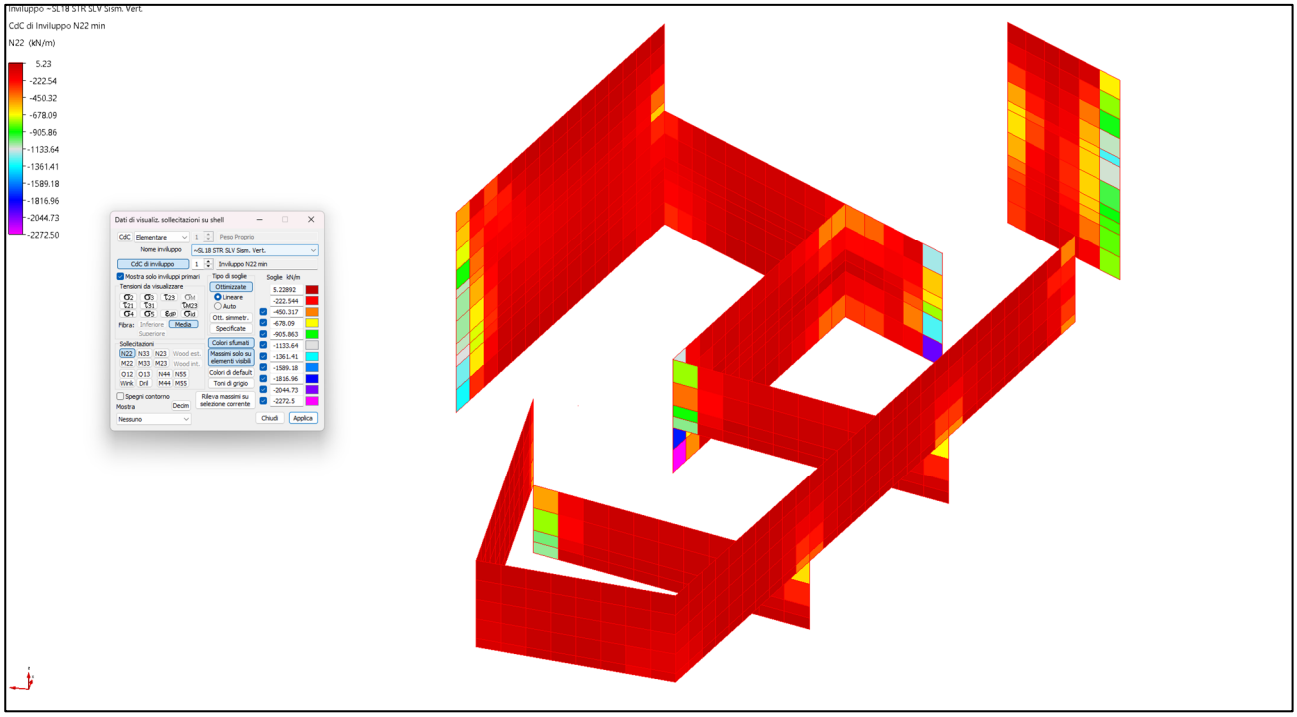


Fig. 11-96 – Combinazione SLU – Inviluppo N22 min

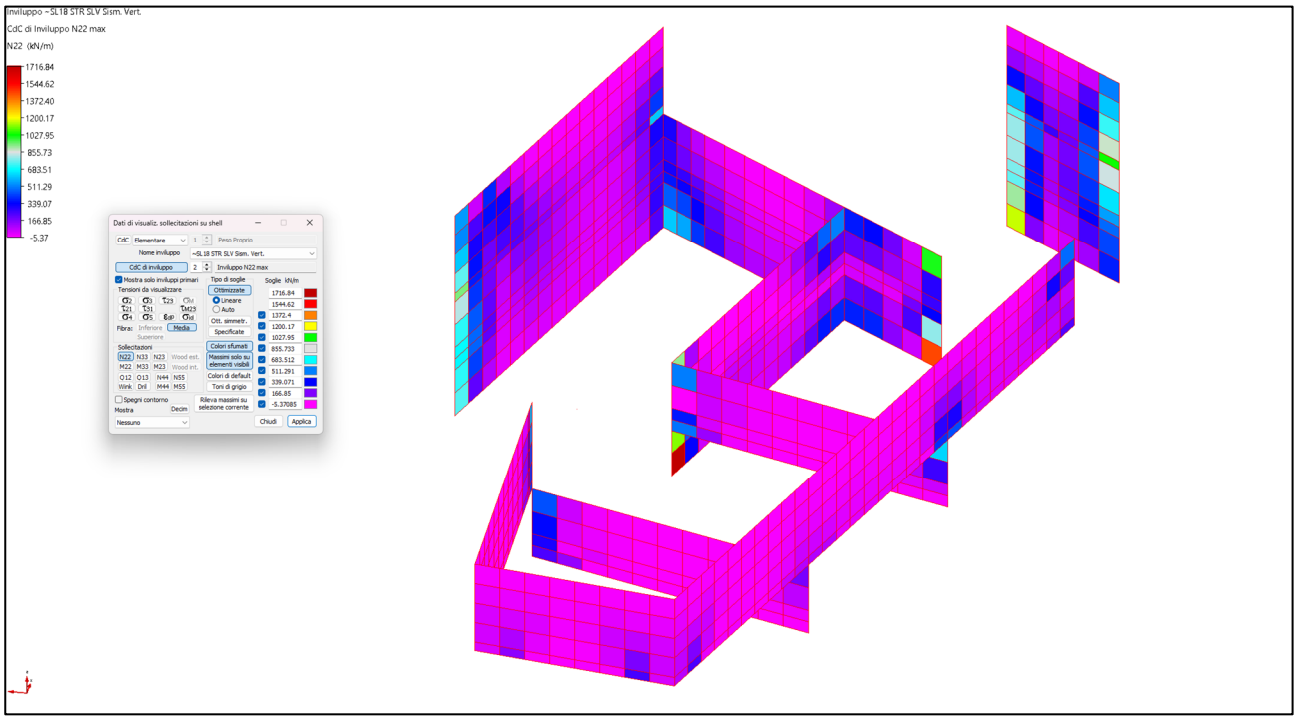


Fig. 11-97 – Combinazione SLU – Inviluppo N22 max

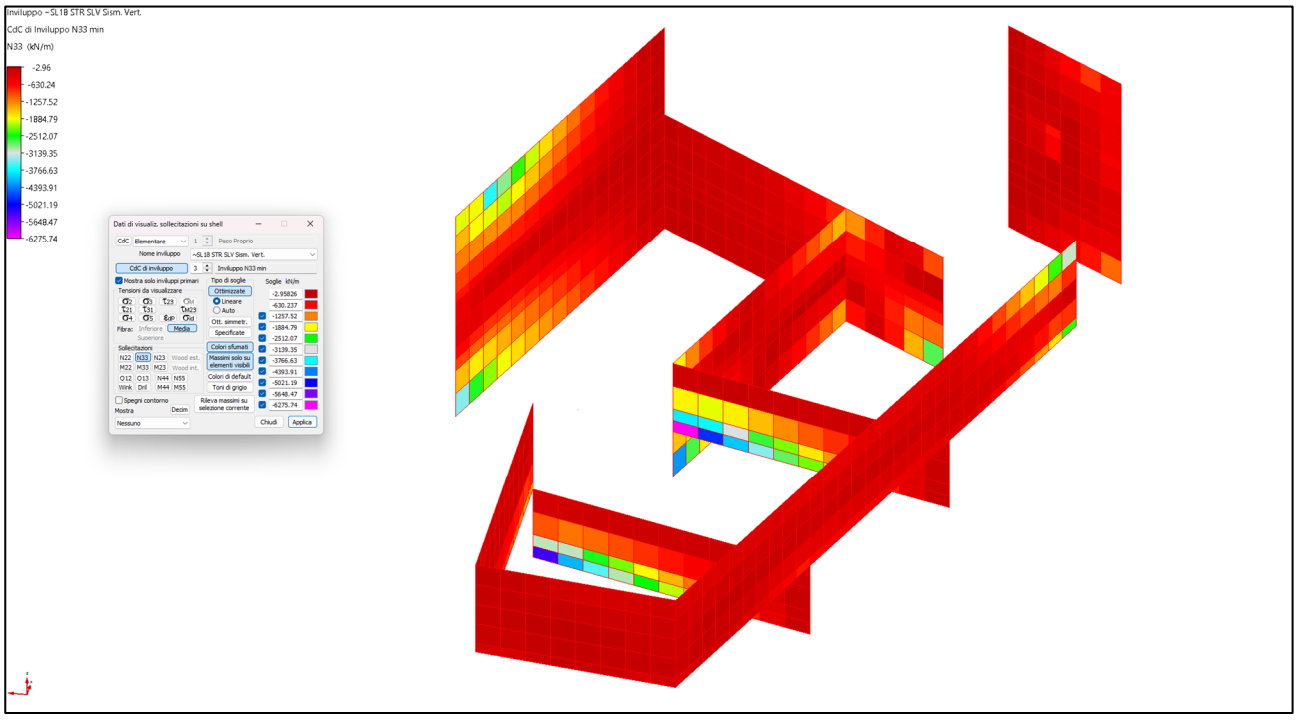


Fig. 11-98 – Combinazione SLU – Inviluppo N33 min

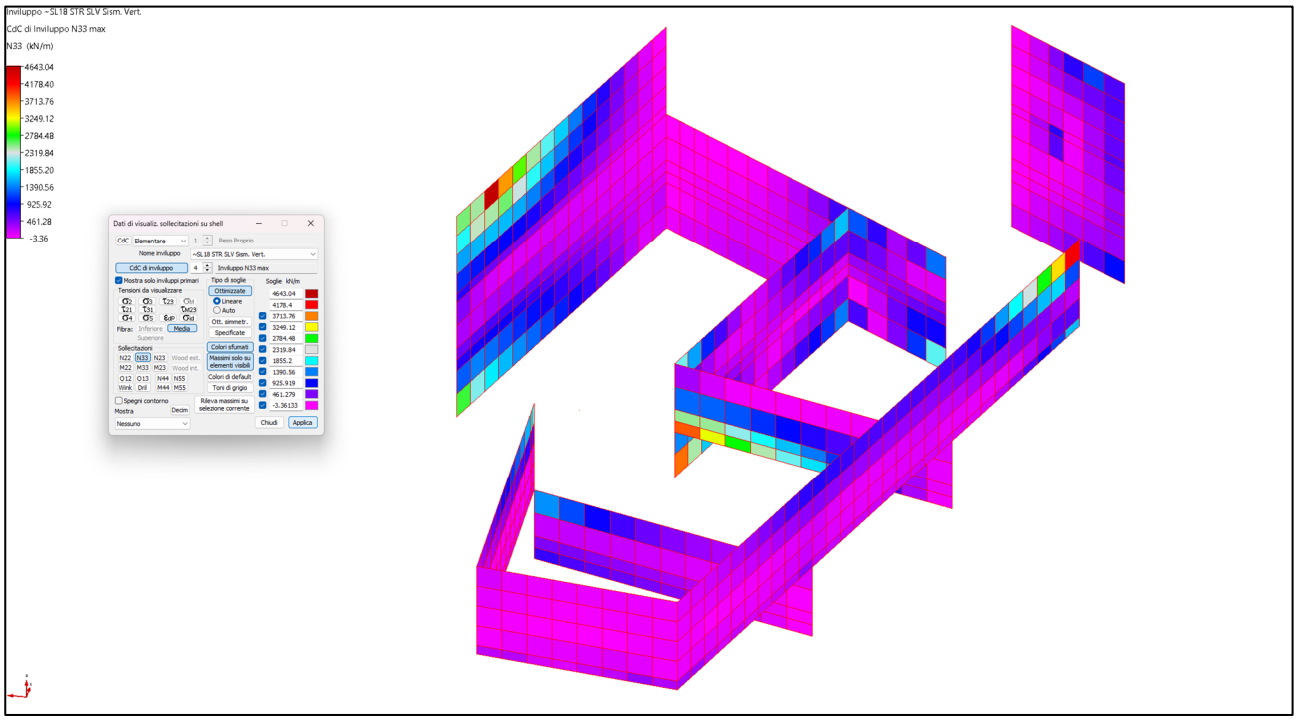


Fig. 11-99 – Combinazione SLU – Inviluppo N33 max

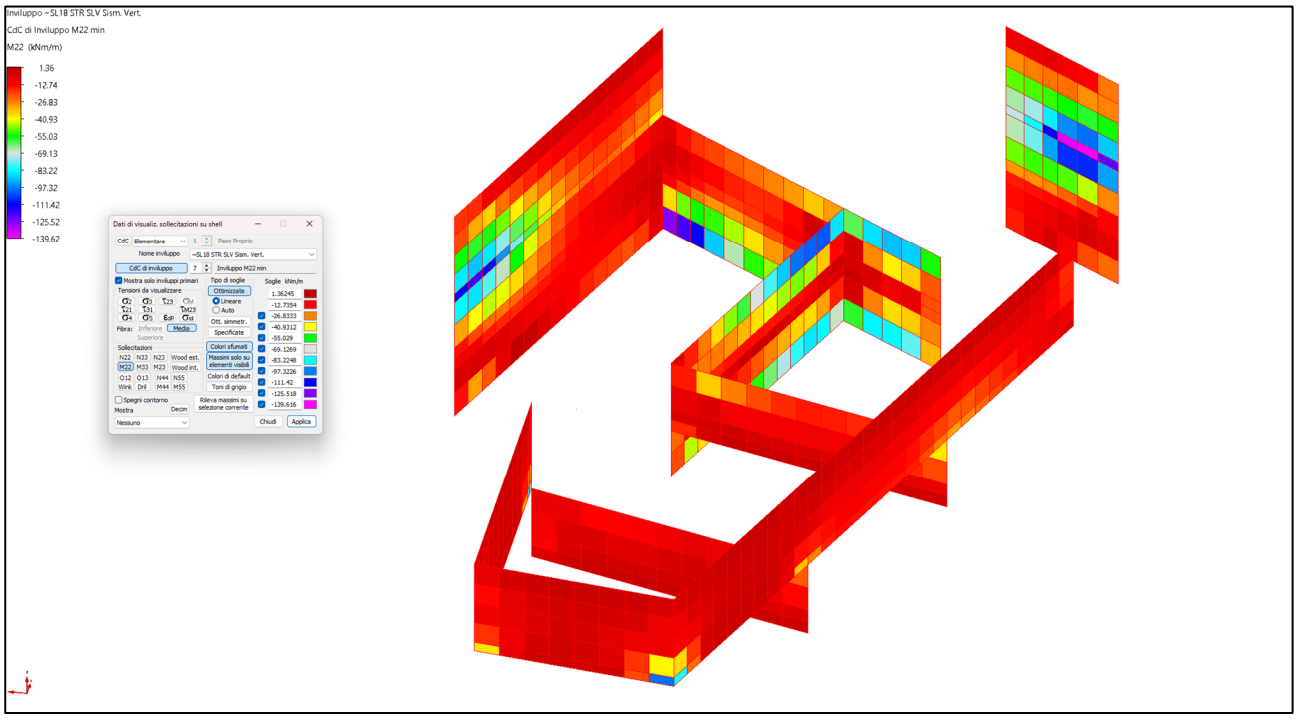


Fig. 11-100 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 min

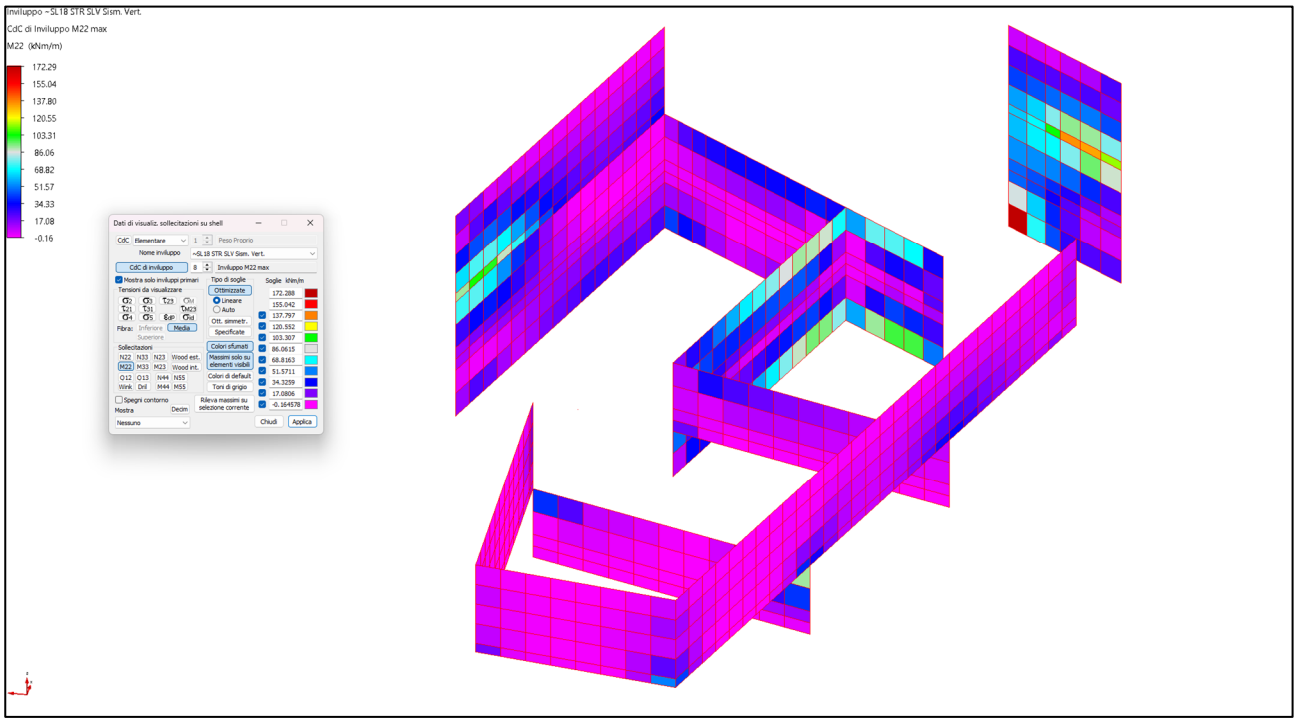


Fig. 11-101 – Combinazione SLU – Inviluppo M22 max

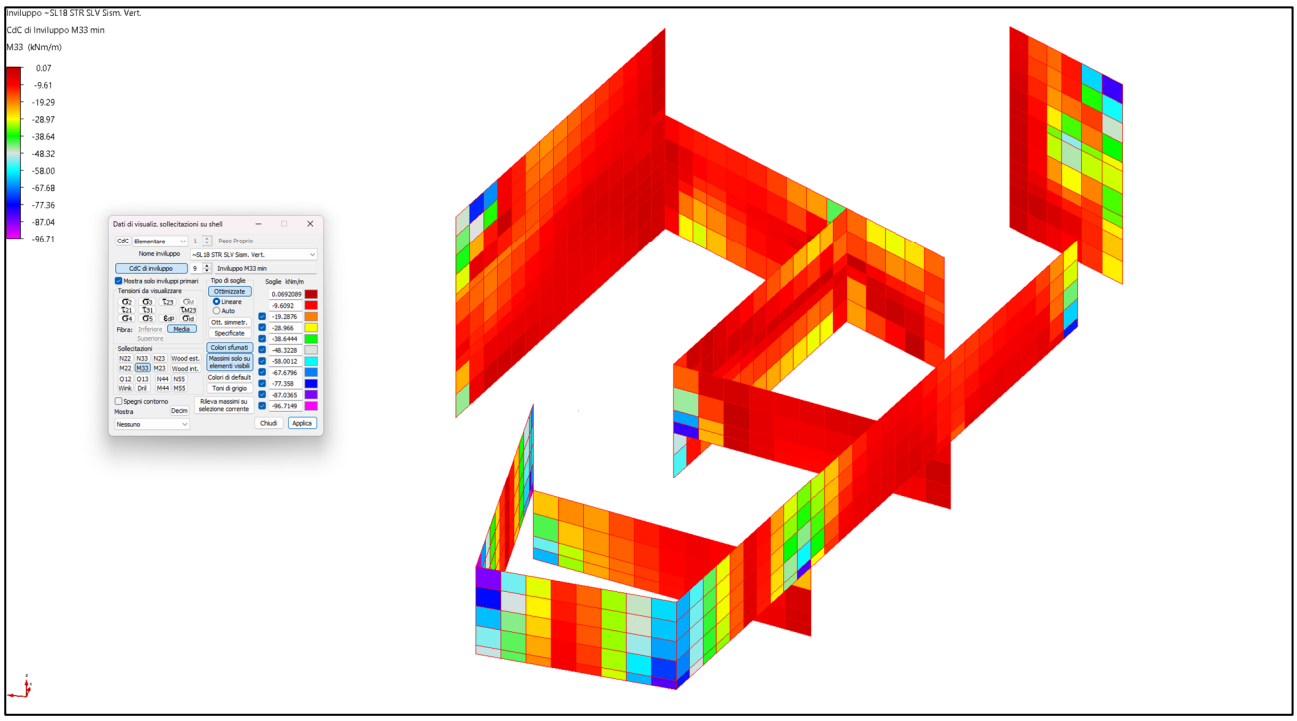


Fig. 11-102 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 min

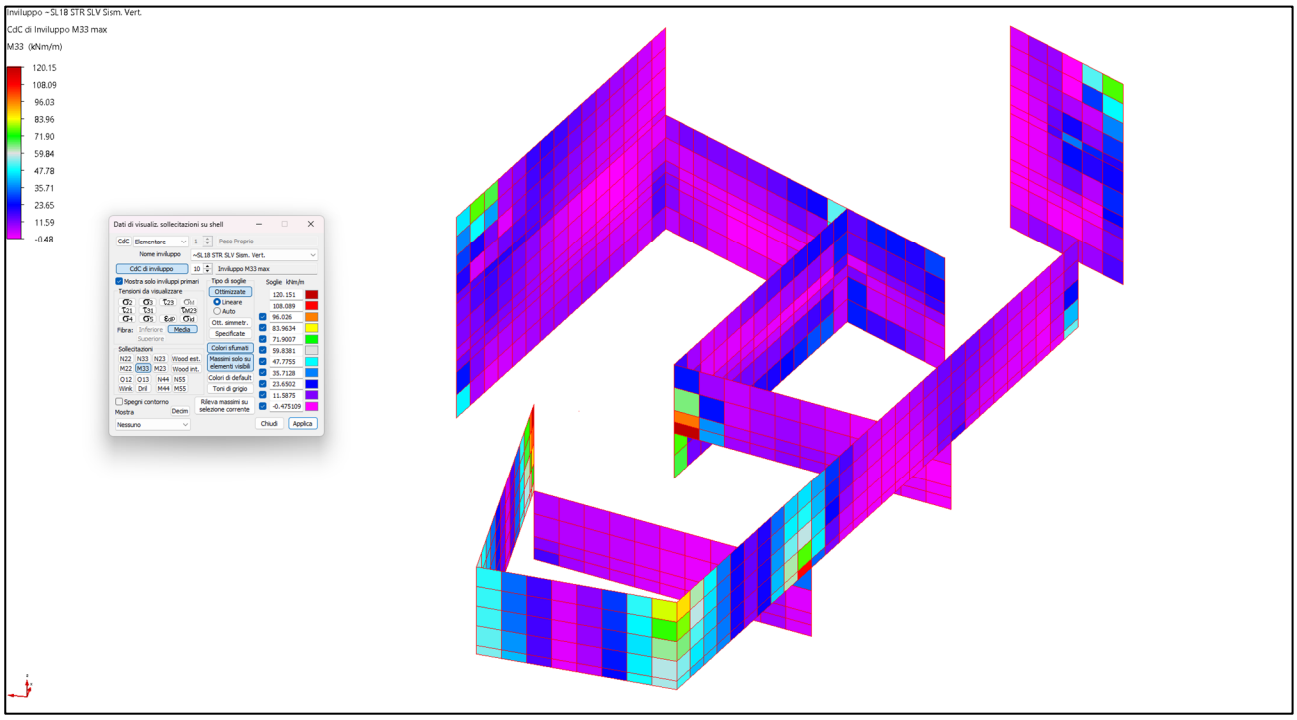


Fig. 11-103 – Combinazione SLU – Inviluppo M33 max

11.16 SOLLECITAZIONI INTERNE DELLE TRAVI DELLA VETRATA PANORAMICA

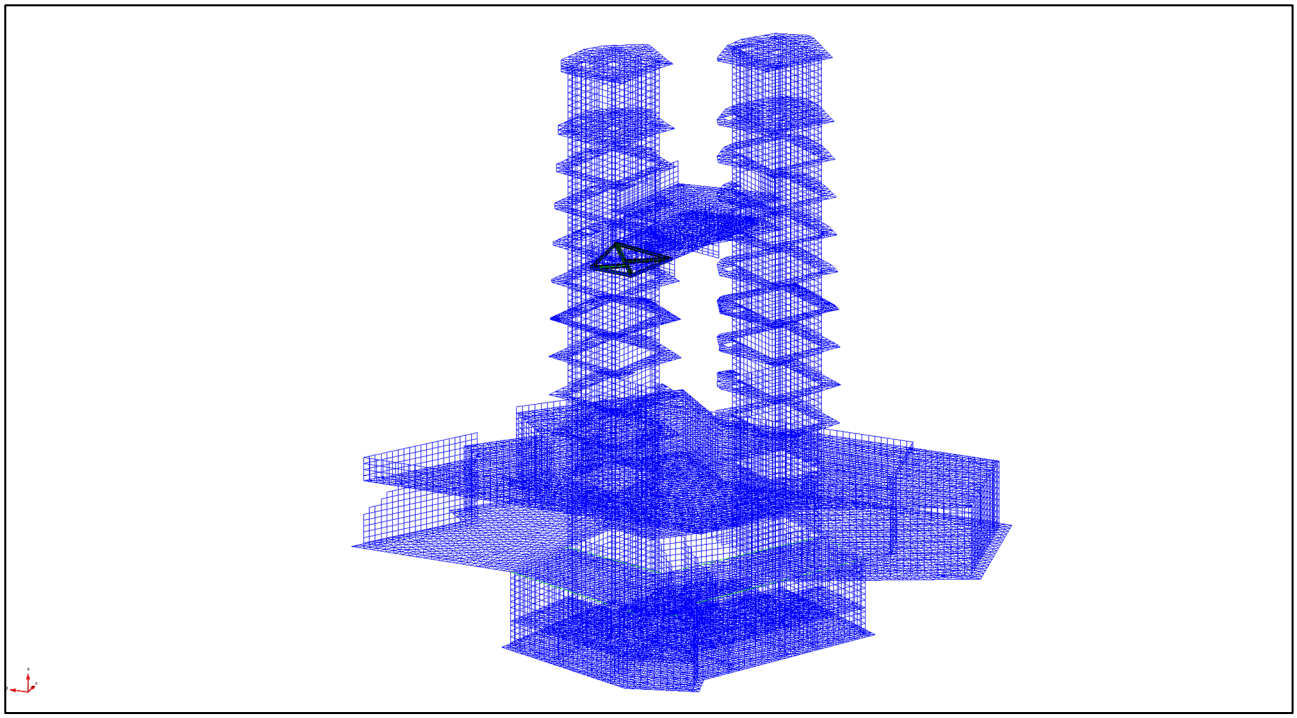


Fig. 11-104 – Localizzazione dell'elemento strutturale

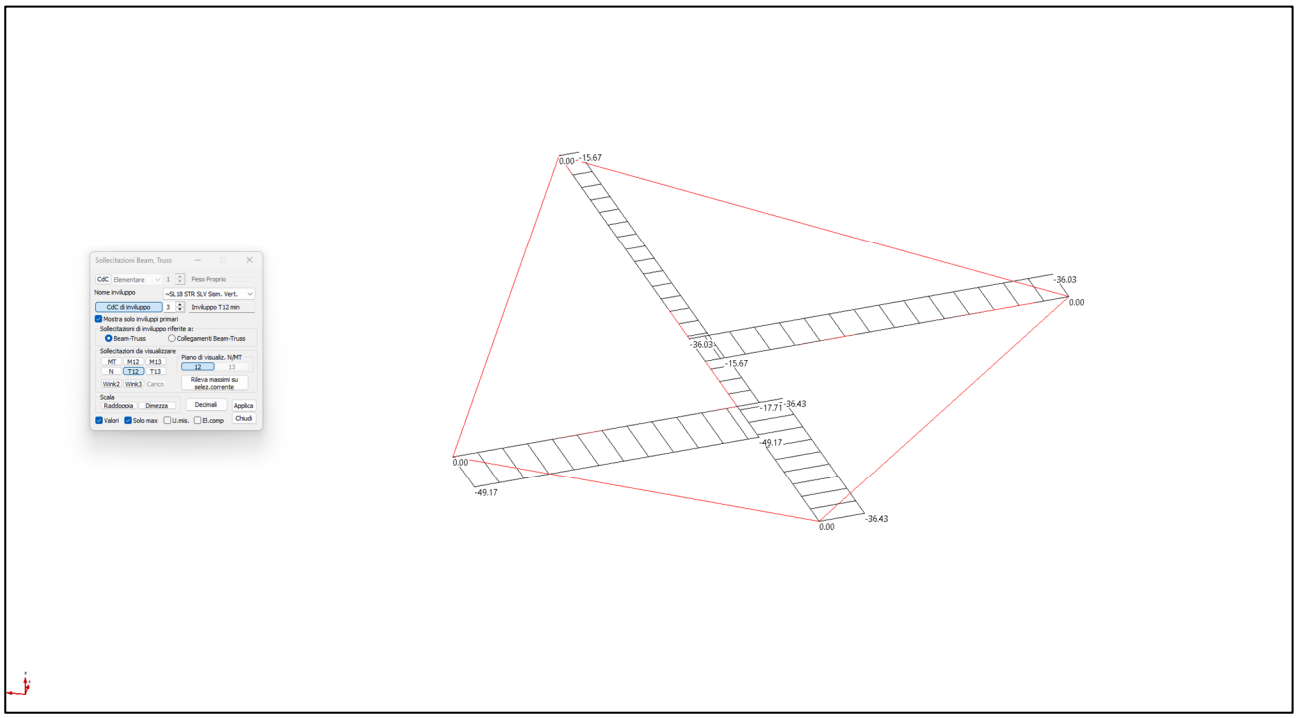


Fig. 11-105 – Combinazione SLU – Inviluppo T12 min

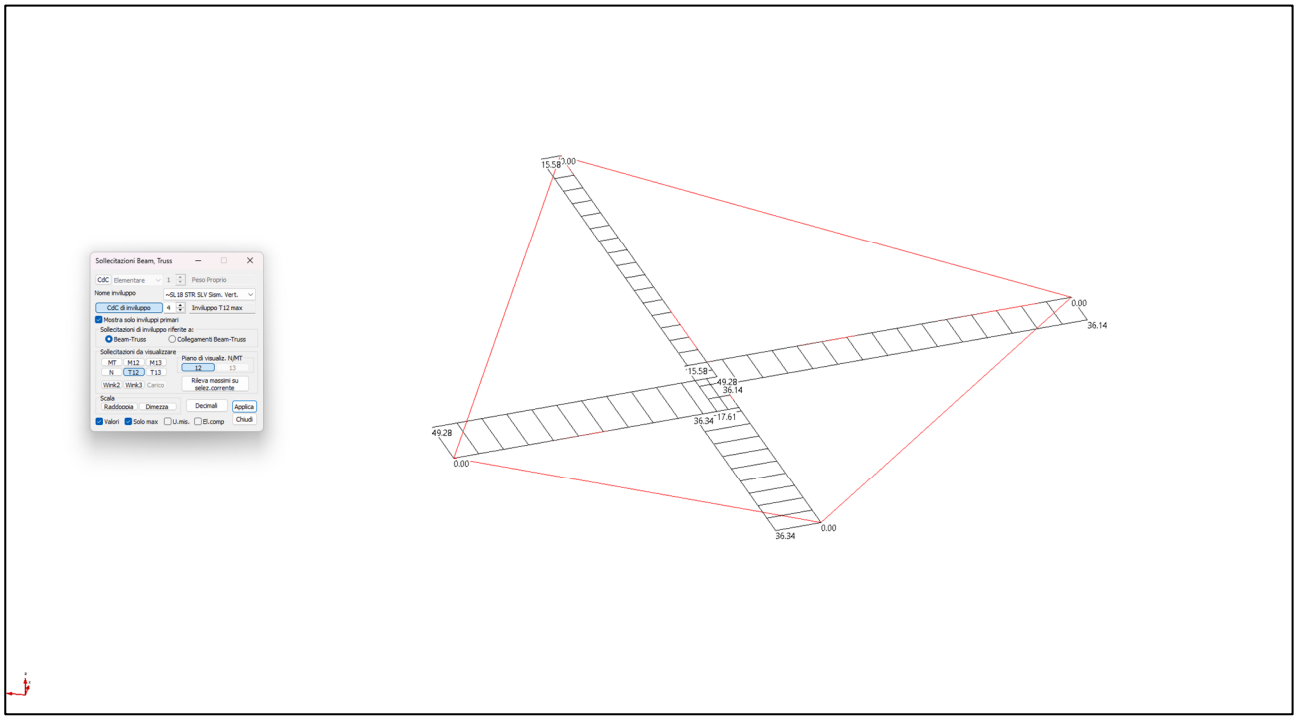


Fig. 11-106 – Combinazione SLU – Inviluppo T12 max

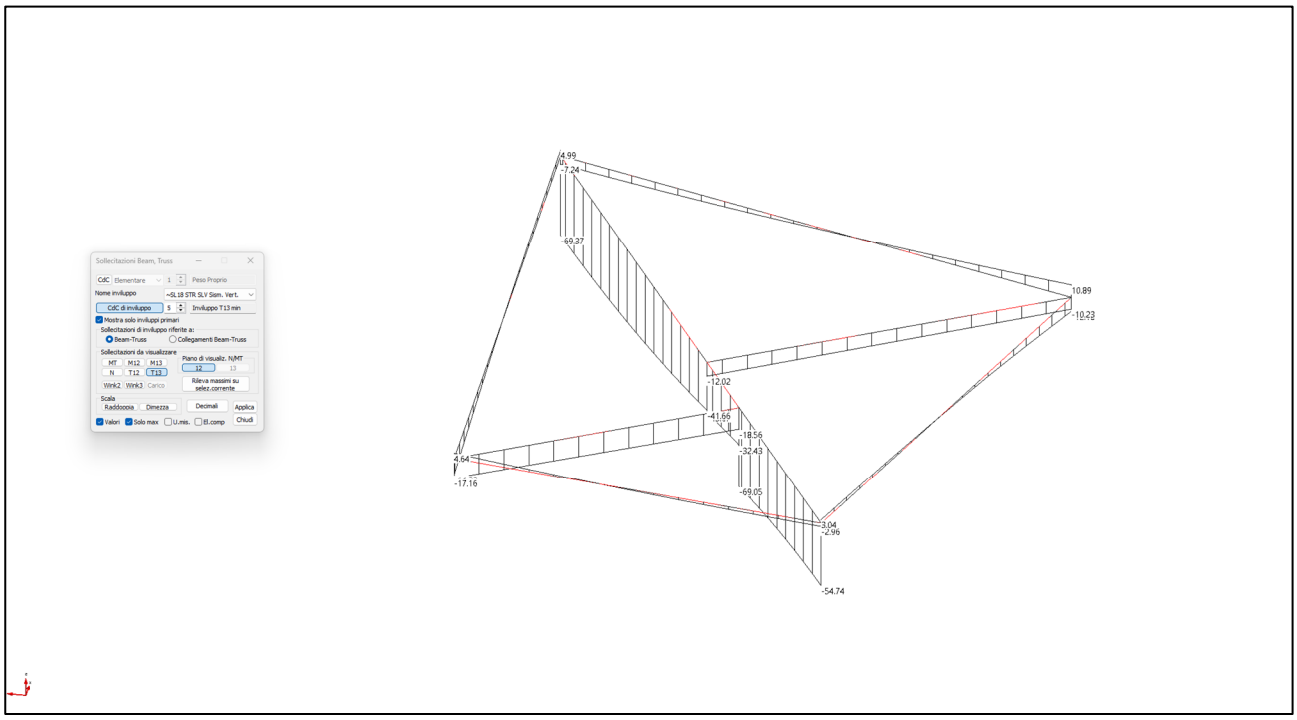


Fig. 11-107 – Combinazione SLU – Inviluppo T13 min

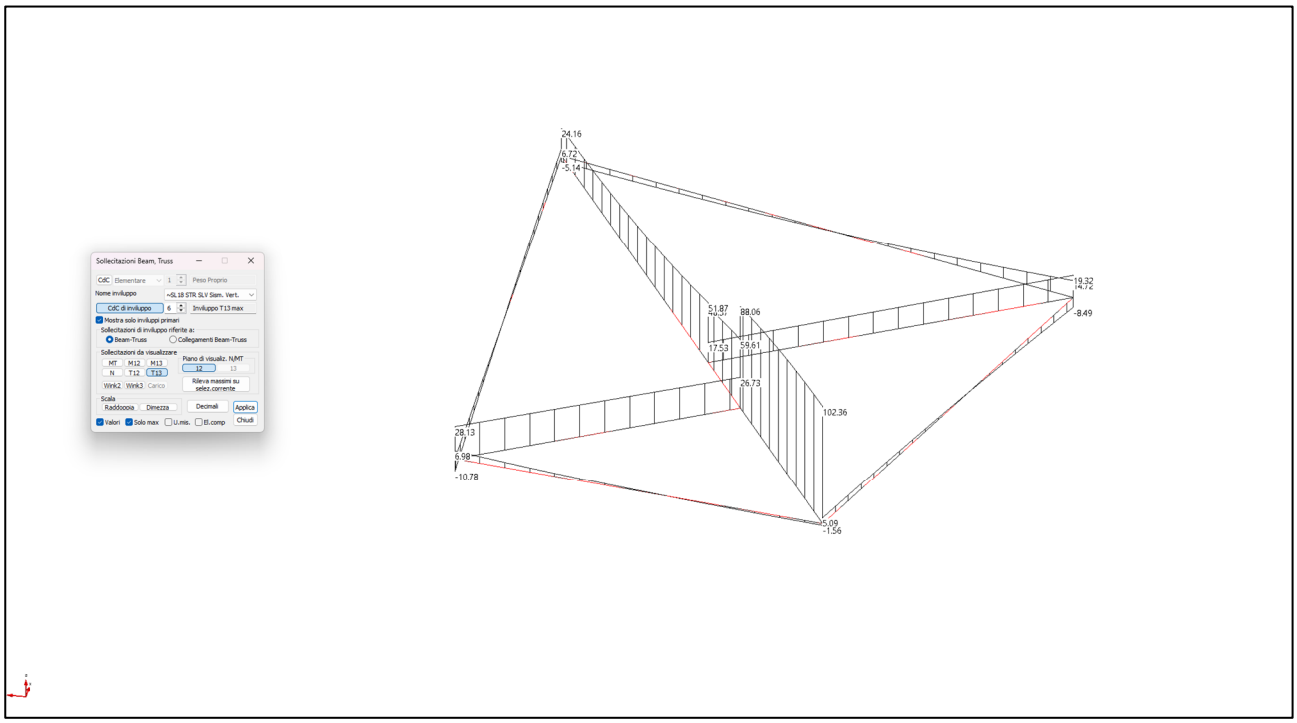


Fig. 11-108 – Combinazione SLU – Inviluppo T13 max

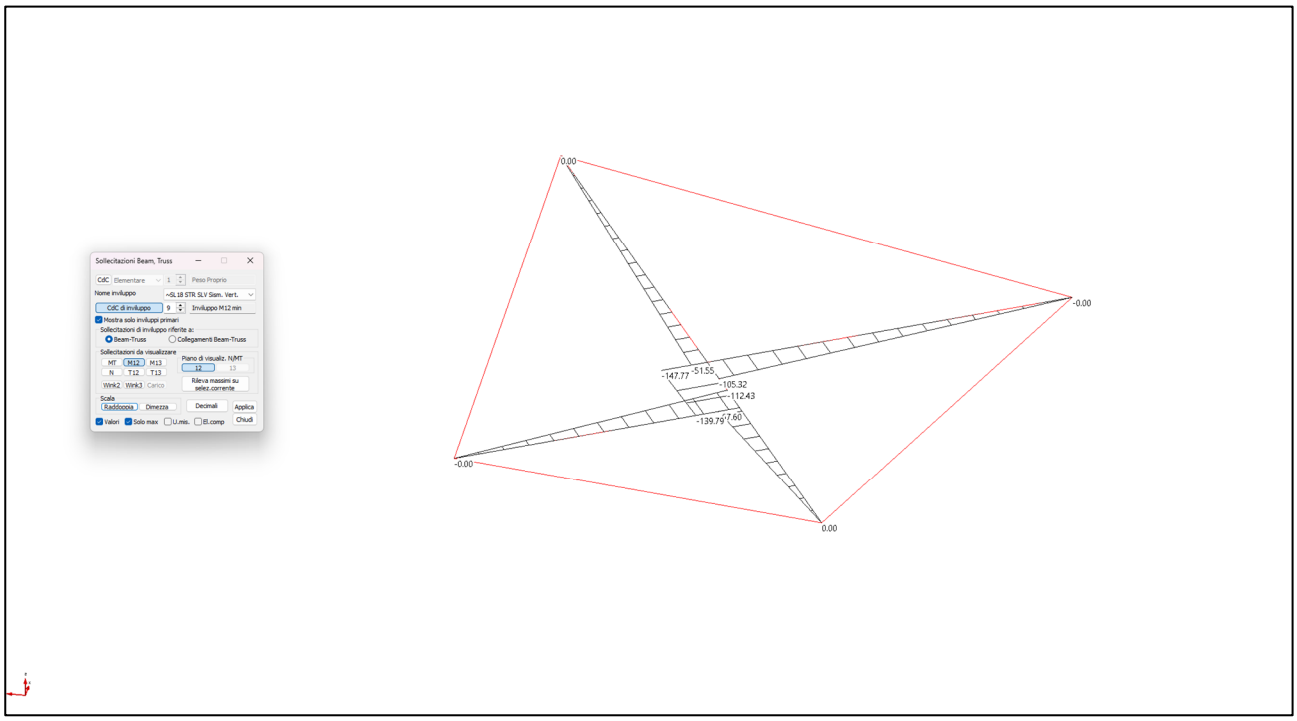


Fig. 11-109 – Combinazione SLU – Inviluppo M12 min

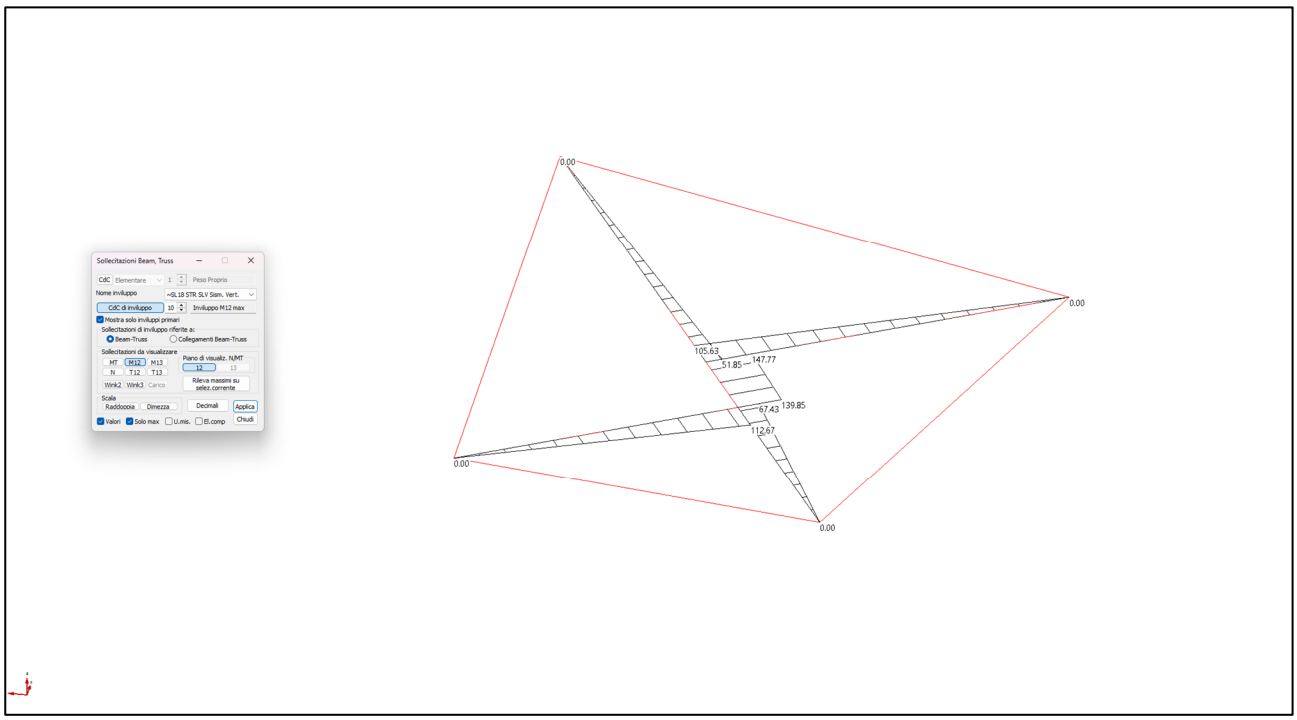


Fig. 11-110 – Combinazione SLU – Inviluppo M12 max

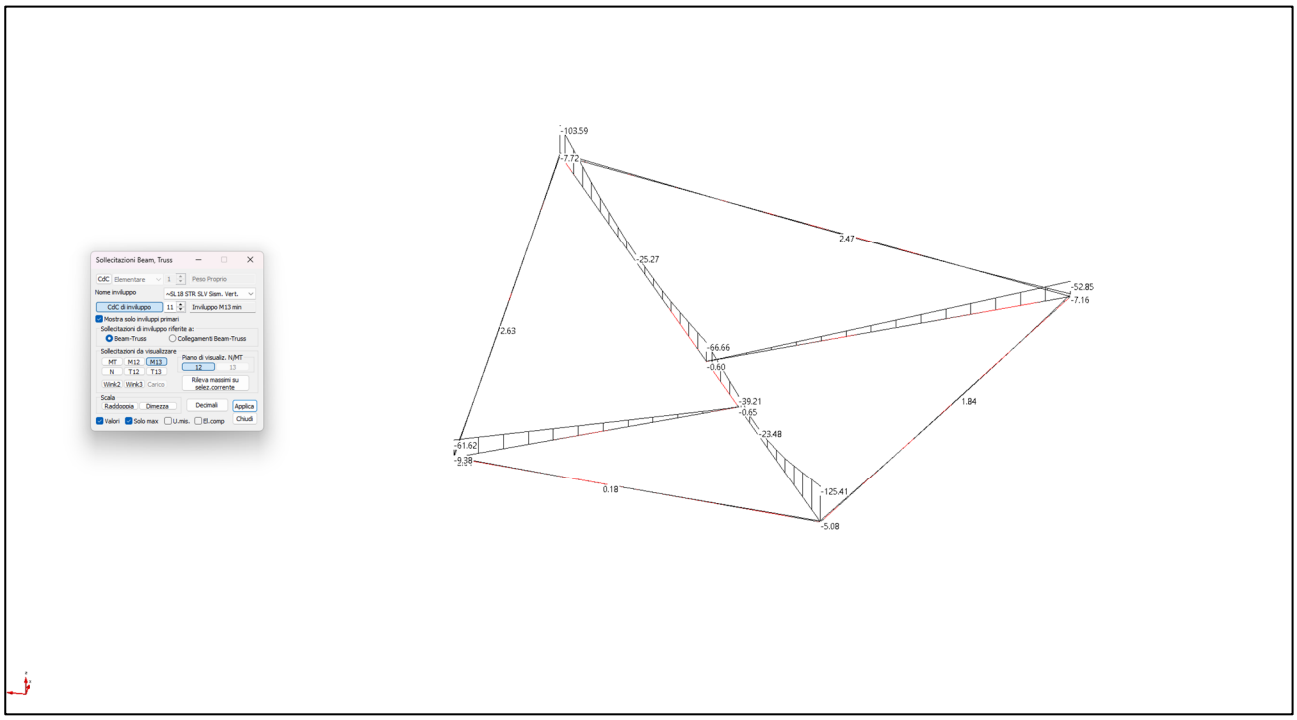


Fig. 11-111 – Combinazione SLU – Inviluppo M13 min

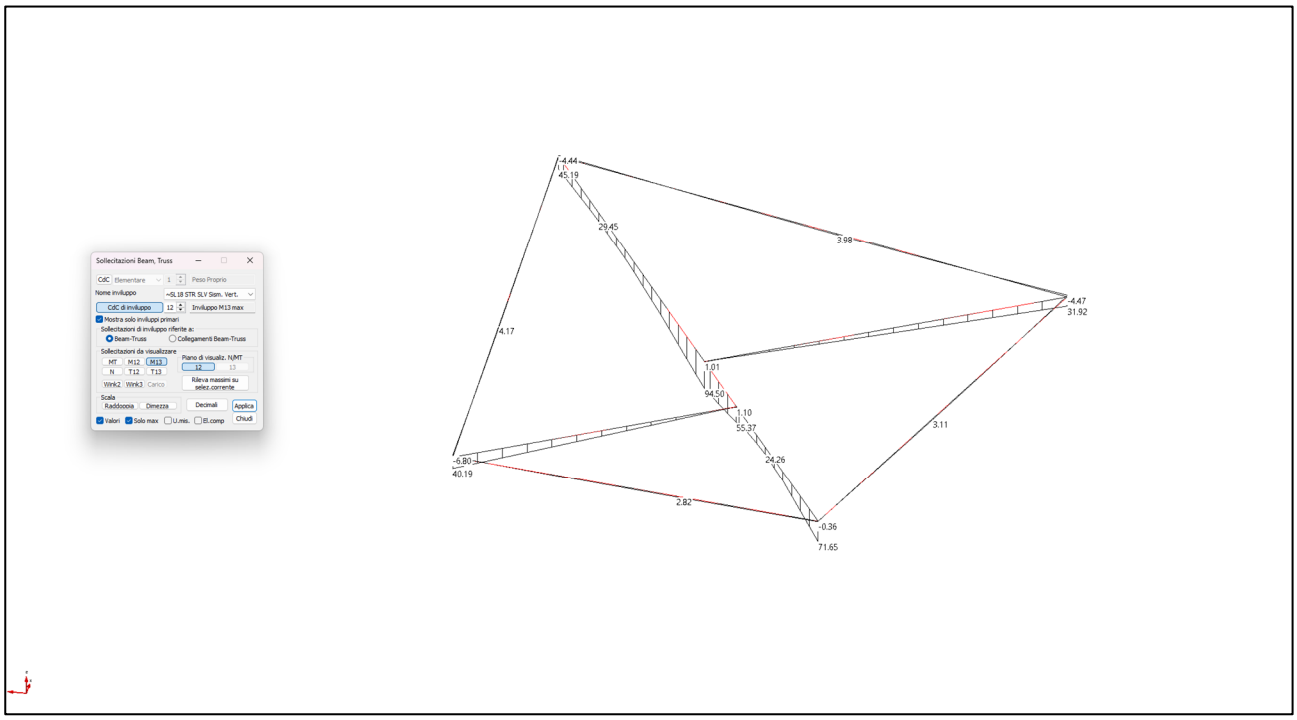


Fig. 11-112 – Combinazione SLU – Inviluppo M13 max

12 VERIFICHE SLU E SLE DELLE PLATEE DI FONDAZIONE

In questo capitolo della relazione si riportano le verifiche strutturali delle platee di fondazione in calcestruzzo della stazione. Per le completa definizione delle armature e della loro geometria si rimanda agli elaborati grafici mentre le principali verifiche vengono evidenziate di seguito in forma grafica così da poter sfruttare una maggiore chiarezza dei risultati ottenuti.

12.1 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – PLATEA DI FONDAZIONE PL_01

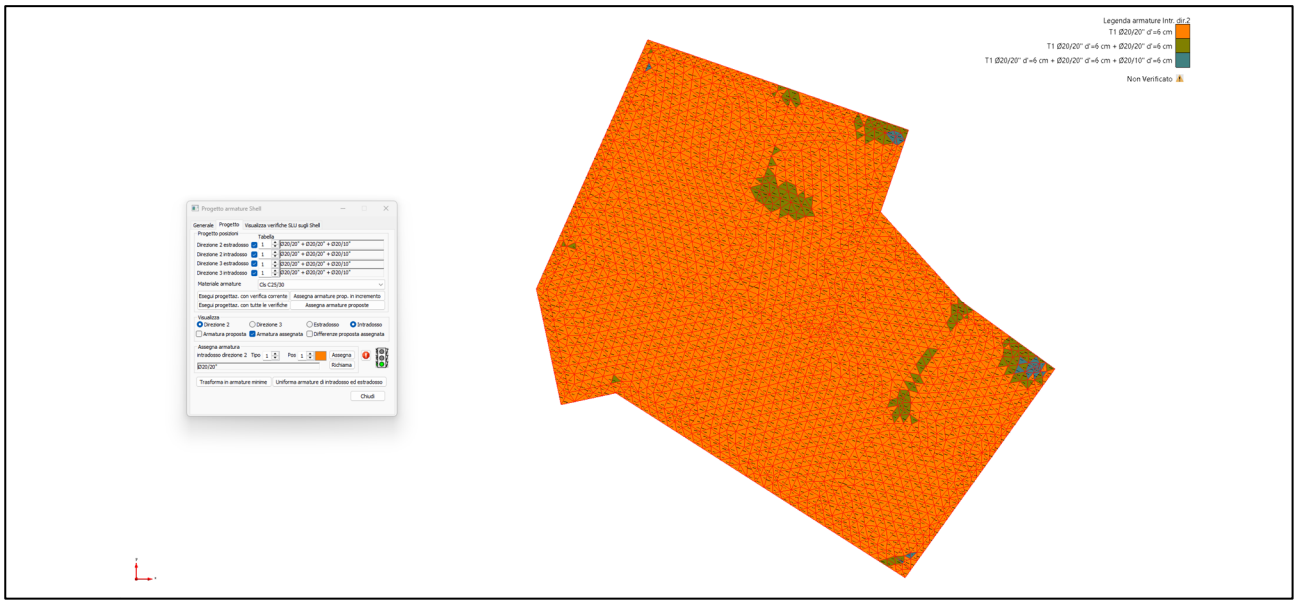


Fig. 12-1 – Armatura – Direzione 2 intradosso

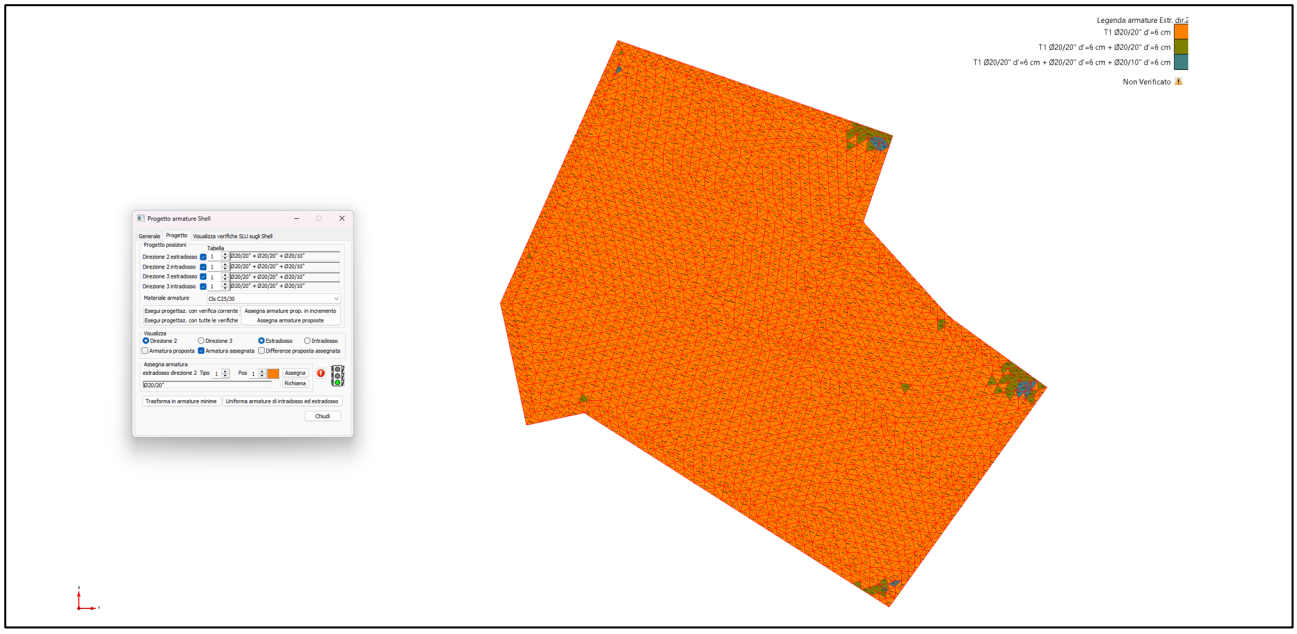


Fig. 12-2 – Armatura – Direzione 2 estradosso

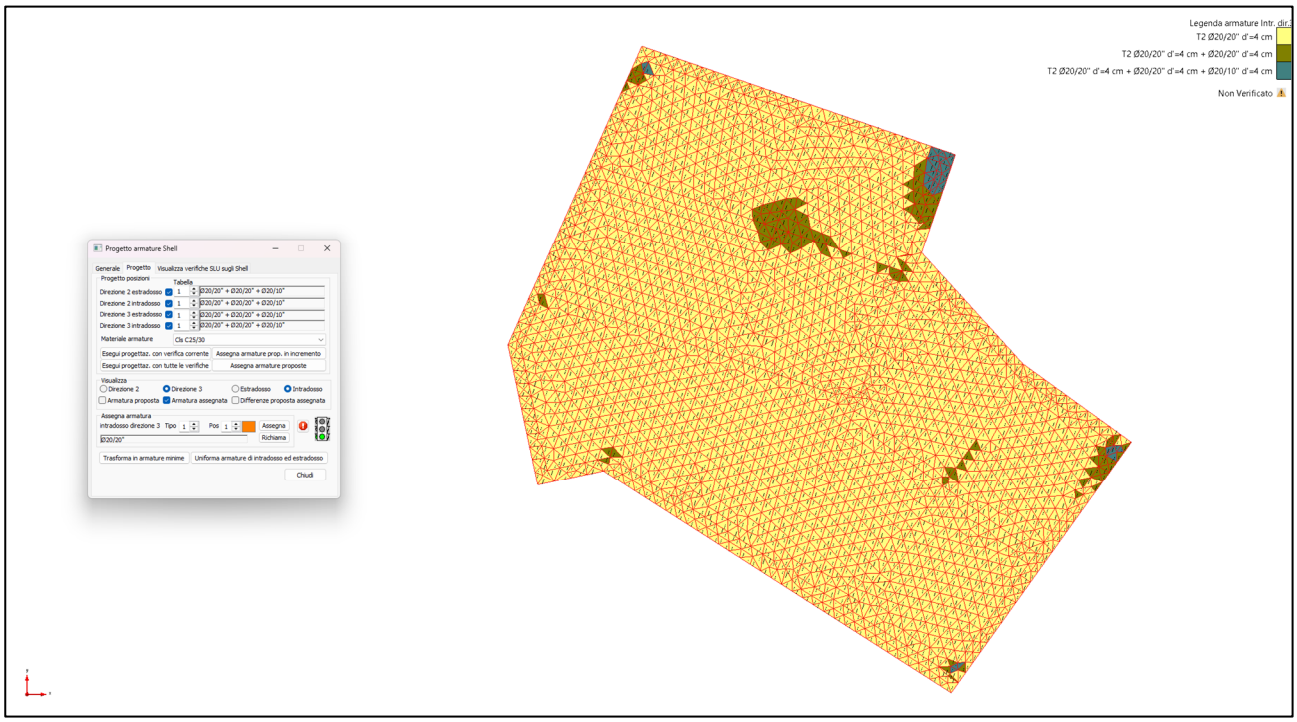


Fig. 12-3 – Armatura – Direzione 3 intradosso

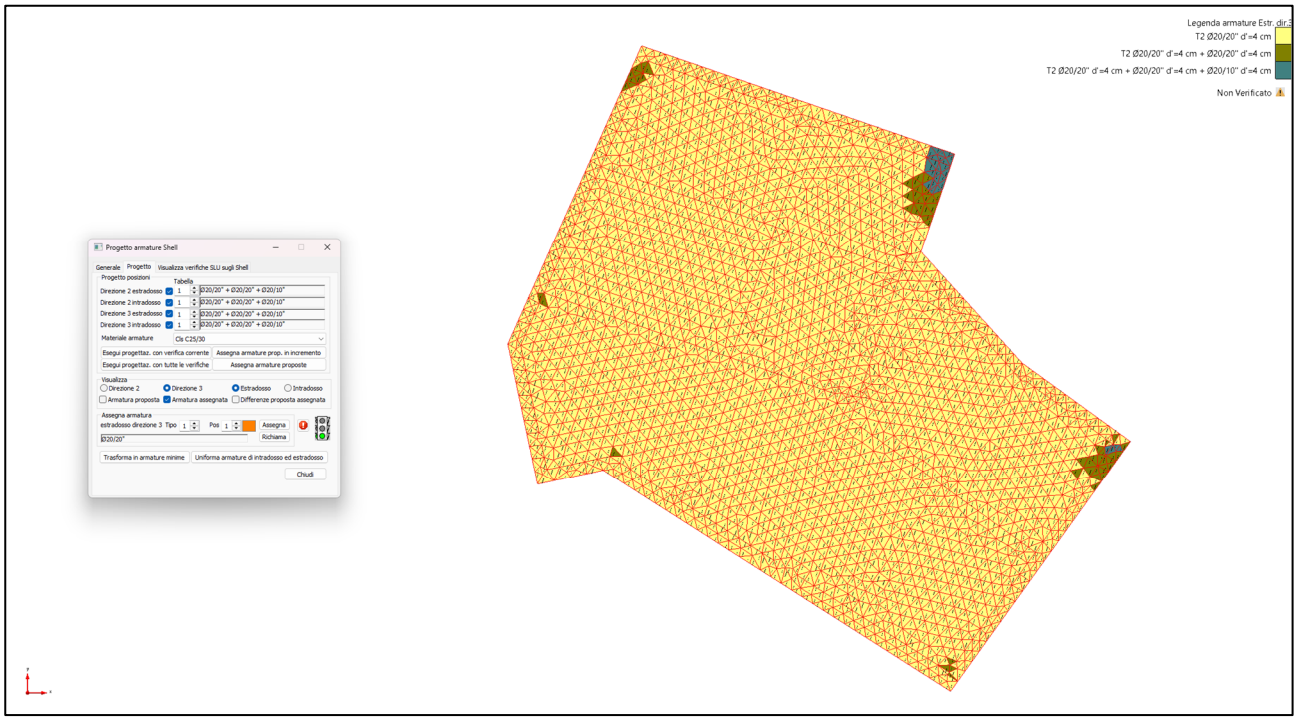


Fig. 12-4 – Armatura – Direzione 3 estradosso

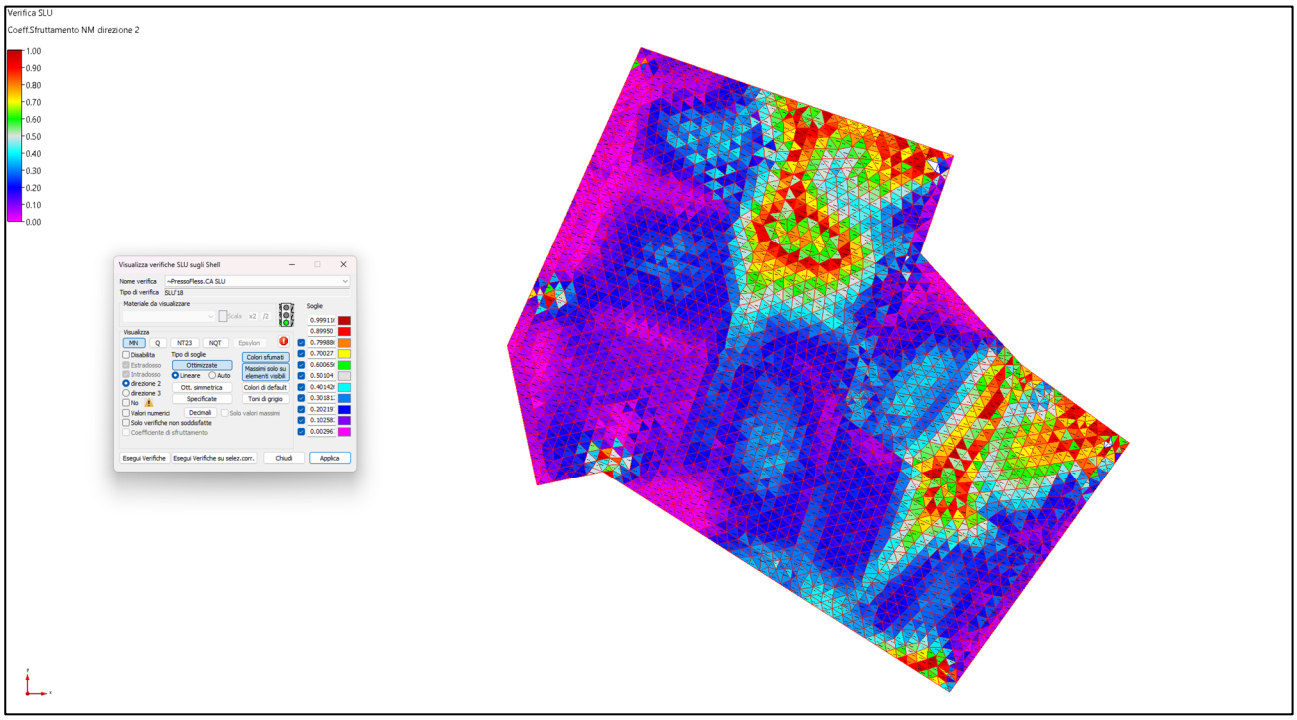


Fig. 12-5 – Verifica SLU – Coefficiente NM – Direzione 2

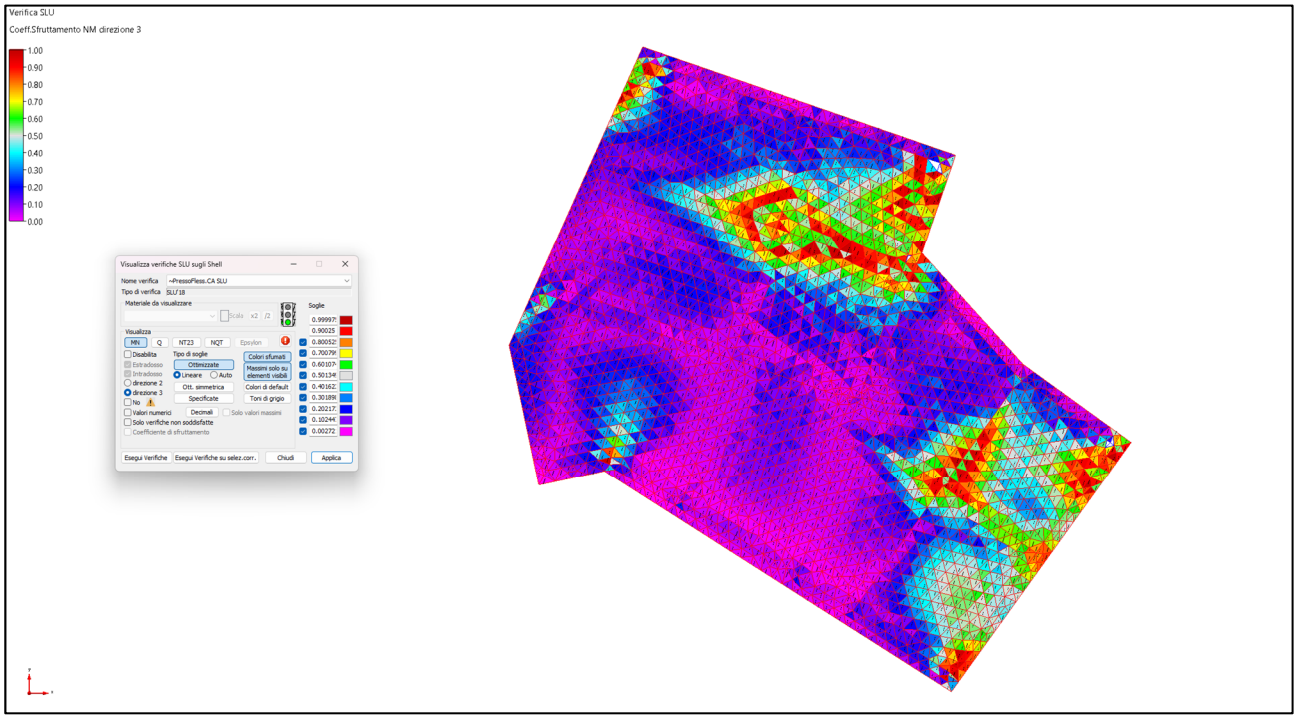


Fig. 12-6 – Verifica SLU – Coefficiente NM – Direzione 3

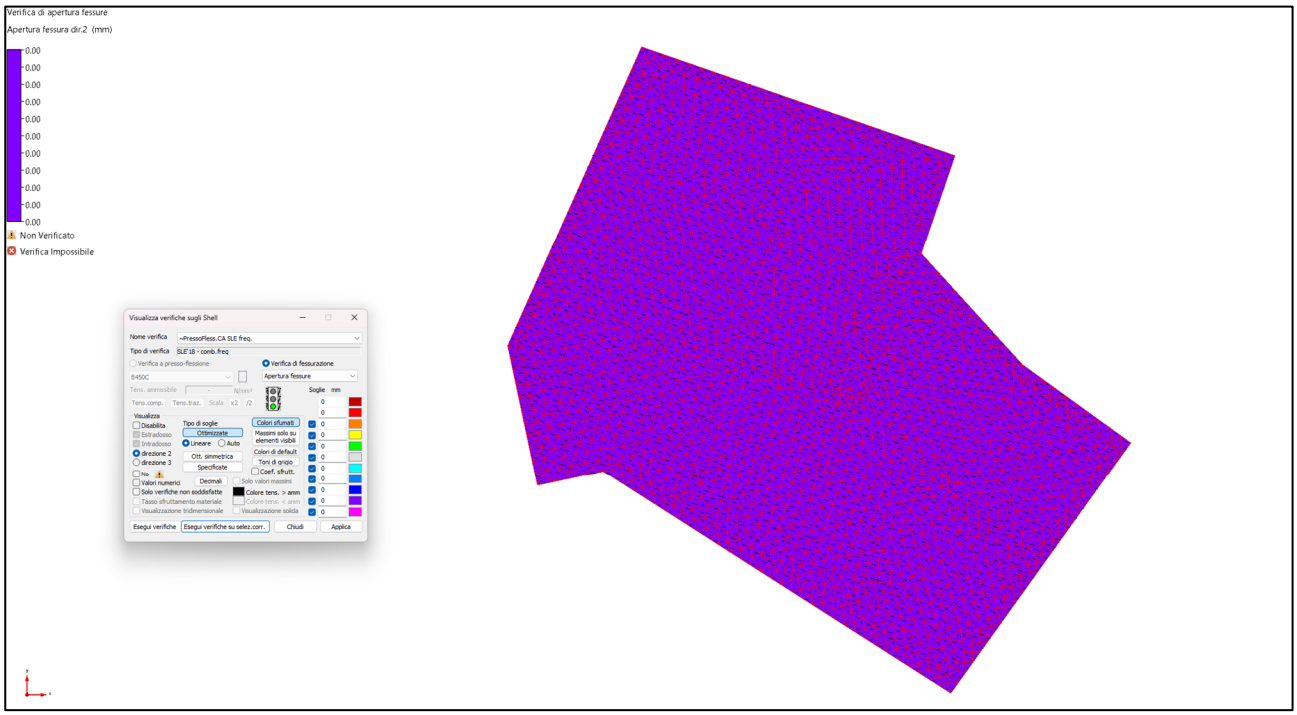


Fig. 12-7 – Verifica SLE – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 2

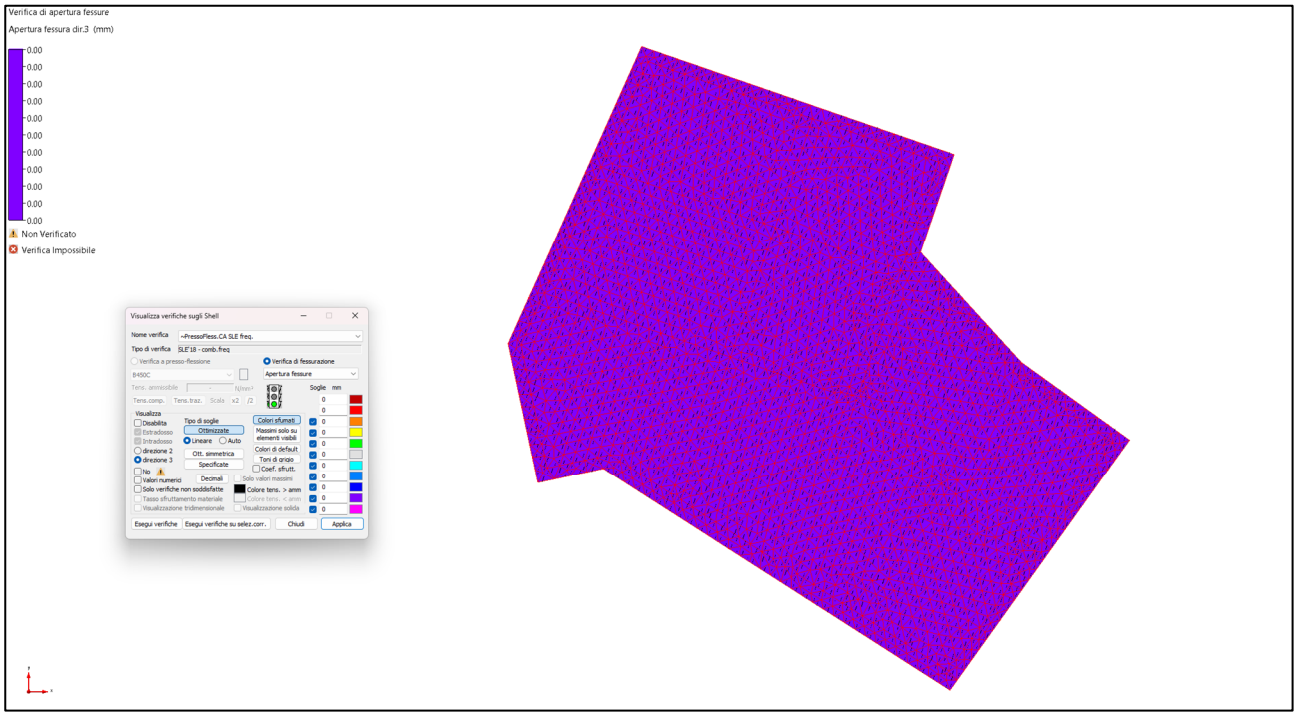


Fig. 12-8 – Verifica SLE – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 3

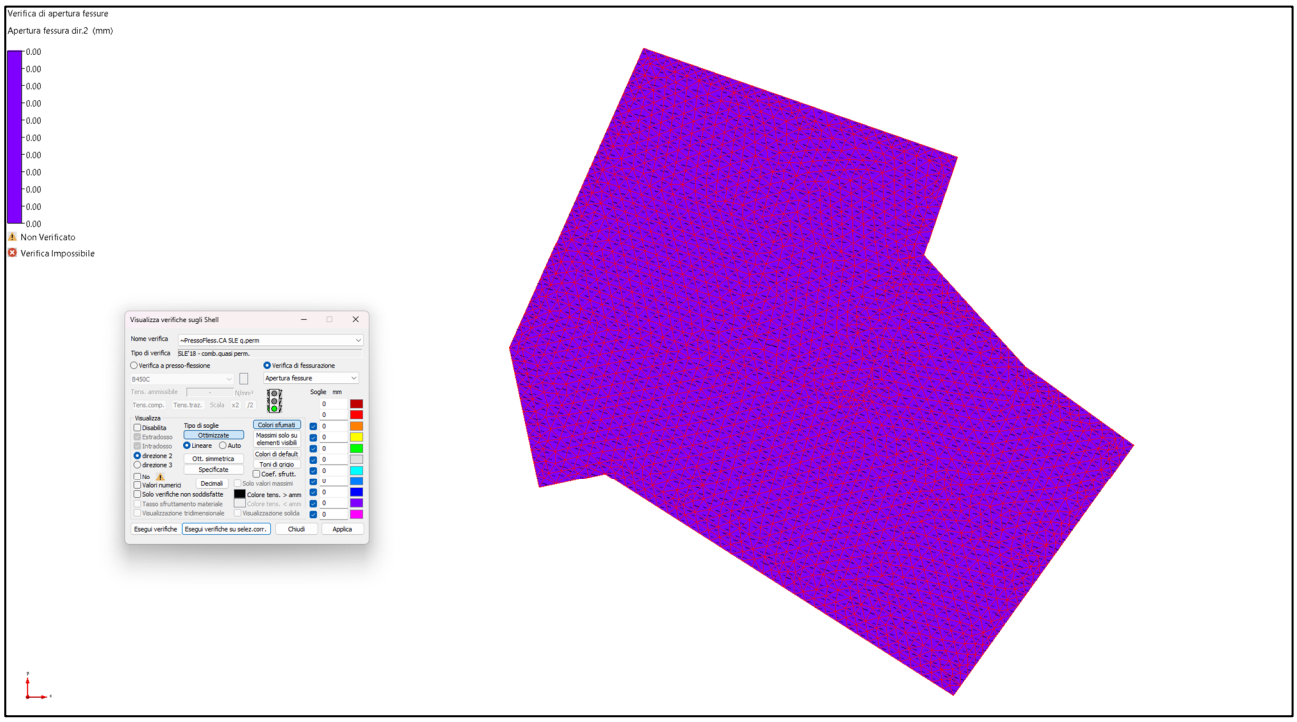


Fig. 12-9 – Verifica SLE – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 2

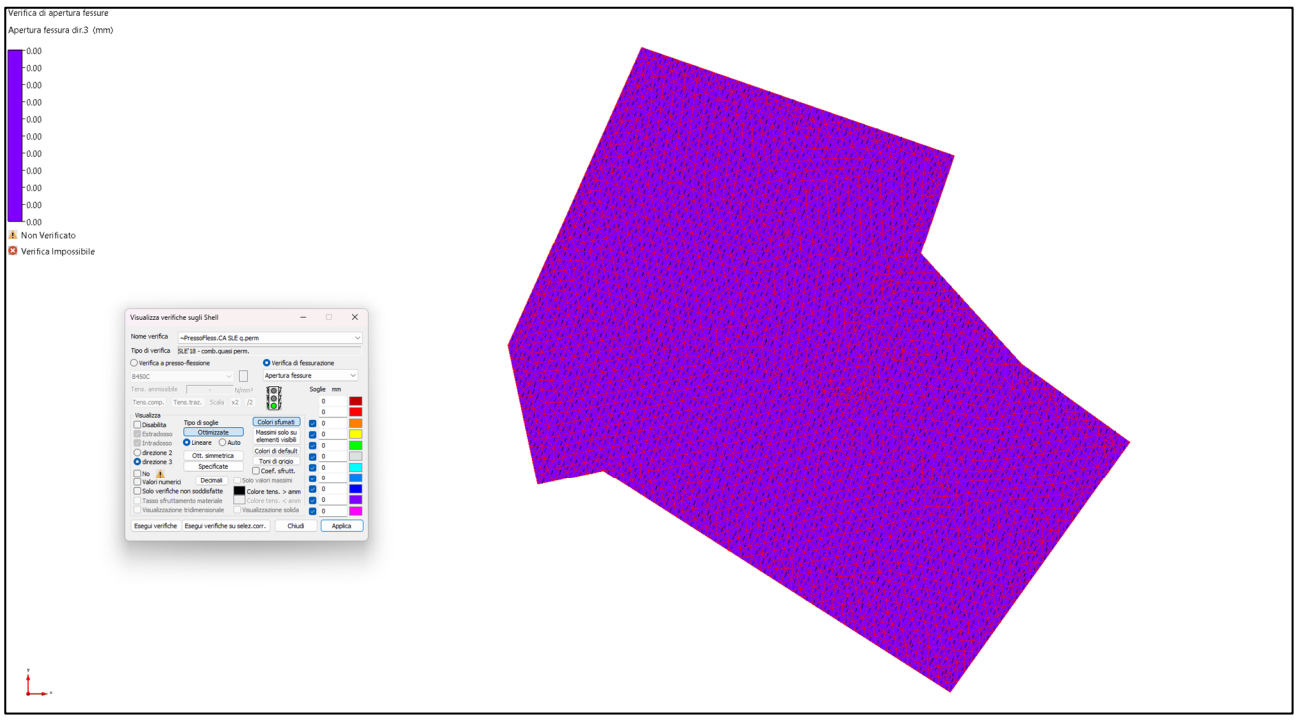


Fig. 12-10 – Verifica SLE – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 3

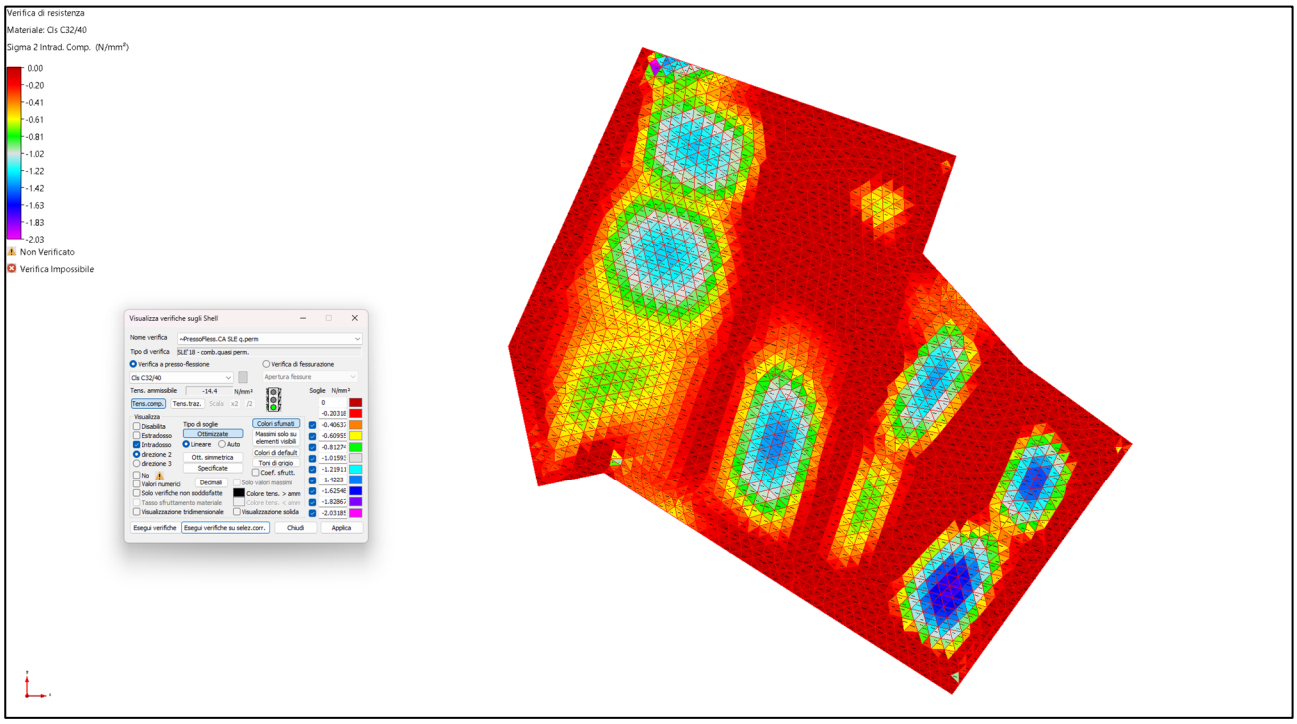


Fig. 12-11 – Verifica SLE – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 2

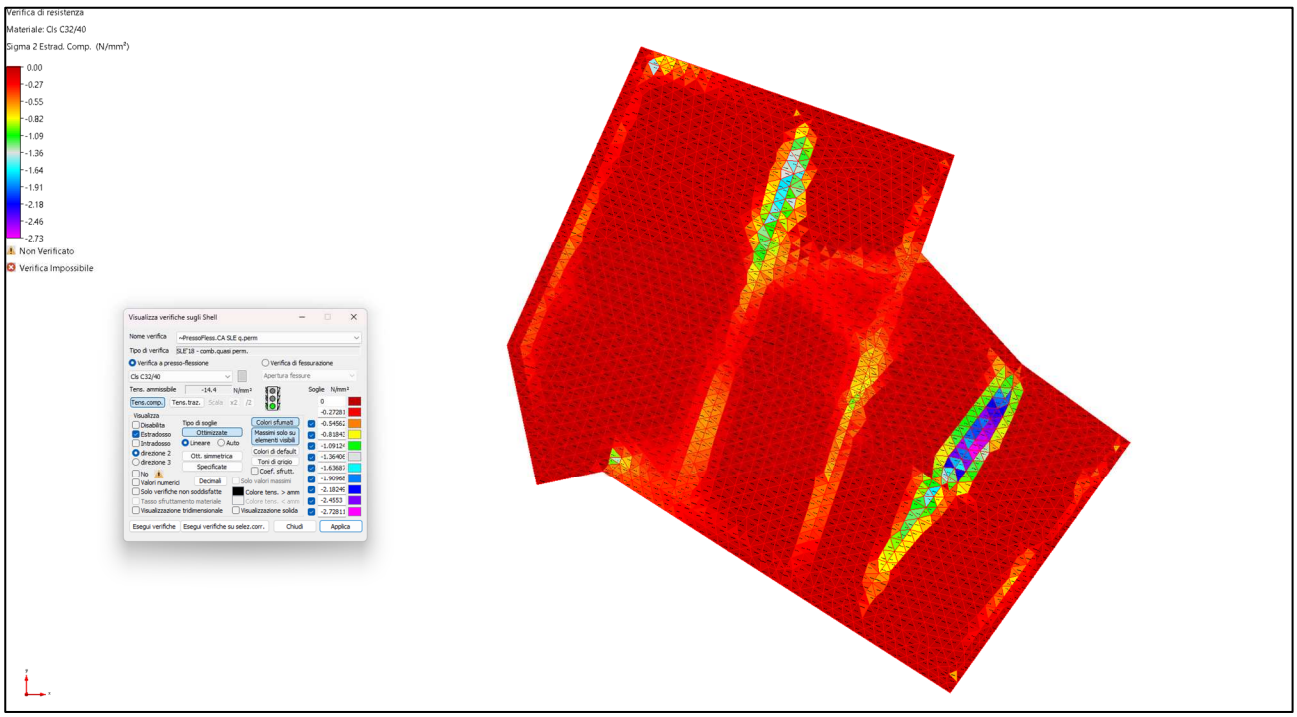


Fig. 12-12 – Verifica SLE – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 2

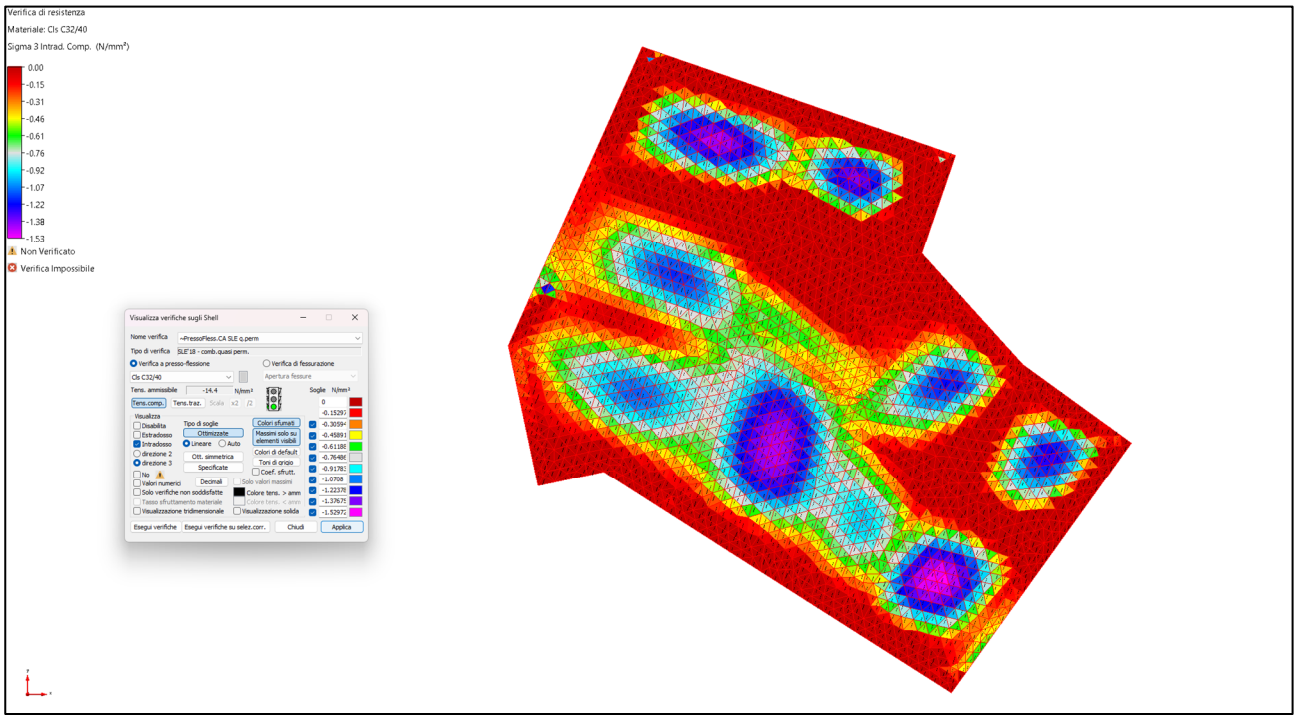


Fig. 12-13 – Verifica SLE – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 3

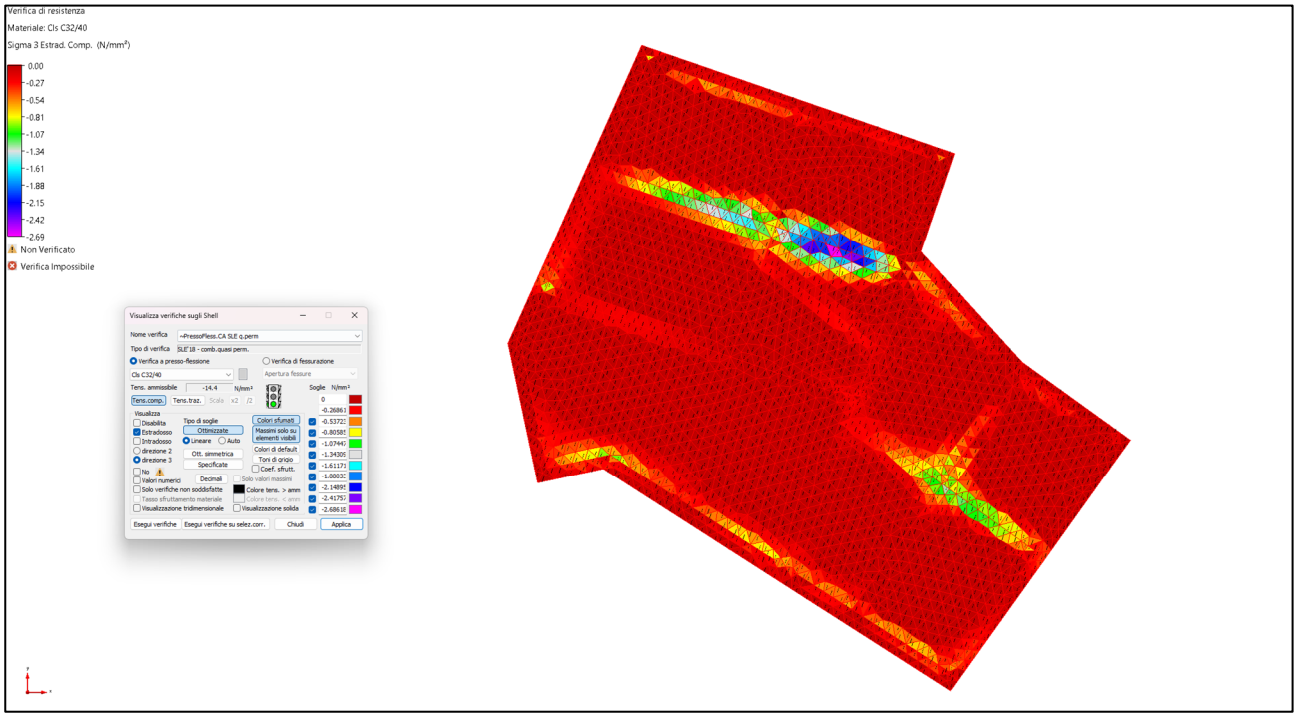


Fig. 12-14 – Verifica SLE – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 3

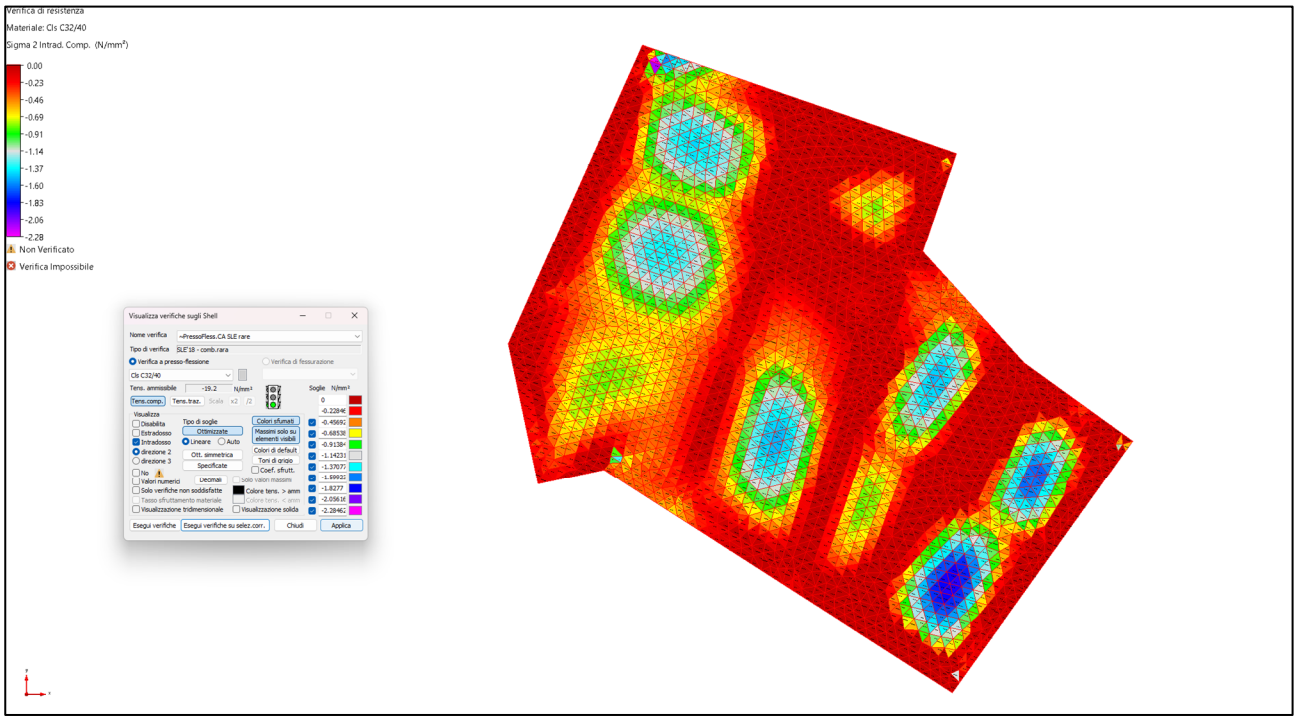


Fig. 12-15 – Verifica SLE – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

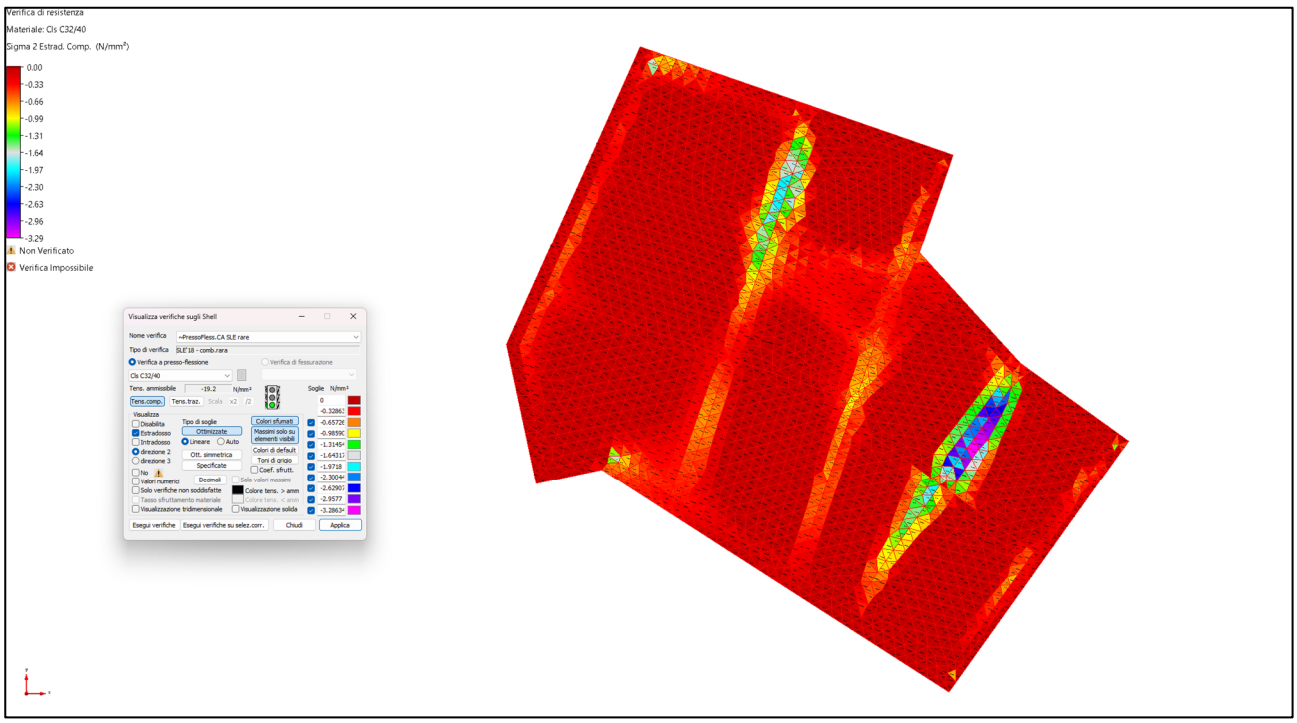


Fig. 12-16 – Verifica SLE – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

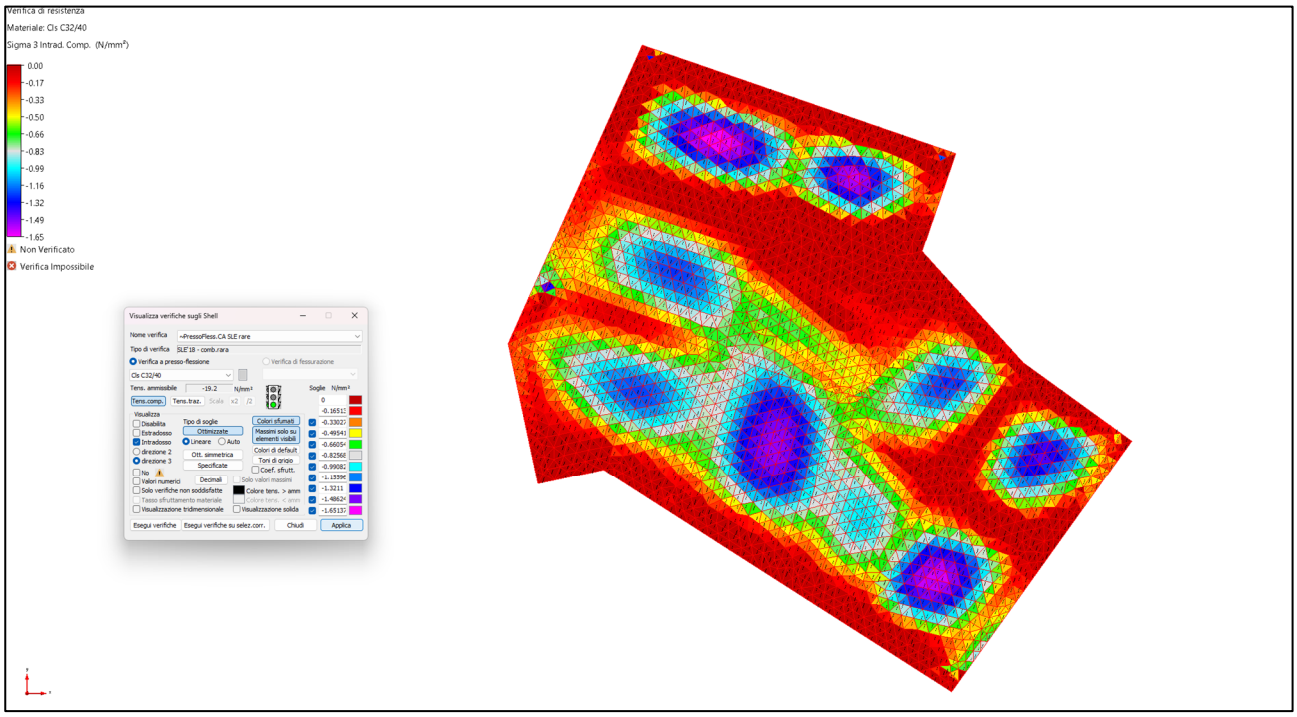


Fig. 12-17 – Verifica SLE – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

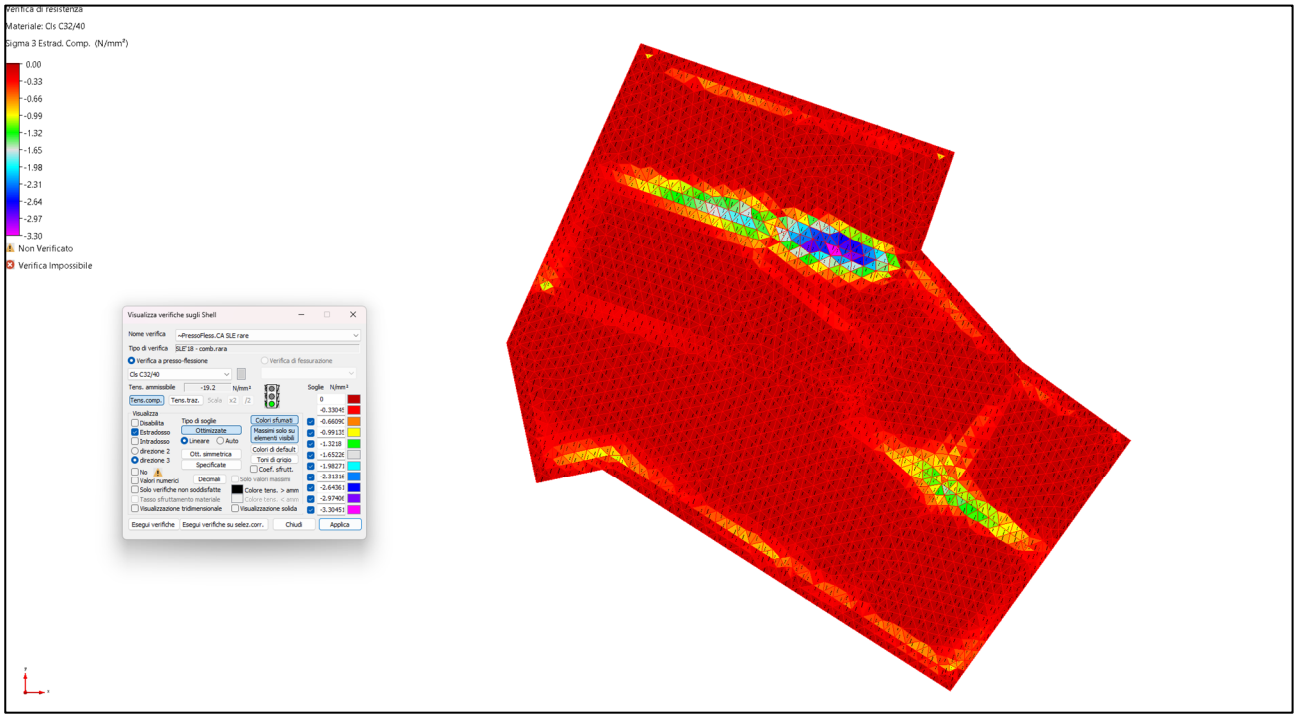


Fig. 12-18 – Verifica SLE – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

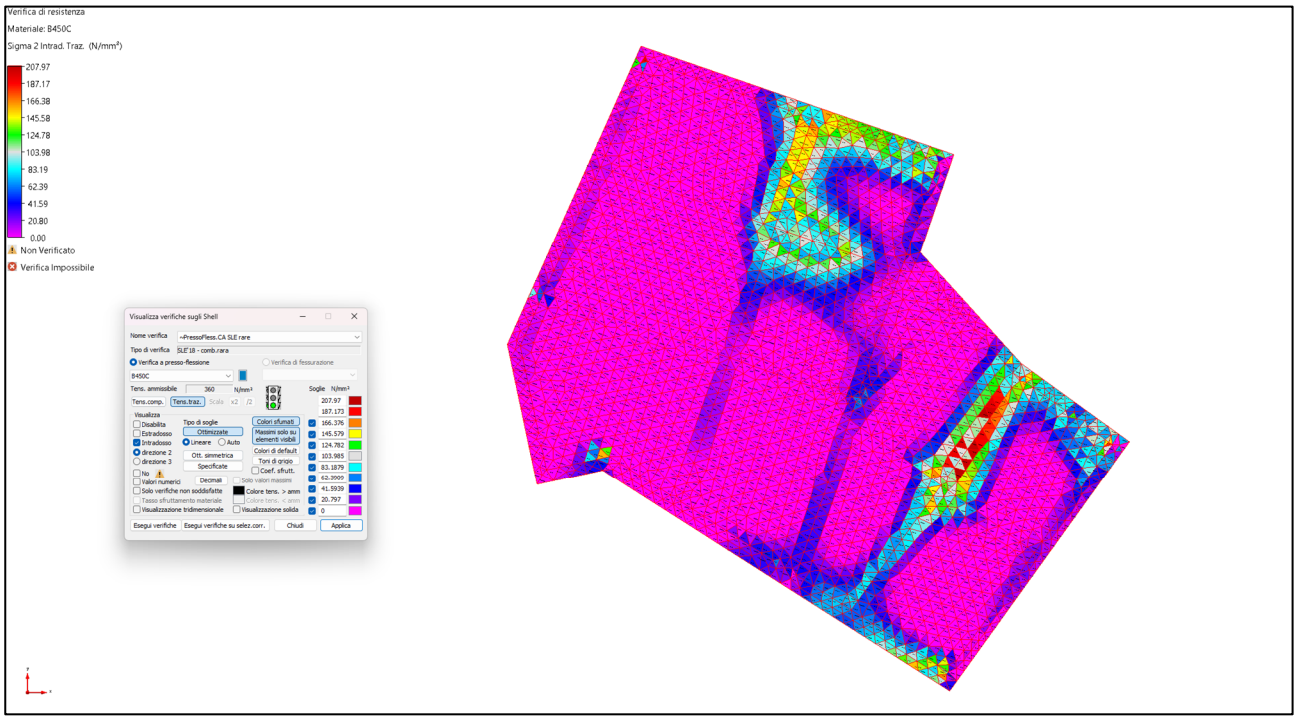


Fig. 12-19 – Verifica SLE – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

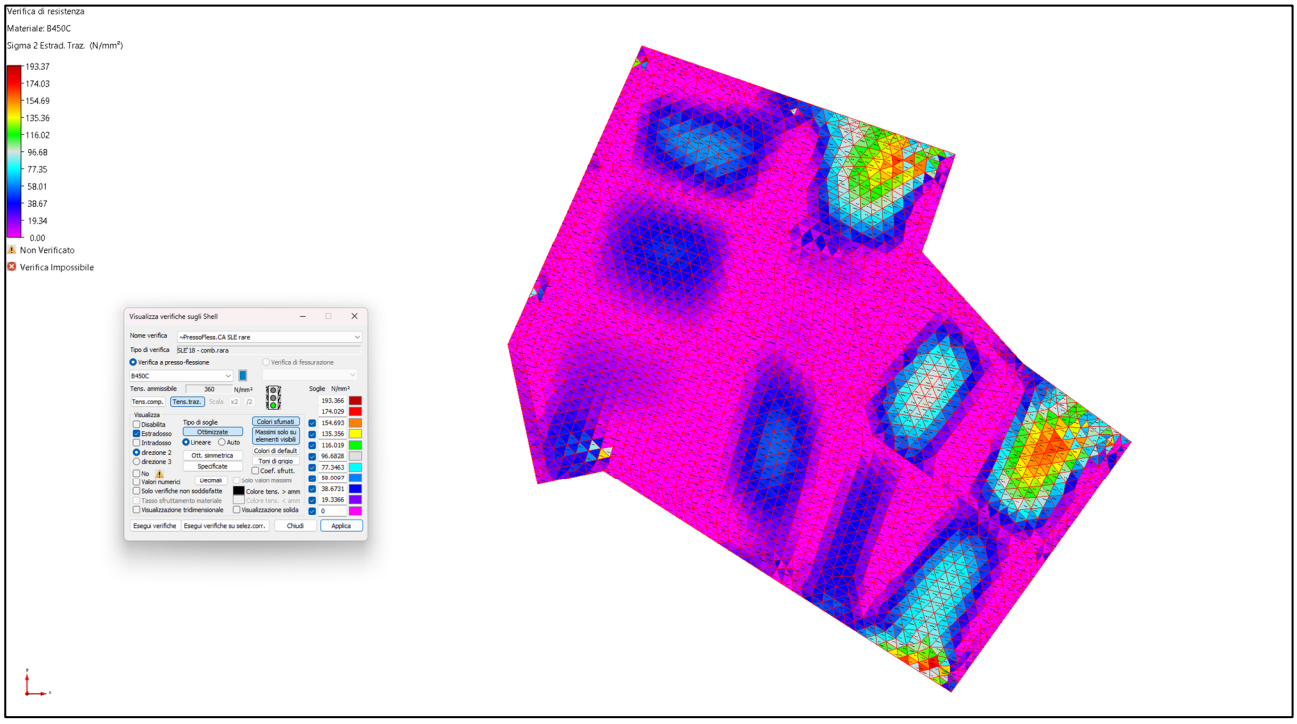


Fig. 12-20 – Verifica SLE – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

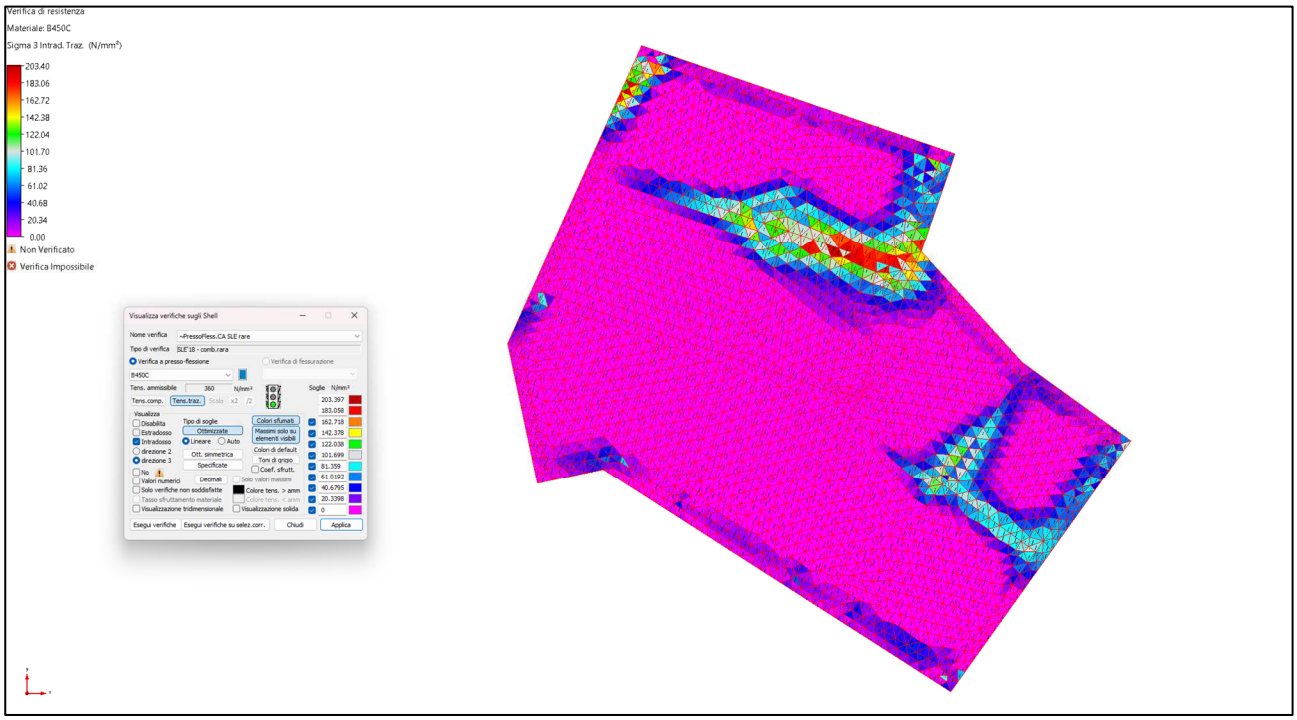


Fig. 12-21 – Verifica SLE – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

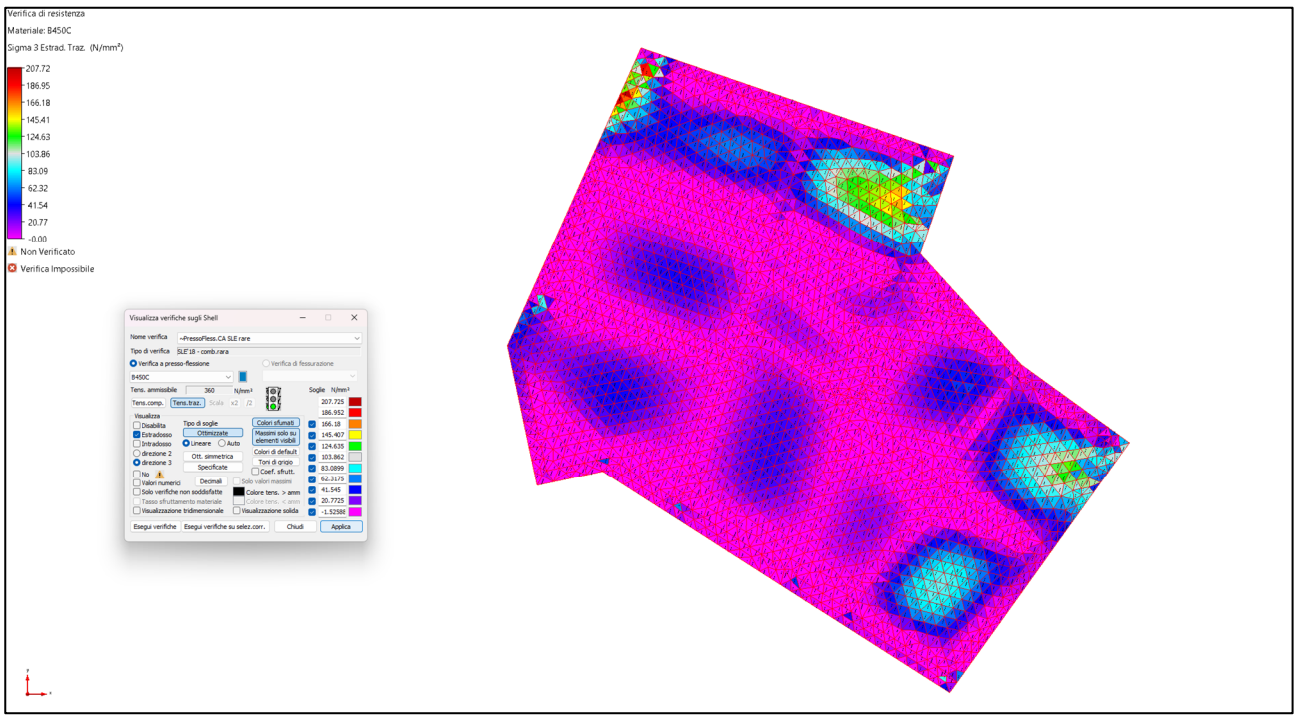


Fig. 12-22 – Verifica SLE – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

12.2 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – PLATEA DI FONDAZIONE PL_02

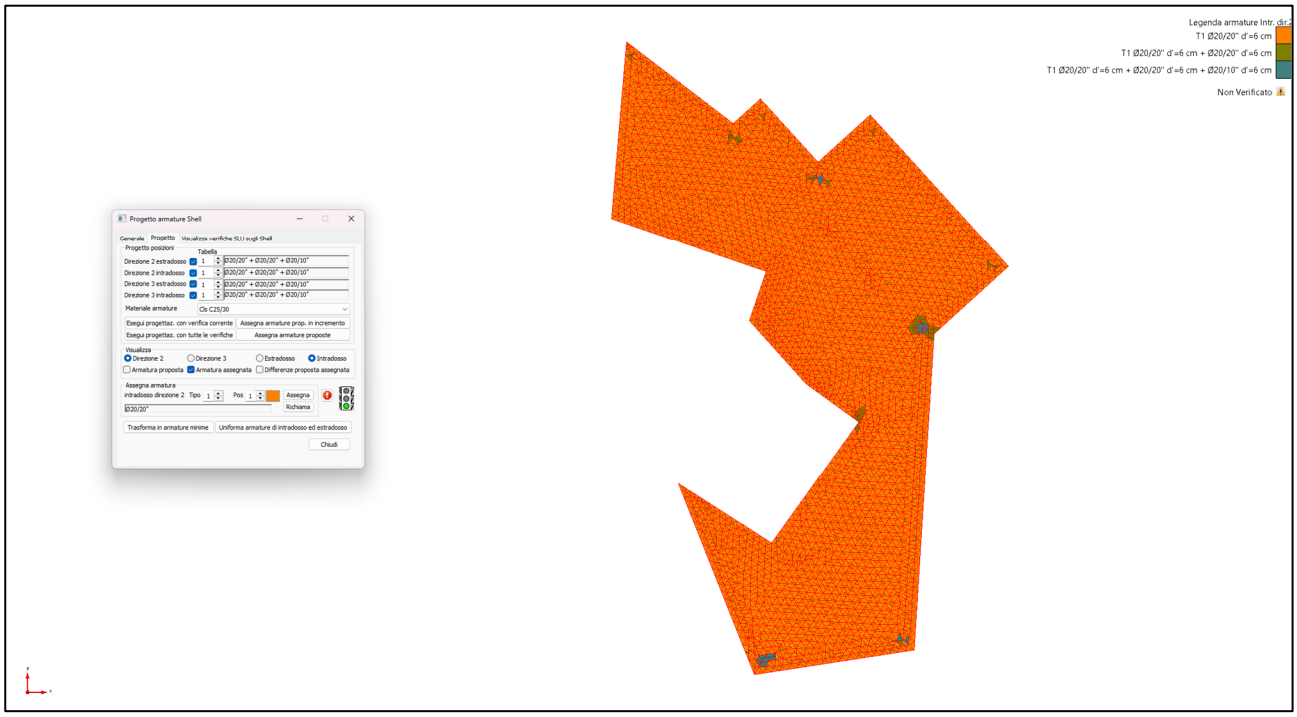


Fig. 12-23 – Armatura – Direzione 2 intradosso

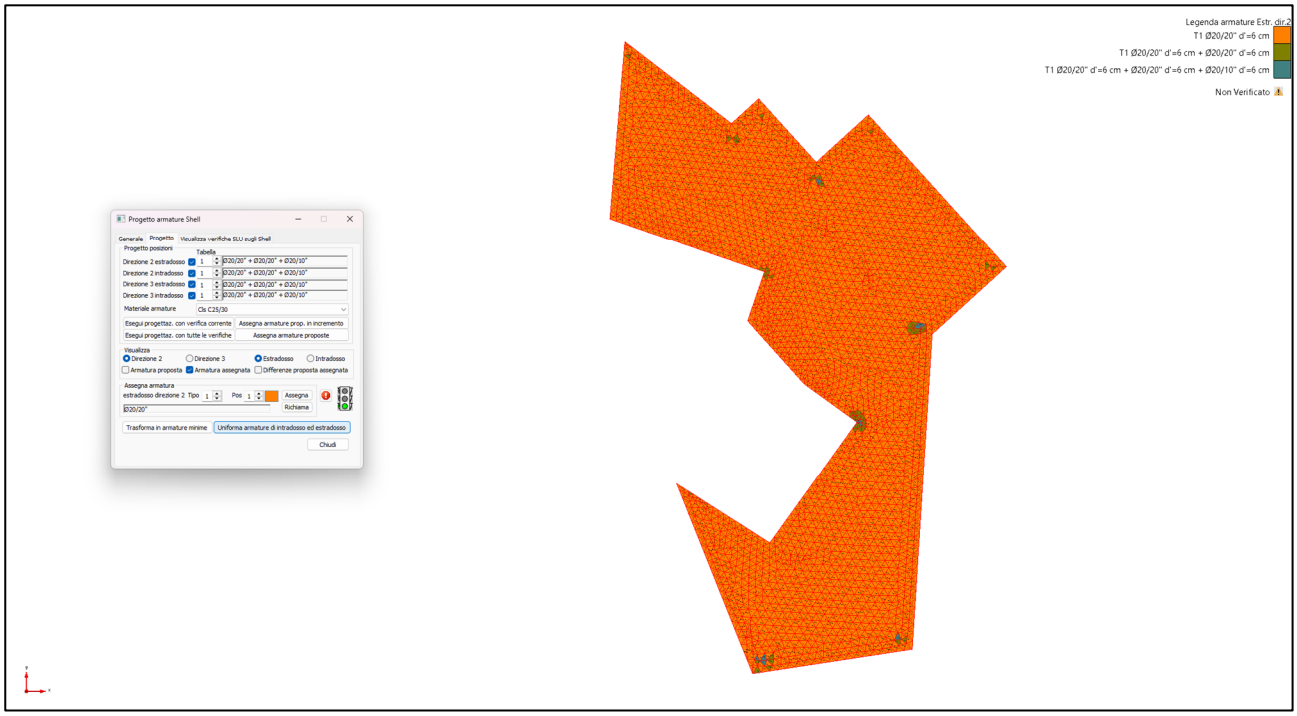


Fig. 12-24 – Armatura – Direzione 2 estradosso

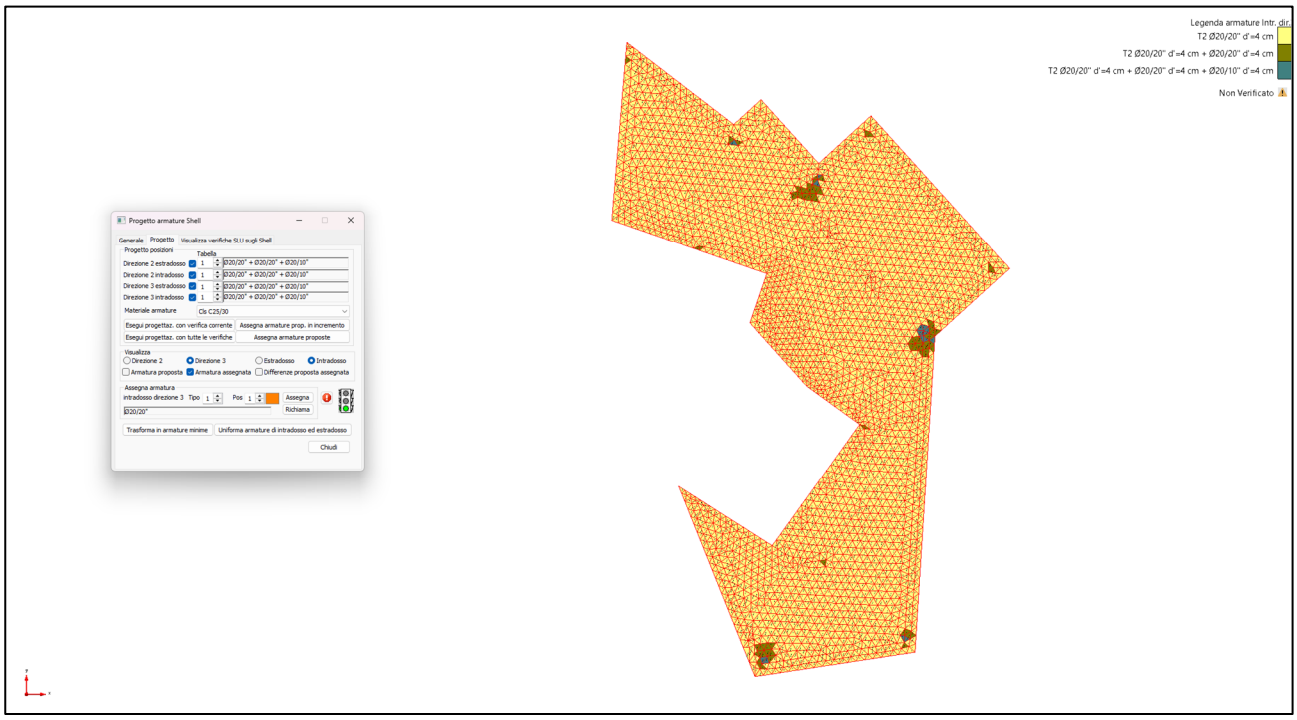


Fig. 12-25 – Armatura – Direzione 3 intradosso



Fig. 12-26 – Armatura – Direzione 3 estradosso

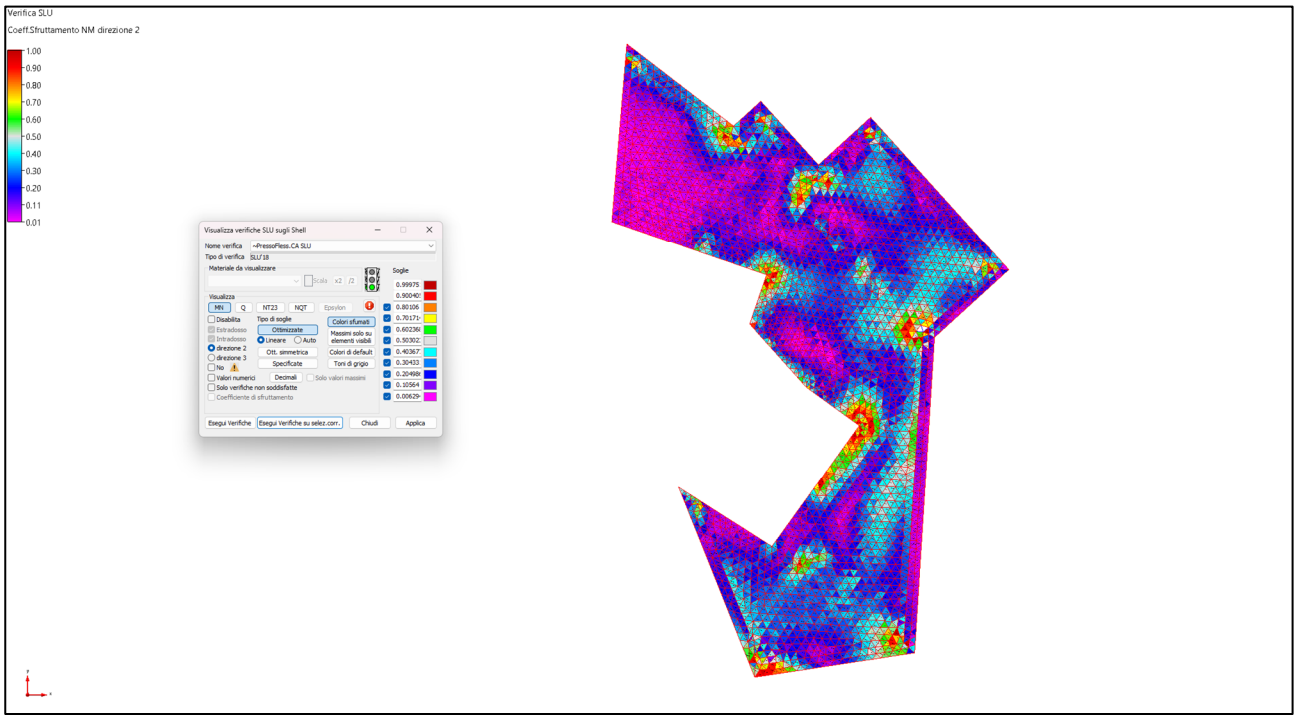


Fig. 12-27 – Verifica SLU – Coefficiente NM – Direzione 2

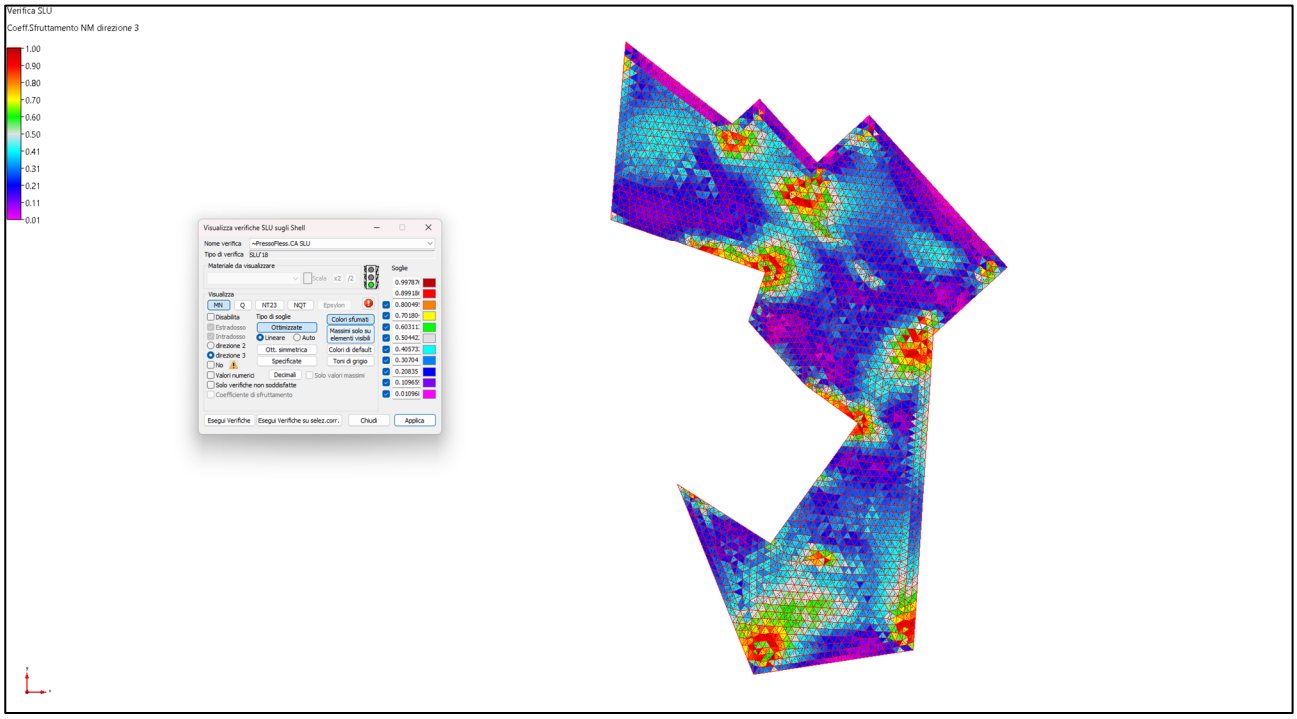


Fig. 12-28 – Verifica SLU – Coefficiente NM – Direzione 3

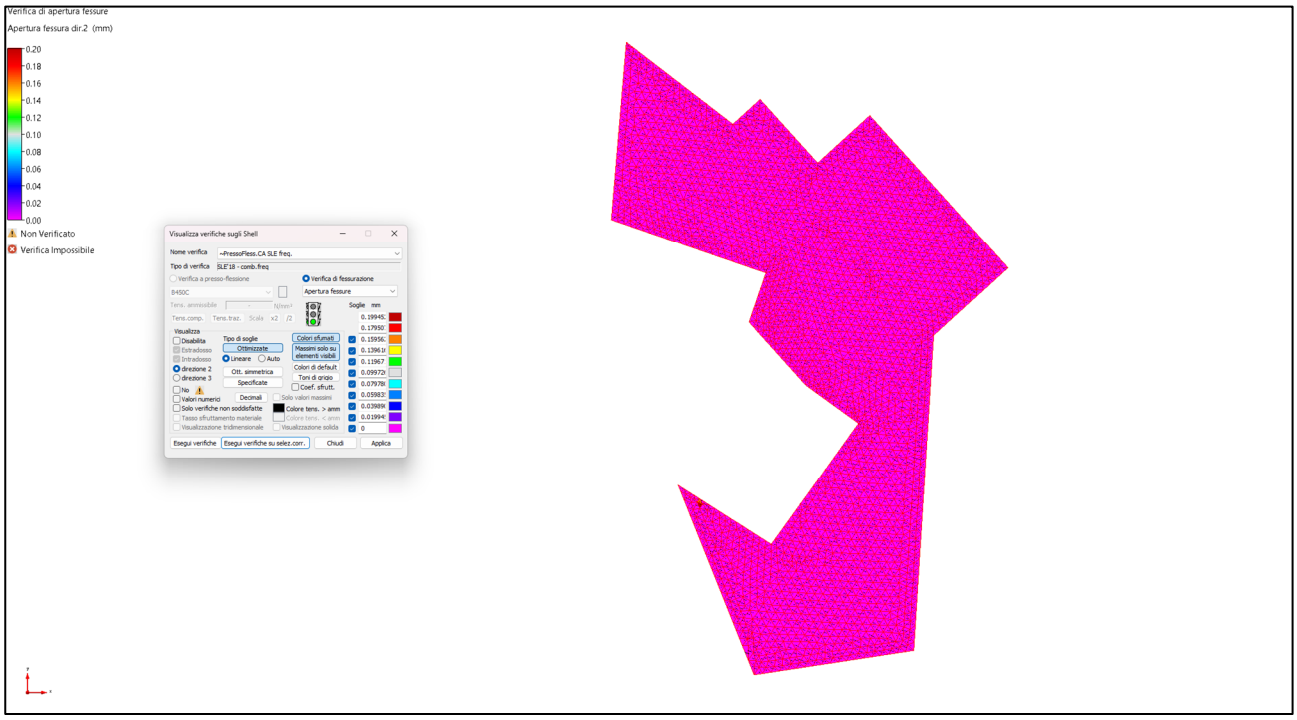


Fig. 12-29 – Verifica SLE – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 2

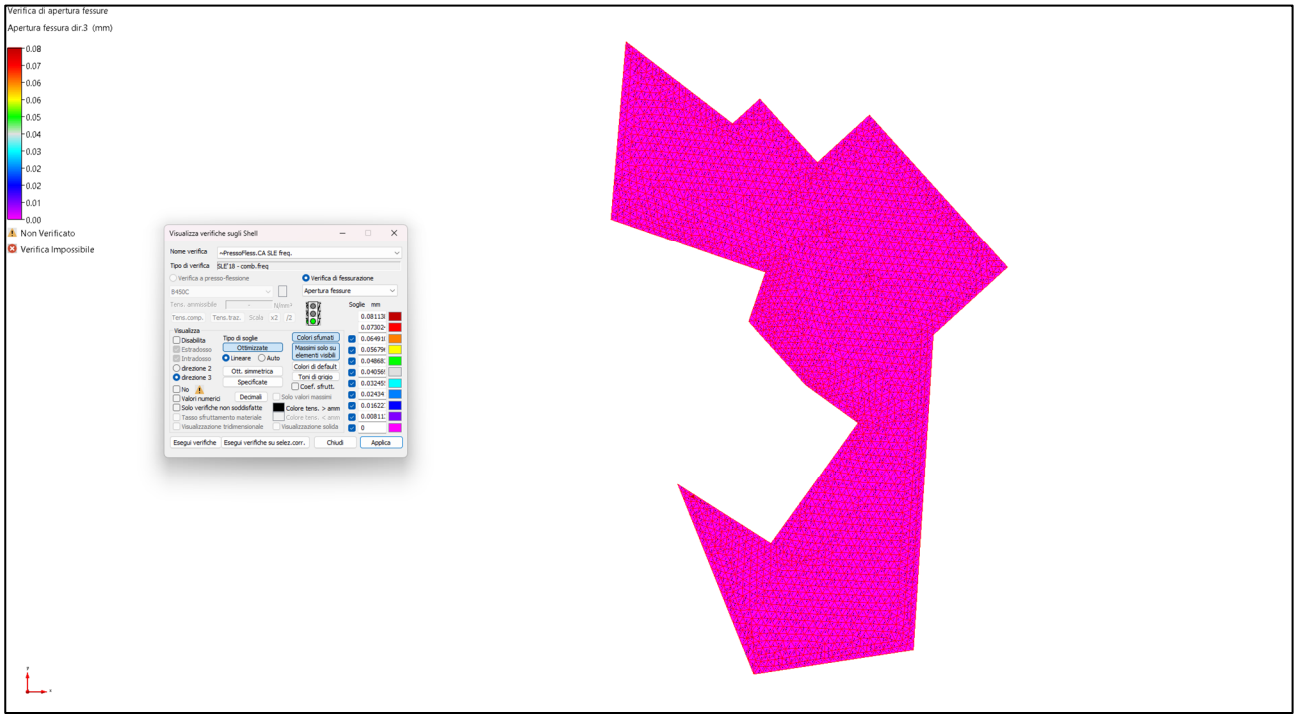


Fig. 12-30 – Verifica SLE – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 3

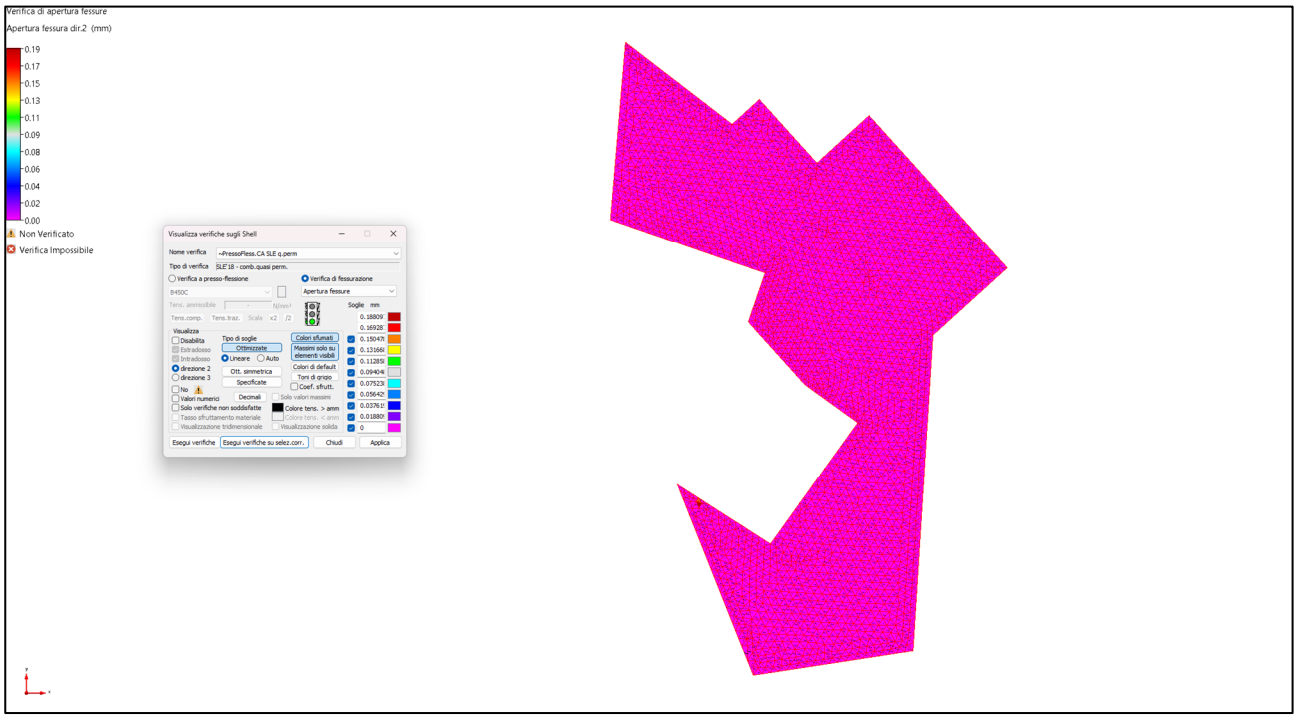


Fig. 12-31 – Verifica SLE – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 2

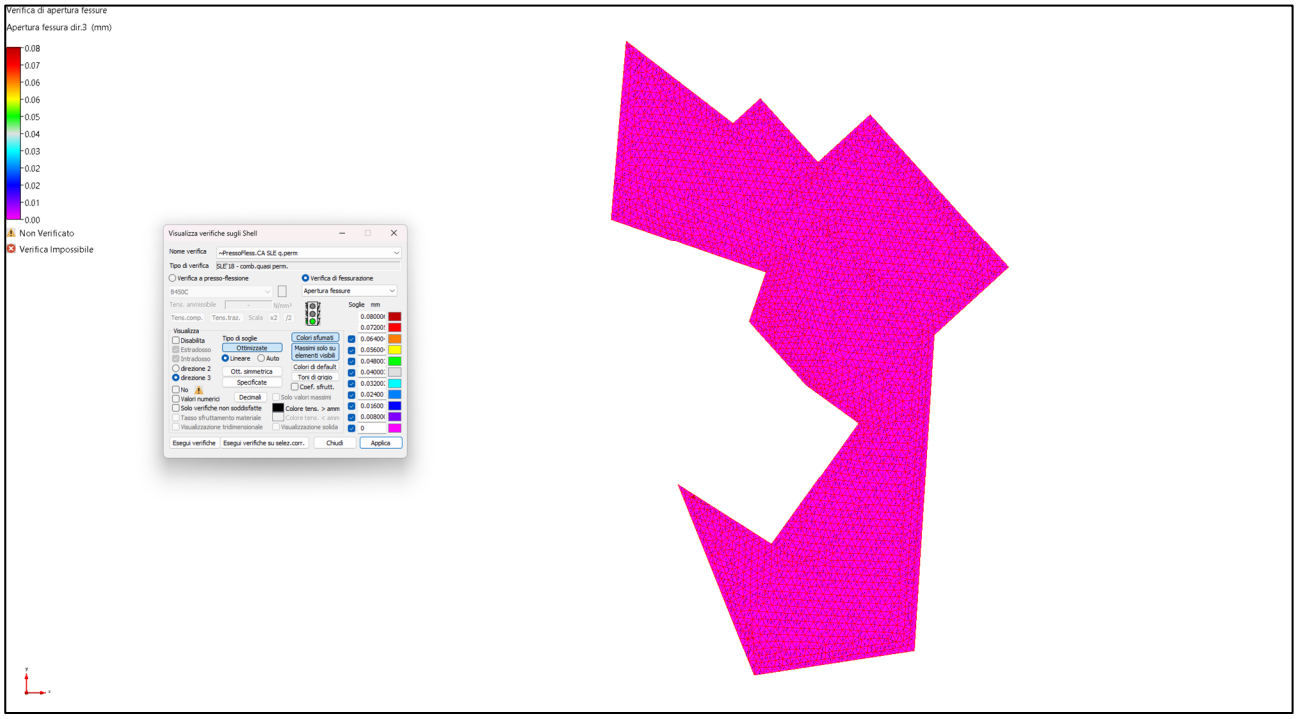


Fig. 12-32 – Verifica SLE – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 3

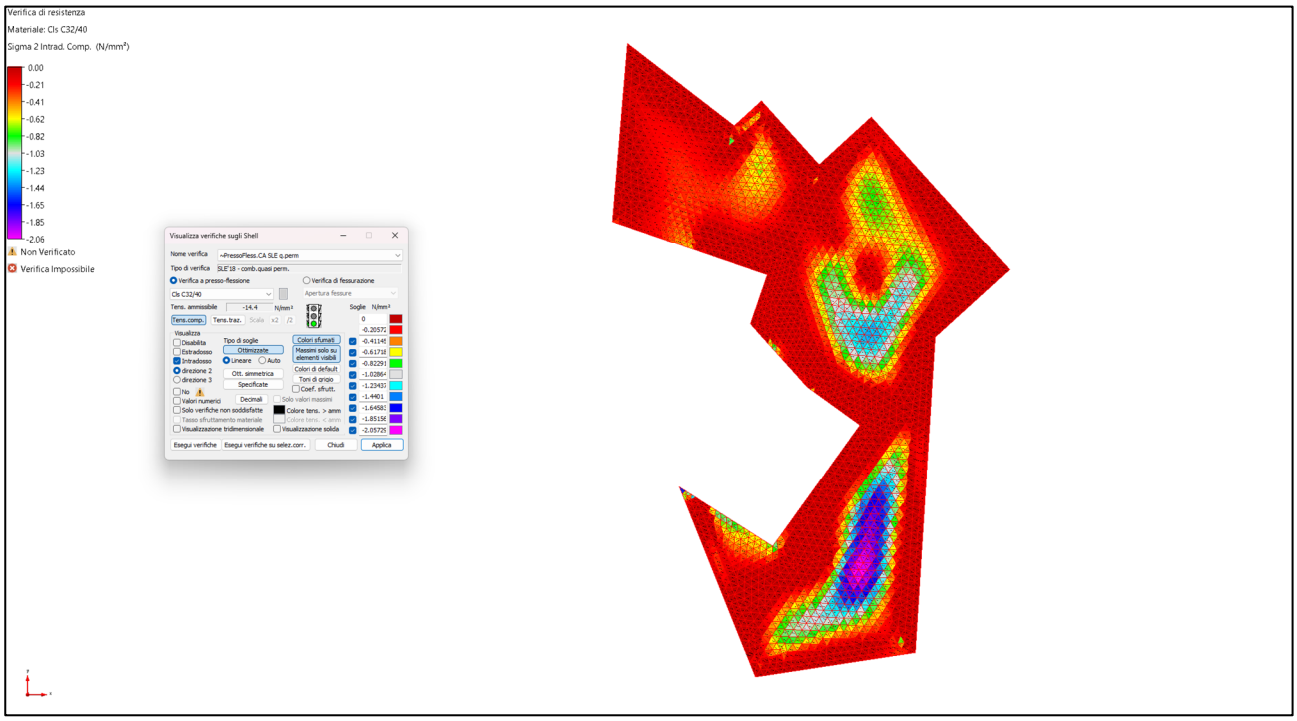


Fig. 12-33 – Verifica SLE – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 2

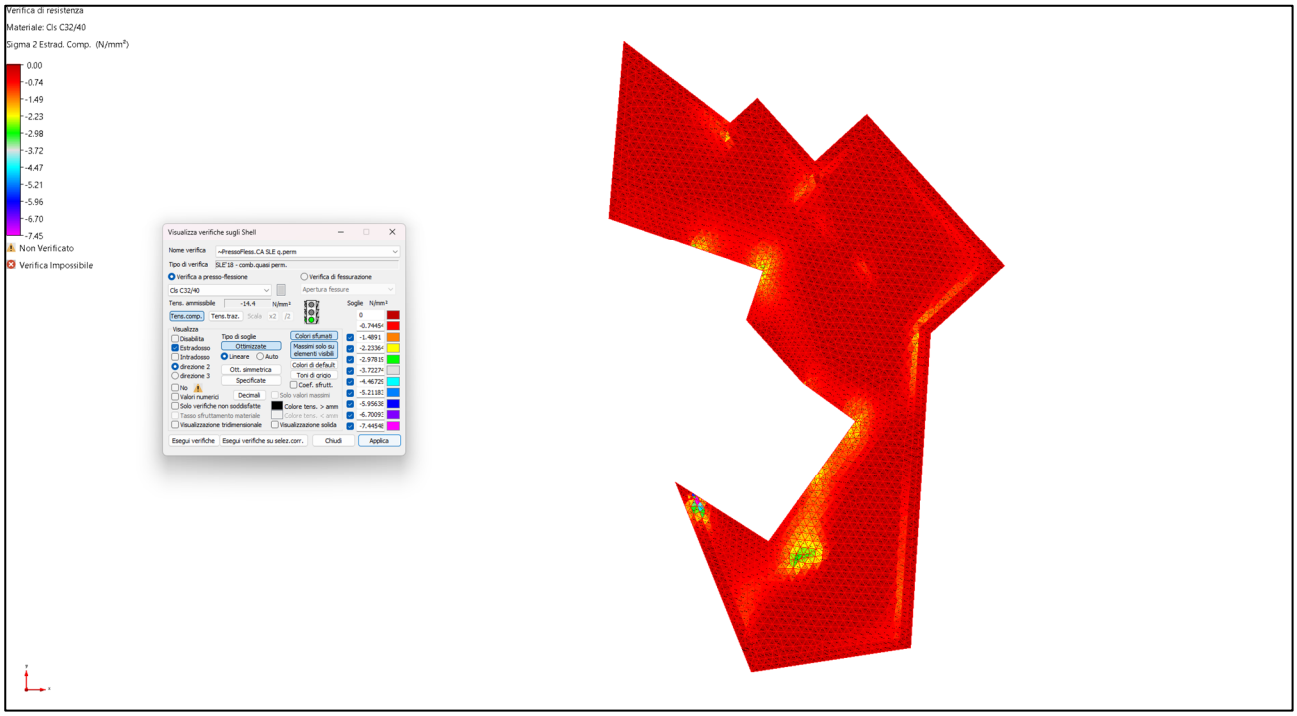


Fig. 12-34 – Verifica SLE – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 2

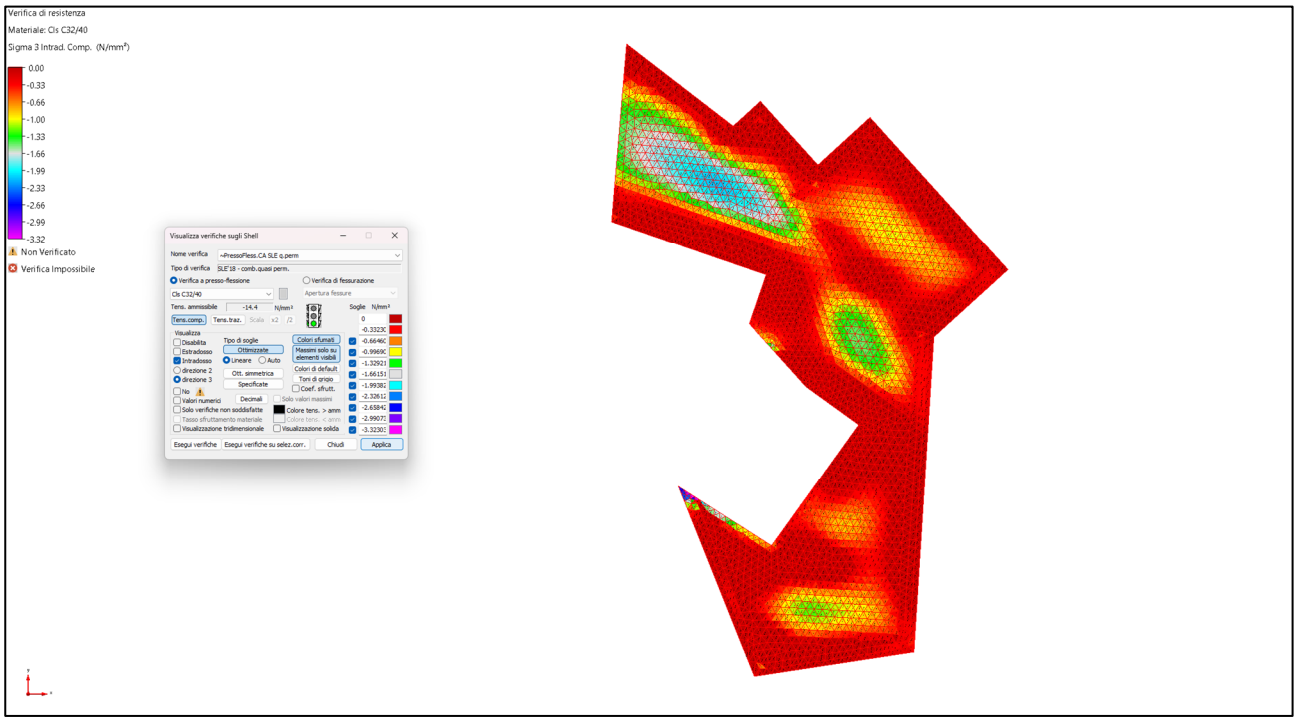


Fig. 12-35 – Verifica SLE – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 3

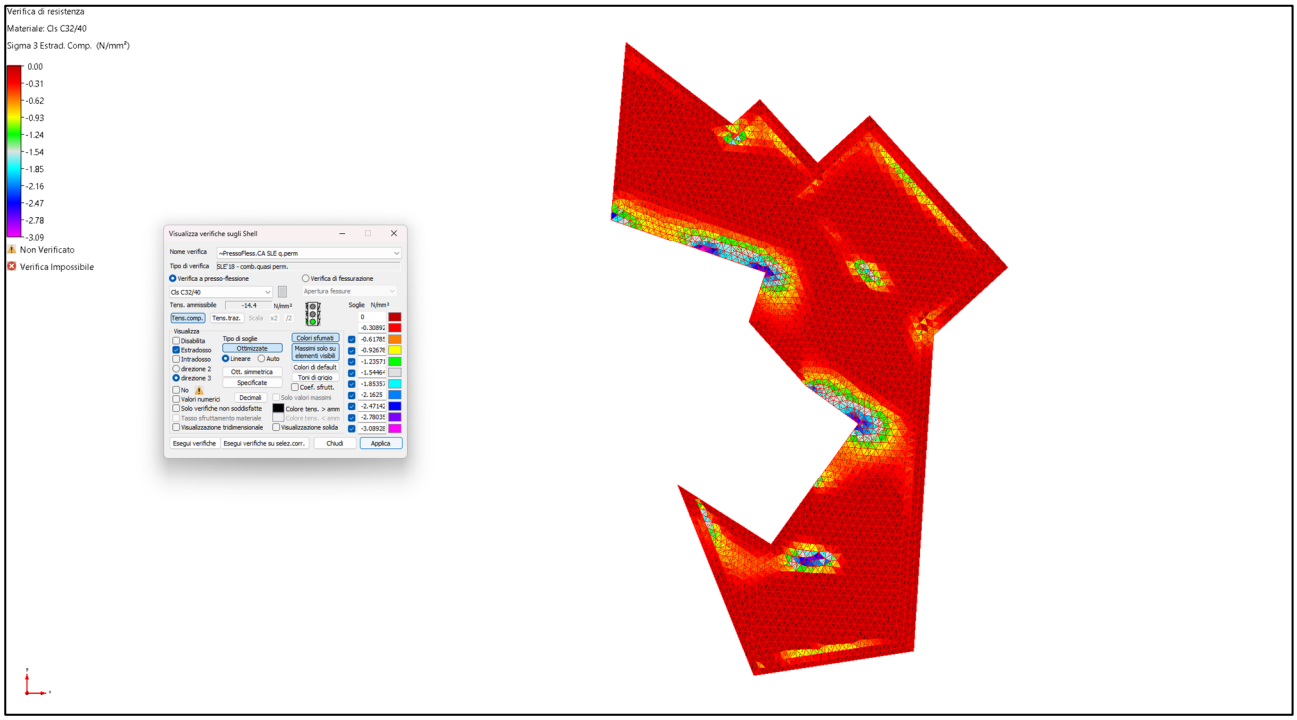


Fig. 12-36 – Verifica SLE – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 3

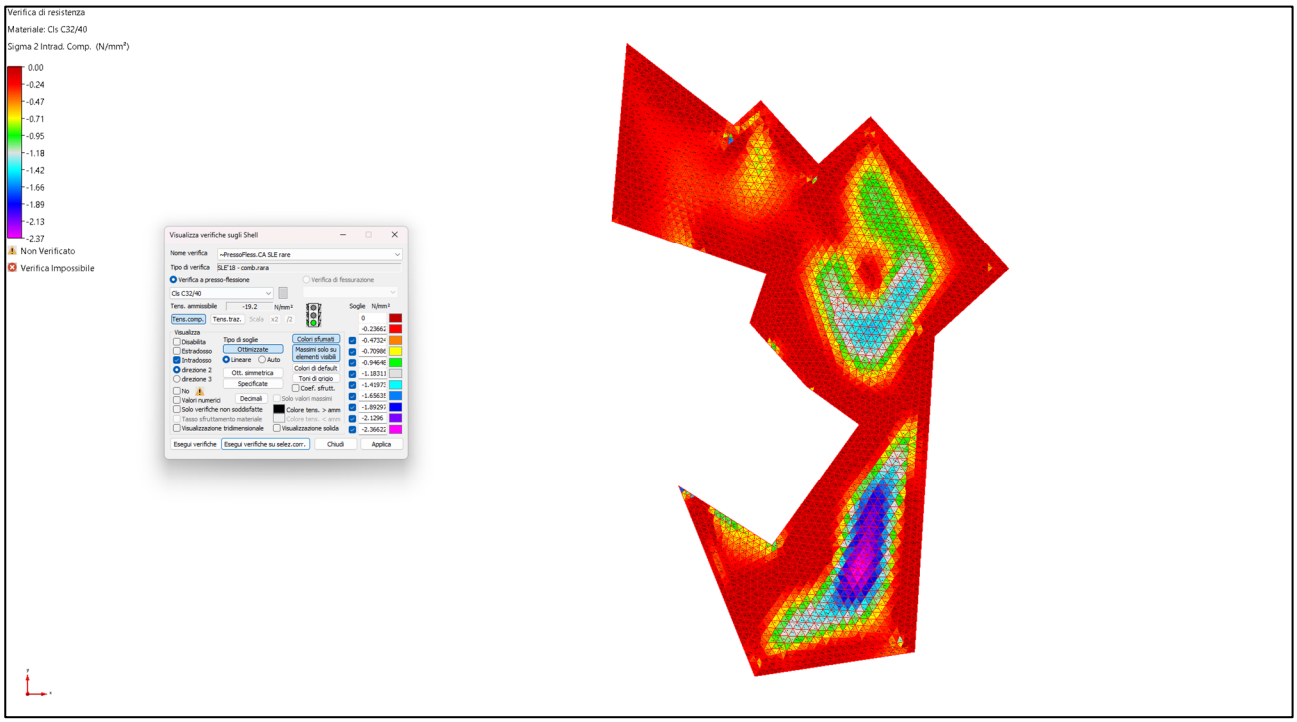


Fig. 12-37 – Verifica SLE – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

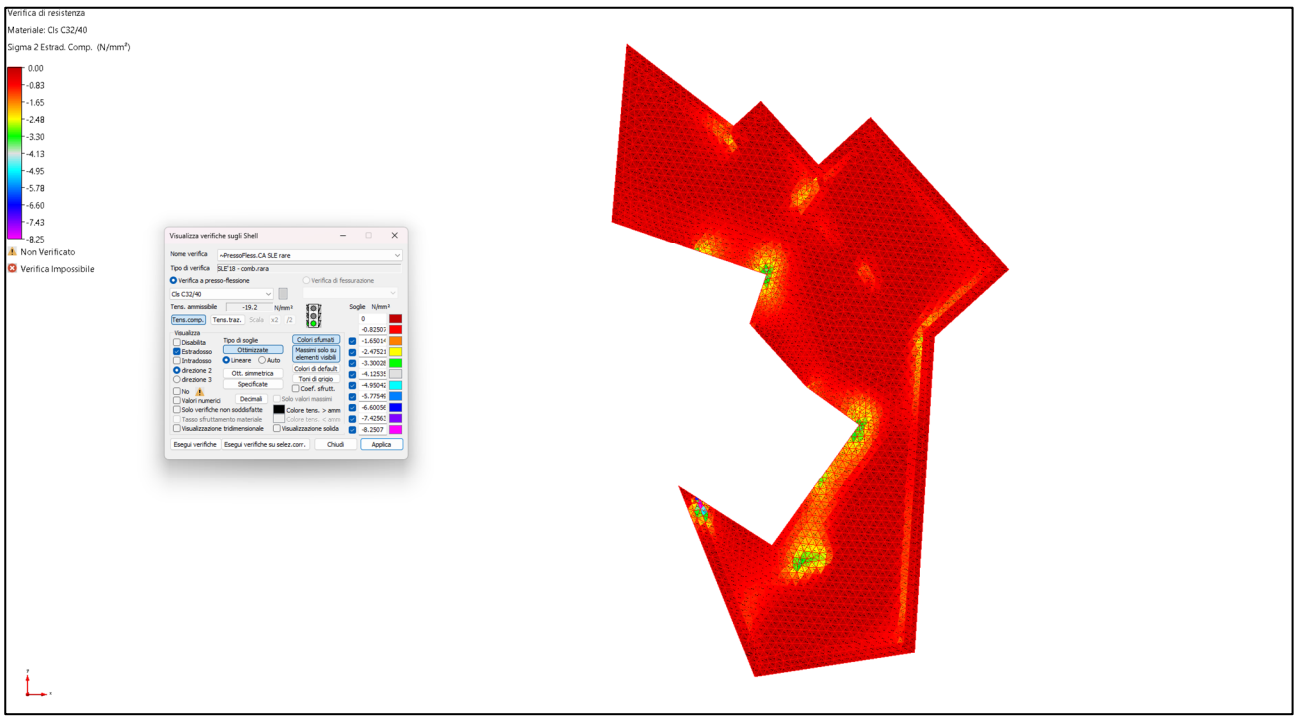


Fig. 12-38 – Verifica SLE – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

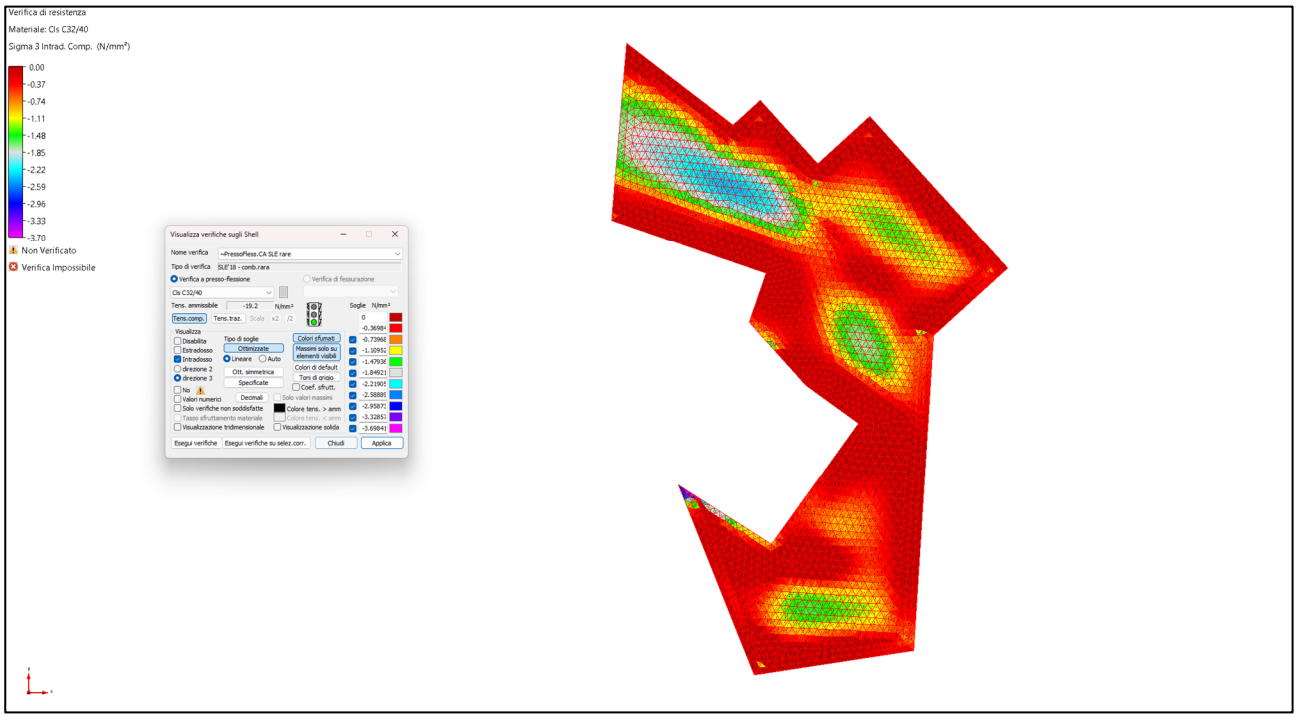


Fig. 12-39 – Verifica SLE – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

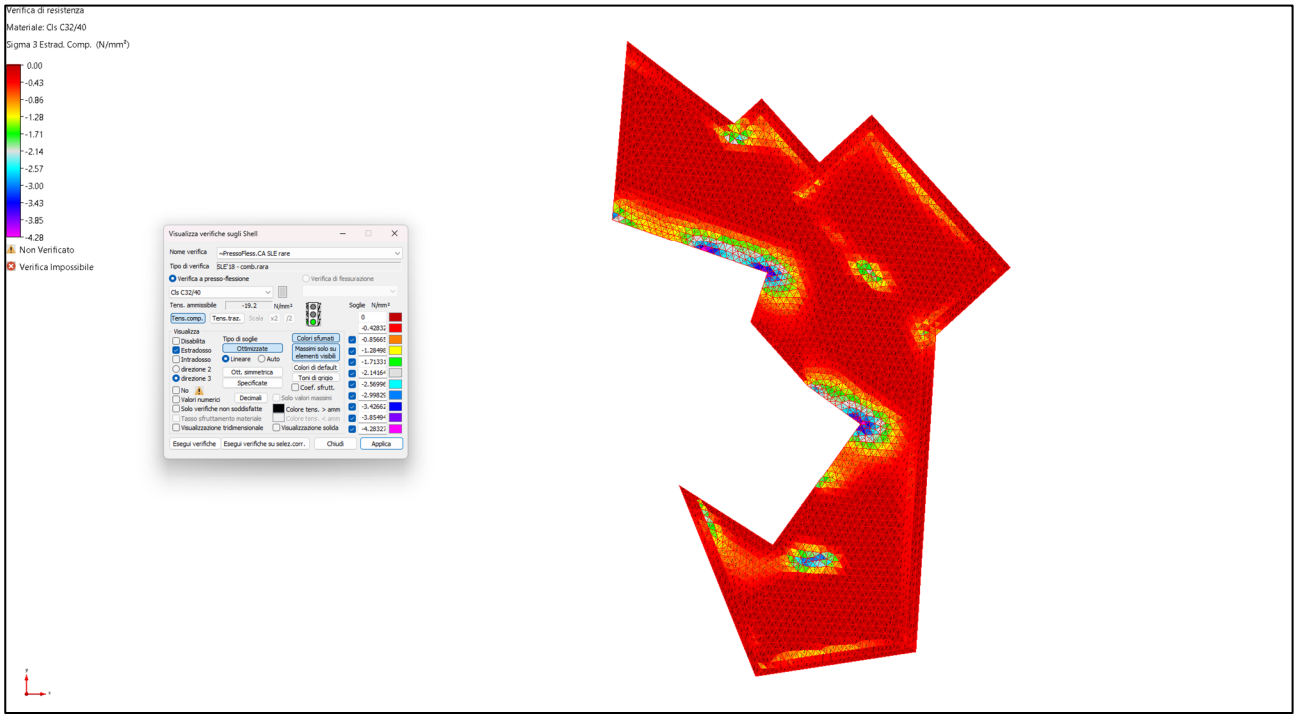


Fig. 12-40 – Verifica SLE – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

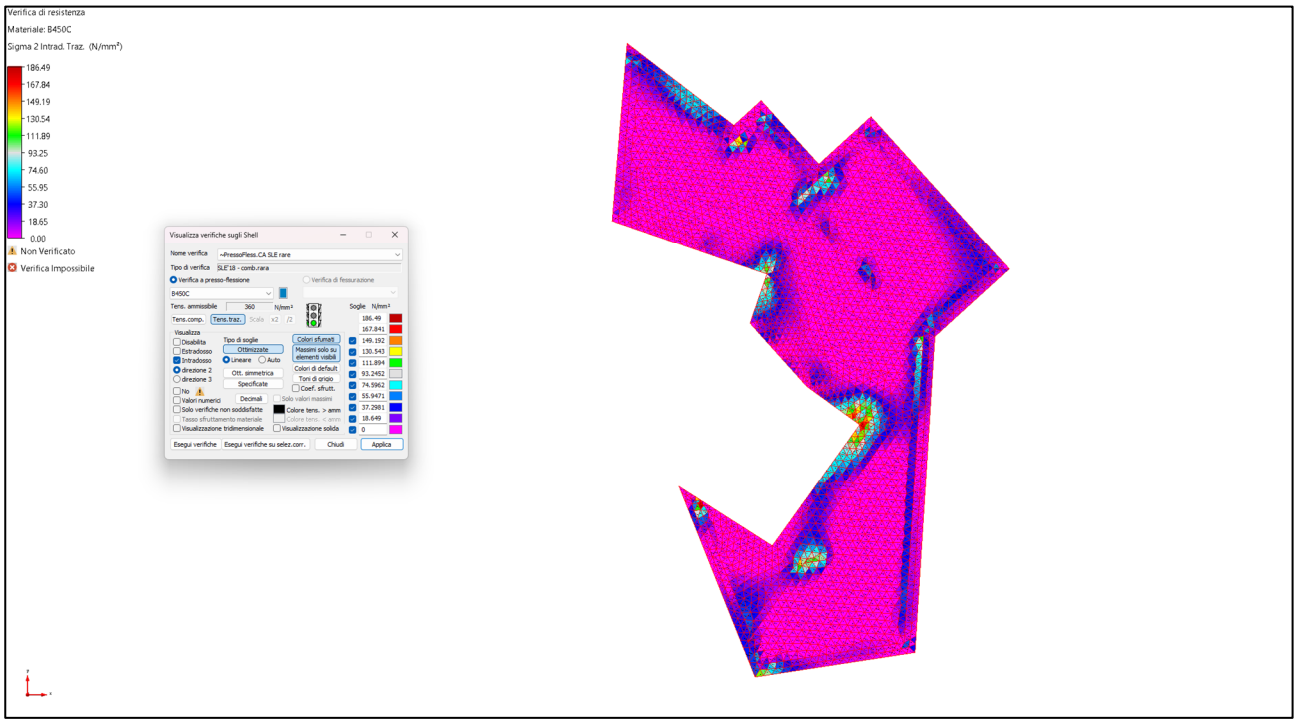


Fig. 12-41 – Verifica SLE – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

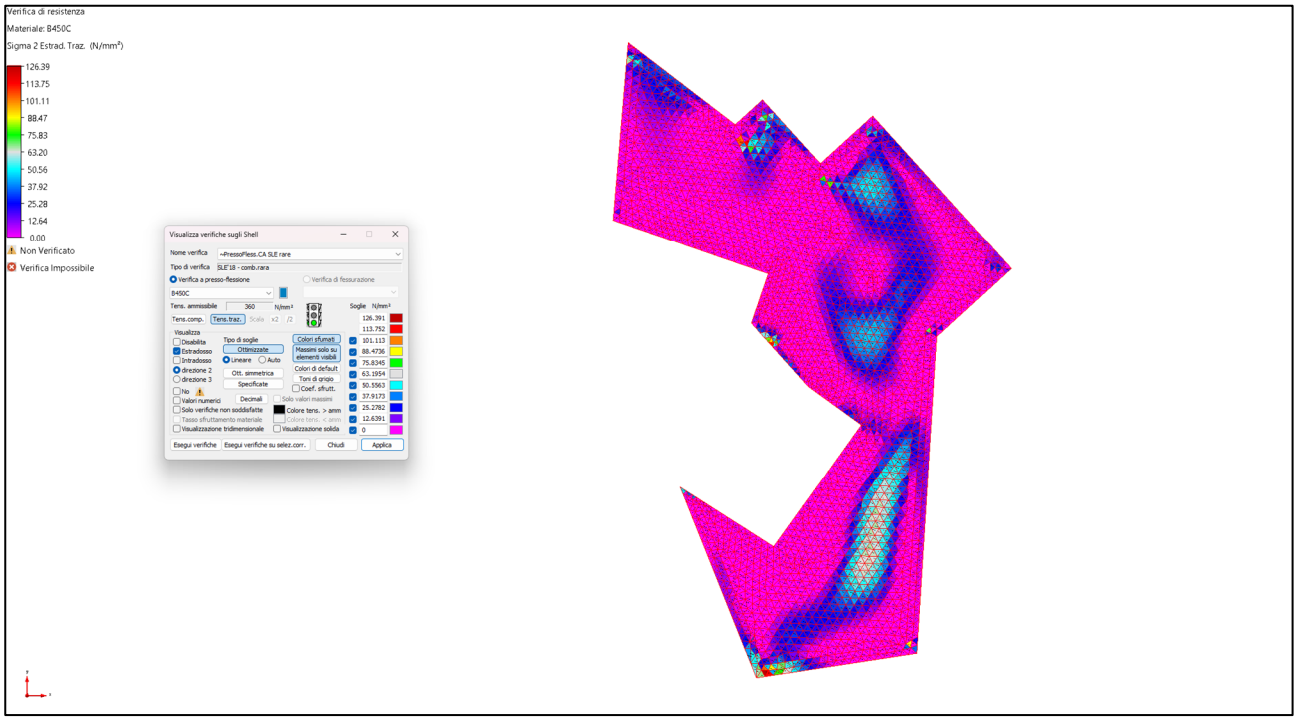


Fig. 12-42 – Verifica SLE – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

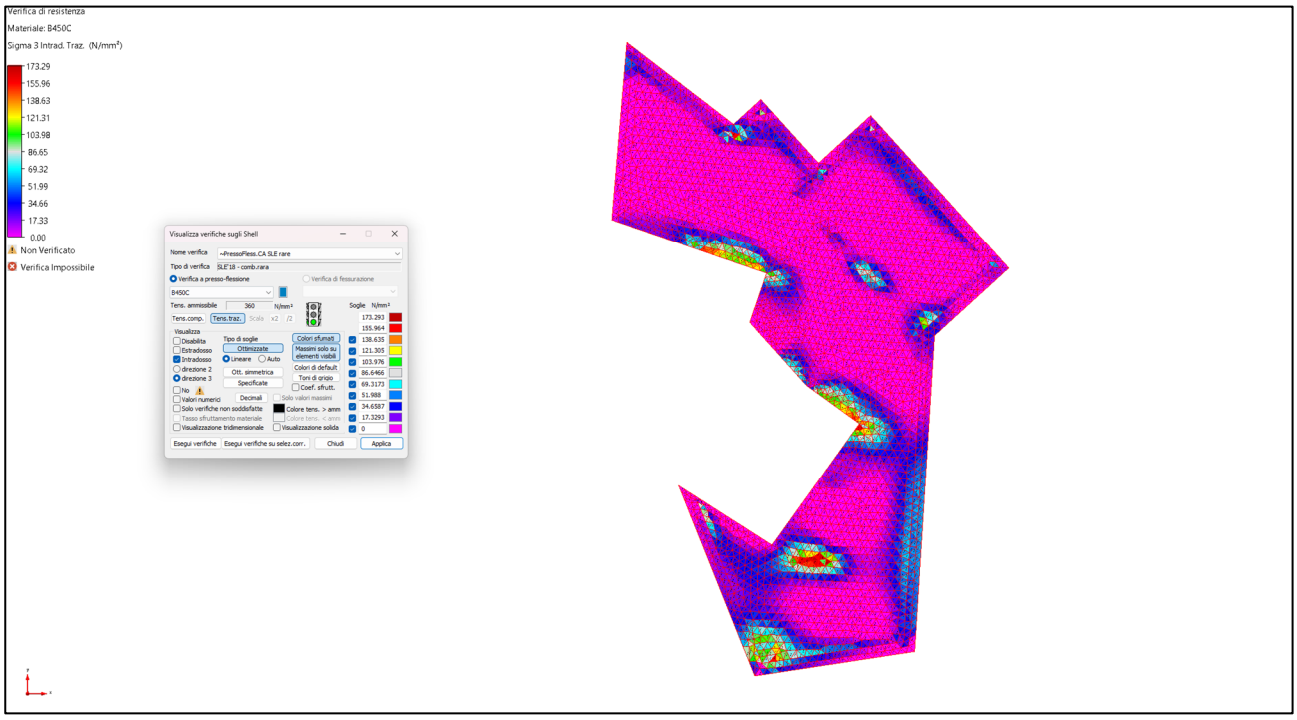


Fig. 12-43 – Verifica SLE – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

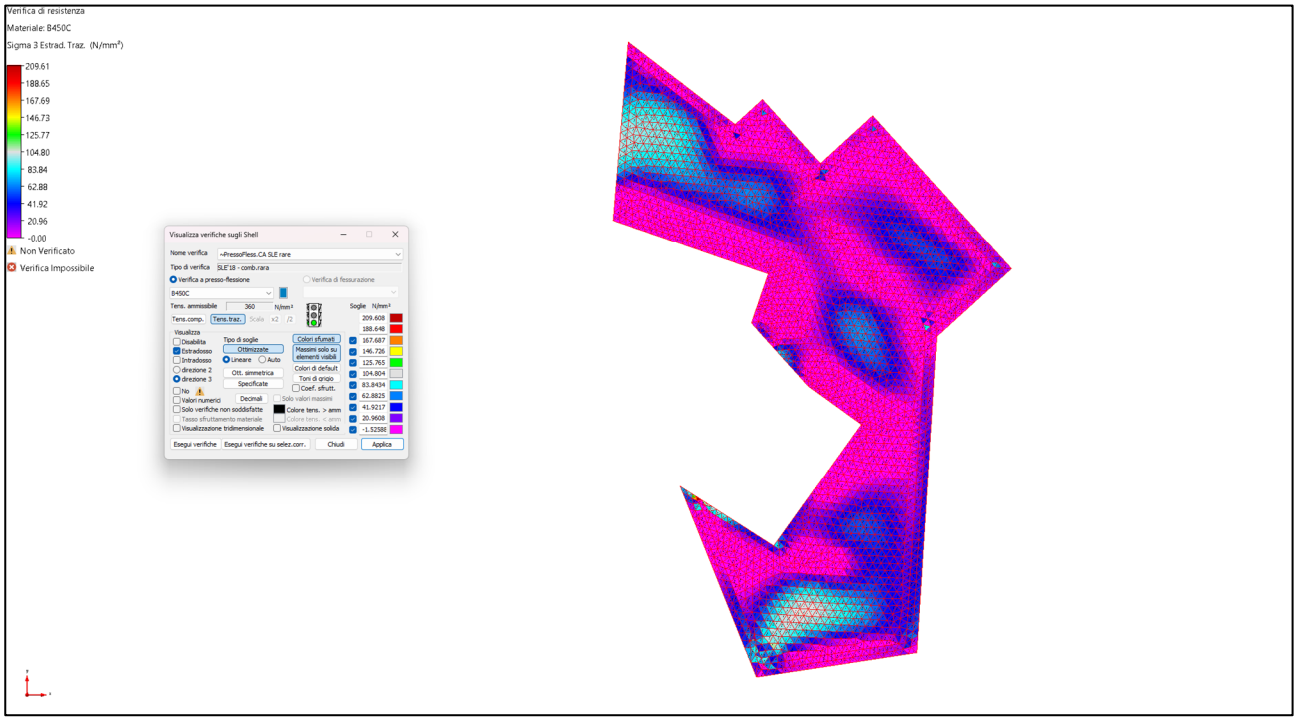


Fig. 12-44 – Verifica SLE – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

13 VERIFICHE STRUTTURALI DELLE ELEVAZIONI

In questo capitolo della relazione si riportano le verifiche strutturali dei muri di elevazione in calcestruzzo della stazione, dei tre setti strutturali interni alla stazione stessa ed infine delle opere di elevazione della torre.

13.1 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – ELEVAZIONI DA PL_01 A PL_02 / SOL_A1

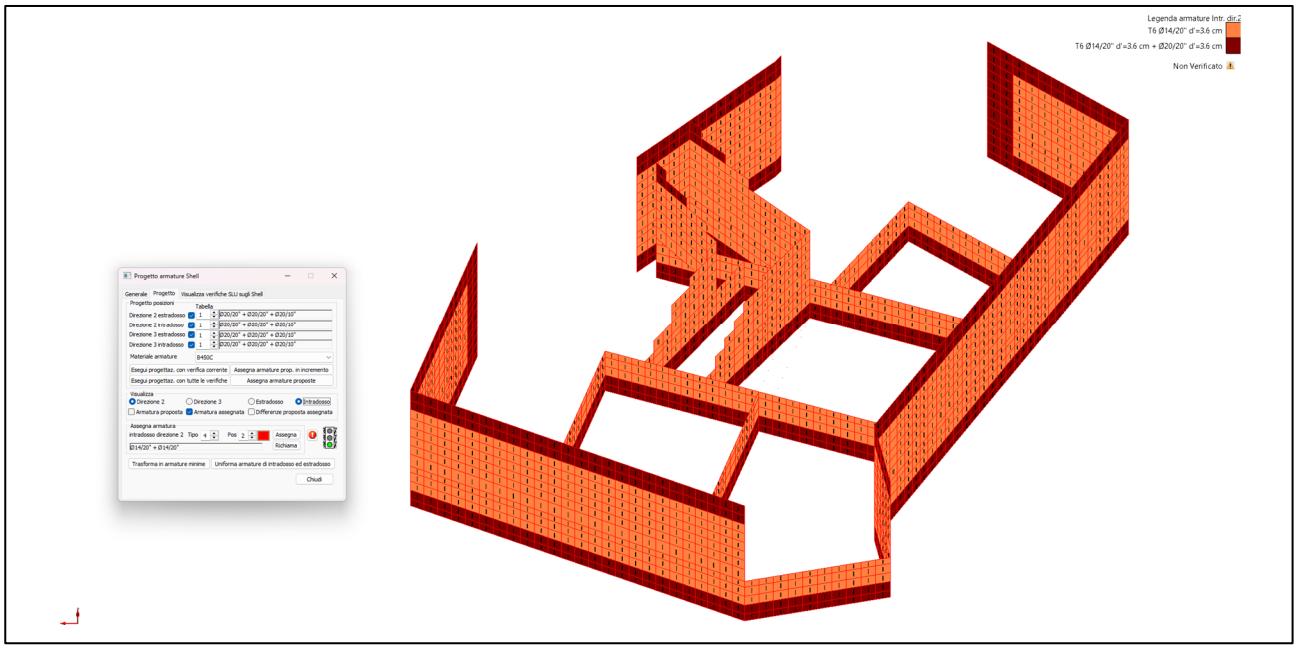


Fig. 13-1 – Armatura elevazioni – Direzione 2 intradosso

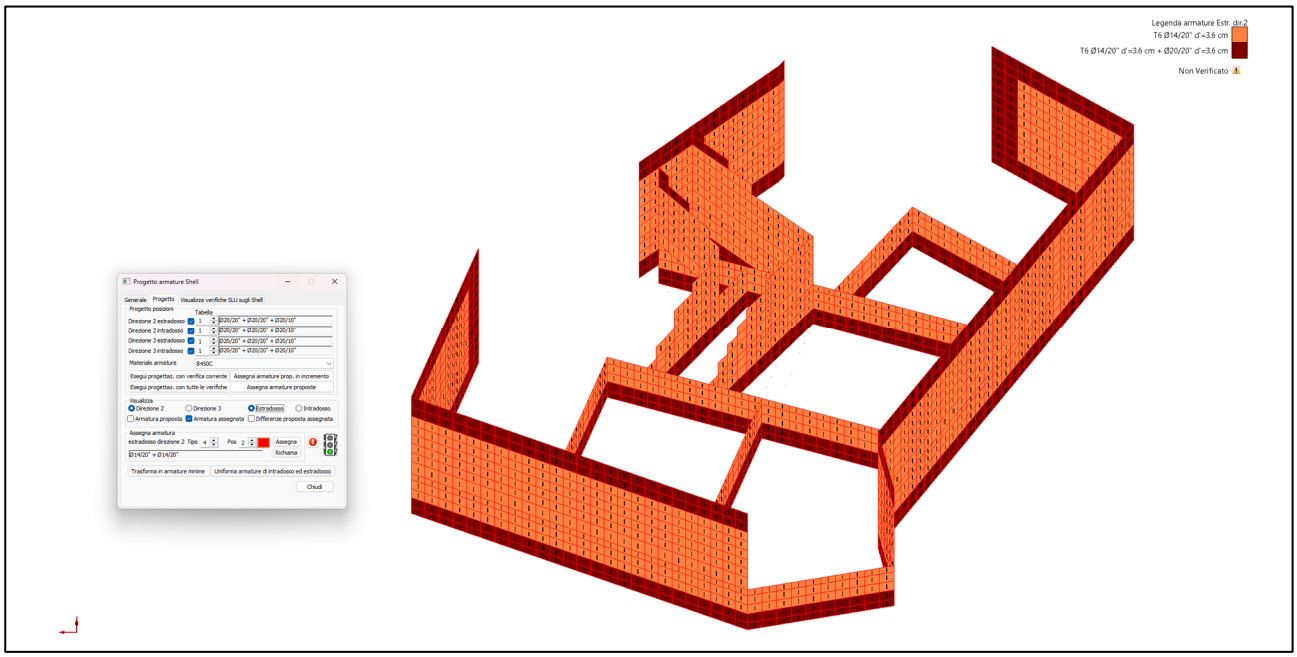


Fig. 13-2 – Armatura elevazioni – Direzione 2 estradosso

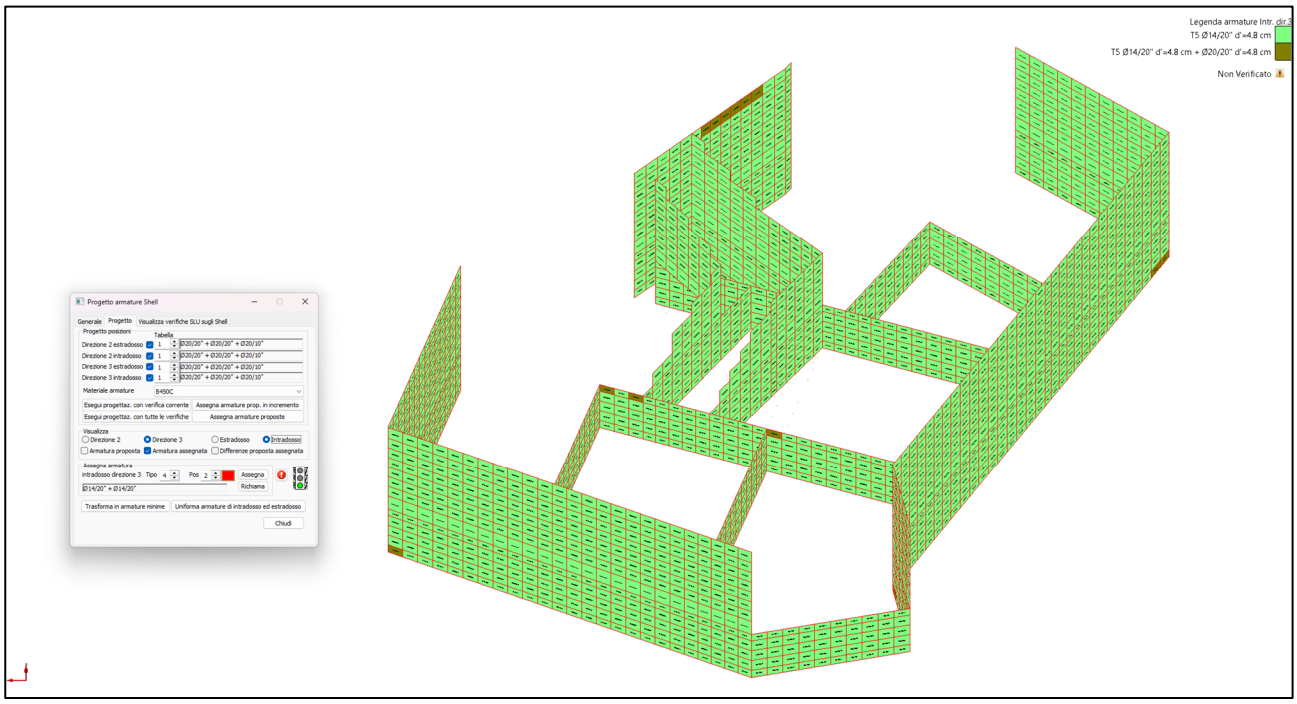


Fig. 13-3 – Armatura elevazioni – Direzione 3 intradosso

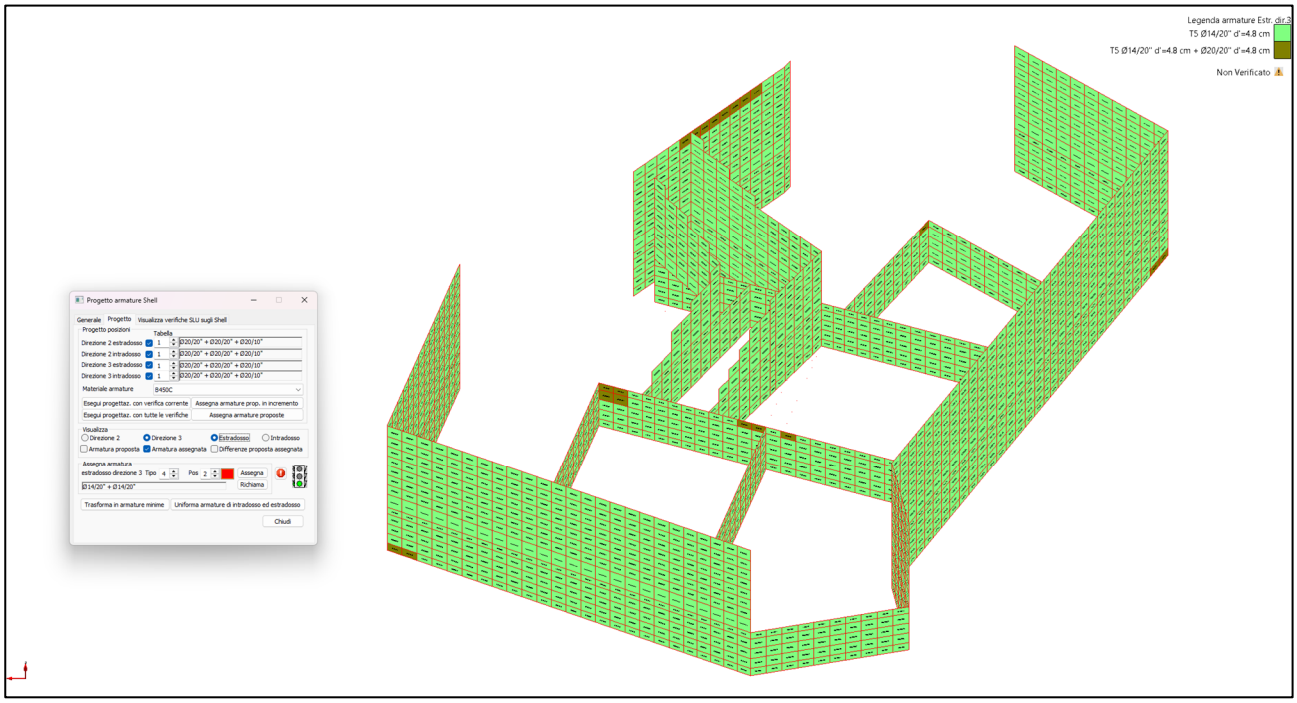


Fig. 13-4 – Armatura elevazioni – Direzione 3 estradosso

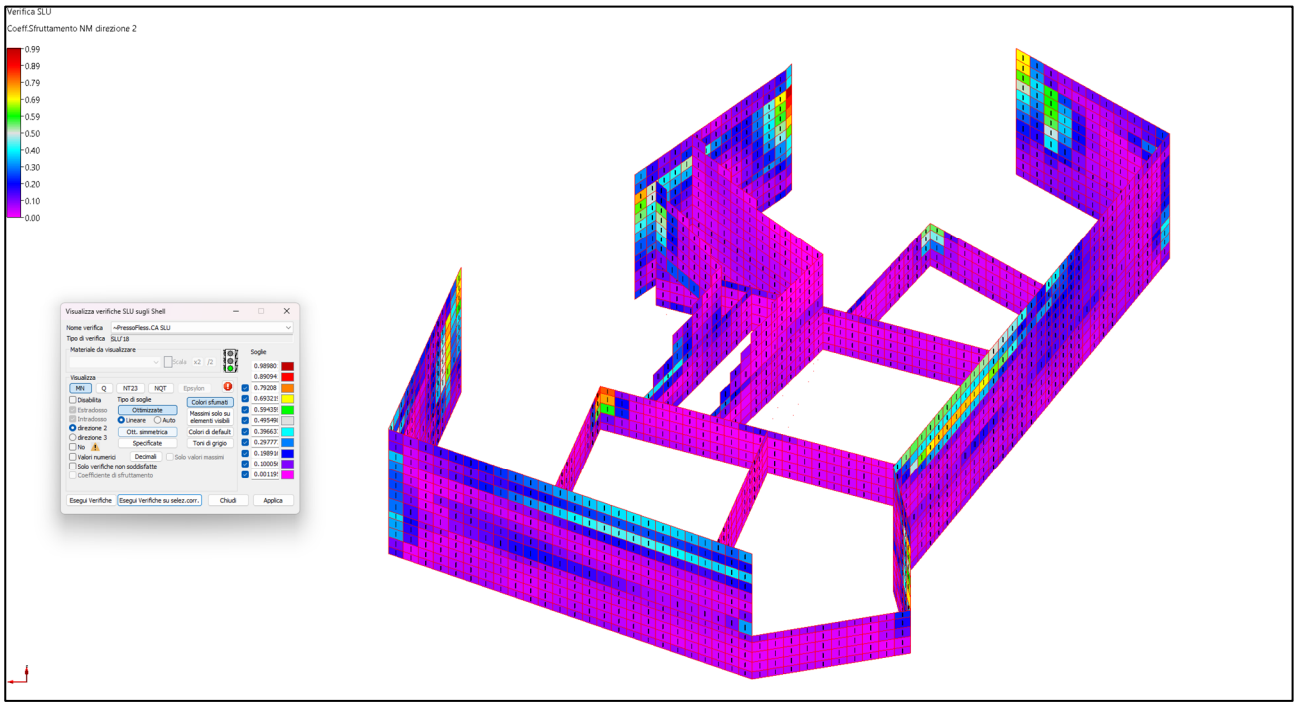


Fig. 13-5 – Verifica SLU elevazioni – Coefficiente NM – Direzione 2

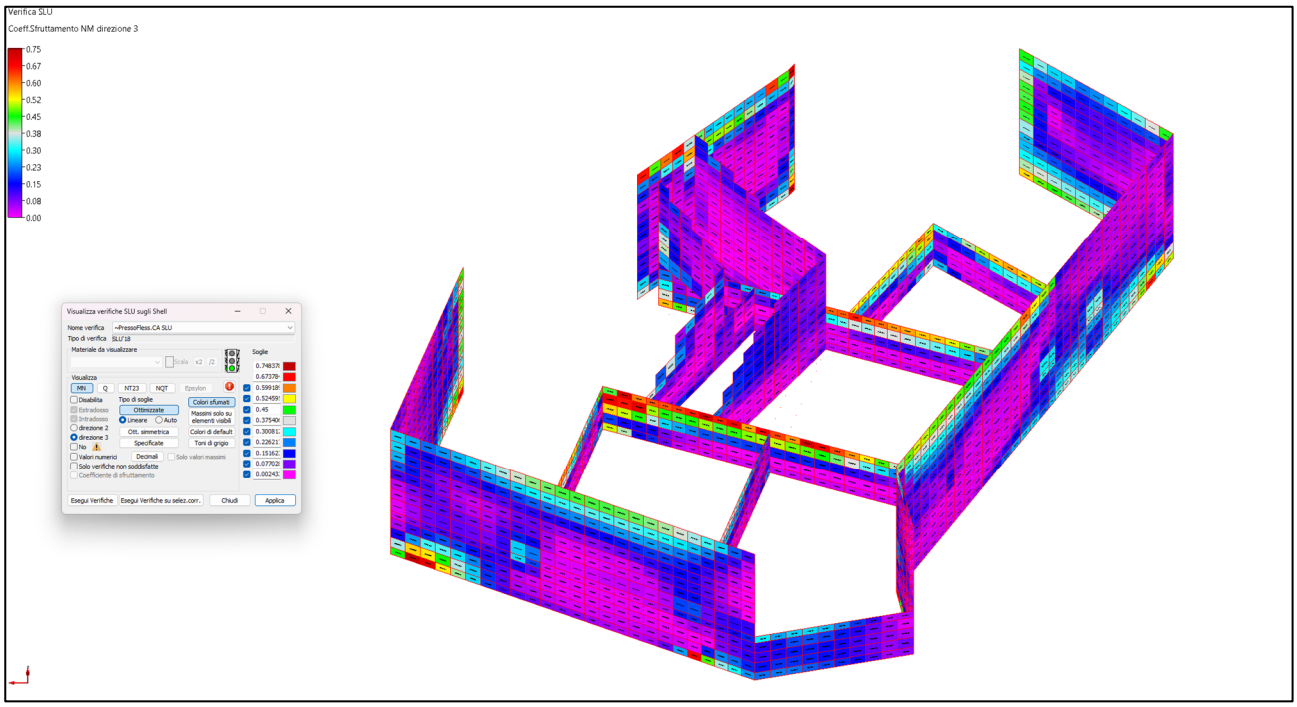


Fig. 13-6 – Verifica SLU elevazioni – Coefficiente NM – Direzione 3

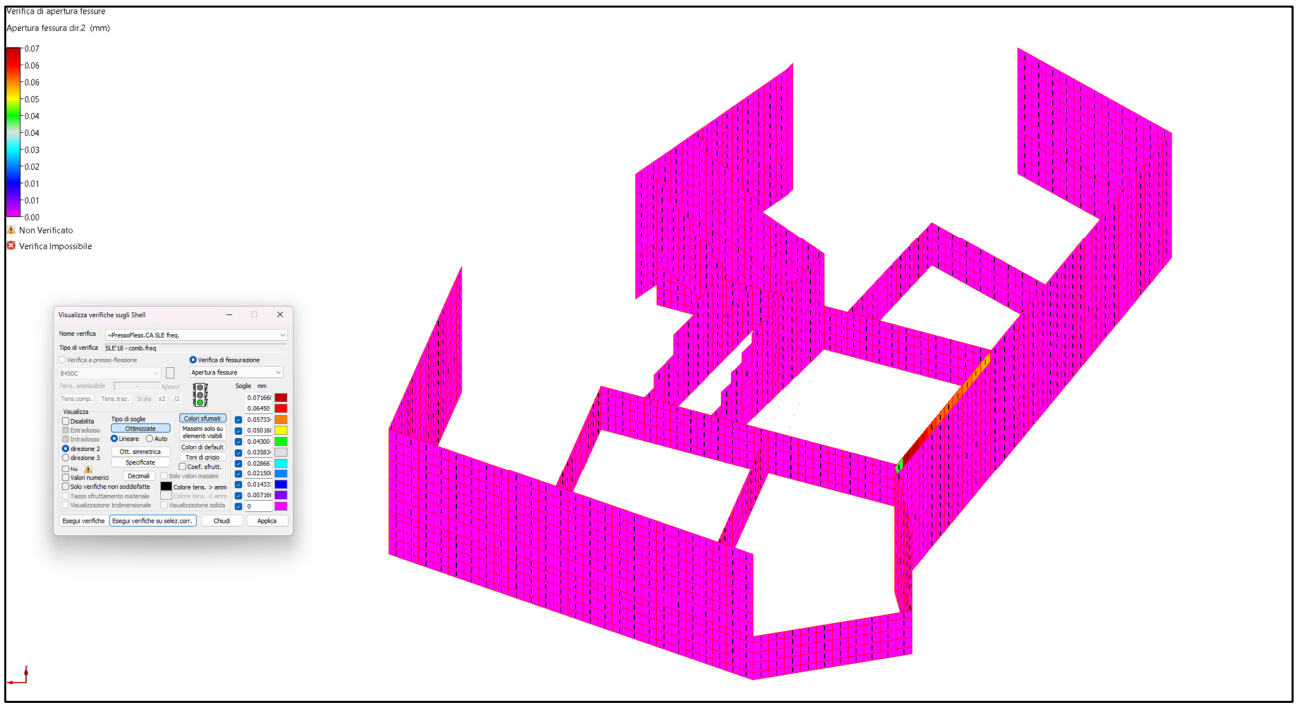


Fig. 13-7 – Verifica SLE elevazioni – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 2

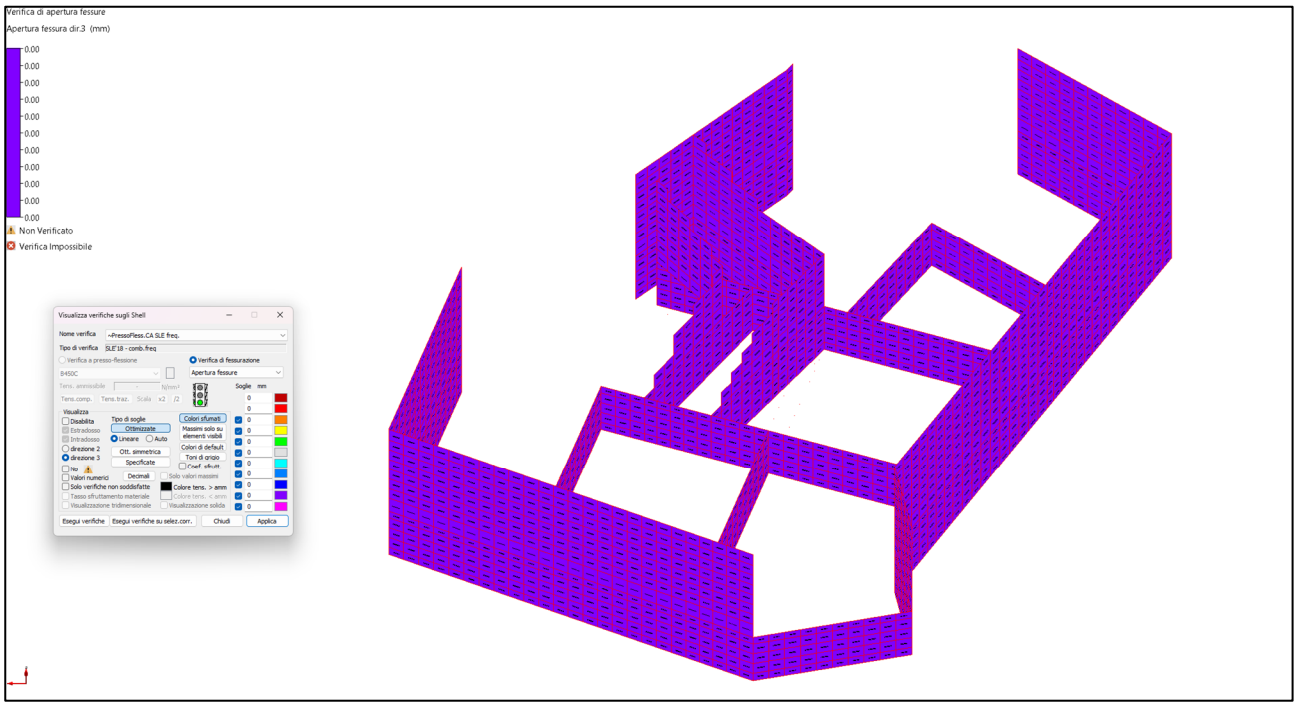


Fig. 13-8 – Verifica SLE elevazioni – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 3

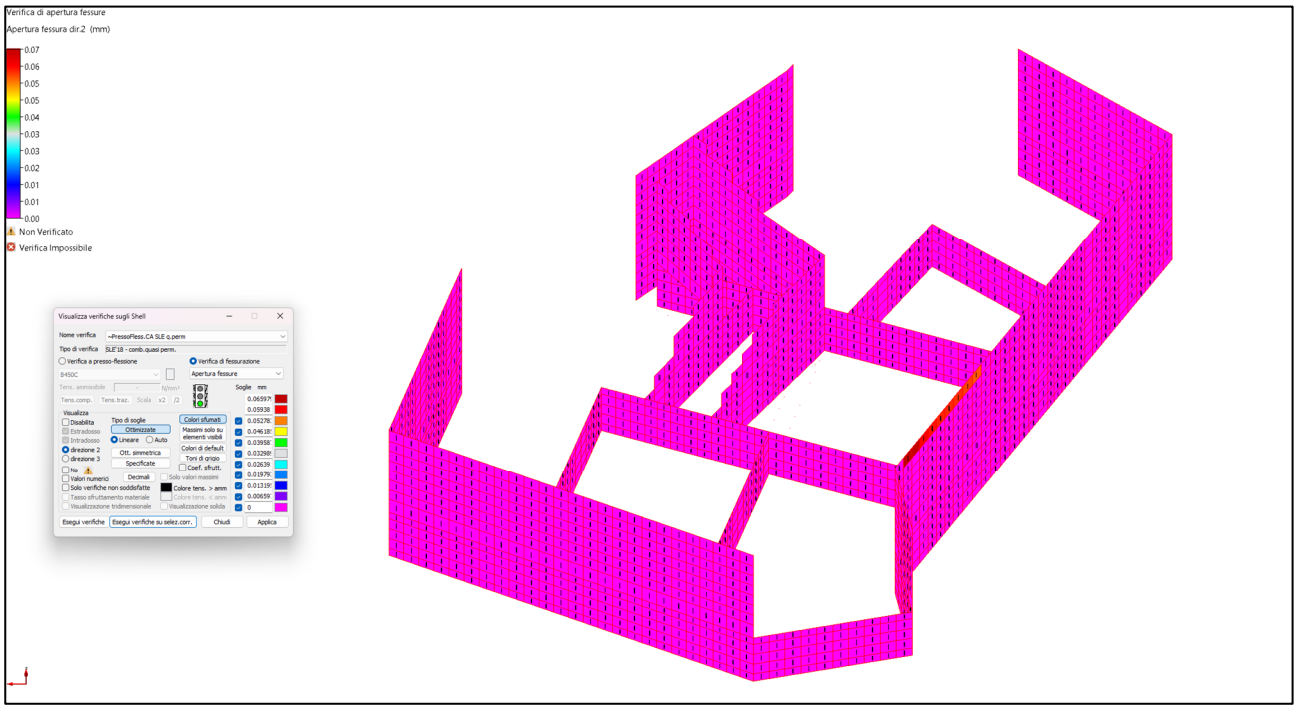


Fig. 13-9 – Verifica SLE elevazioni – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 2

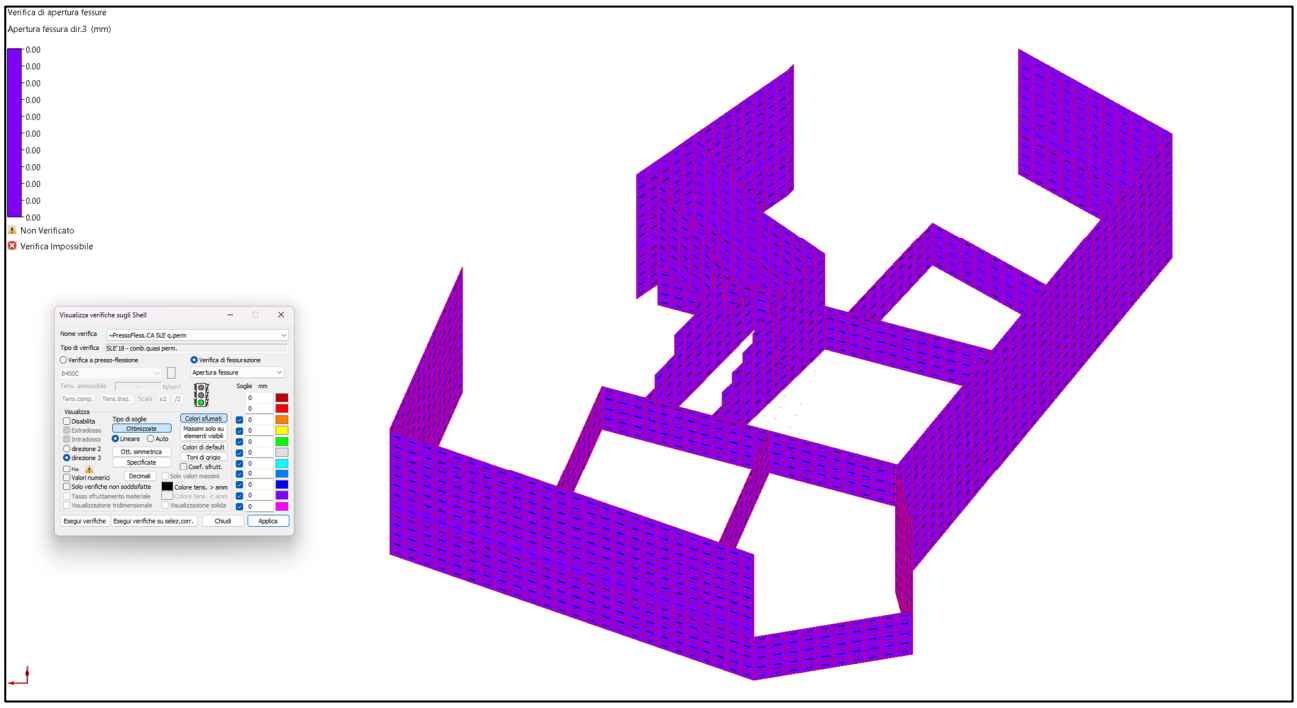


Fig. 13-10 – Verifica SLE elevazioni – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 3

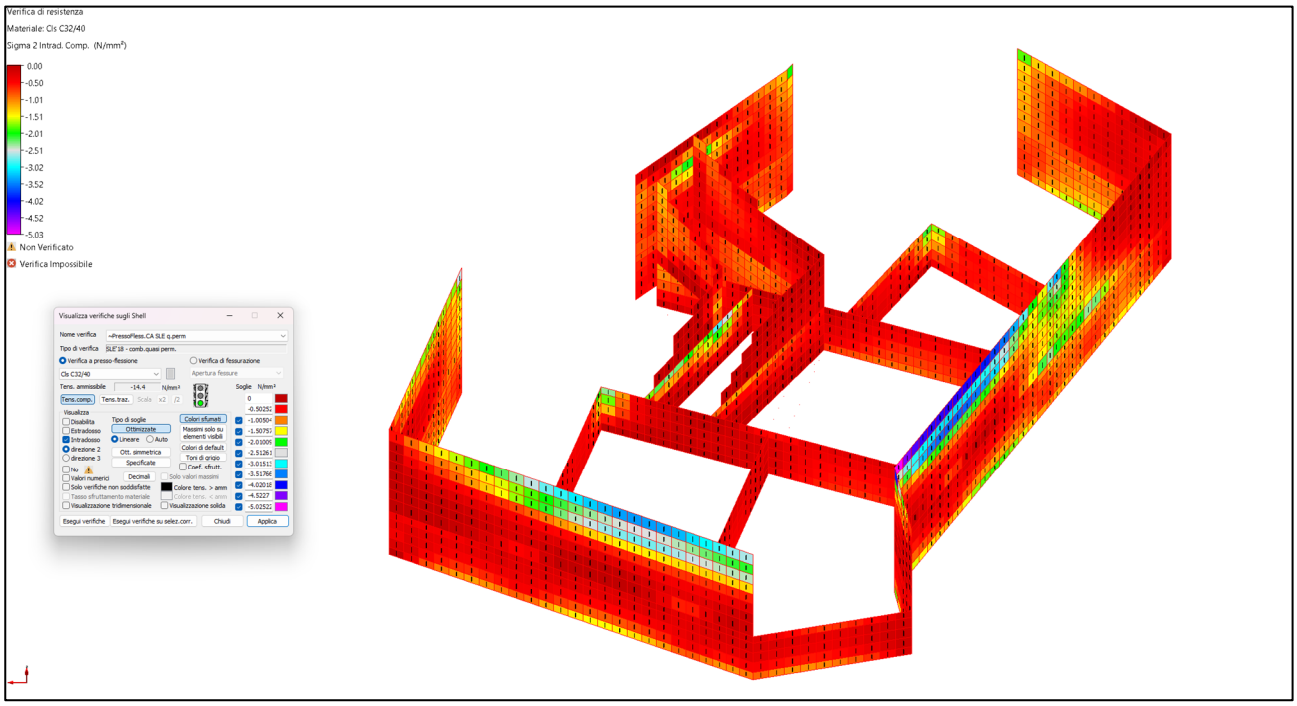


Fig. 13-11 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 2

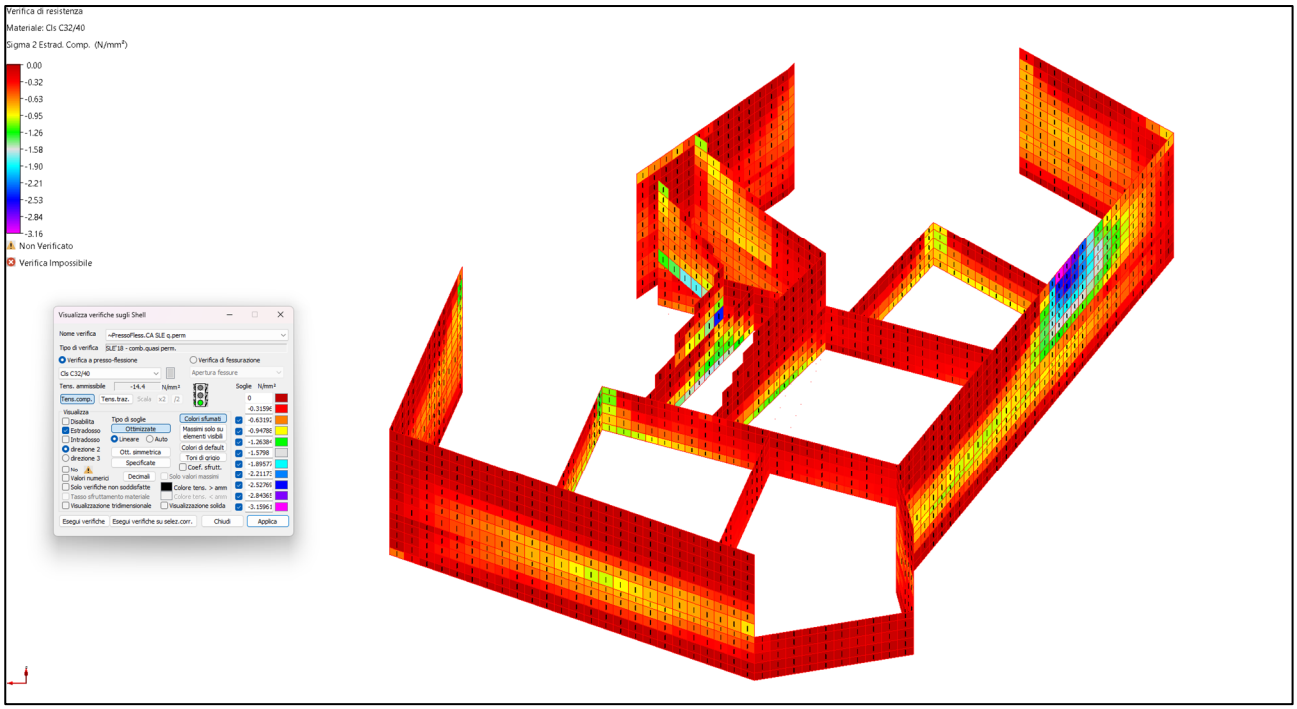


Fig. 13-12 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 2

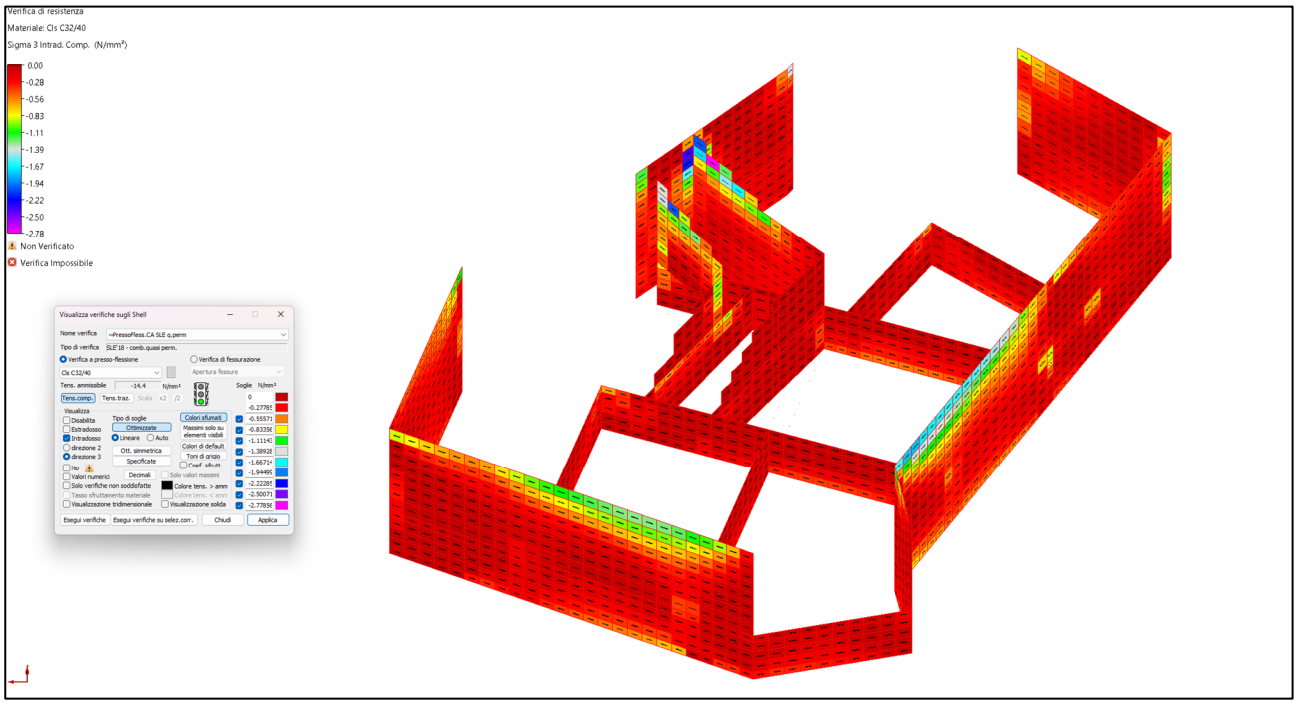


Fig. 13-13 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 3

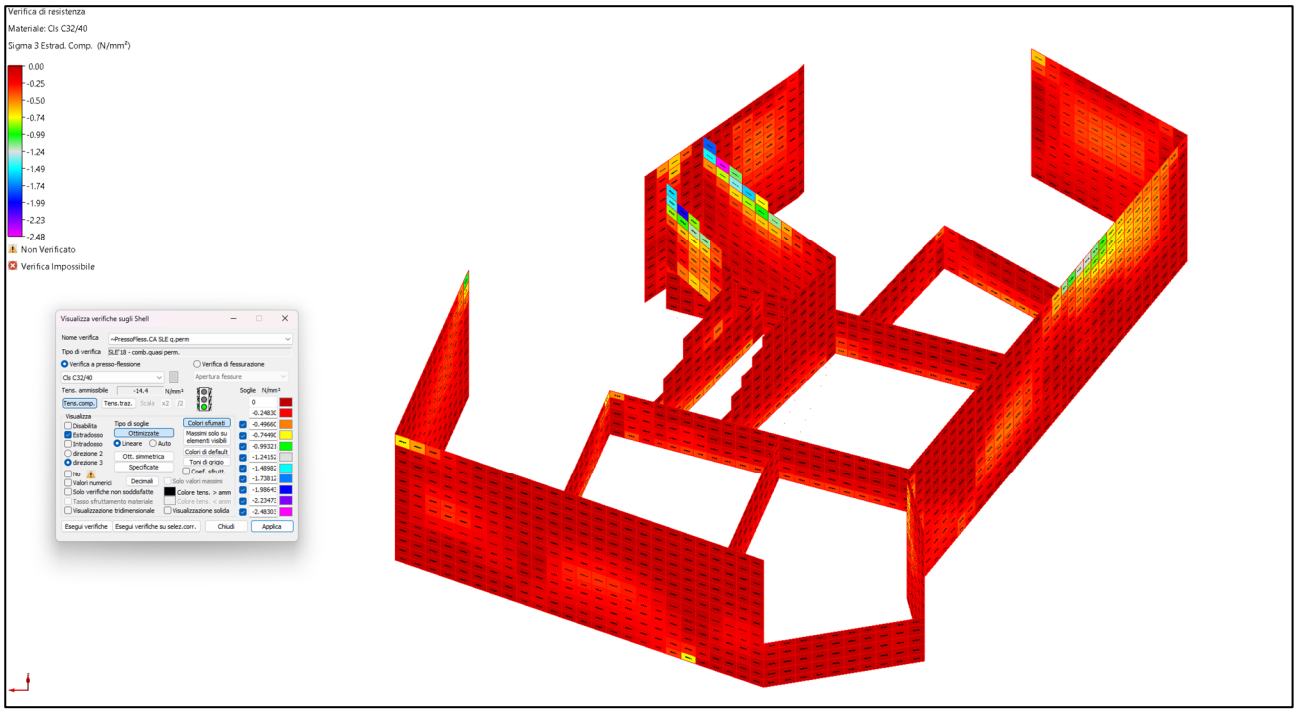


Fig. 13-14 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 3

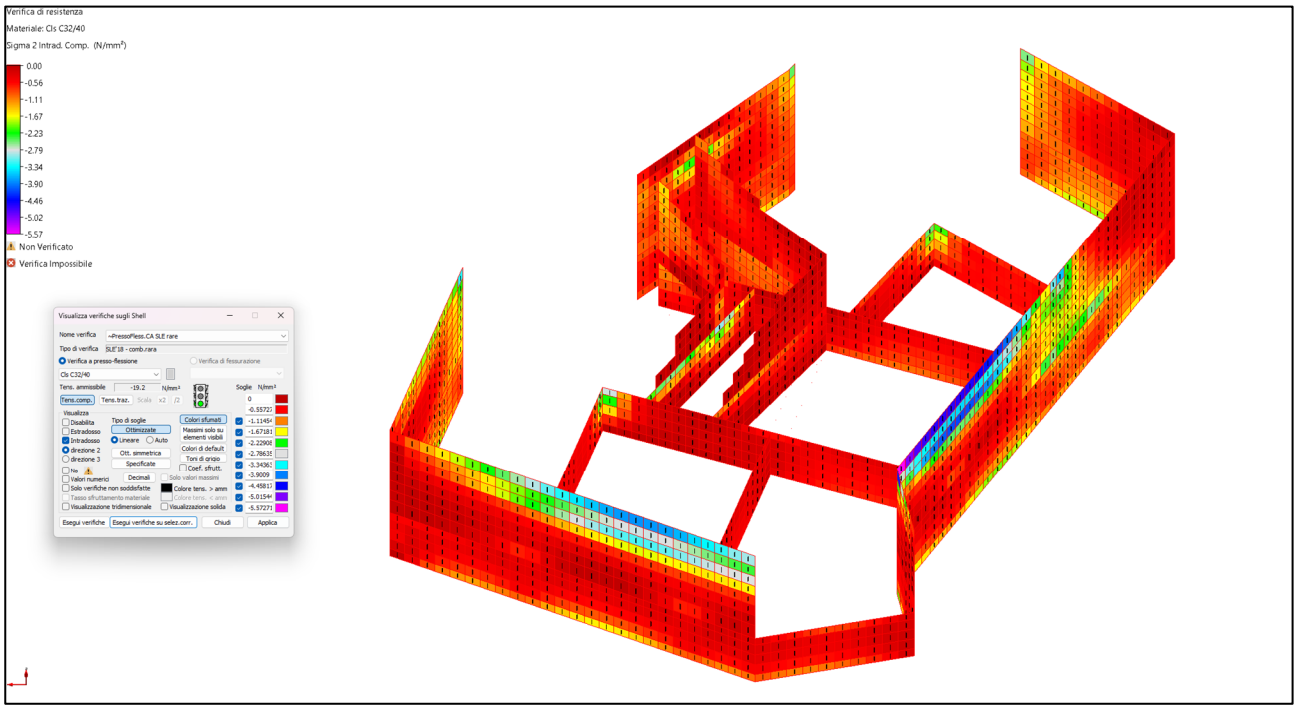


Fig. 13-15 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

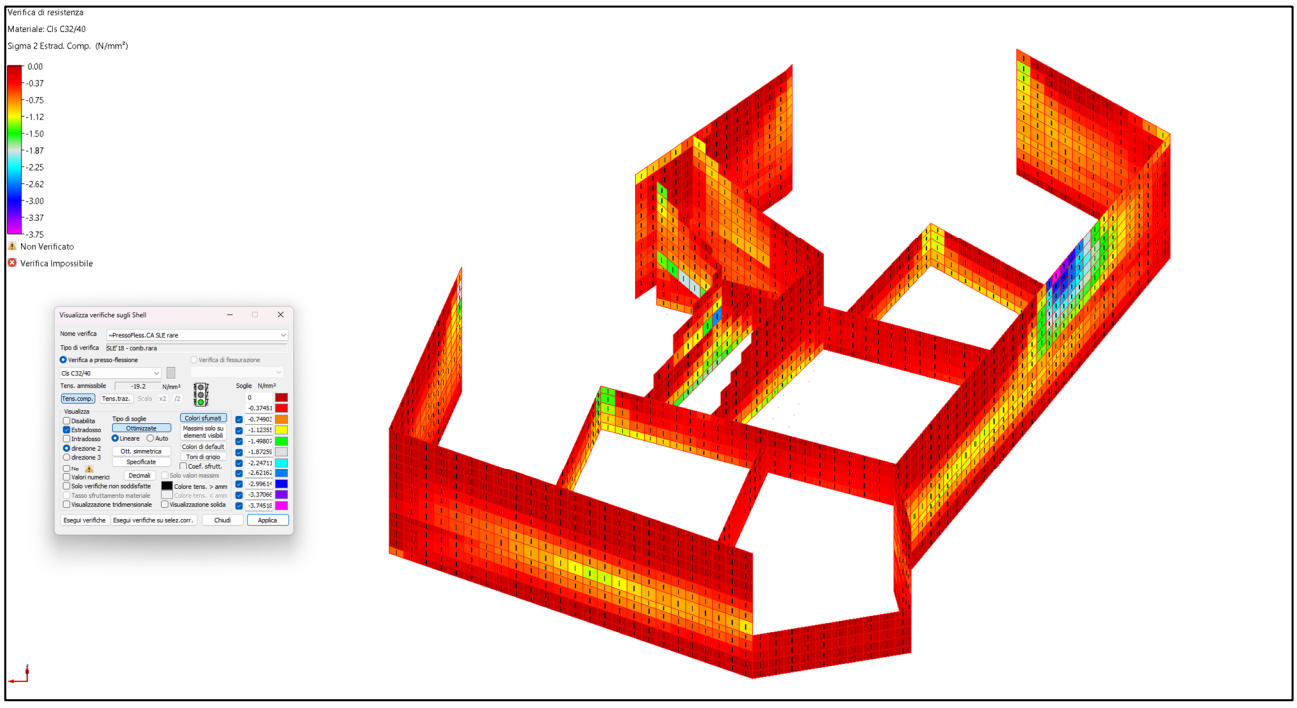


Fig. 13-16 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

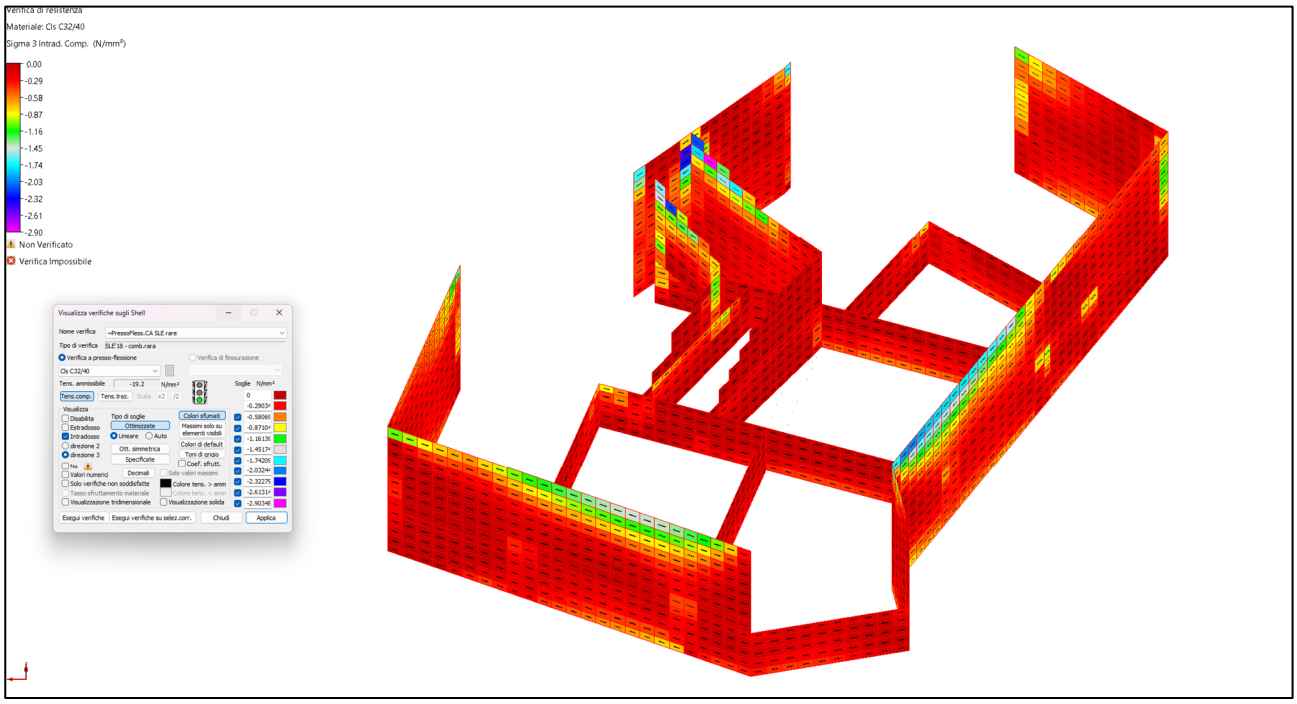


Fig. 13-17 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

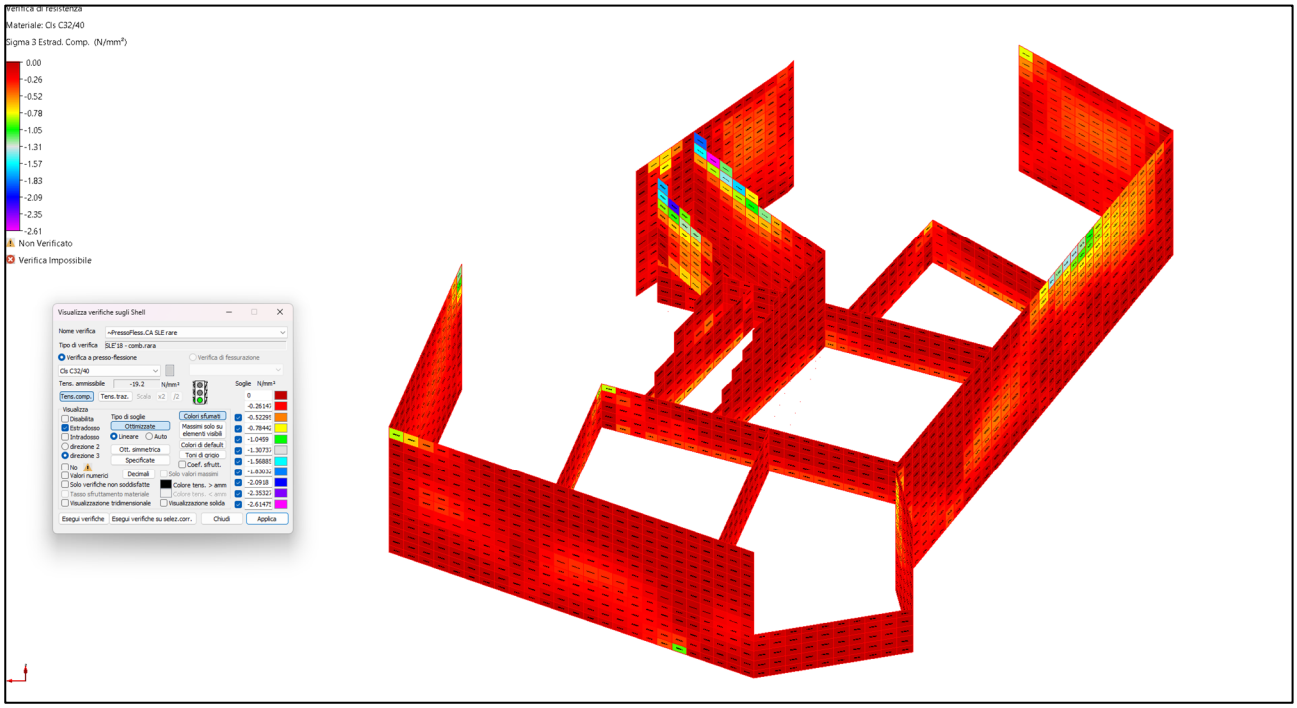


Fig. 13-18 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

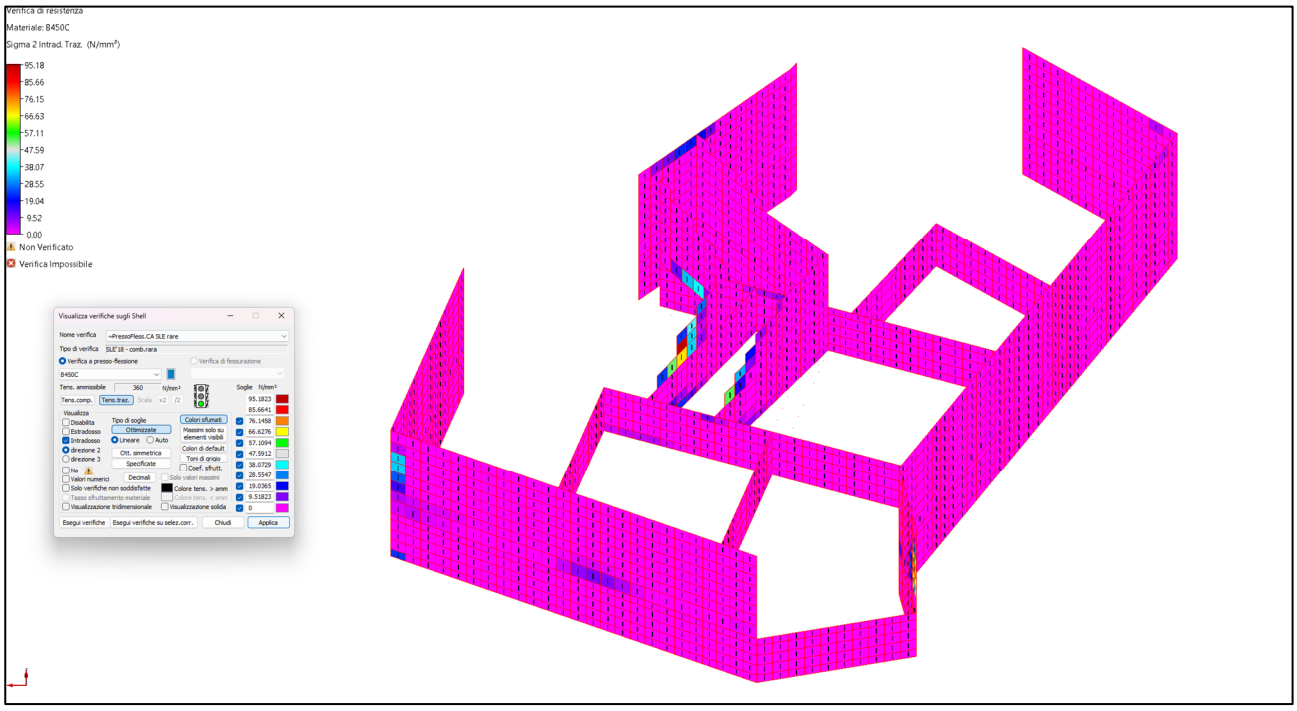


Fig. 13-19 – Verifica SLE elevazioni – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

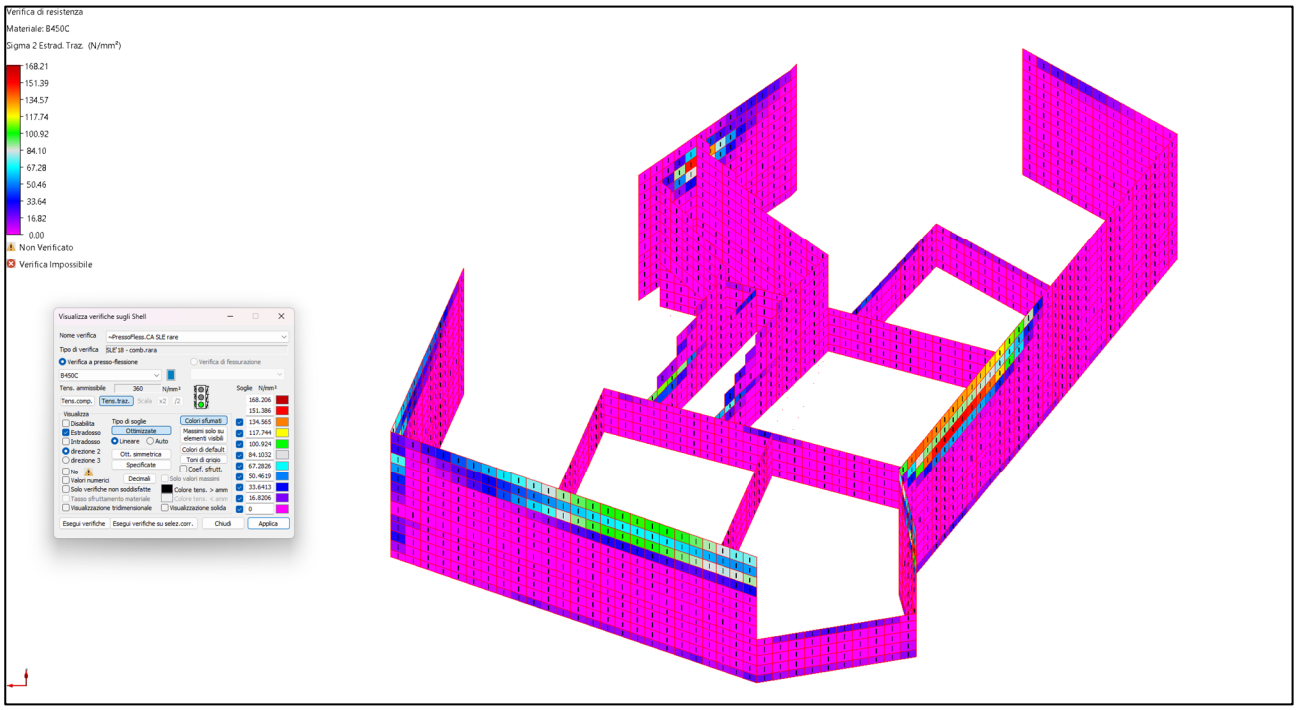


Fig. 13-20 – Verifica SLE elevazioni – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

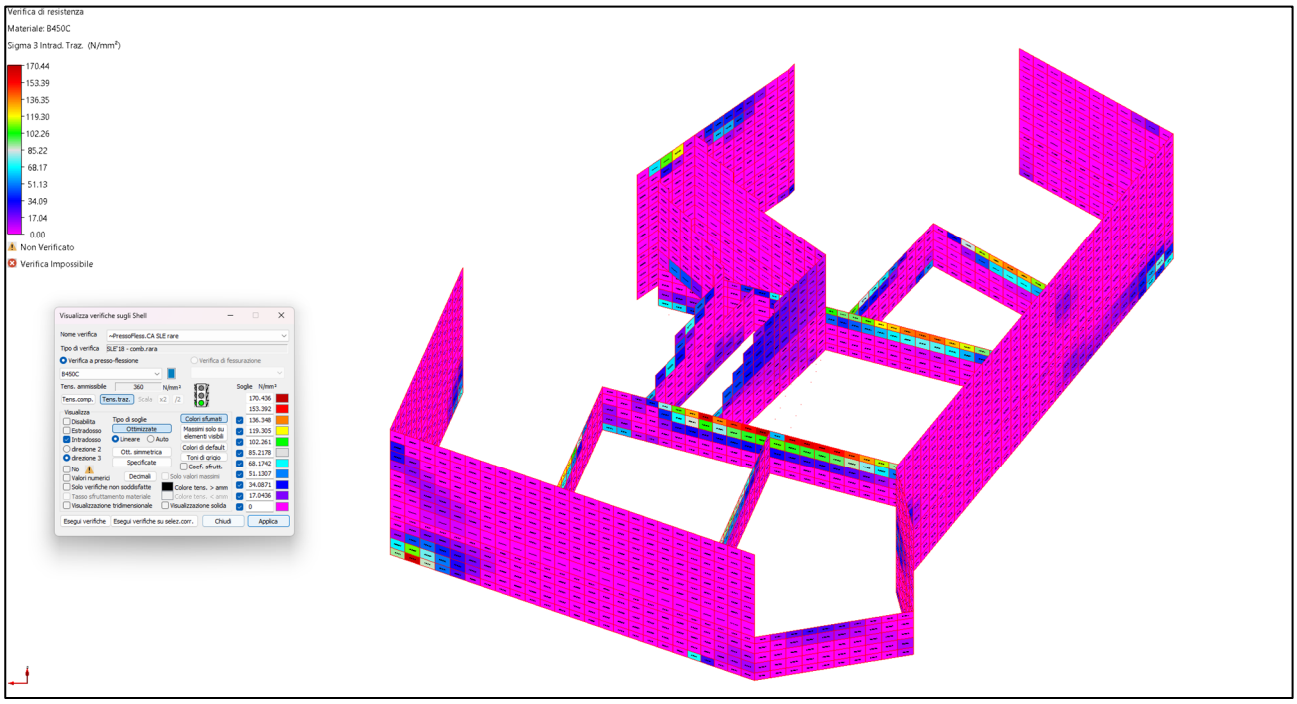


Fig. 13-21 – Verifica SLE elevazioni – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

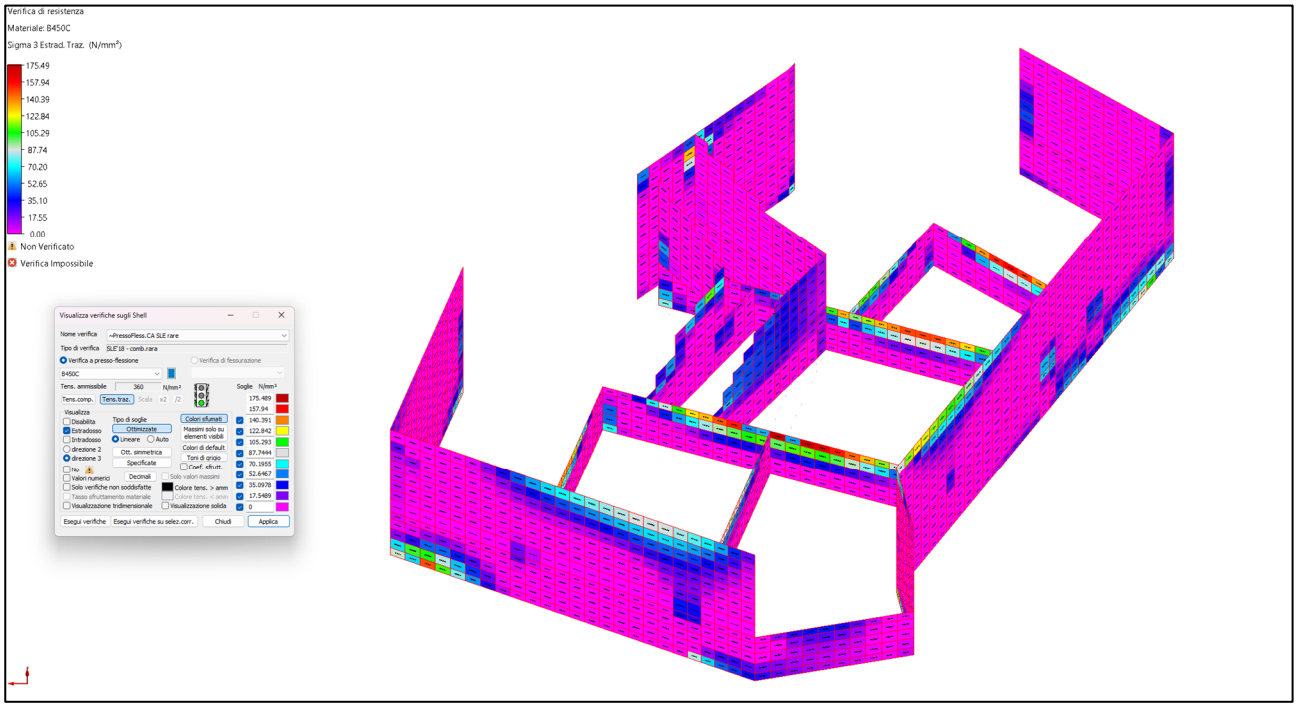


Fig. 13-22 – Verifica SLE elevazioni – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

13.2 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – ELEVAZIONI PL_02 / SOL_A1 A SOL_A

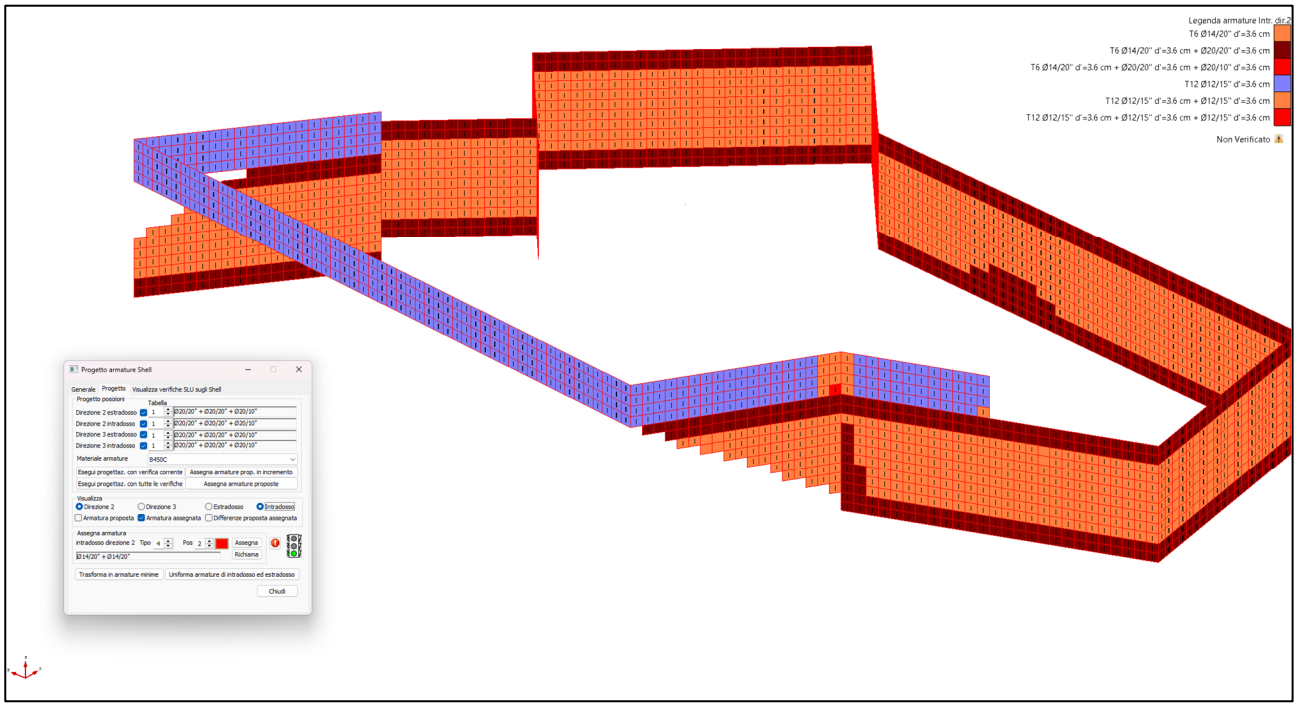


Fig. 13-23 – Armatura elevazioni – Direzione 2 intradosso

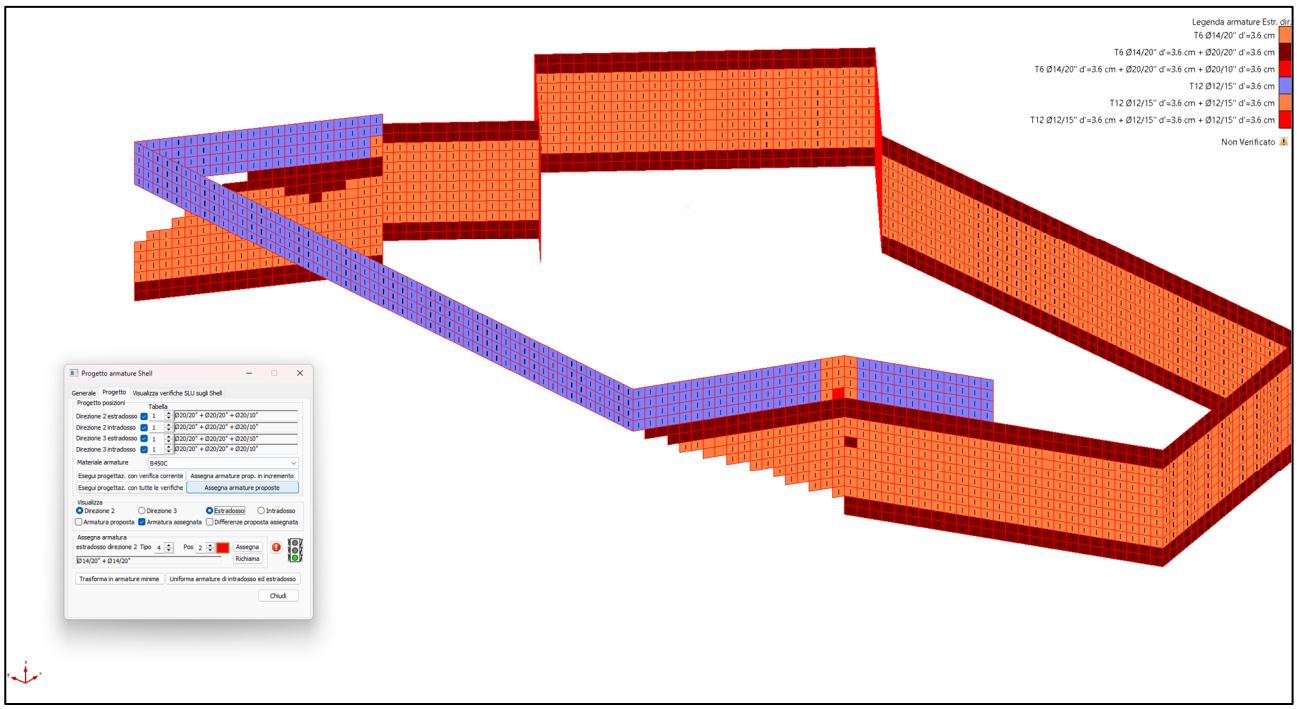


Fig. 13-24 – Armatura elevazioni – Direzione 2 estradosso

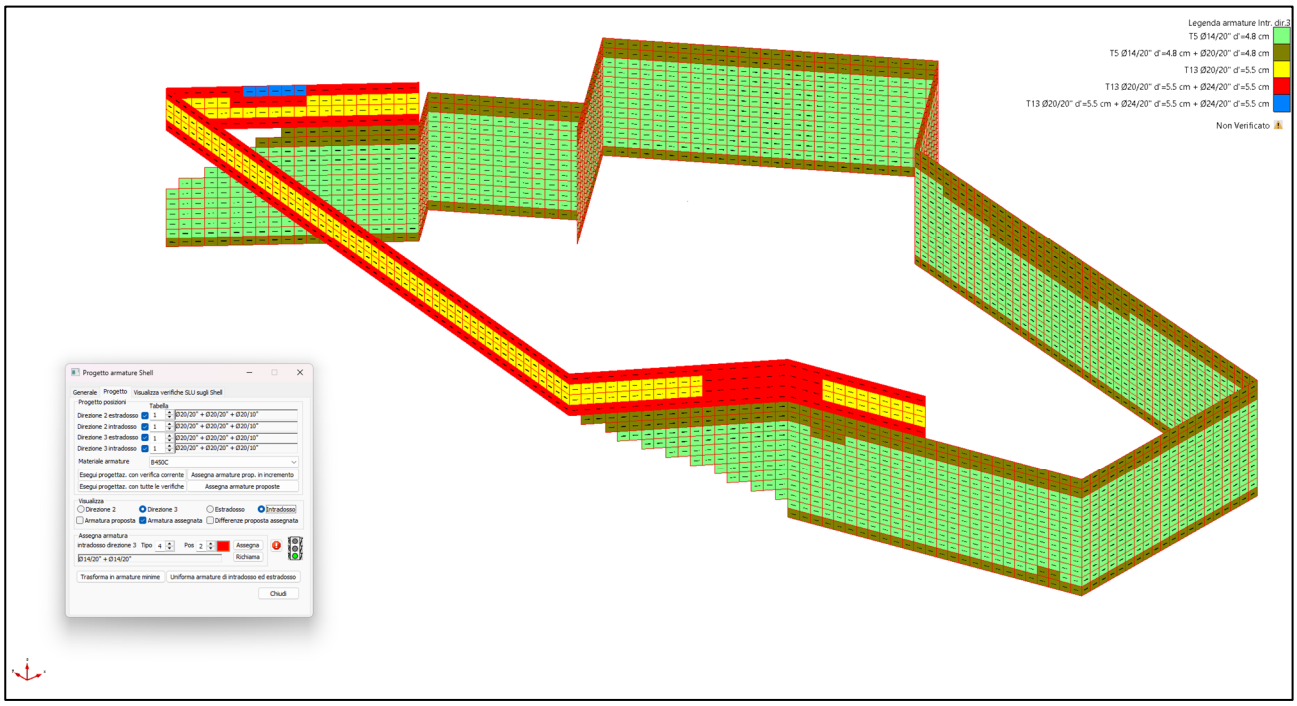


Fig. 13-25 – Armatura elevazioni – Direzione 3 intradosso

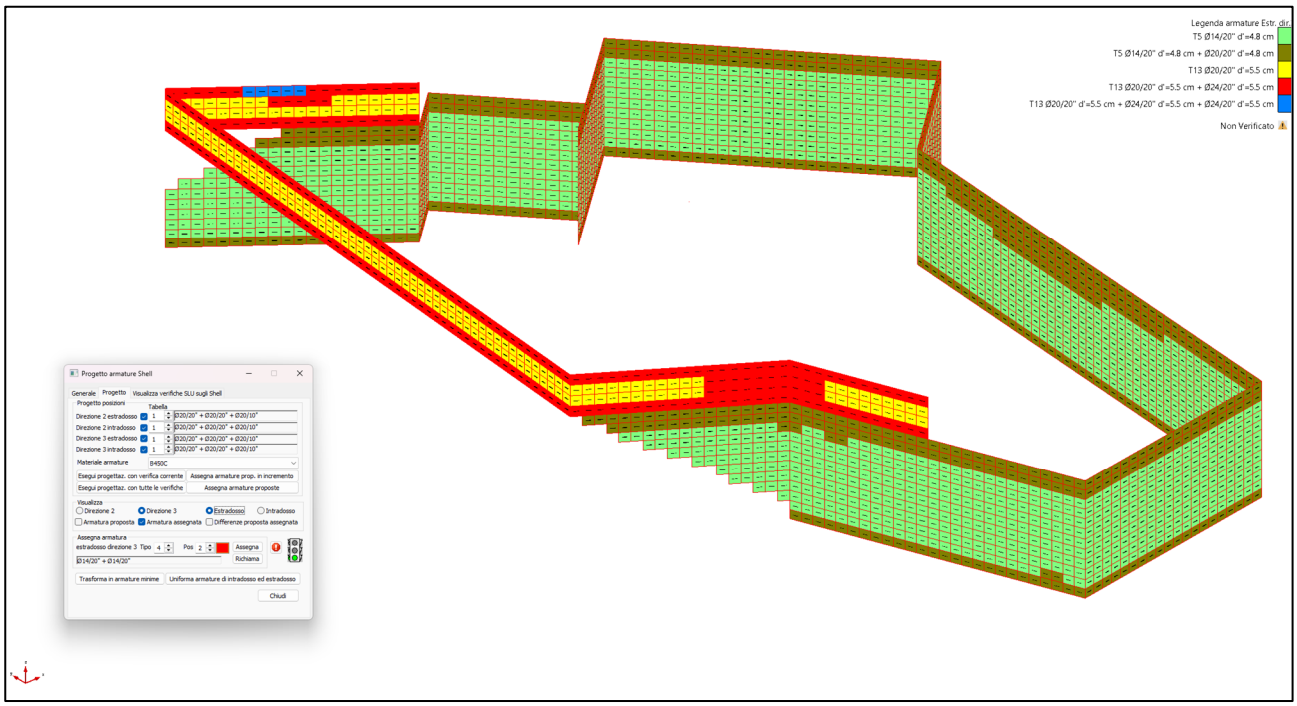


Fig. 13-26 – Armatura elevazioni – Direzione 3 estradosso

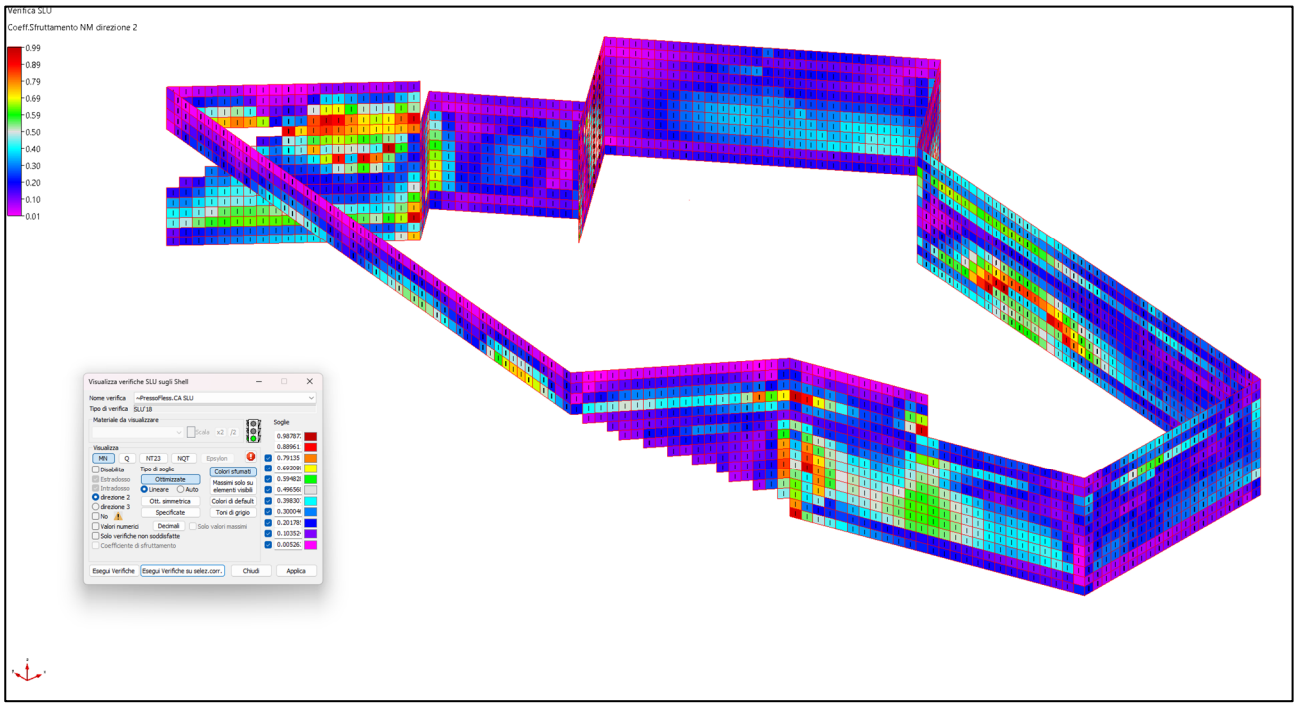


Fig. 13-27 – Verifica SLU elevazioni – Coefficiente NM – Direzione 2

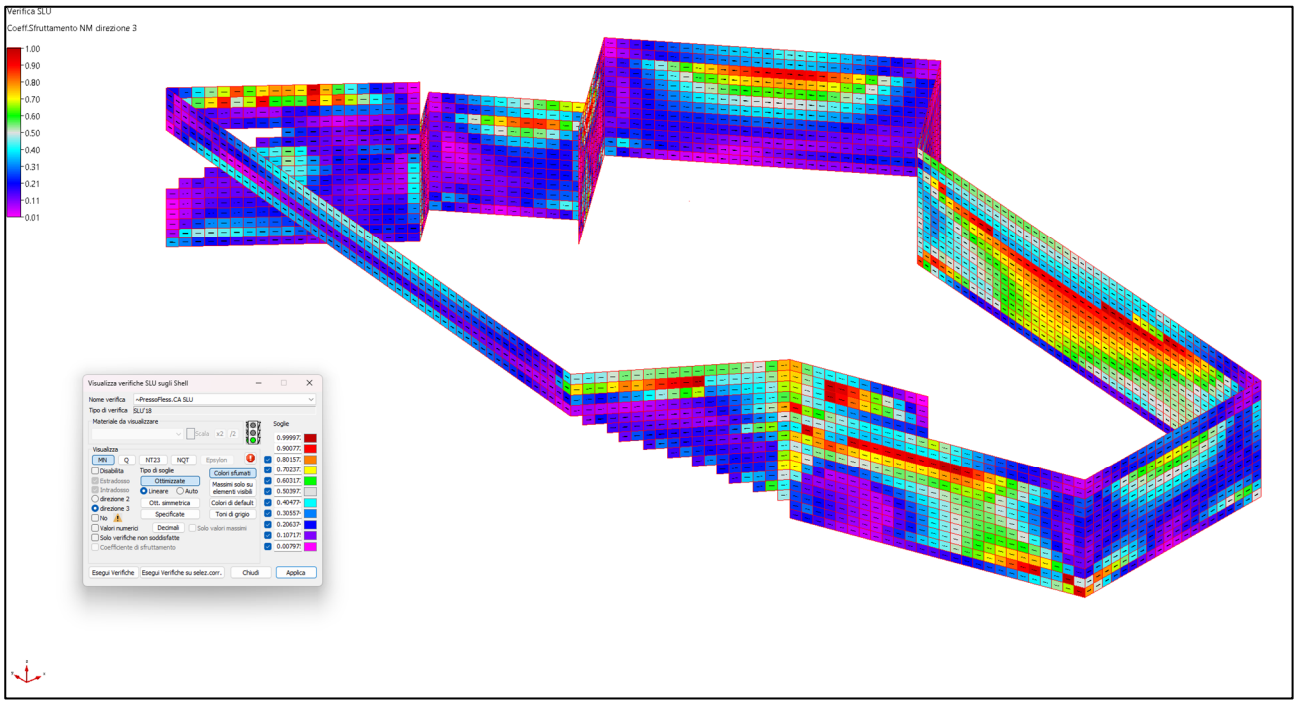


Fig. 13-28 – Verifica SLU elevazioni – Coefficiente NM – Direzione 3

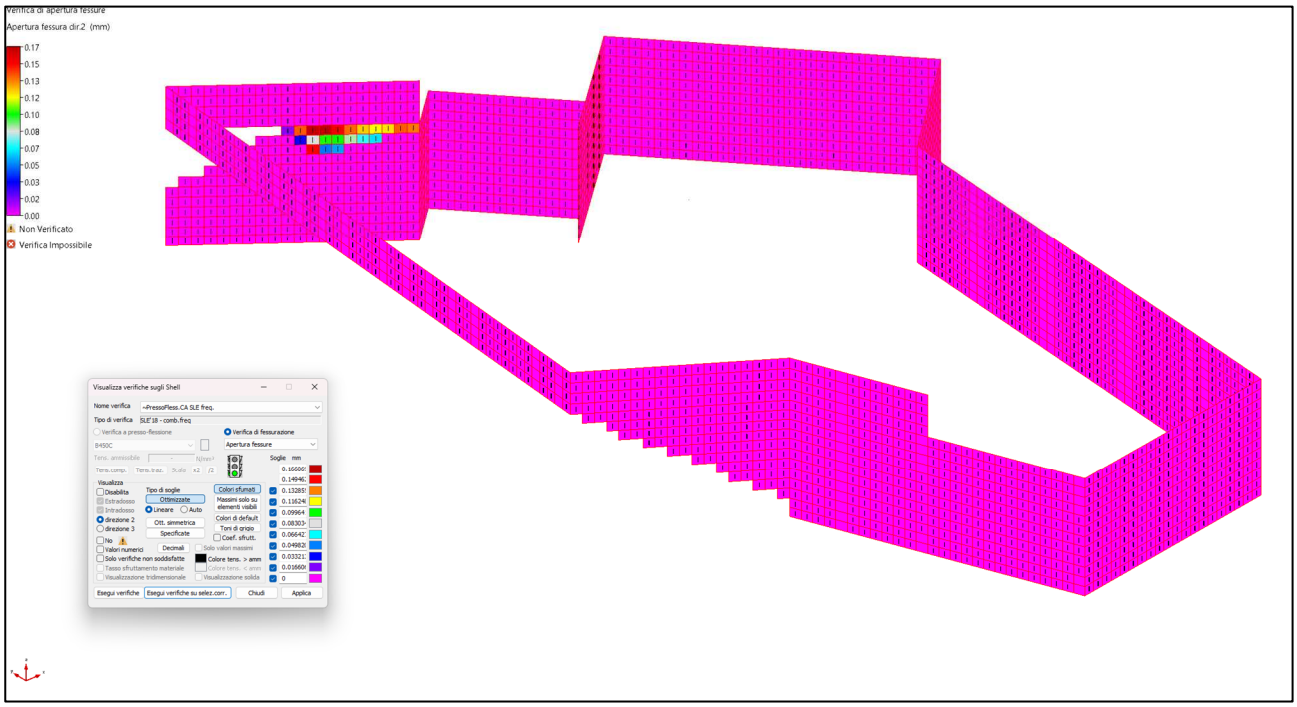


Fig. 13-29 – Verifica SLE elevazioni – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 2

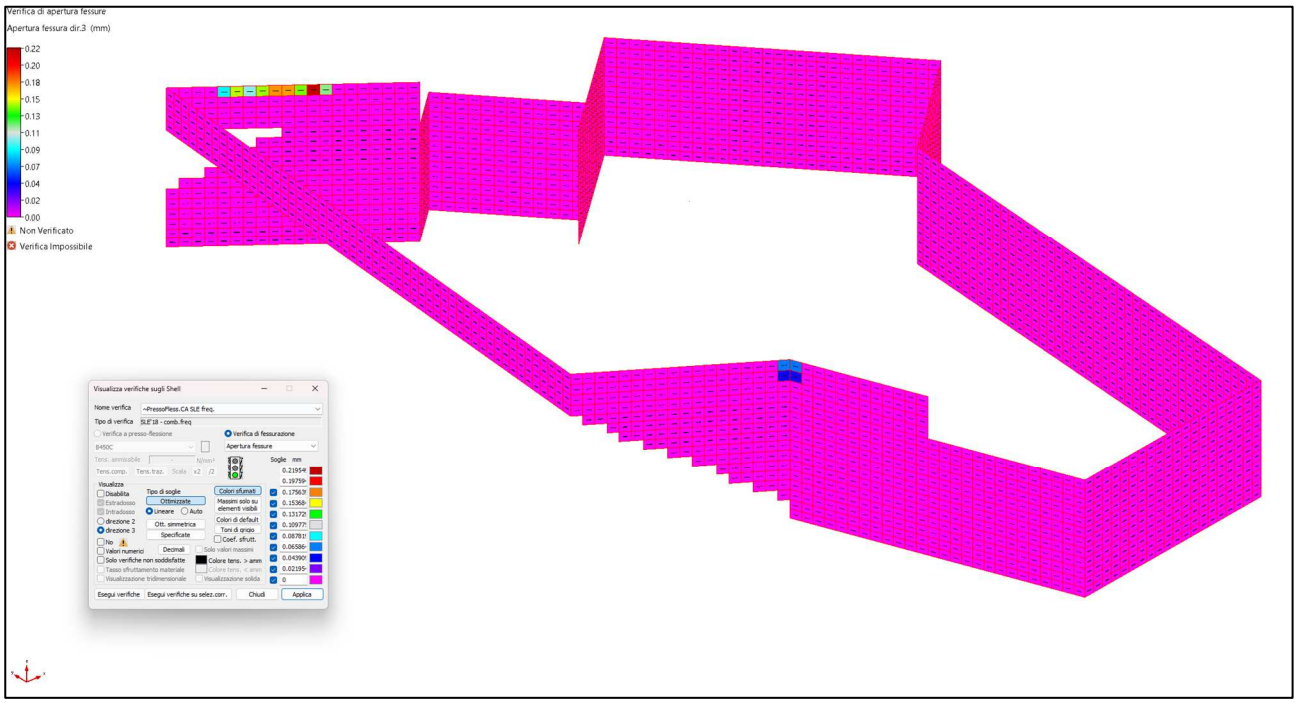


Fig. 13-30 – Verifica SLE elevazioni – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 3

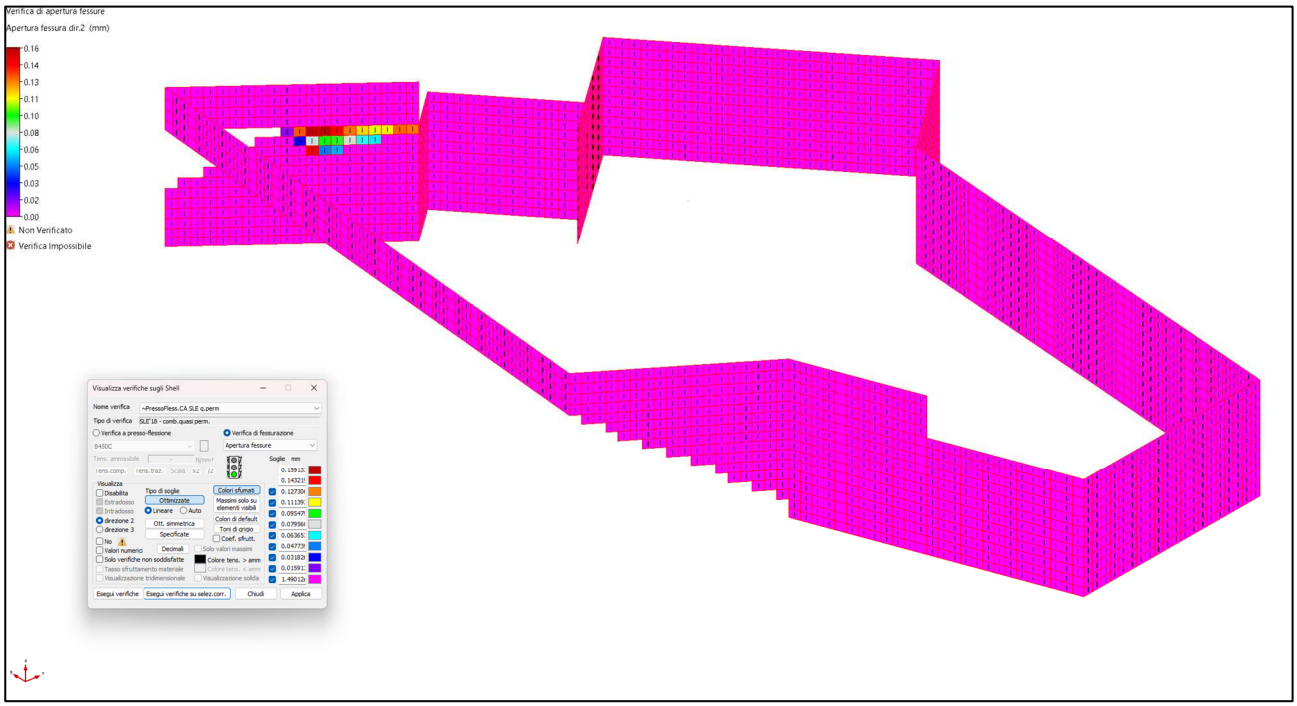


Fig. 13-31 – Verifica SLE elevazioni – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 2

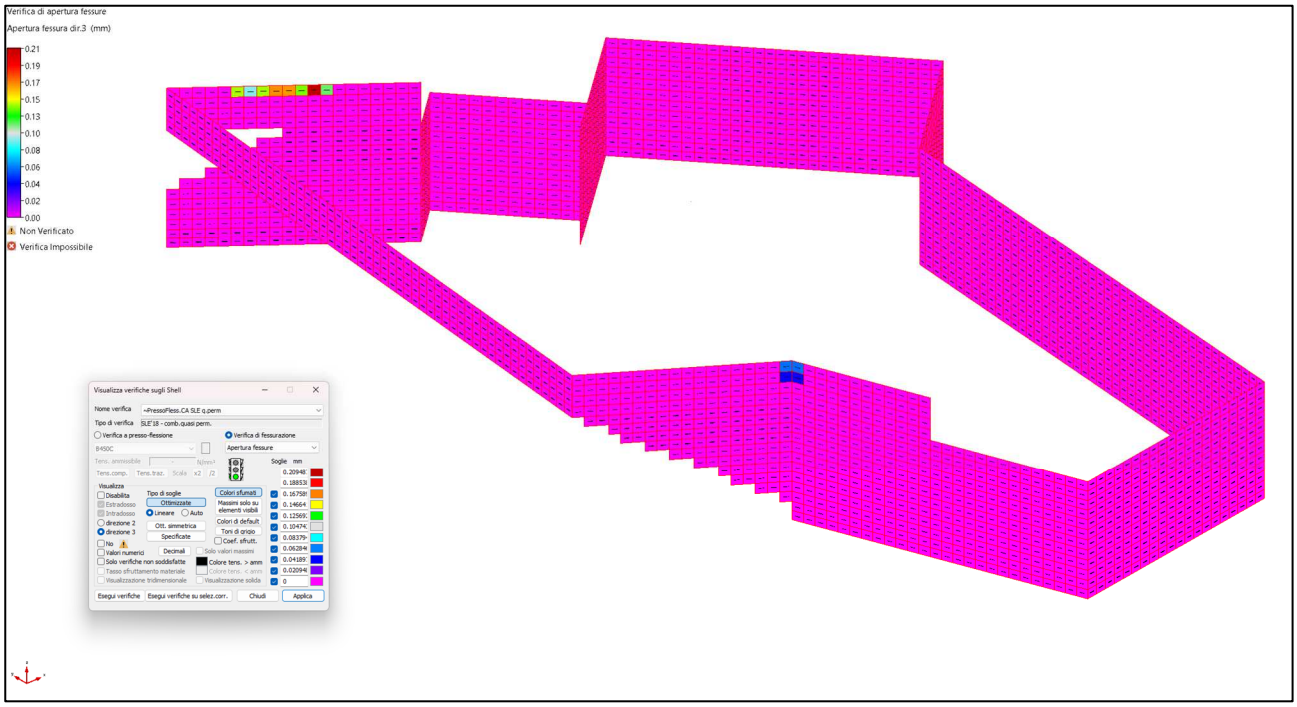


Fig. 13-32 – Verifica SLE elevazioni – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 3

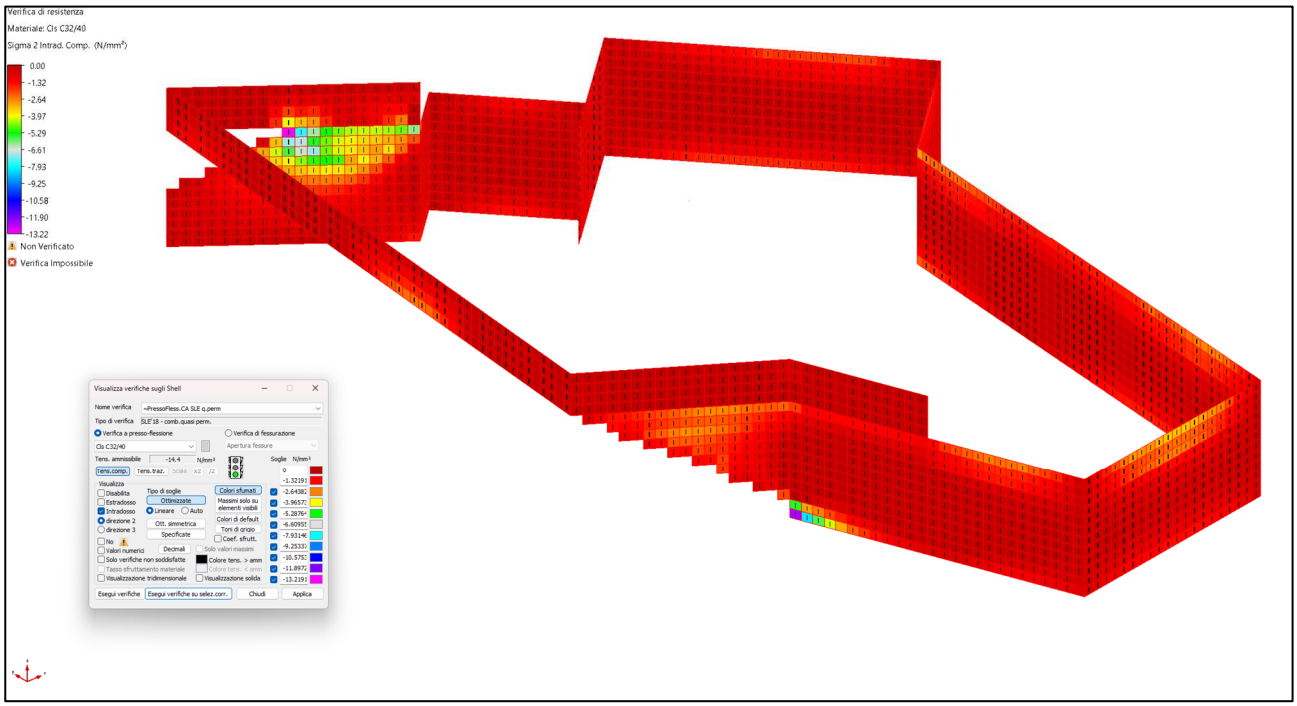


Fig. 13-33 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 2

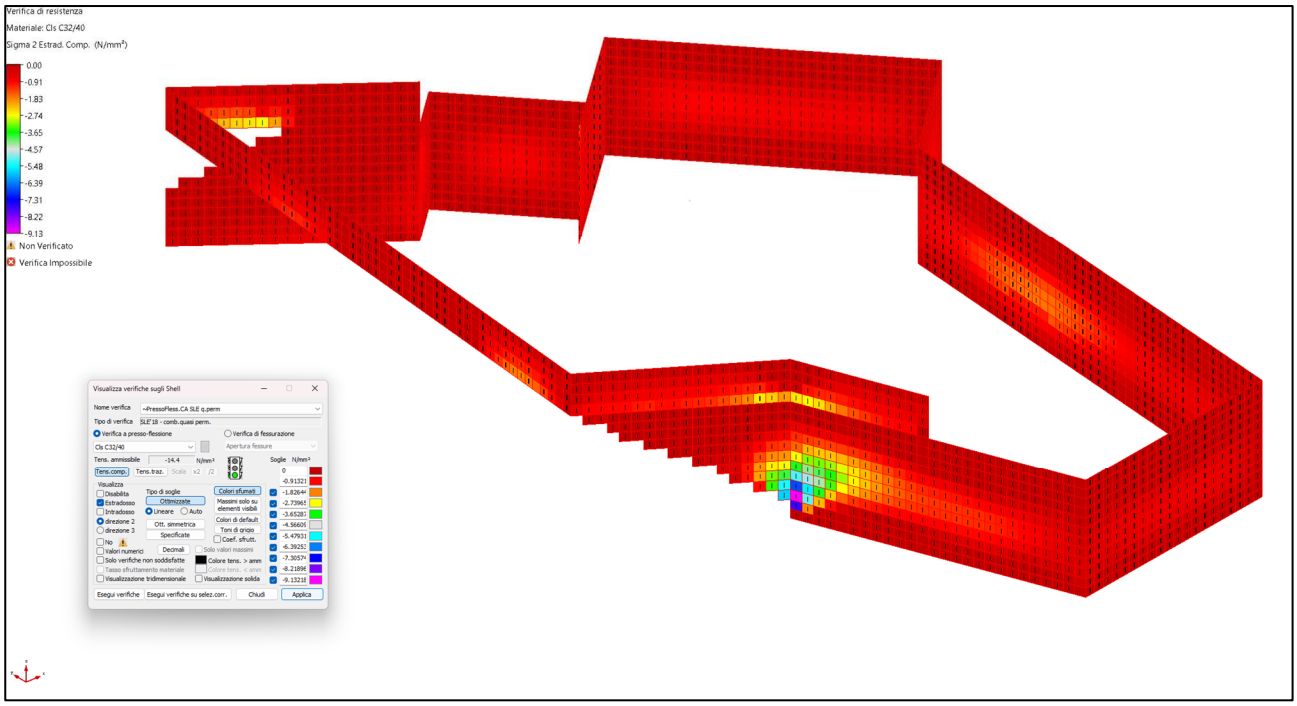


Fig. 13-34 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 2

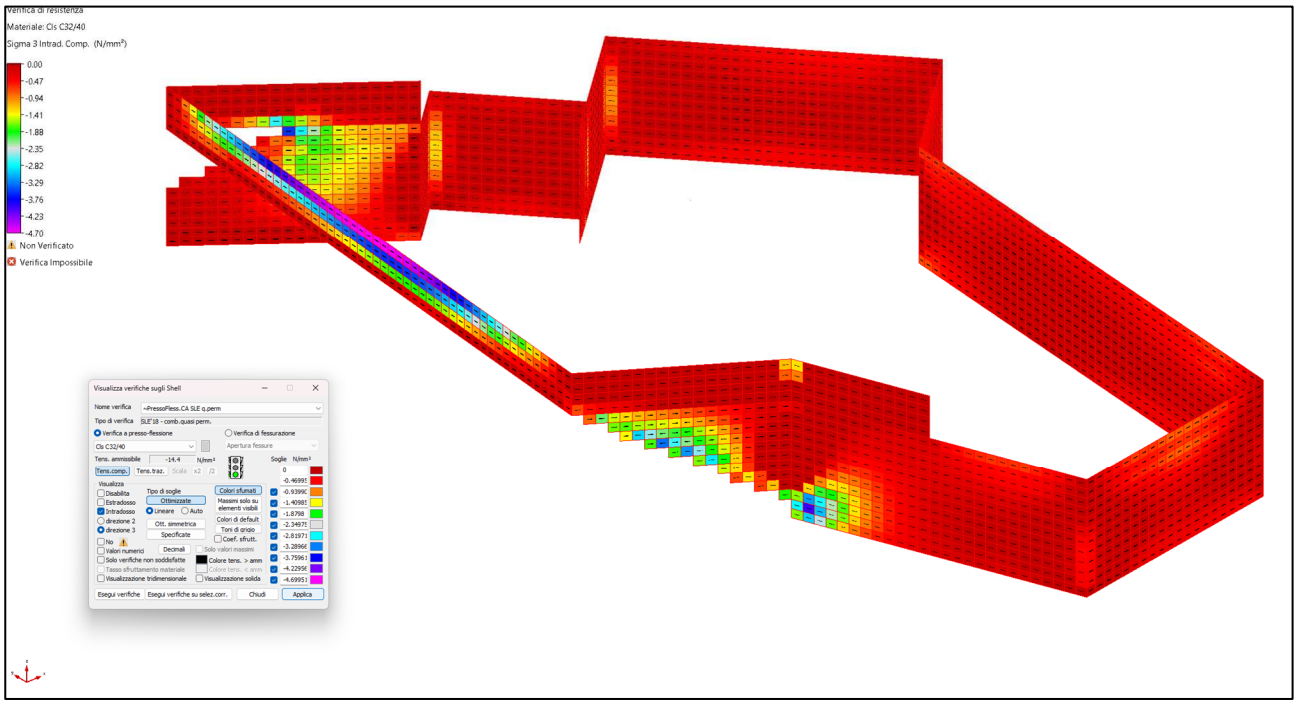


Fig. 13-35 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 3

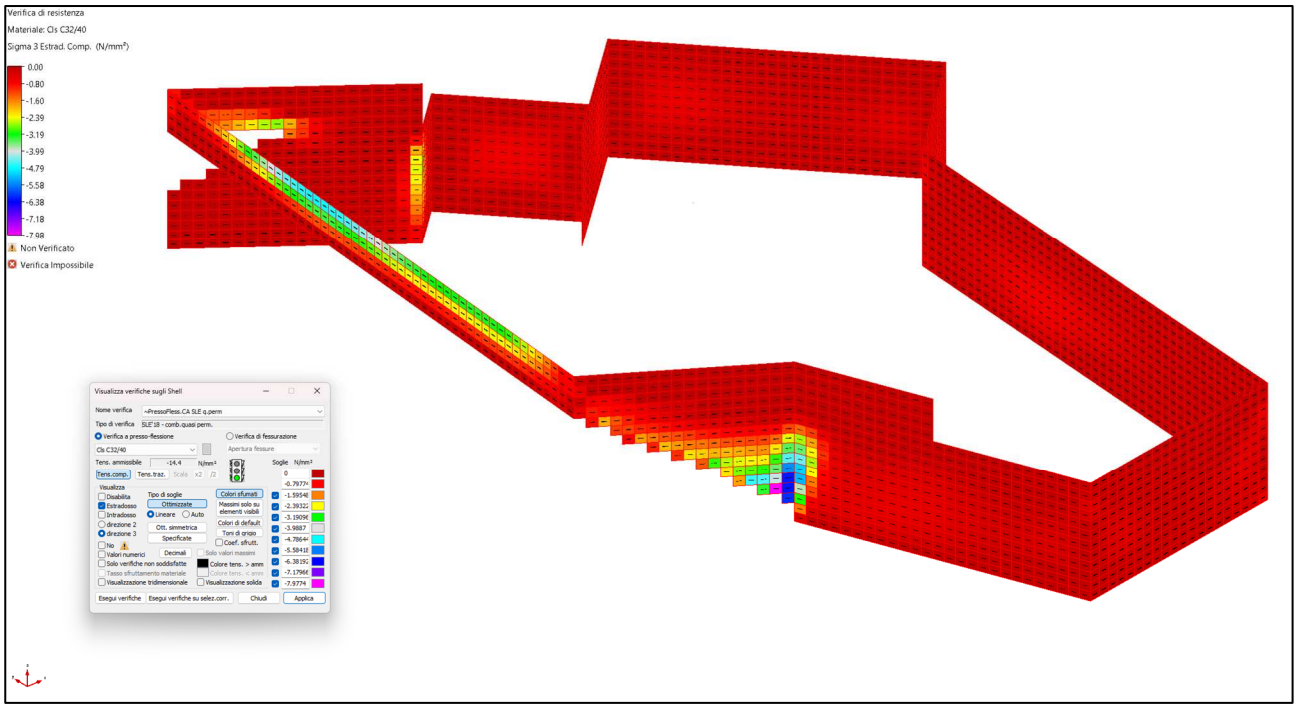


Fig. 13-36 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 3

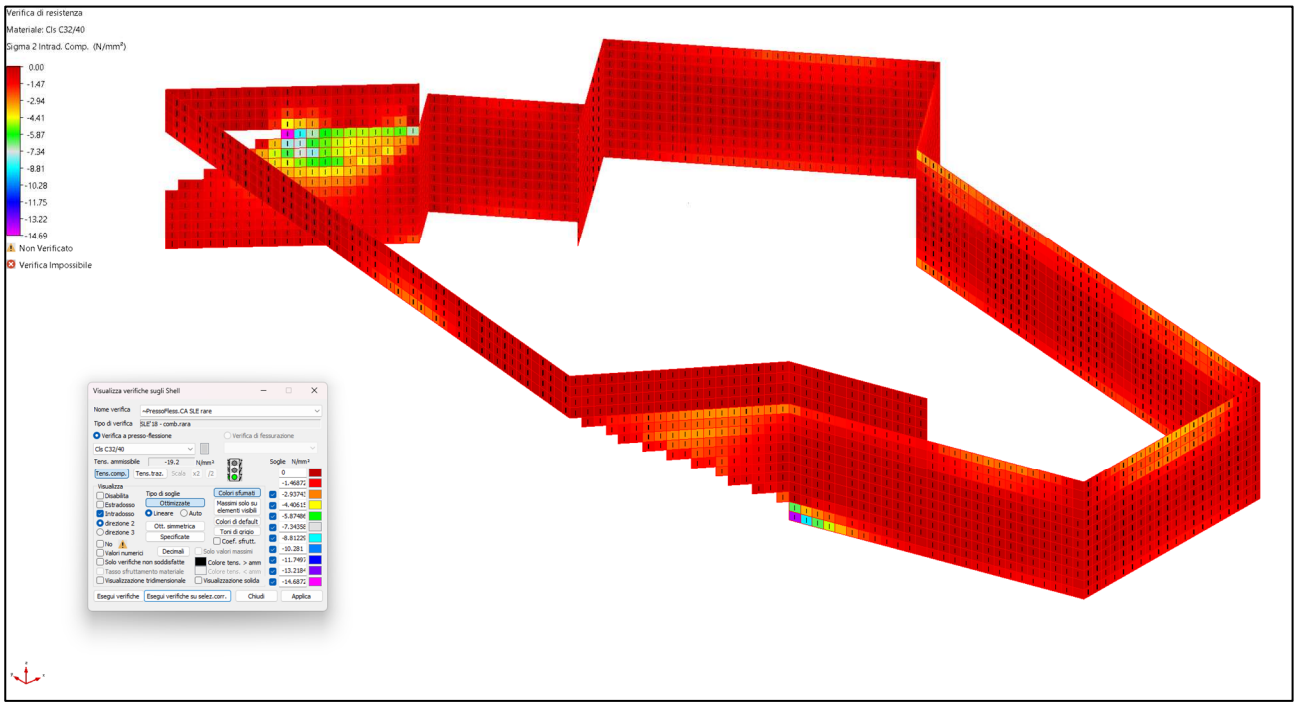


Fig. 13-37 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

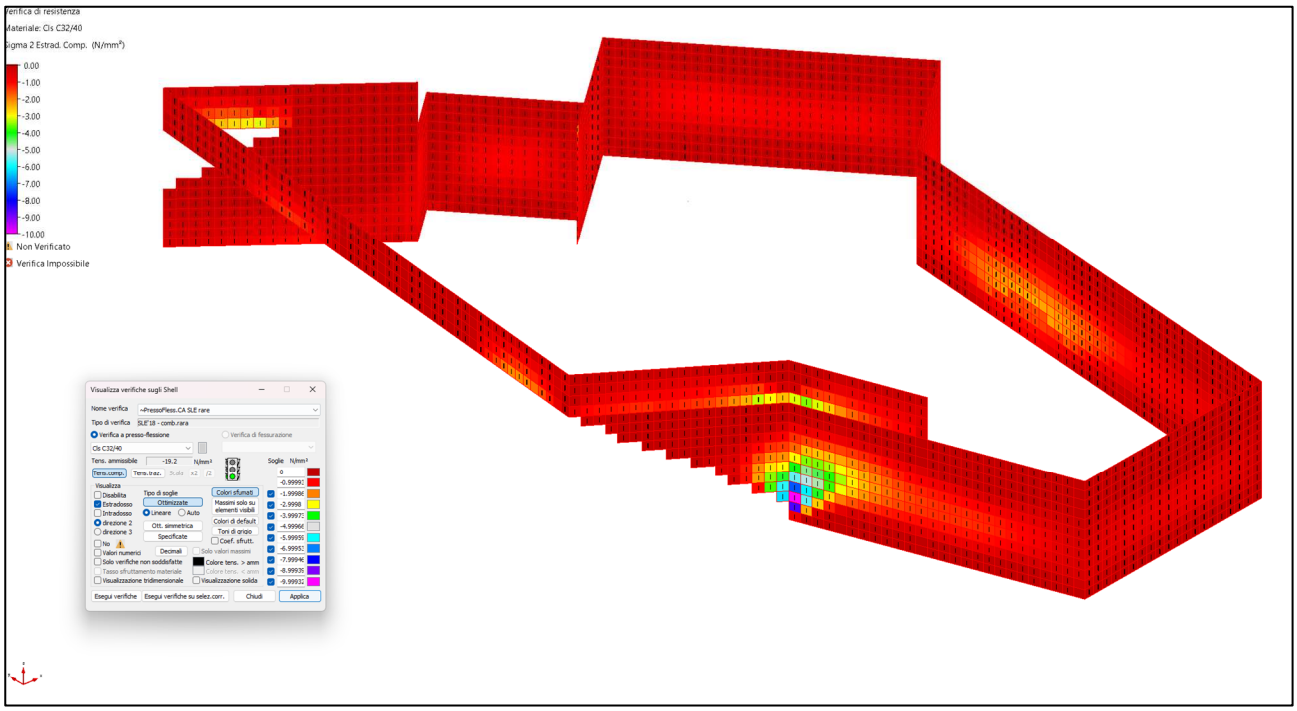


Fig. 13-38 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

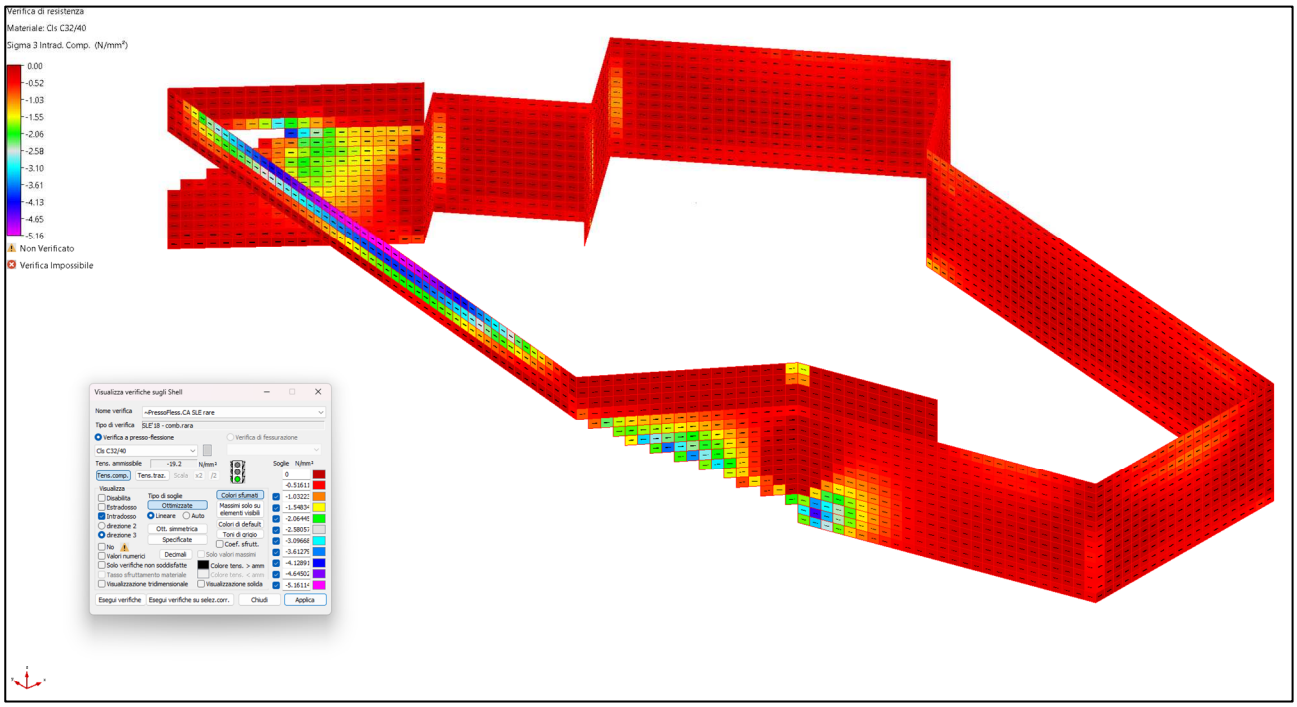


Fig. 13-39 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

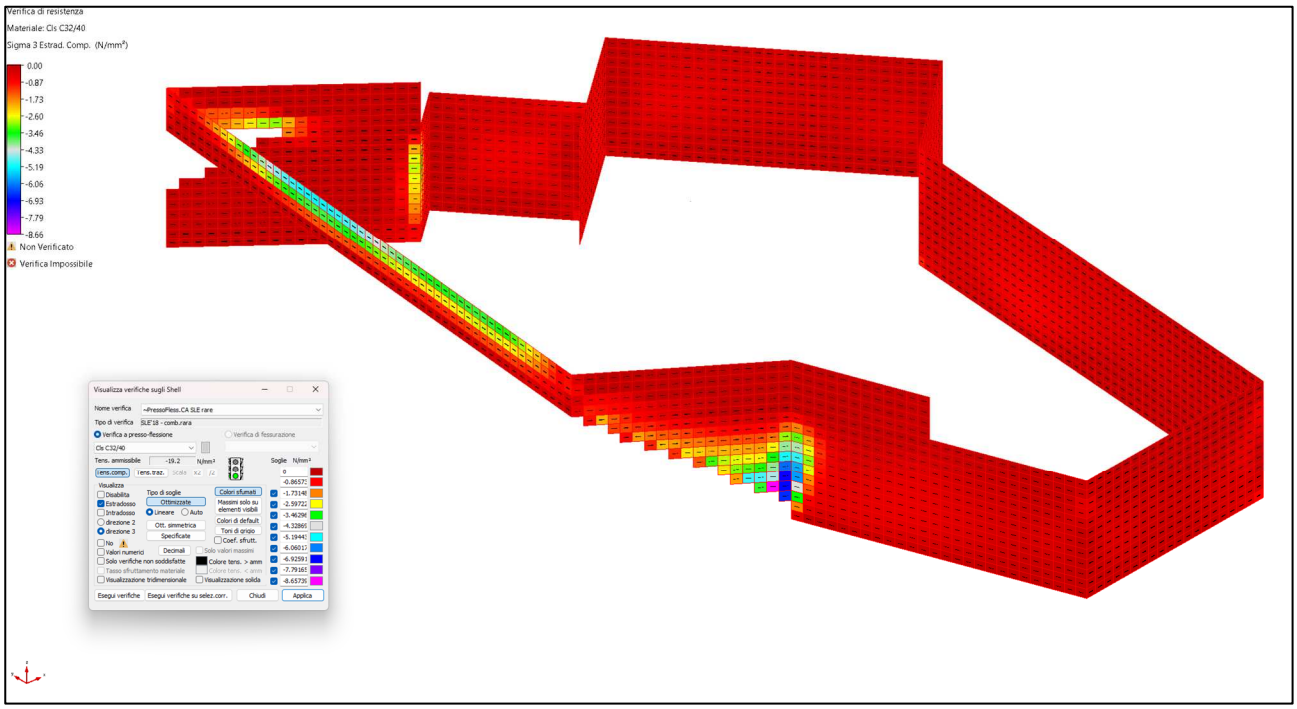


Fig. 13-40 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

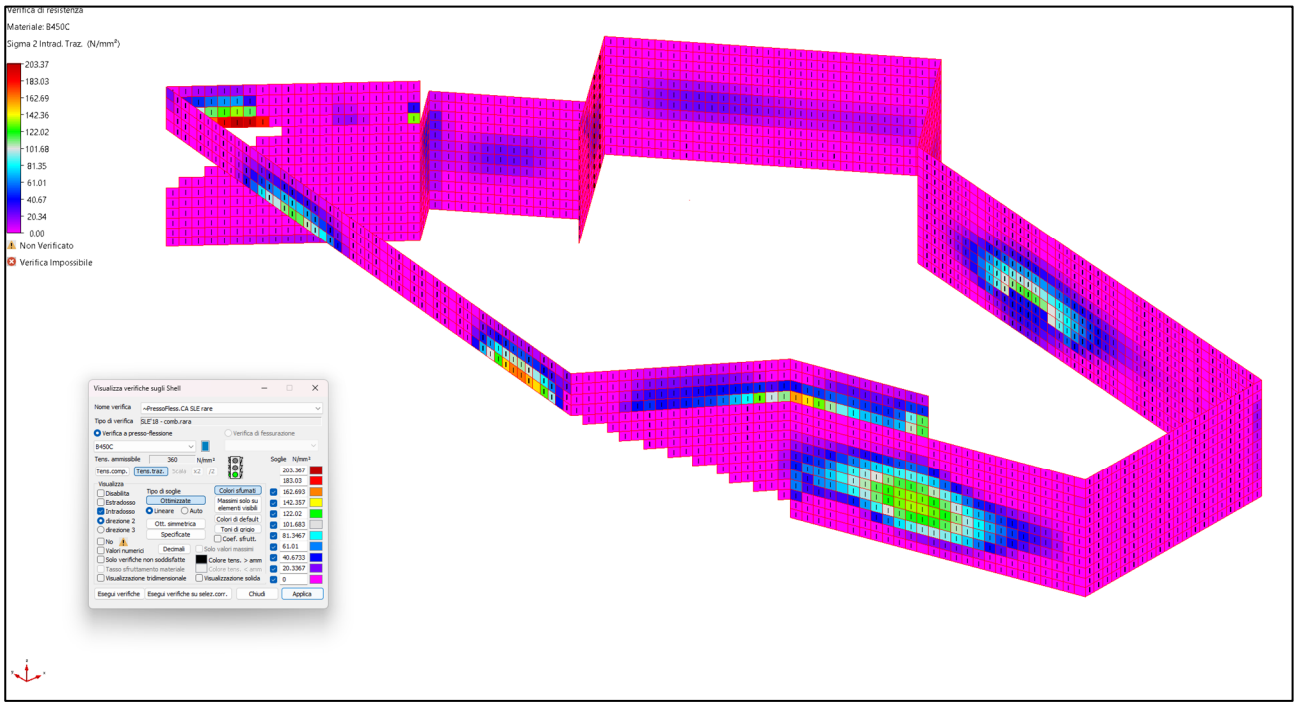


Fig. 13-41 – Verifica SLE elevazioni – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

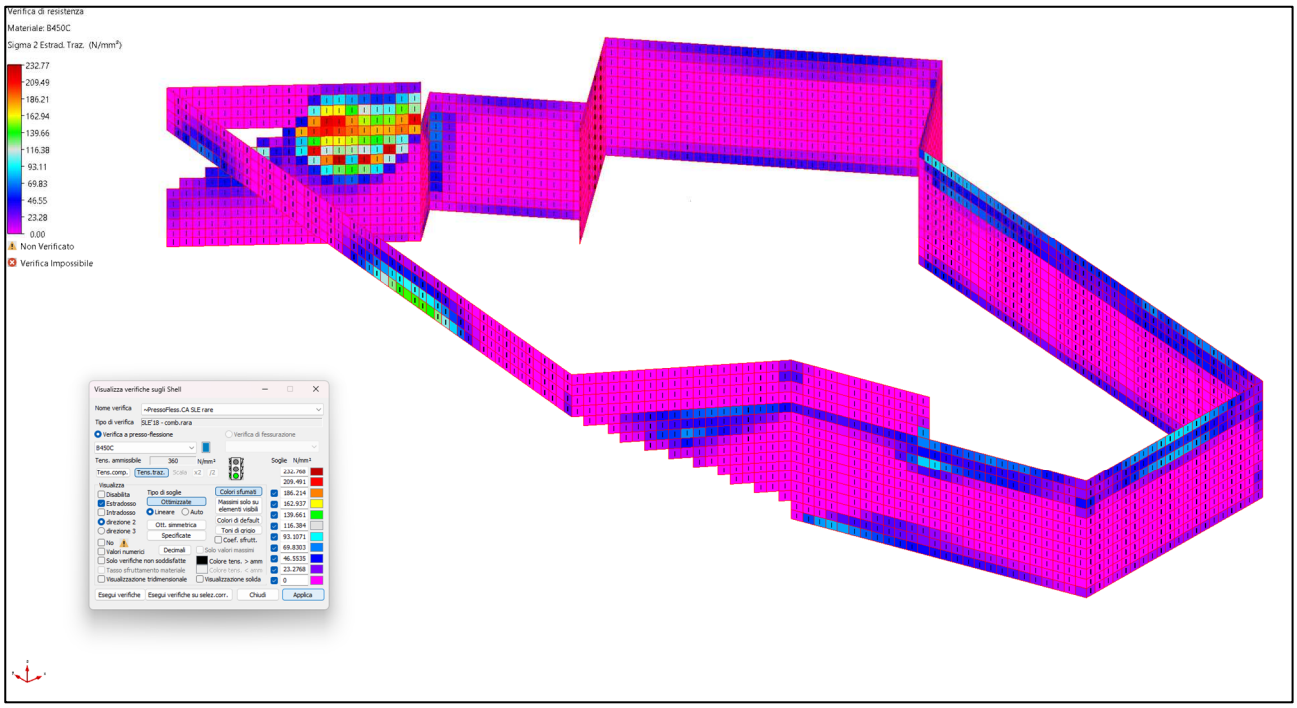


Fig. 13-42 – Verifica SLE elevazioni – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

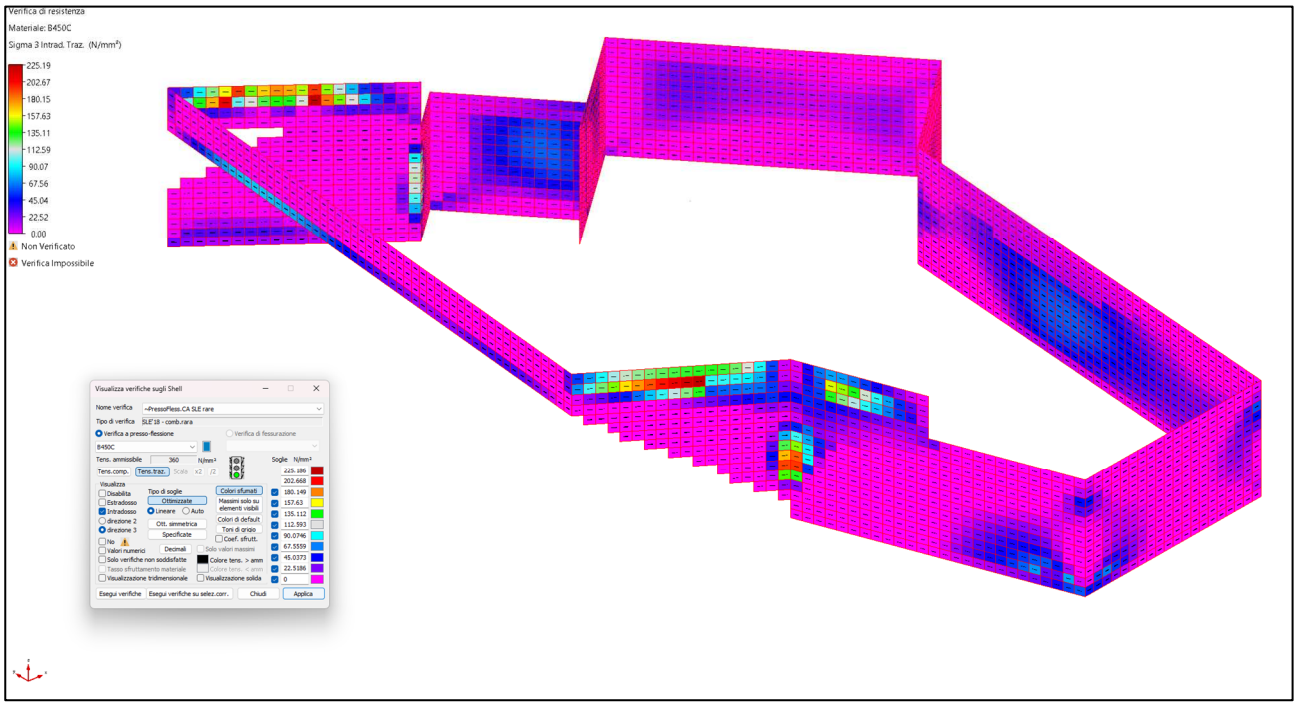


Fig. 13-43 – Verifica SLE elevazioni – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

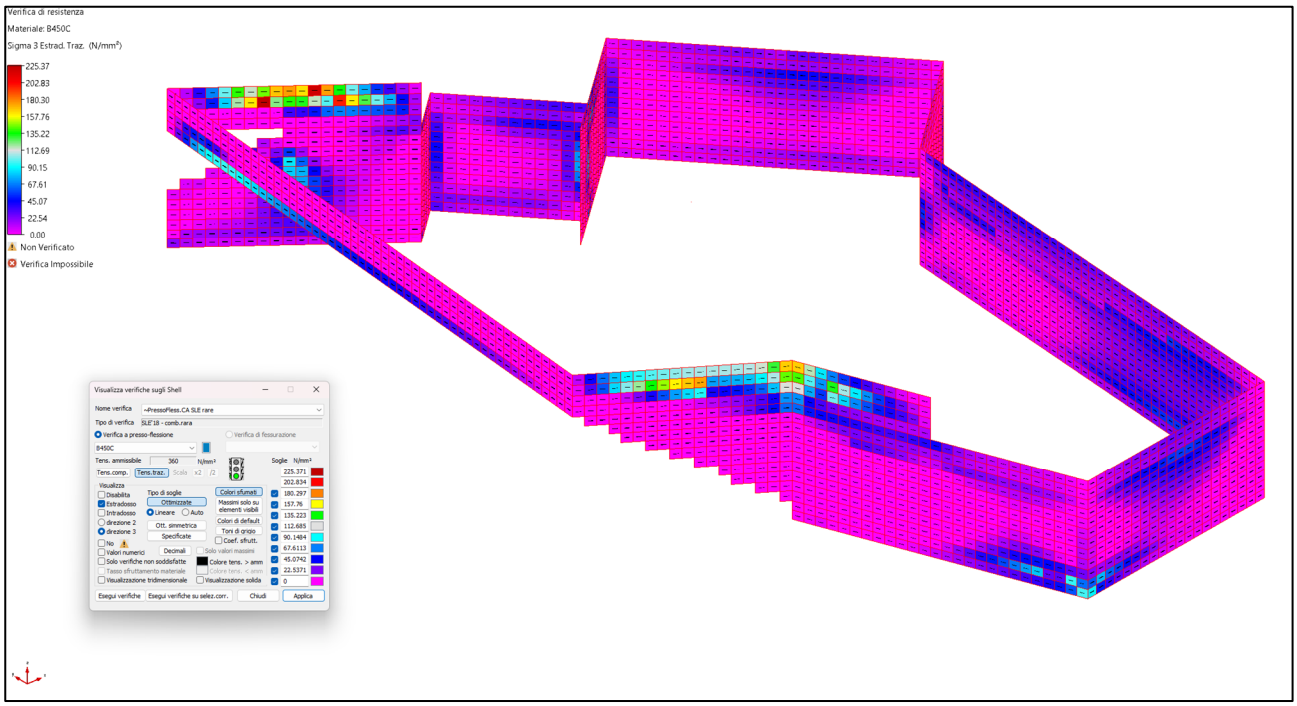


Fig. 13-44 – Verifica SLE elevazioni – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

13.3 VERIFICHE ALLO SLU – TRAVI PARETE DEL BELVEDERE

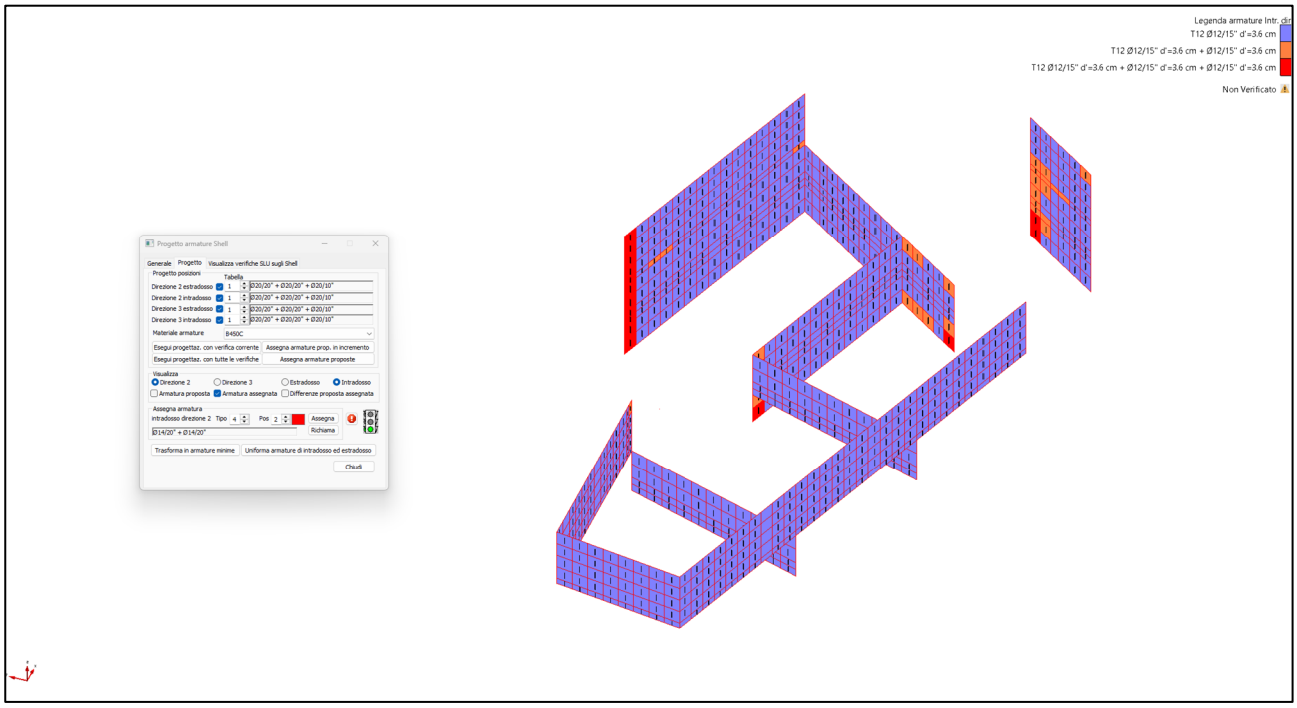


Fig. 13-45 – Armatura elevazioni – Direzione 2 intradosso

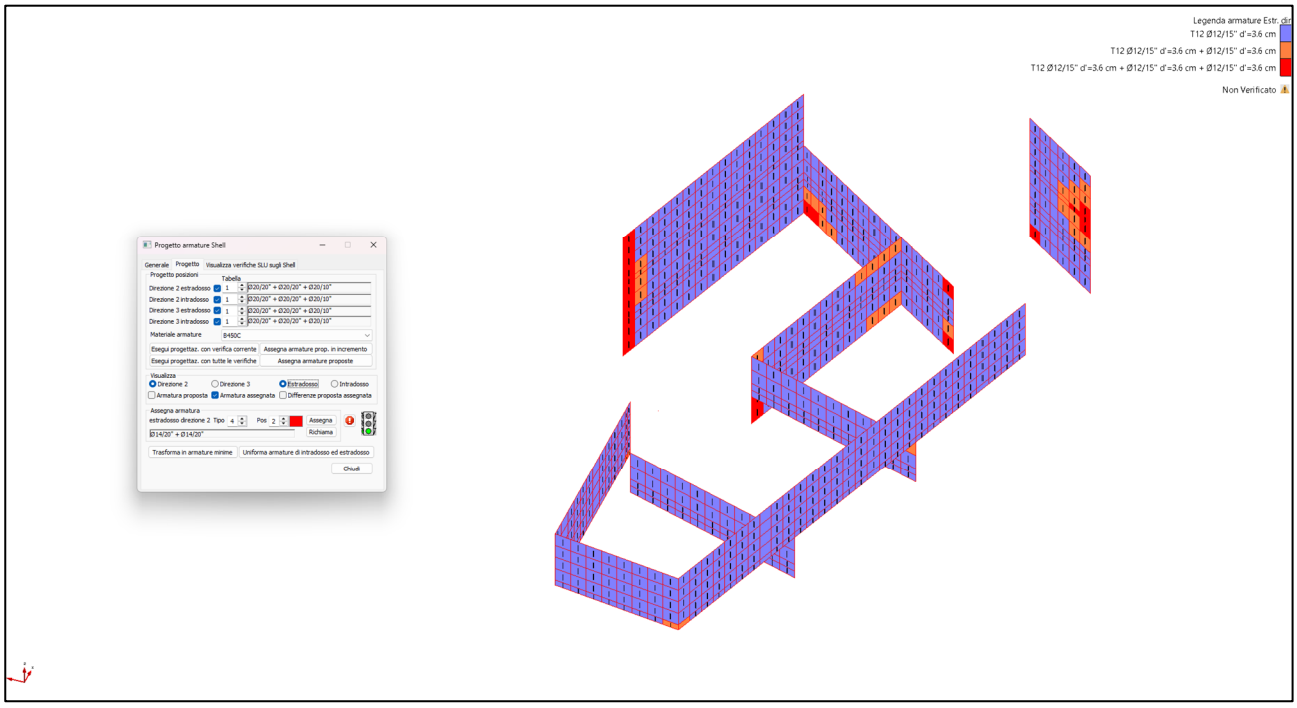


Fig. 13-46 – Armatura elevazioni – Direzione 2 estradosso

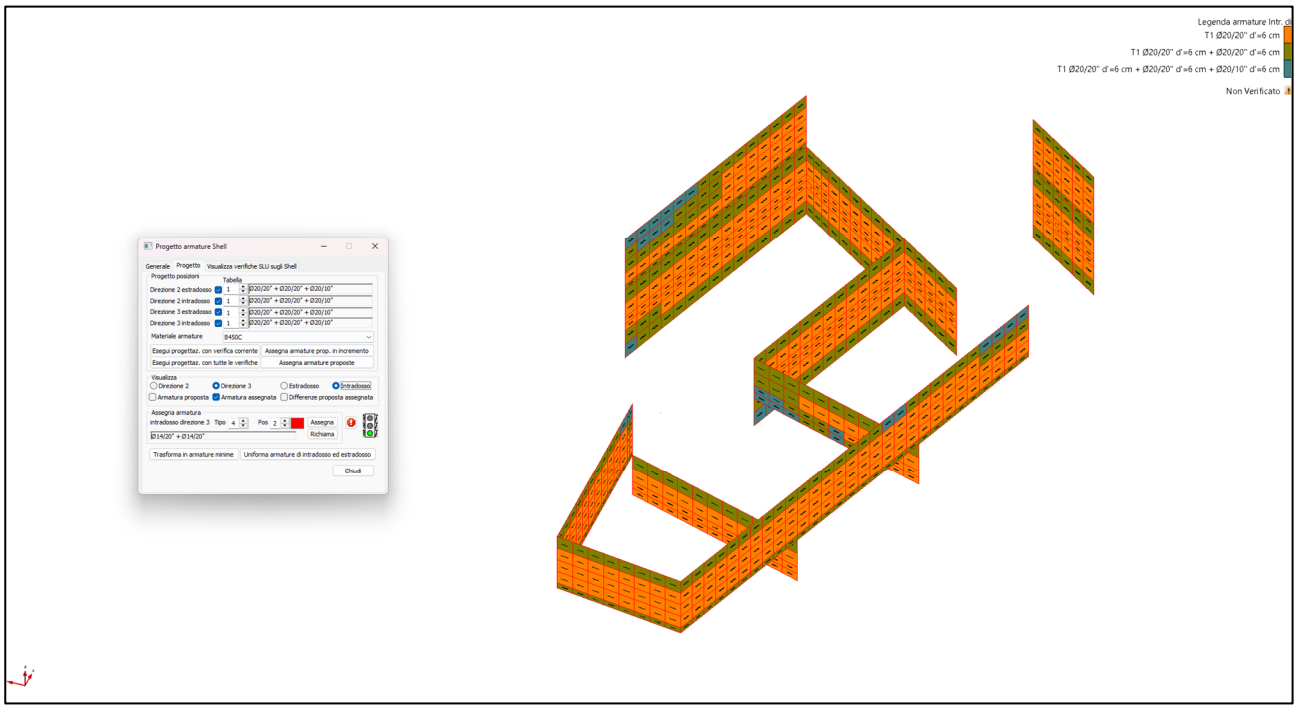


Fig. 13-47 – Armatura elevazioni – Direzione 3 intradosso

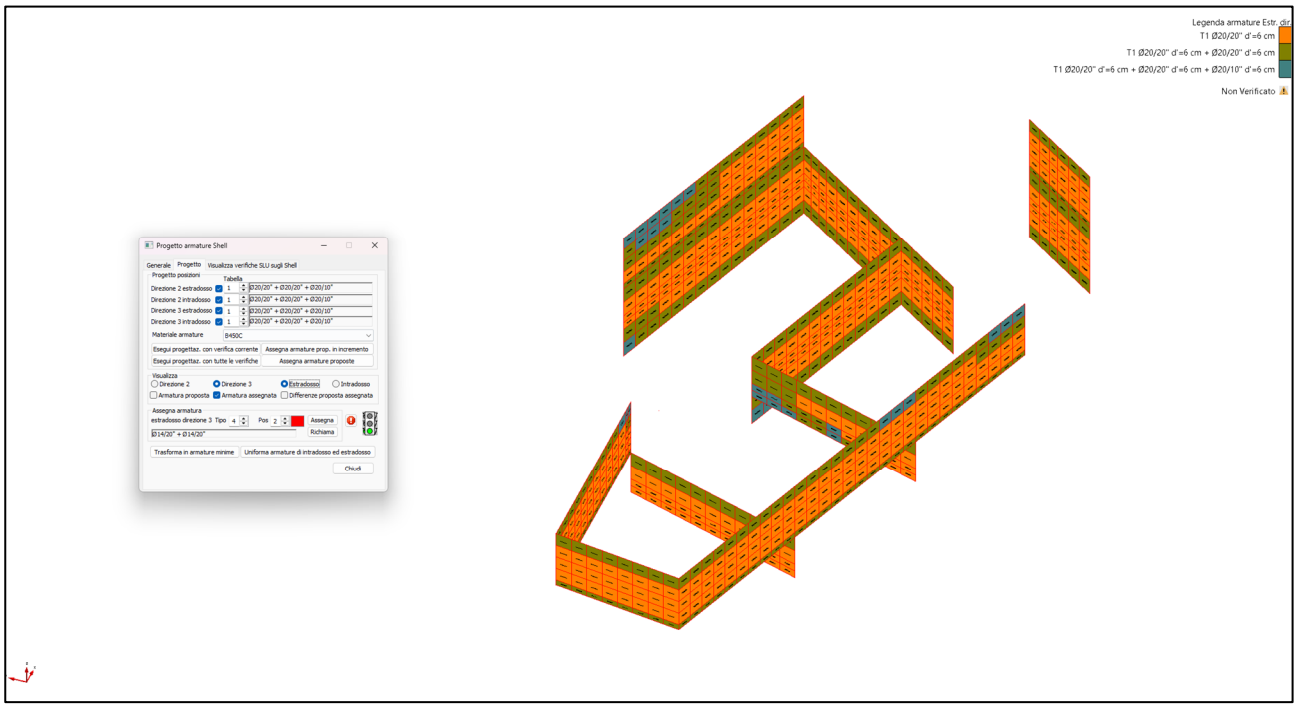


Fig. 13-48 – Armatura elevazioni – Direzione 3 estradosso

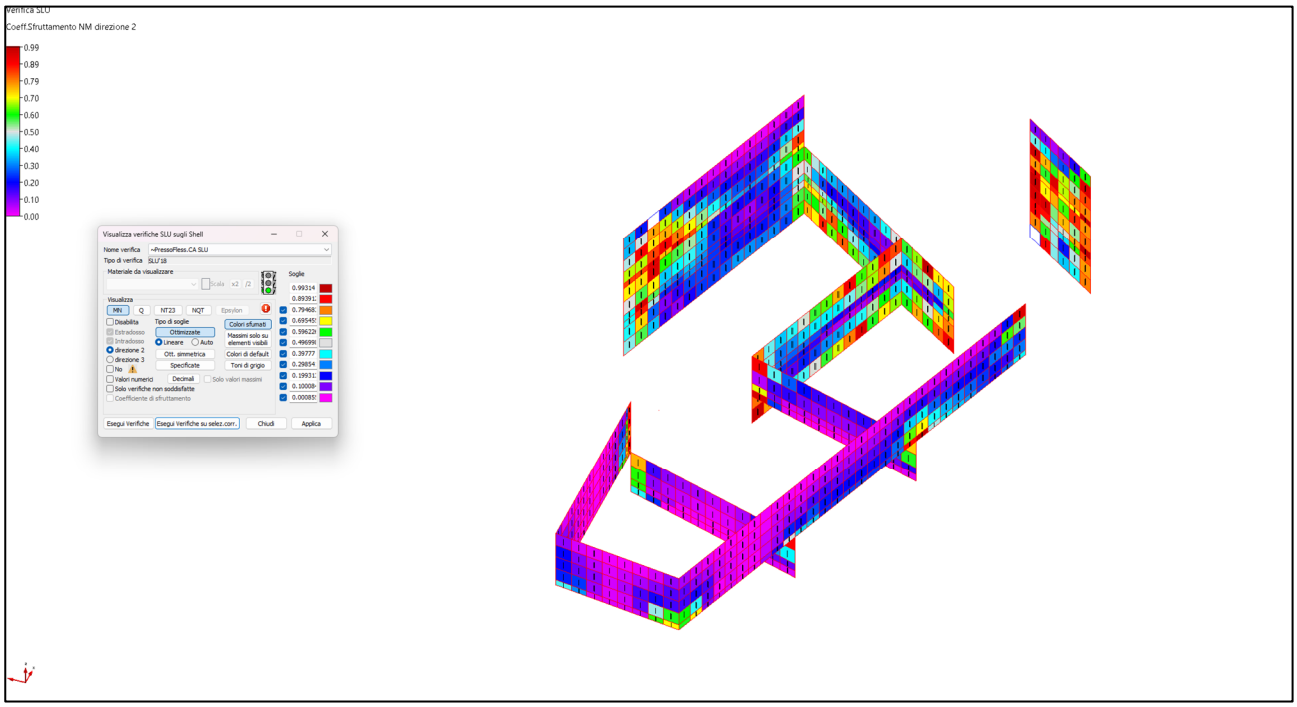


Fig. 13-49 – Verifica SLU elevazioni – Coefficiente NM – Direzione 2

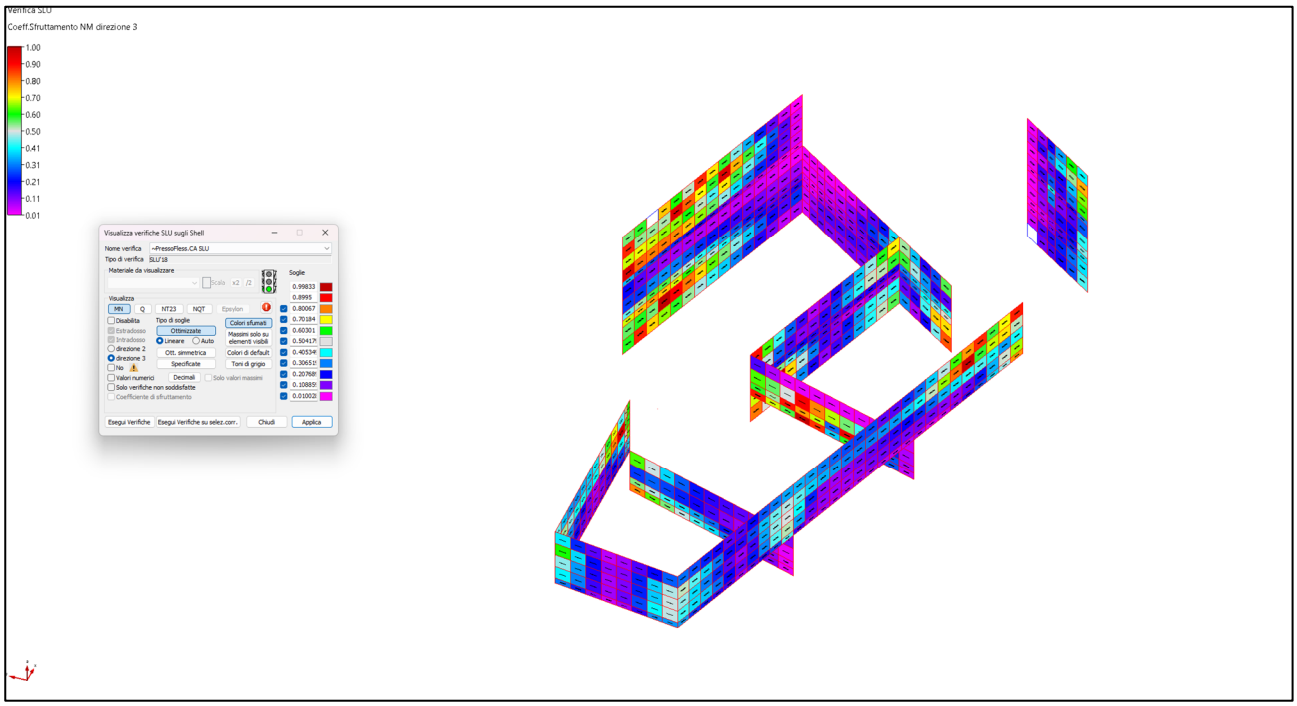


Fig. 13-50 – Verifica SLU elevazioni – Coefficiente NM – Direzione 3

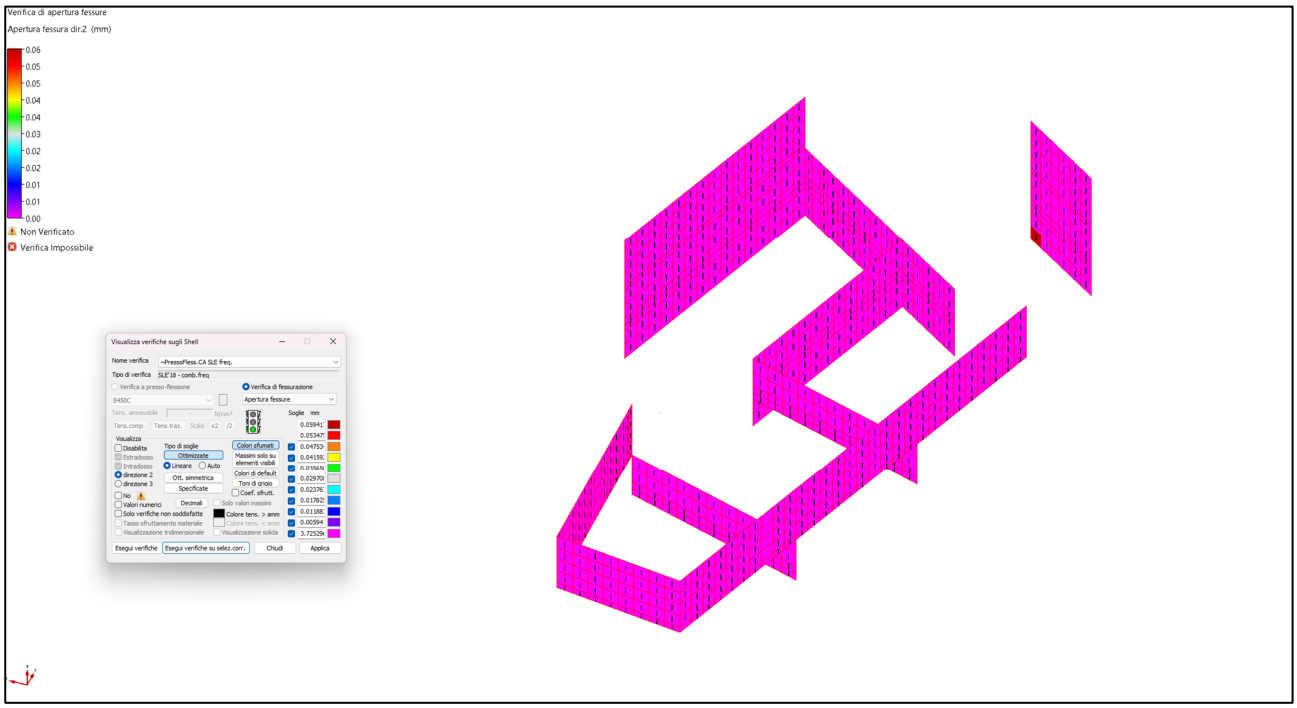


Fig. 13-51 – Verifica SLE elevazioni – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 2

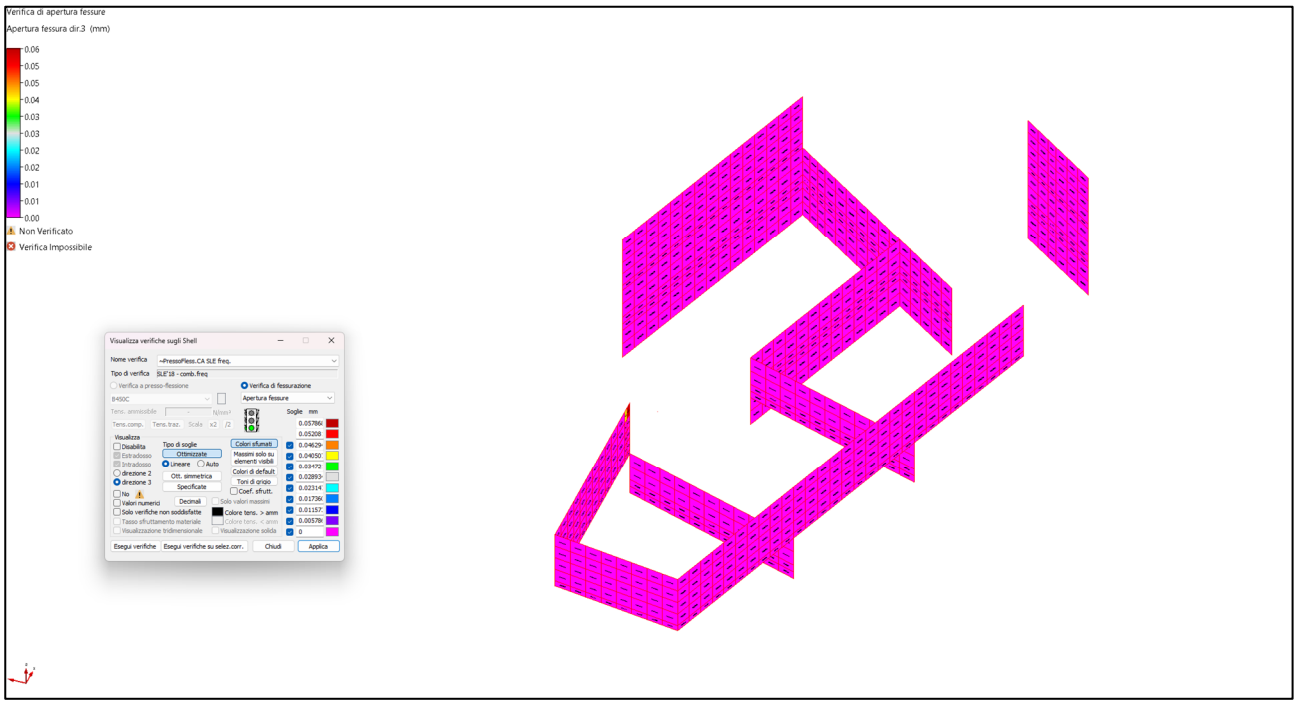


Fig. 13-52 – Verifica SLE elevazioni – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 3

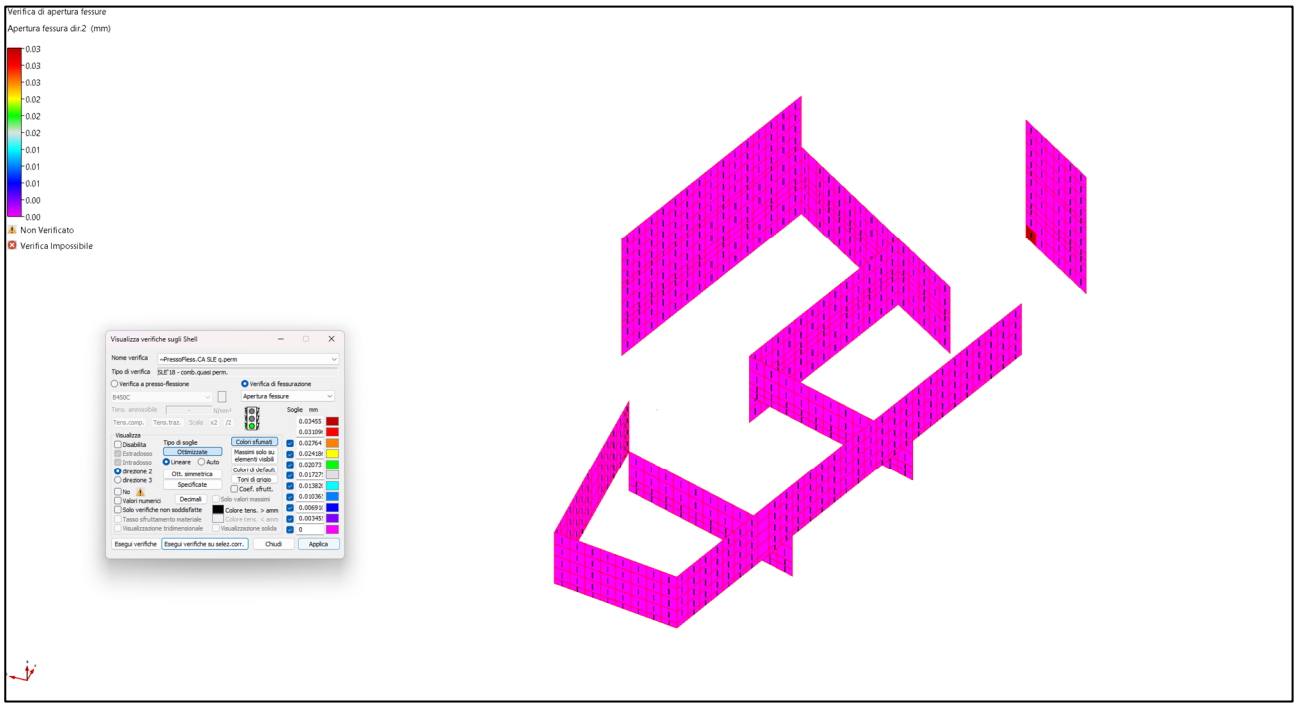


Fig. 13-53 – Verifica SLE elevazioni – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 2

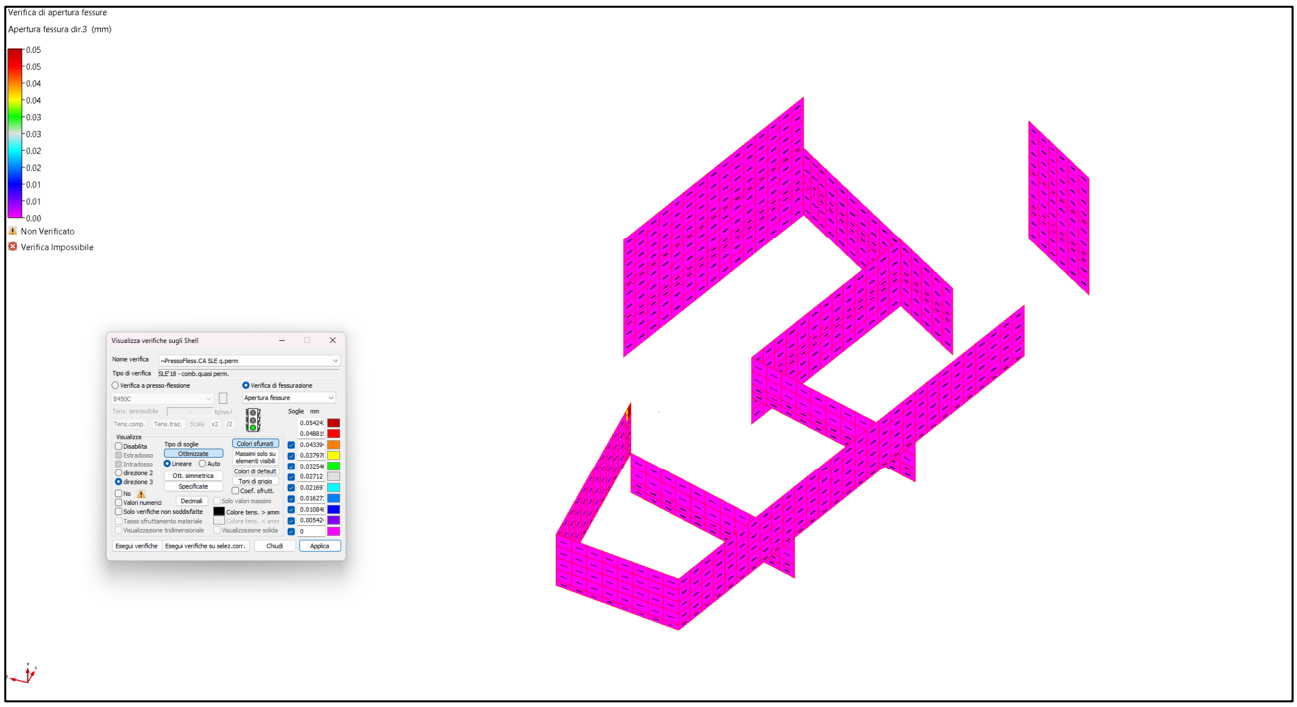


Fig. 13-54 – Verifica SLE elevazioni – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 3

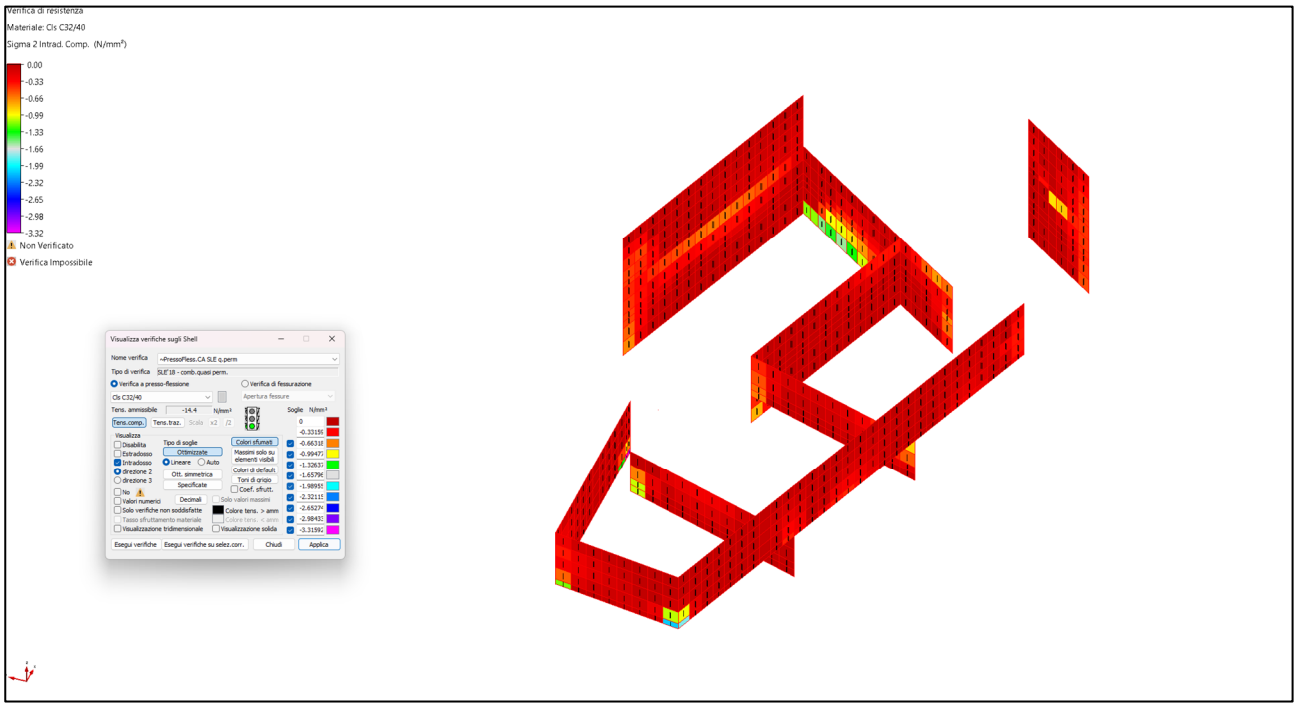


Fig. 13-55 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 2

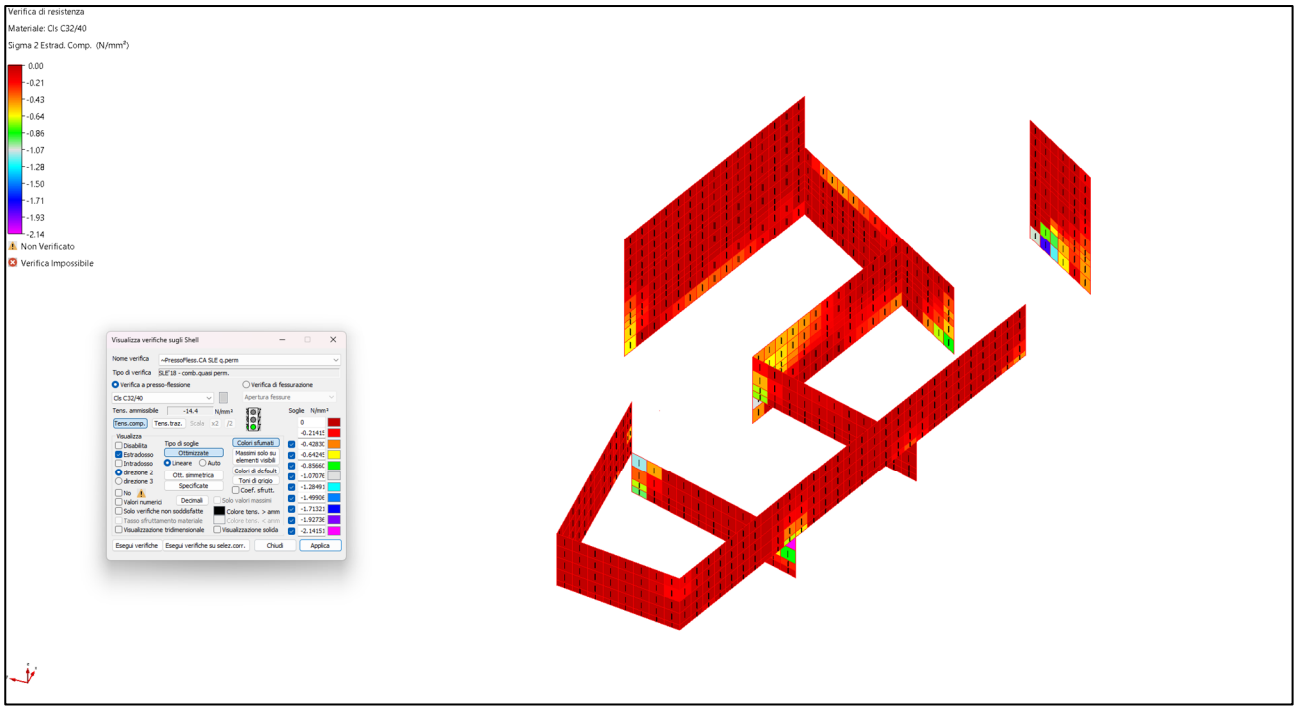


Fig. 13-56 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 2

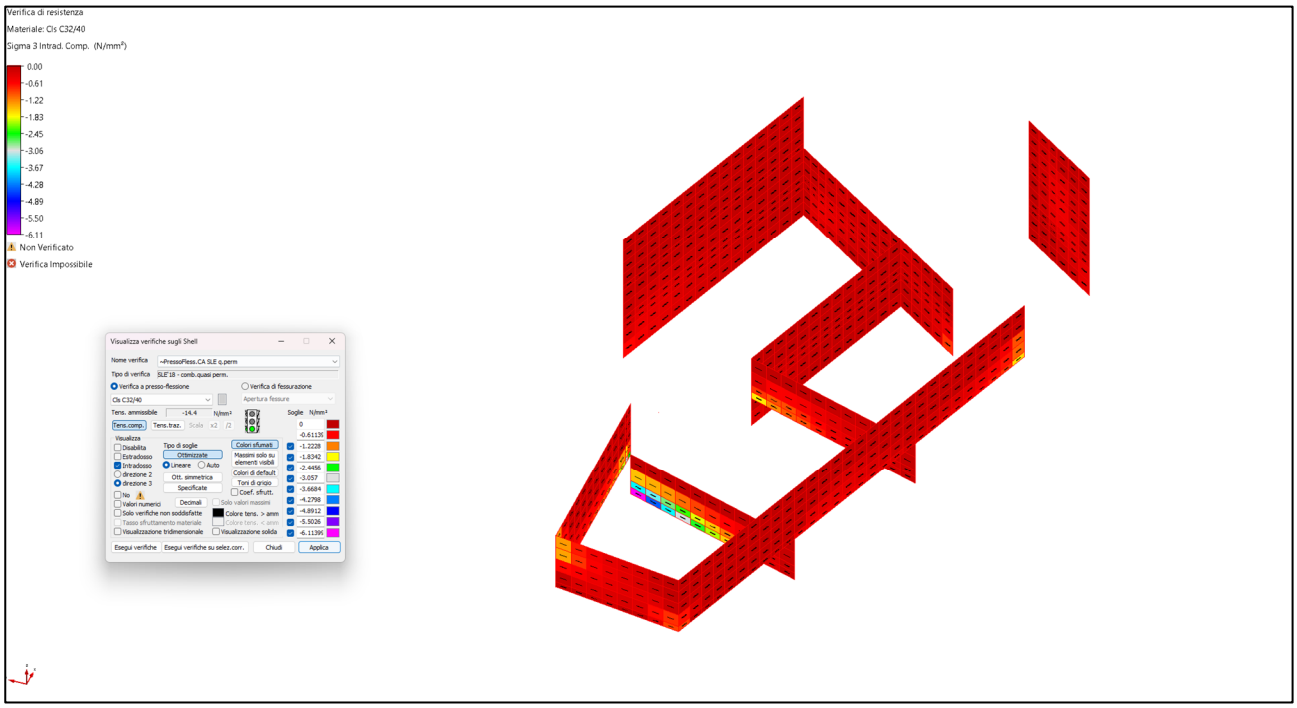


Fig. 13-57 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 3

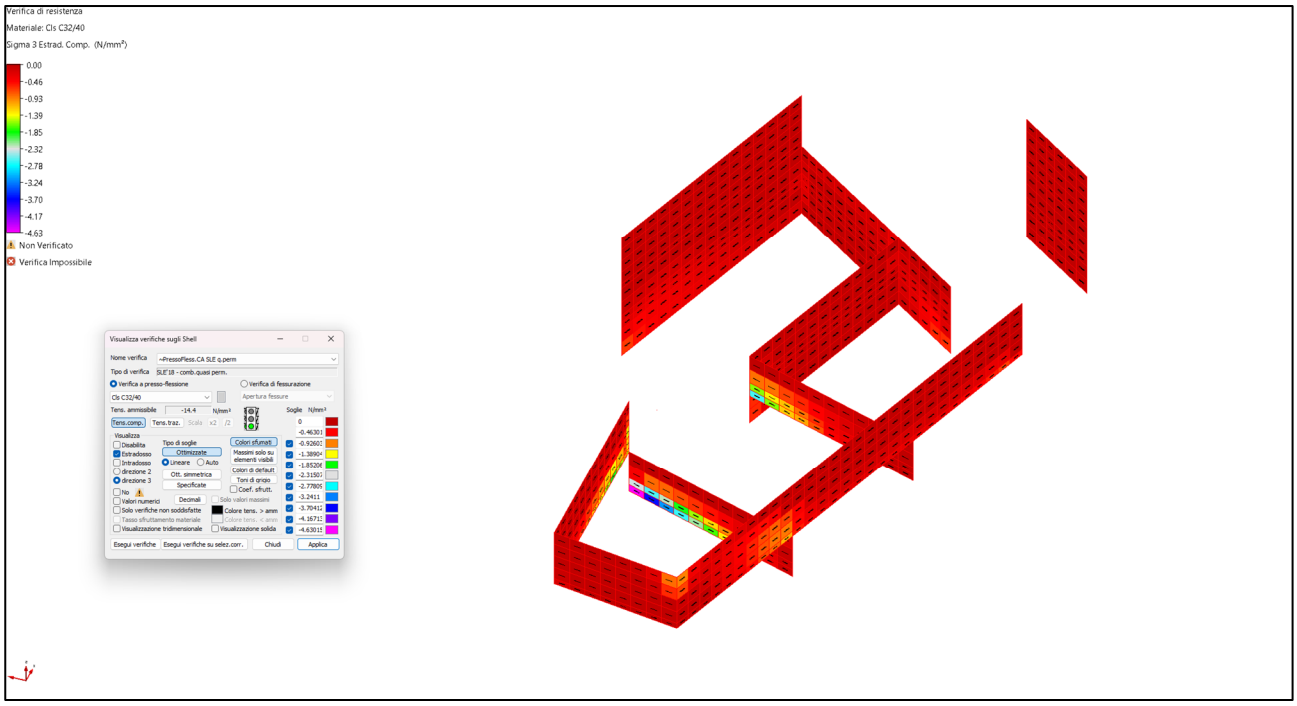


Fig. 13-58 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 3

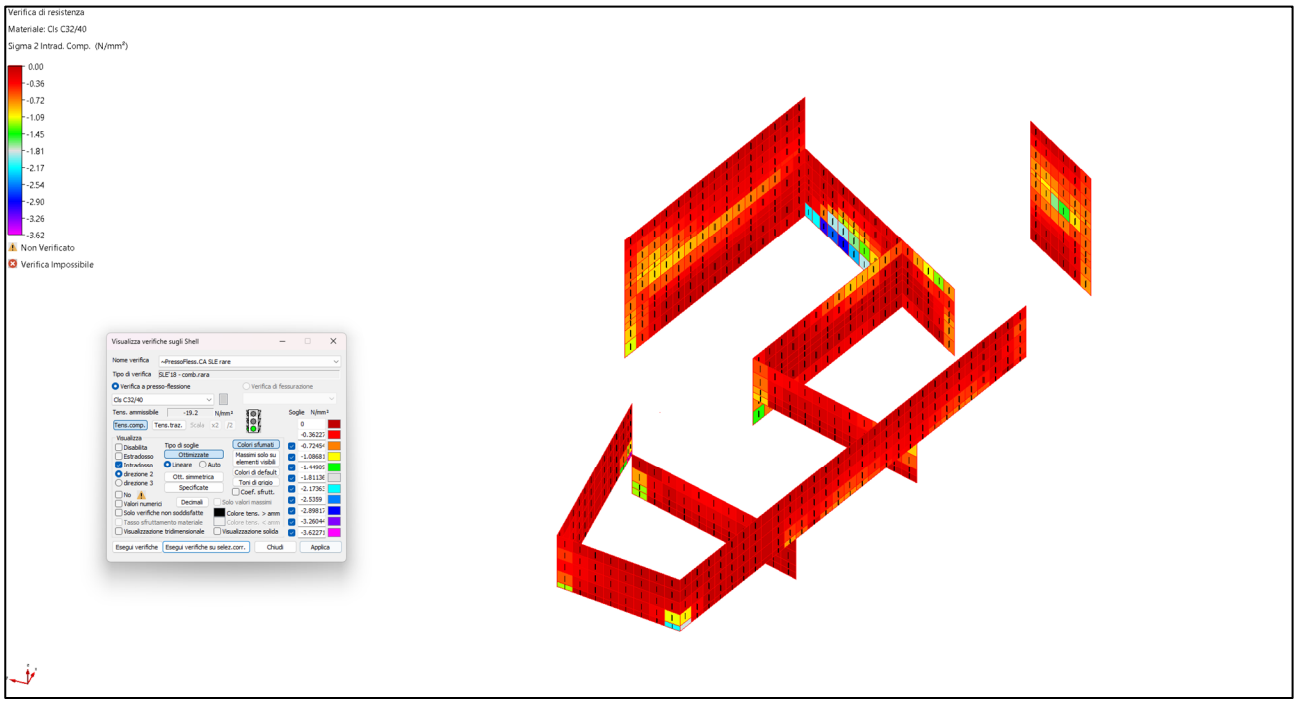


Fig. 13-59 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

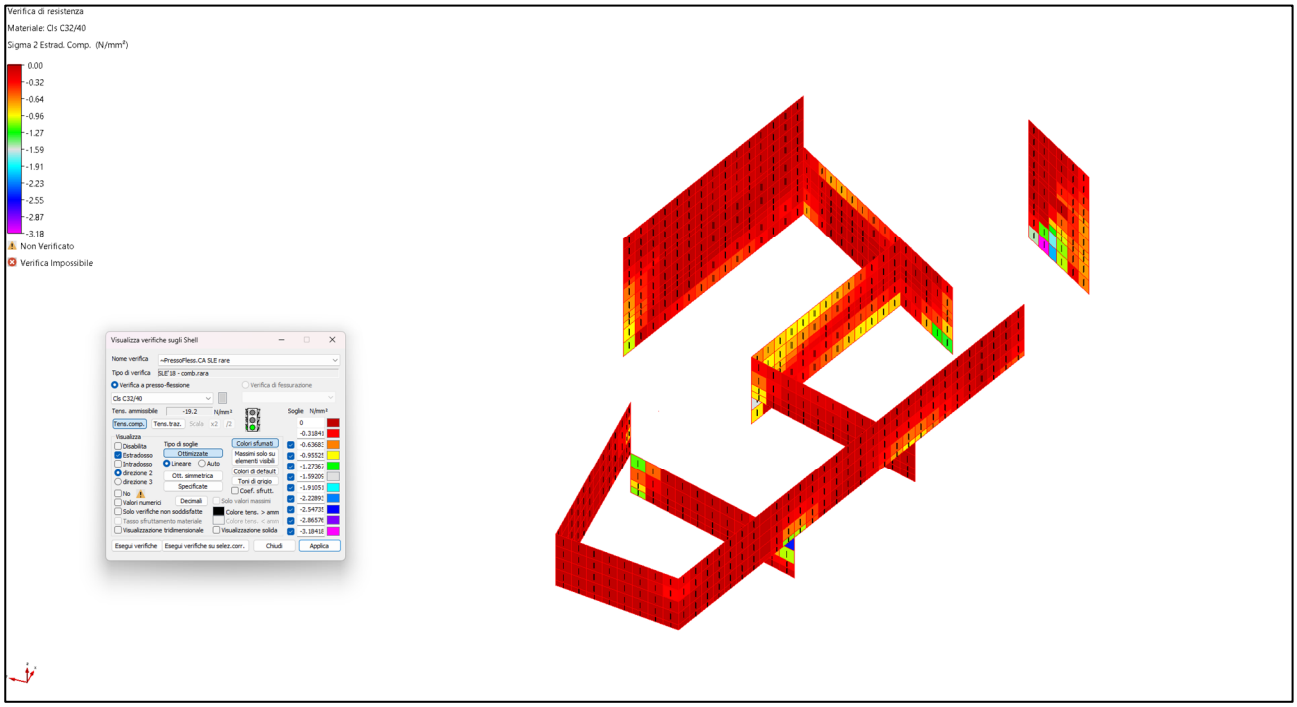


Fig. 13-60 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

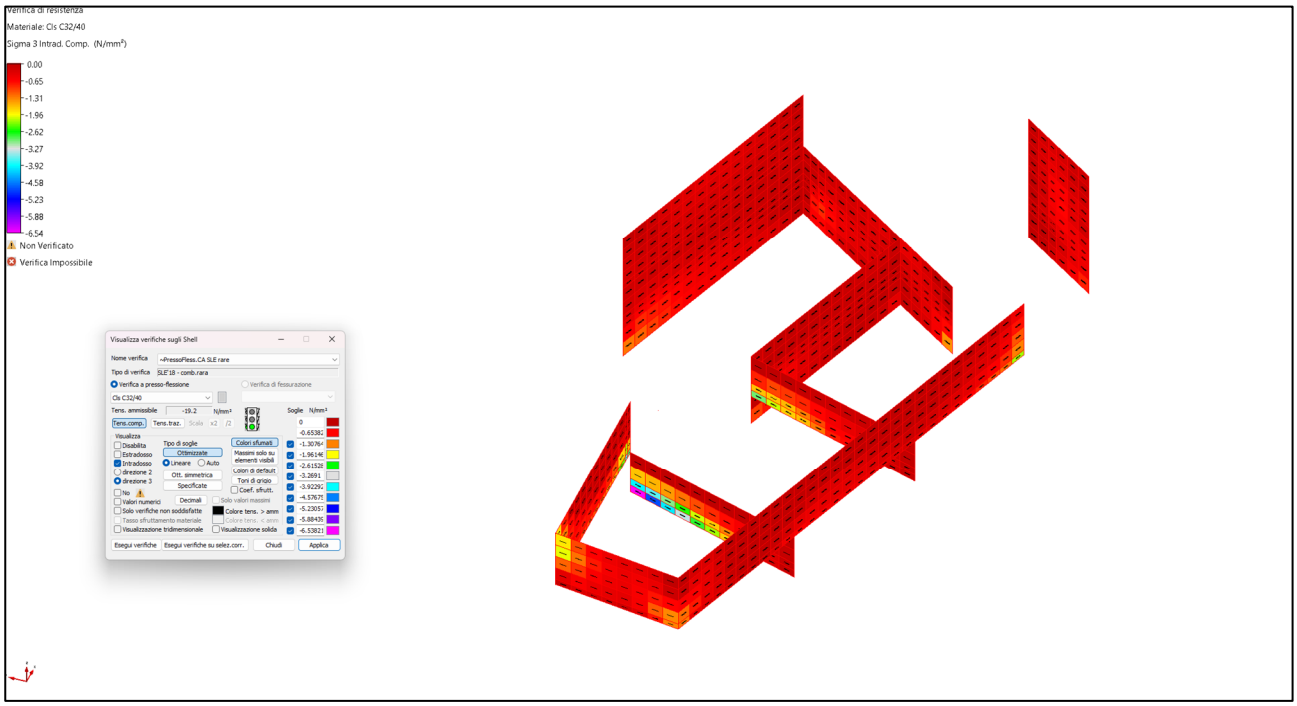


Fig. 13-61 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

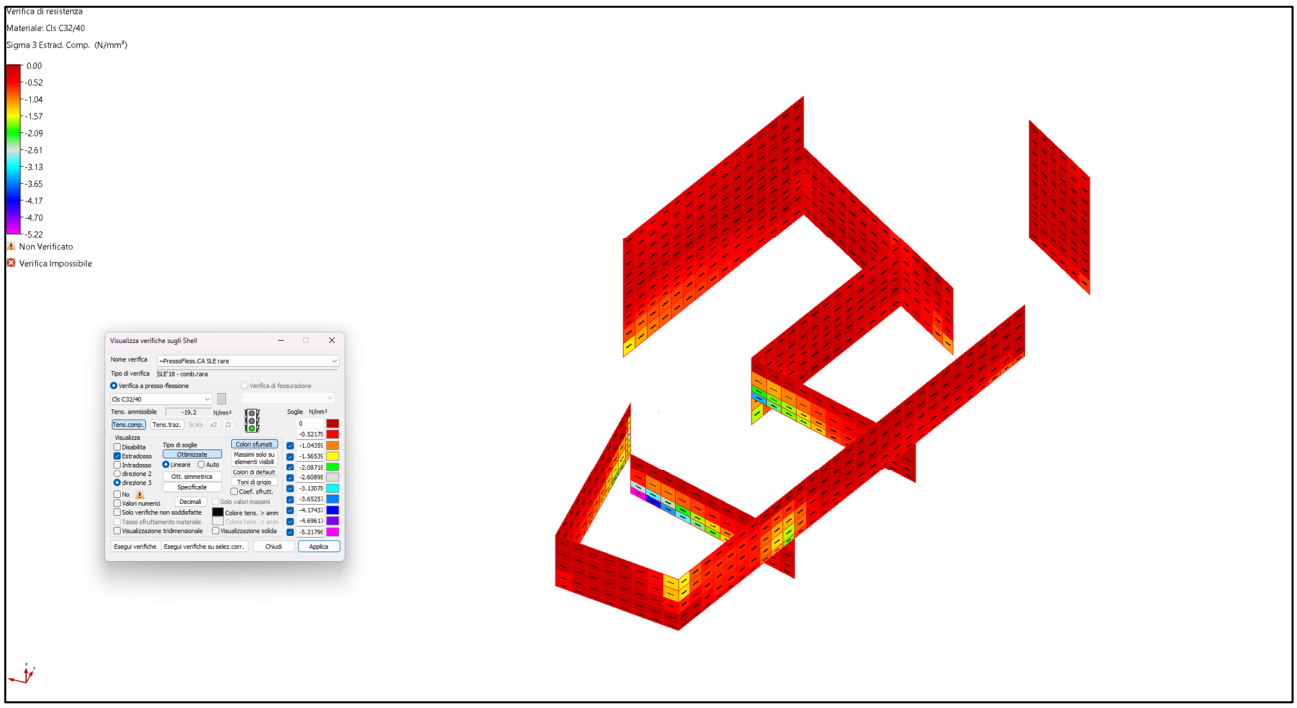


Fig. 13-62 – Verifica SLE elevazioni – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

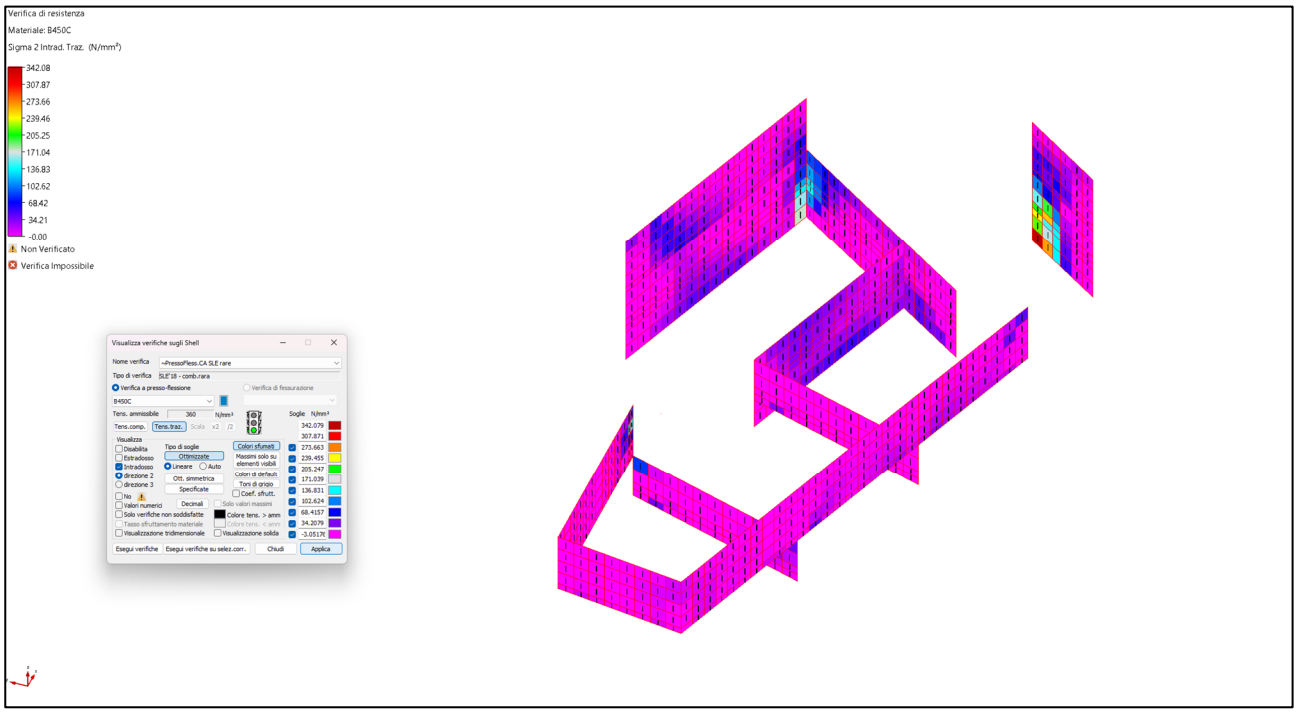


Fig. 13-63 – Verifica SLE elevazioni – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

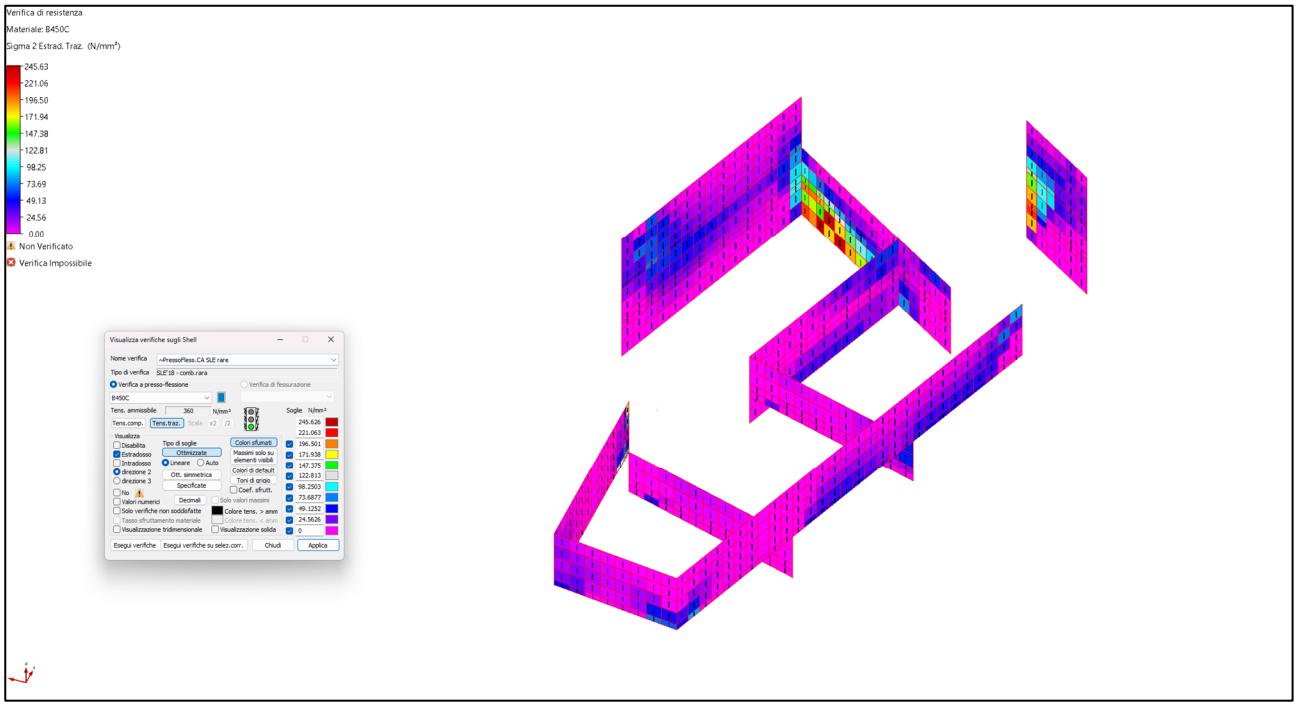


Fig. 13-64 – Verifica SLE elevazioni – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

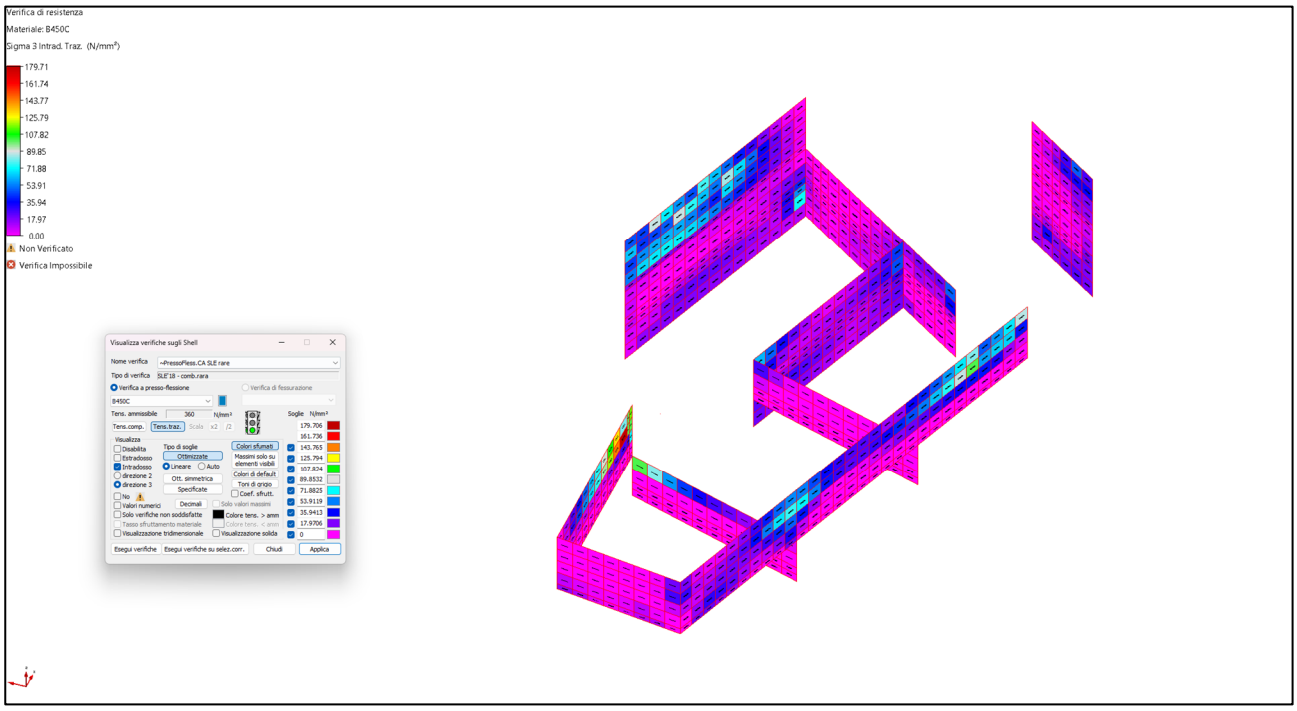


Fig. 13-65 – Verifica SLE elevazioni – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

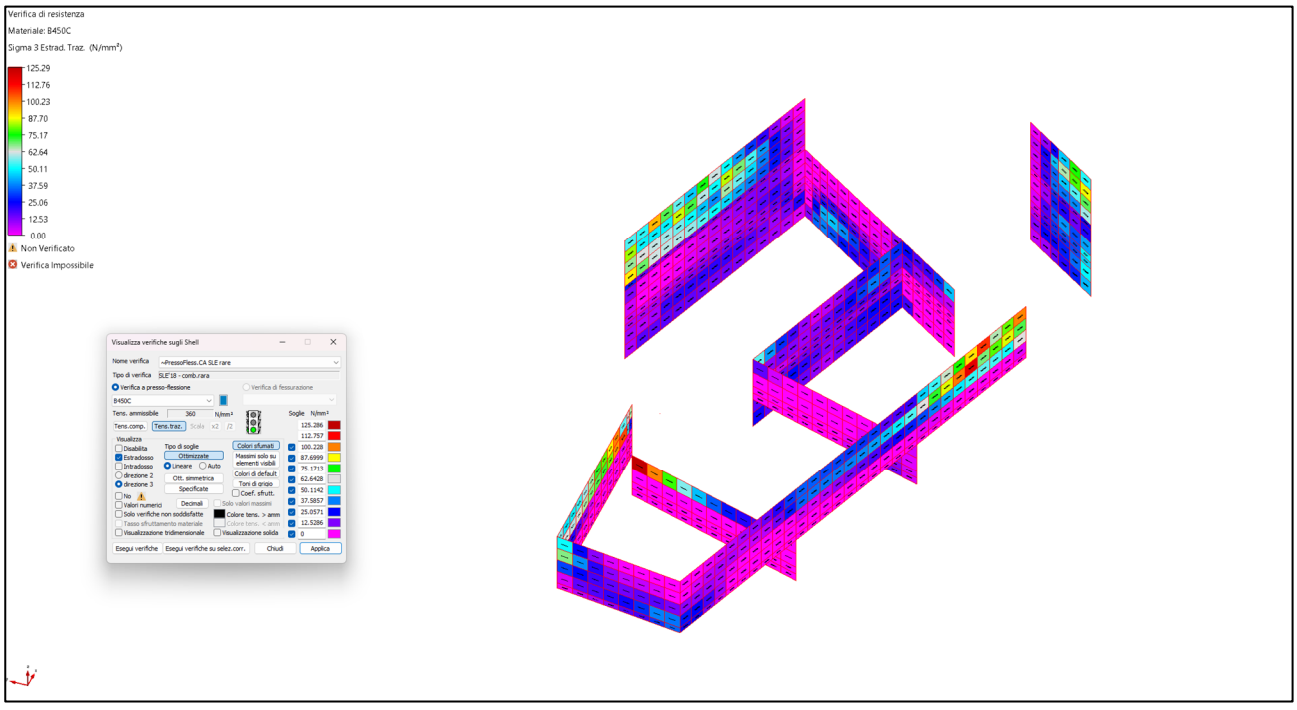


Fig. 13-66 – Verifica SLE elevazioni – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

13.4 VERIFICHE ALLO SLU – SETTI STRUTTURALI INTERNI ALLA STAZIONE

In questo capitolo si riportano le verifiche strutturali dei tre setti che si sviluppano all'interno della stazione: essi hanno dimensioni pari a 175x40cm e sono armati come di seguito evidenziato:

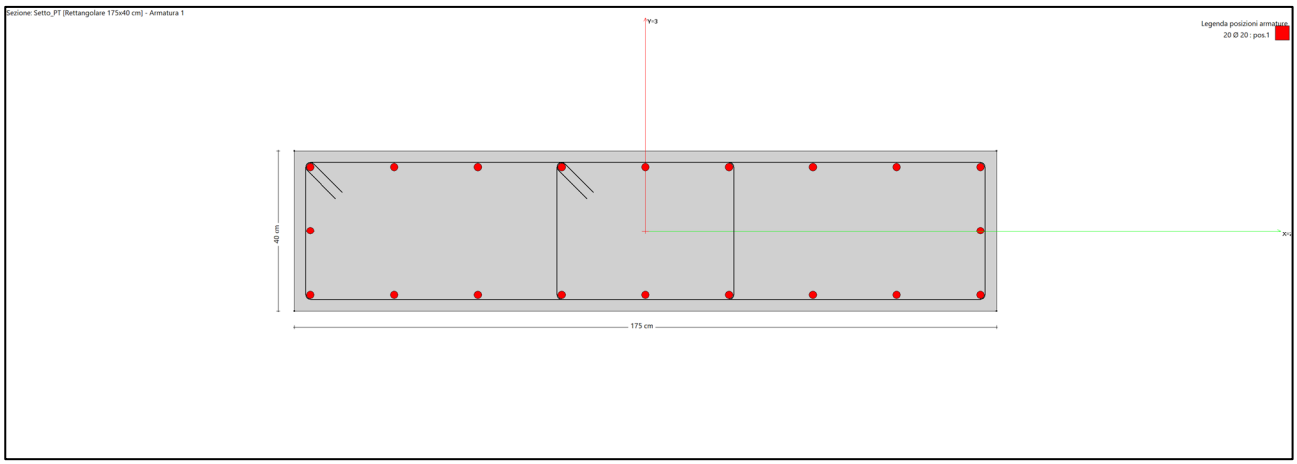


Fig. 13-67 – Armatura setti di piano terra

Le verifiche vengono condotte con un metodo sezionale: vengono definite le sezioni interessate dalla verifica ed il software è in grado di determinare, per ognuna delle combinazioni di carico, le sollecitazioni e condurre la verifica a pressoflessione e taglio della sezione per ognuna delle sezioni definite.

Nel caso in esame le sezioni di maggiore interesse sono ovviamente quella di base (sulla platea) e quella sommitale (all'interfaccia con la soletta massiva).

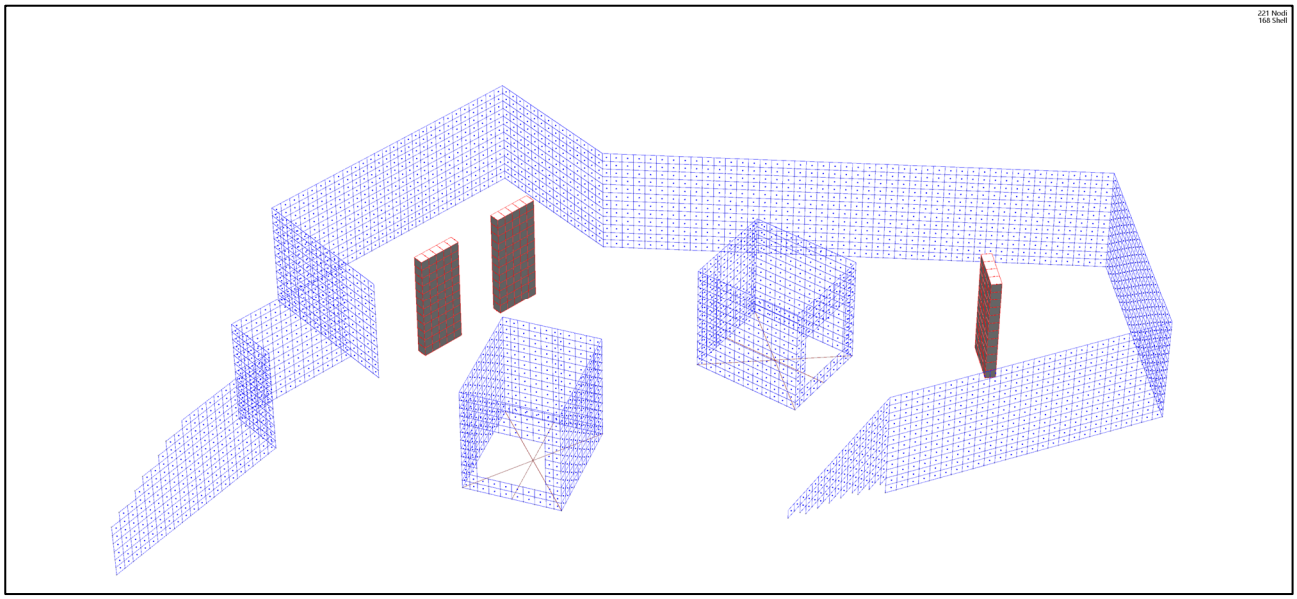


Fig. 13-68 – Definizione dei setti strutturali interessati dalle verifiche

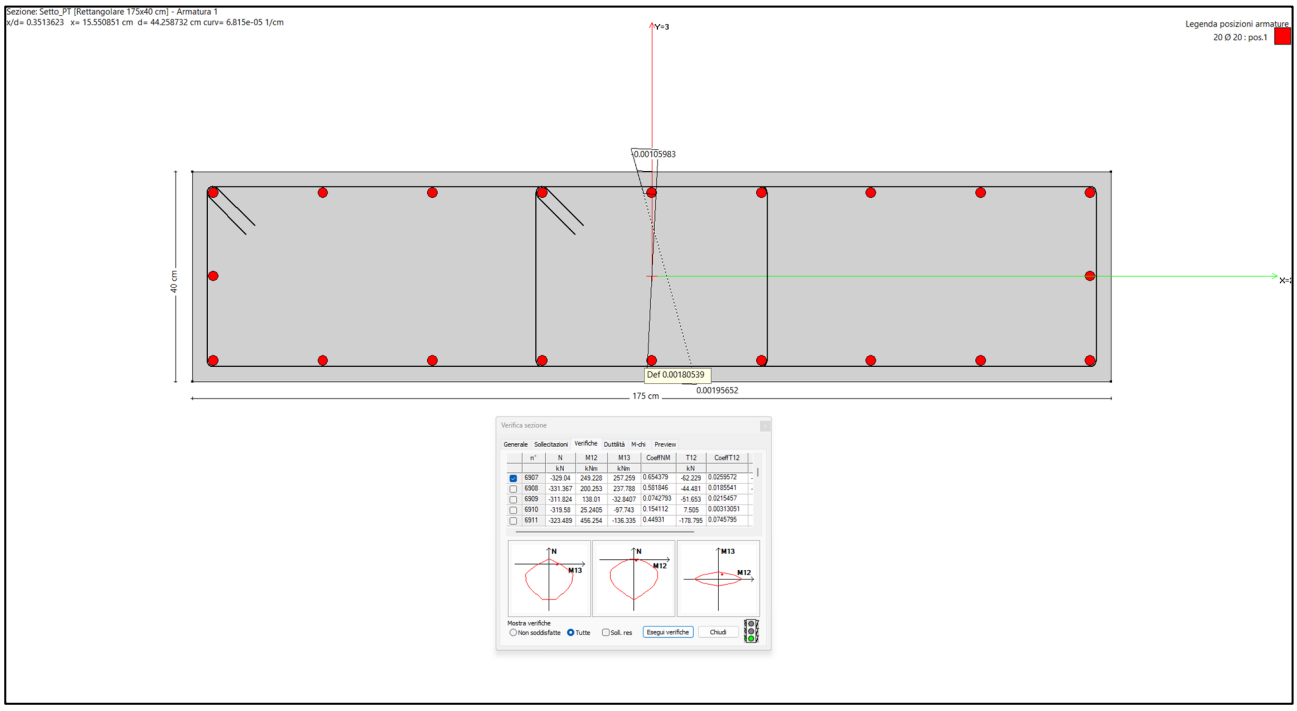


Fig. 13-69 – Verifica sezionale di S.L.U. della sezione definita nel modello con lo strumento pareti

13.5 VERIFICHE ALLO SLU – TORRI E MONTACARICHI

In questo capitolo si riportano le verifiche strutturali delle due torri che si estendono dalla platea di fondazione fino alla sommità dell'intervento.

Dal punto di vista strutturale le verifiche sono condotte in analogia ai setti del paragrafo precedente definendo la sezione nella sua globalità, definendo le quote di verifica maggiormente significative e poi conducendo le verifiche in ognuna delle stesse (verifica a taglio ed a pressoflessione).

Particolare attenzione dovrà essere riservata alla presenza delle aperture che riducono sensibilmente la sezione strutturale dell'elemento da verificare: per questo sono state definite, per ognuna delle due torri più sezioni strutturali che si differenziano per geometria (sezione completa, sezione ridotta per porta su un lato e sezione ridotta per porta sul lato opposto) o per quantità di armatura.

Per non implementare troppe combinazioni sulle sezioni considerate le due torri sono state verificate in maniera indipendente anche se le armature delle stesse, come ben evidente dagli elaborati grafici, sono del tutto identiche.

La tipologia di armatura prevede una armatura concentrata nei 4 spigoli delle torri, a formare un setto resistente con forma a "L" che possa essere continuo anche in corrispondenza delle aperture. Sulla restante sezione

resistente si sono disposte delle armature più rade. Per quanto riguarda le armature a taglio si sono disposte delle staffe chiuse agli angoli delle torri e delle armature orizzontali sulla parte restante.

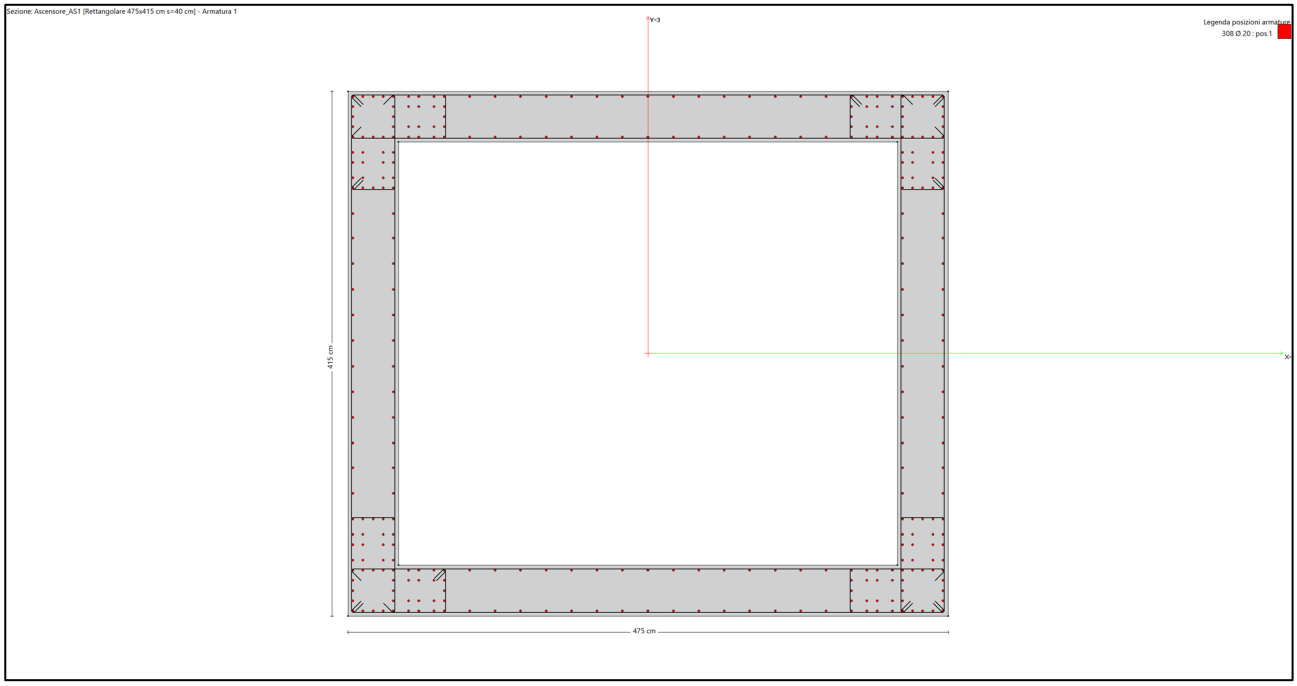


Fig. 13-70 – Armatura tipo della sezione dei montacarichi (sezione completa)

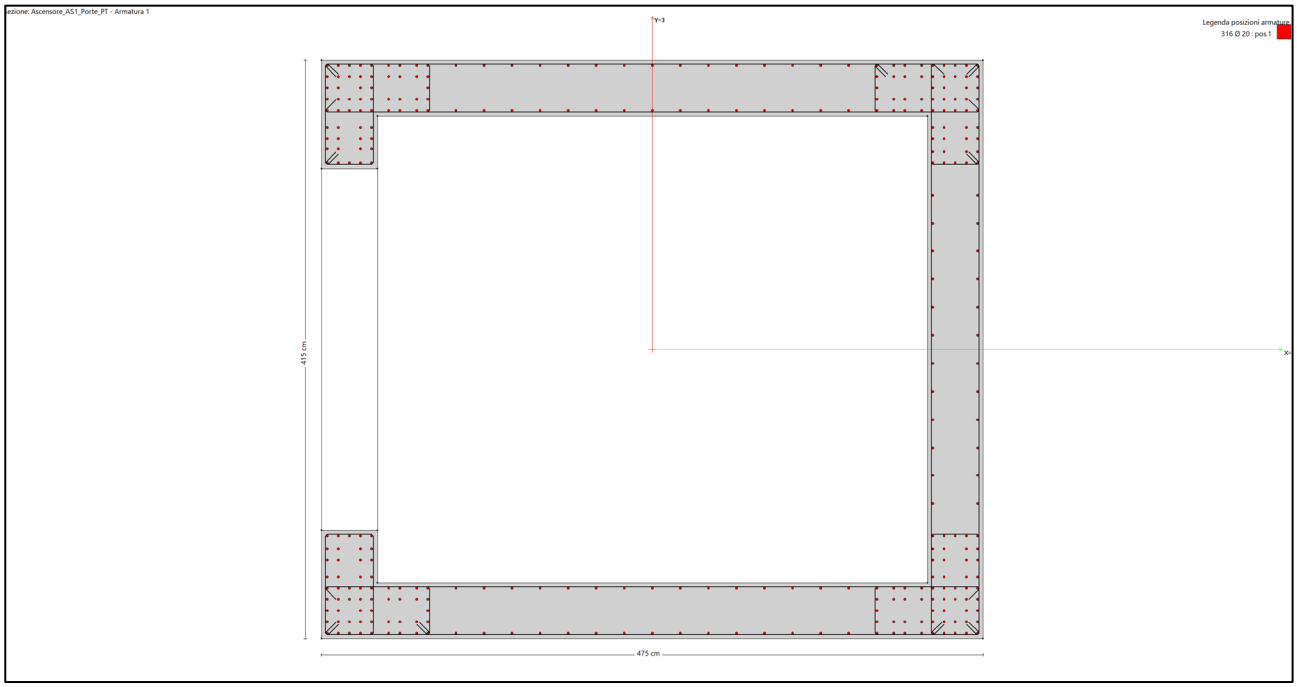


Fig. 13-71 – Armatura tipo della sezione dei montacarichi (sezione con apertura)

Le verifiche vengono condotte con un metodo sezionale: vengono definite le sezioni interessate dalla verifica ed il software è in grado di determinare, per ognuna delle combinazioni di carico, le sollecitazioni e condurre la verifica a pressoflessione e taglio della sezione per ognuna delle sezioni definite.

Nel caso in esame le sezioni di maggiore interesse sono ovviamente quella di base (sulla platea), quelle all'intradosso e all'estradosso di ogni apertura, quelle all'intradosso e all'estradosso di ogni soletta massiva e ovviamente quella sommitale. Per ogni sezione considerata il software permette la definizione della sezione di intradosso e di estradosso così da contemplare la diversità di sezione.

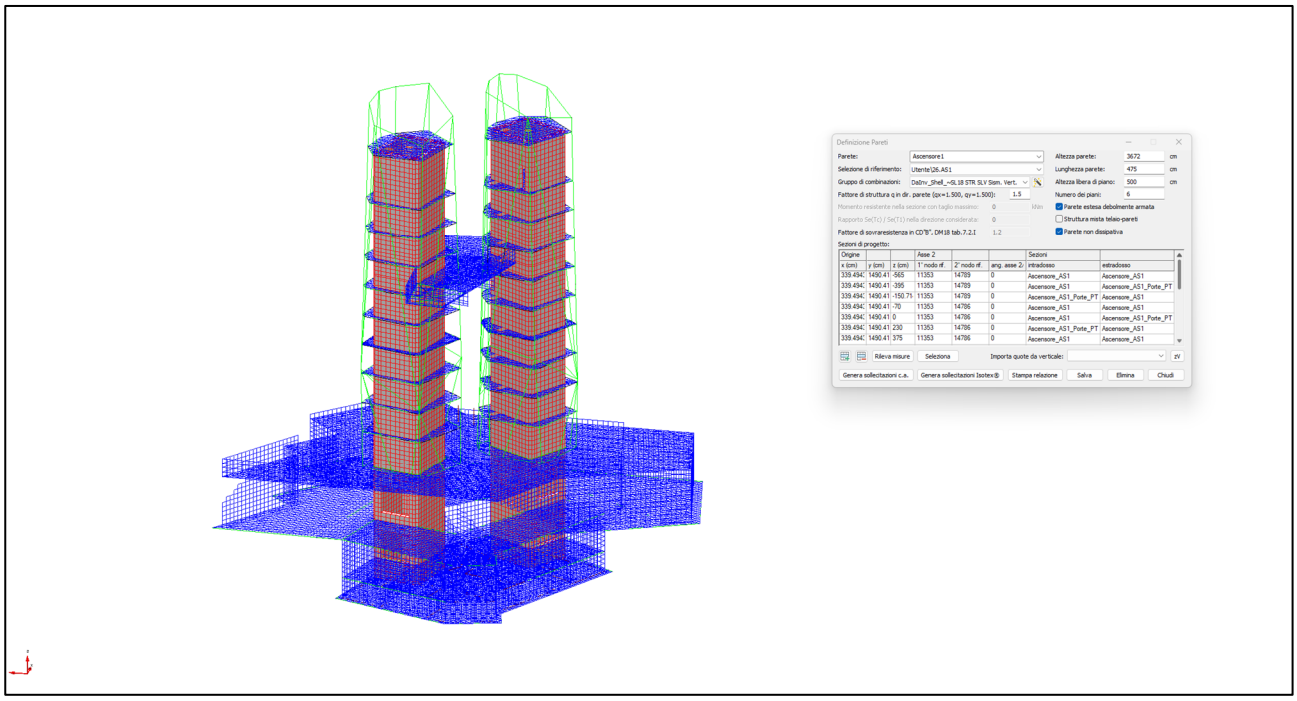


Fig. 13-72 – Definizione delle quote di verifica e definizione delle sezioni utilizzate per la verifica

Nelle prossime immagini si riportano i risultati in forma grafica delle verifiche condotte per le varie sezioni.

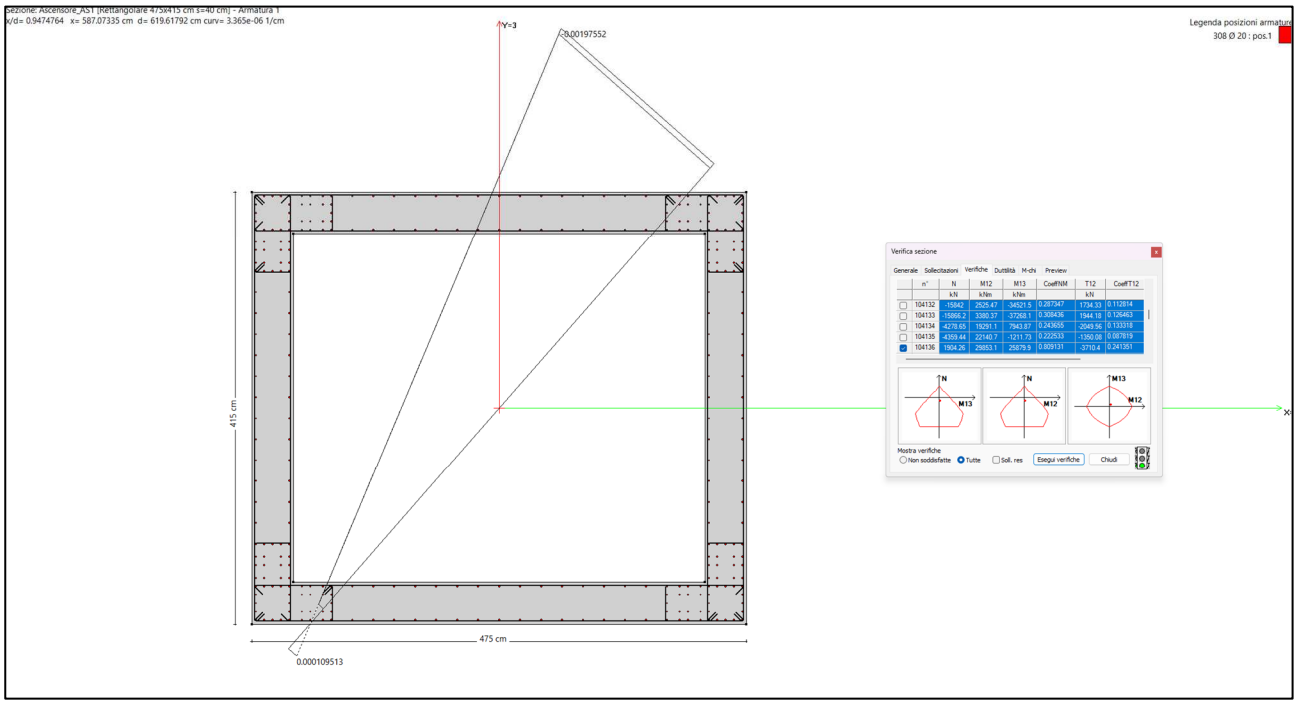


Fig. 13-73 – Verifica sezionale di S.L.U. della sezione completa – Ascensore 1

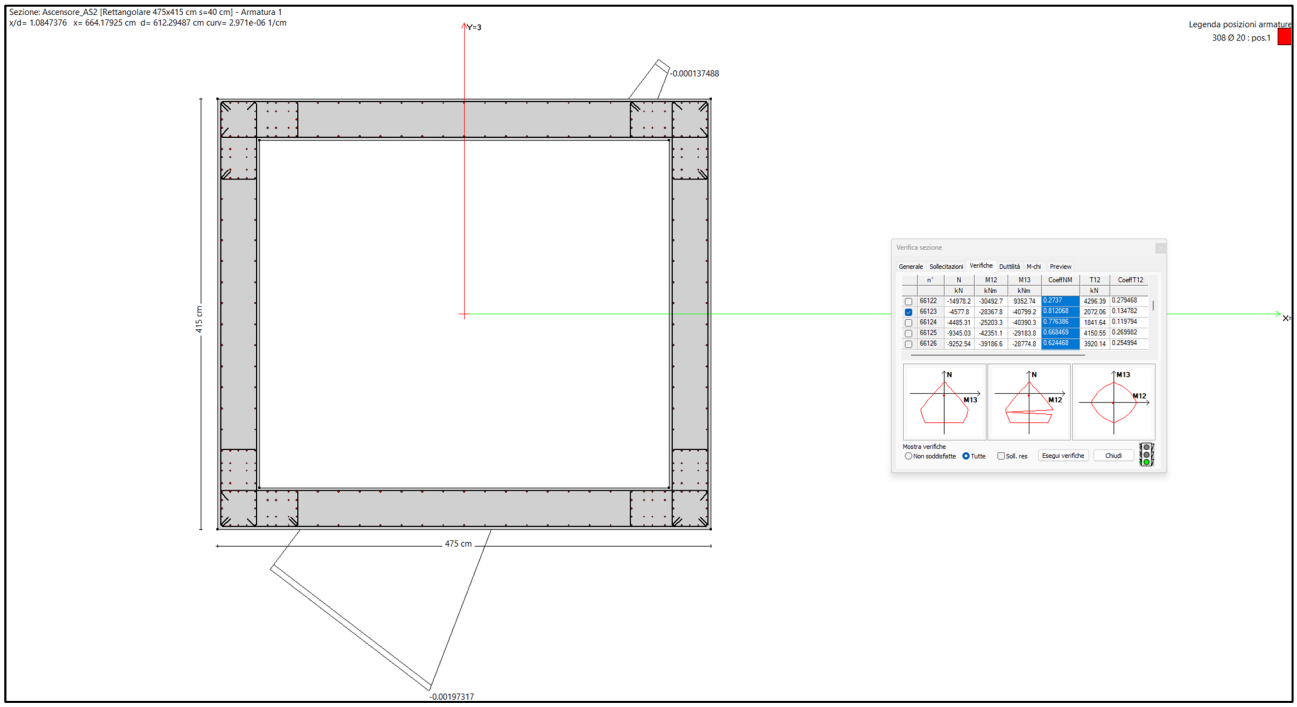


Fig. 13-74 – Verifica sezionale di S.L.U. della sezione completa – Ascensore 2

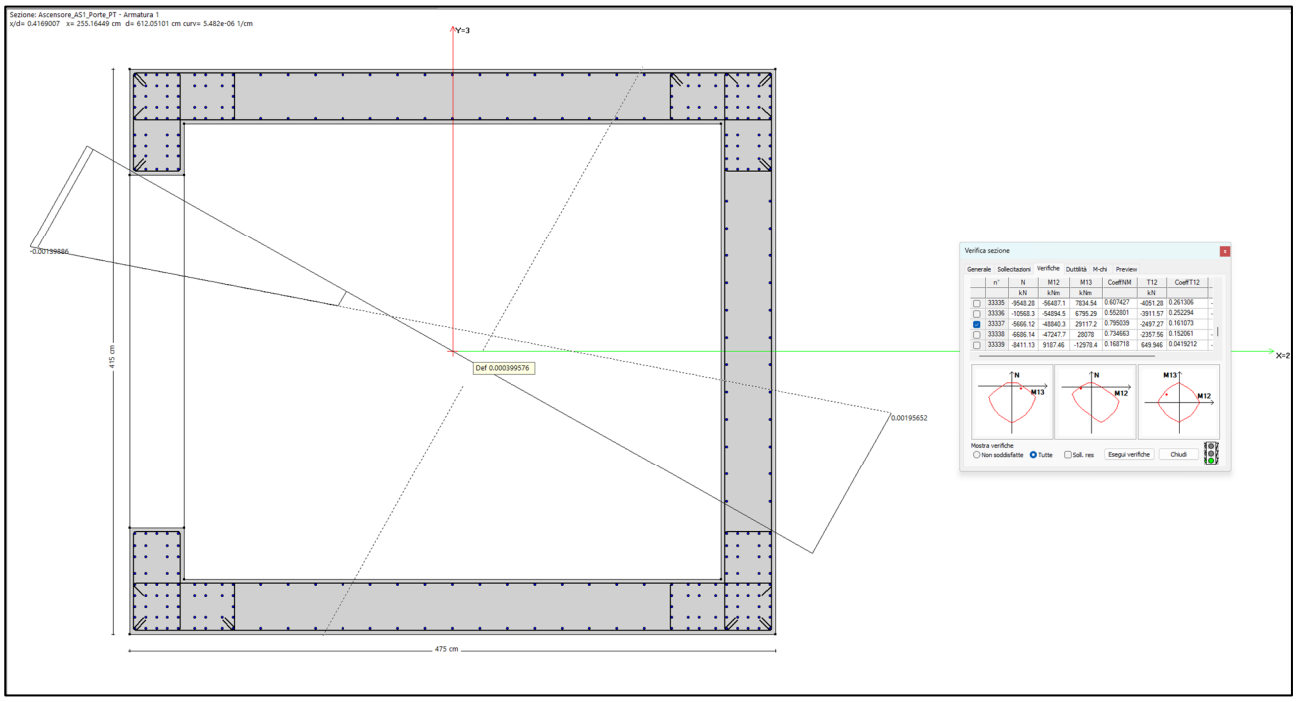


Fig. 13-75 – Verifica sezionale di S.L.U. della sezione con porta – Ascensore 1 piano terra della stazione

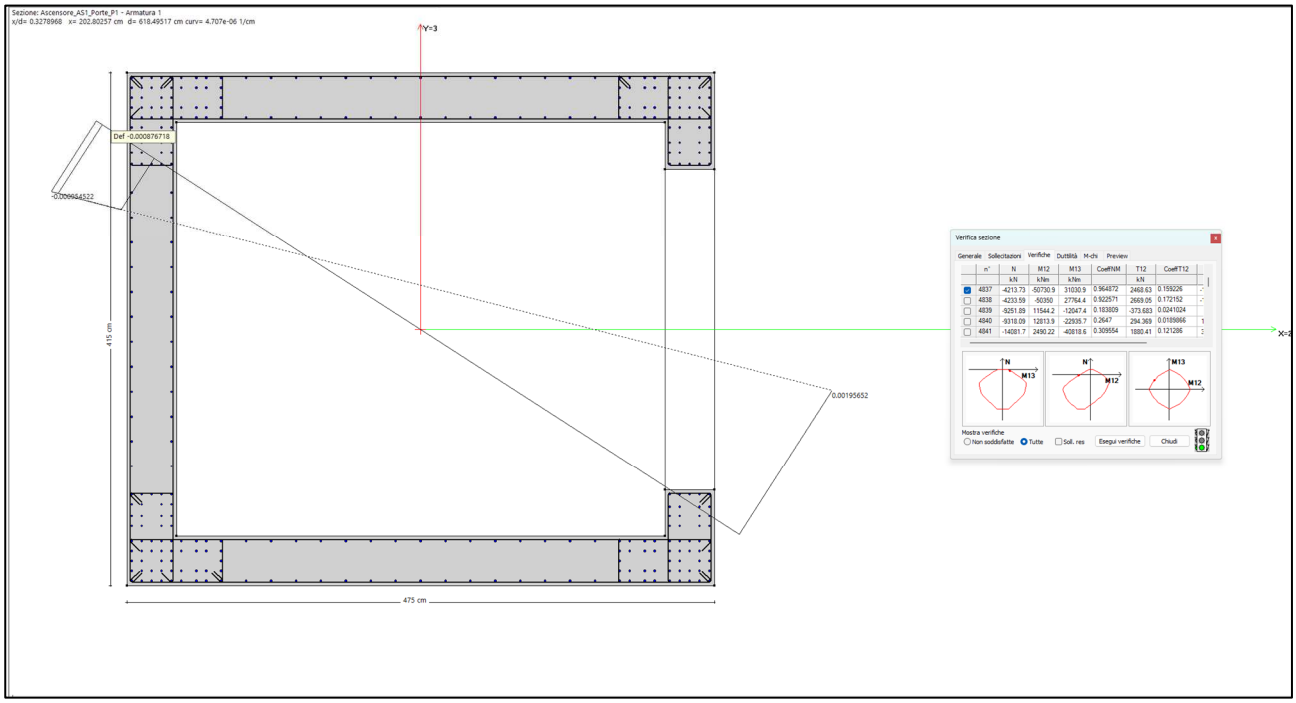


Fig. 13-76 – Verifica sezionale di S.L.U. della sezione con porta – Ascensore 1 fuori terra

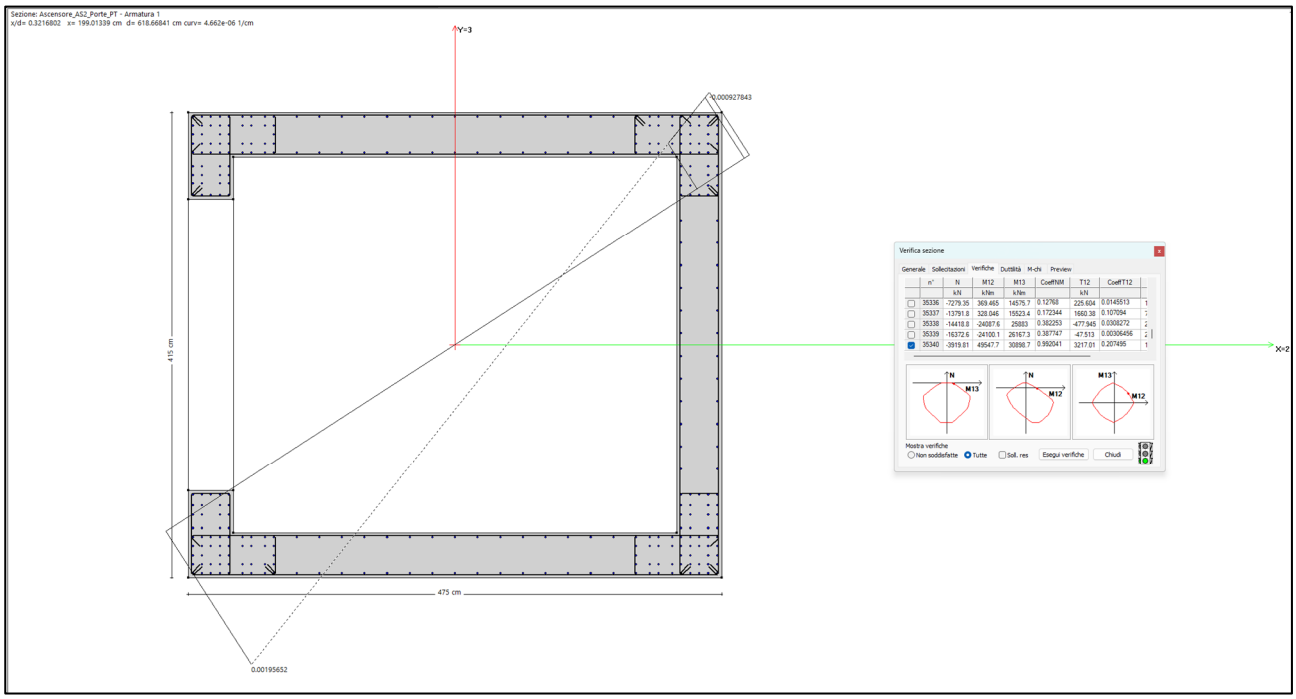


Fig. 13-77 – Verifica sezionale di S.L.U. della sezione con porta – Ascensore 2 piano terra della stazione

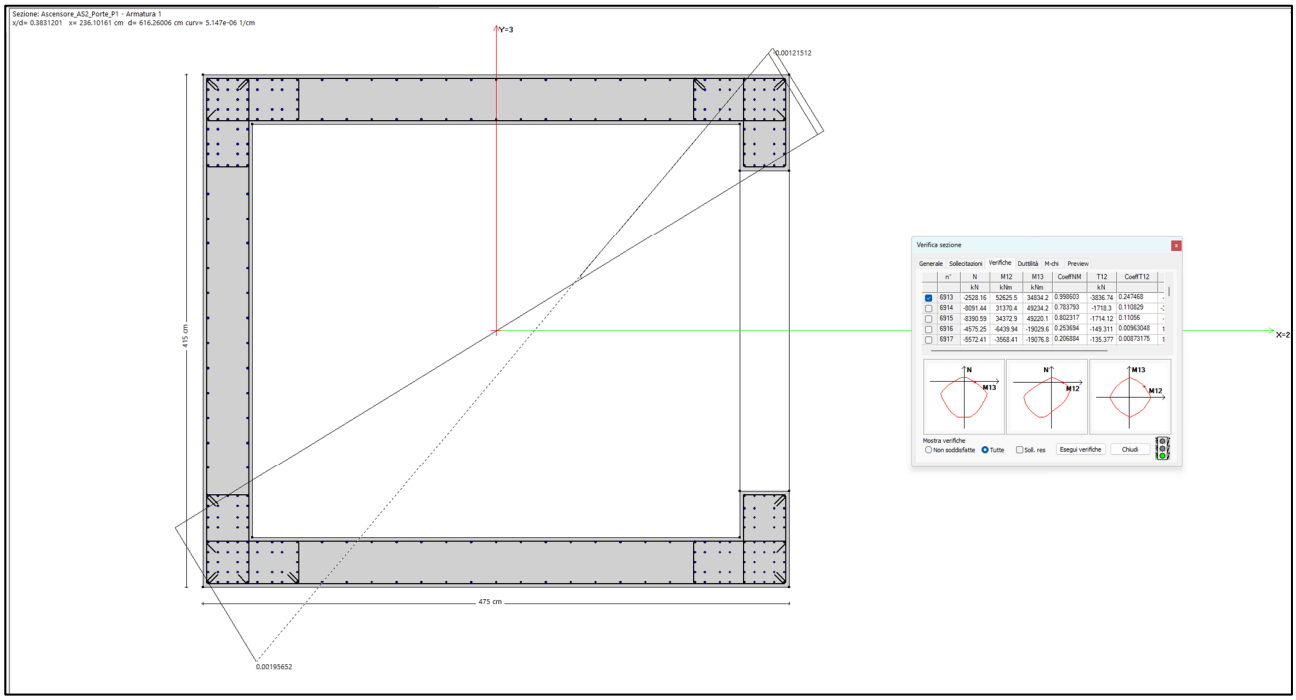


Fig. 13-78 – Verifica sezionale di S.L.U. della sezione con porta – Ascensore 2 fuori terra

14 VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SOLETTA MASSIVE

In questo capitolo della relazione si riportano le verifiche strutturali delle solette massive in calcestruzzo armato che sono dislocate all'interno della stazione di valle e lungo le torri.

14.1 VERIFICA ALLO SLU E SLE – SOLETTA TIPO A2

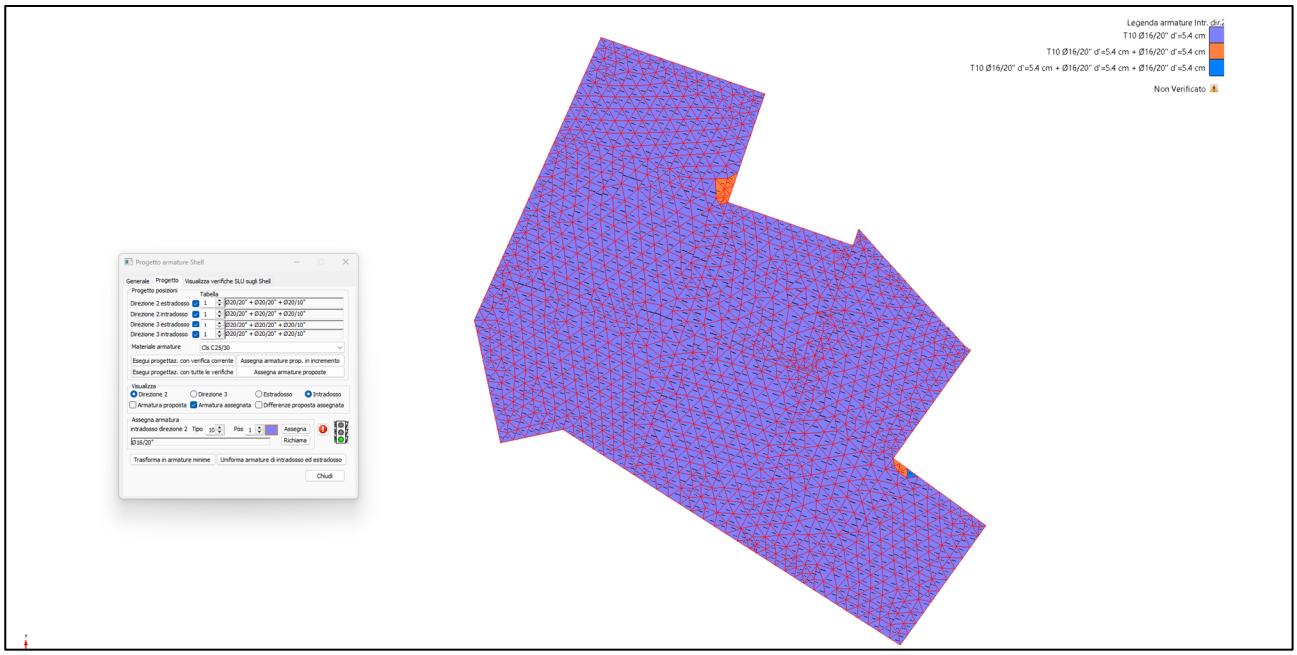


Fig. 14-1 – Armatura solette – Direzione 2 intradosso

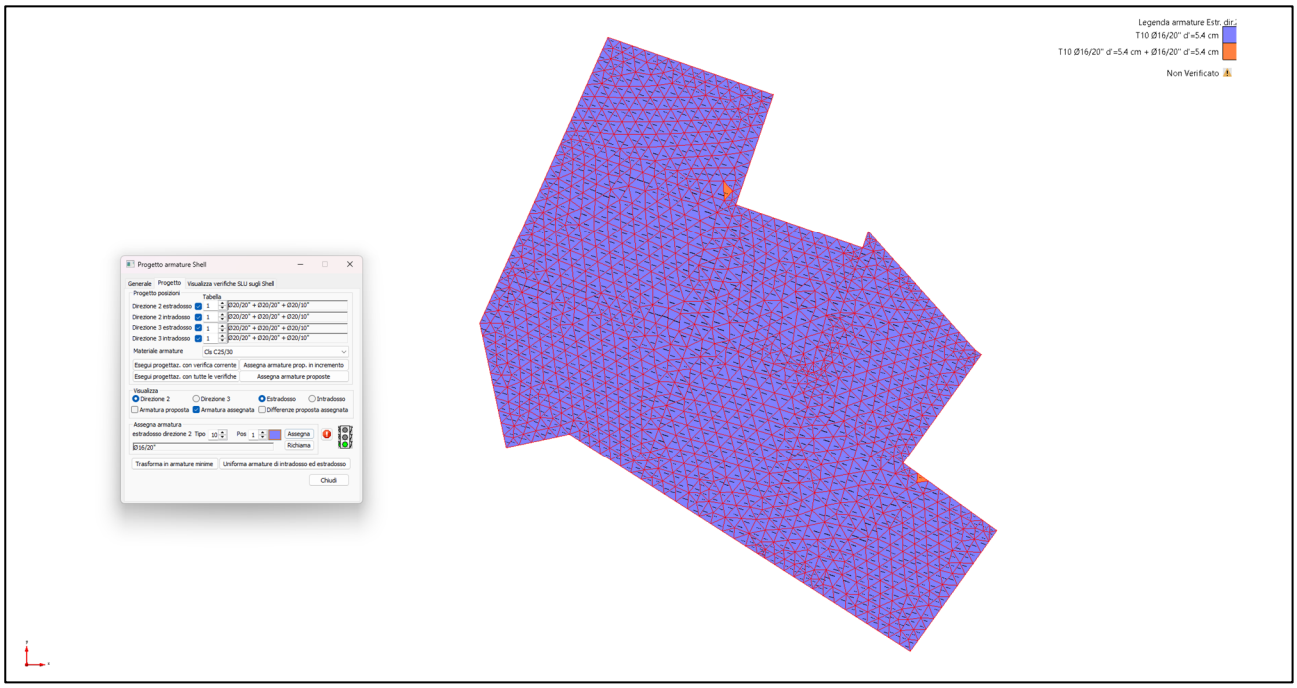


Fig. 14-2 – Armatura solette – Direzione 2 estradosso

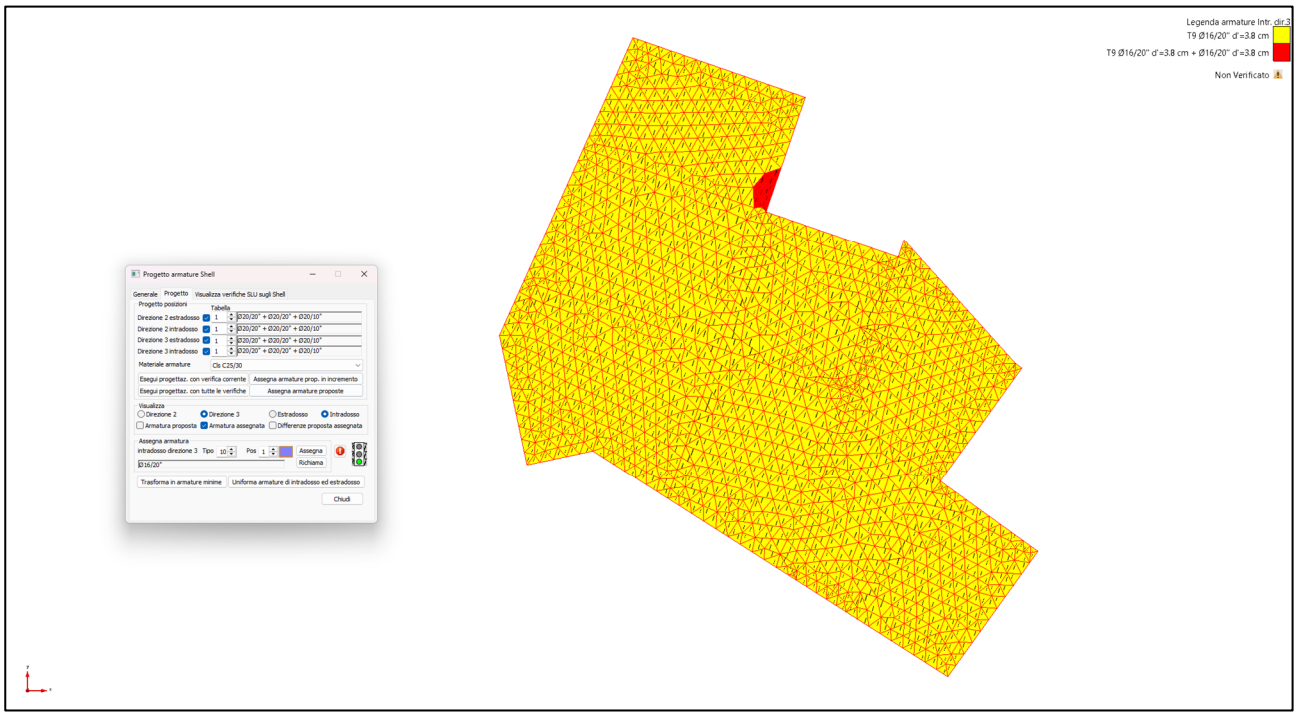


Fig. 14-3 – Armatura solette – Direzione 3 intradosso

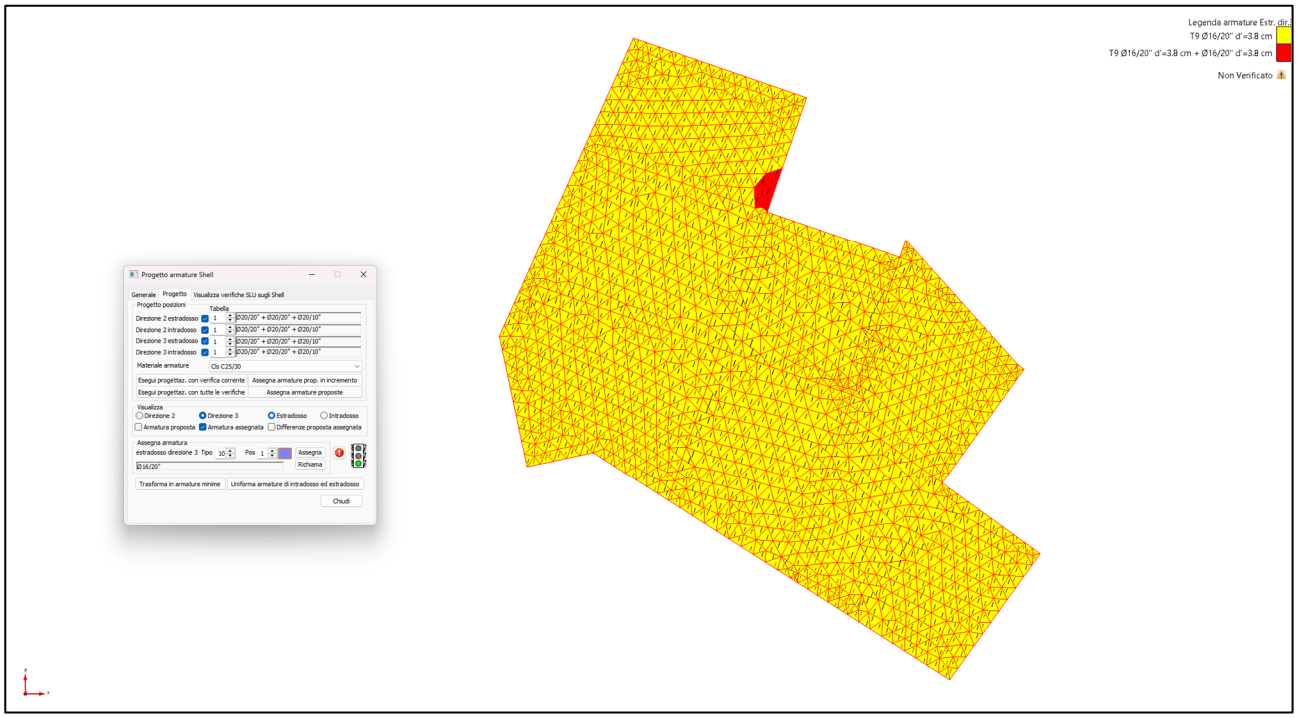


Fig. 14-4 – Armatura solette – Direzione 3 estradosso

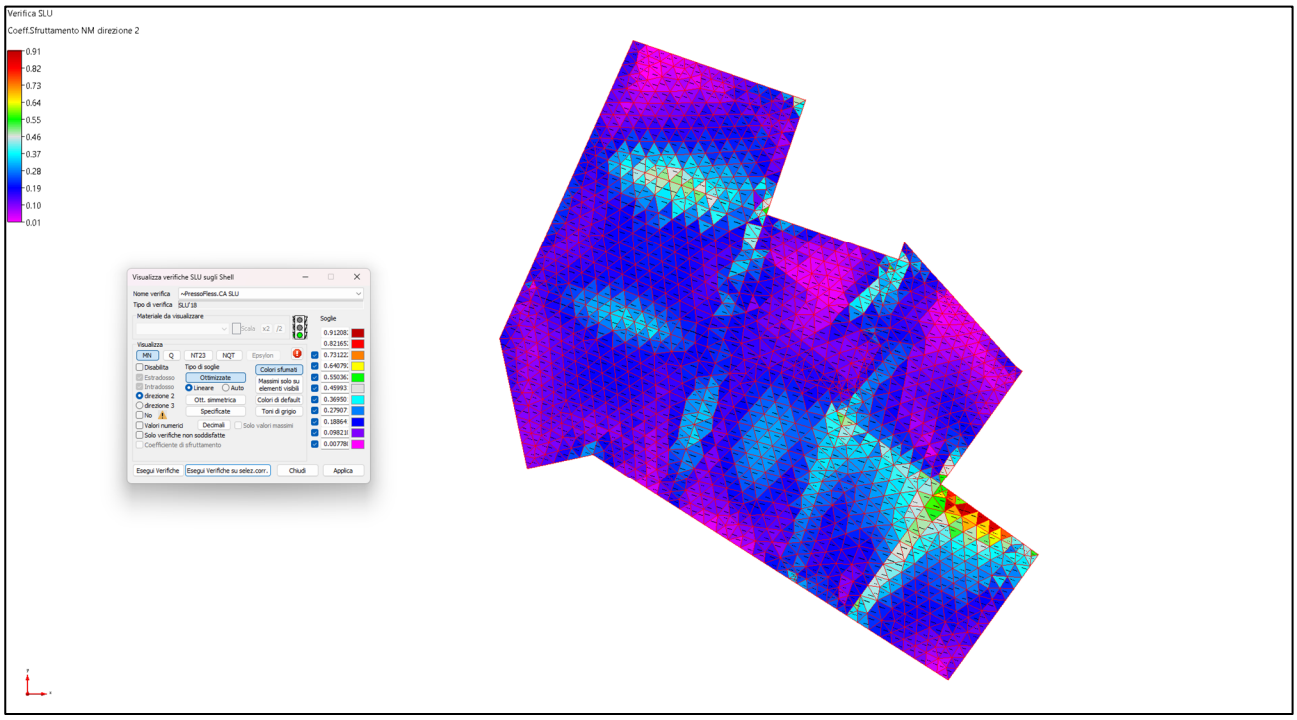


Fig. 14-5 – Verifica SLU solette – Coefficiente NM – Direzione 2

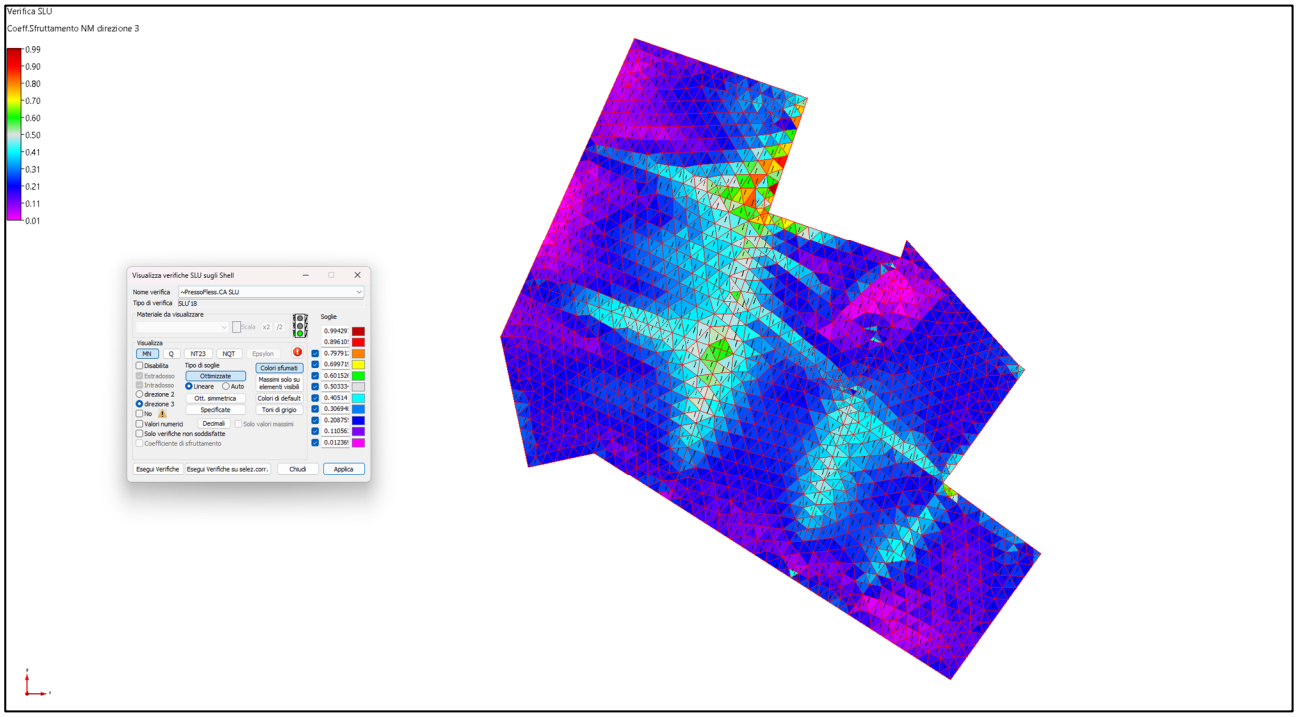


Fig. 14-6 – Verifica SLU solette – Coefficiente NM – Direzione 3

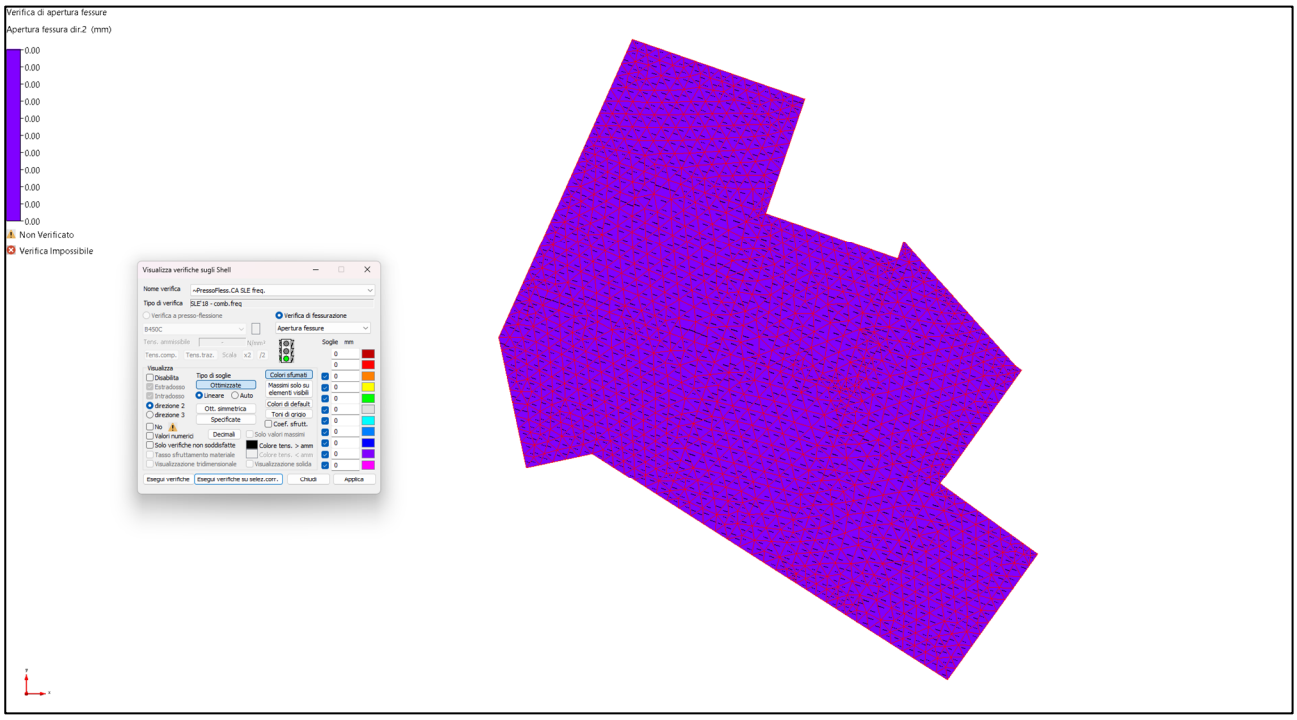


Fig. 14-7 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 2

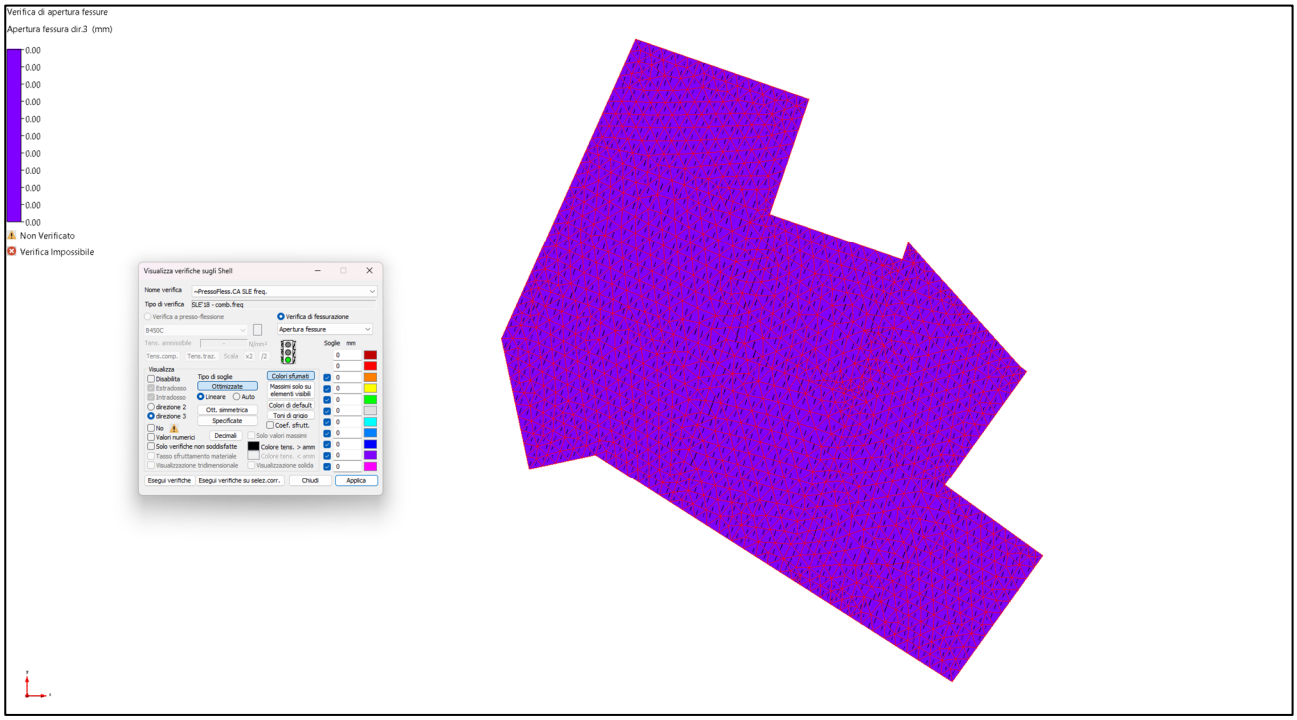


Fig. 14-8 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 3

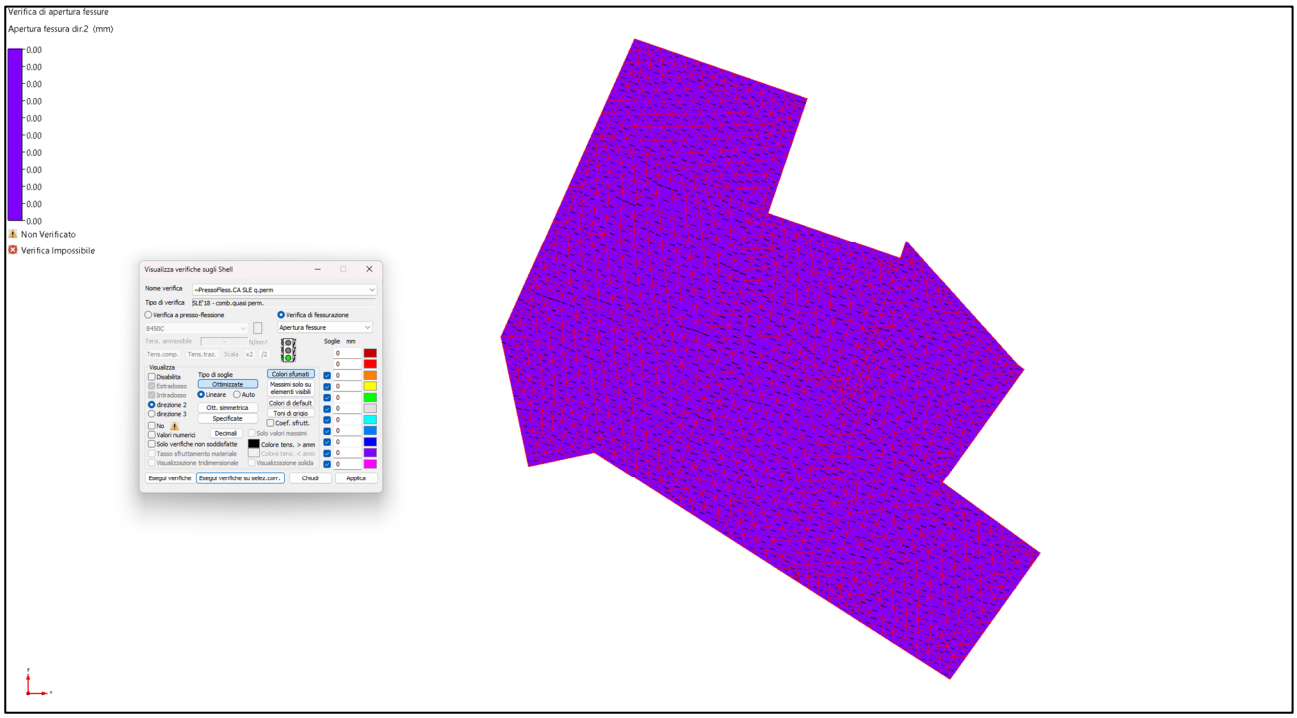


Fig. 14-9 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 2

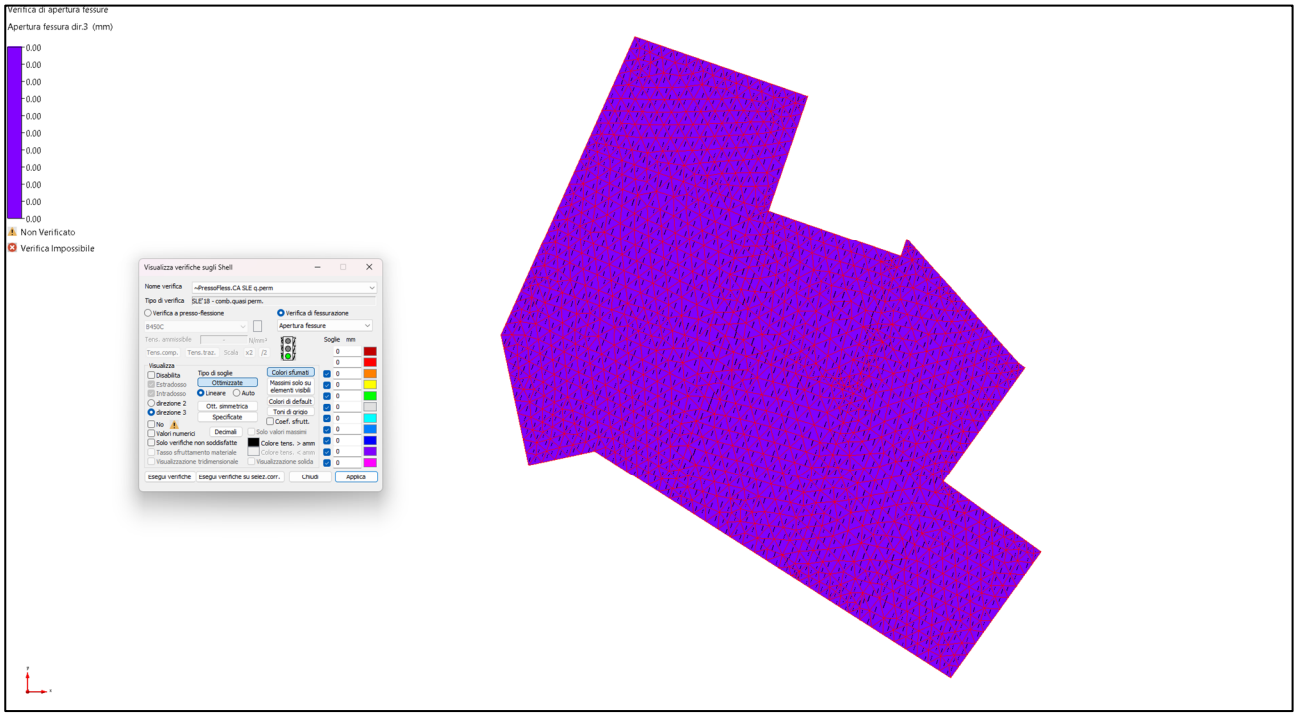


Fig. 14-10 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 3

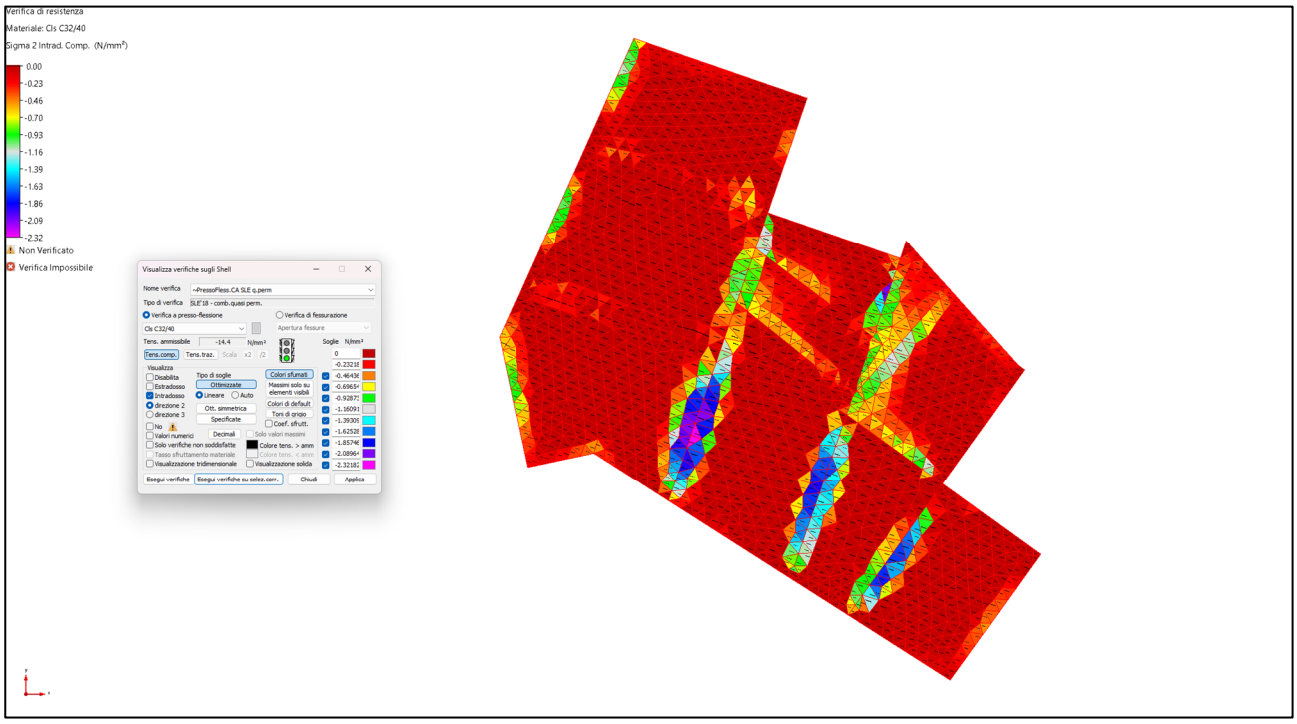


Fig. 14-11 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 2

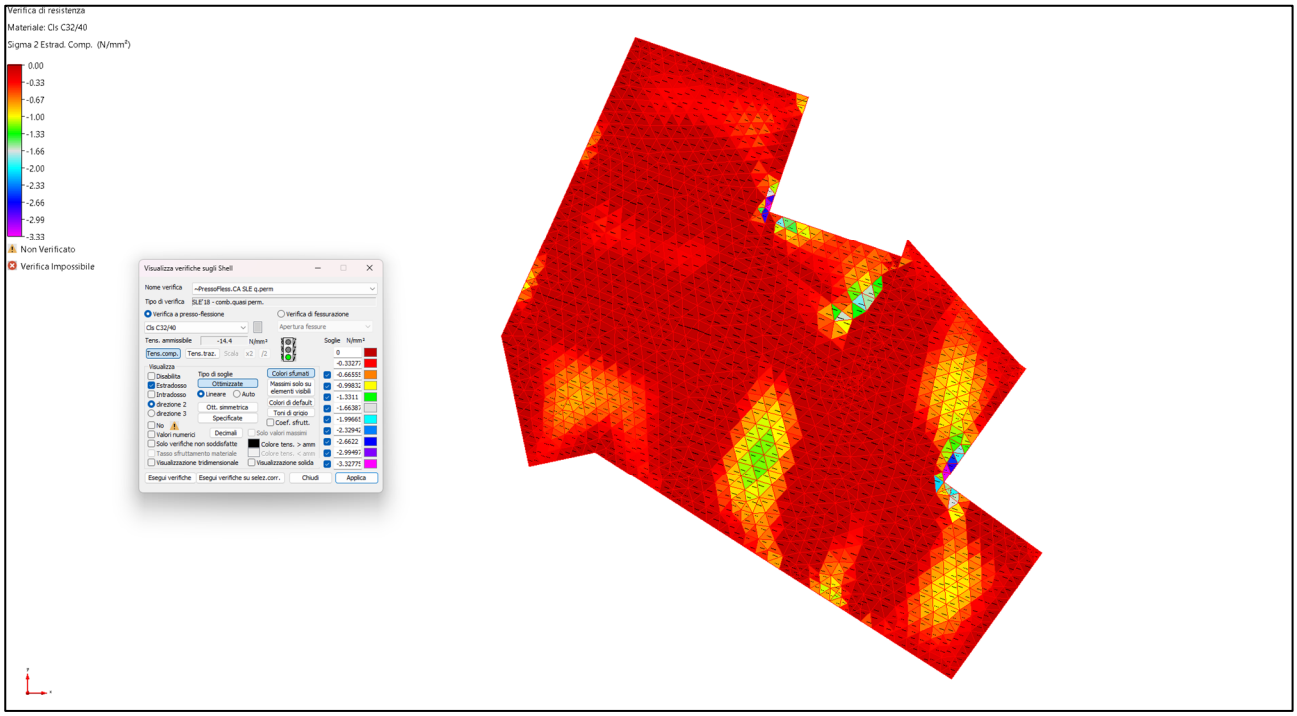


Fig. 14-12 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 2

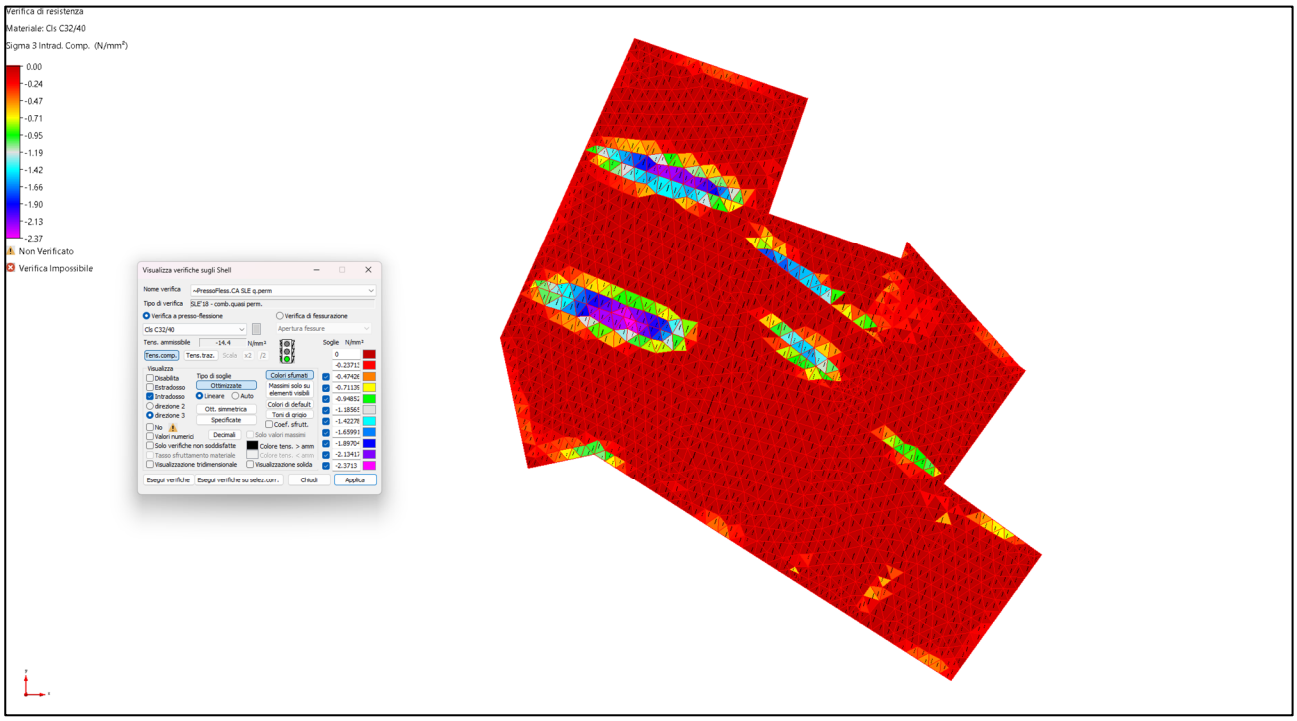


Fig. 14-13 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 3

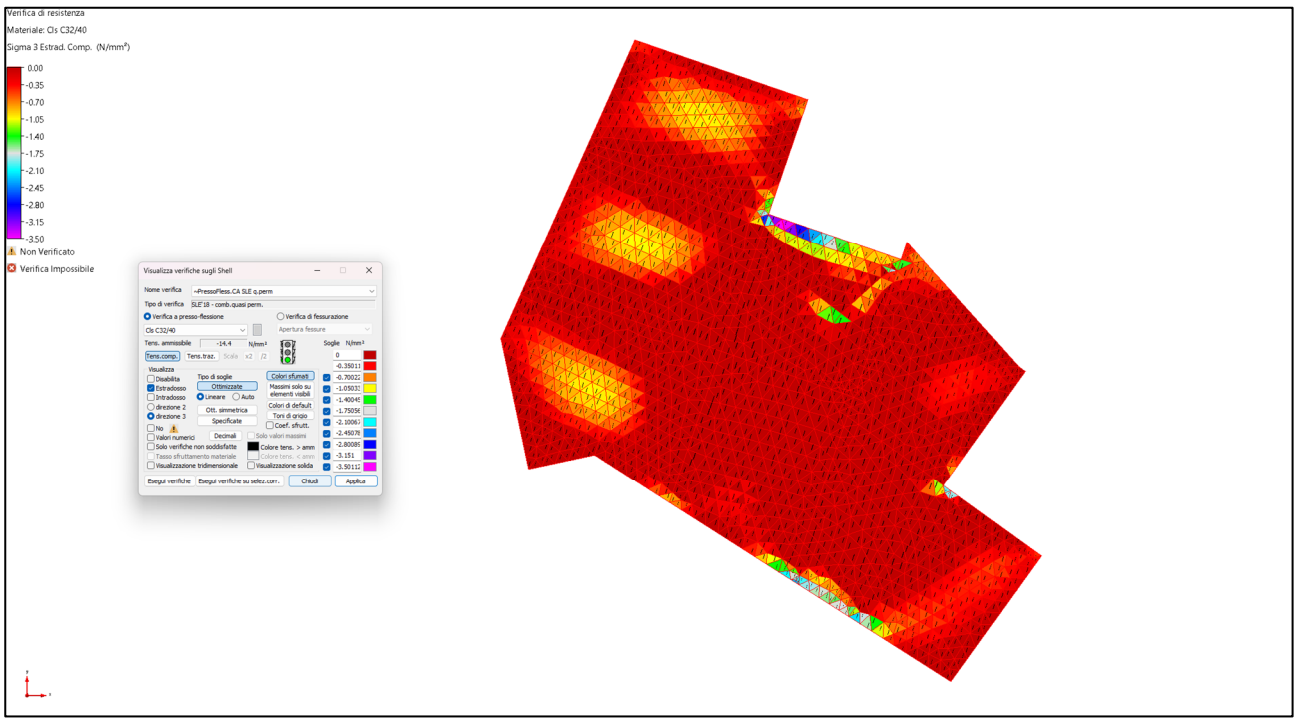


Fig. 14-14 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 3

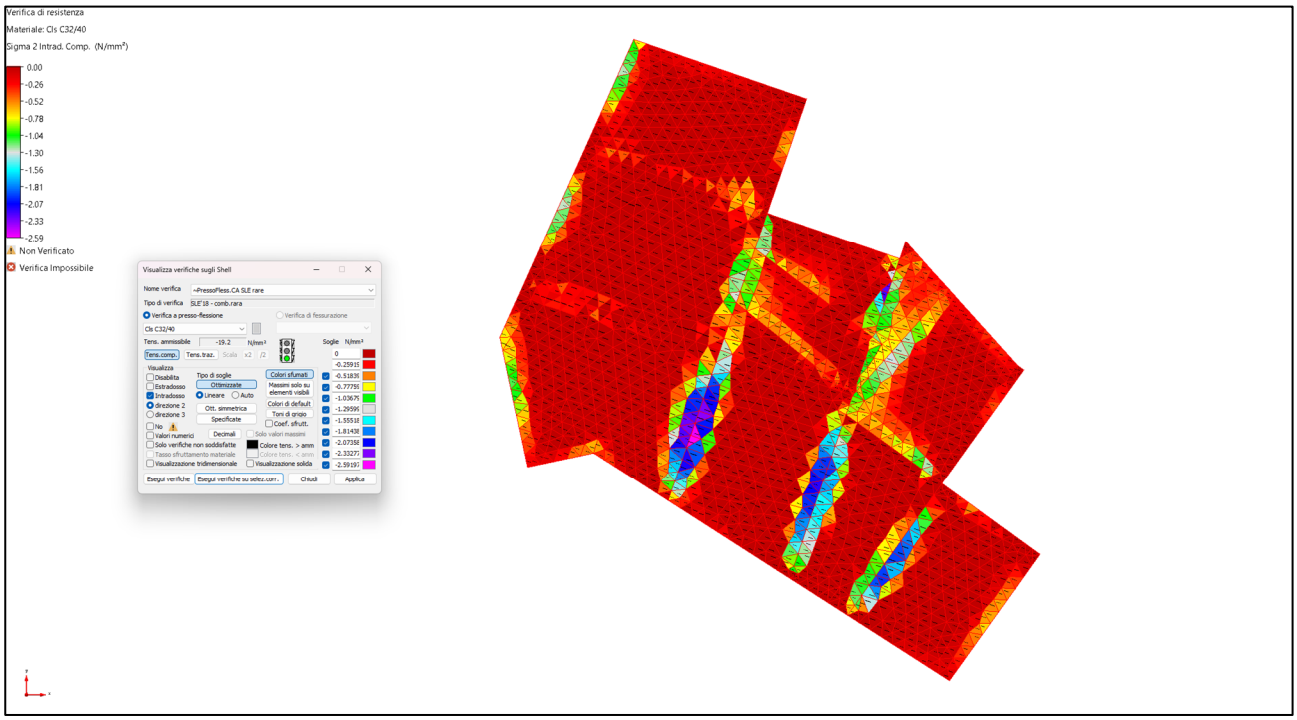


Fig. 14-15 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

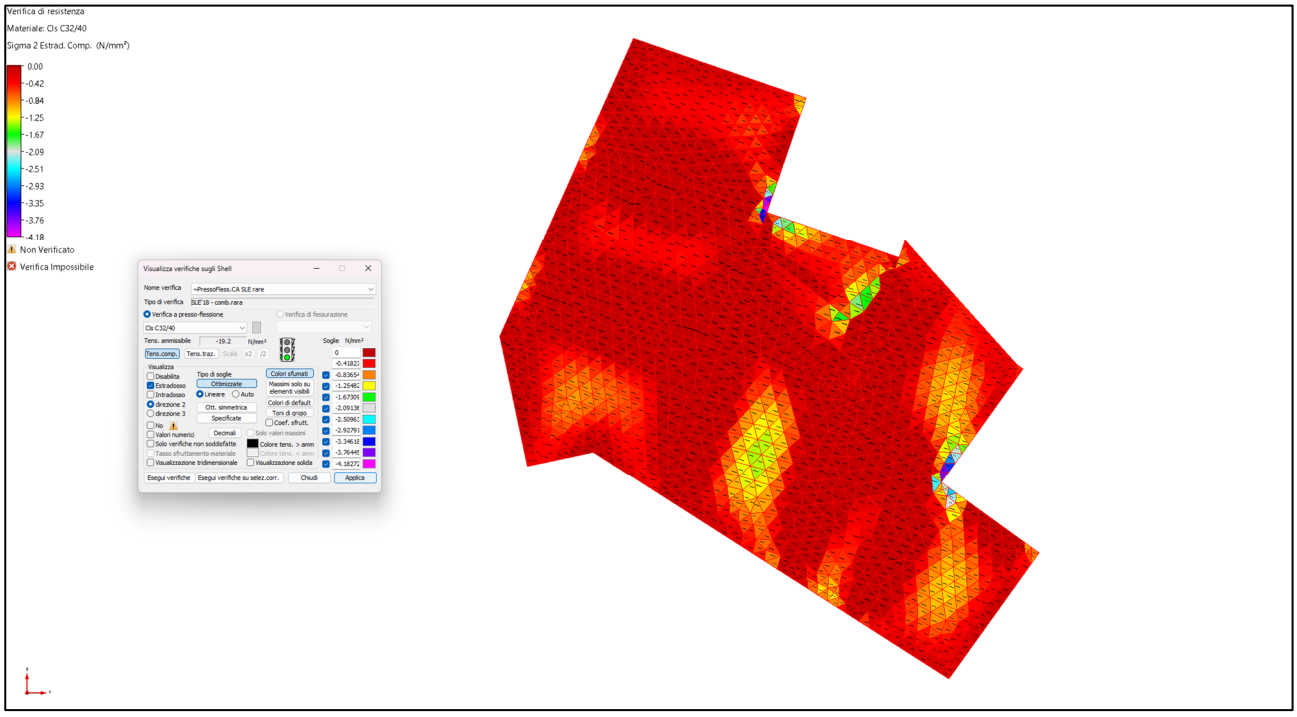


Fig. 14-16 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

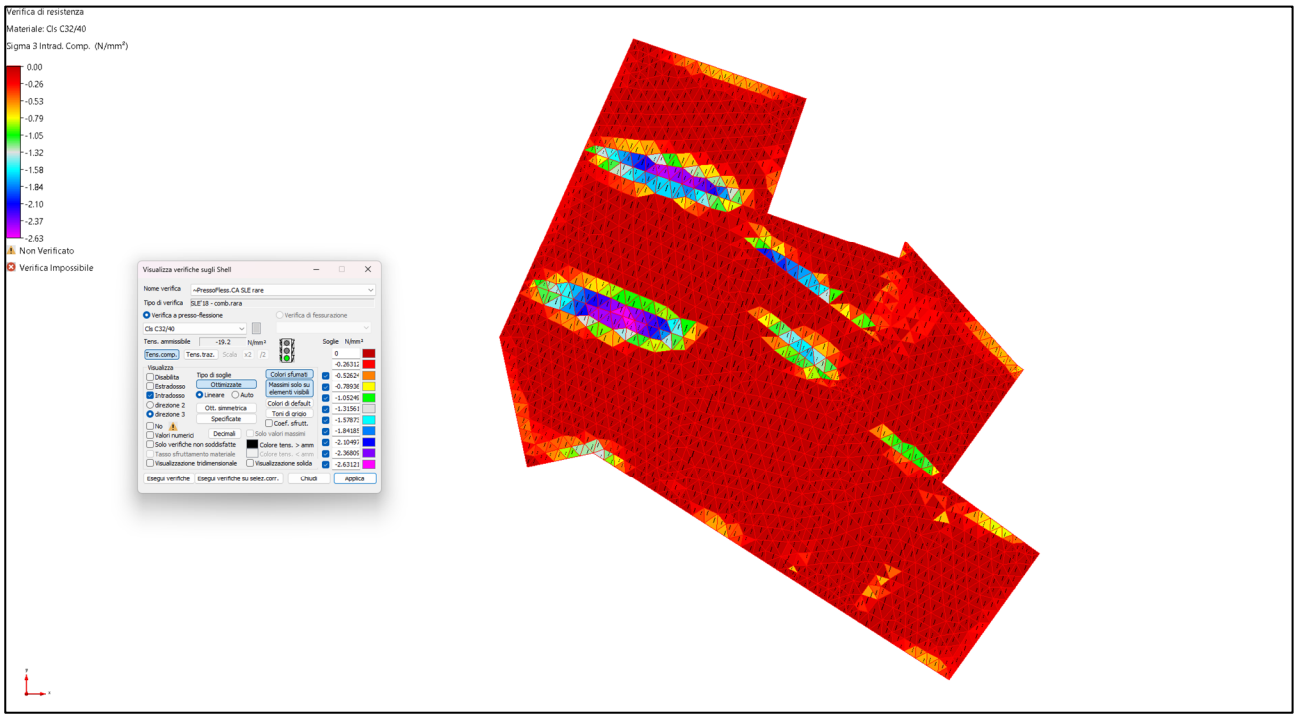


Fig. 14-17 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

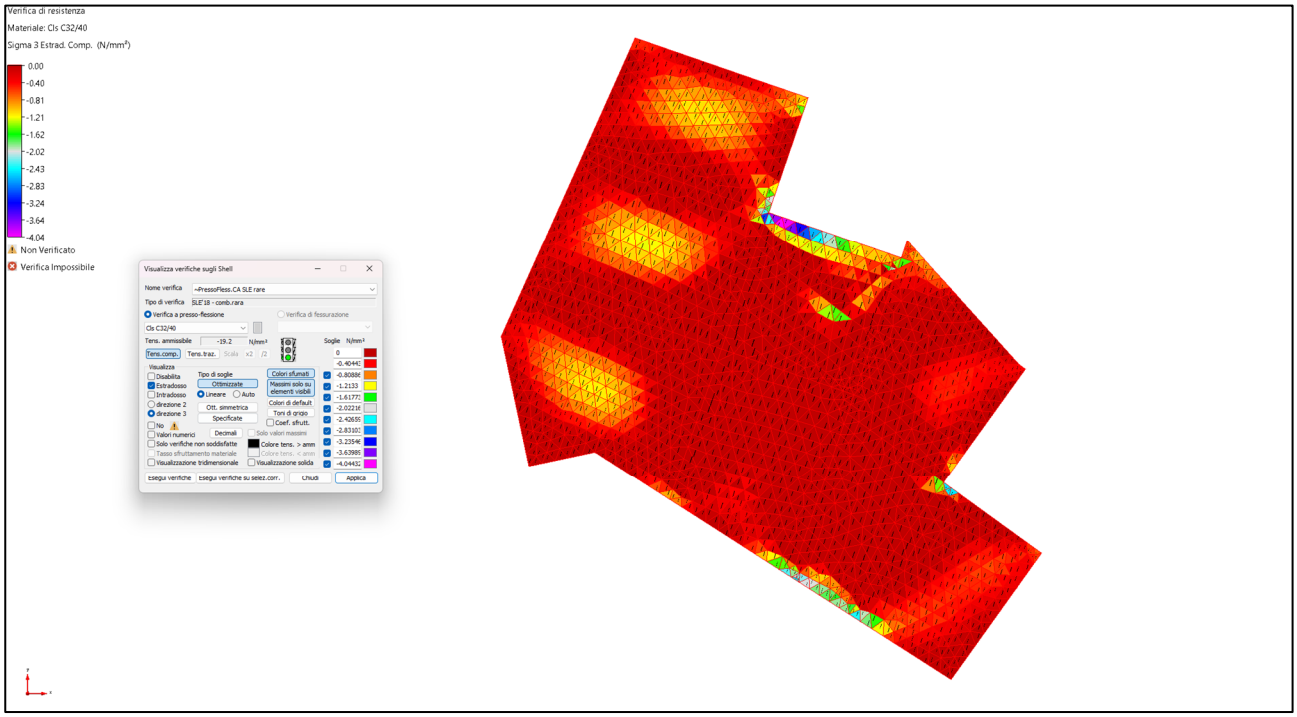


Fig. 14-18 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

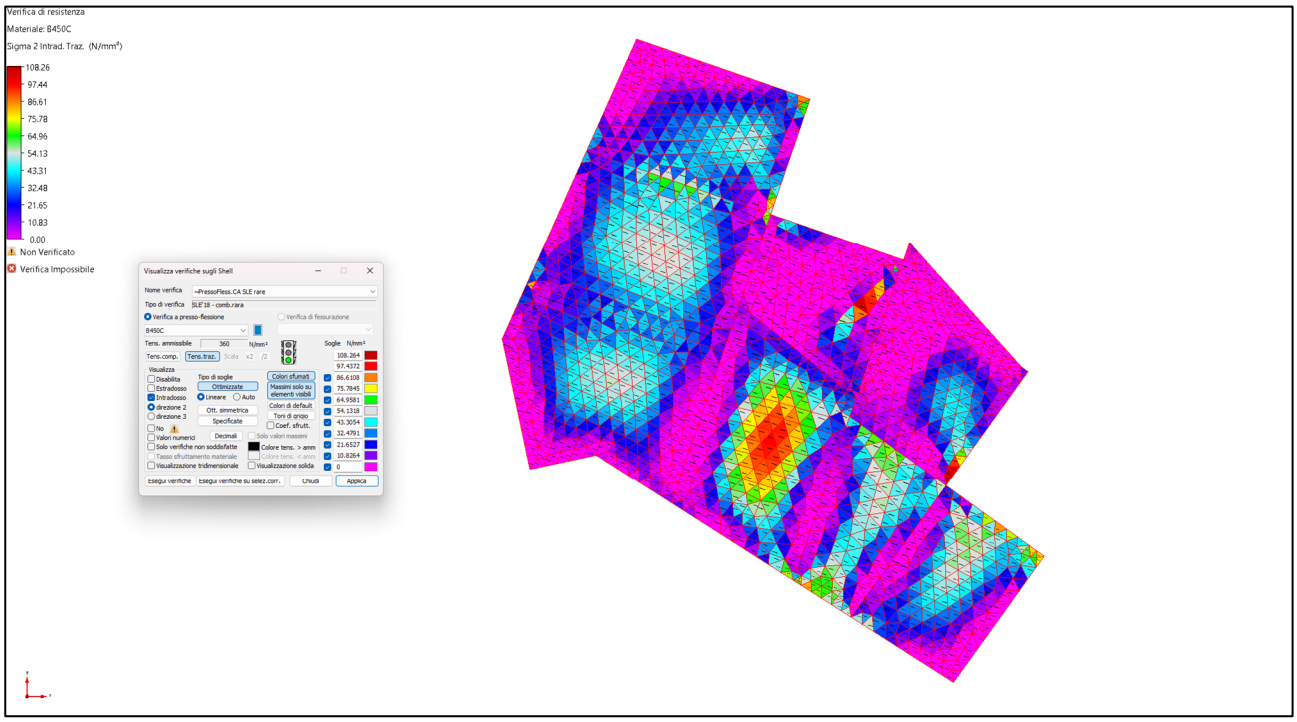


Fig. 14-19 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

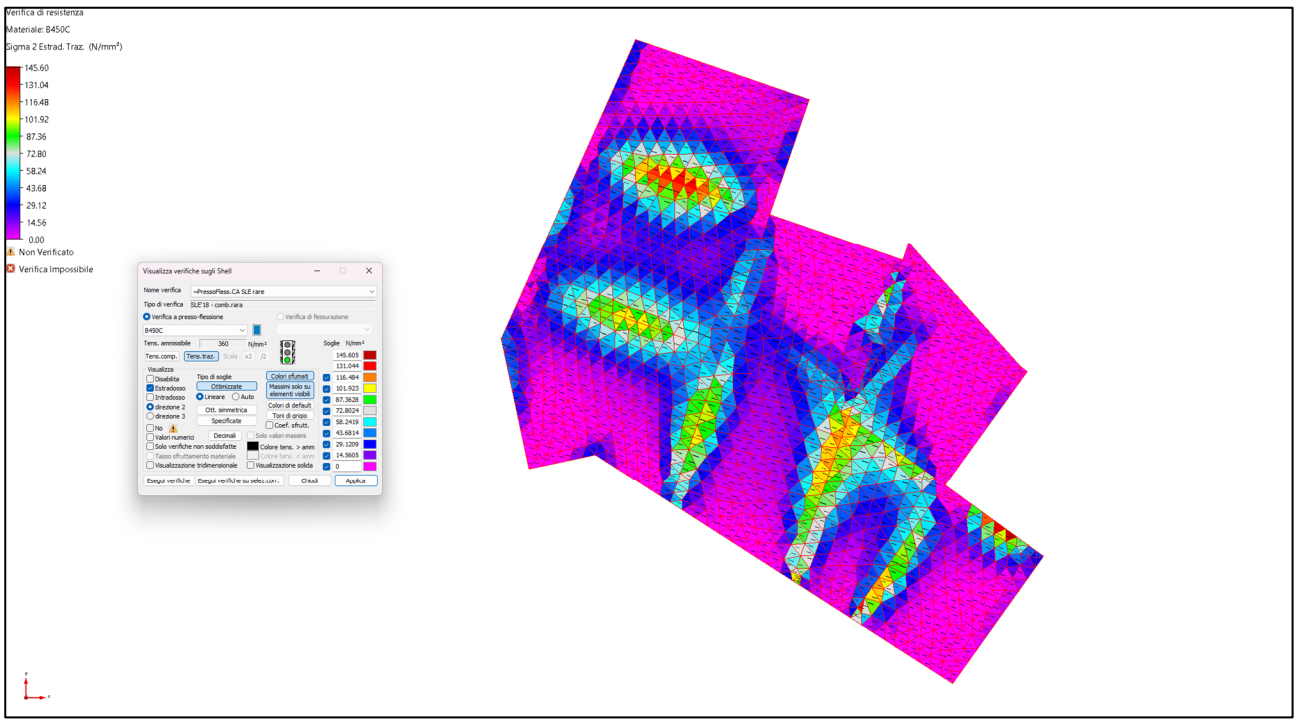


Fig. 14-20 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

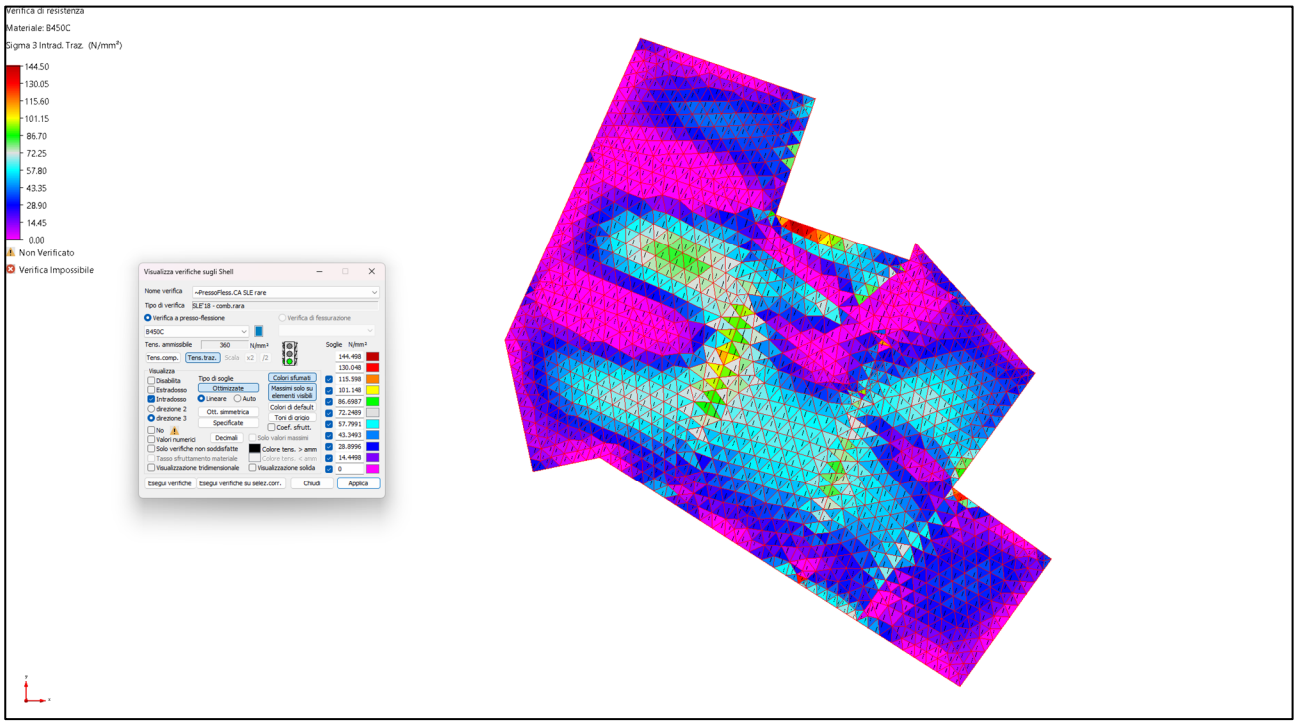


Fig. 14-21 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

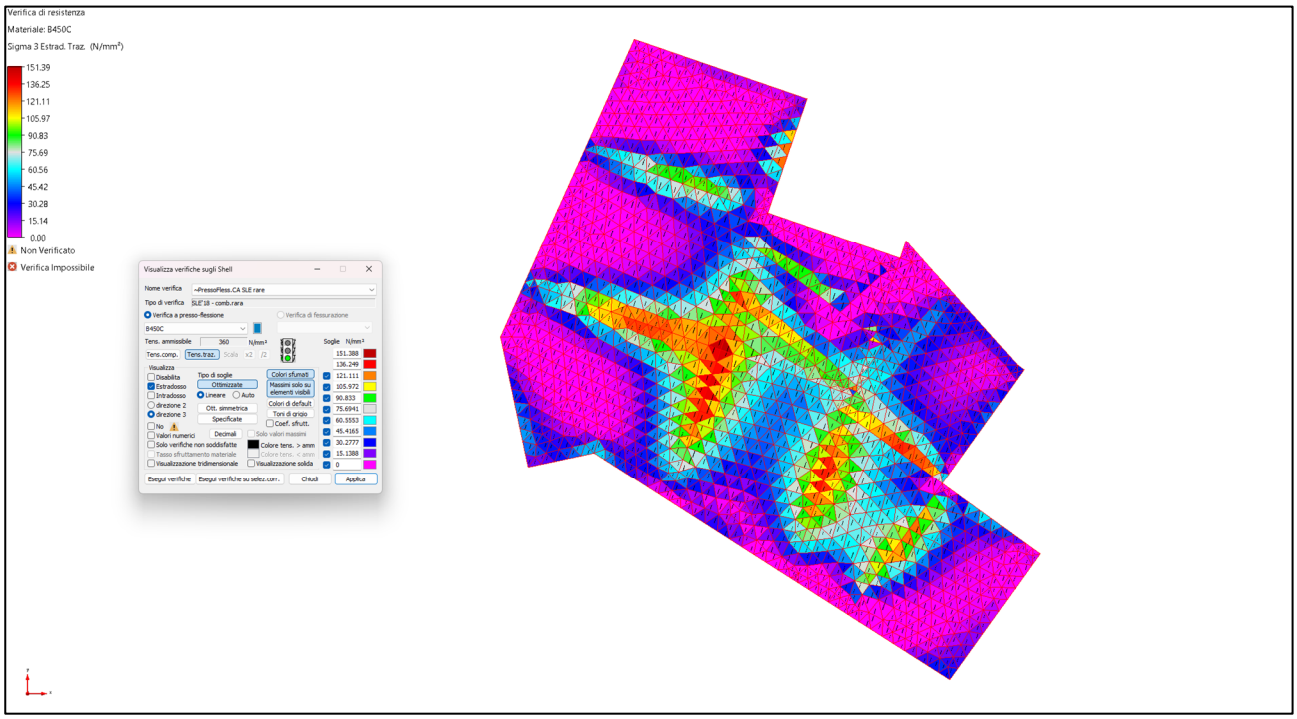


Fig. 14-22 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

14.2 VERIFICA ALLO SLU E SLE – SOLETTA TIPO A1

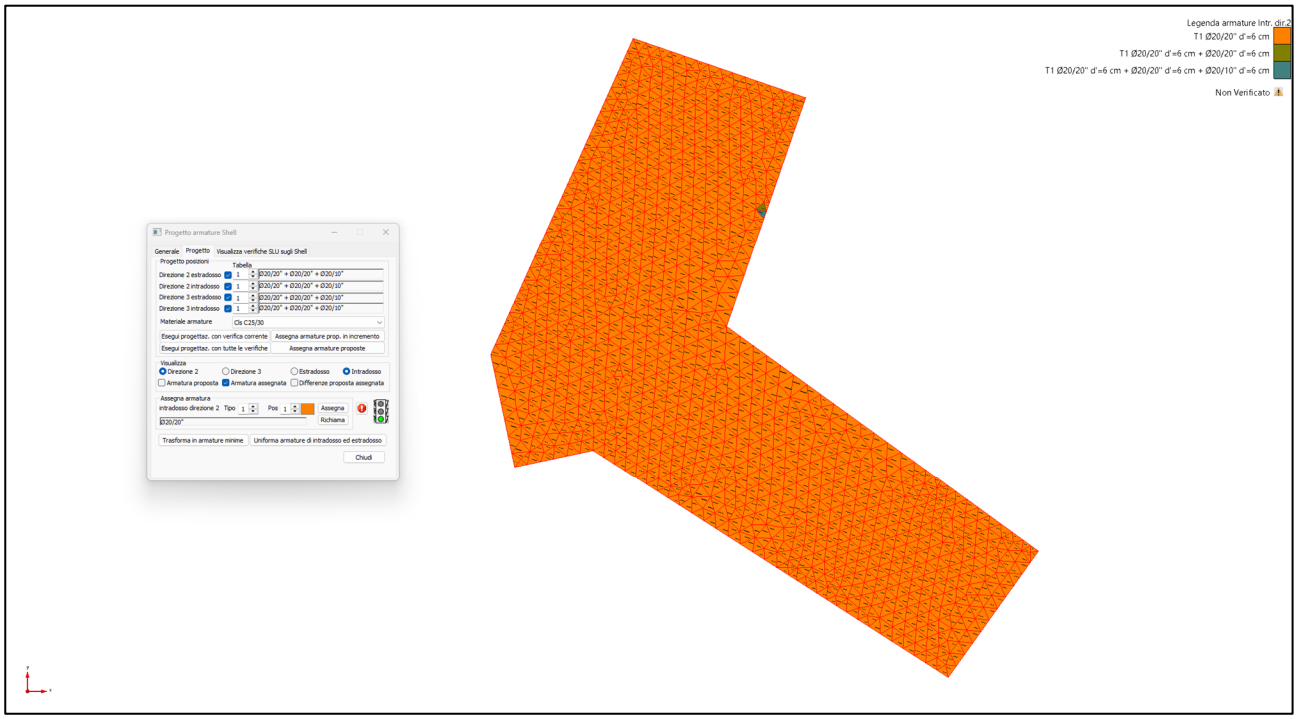


Fig. 14-23 – Armatura solette – Direzione 2 intradosso

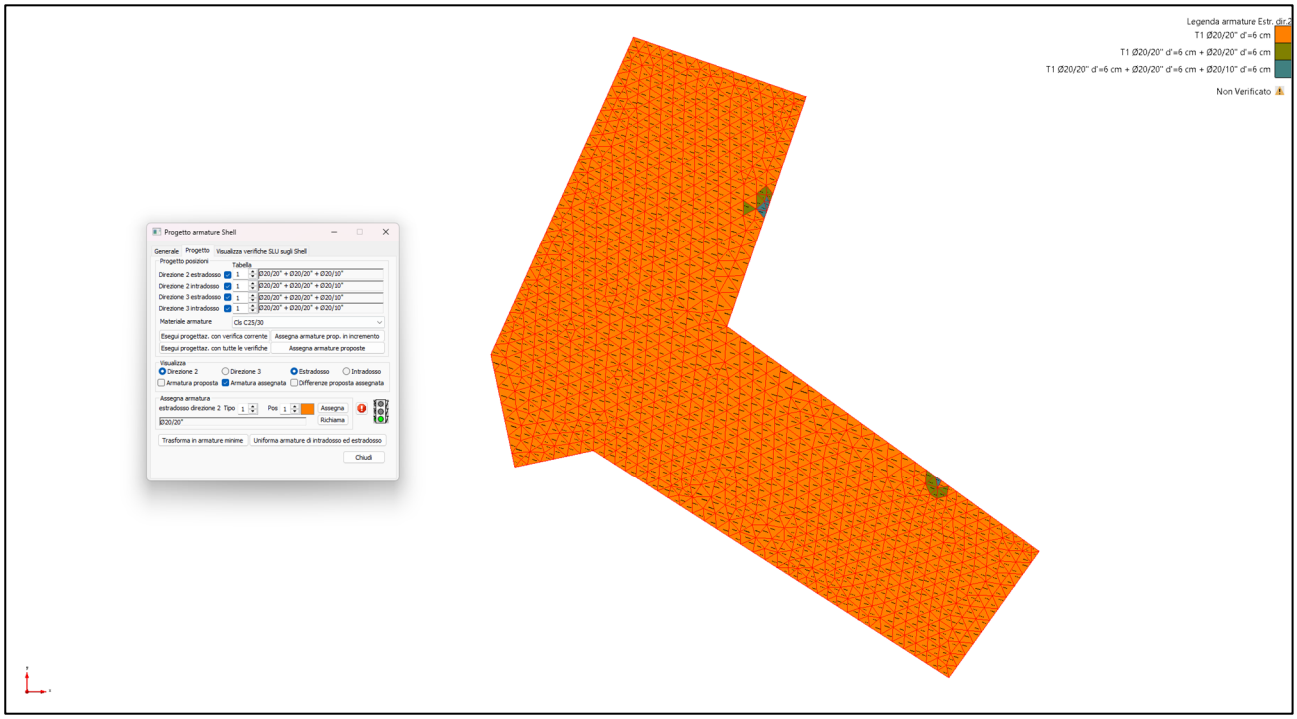


Fig. 14-24 – Armatura solette – Direzione 2 estradosso

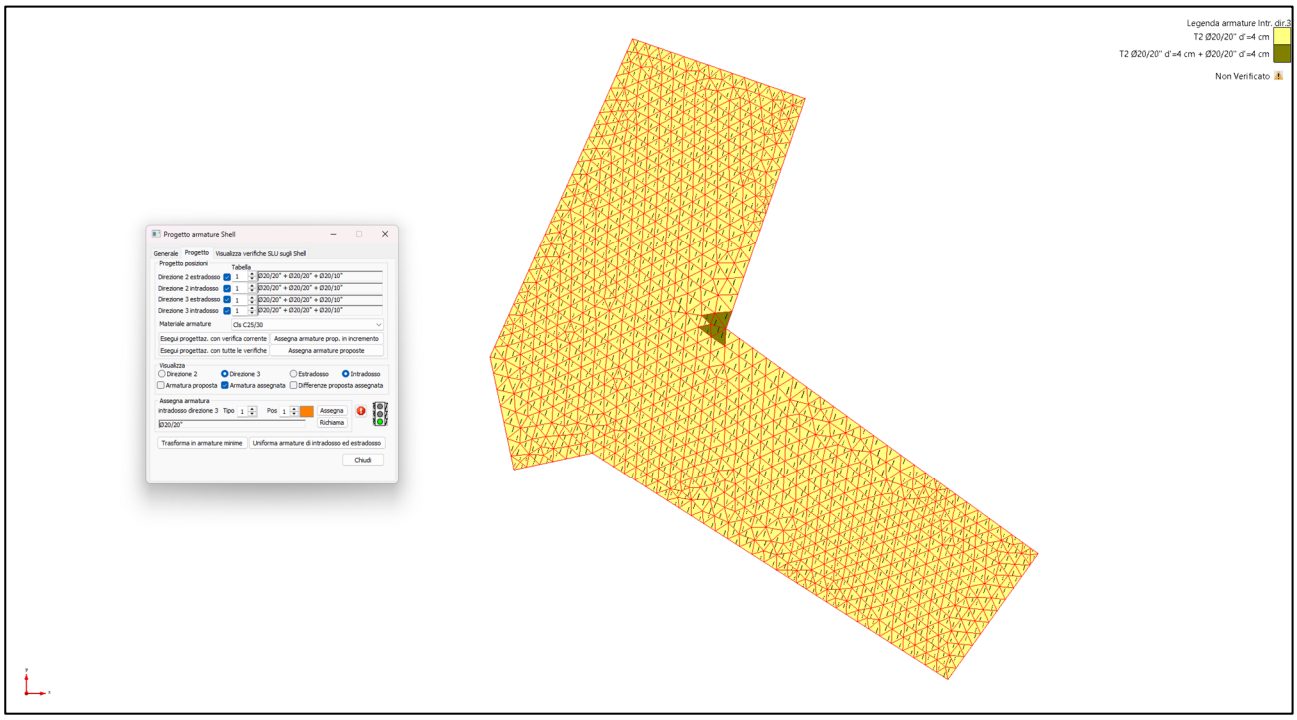


Fig. 14-25 – Armatura solette – Direzione 3 intradosso

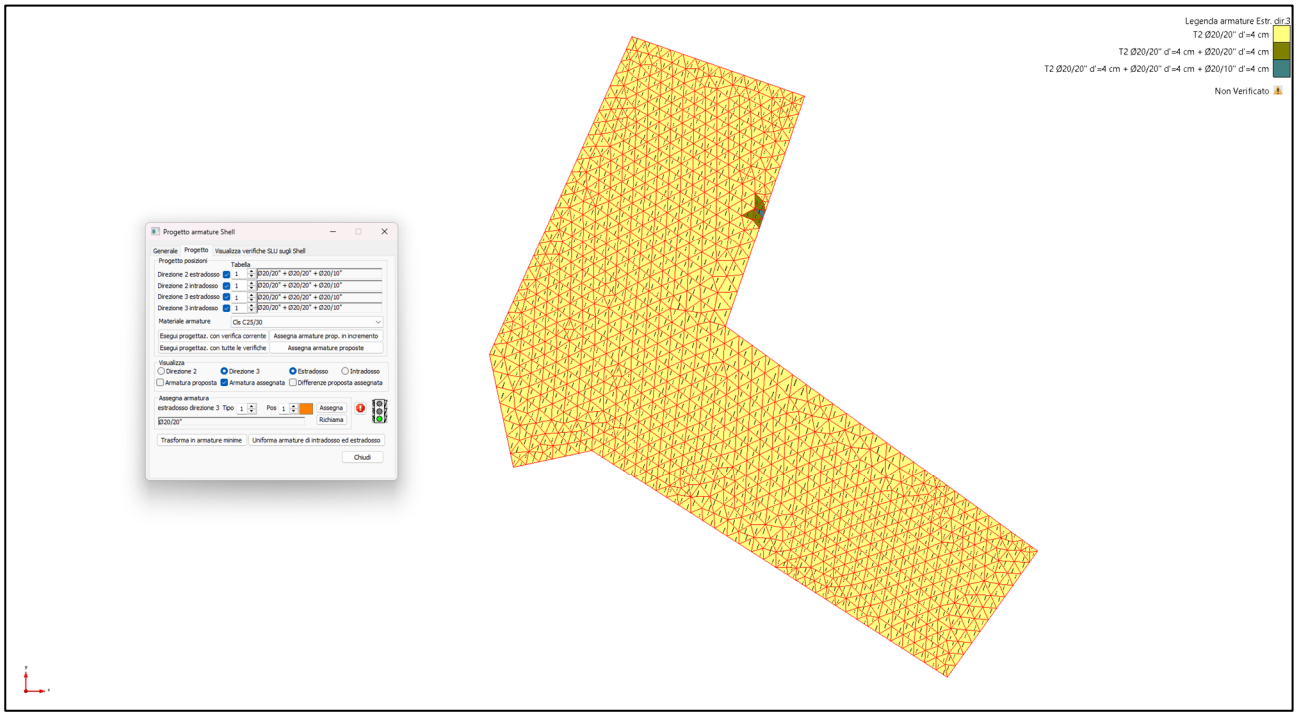


Fig. 14-26 – Armatura solette – Direzione 3 estradosso

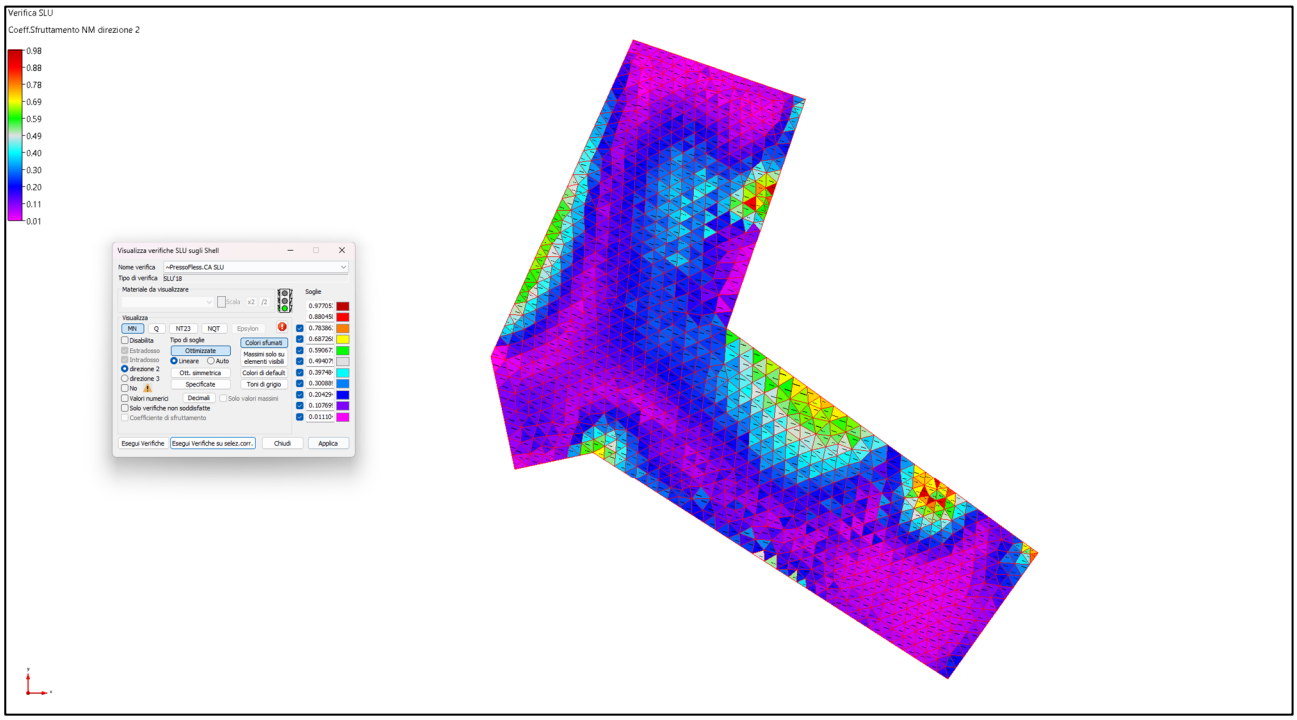


Fig. 14-27 – Verifica SLU solette – Coefficiente NM – Direzione 2

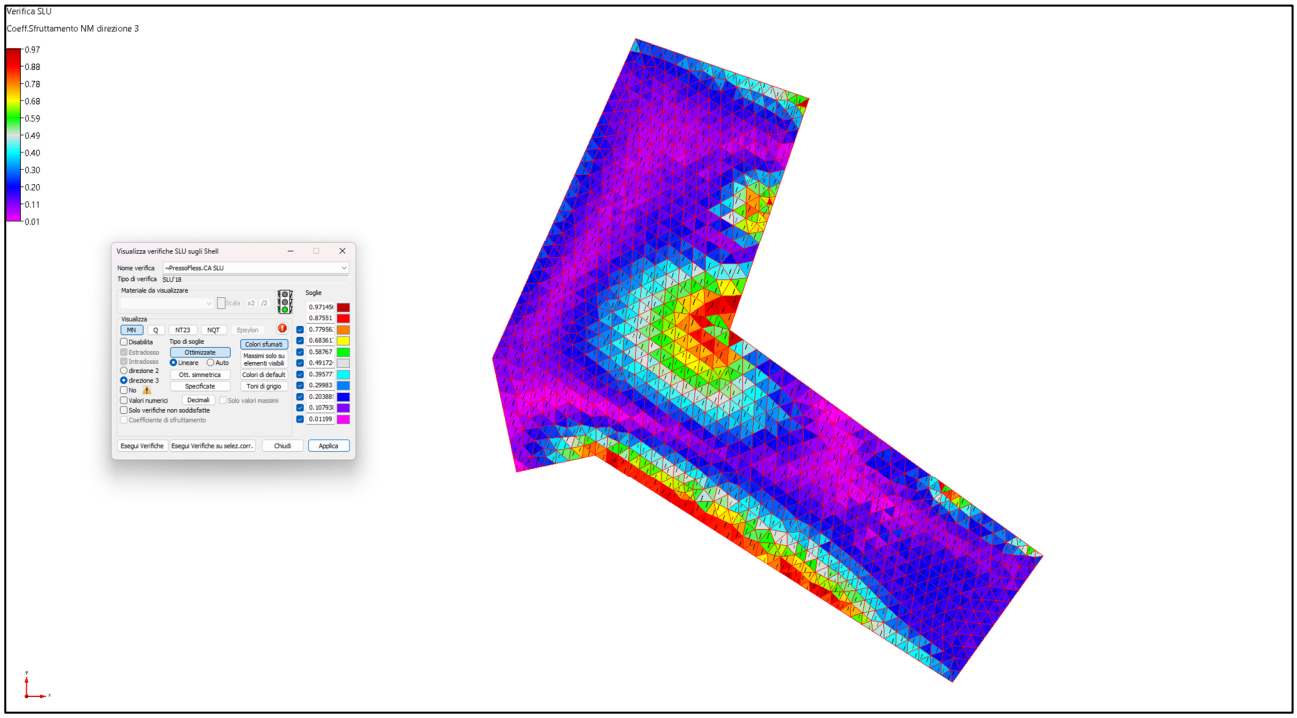


Fig. 14-28 – Verifica SLU solette – Coefficiente NM – Direzione 3

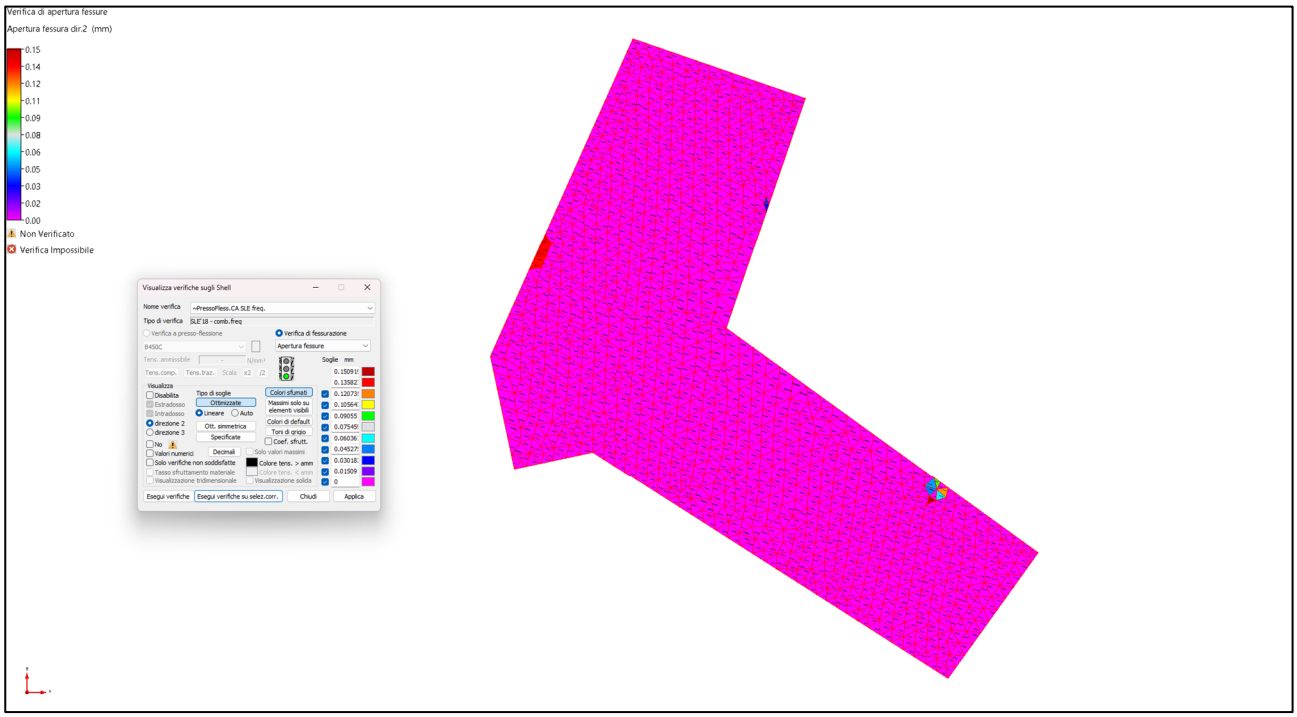


Fig. 14-29 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 2

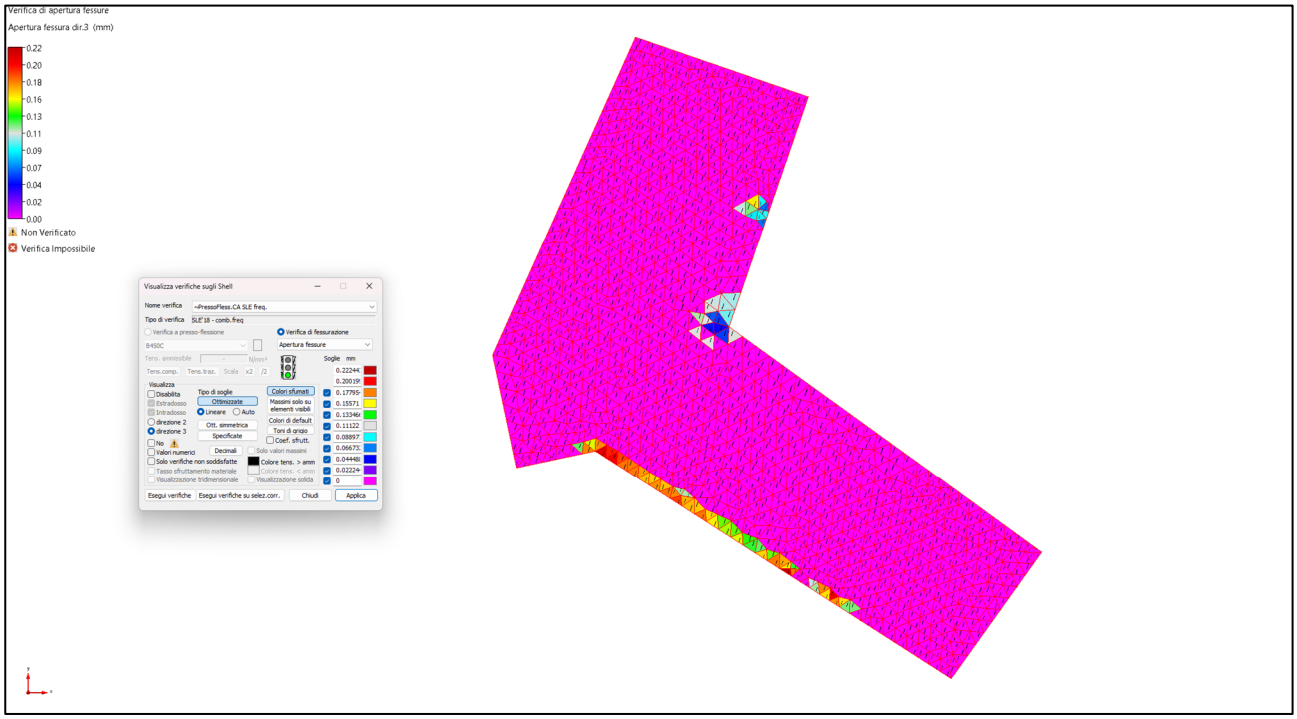


Fig. 14-30 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 3

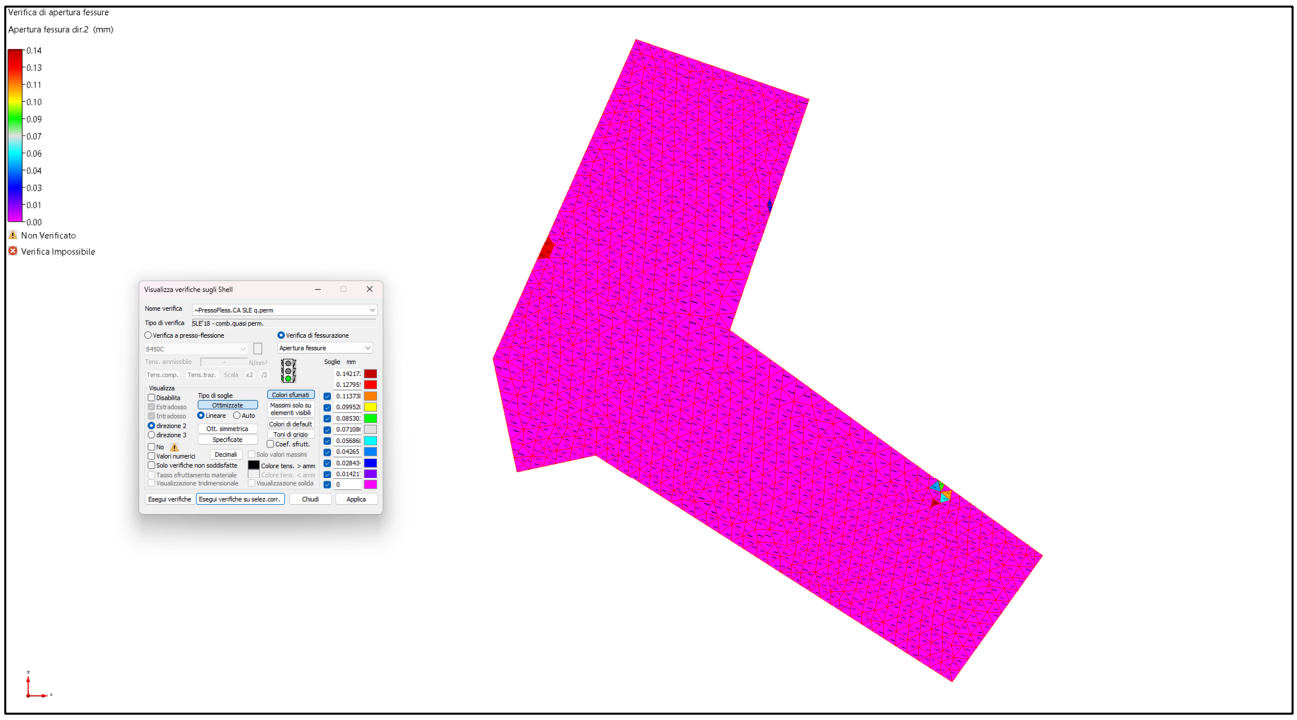


Fig. 14-31 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 2

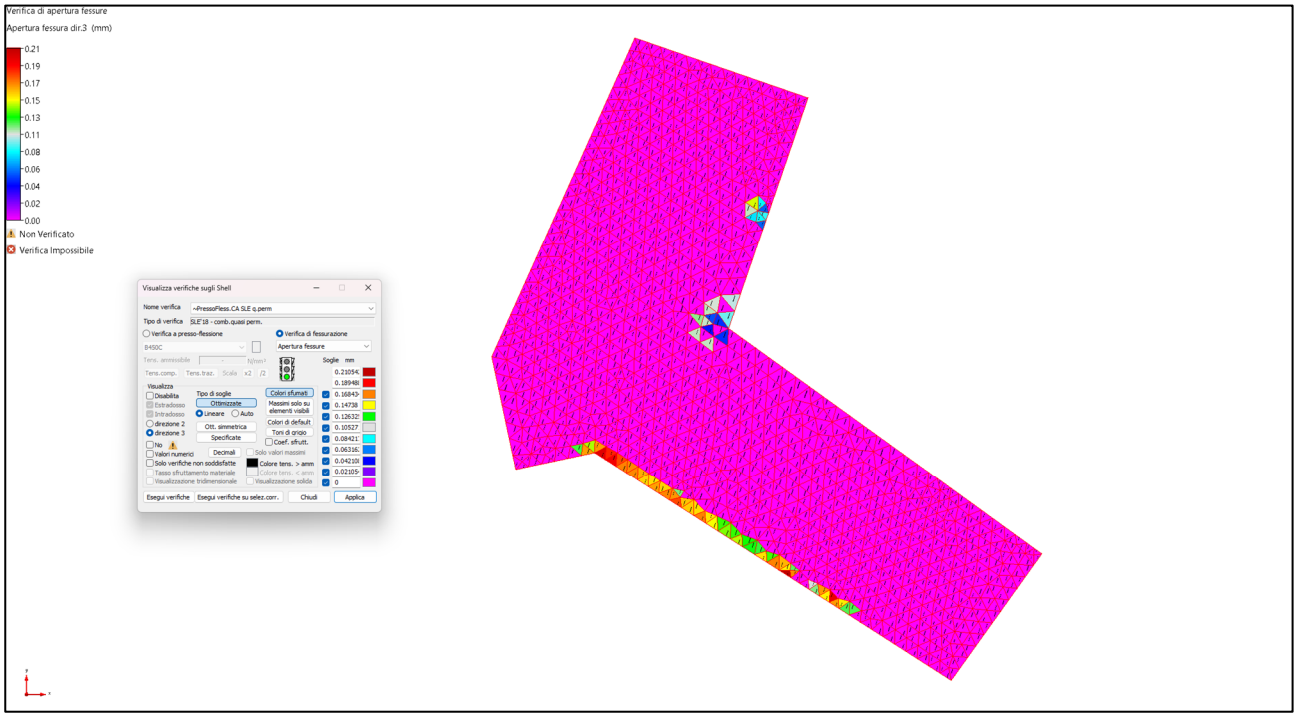


Fig. 14-32 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 3

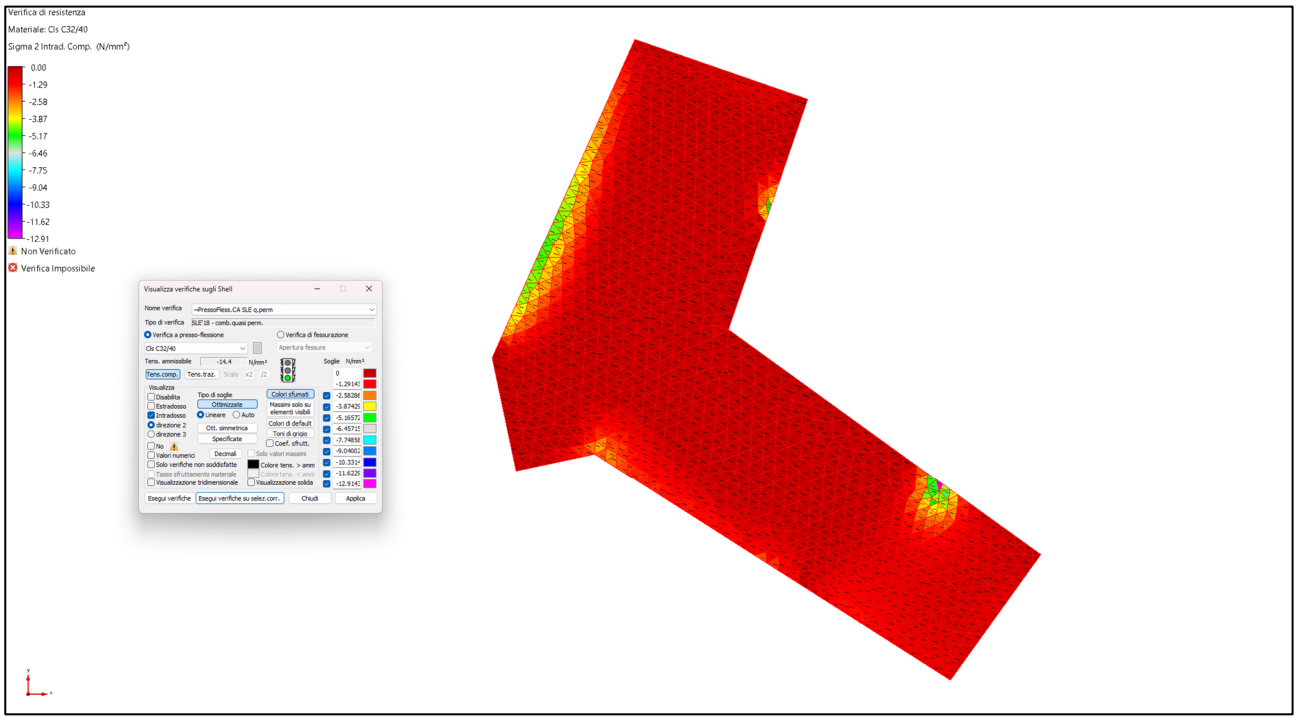


Fig. 14-33 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 2

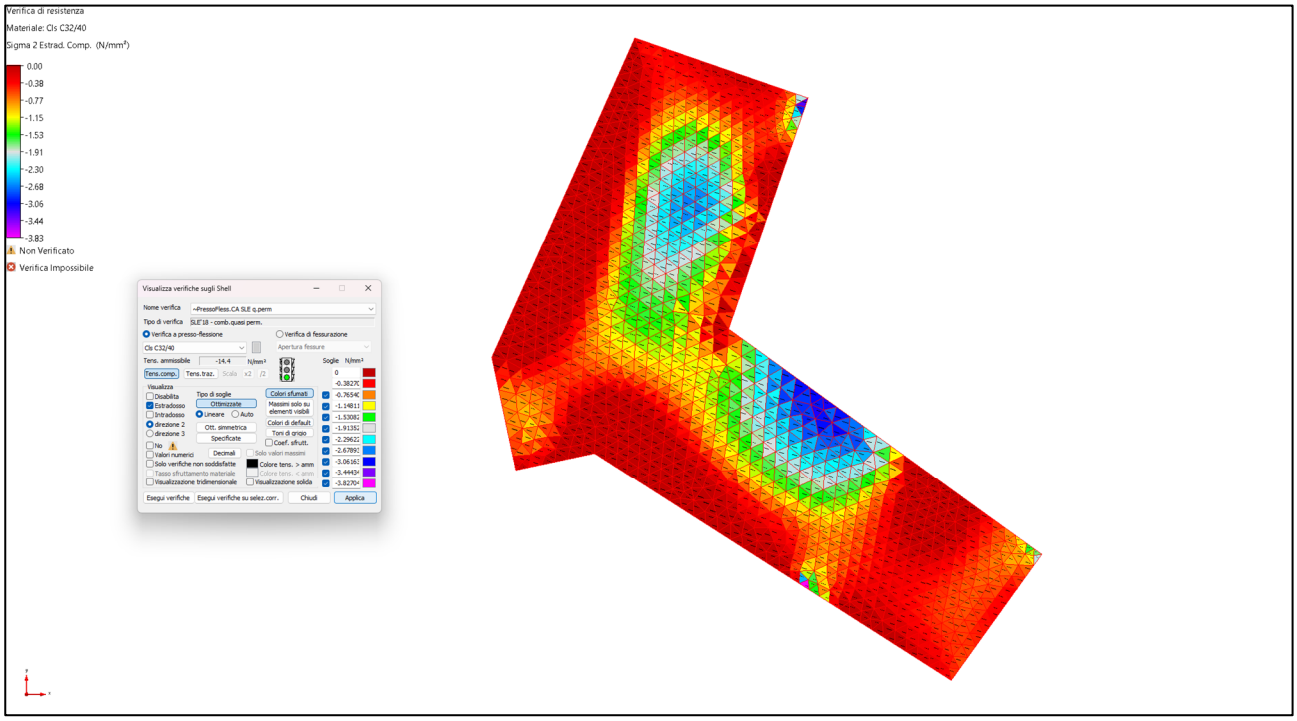


Fig. 14-34 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 2

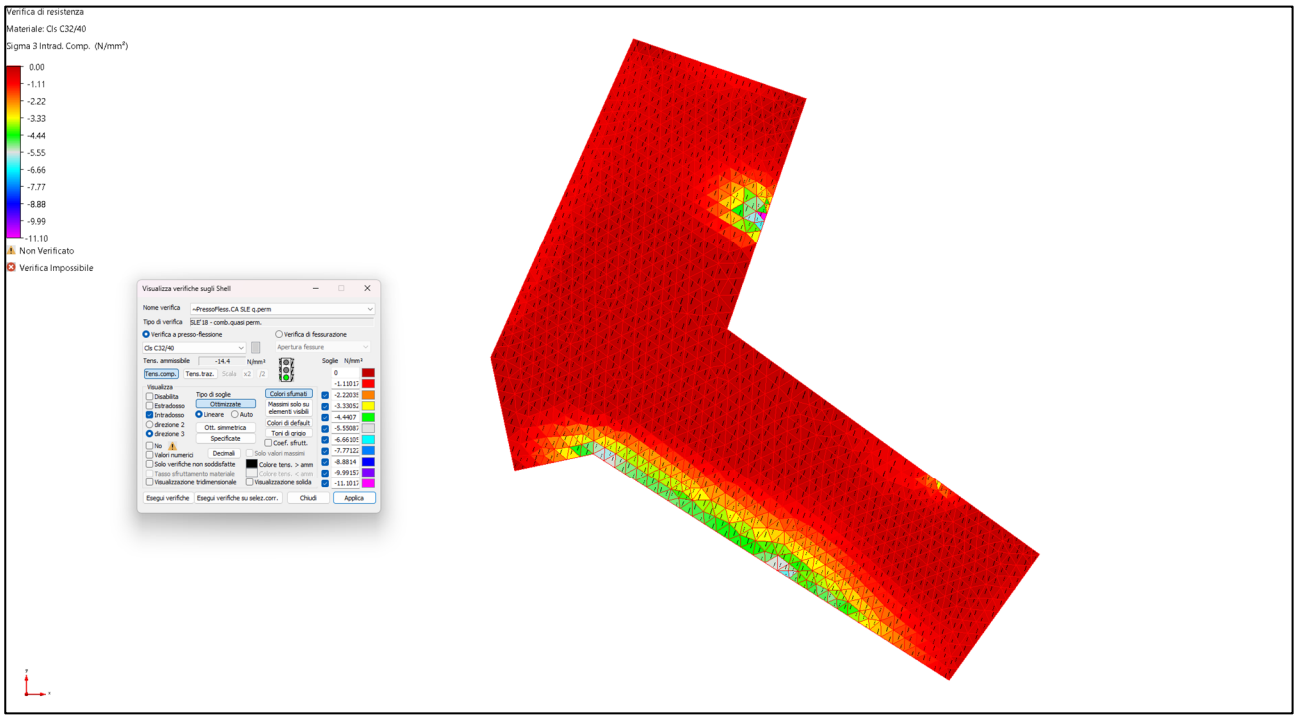


Fig. 14-35 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 3

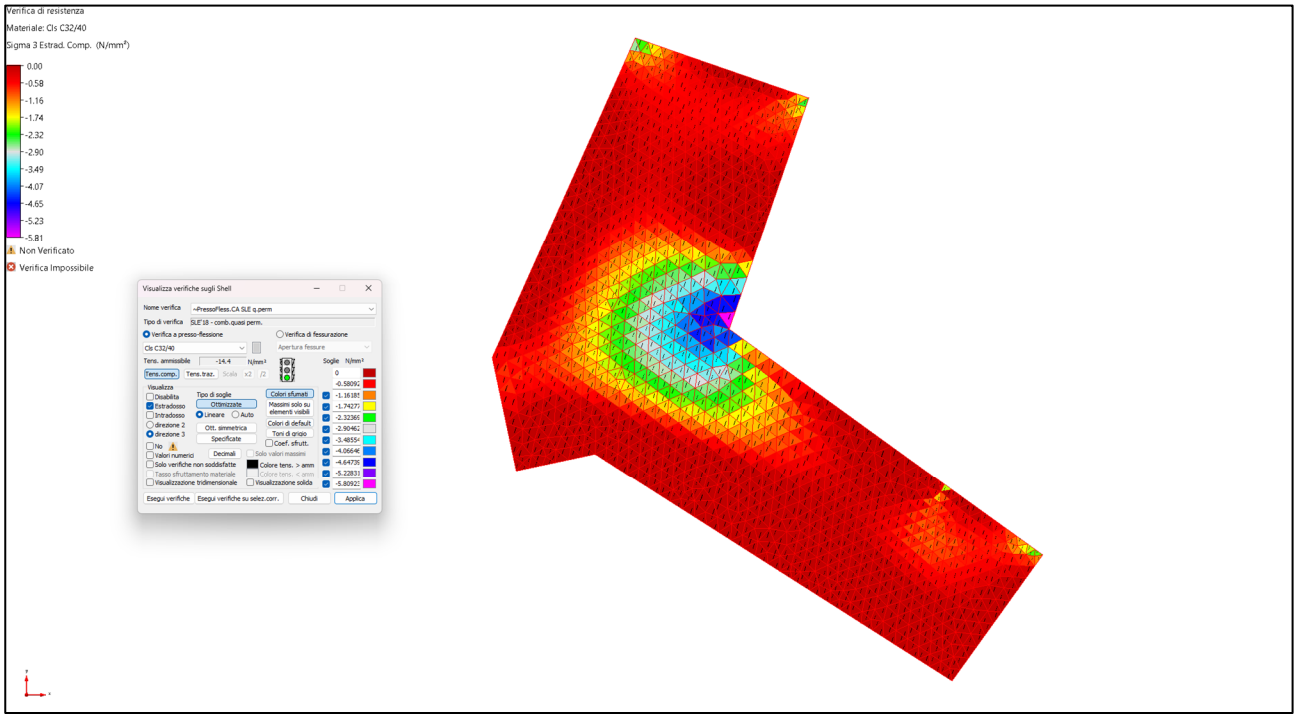


Fig. 14-36 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 3

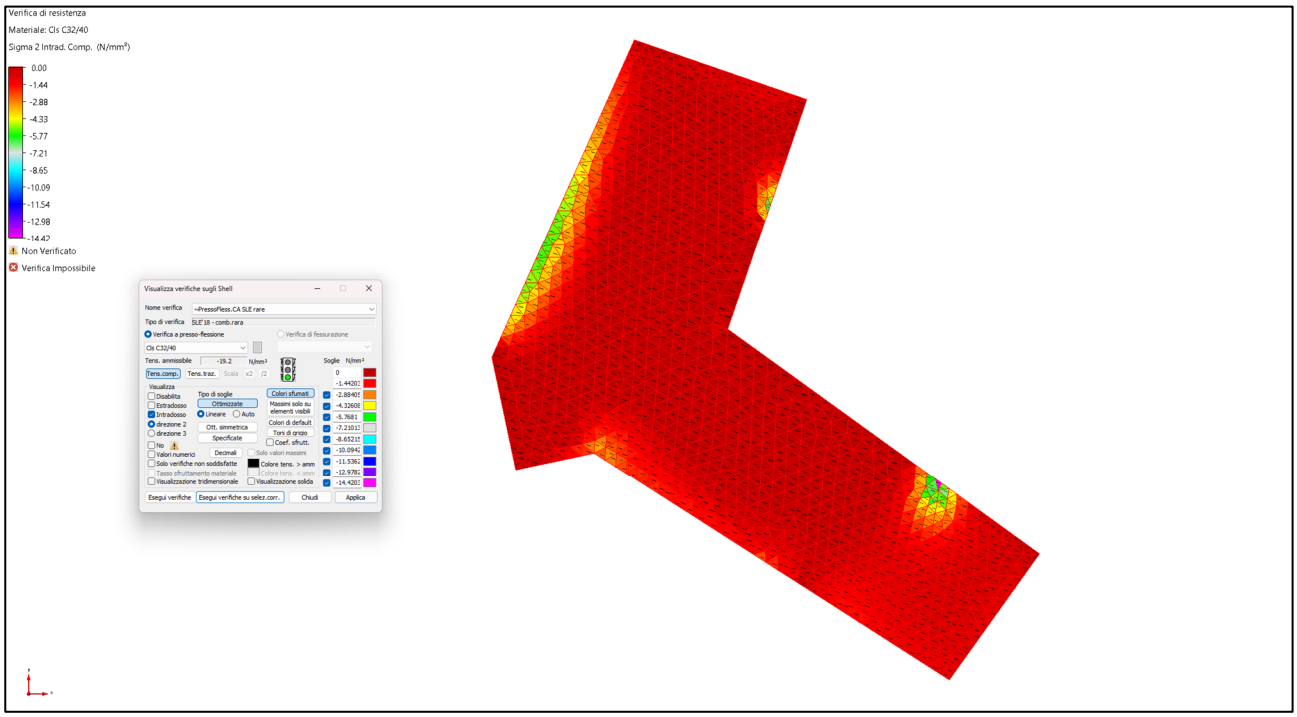


Fig. 14-37 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

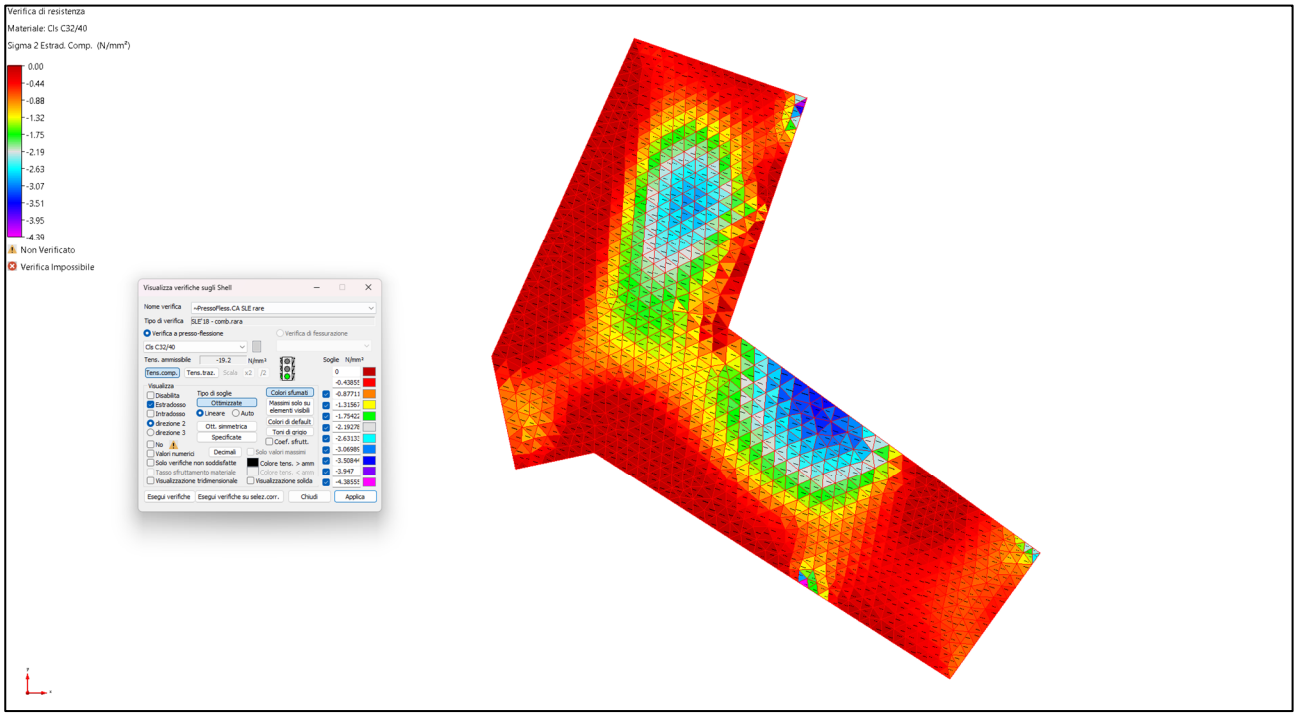


Fig. 14-38 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

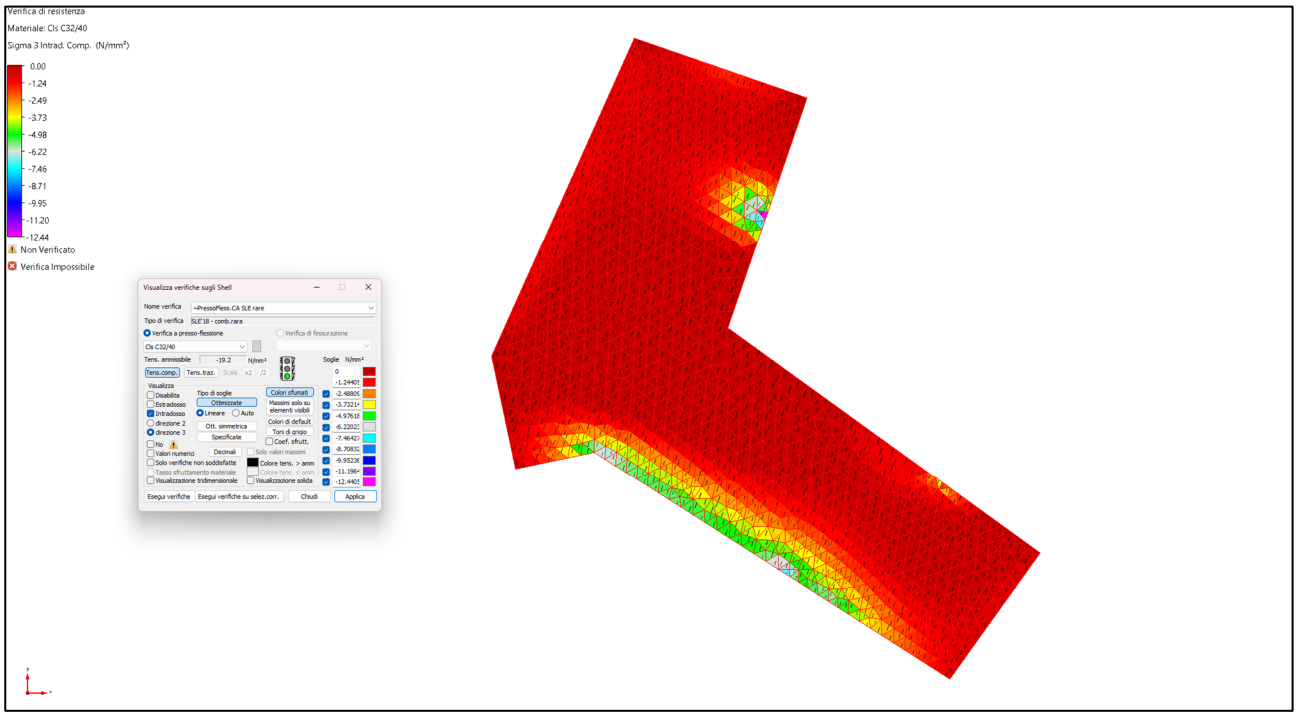


Fig. 14-39 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

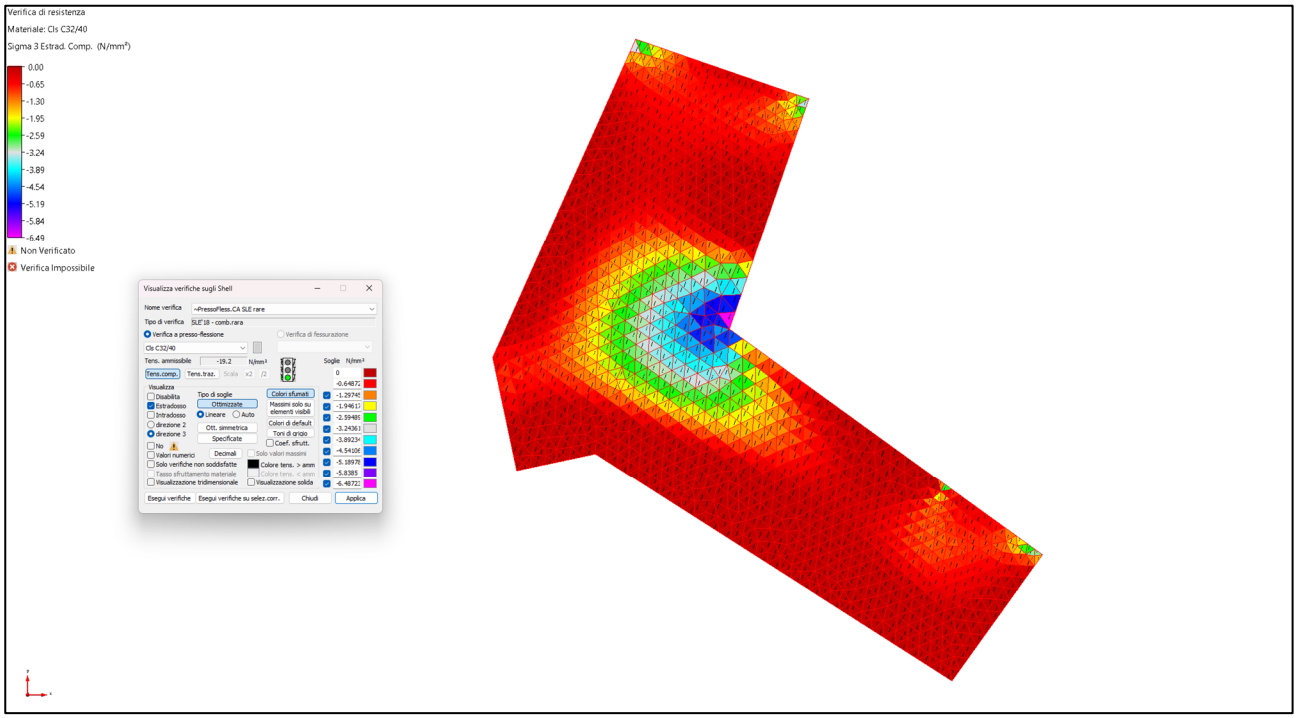


Fig. 14-40 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

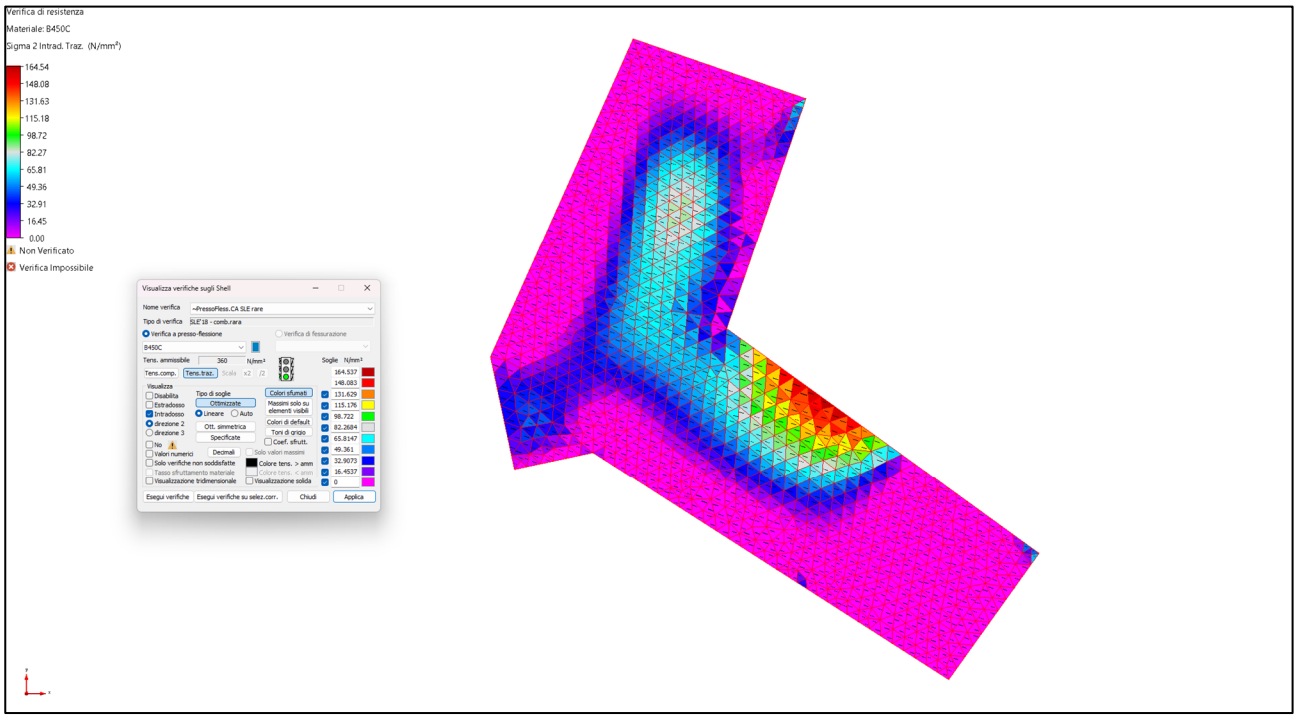


Fig. 14-41 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

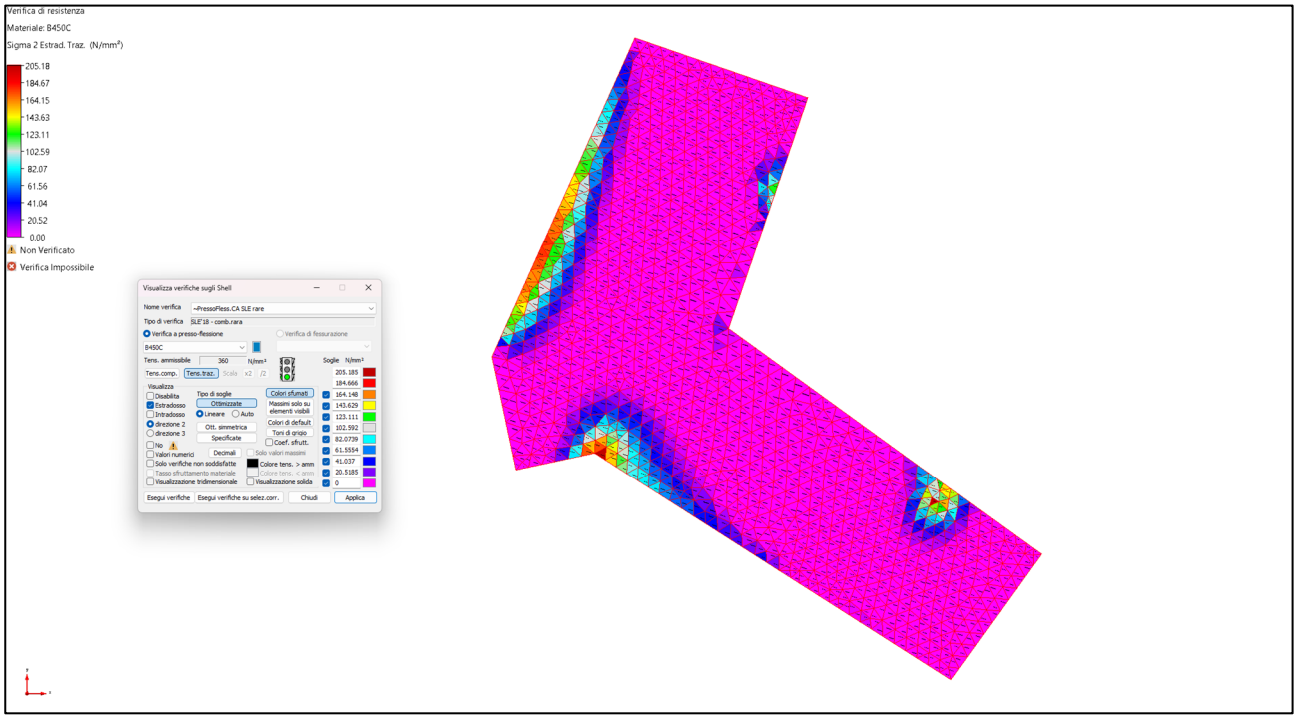


Fig. 14-42 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

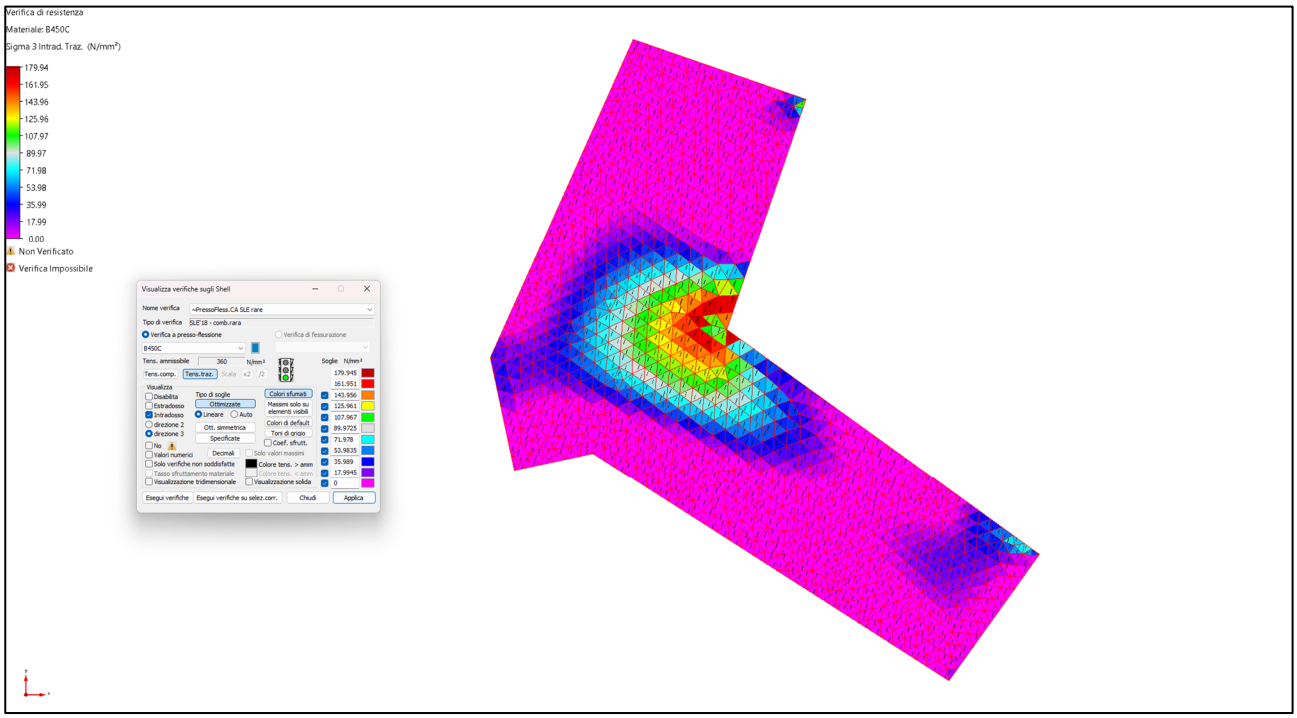


Fig. 14-43 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

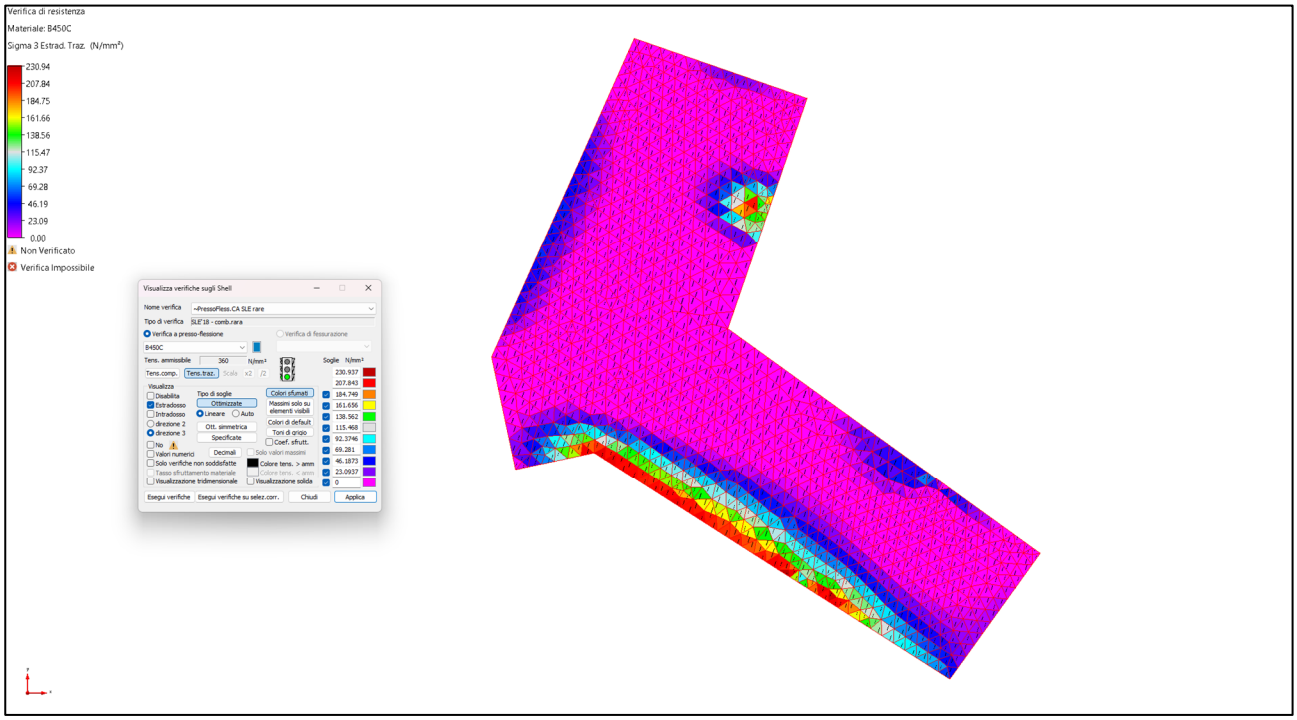


Fig. 14-44 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

14.3 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – SOLETTE TIPO A

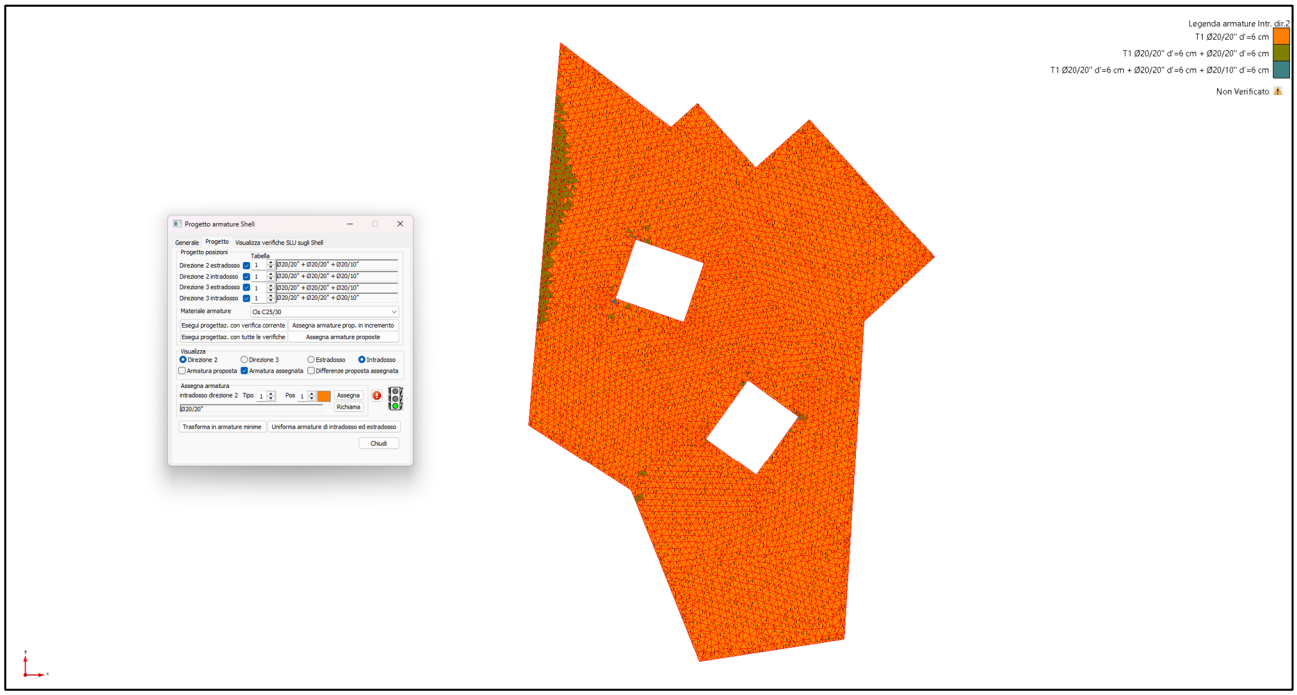


Fig. 14-45 – Armatura solette – Direzione 2 intradosso

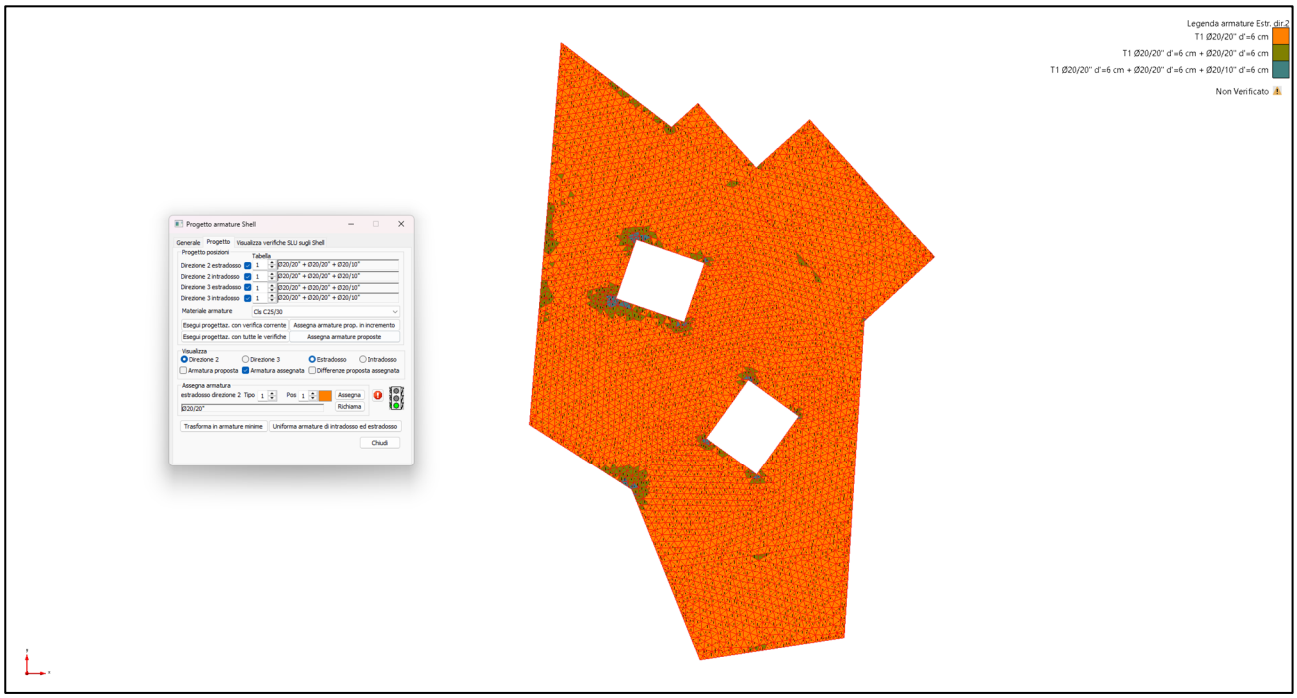


Fig. 14-46 – Armatura solette – Direzione 2 estradosso

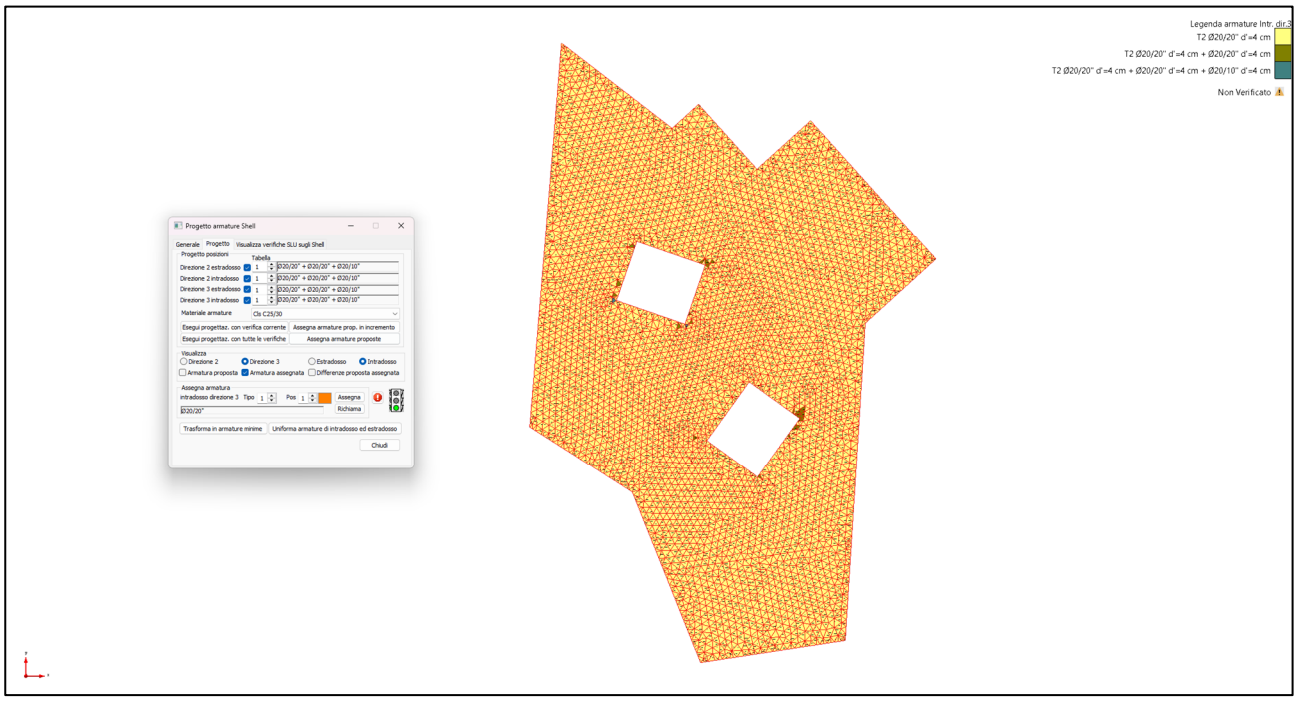


Fig. 14-47 – Armatura solette – Direzione 3 intradosso

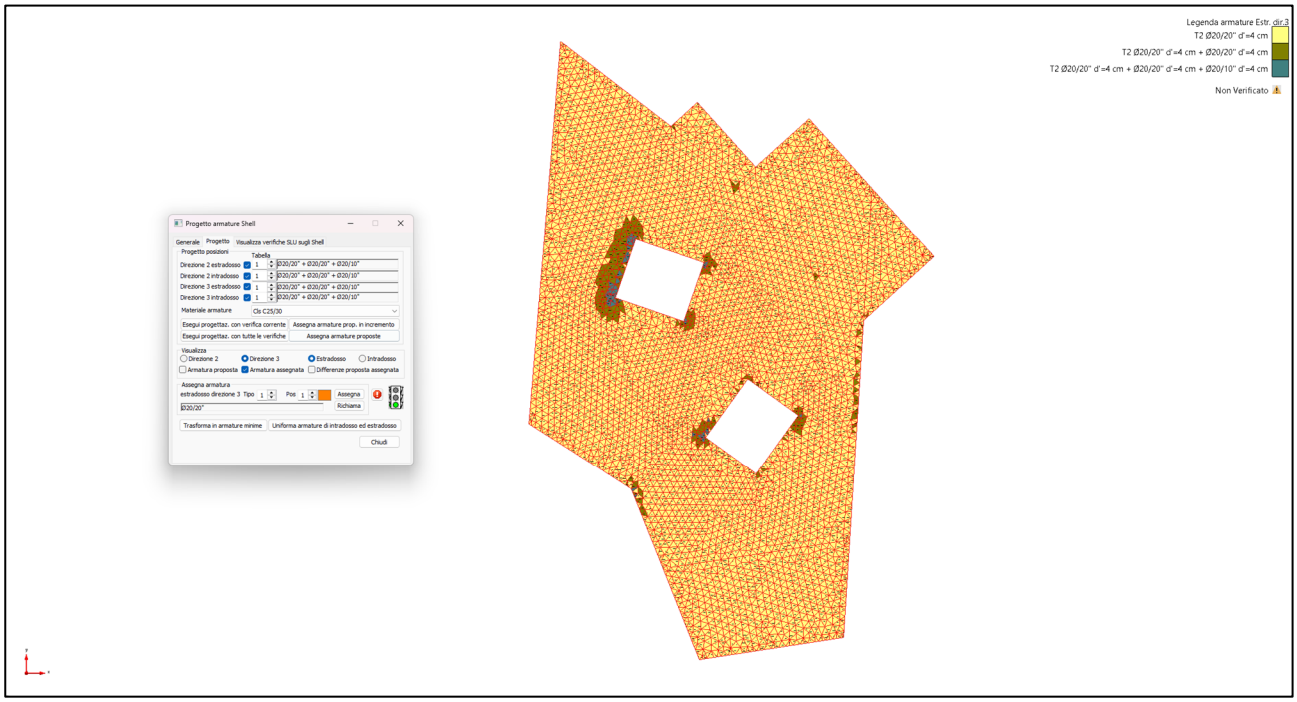


Fig. 14-48 – Armatura solette – Direzione 3 estradosso

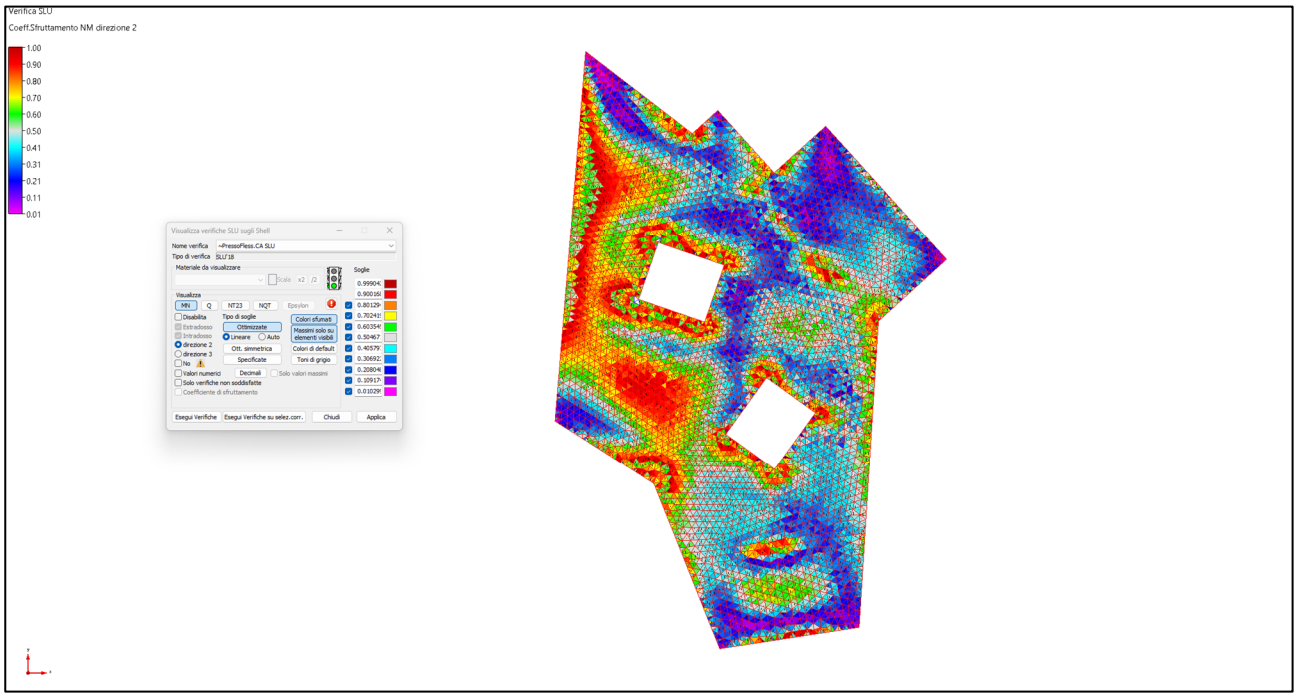


Fig. 14-49 – Verifica SLU solette – Coefficiente NM – Direzione 2

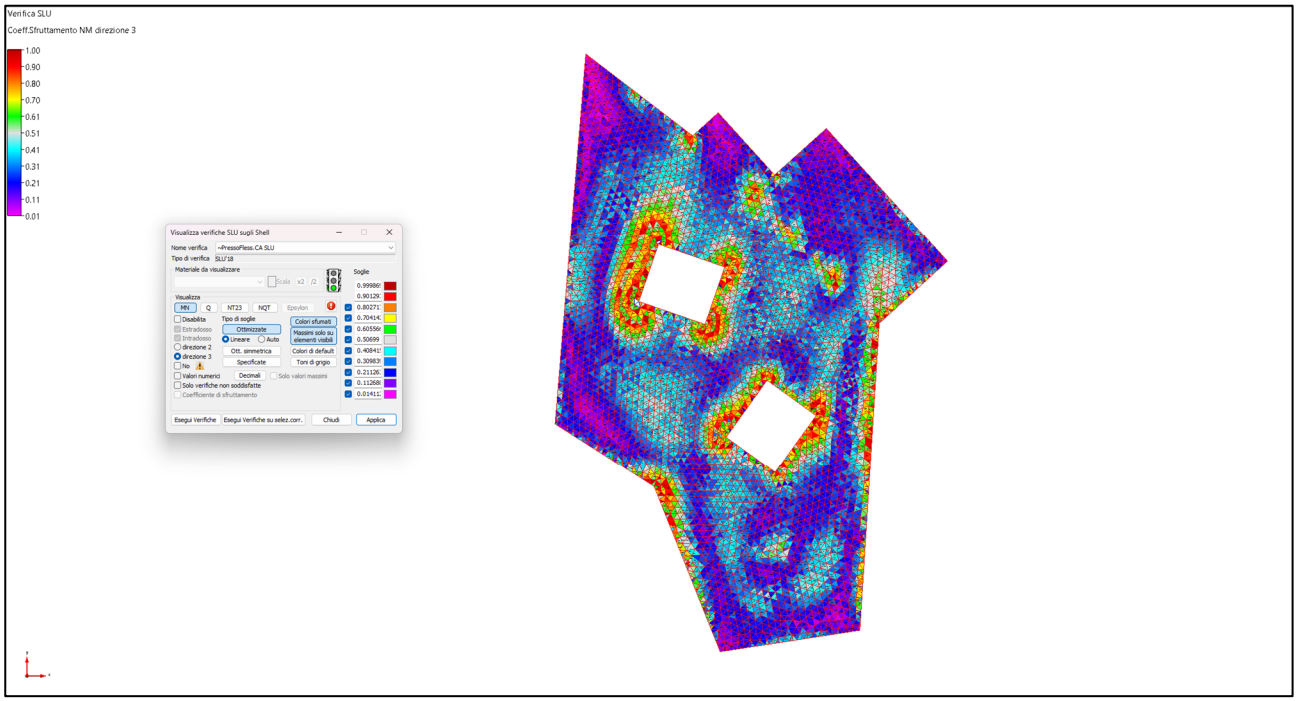


Fig. 14-50 – Verifica SLU solette – Coefficiente NM – Direzione 3

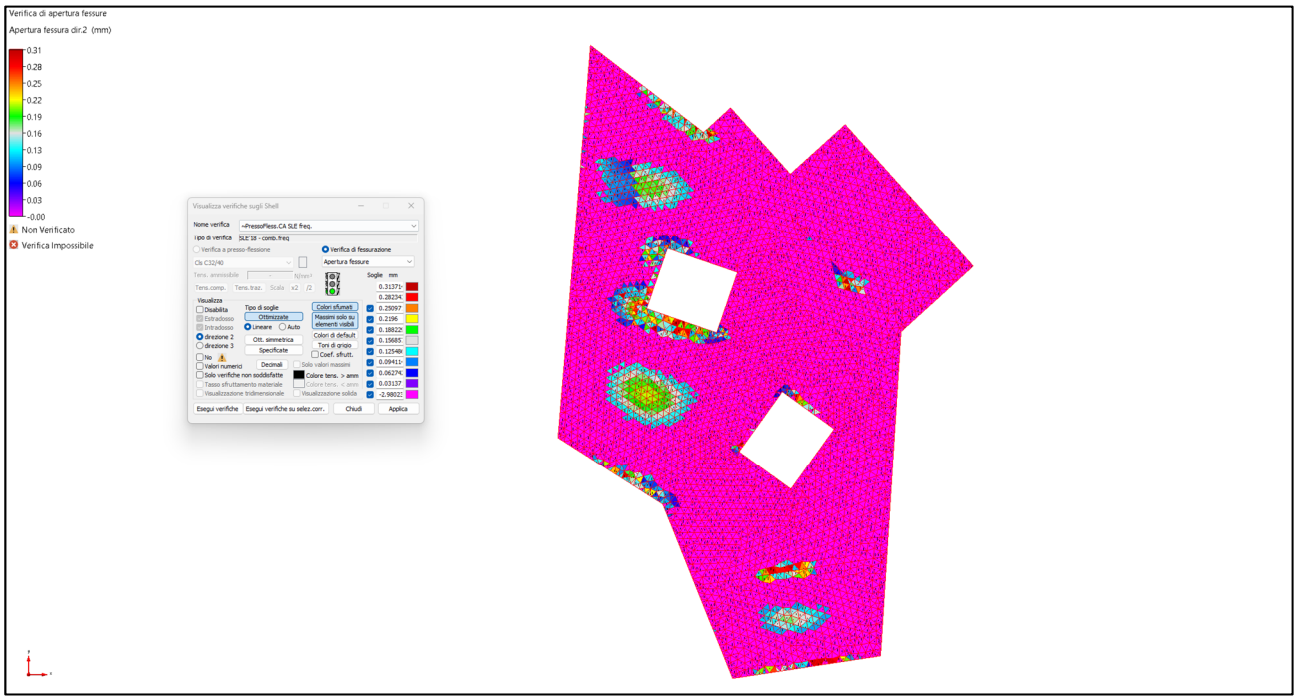


Fig. 14-51 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 2

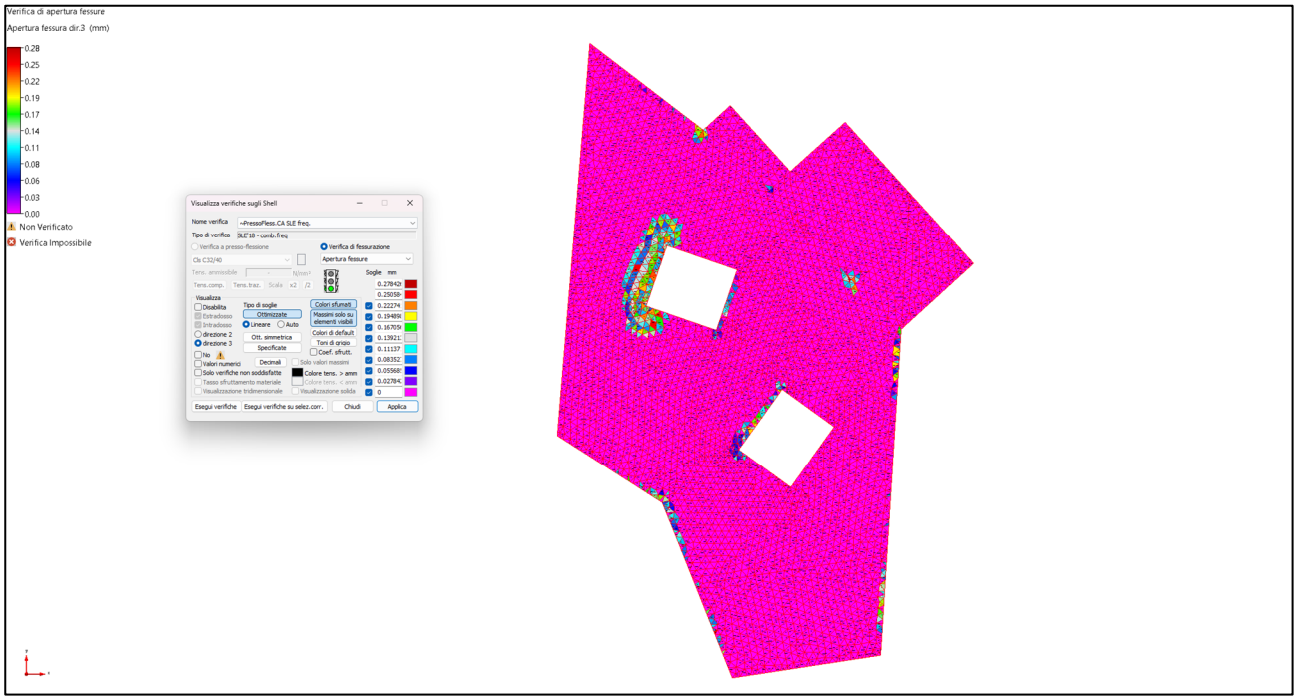


Fig. 14-52 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 3

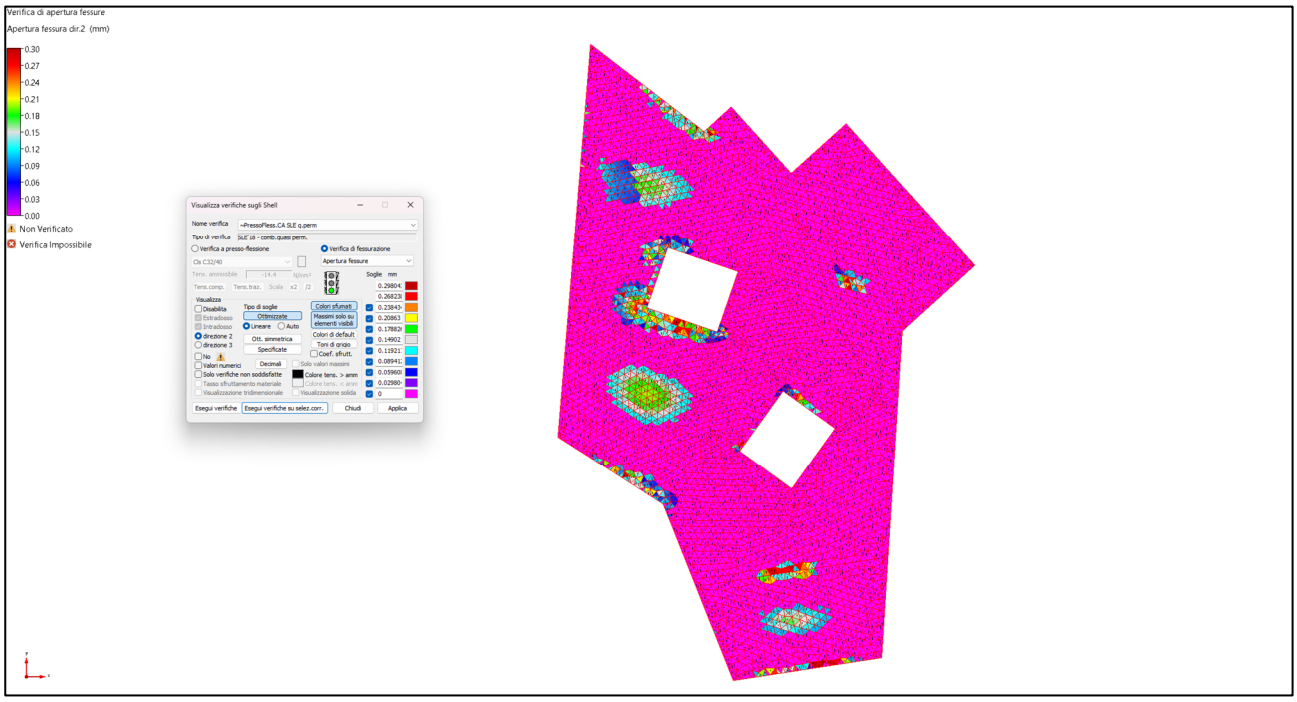


Fig. 14-53 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 2

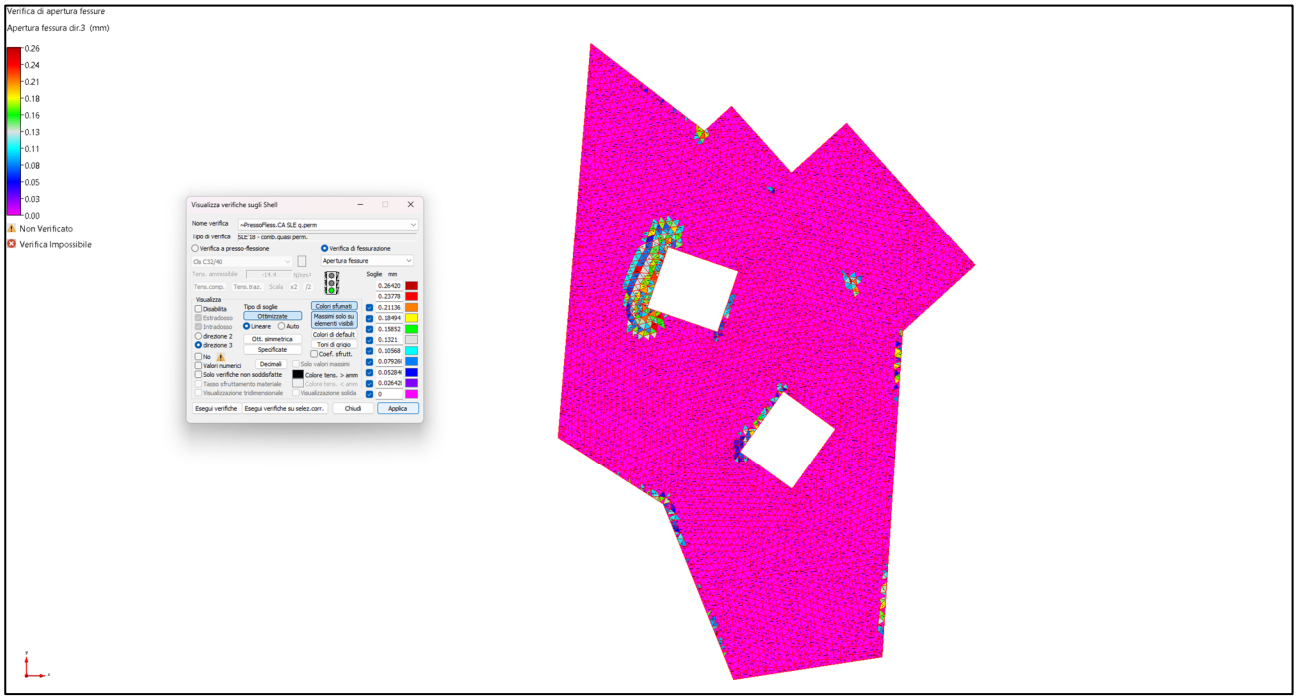


Fig. 14-54 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 3

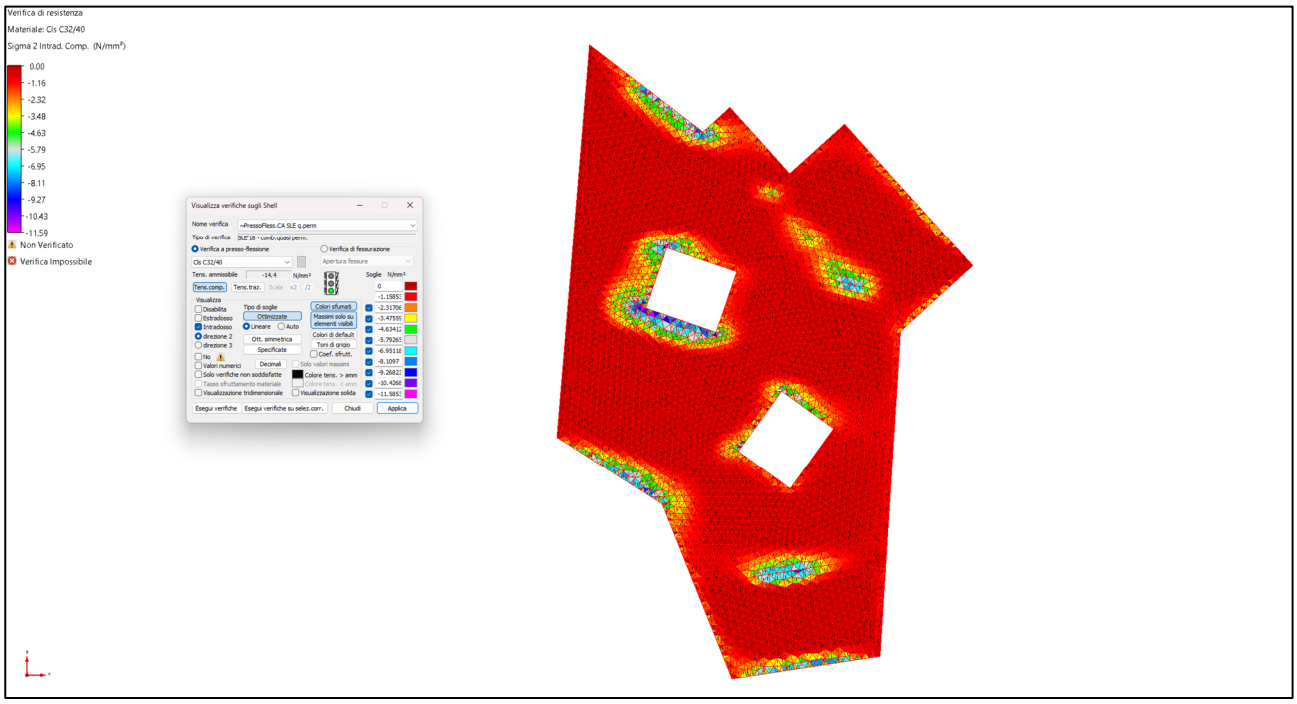


Fig. 14-55 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 2

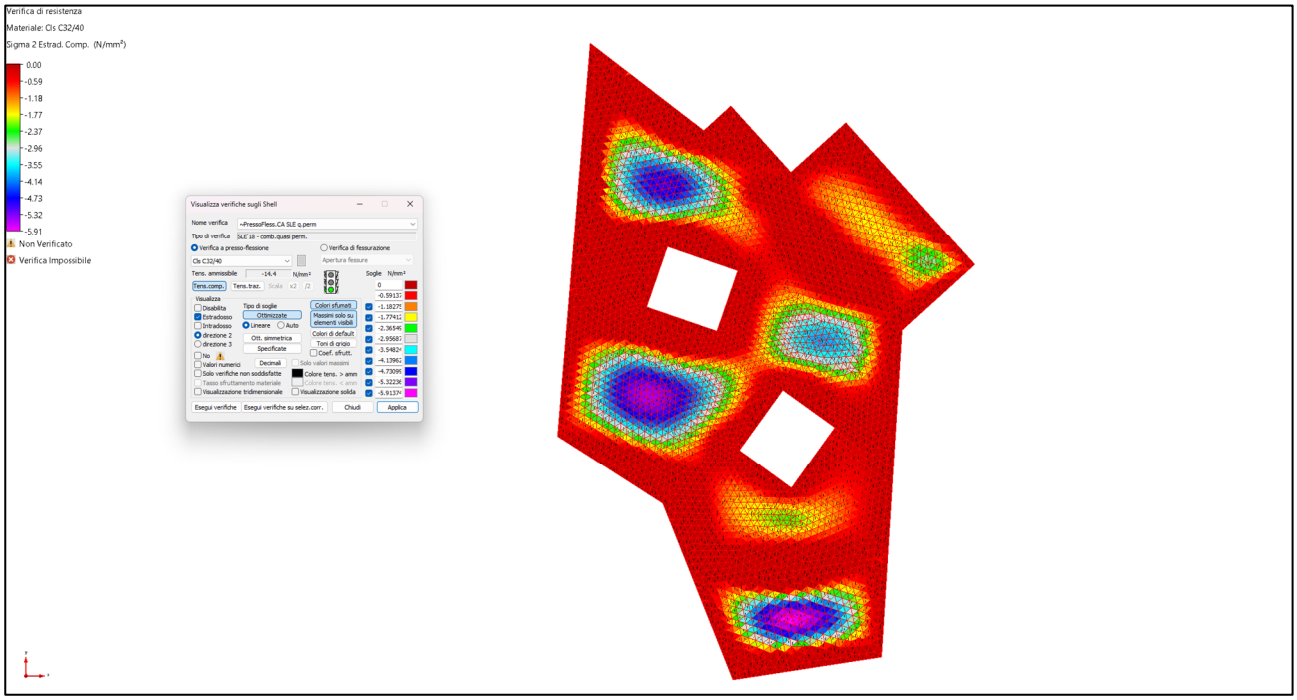


Fig. 14-56 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 2

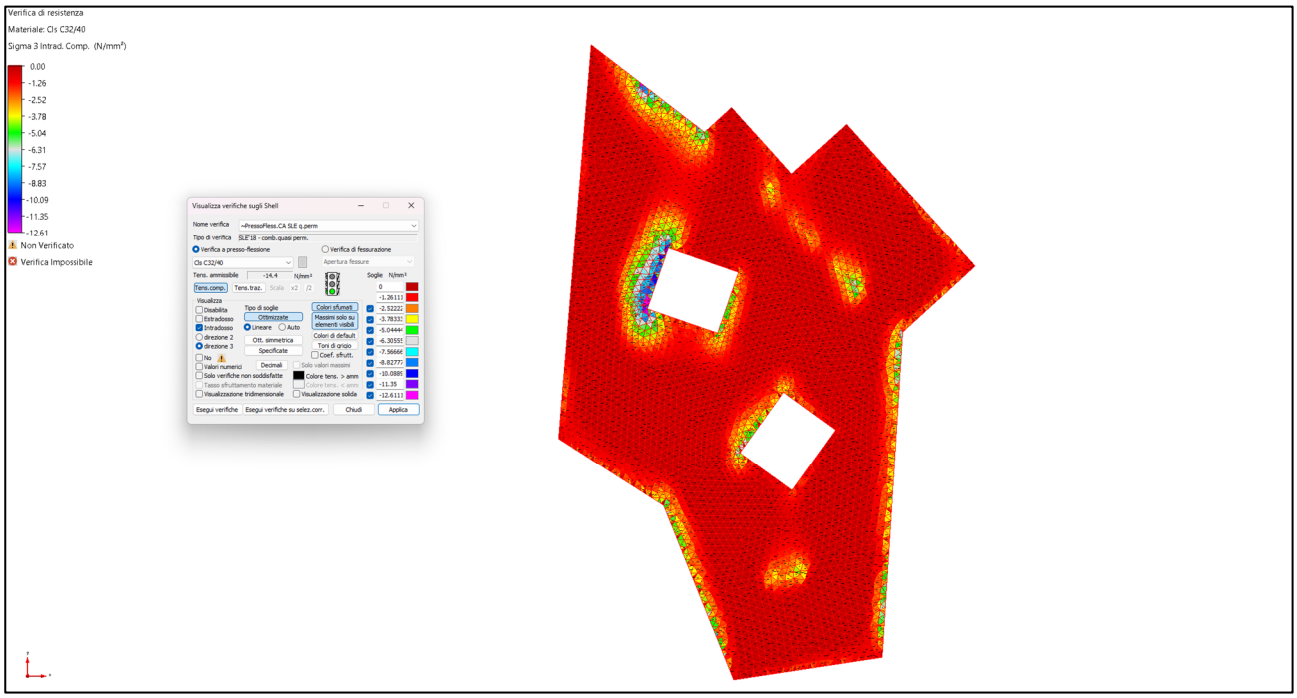


Fig. 14-57 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 3

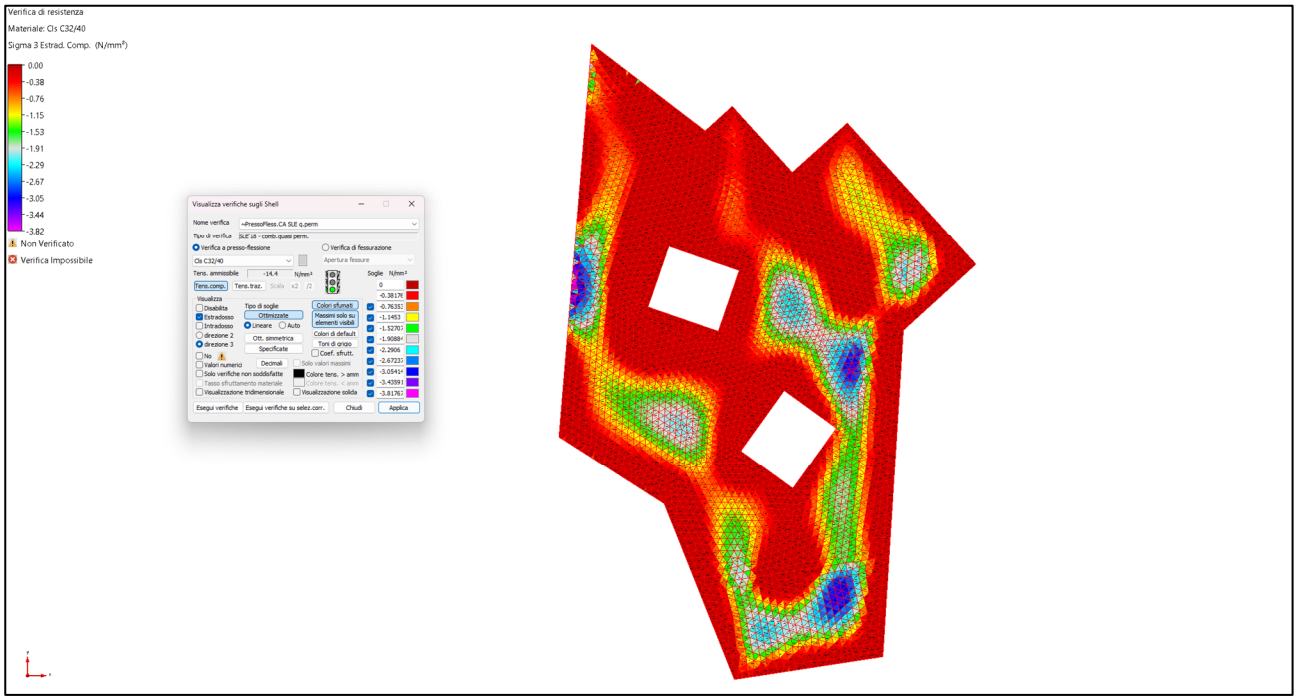


Fig. 14-58 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 3

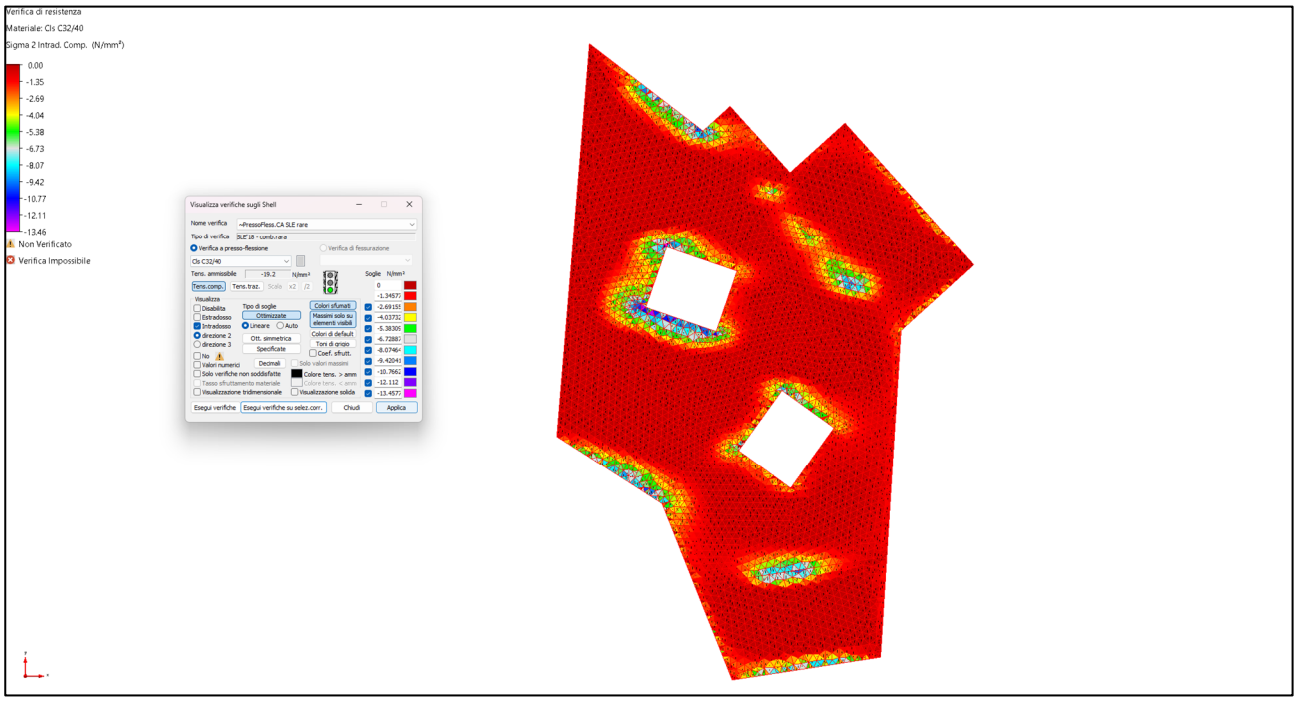


Fig. 14-59 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

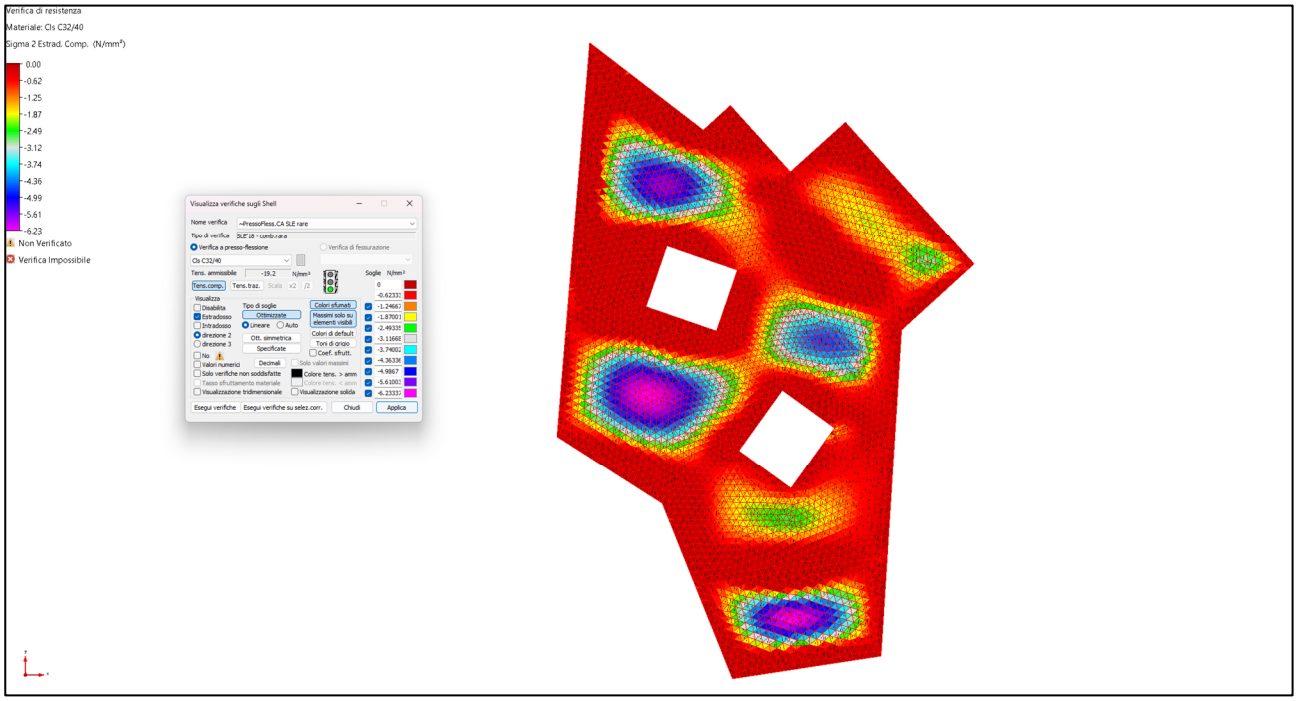


Fig. 14-60 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

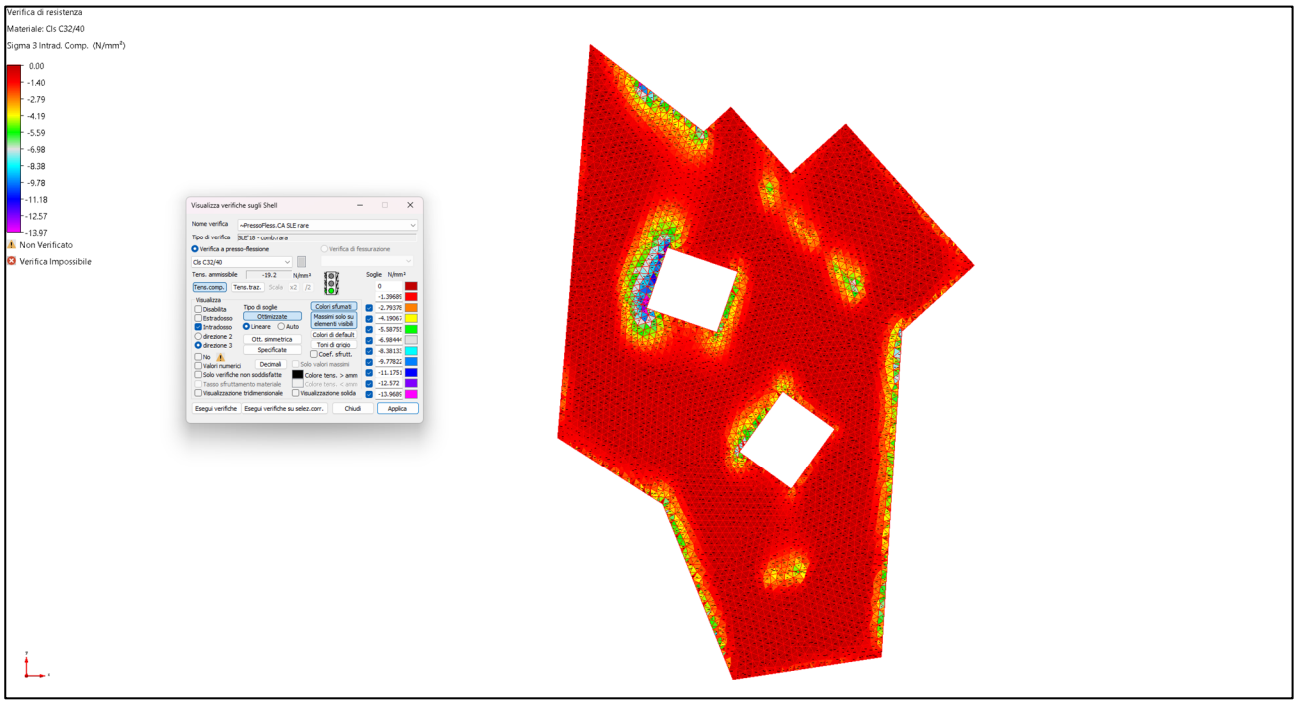


Fig. 14-61 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

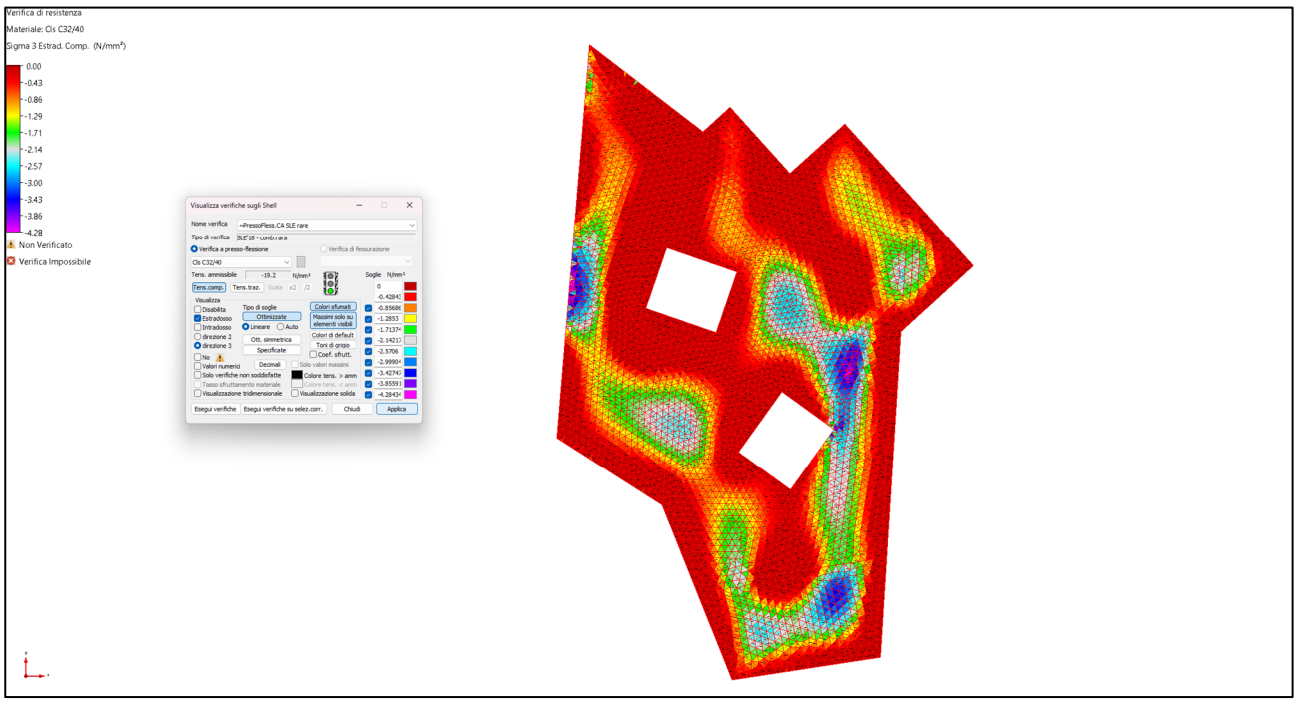


Fig. 14-62 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

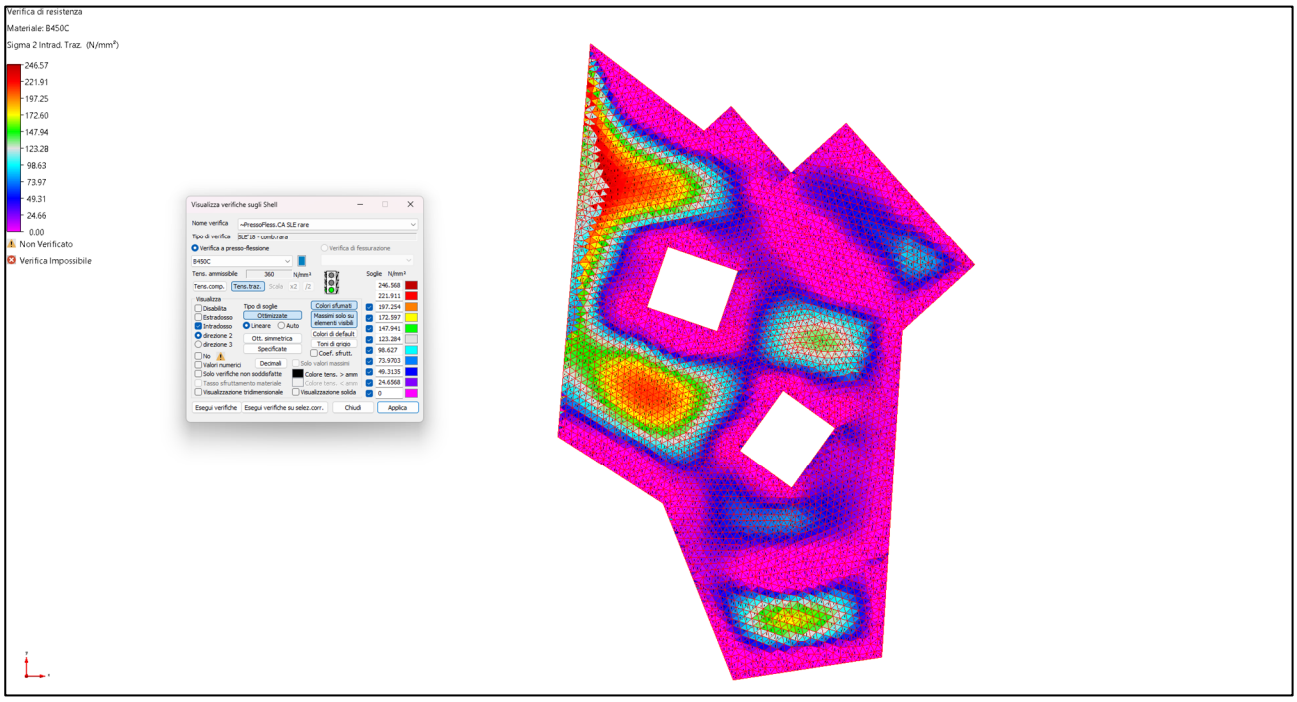


Fig. 14-63 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

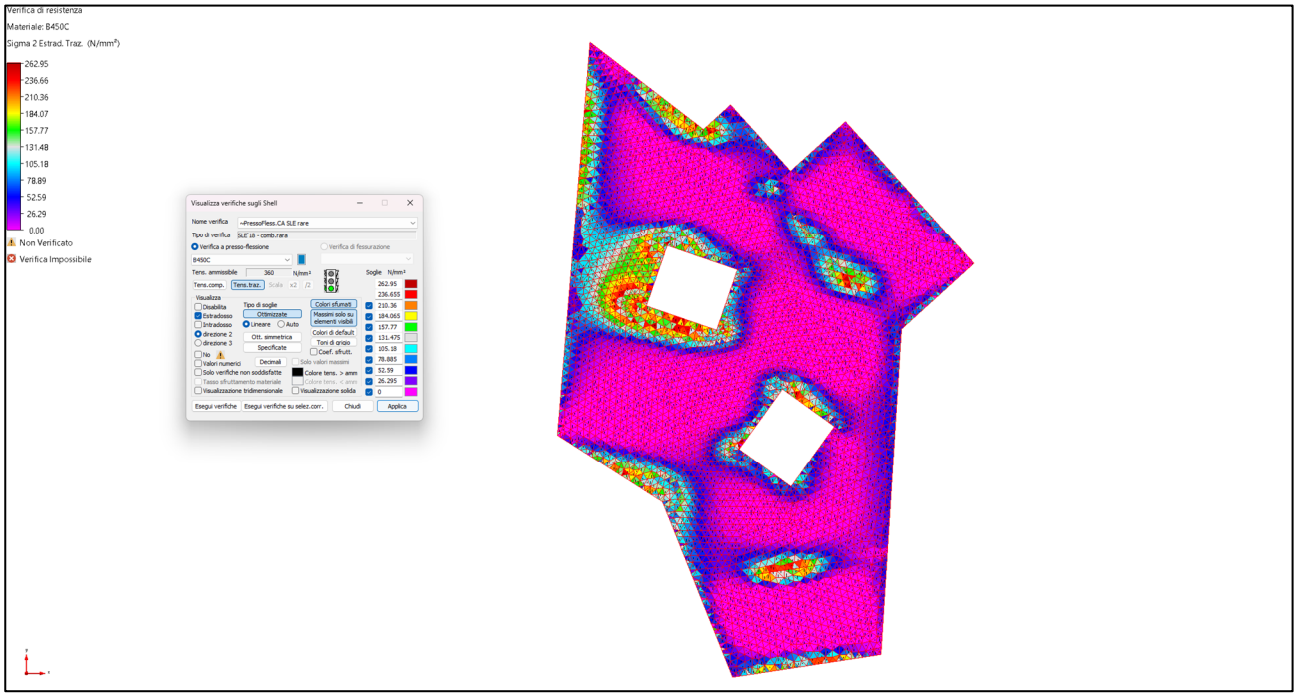


Fig. 14-64 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

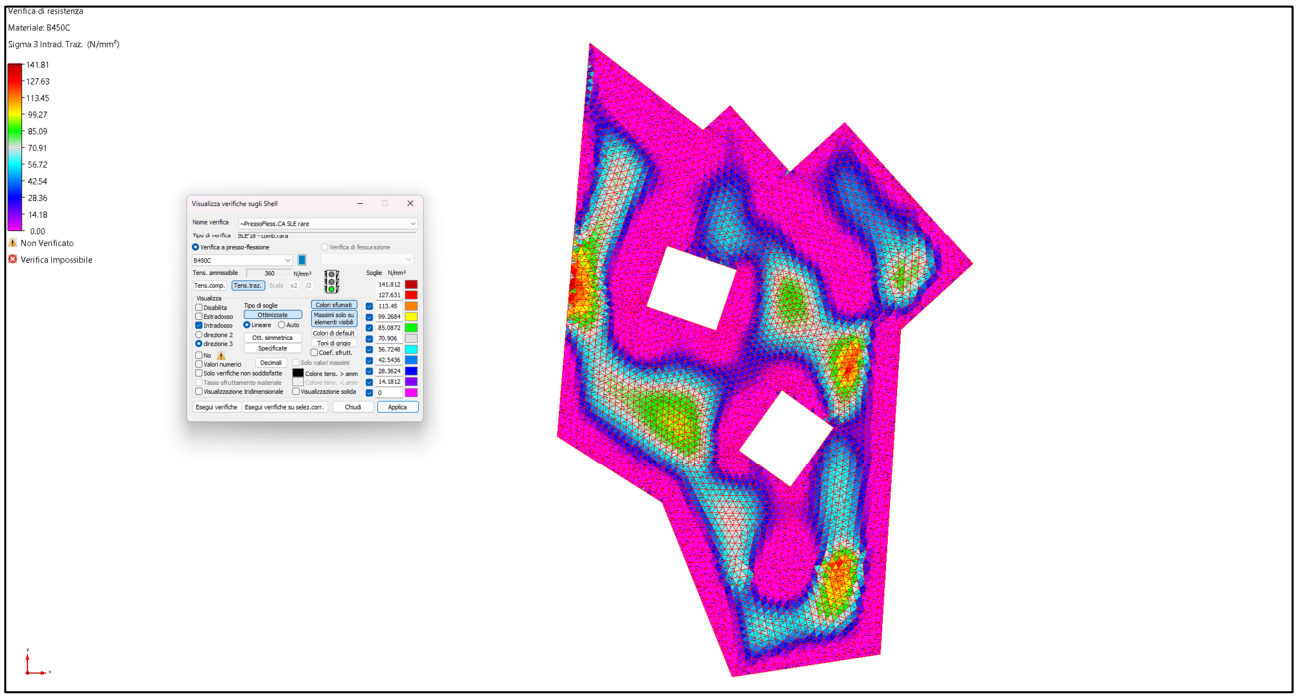


Fig. 14-65 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

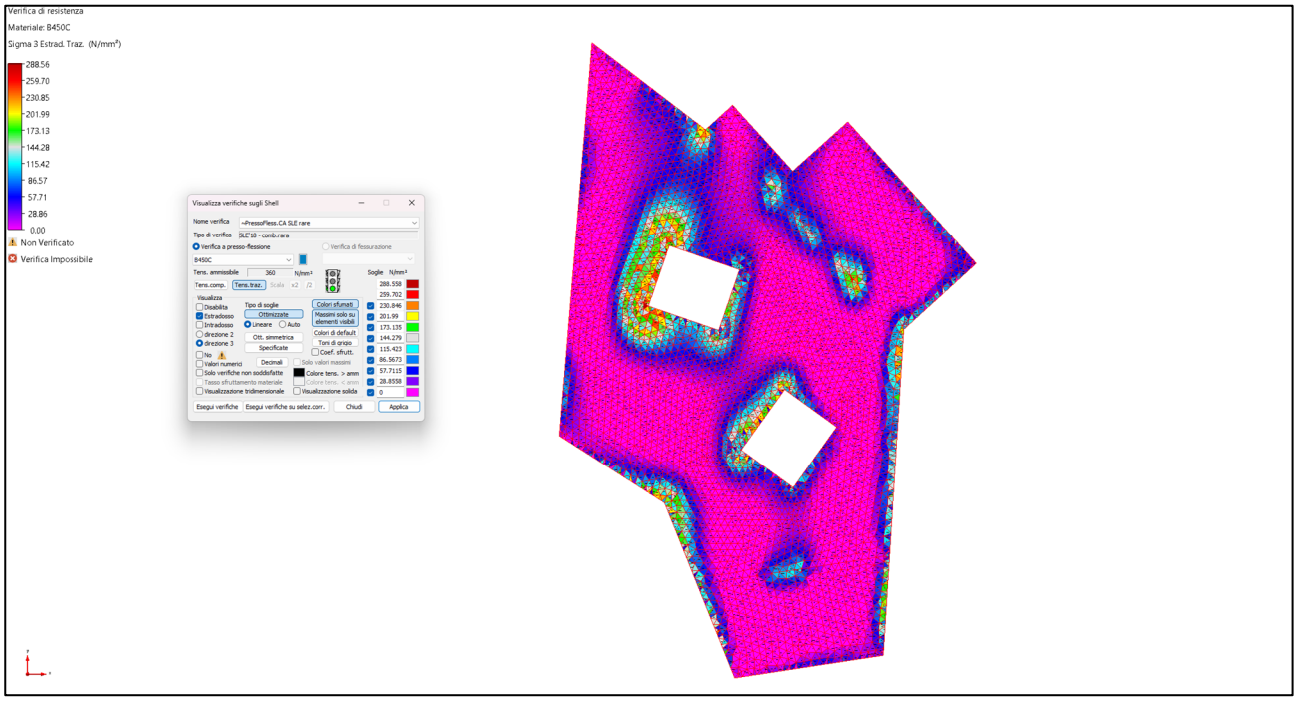


Fig. 14-66 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

14.4 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – SOLETTA TIPO C1

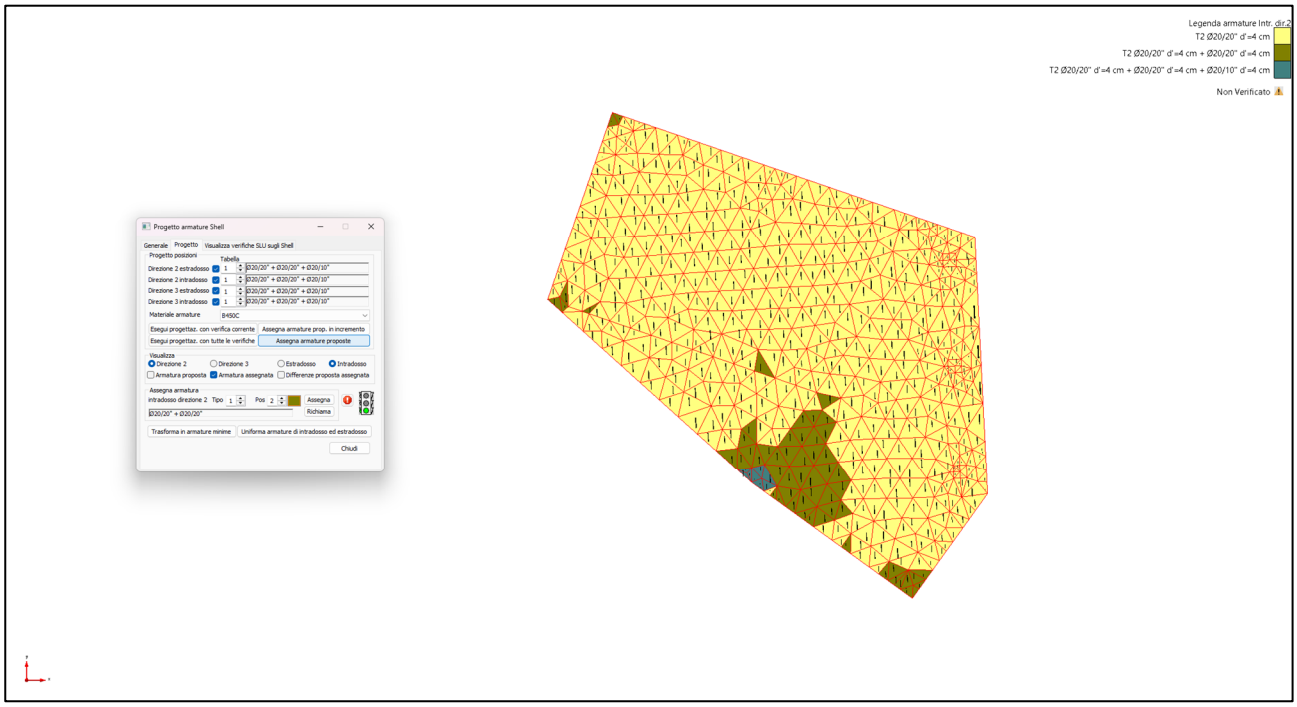


Fig. 14-67 – Armatura solette – Direzione 2 intradosso

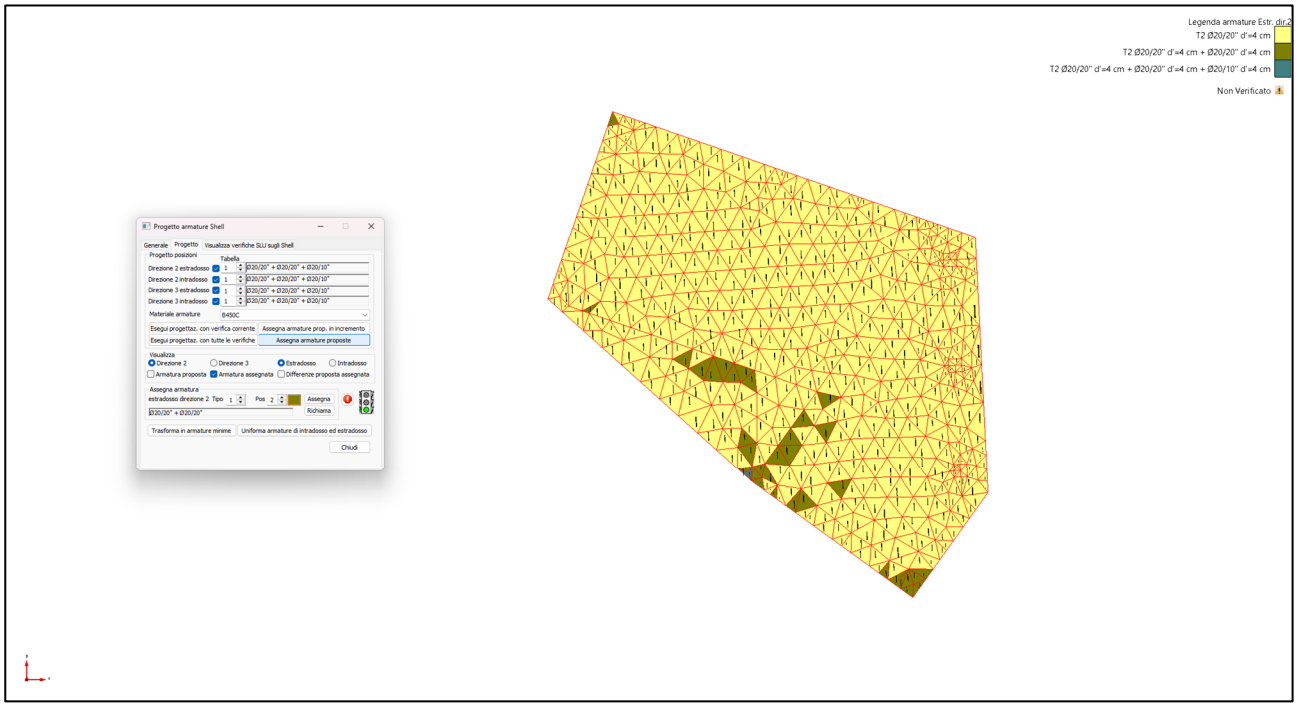


Fig. 14-68 – Armatura solette – Direzione 2 estradosso

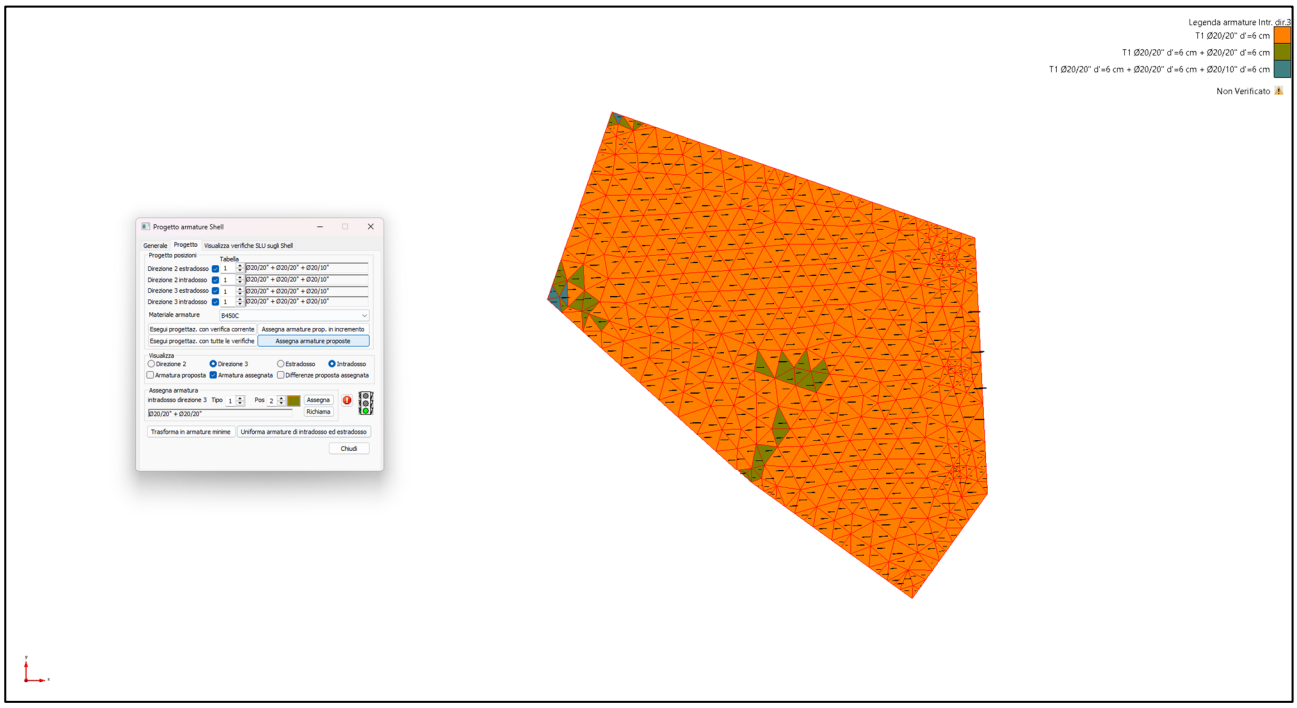


Fig. 14-69 – Armatura solette – Direzione 3 intradosso

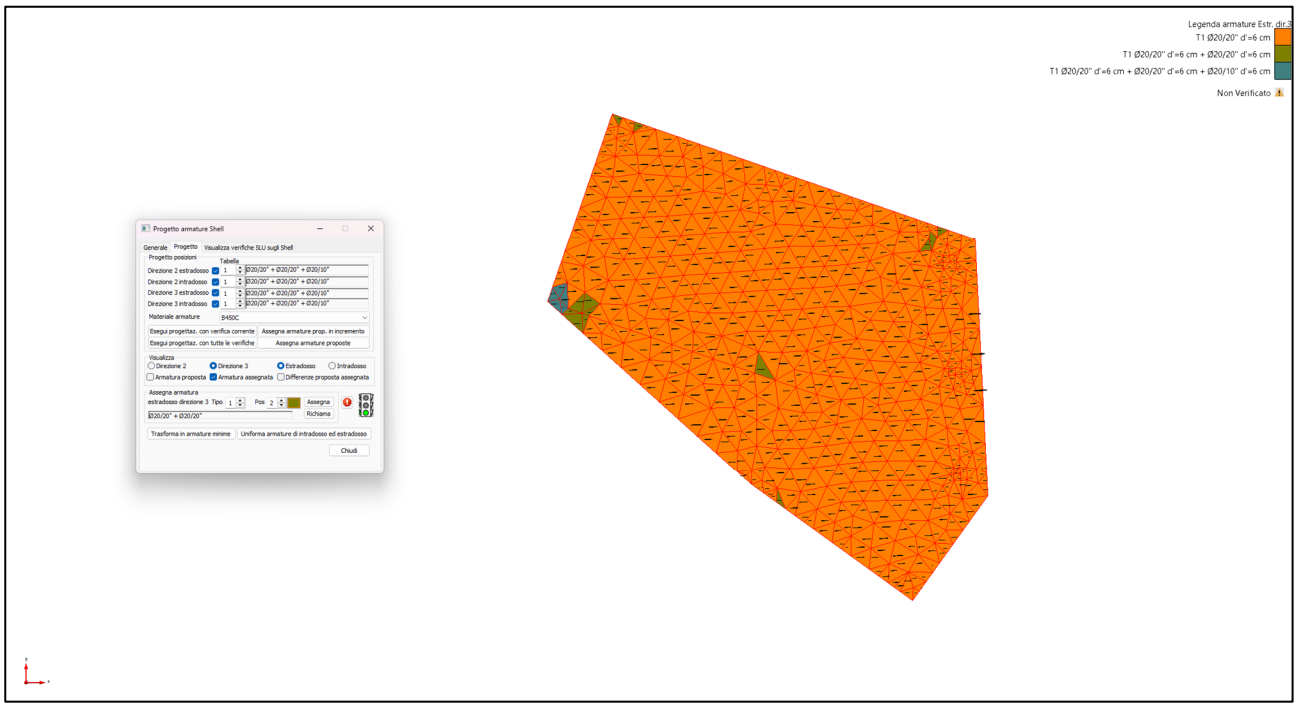


Fig. 14-70 – Armatura solette – Direzione 3 estradosso

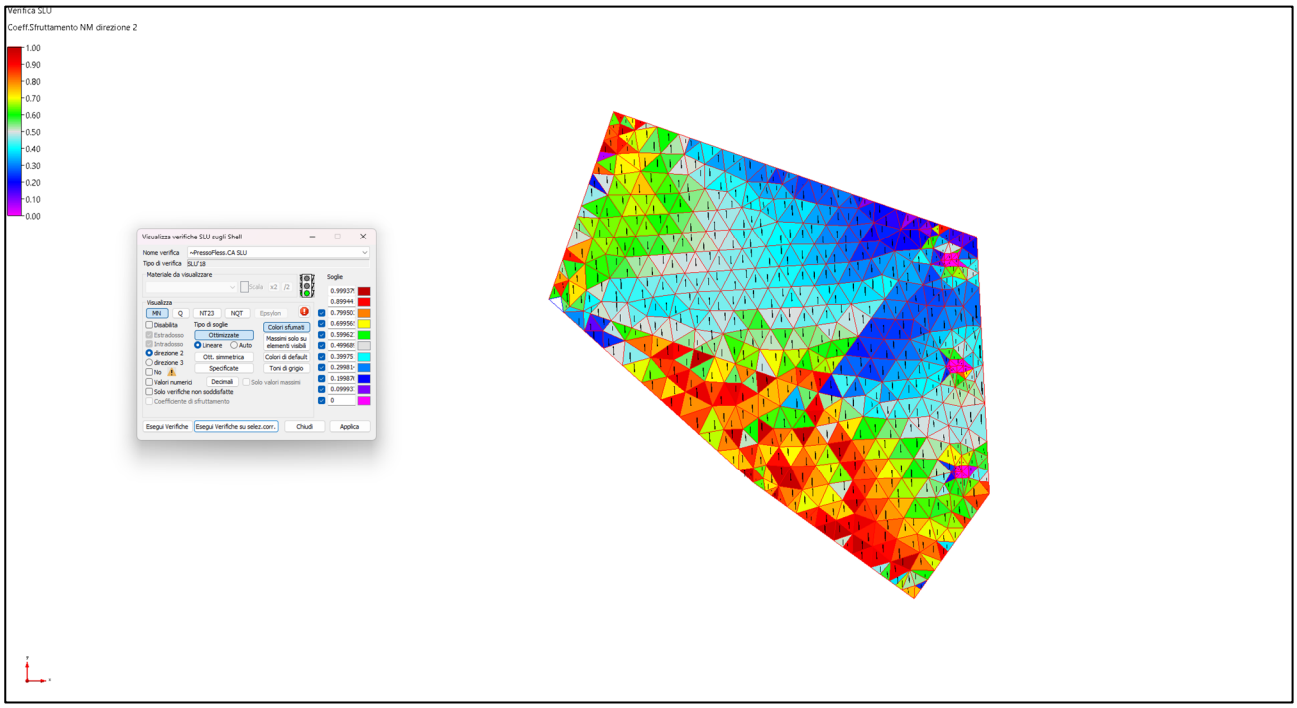


Fig. 14-71 – Verifica SLU solette – Coefficiente NM – Direzione 2

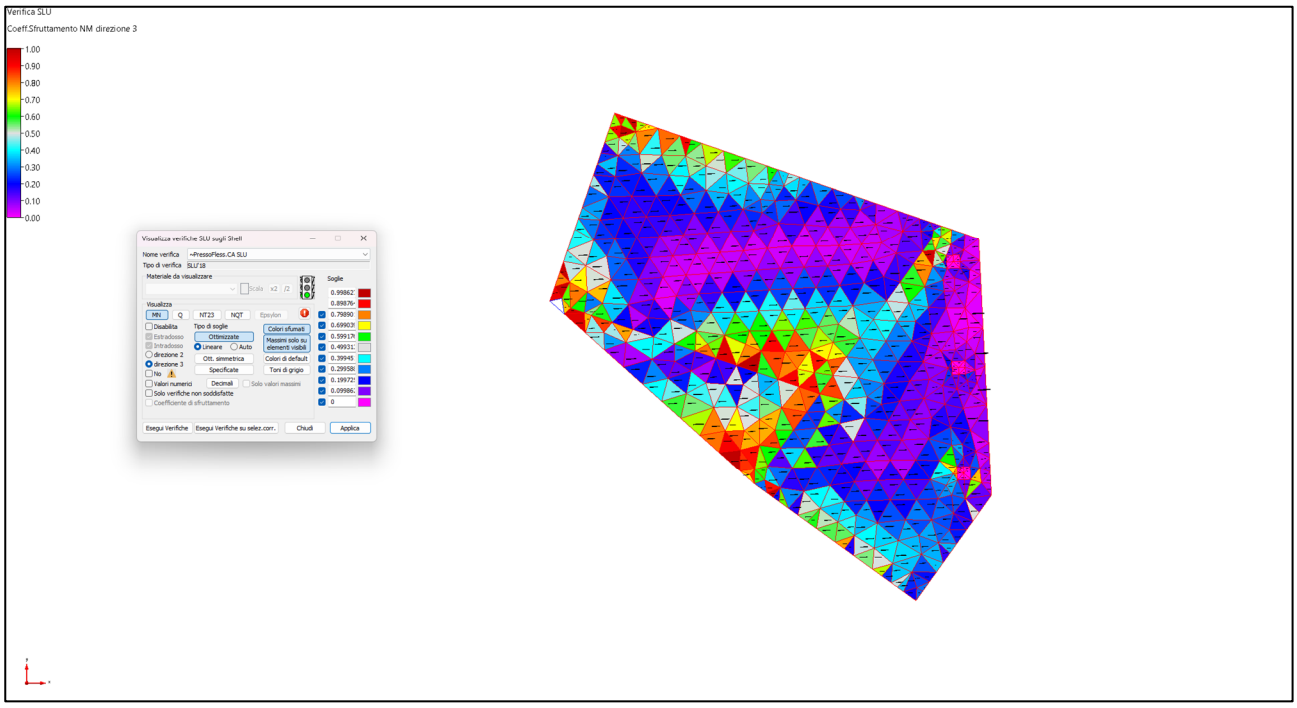


Fig. 14-72 – Verifica SLU solette – Coefficiente NM – Direzione 3

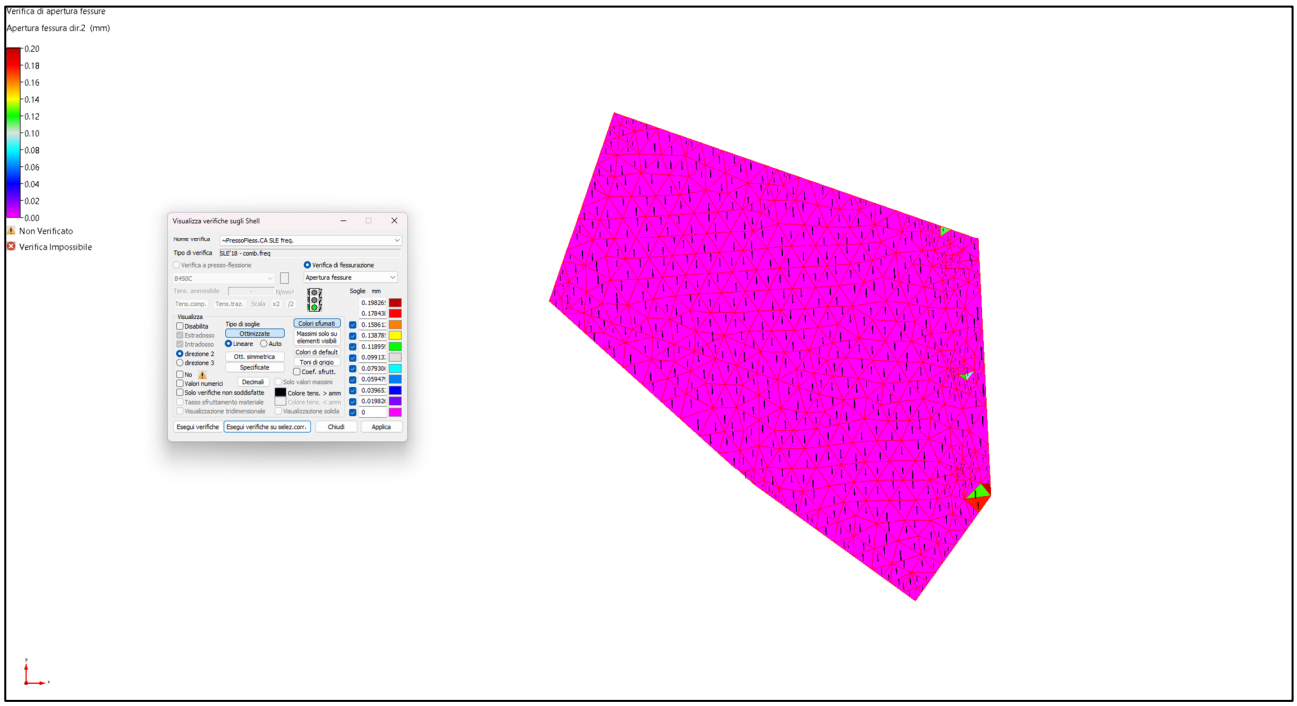


Fig. 14-73 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 2

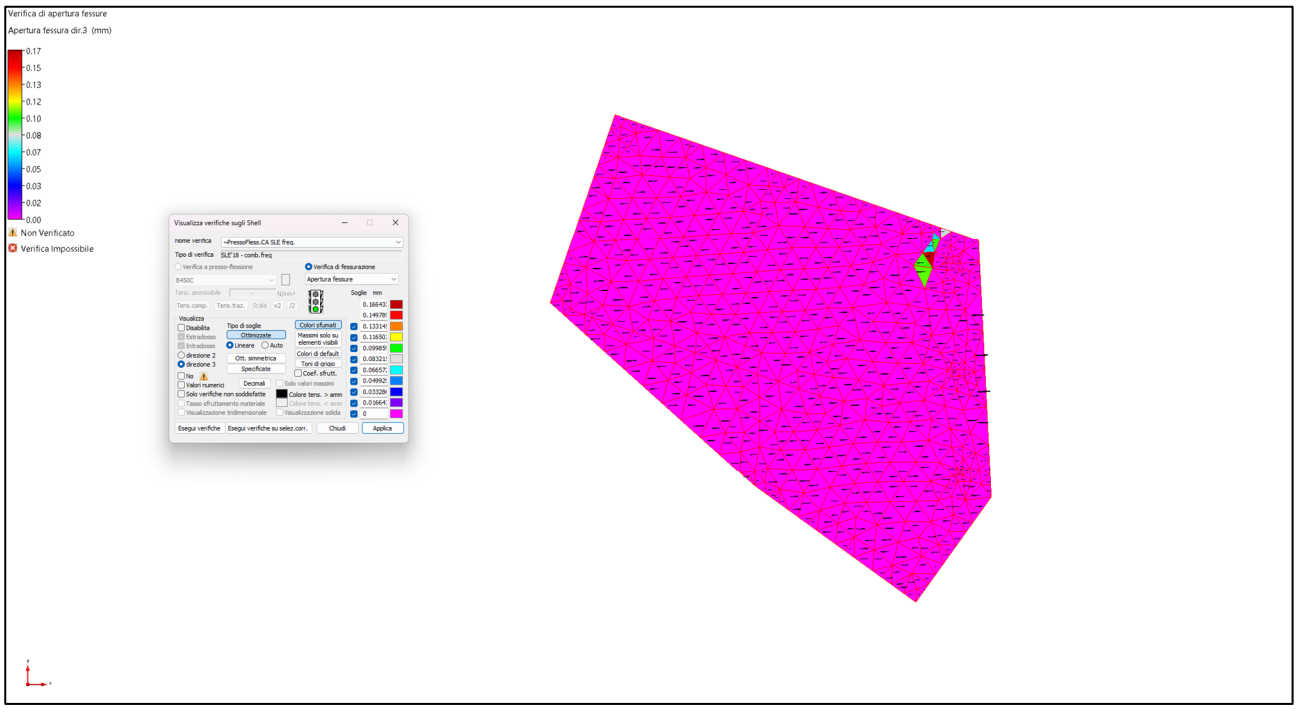


Fig. 14-74 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 3

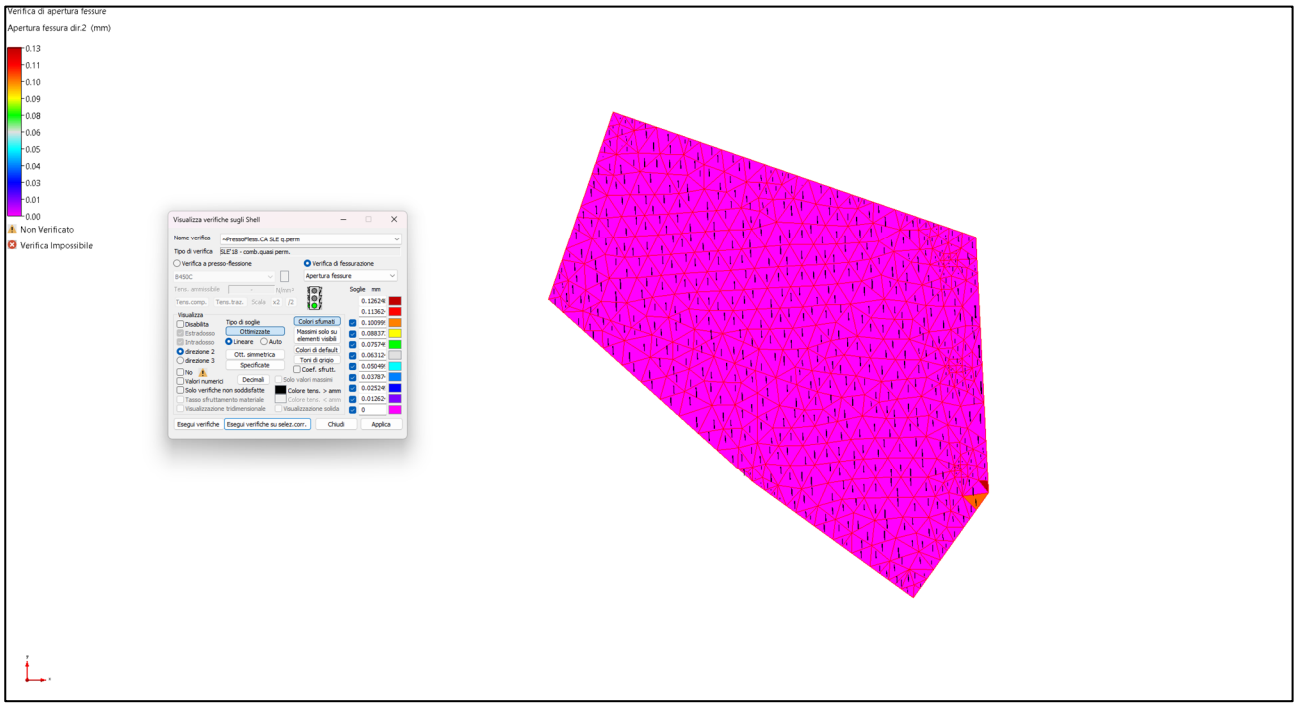


Fig. 14-75 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 2

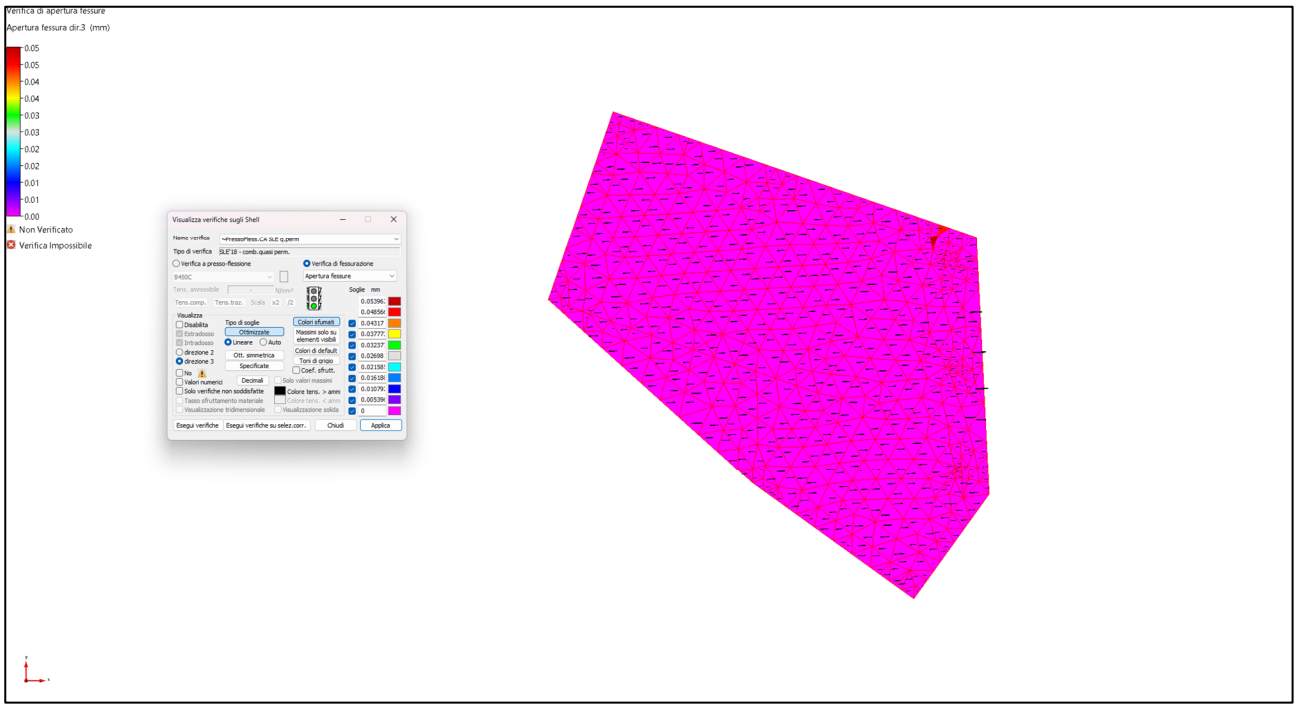


Fig. 14-76 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 3

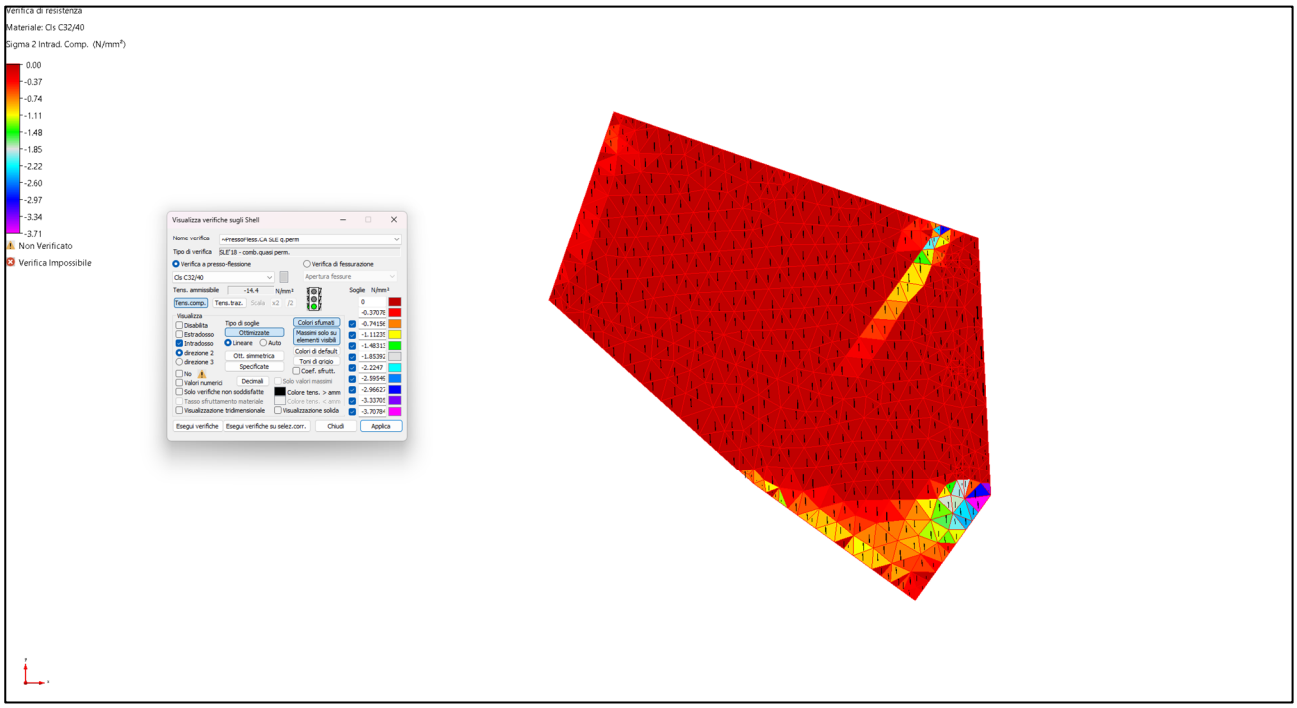


Fig. 14-77 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 2

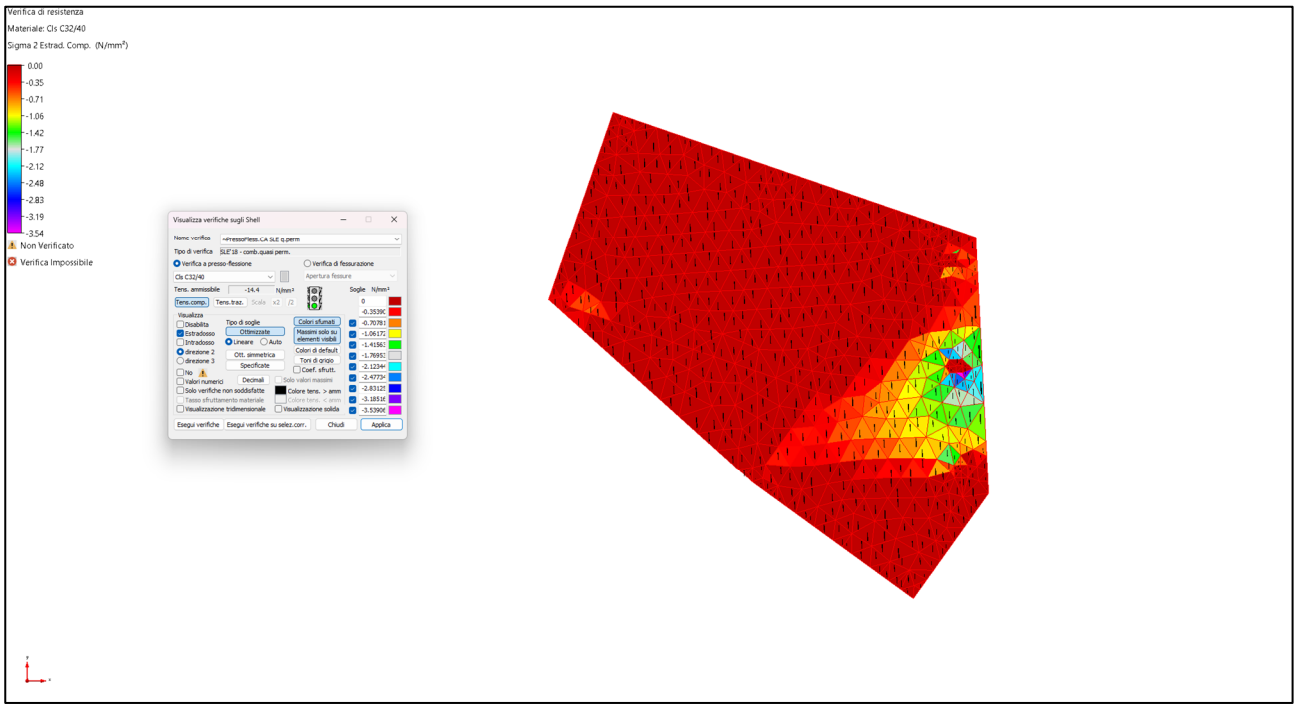


Fig. 14-78 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 2

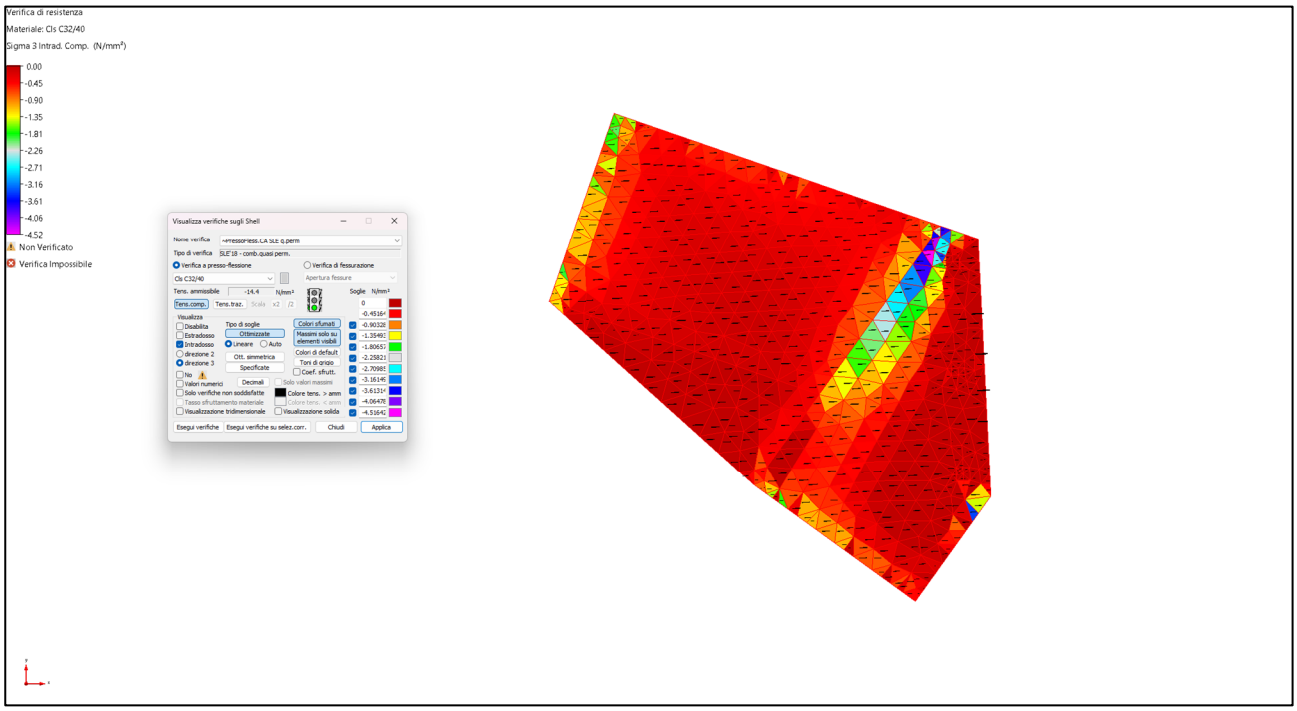


Fig. 14-79 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 3

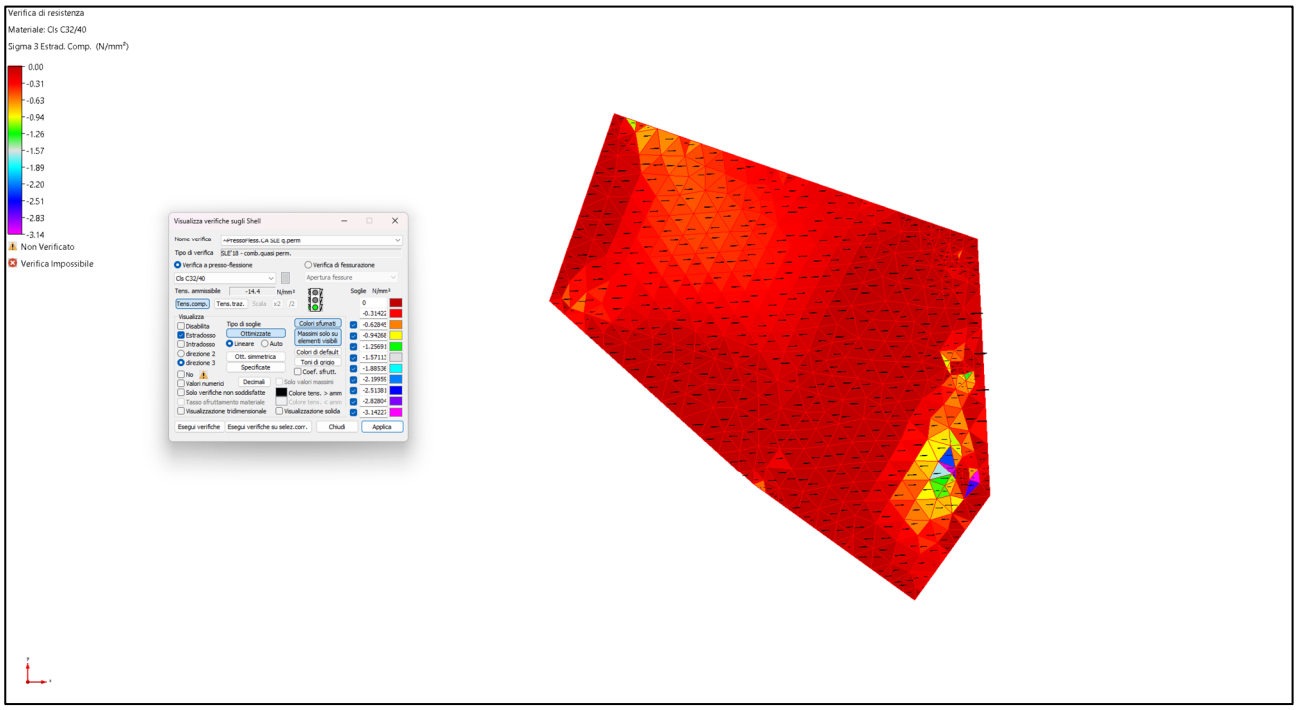


Fig. 14-80 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 3

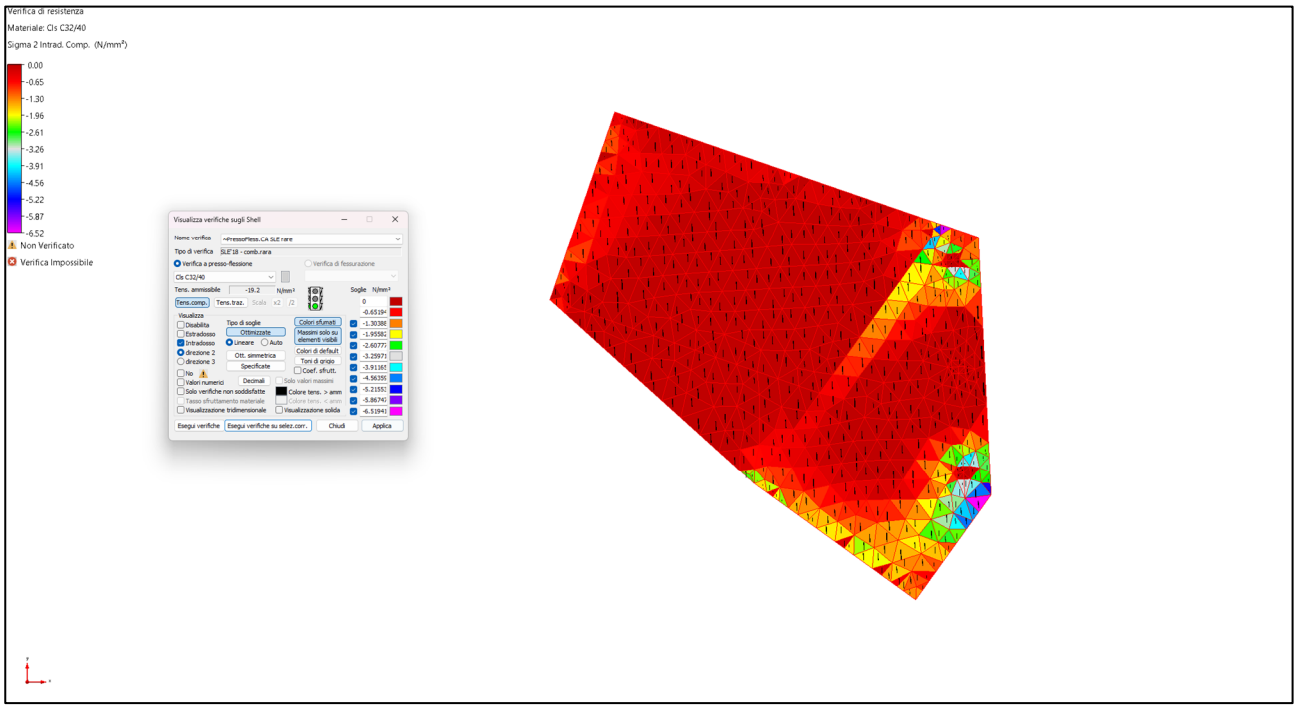


Fig. 14-81 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

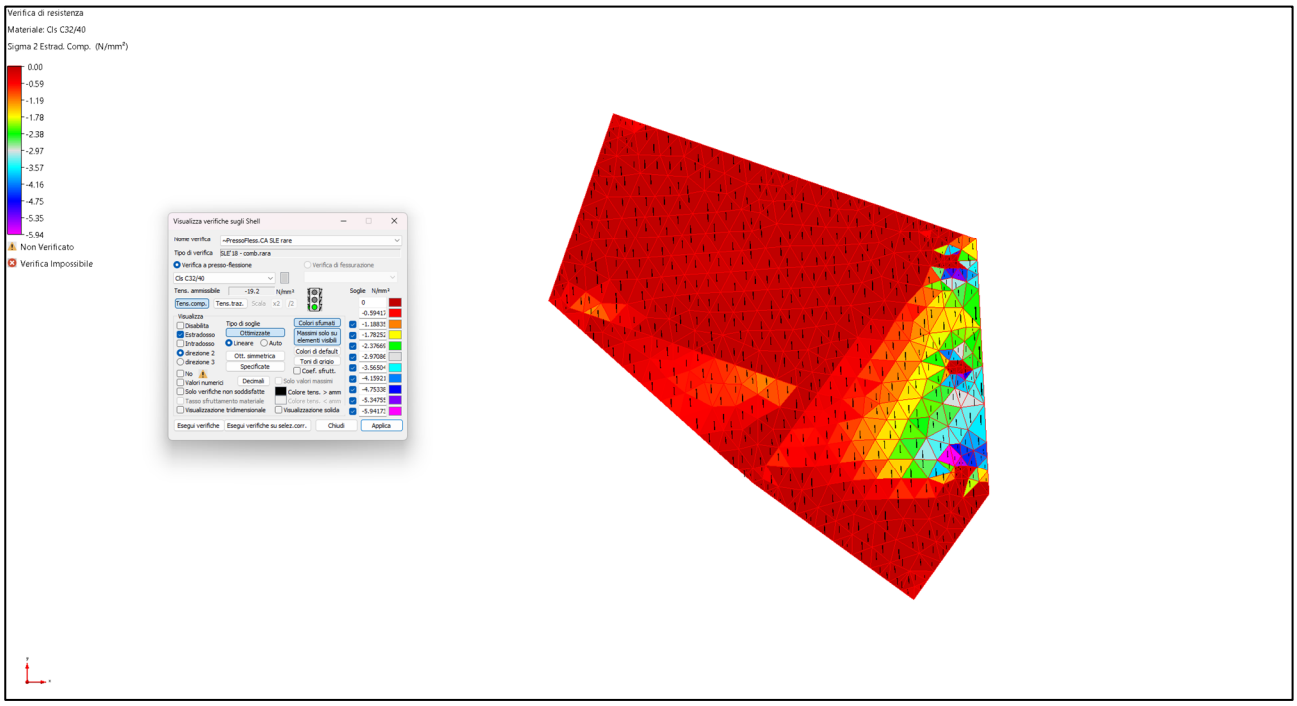


Fig. 14-82 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

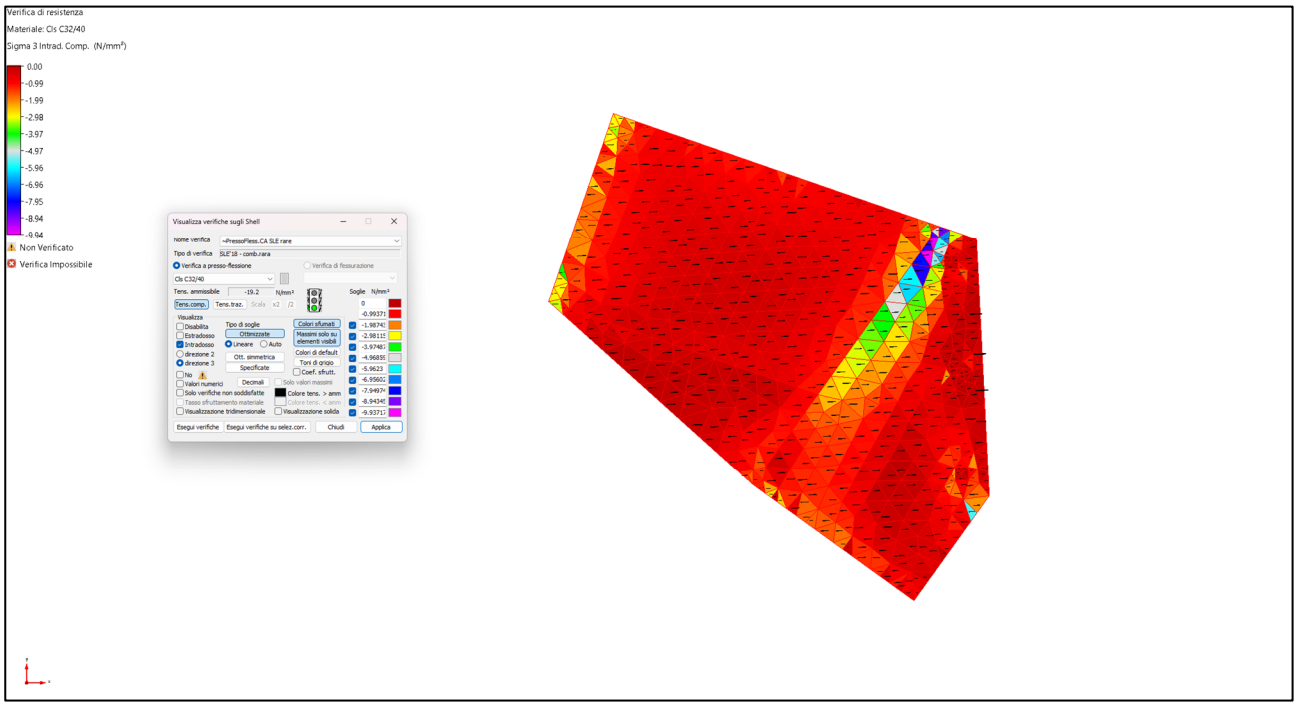


Fig. 14-83 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

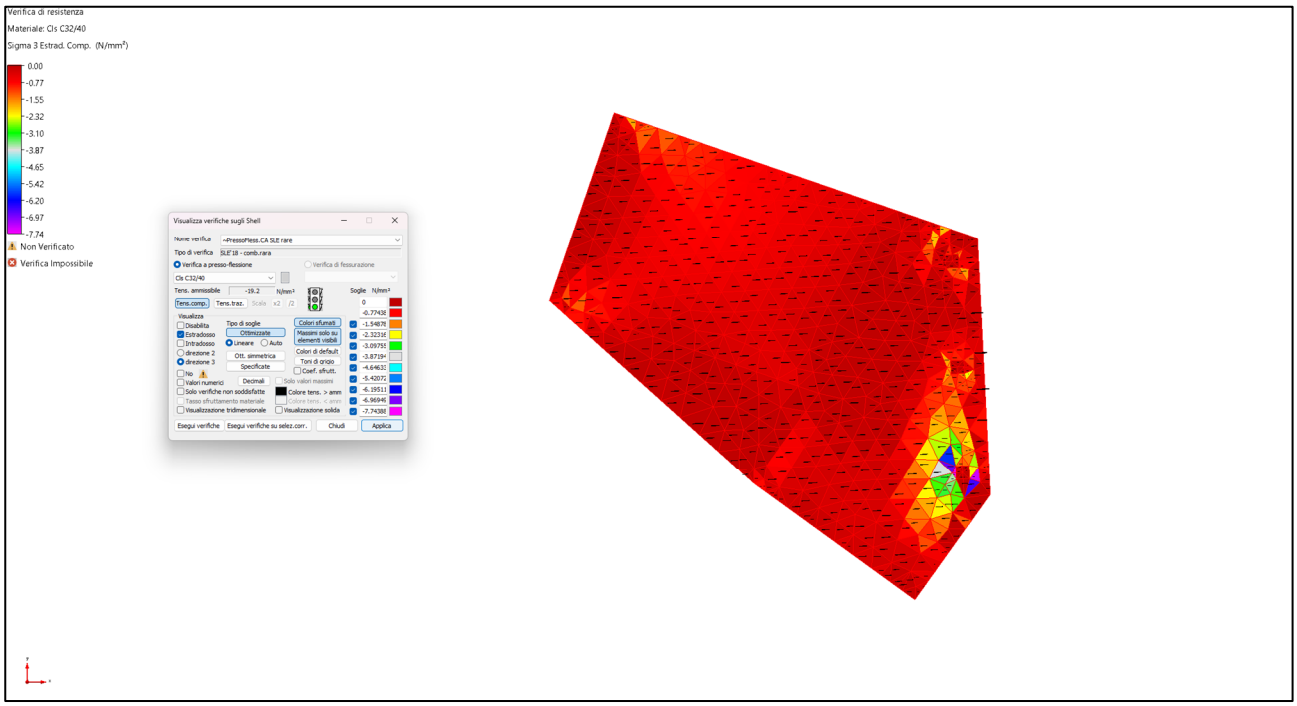


Fig. 14-84 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

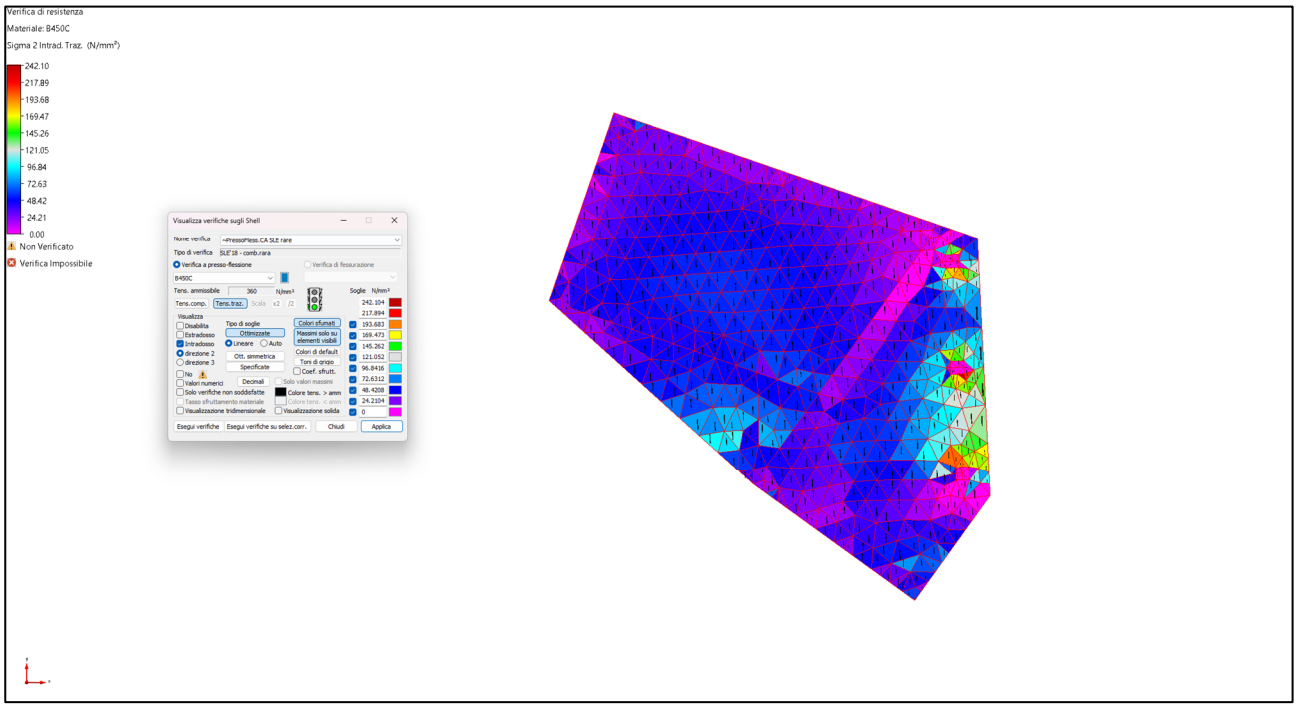


Fig. 14-85 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

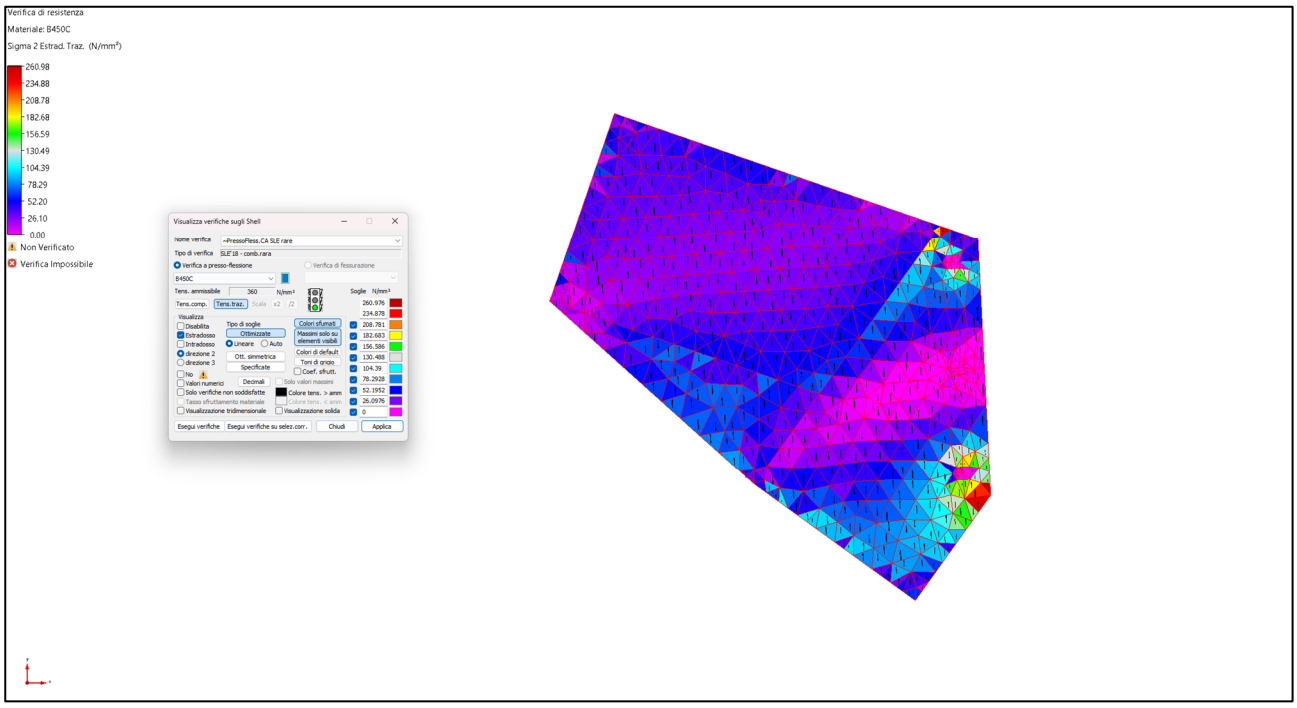


Fig. 14-86 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

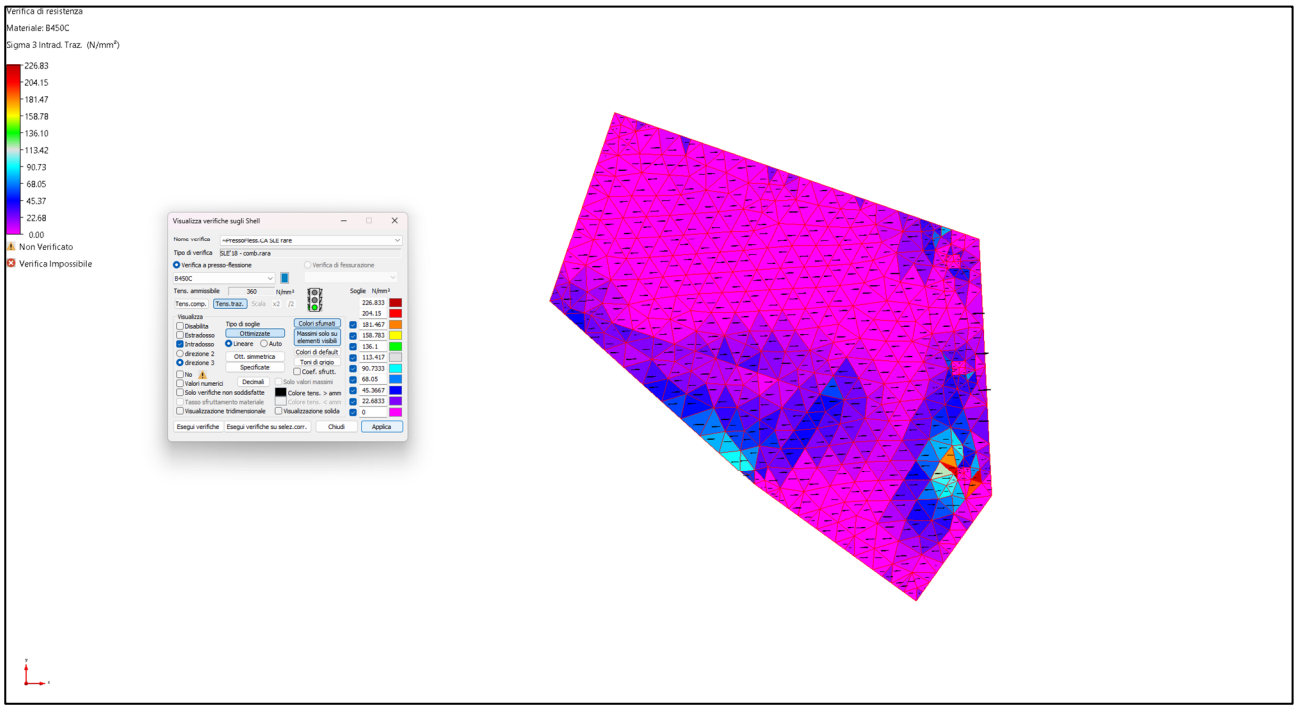


Fig. 14-87 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

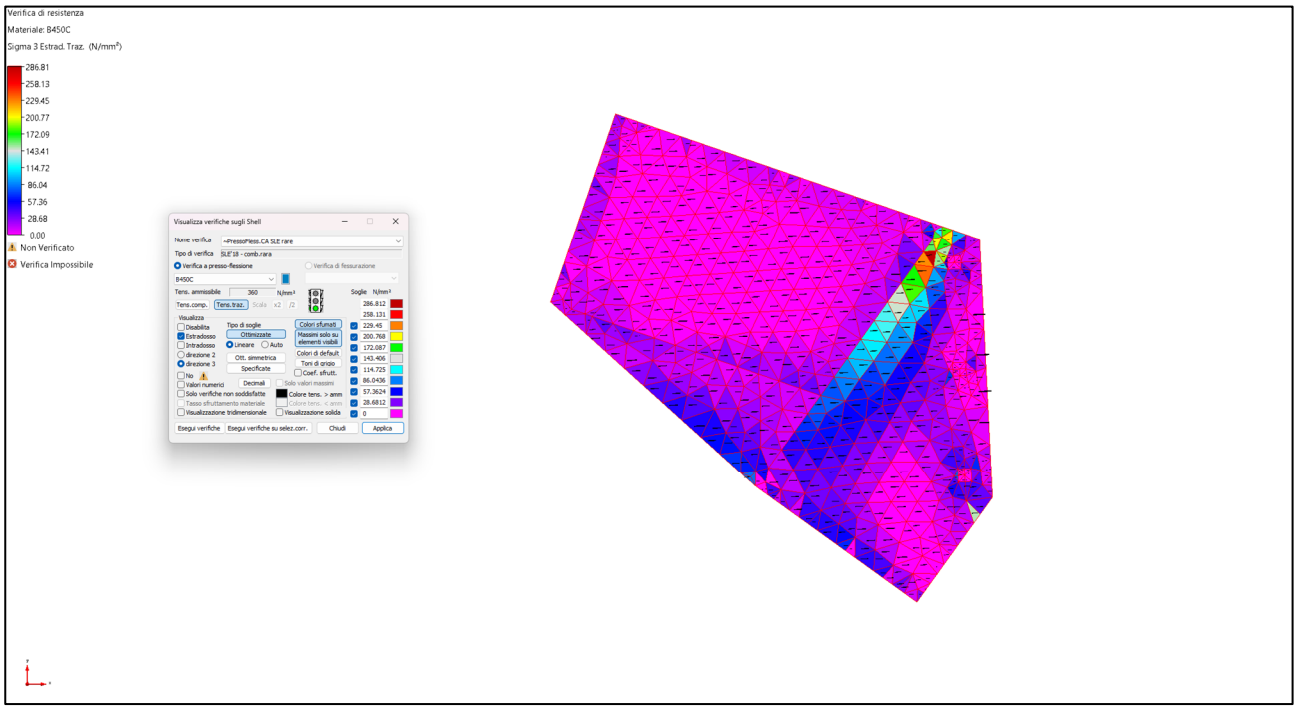


Fig. 14-88 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

14.5 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – SOLETTA TIPO C2

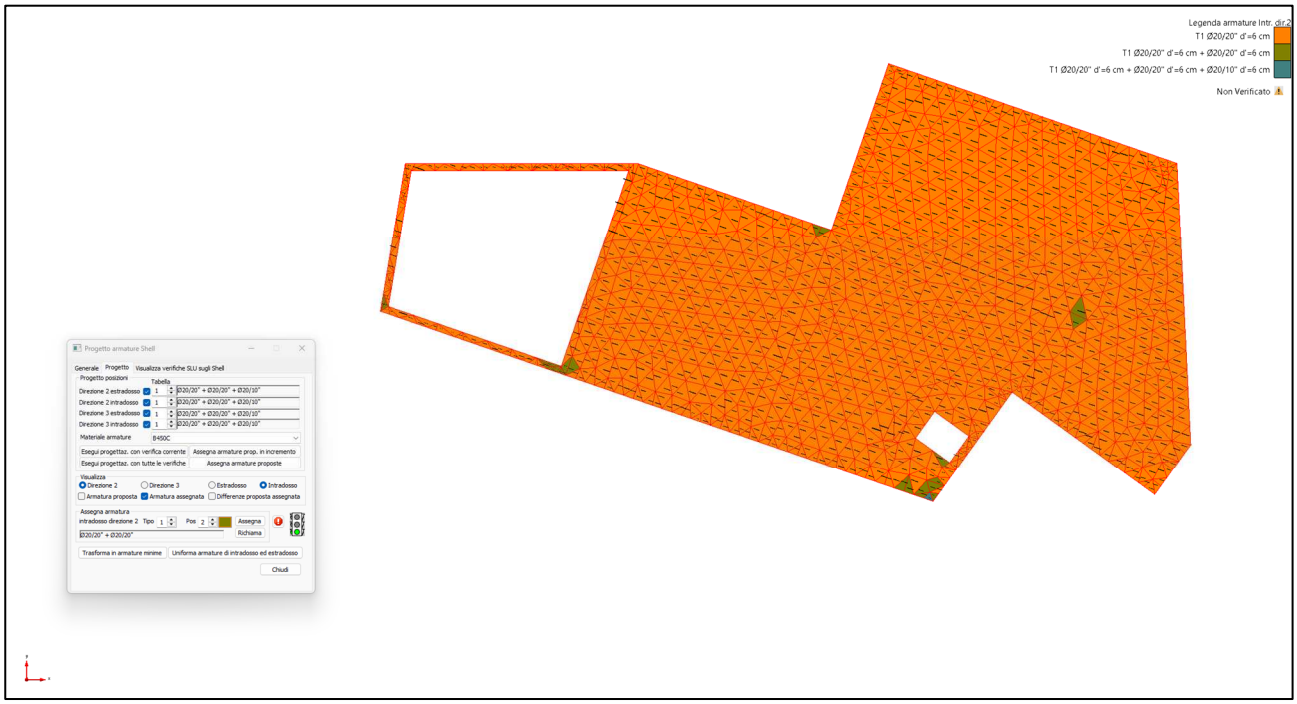


Fig. 14-89 – Armatura solette – Direzione 2 intradosso

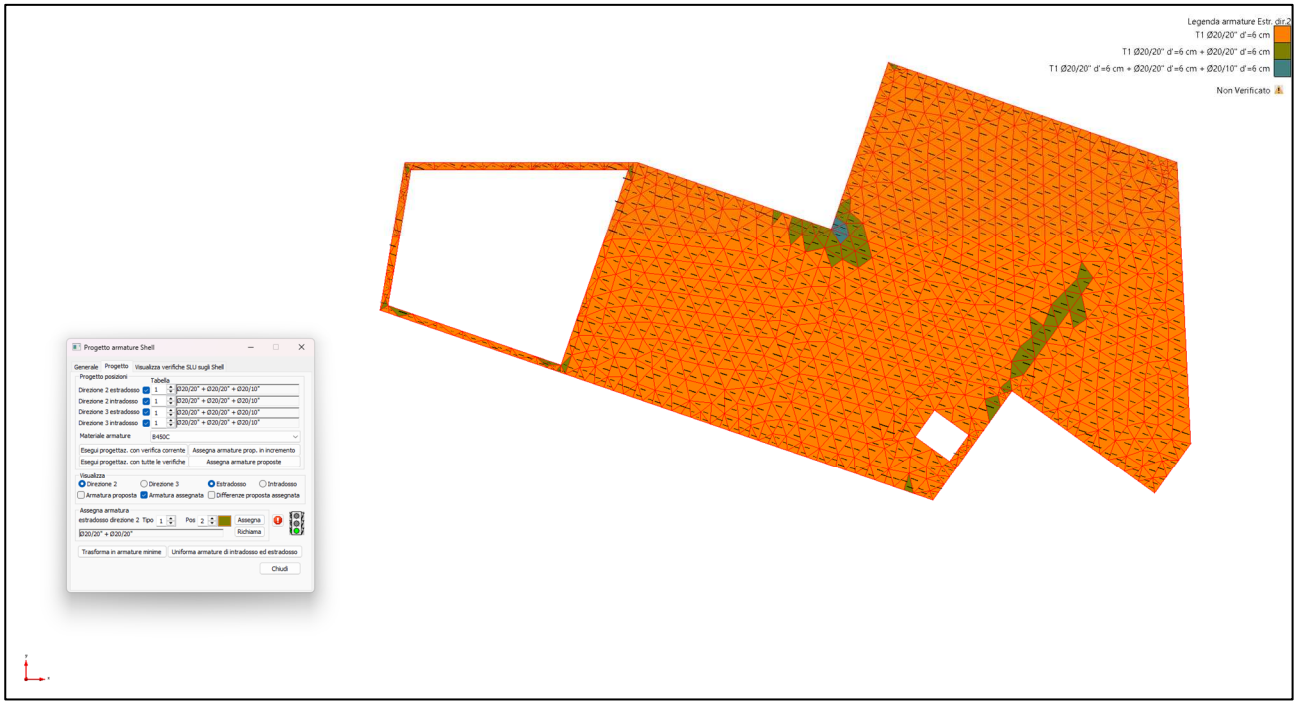


Fig. 14-90 – Armatura solette – Direzione 2 estradosso

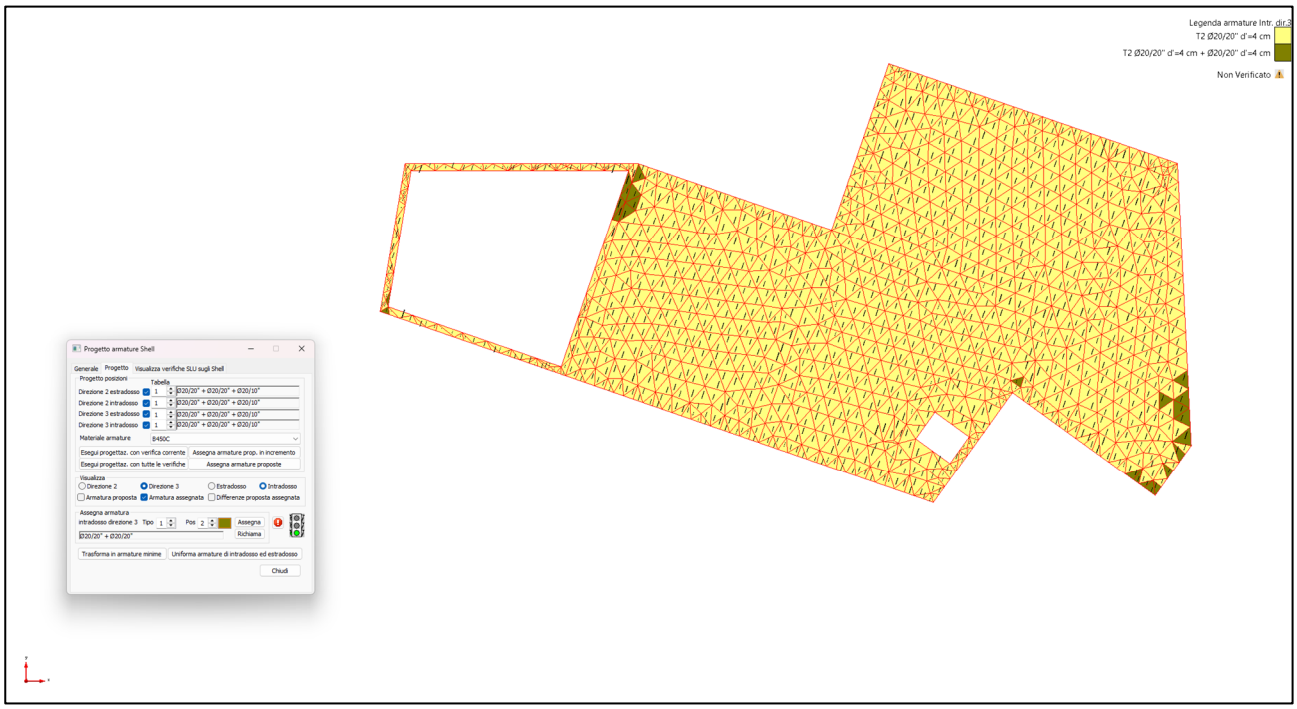


Fig. 14-91 – Armatura solette – Direzione 3 intradosso

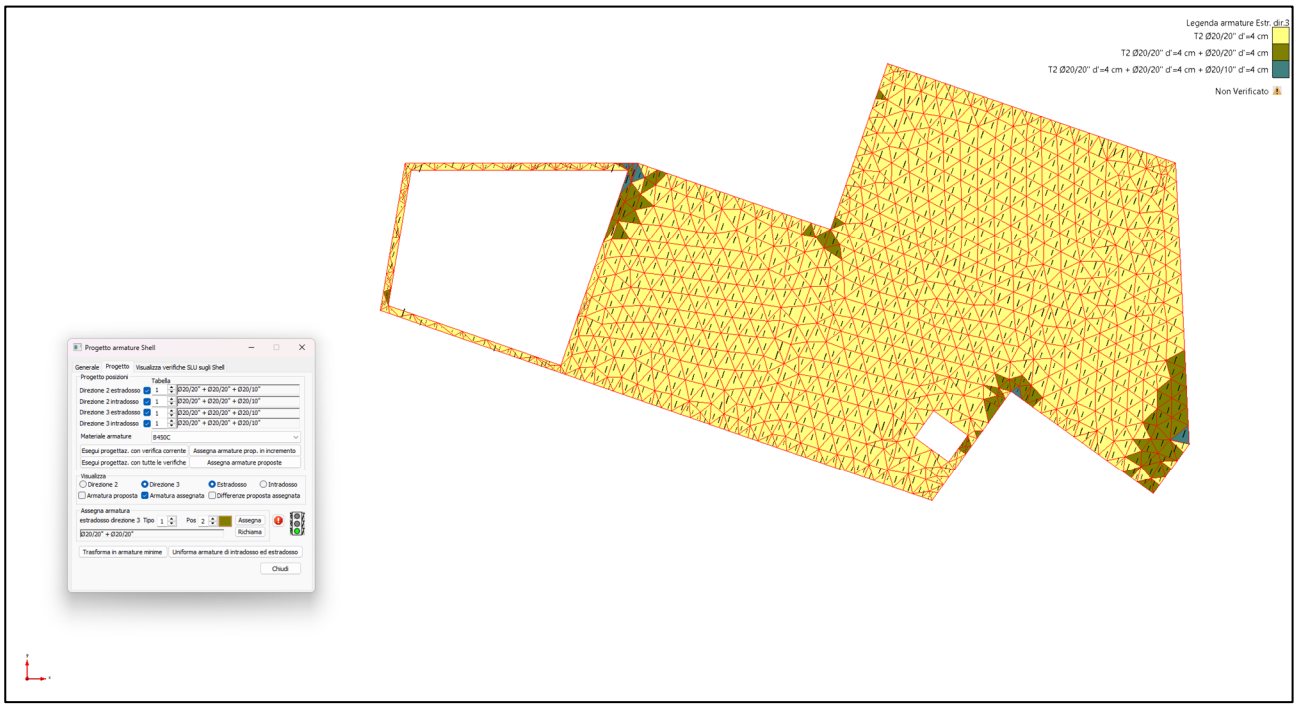


Fig. 14-92 – Armatura solette – Direzione 3 estradosso

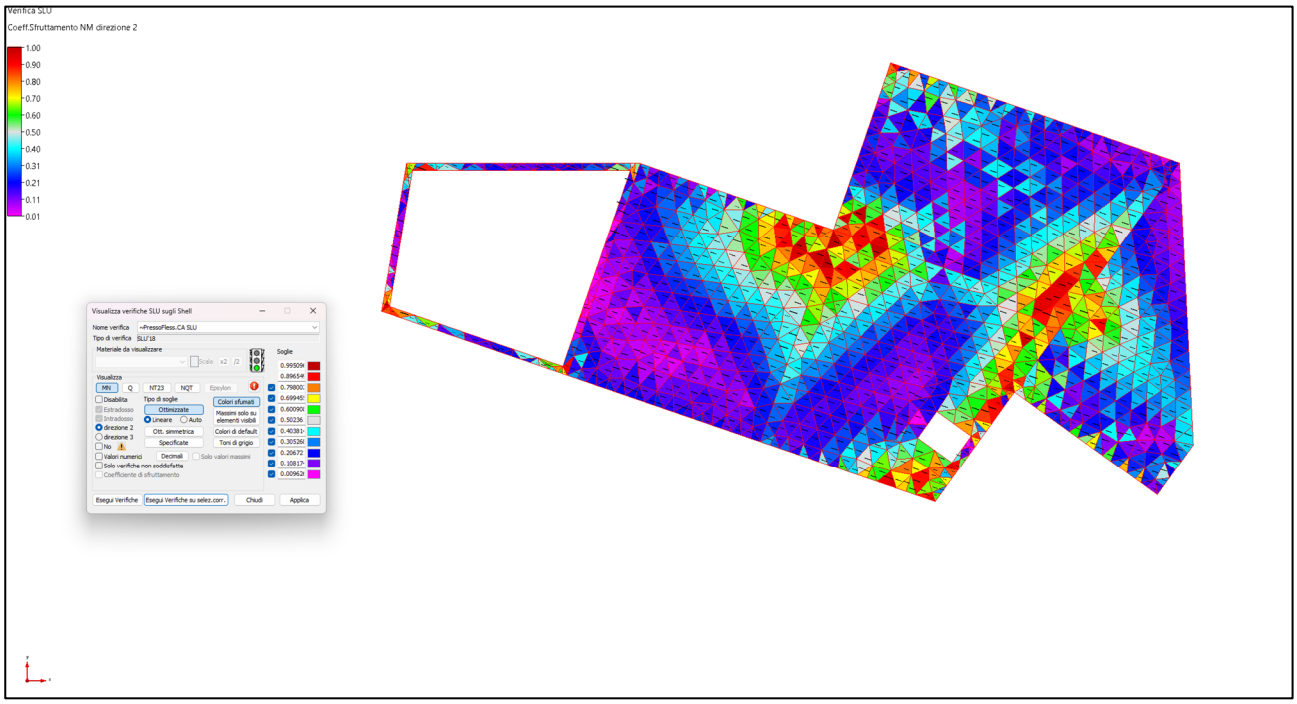


Fig. 14-93 – Verifica SLU solette – Coefficiente NM – Direzione 2

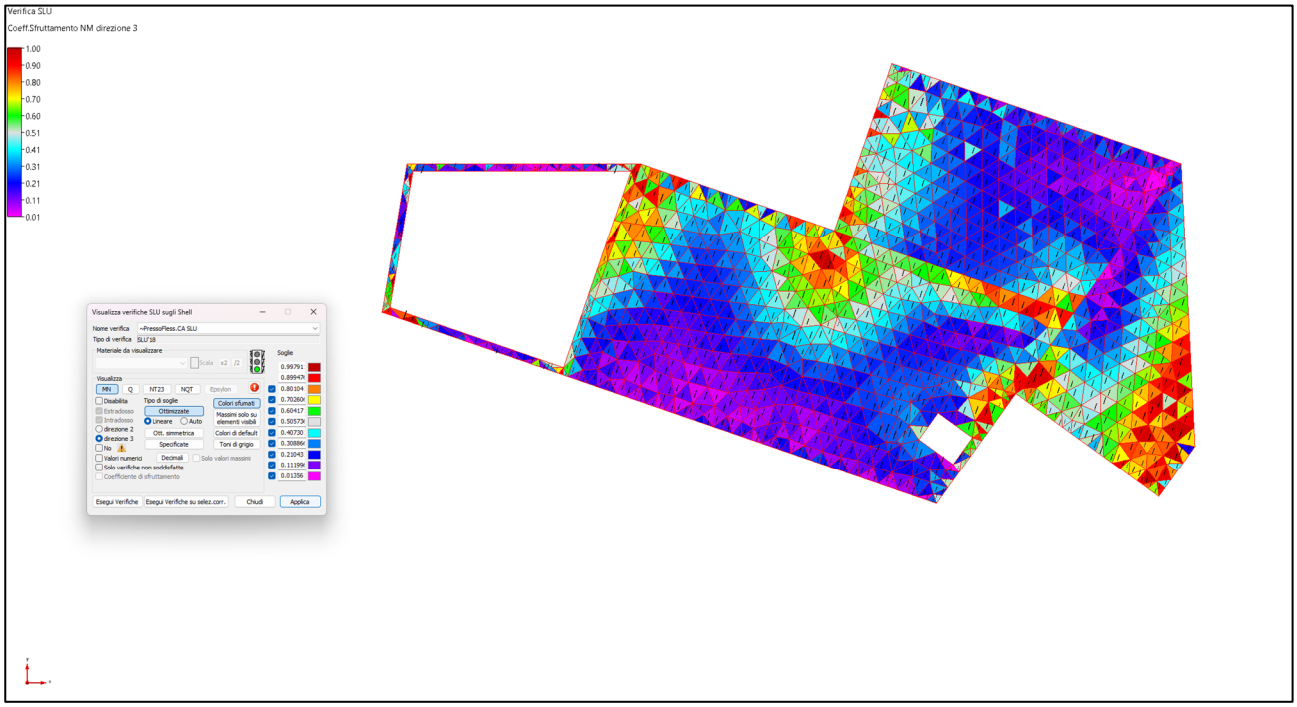


Fig. 14-94 – Verifica SLU solette – Coefficiente NM – Direzione 3

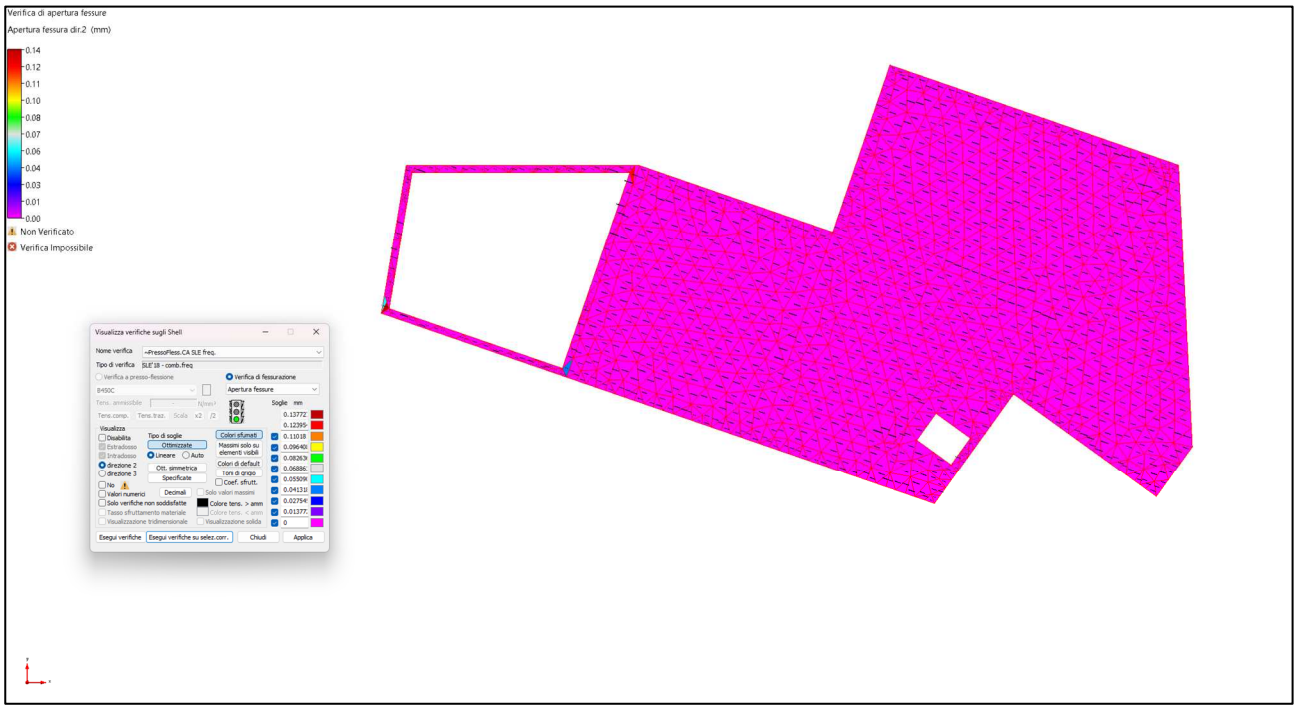


Fig. 14-95 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 2

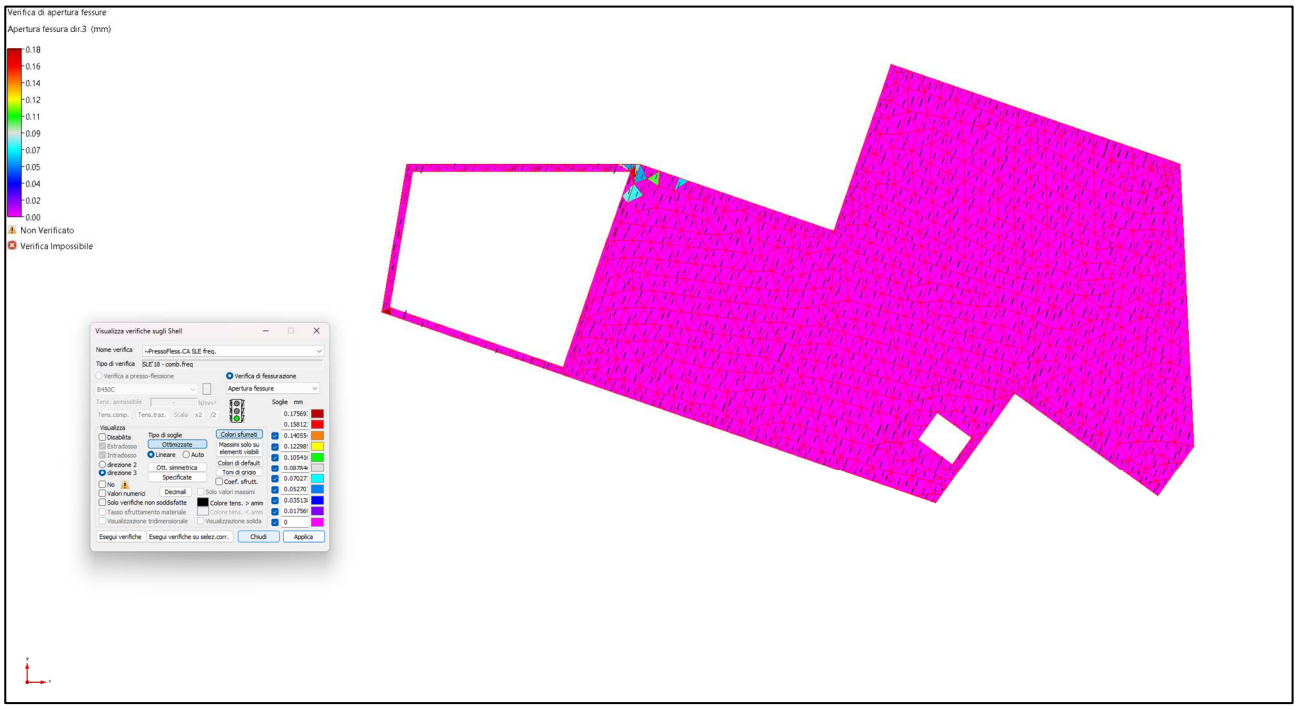


Fig. 14-96 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 3

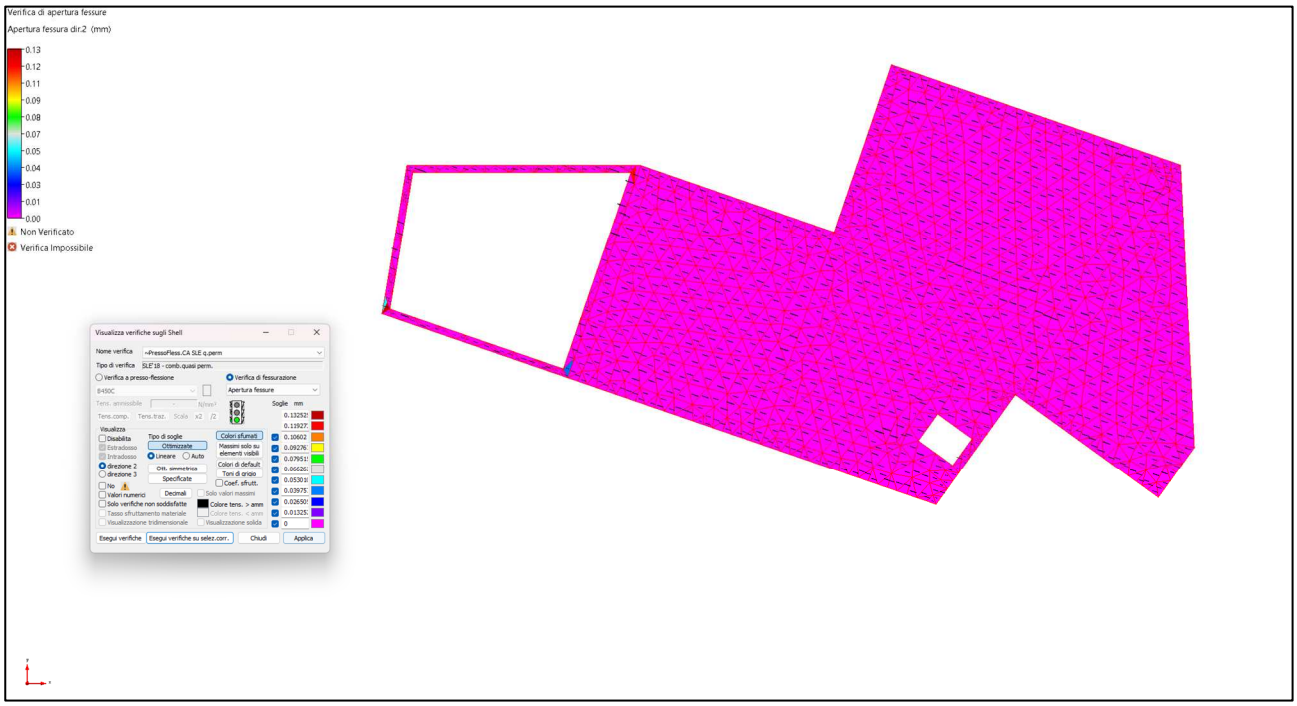


Fig. 14-97 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 2

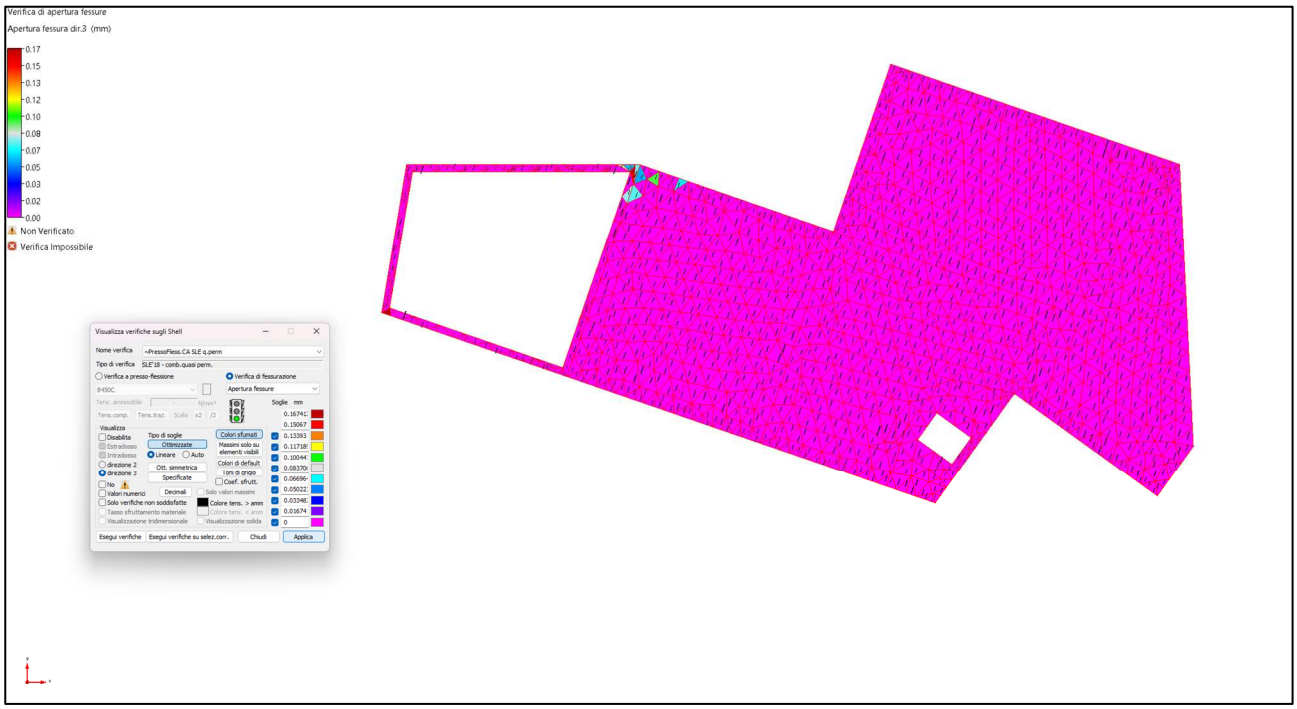


Fig. 14-98 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 3

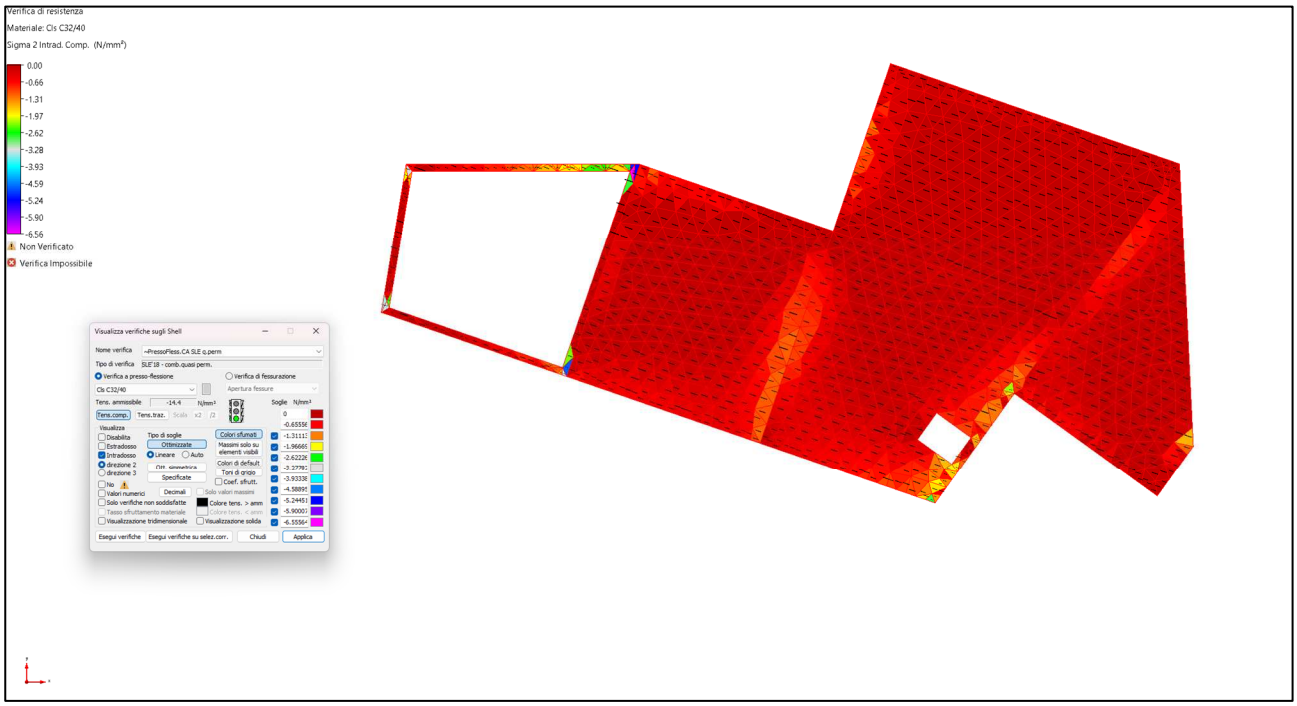


Fig. 14-99 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 2

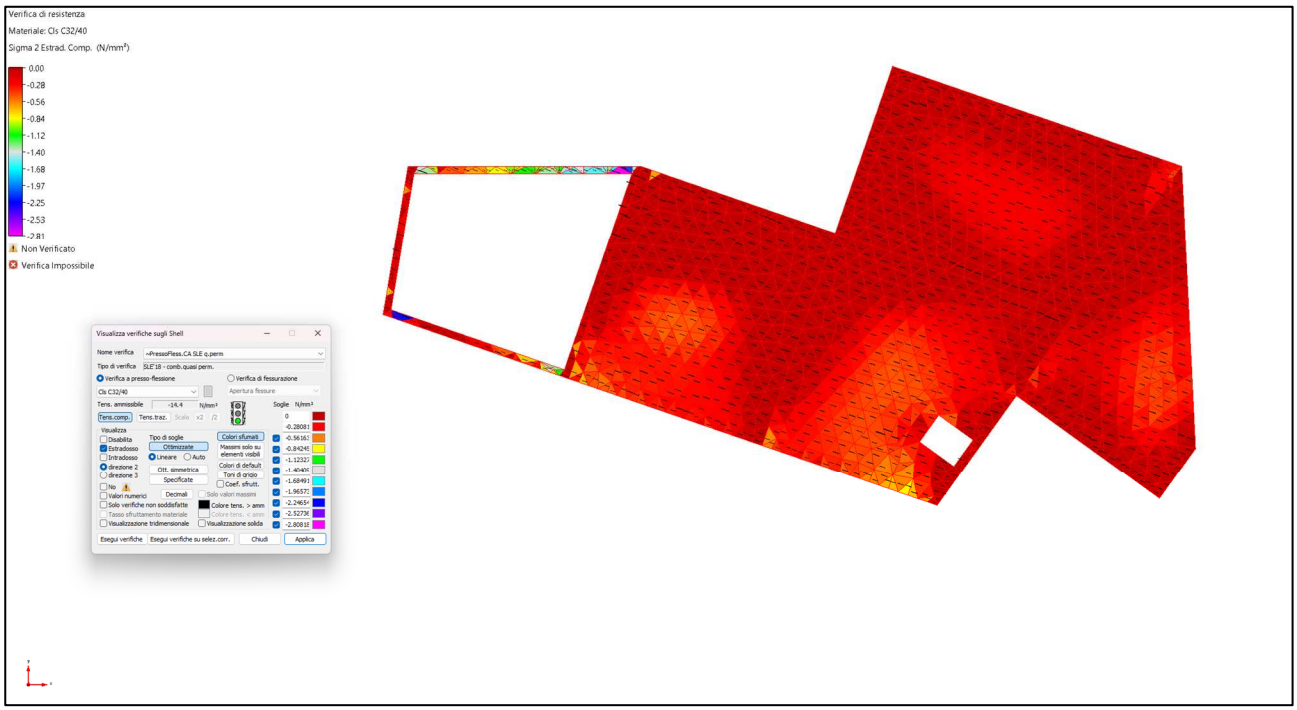


Fig. 14-100 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 2

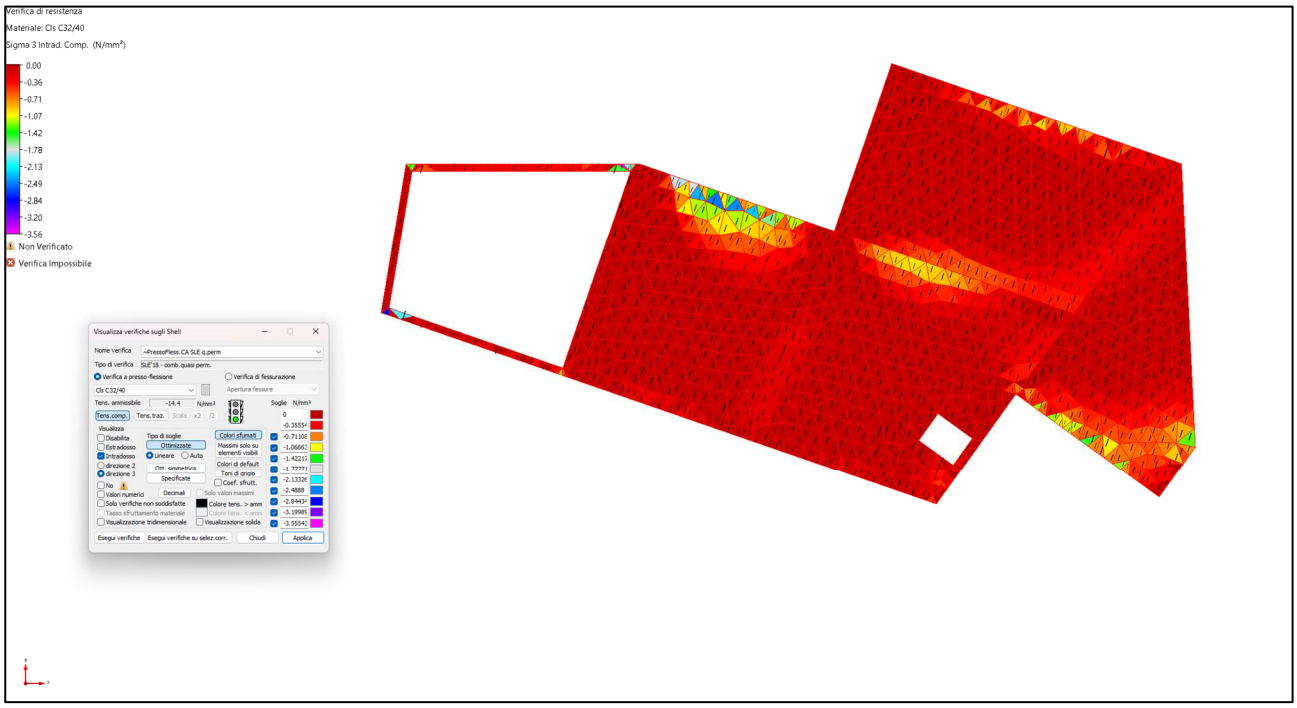


Fig. 14-101 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 3

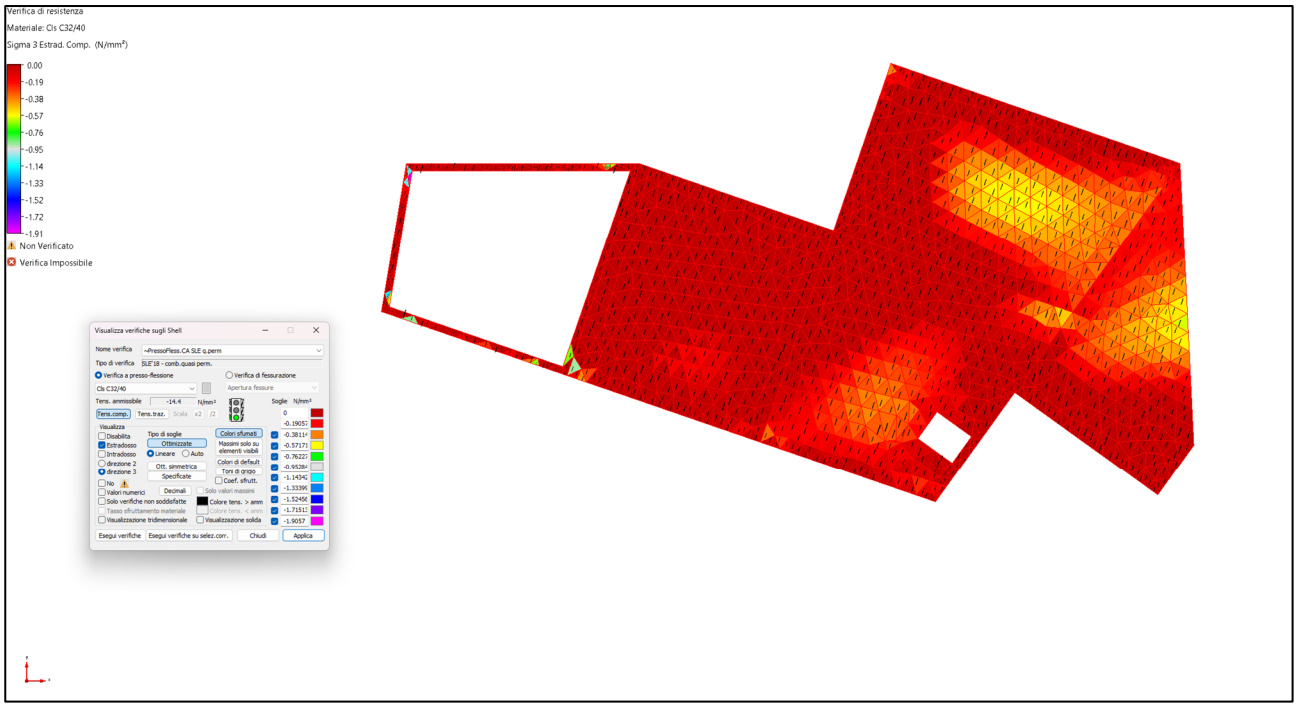


Fig. 14-102 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 3

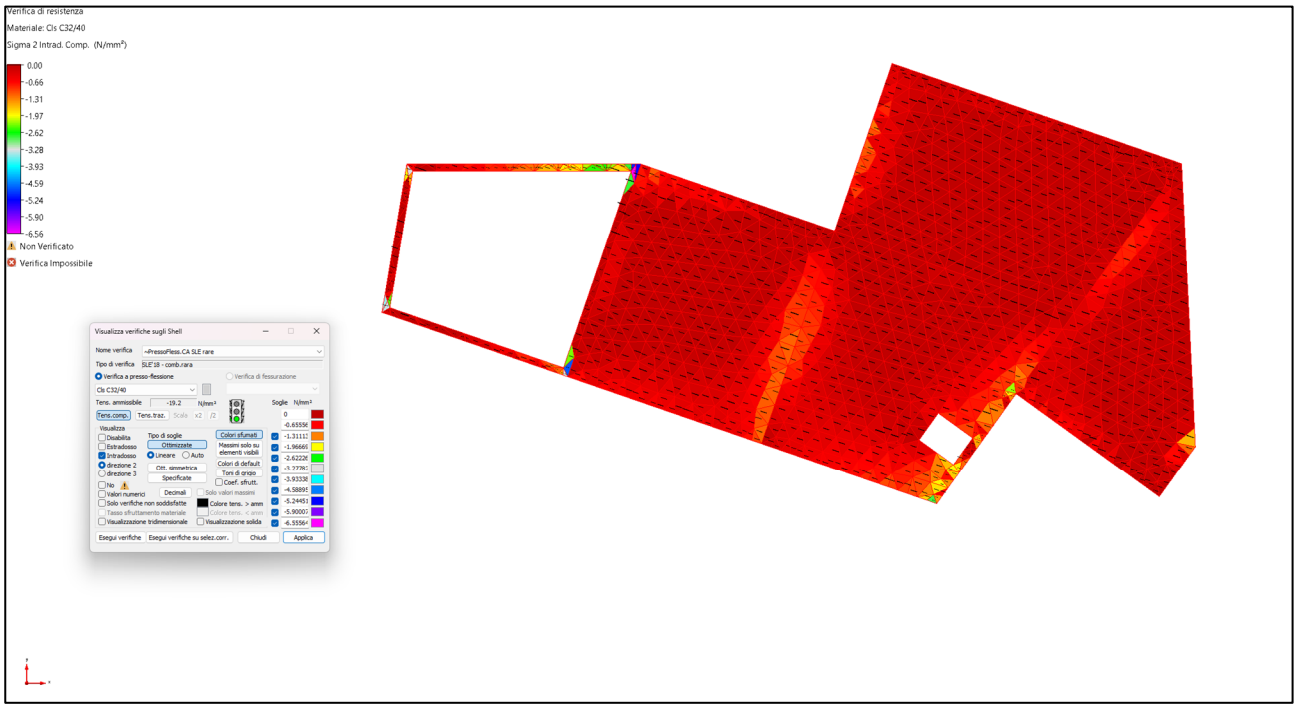


Fig. 14-103 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

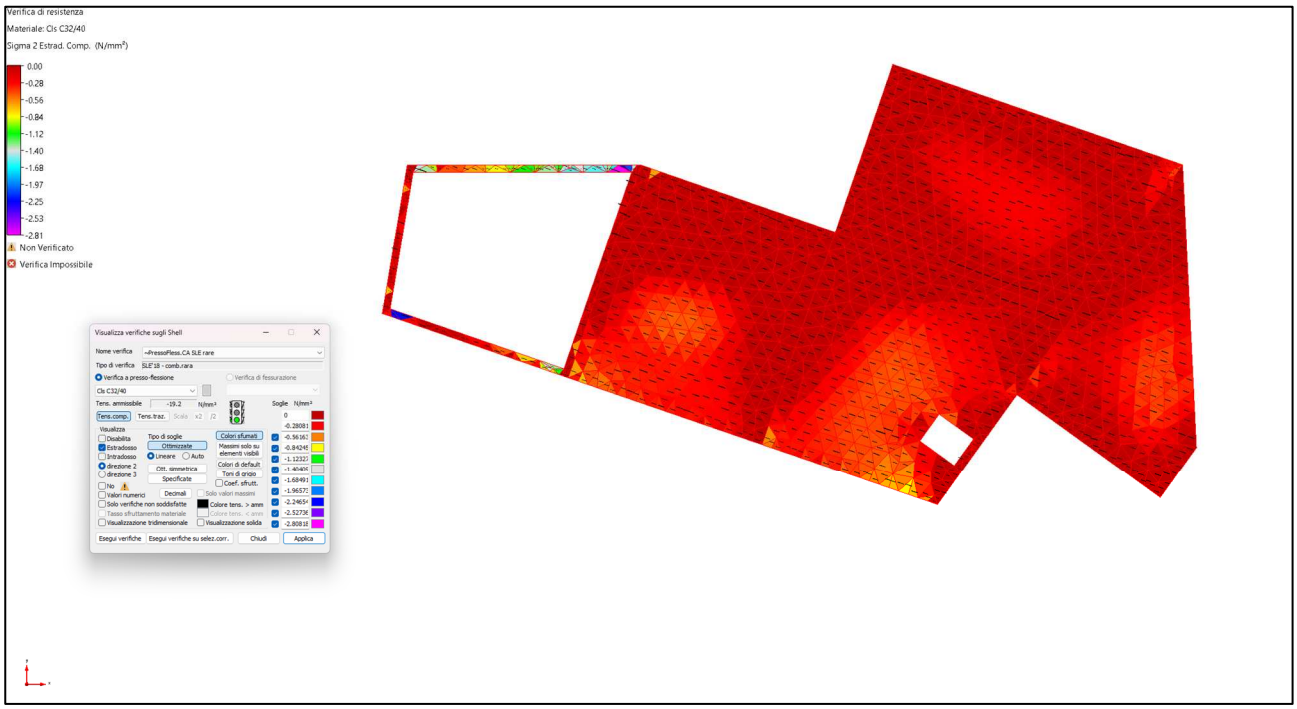


Fig. 14-104 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

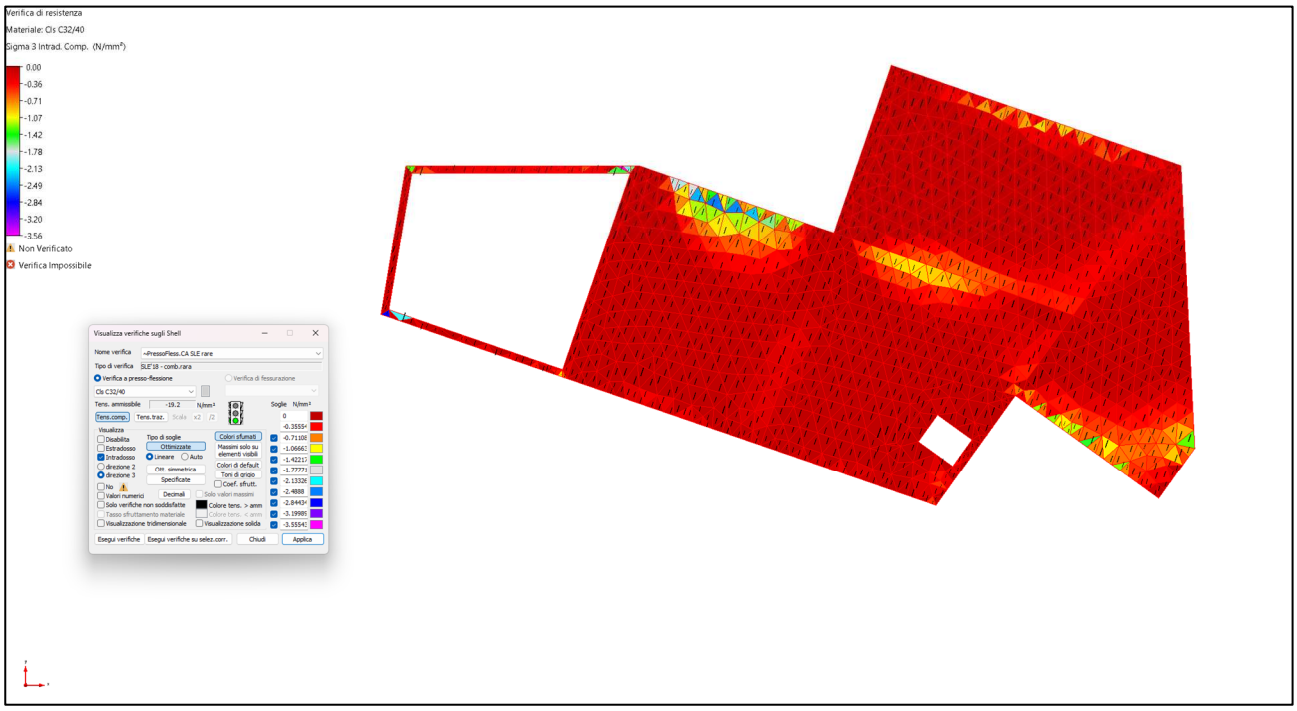


Fig. 14-105 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

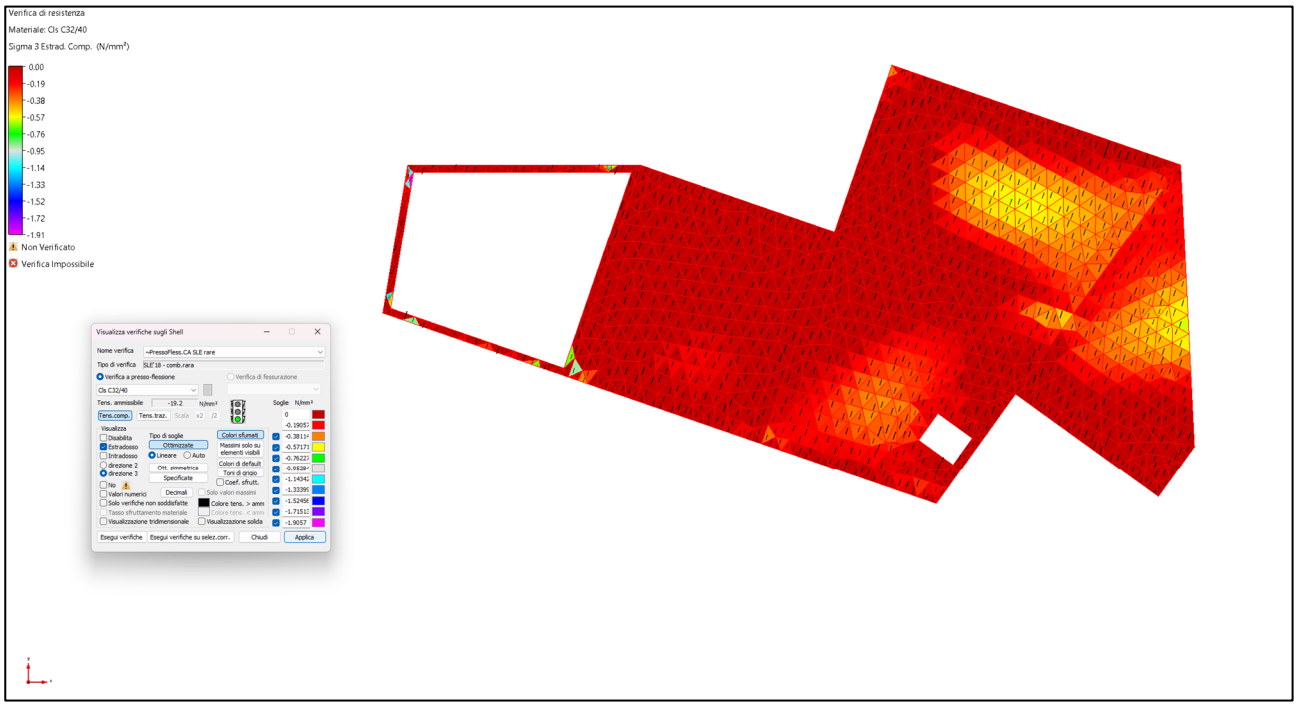


Fig. 14-106 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

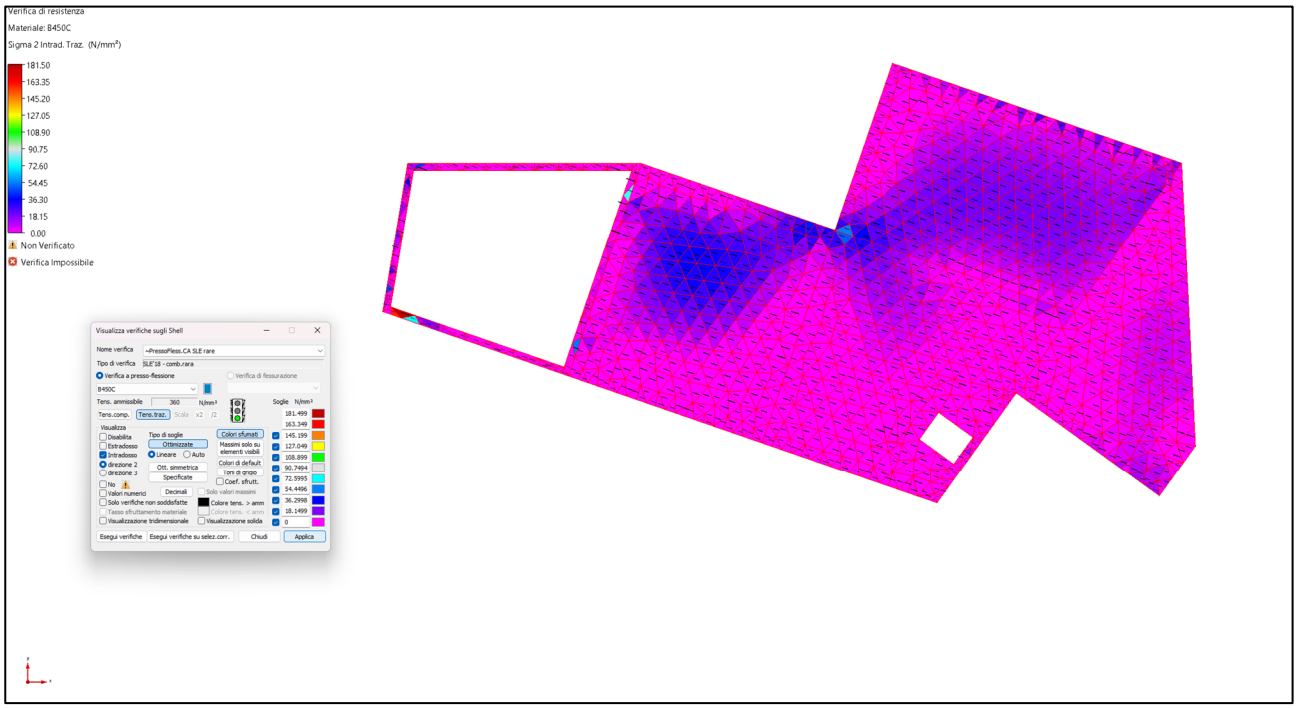


Fig. 14-107 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

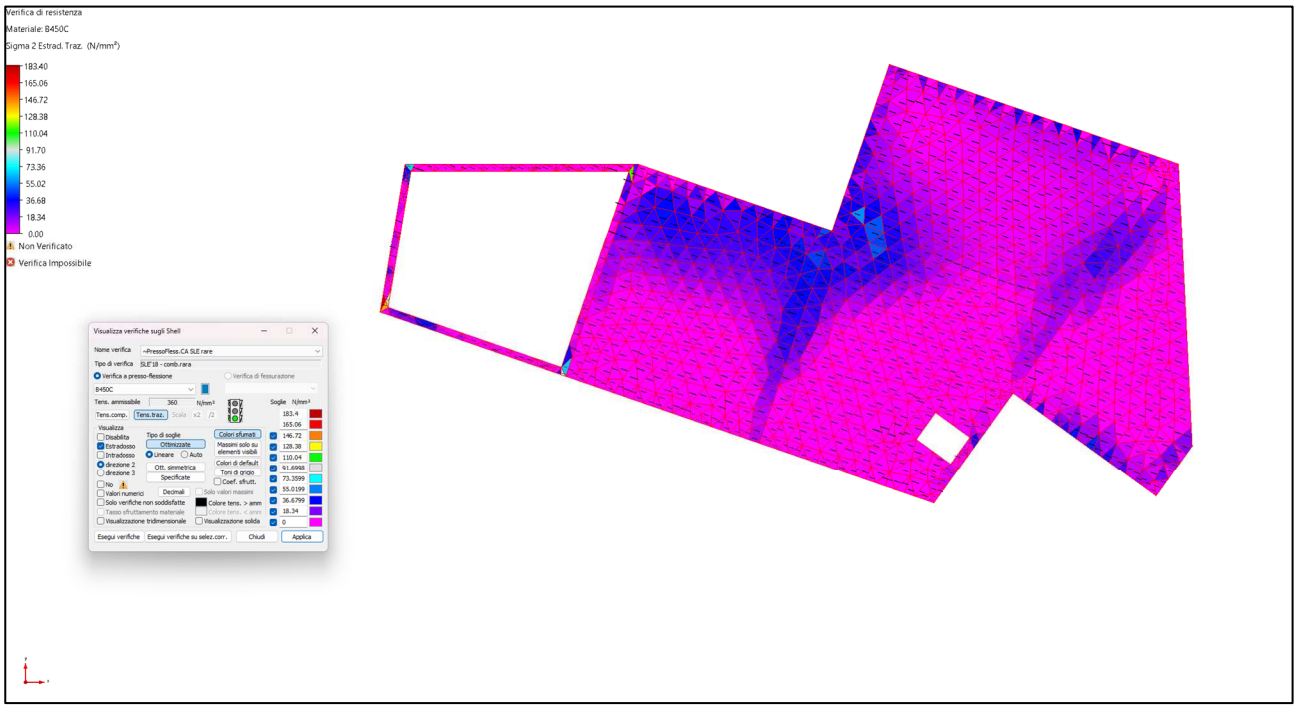


Fig. 14-108 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

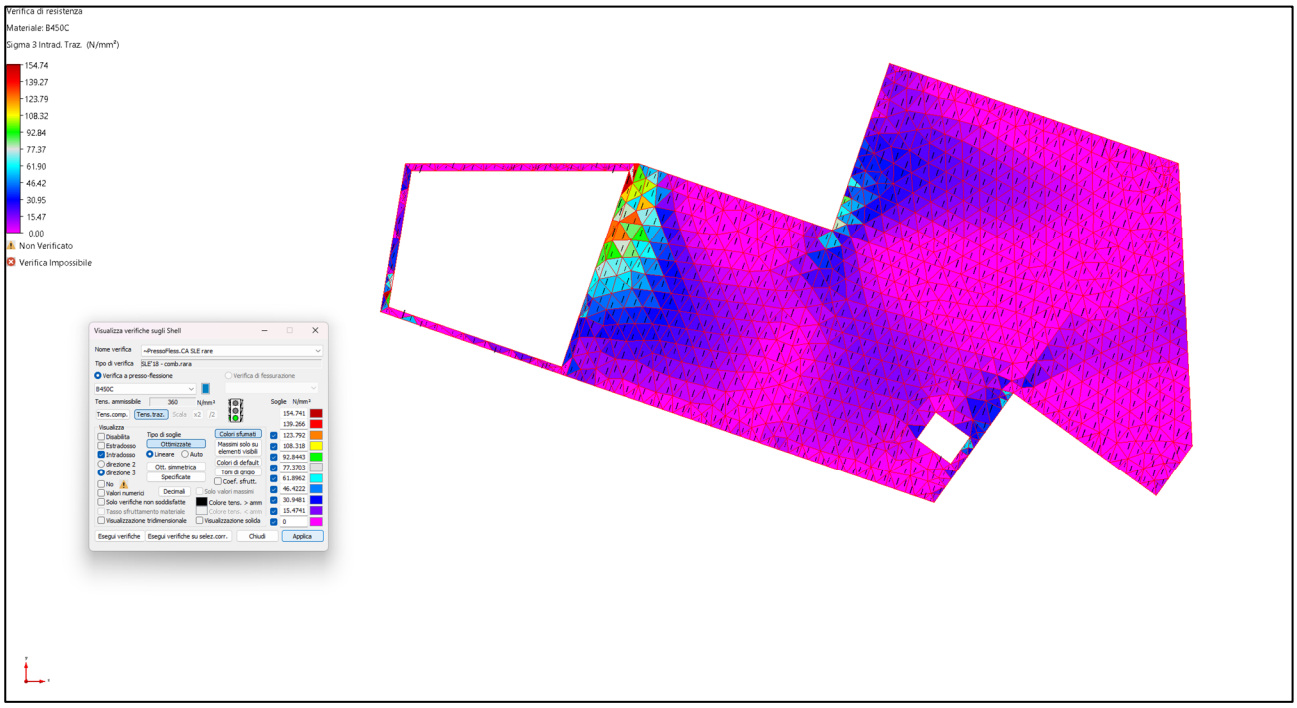


Fig. 14-109 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

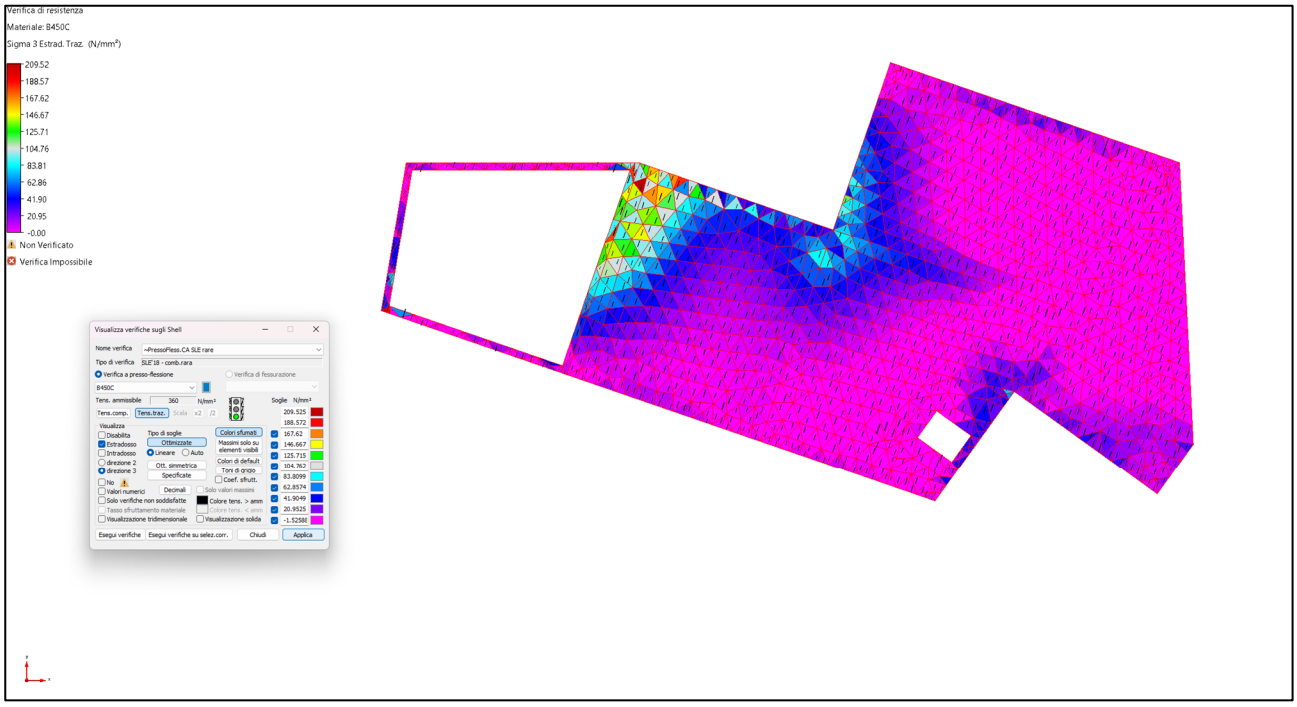


Fig. 14-110 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

14.6 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – SOLETTE TIPO D ED E

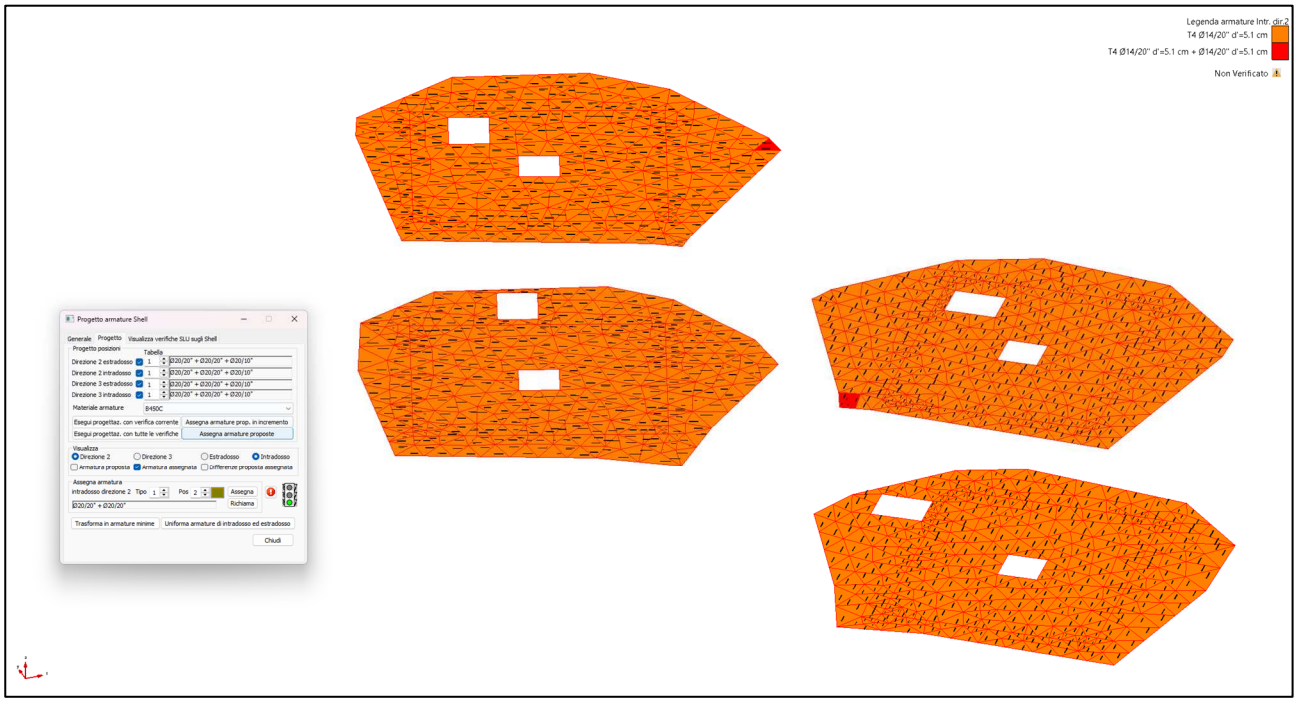


Fig. 14-111 – Armatura solette – Direzione 2 intradosso

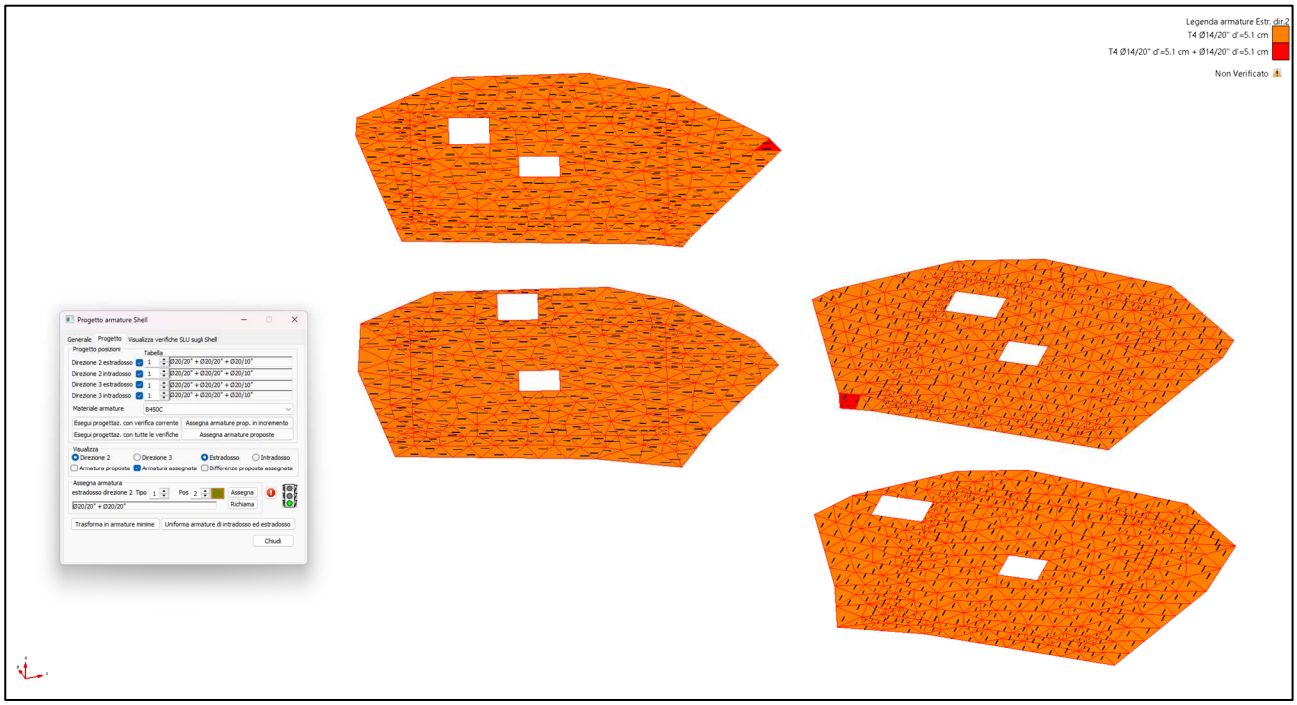


Fig. 14-112 – Armatura solette – Direzione 2 estradosso

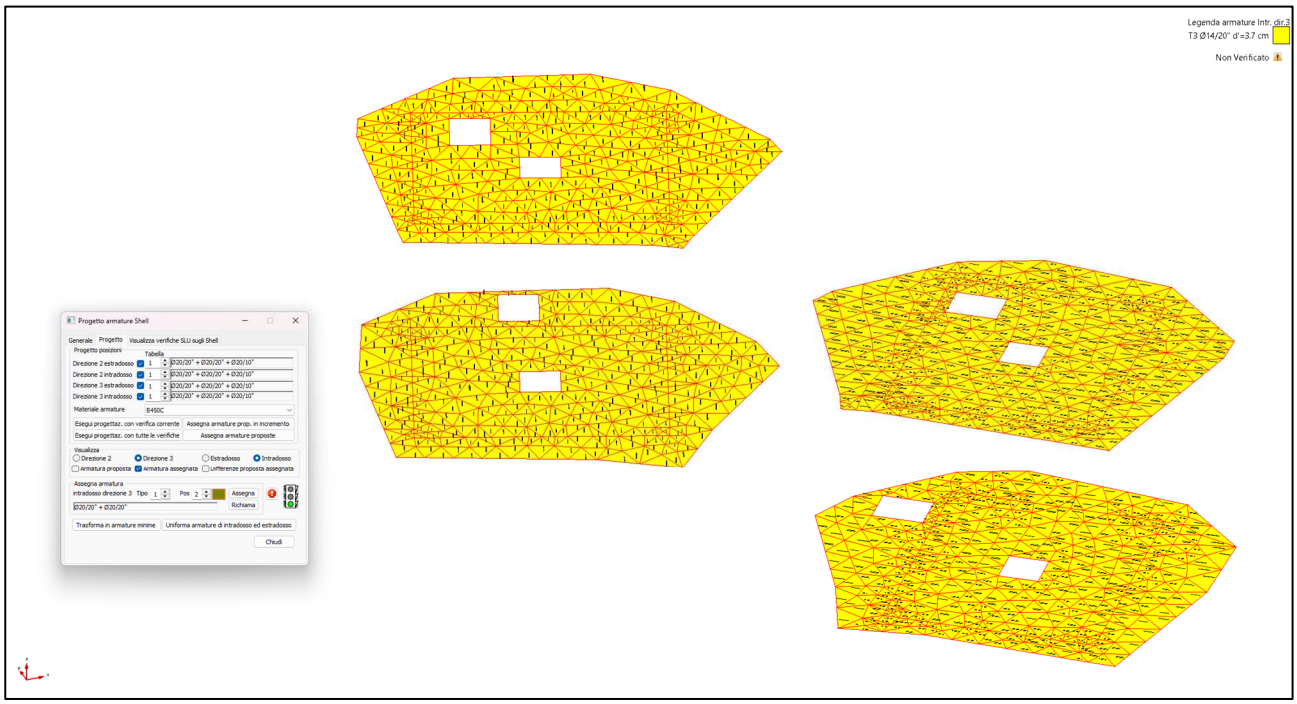


Fig. 14-113 – Armatura solette – Direzione 3 intradosso

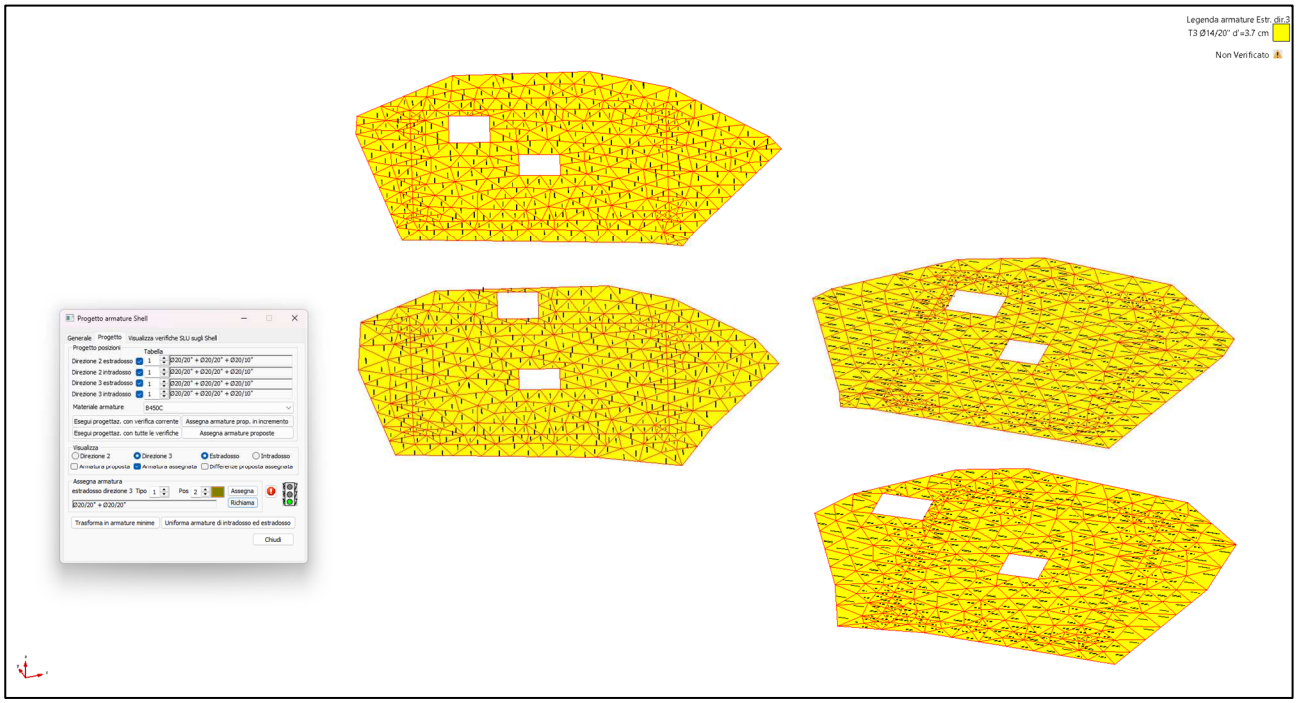


Fig. 14-114 – Armatura solette – Direzione 3 estradosso

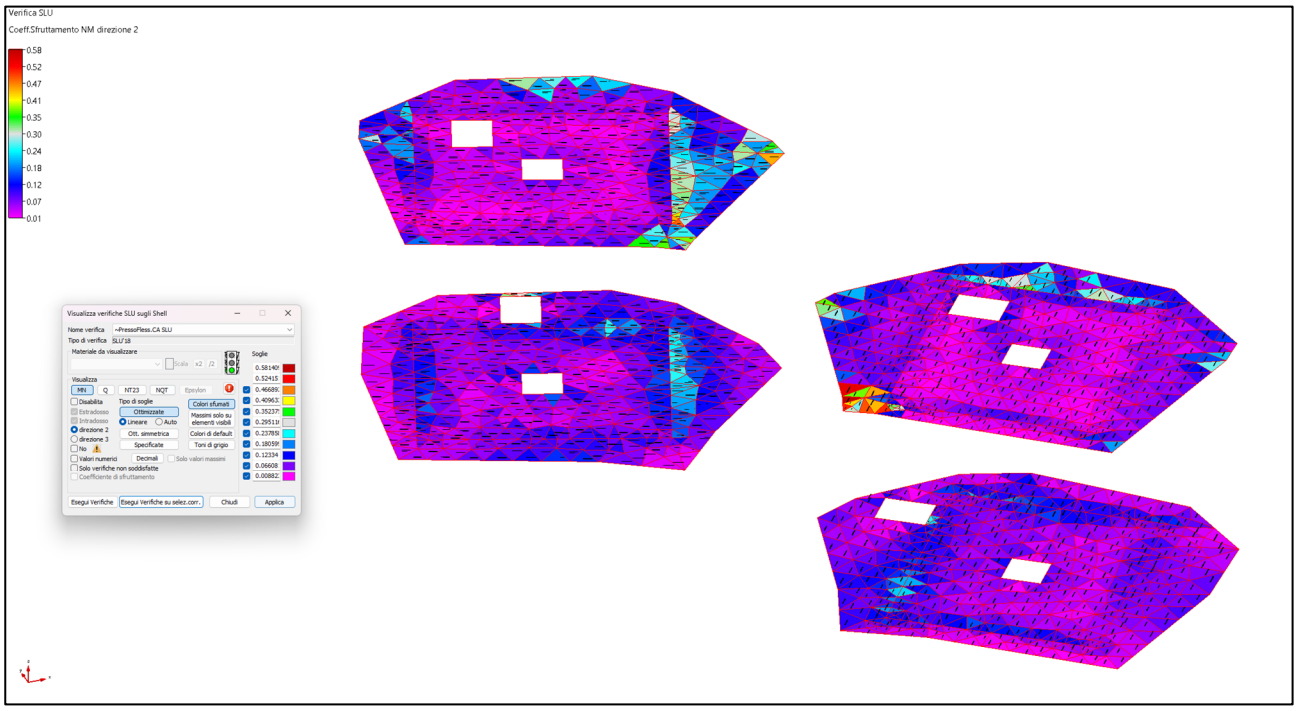


Fig. 14-115 – Verifica SLU solette – Coefficiente NM – Direzione 2

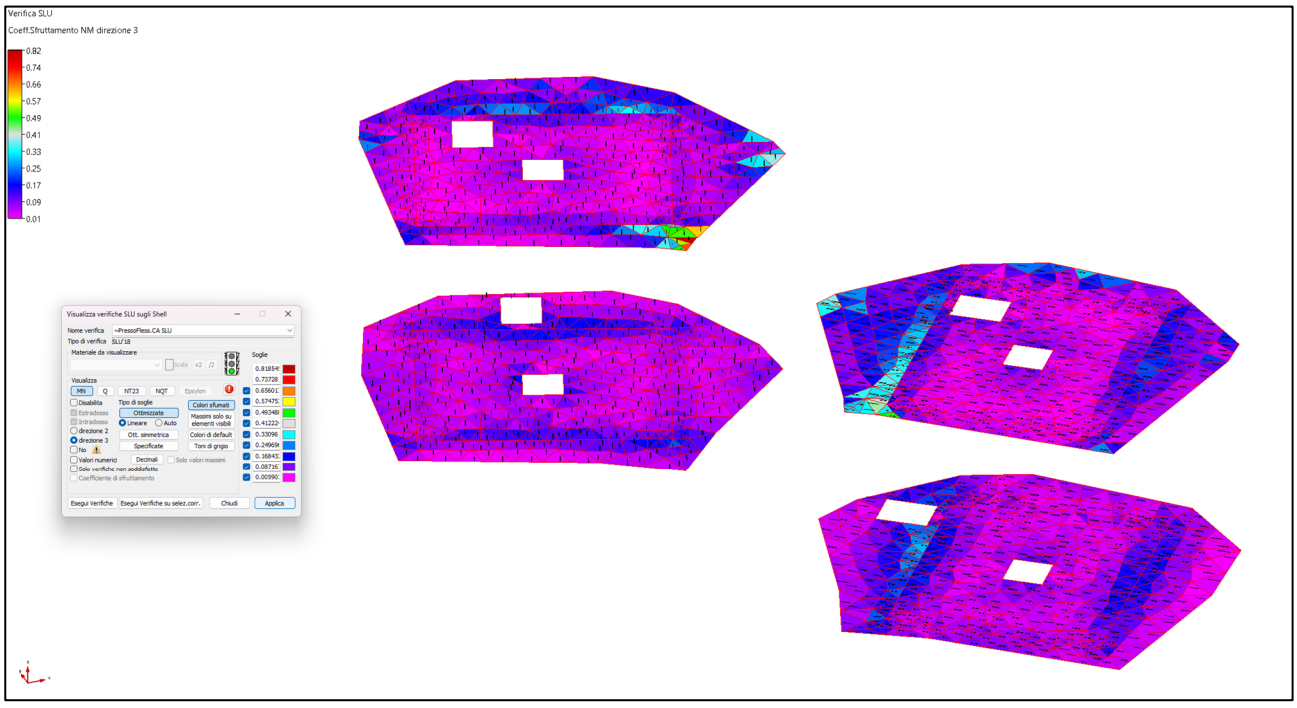


Fig. 14-116 – Verifica SLU solette – Coefficiente NM – Direzione 3

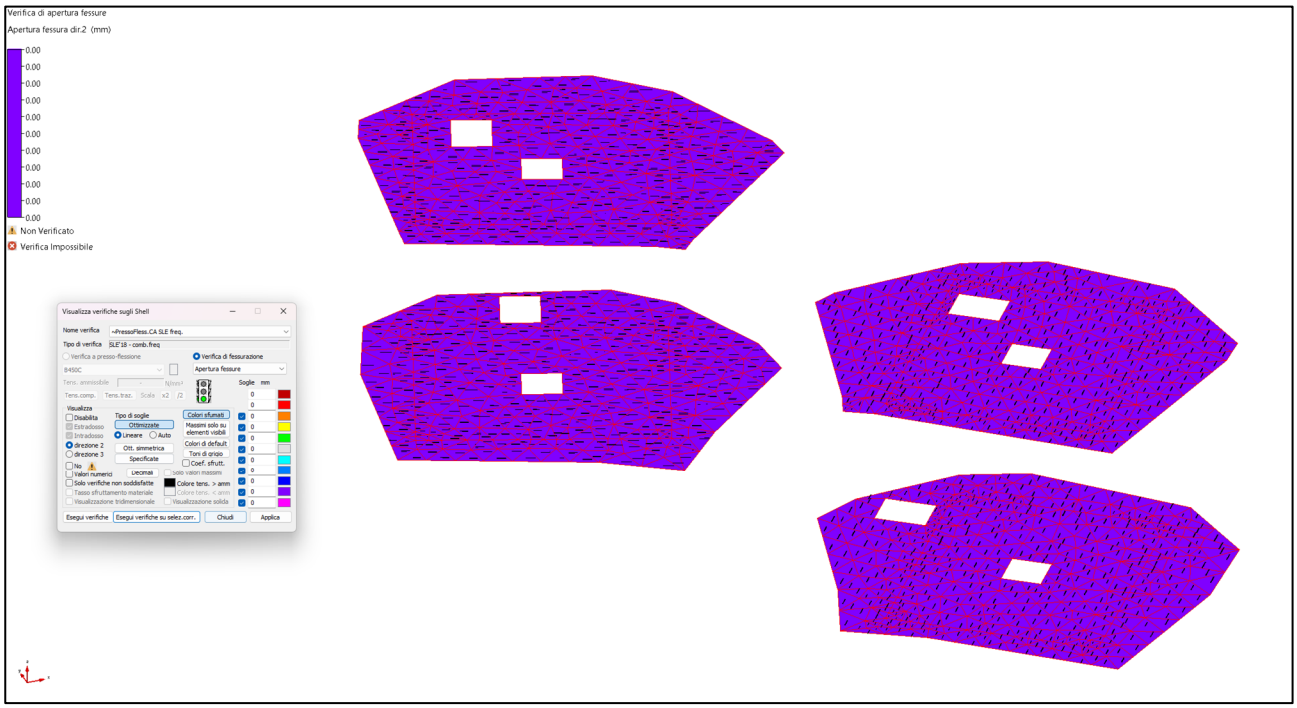


Fig. 14-117 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 2

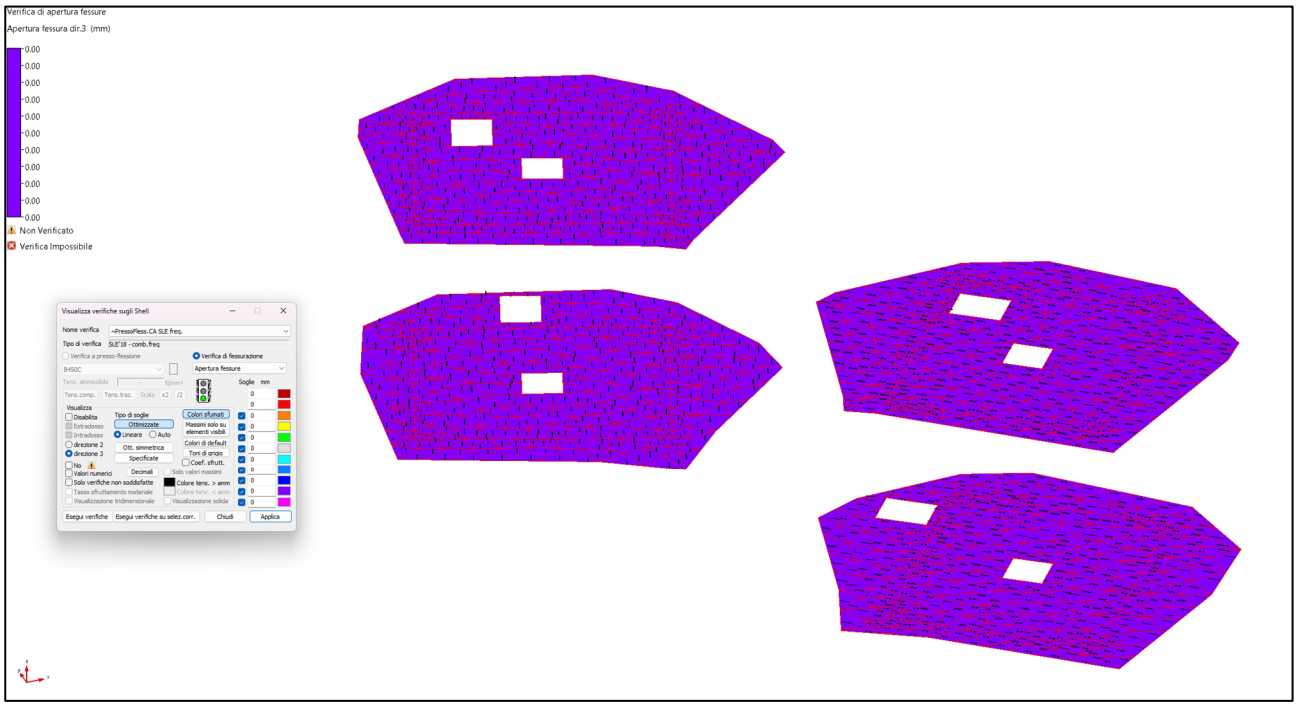


Fig. 14-118 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 3

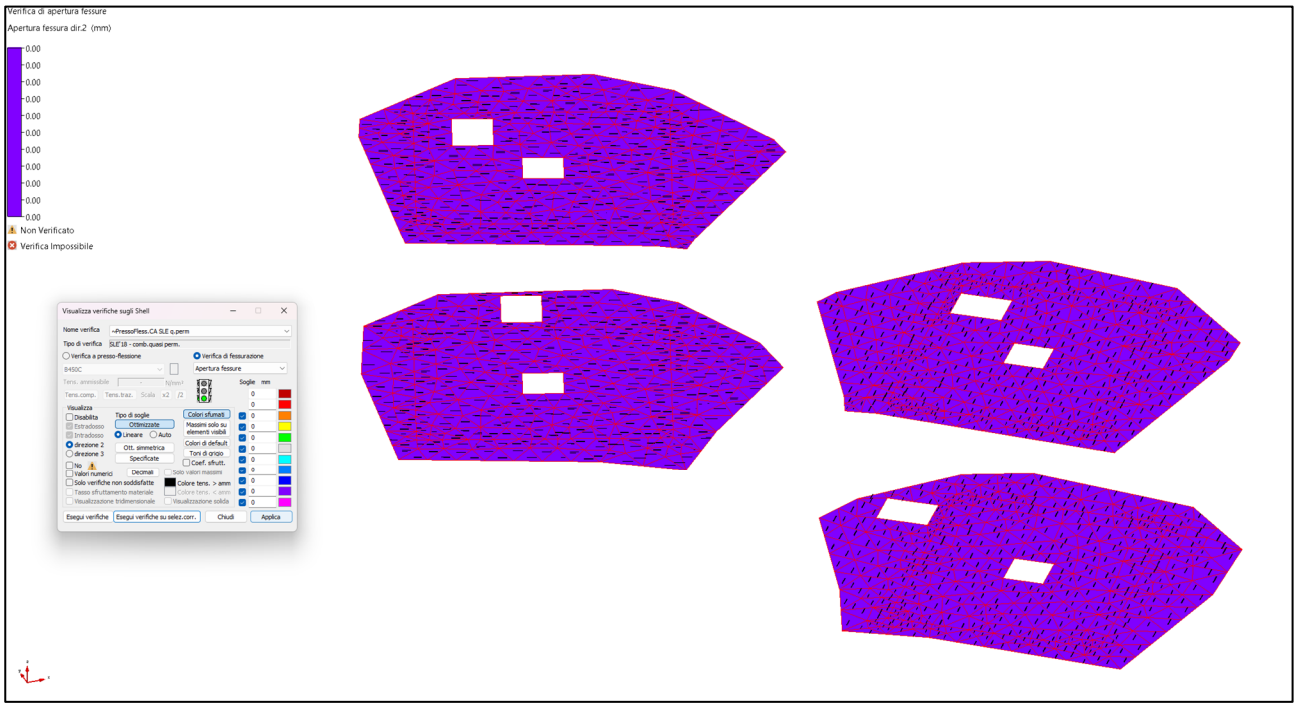


Fig. 14-119 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 2

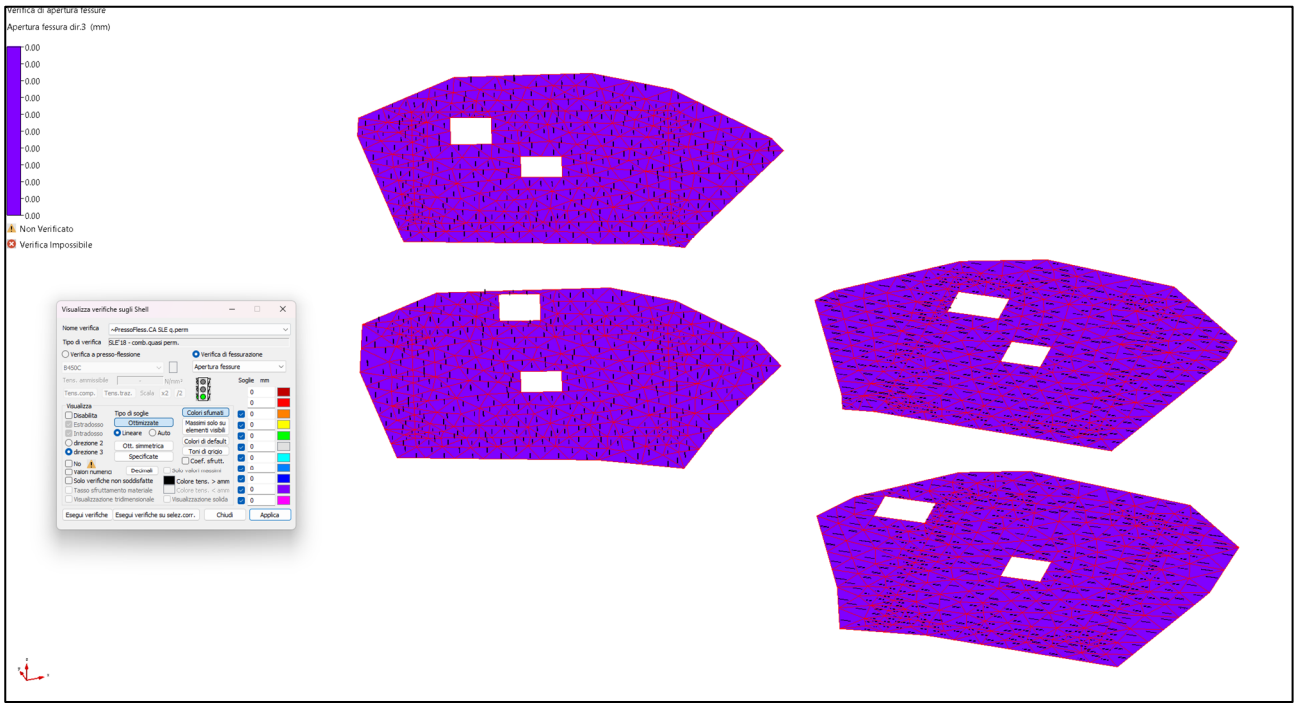


Fig. 14-120 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 3

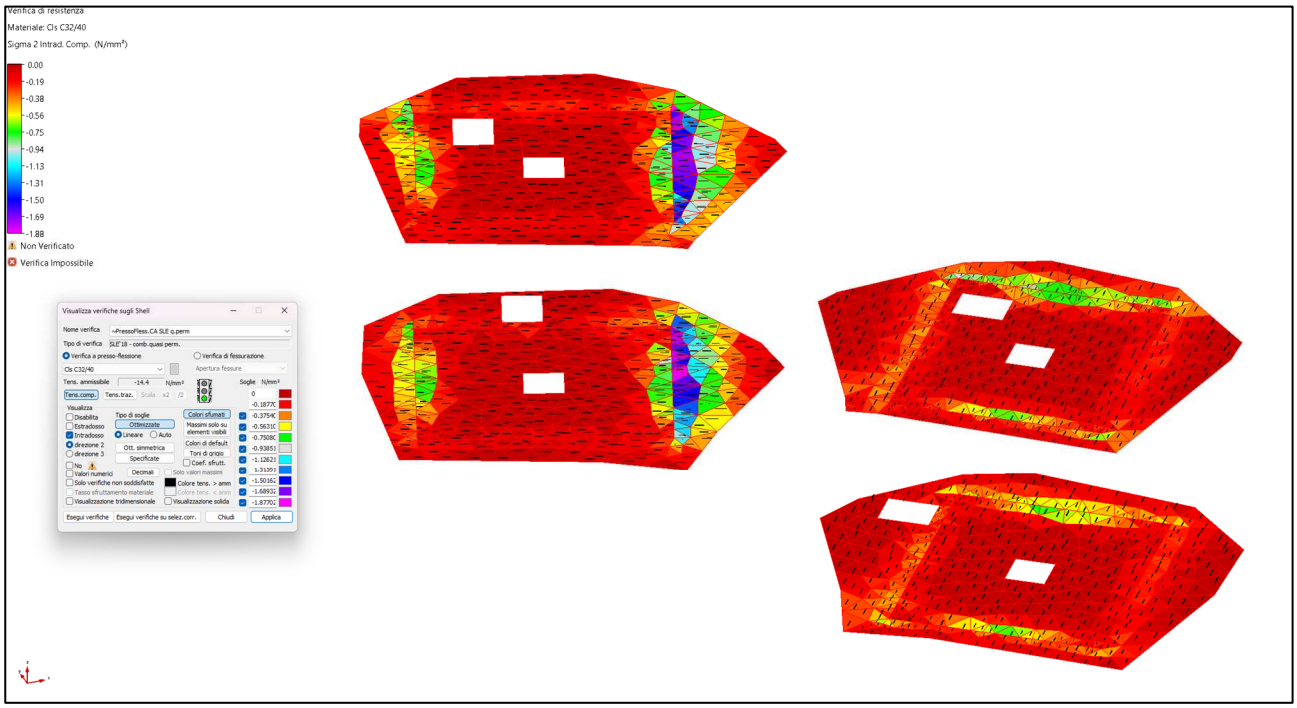


Fig. 14-121 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 2

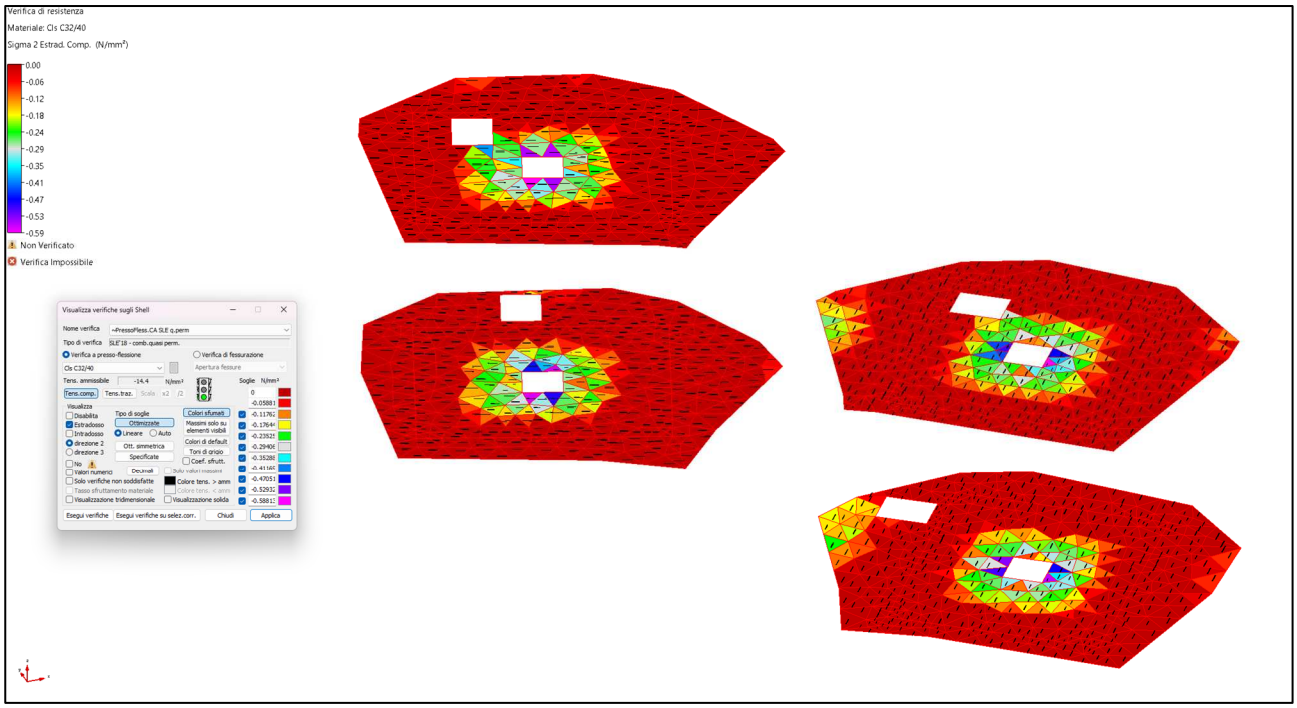


Fig. 14-122 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 2

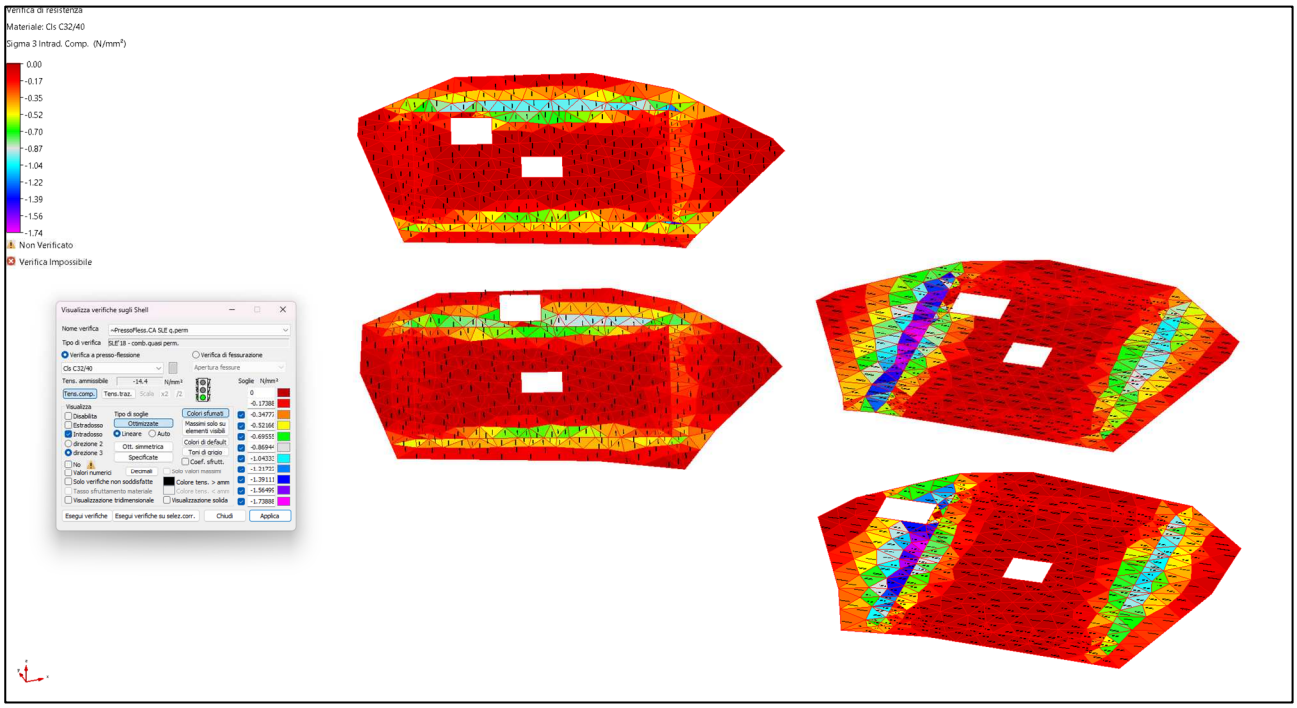


Fig. 14-123 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 3

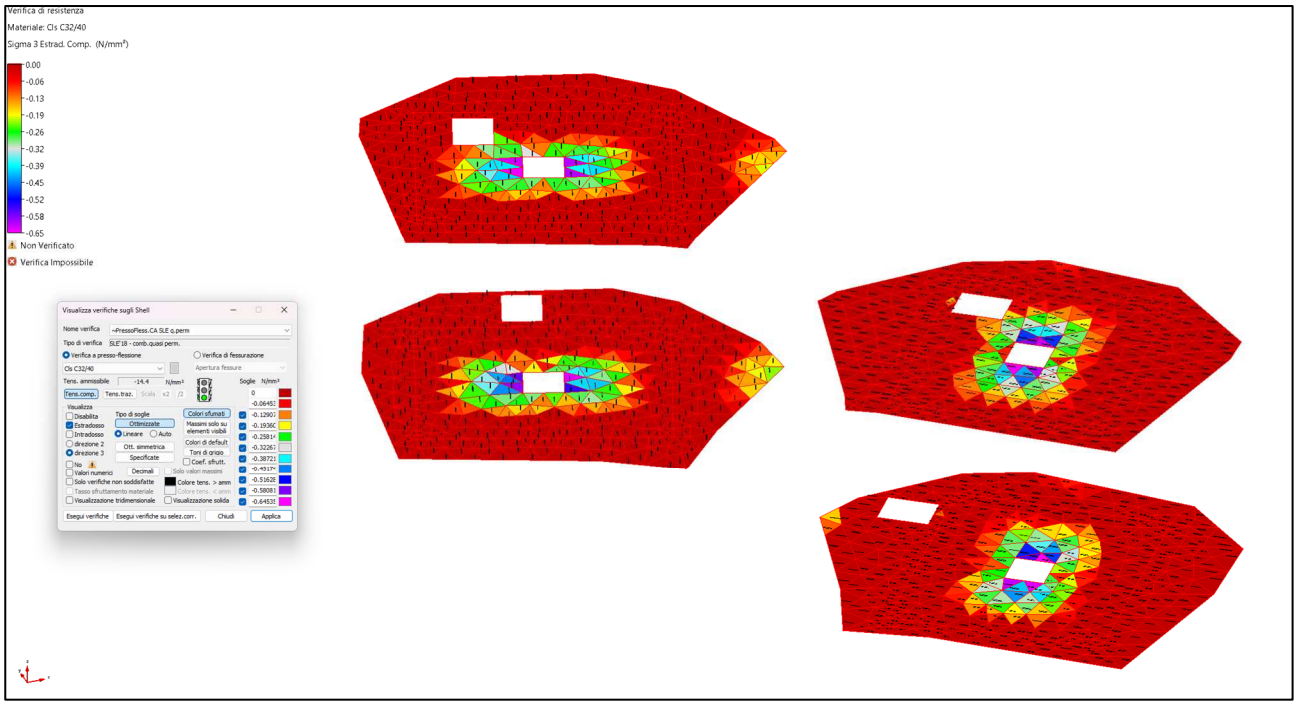


Fig. 14-124 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 3

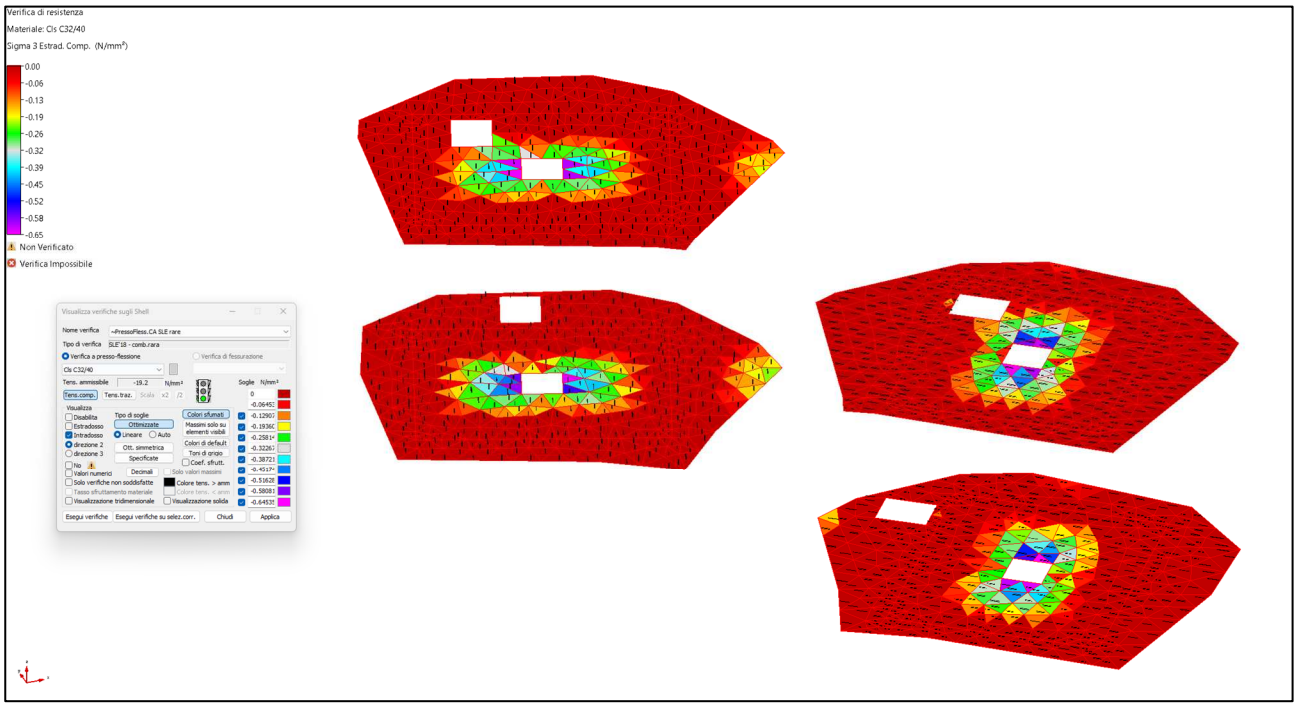


Fig. 14-125 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

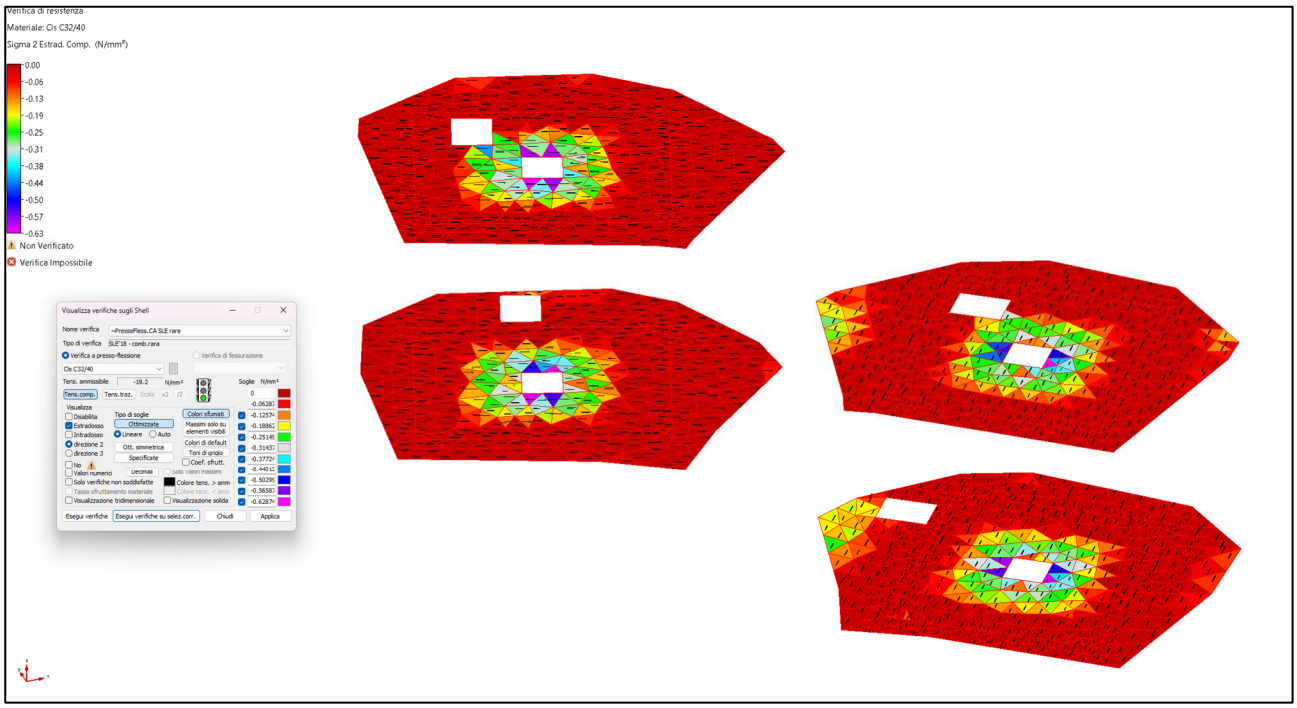


Fig. 14-126 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

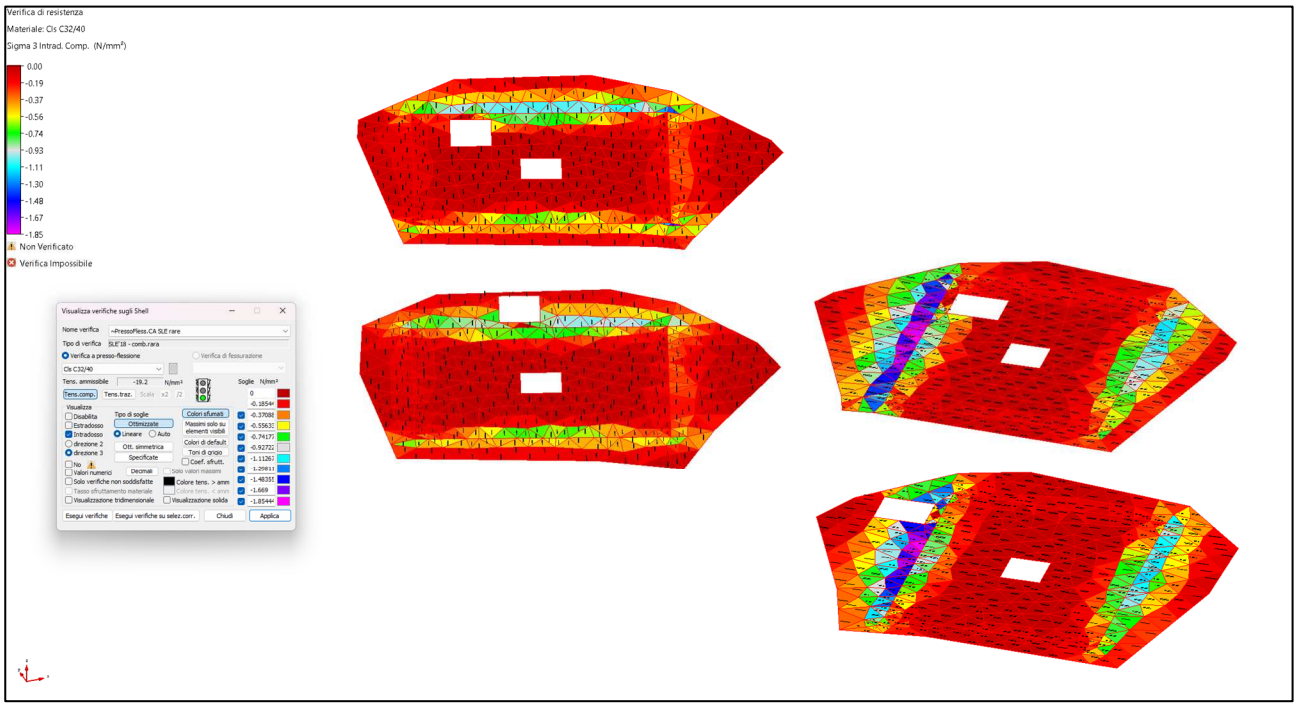


Fig. 14-127 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

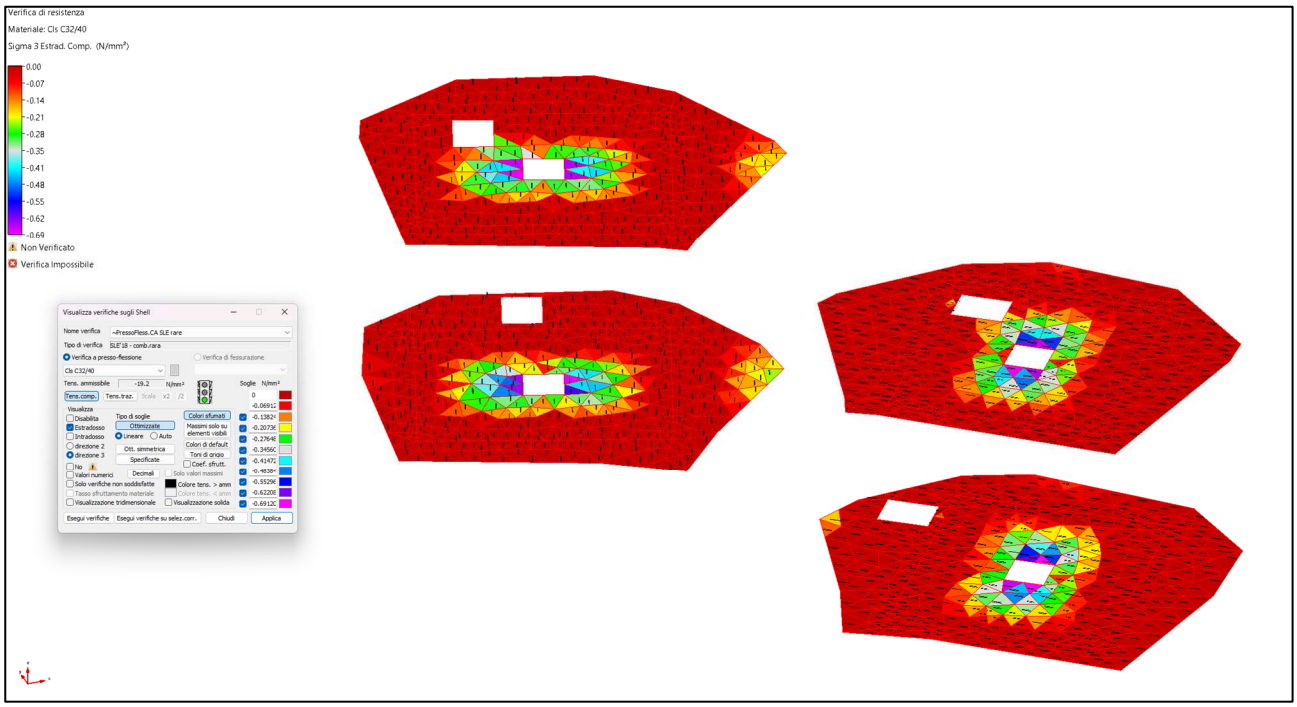


Fig. 14-128 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

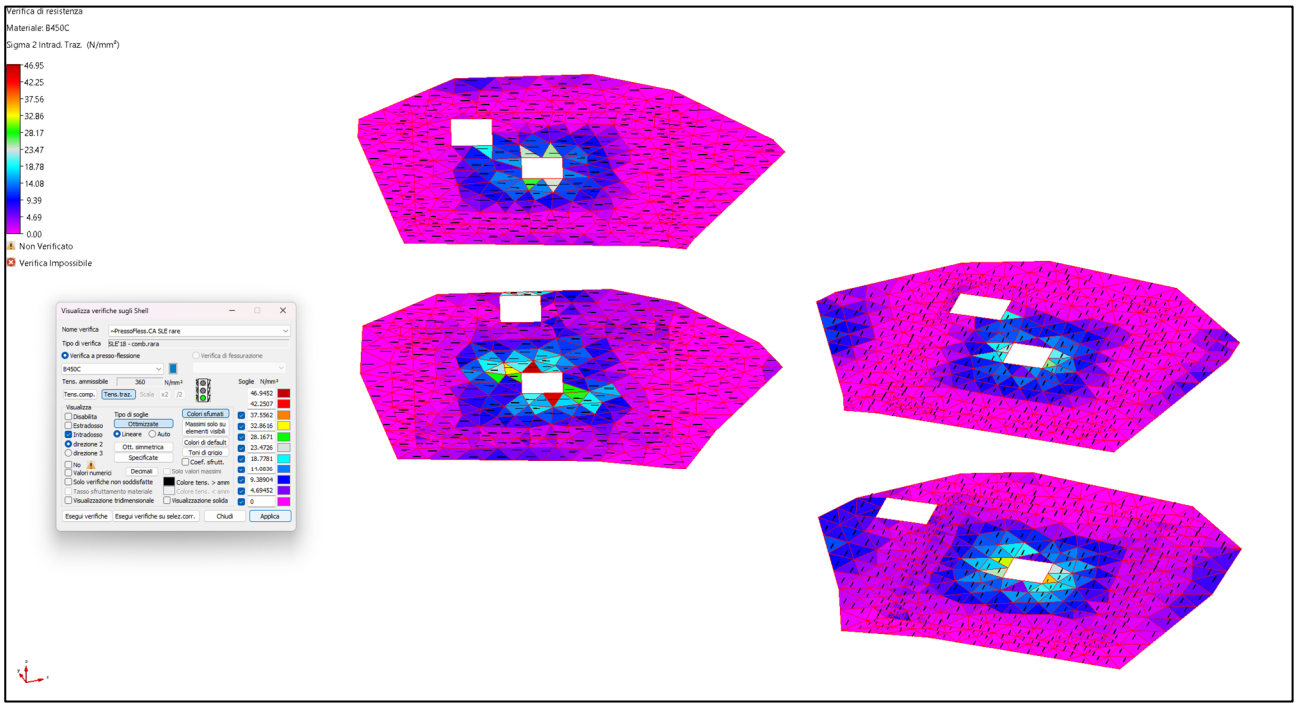


Fig. 14-129 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

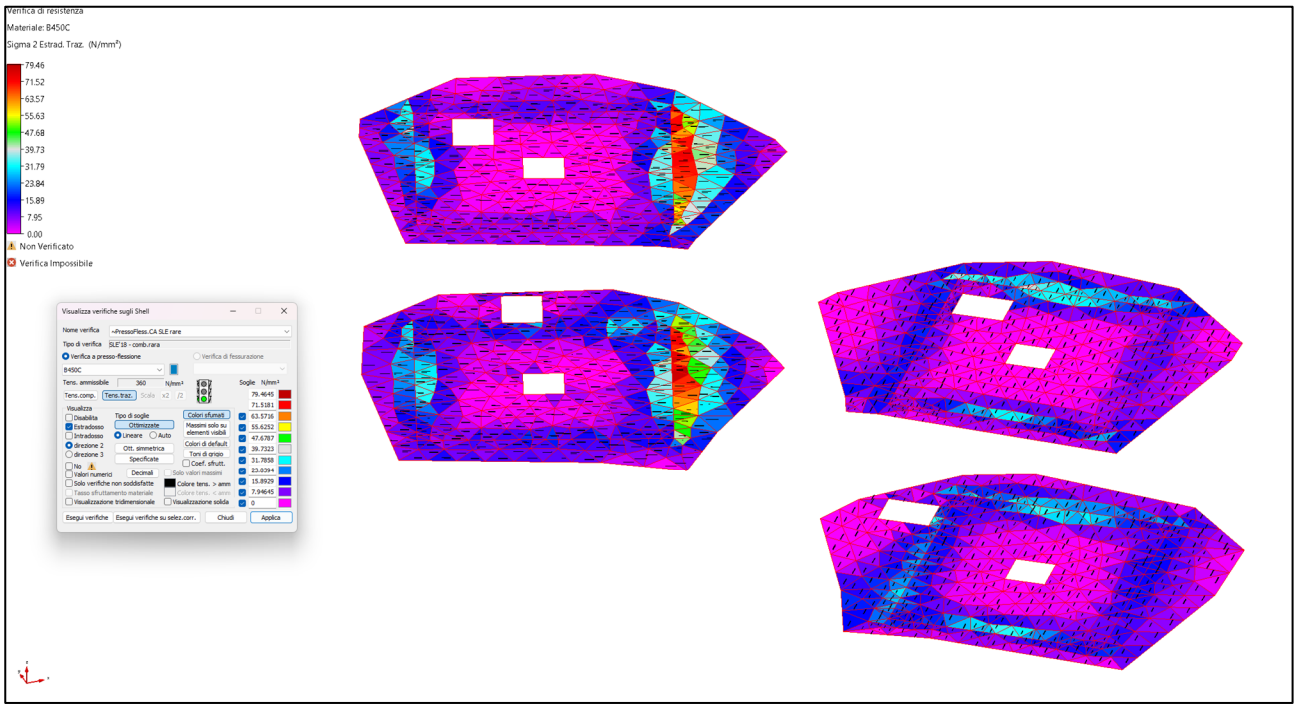


Fig. 14-130 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

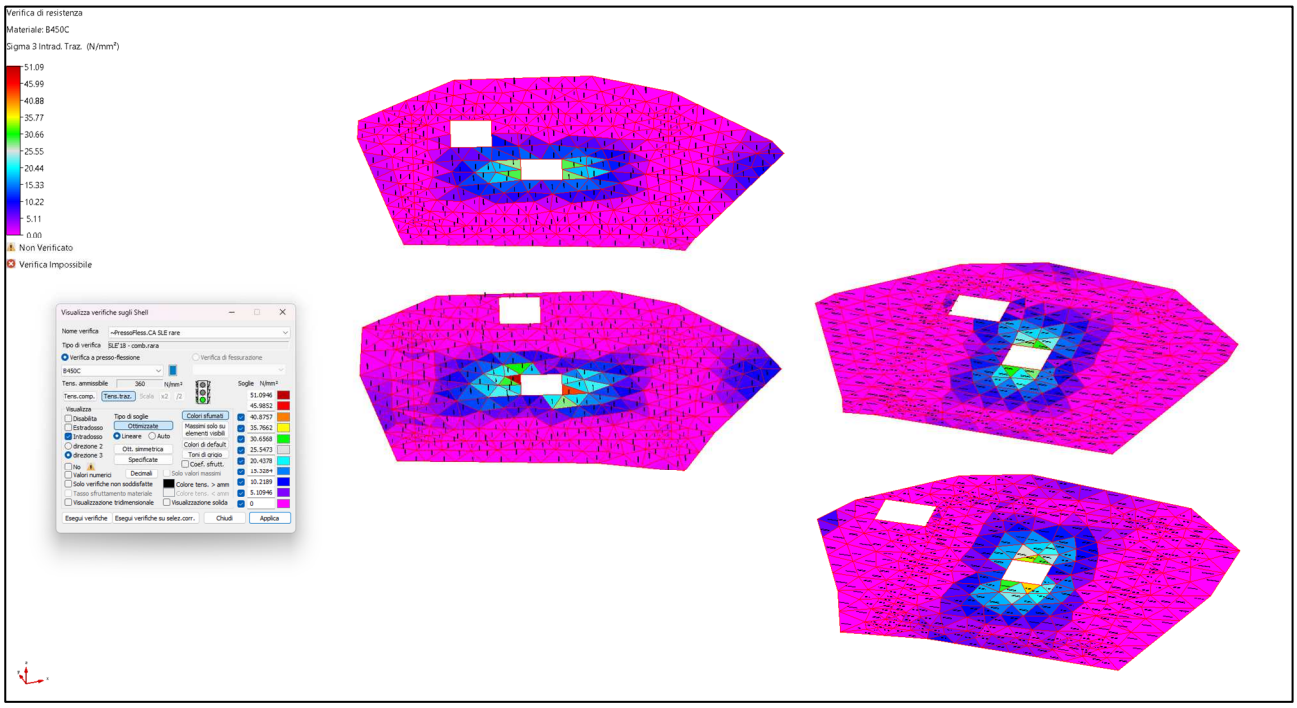


Fig. 14-131 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

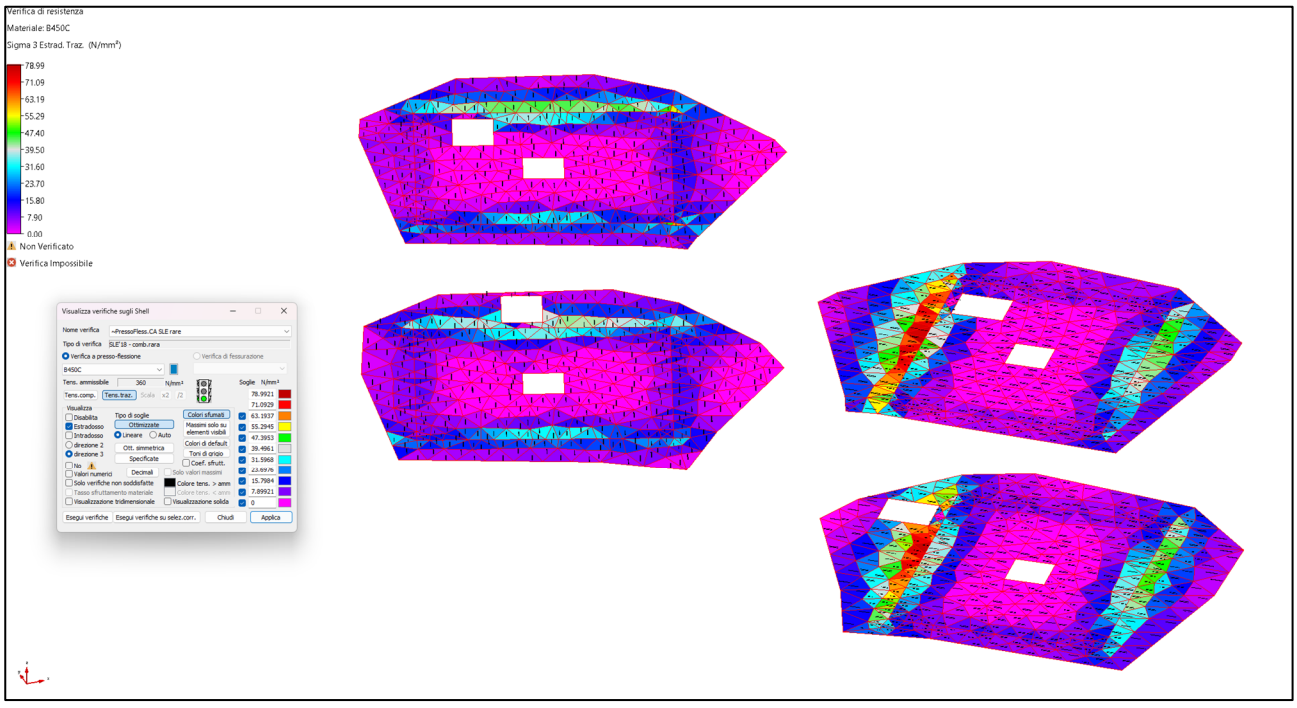


Fig. 14-132 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

14.7 VERIFICHE ALLO SLU E SLE – SOLETTE DI SOSTEGNO RIVESTIMENTO



Fig. 14-133 – Armatura solette – Direzione 2 intradosso



Fig. 14-134 – Armatura solette – Direzione 2 estradosso



Fig. 14-135 – Armatura solette – Direzione 3 intradosso



Fig. 14-136 – Armatura solette – Direzione 3 estradosso

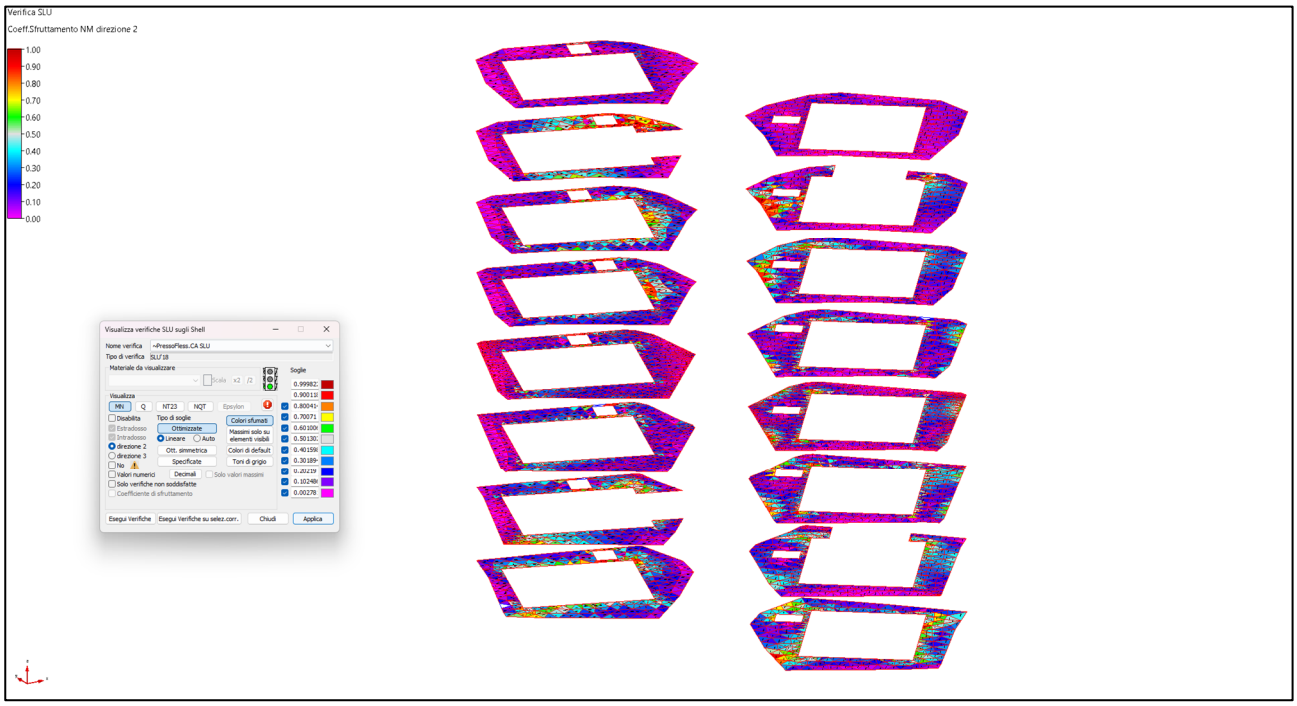


Fig. 14-137 – Verifica SLU solette – Coefficiente NM – Direzione 2

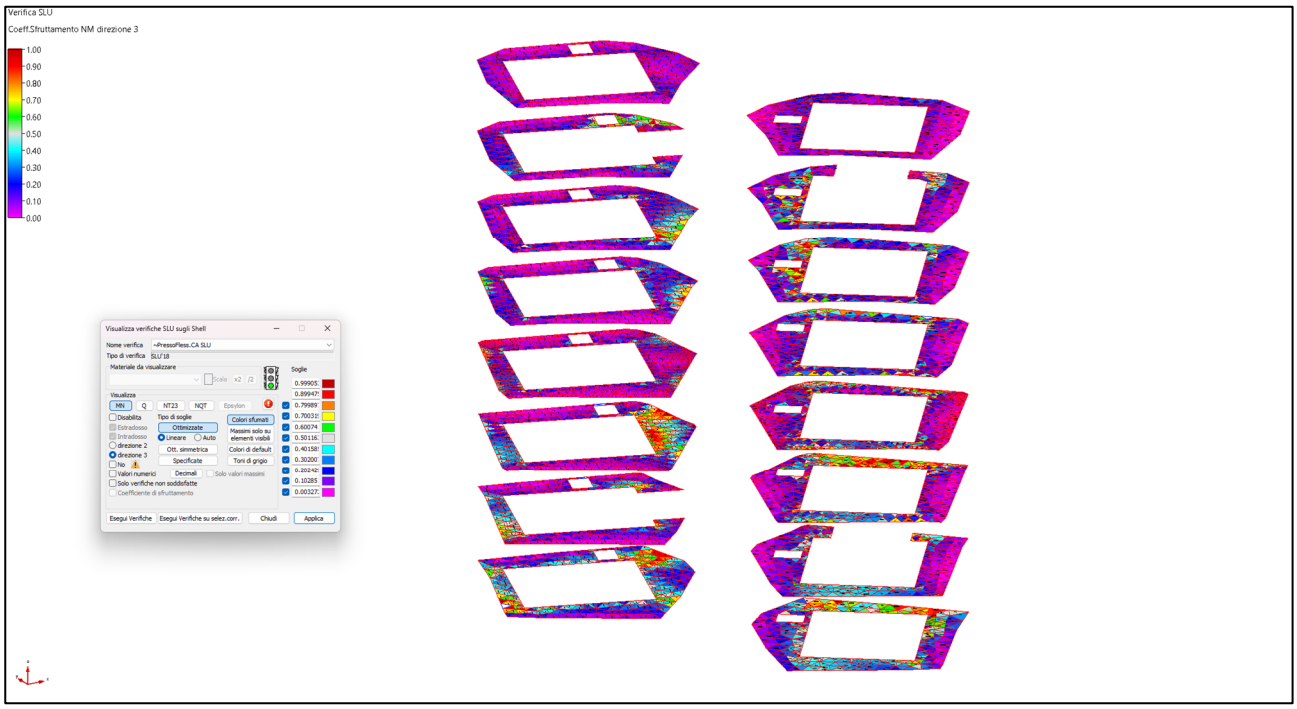


Fig. 14-138 – Verifica SLU solette – Coefficiente NM – Direzione 3



Fig. 14-139 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 2



Fig. 14-140 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione frequente – Direzione 3



Fig. 14-141 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 2



Fig. 14-142 – Verifica SLE solette – Apertura delle fessure – Combinazione quasi permanente – Direzione 3

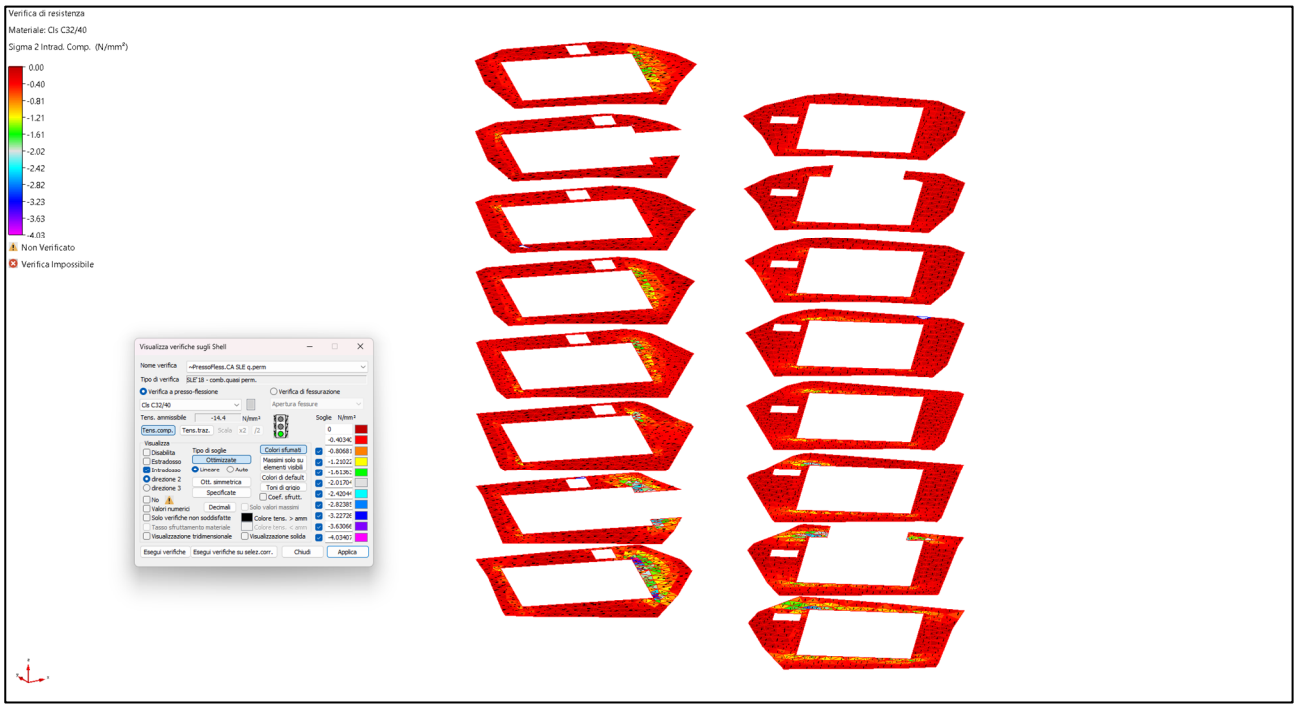


Fig. 14-143 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 2

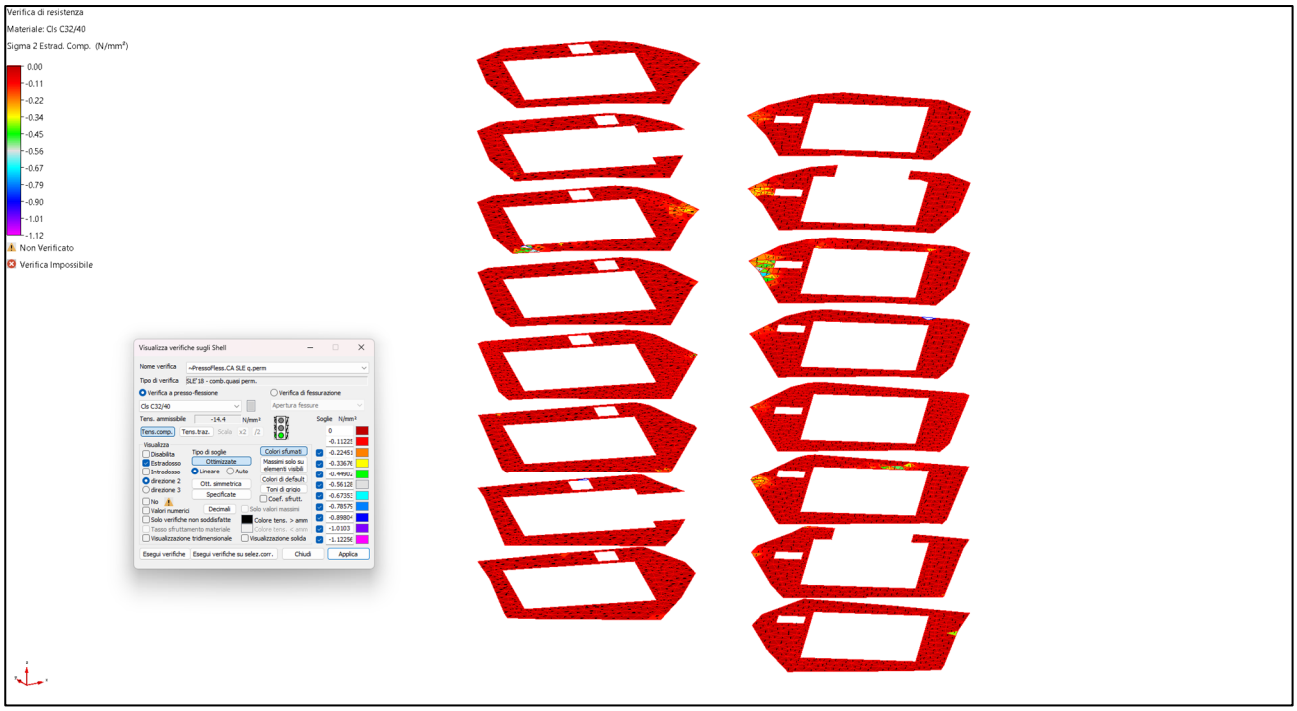


Fig. 14-144 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 2

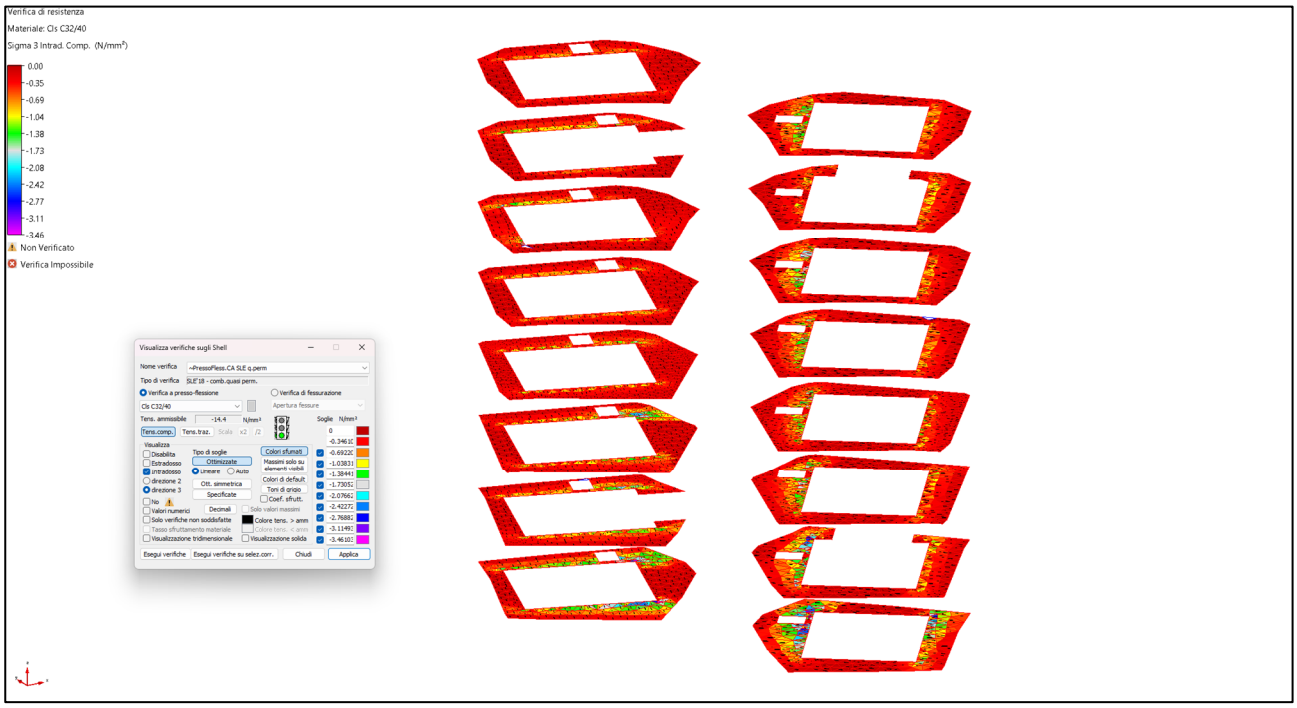


Fig. 14-145 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Intradosso Direzione 3

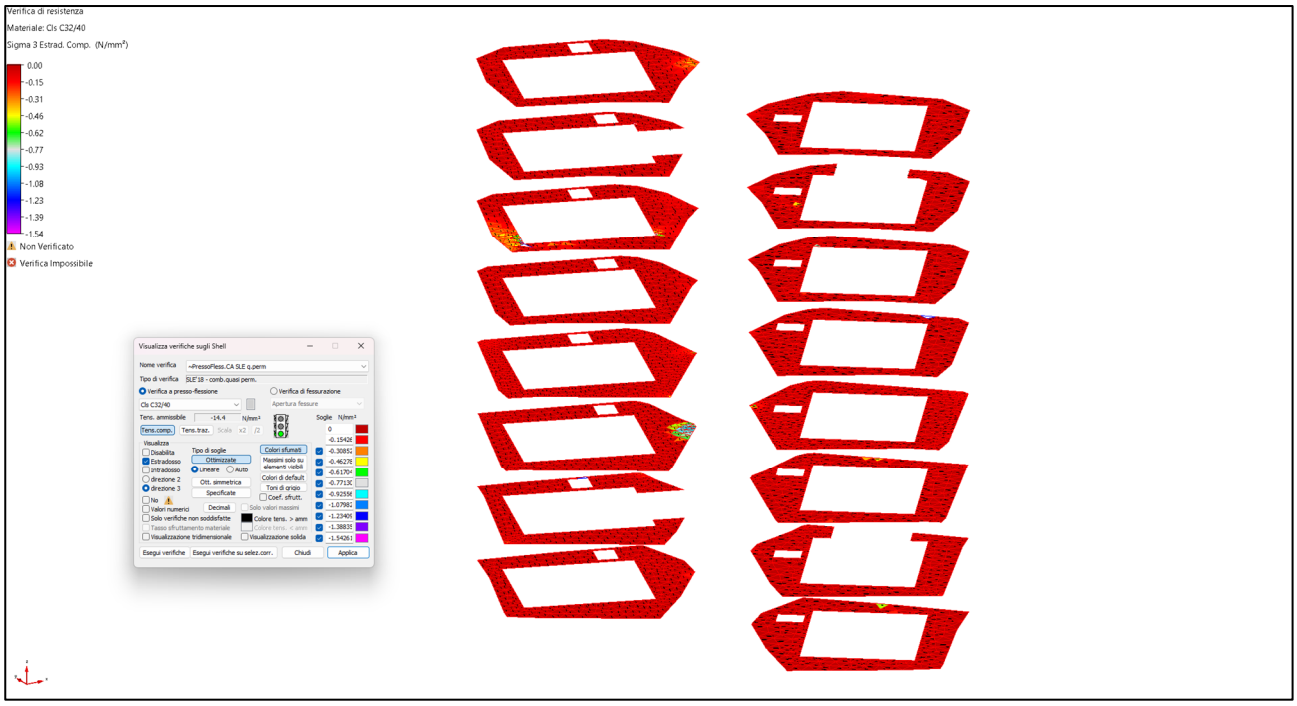


Fig. 14-146 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione q. permanente – Estradosso Direzione 3

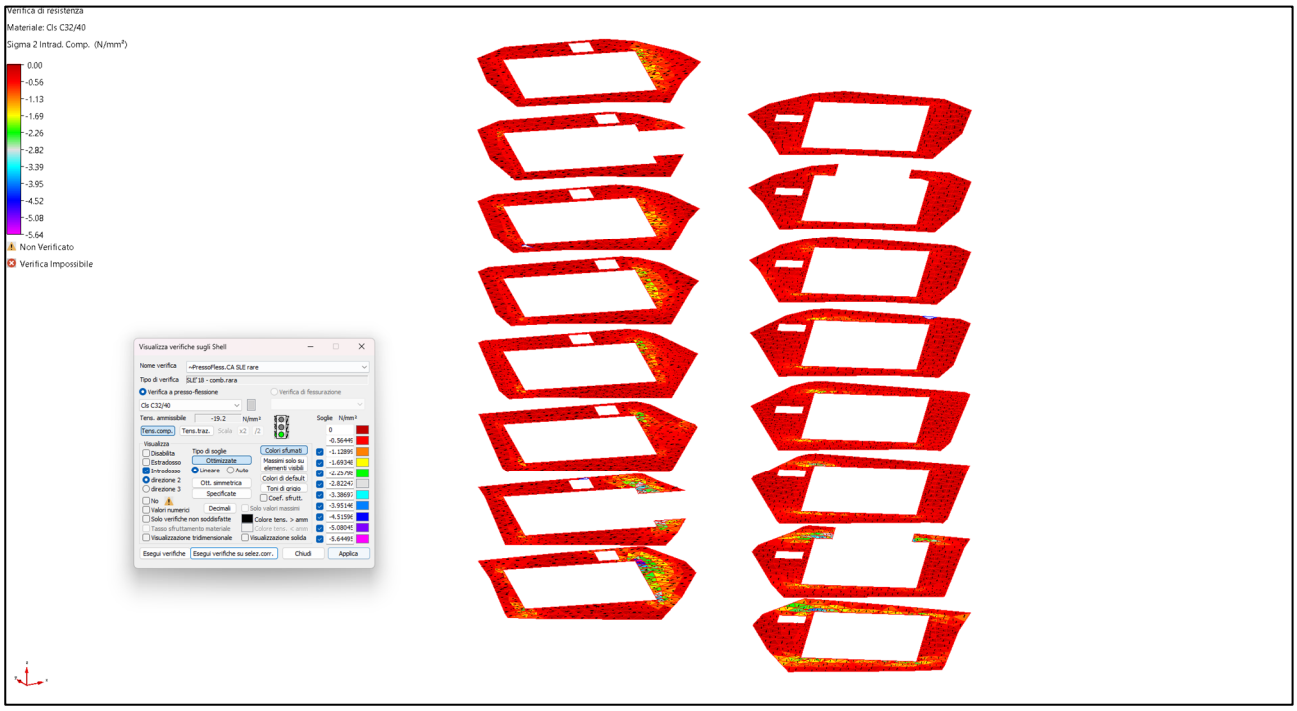


Fig. 14-147 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

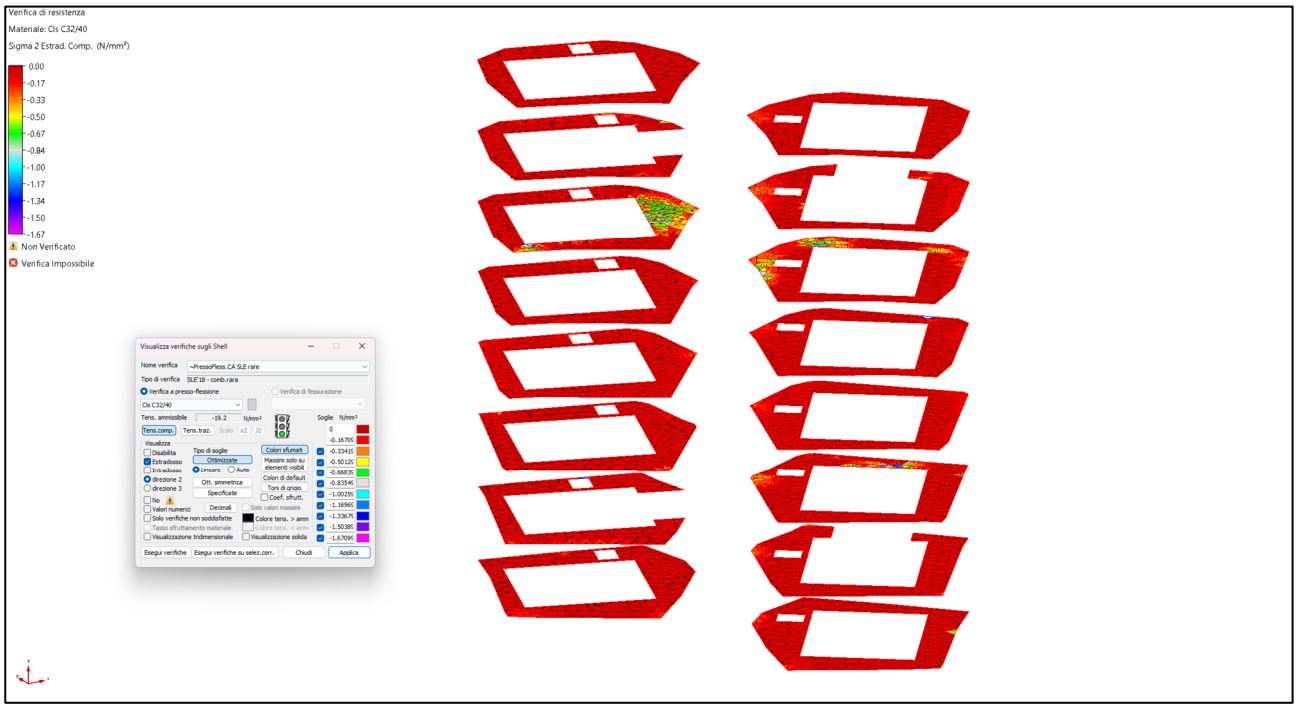


Fig. 14-148 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2

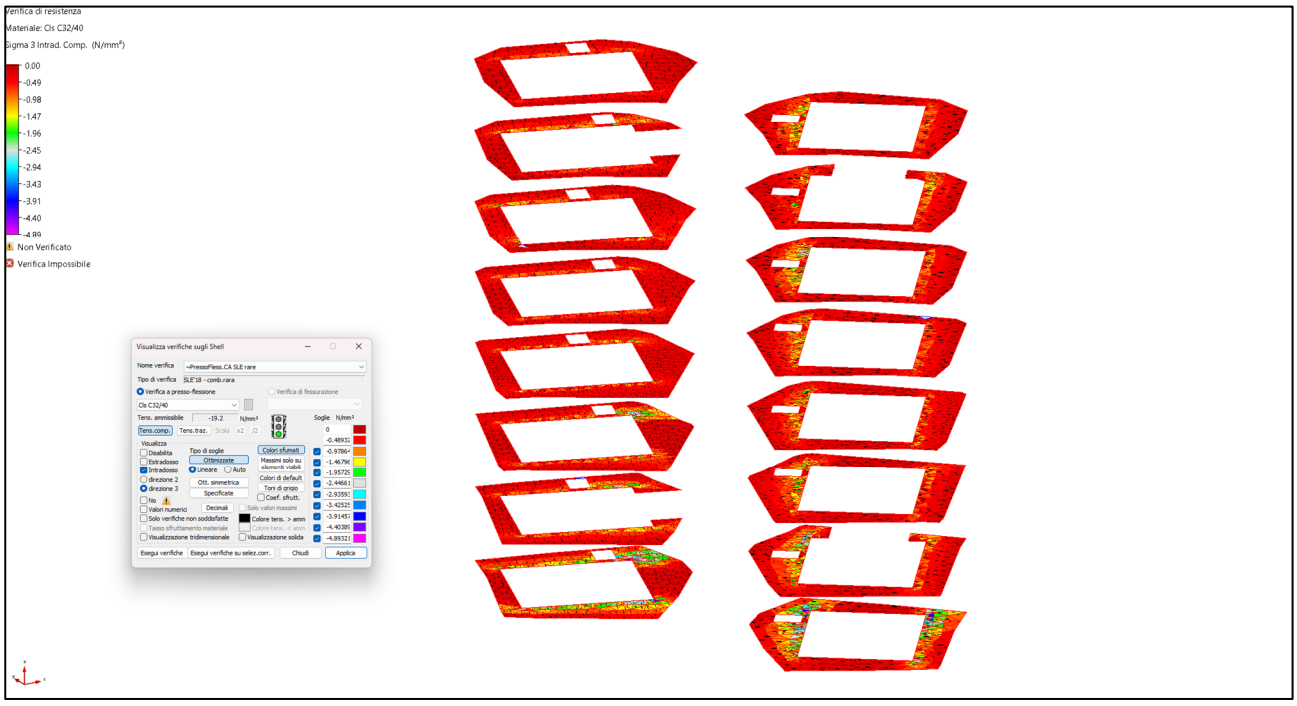


Fig. 14-149 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

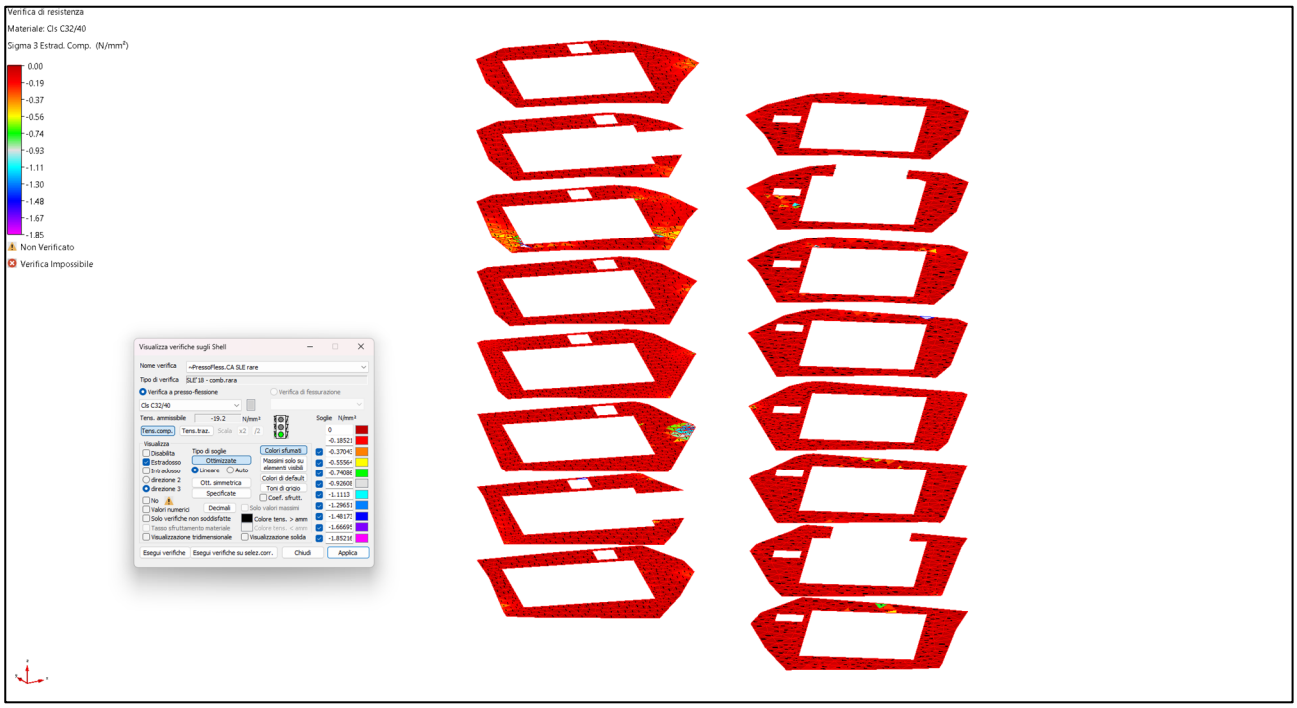


Fig. 14-150 – Verifica SLE solette – Compressione calcestruzzo – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

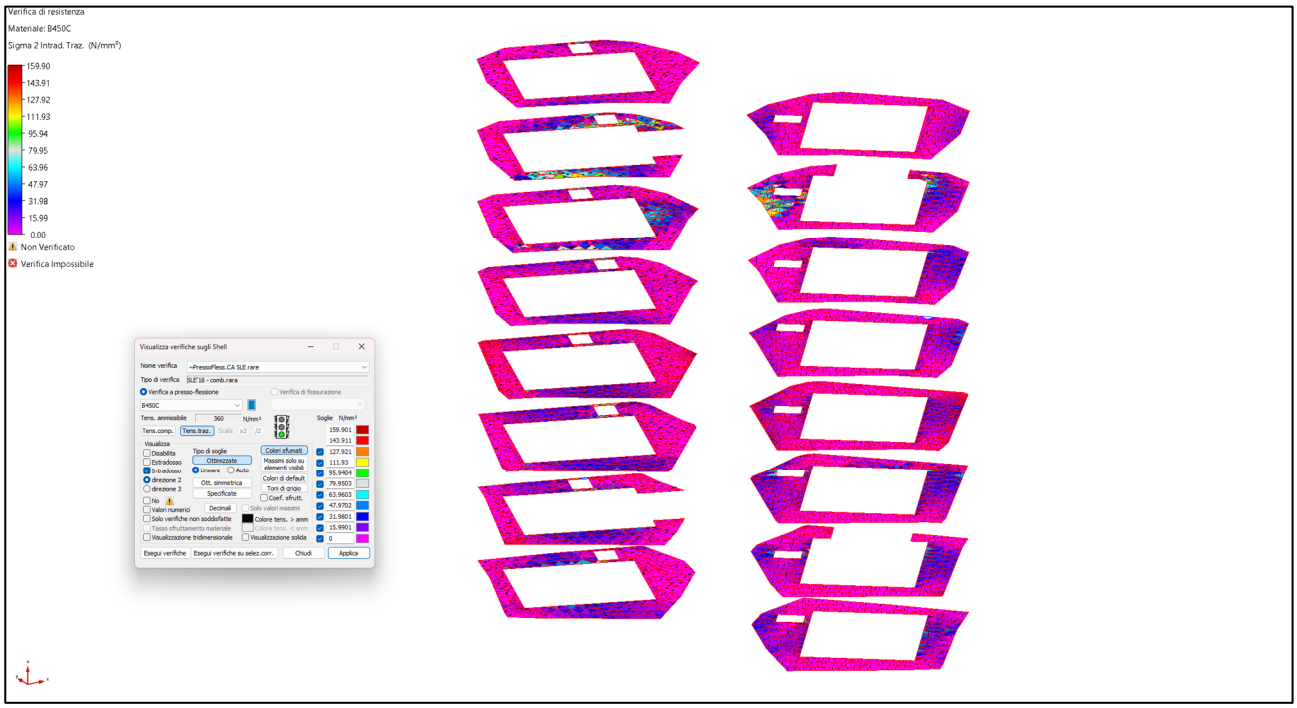


Fig. 14-151 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 2

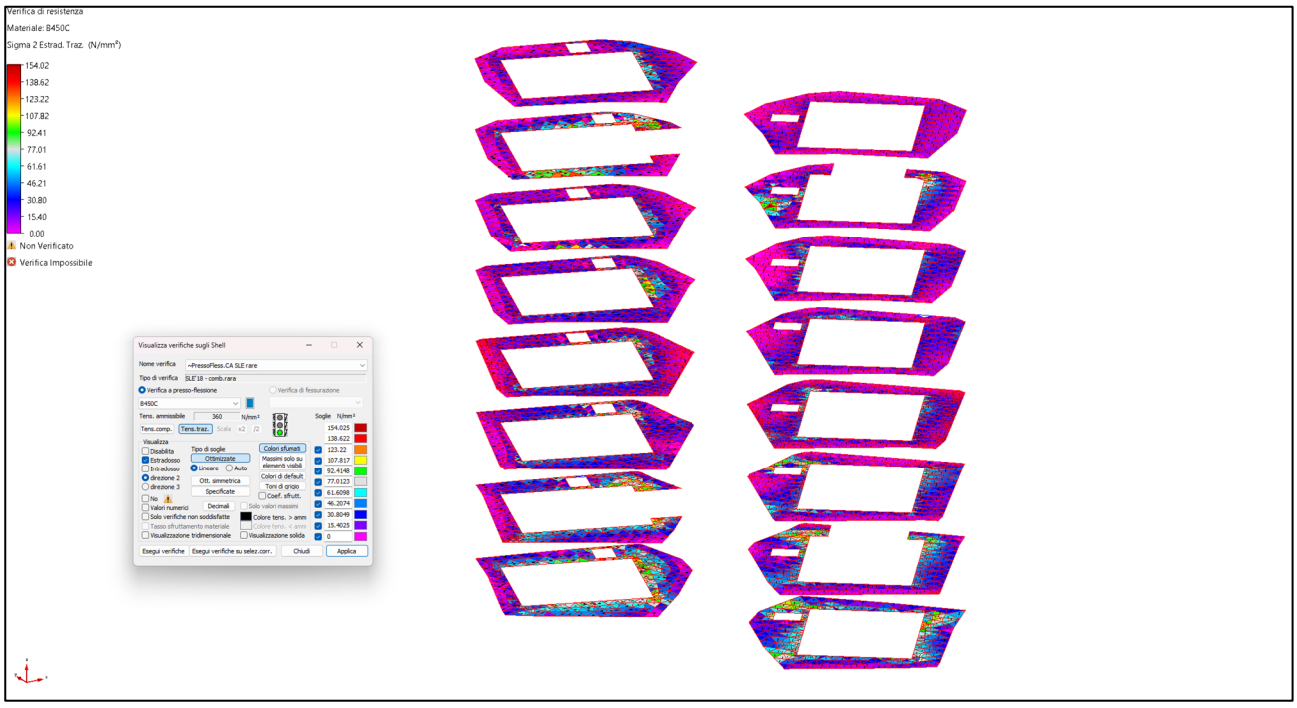


Fig. 14-152 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 2



Fig. 14-153 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Intradosso Direzione 3

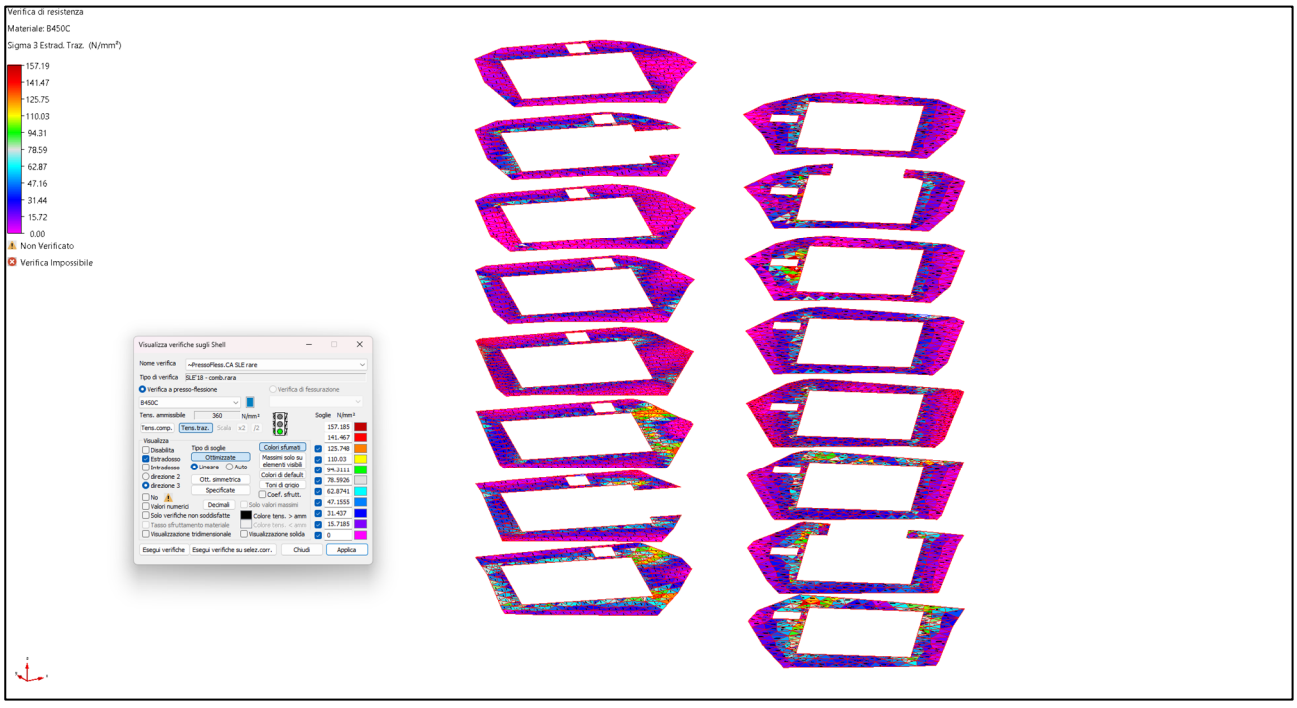


Fig. 14-154 – Verifica SLE solette – Trazione delle armature – Combinazione rara – Estradosso Direzione 3

15 VERIFICHE STRUTTURALI DELLE TRAVI DELLA VETRATA PANORAMICA

In questo capitolo della relazione si riportano le verifiche strutturali delle che costituiscono la struttura di supporto della vetrata panoramica.

15.1 VERIFICA SLU E SLE DELLE TRAVI HEB200

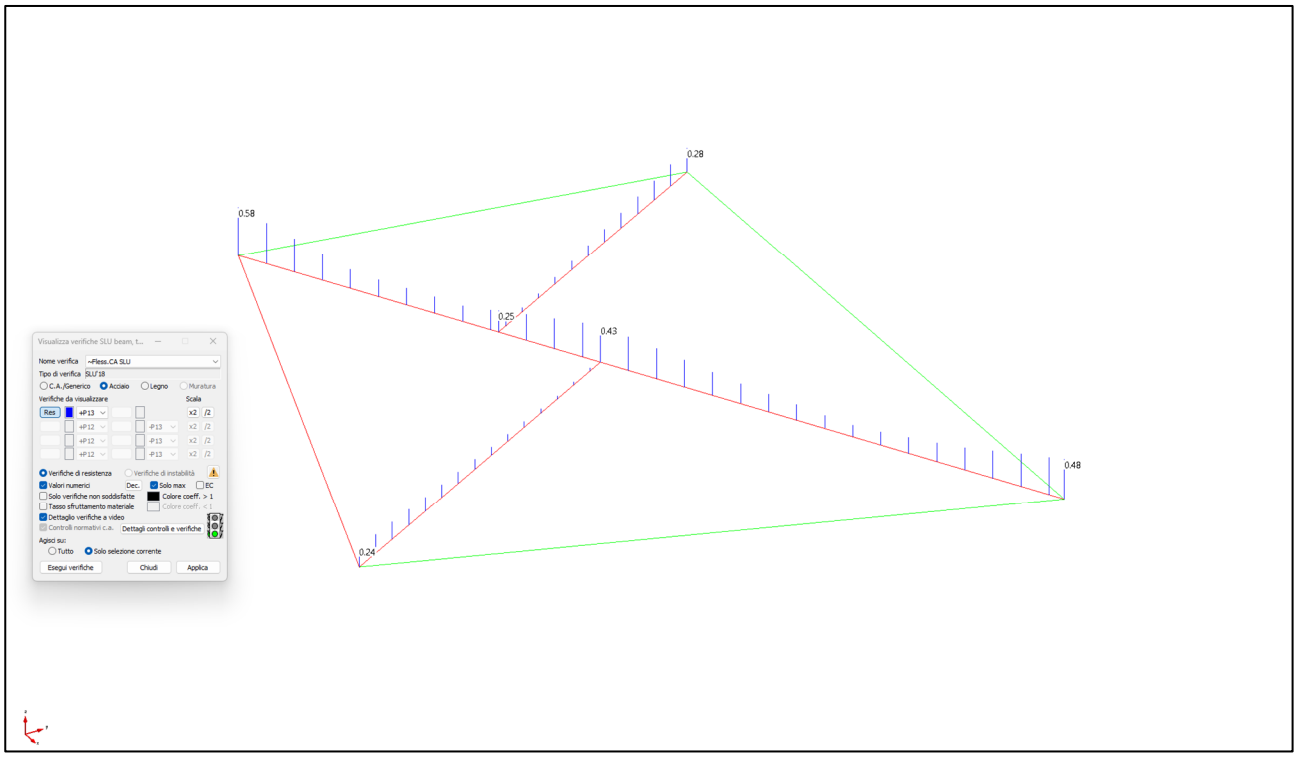


Fig. 15-1 – Verifica SLU travi HEB200 – Coefficiente di sfruttamento MN

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio sono state condotte tenendo in considerazione la deformazione limite richiesta dai produttori dei pannelli vetrati che costituiscono il piano di calpestio della vetrata panoramica. Il limite imposto è pari a L/300.

Lo spostamento verticale delle travi è stato valutato in corrispondenza della combinazione di carico caratteristica (rara), in quanto rappresentativa del valore massimo di deformazione a cui i pannelli vetrati possono essere soggetti durante la vita utile della struttura, coerentemente con la natura del limite prestazionale imposto dal produttore.

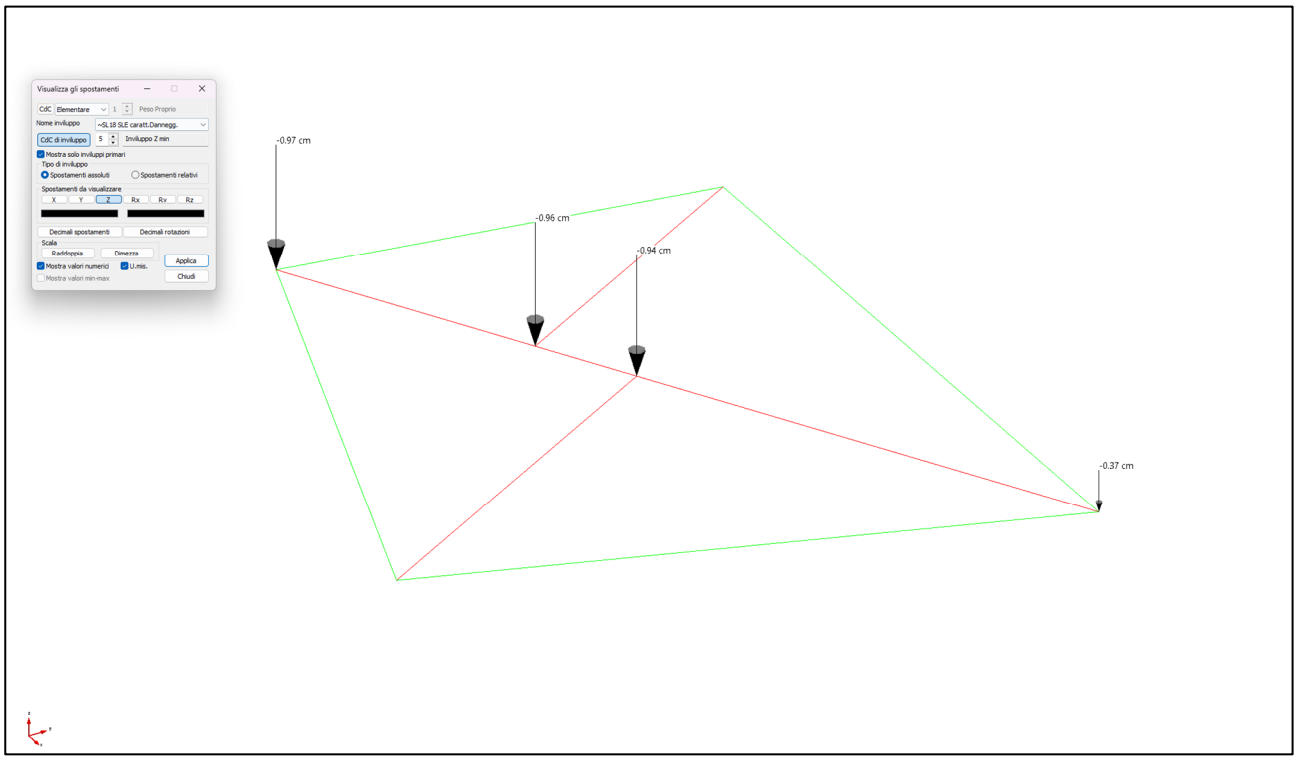


Fig. 15-2 – Spostamenti verticali assoluti – Combinazione SLE rara

Lo spostamento verticale della trave, ottenuto dal modello in corrispondenza della combinazione caratteristica (SLE rara), presenta valori pari a -0,97 cm e -0,37 cm in corrispondenza dei due estremi, in quanto la trave risulta vincolata a una struttura di supporto deformabile. Ai fini della verifica si è pertanto considerata la freccia netta della trave, depurata dalla componente di spostamento rigido dovuta al cedimento dei vincoli, ottenuta sottraendo a ciascuno spostamento assoluto la corrispondente componente di spostamento valutata sulla congiungente i due punti di estremità.

La freccia netta massima risulta pari a 0,27 cm.

Per una luce di calcolo L = 5,80 m, il limite imposto pari a L/300 risulta pari a 1,93 cm.

Confrontando il valore ottenuto con il limite imposto, la verifica risulta soddisfatta.

16 VERIFICHE DI DEFORMAZIONE DELLA STRUTTURA – S.L.E. E S.L.O.

In questo capitolo della relazione si riportano le verifiche di deformazione in S.L.E. per la struttura in esame e le relative considerazioni eseguite in funzione dei risultati ottenuti.

Dal punto di vista operativo la struttura risulta molto rigida e quindi gli spostamenti molto limitati: quelli di maggiore interesse sono quelli orizzontali della torre in calcestruzzo armato (dovuti a vento e sisma principalmente).

Gli spostamenti orizzontali e verticali delle torri devono essere considerati in maniera adeguata alla presenza della passerella in acciaio (in semplice appoggio) e dovrà essere evitato il martellamento fra le due nuove strutture: si riporta in questo capitolo l'entità degli spostamenti allo SLU per tenerne debitamente conto nel dimensionamento degli appoggi scorrevoli (solamente in direzione longitudinale in quanto in direzione trasversale la passerella è saldamente ancorata alla torre). Per maggiori dettagli in merito si rimanda alla Relazione di Calcolo della passerella che riporta geometrie, spostamenti e carichi da utilizzare per il dimensionamento dell'apparecchio di appoggio.

In virtù del sistema di vincolo della passerella, si evidenzia che gli spostamenti lungo la direzione dell'asse della passerella non indurranno sulla struttura della stessa alcuna sollecitazione in quanto le due strutture sono completamente indipendenti. Nella direzione trasversale un possibile spostamento della torre si ripercuoterà anche sulla passerella ("trascinandola" trasversalmente) e indurrà sulla struttura della passerella un incremento delle azioni flessionali (stante il suo schema idealmente iperstatico per effetto dei tre appoggi disposti lungo la passerella stessa).

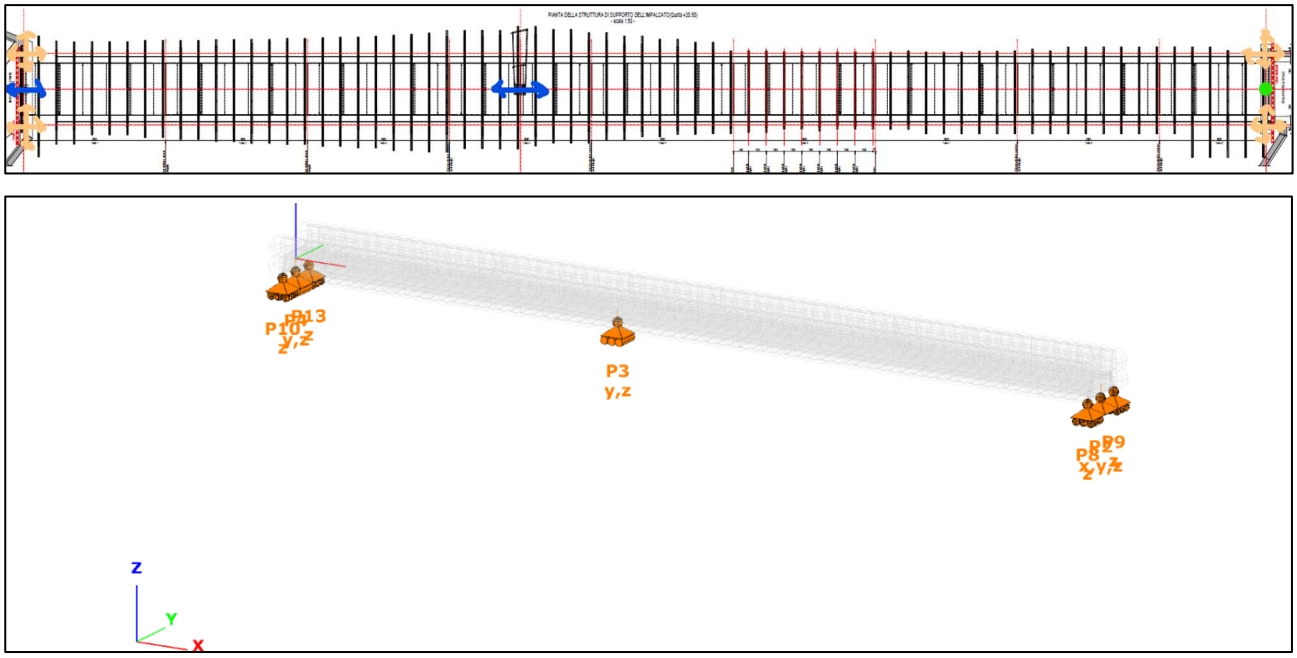


Fig. 16-1 – Vista della struttura della torre in calcestruzzo armato e della passerella in carpenteria metallica

16.1 VERIFICHE ALLO SLE – DEFORMAZIONE VERTICALE DELLE SOLETTA MASSIVE

Le deformazioni delle solette massive, valutate come spostamento relativo, sono molto limitate e rispettano ampiamenti i limiti da normativa.

Nelle figure seguenti si evidenziano (con vista “in pianta”) le entità delle deformazioni massime verticali in combinazione caratteristica: è immediato verificare che gli spostamenti non possono creare nessun disagio e soddisfano ampiamente le limitazioni di norma.

Si evidenzia che la valutazione sullo spostamento massimo verticale deve essere valutato come spostamento relativo depurando di volta in volta i valori dallo spostamento della zona di attacco: a puro titolo di esempio nella figura (soletta massiva tipo C1) seguente il valore di spostamento in Z sullo sbalzo è pari a 0,98cm ma deve sicuramente essere depurato dello spostamento della muratura della torre per 0,36cm. Il valore di controllo risulta quindi essere pari a circa 0,62cm che, su uno sbalzo di 635cm risulta essere pari ad un rapporto L/2048 quindi ampiamente verificato (valutato per lo sbalzo ovviamente sul doppio della luce).

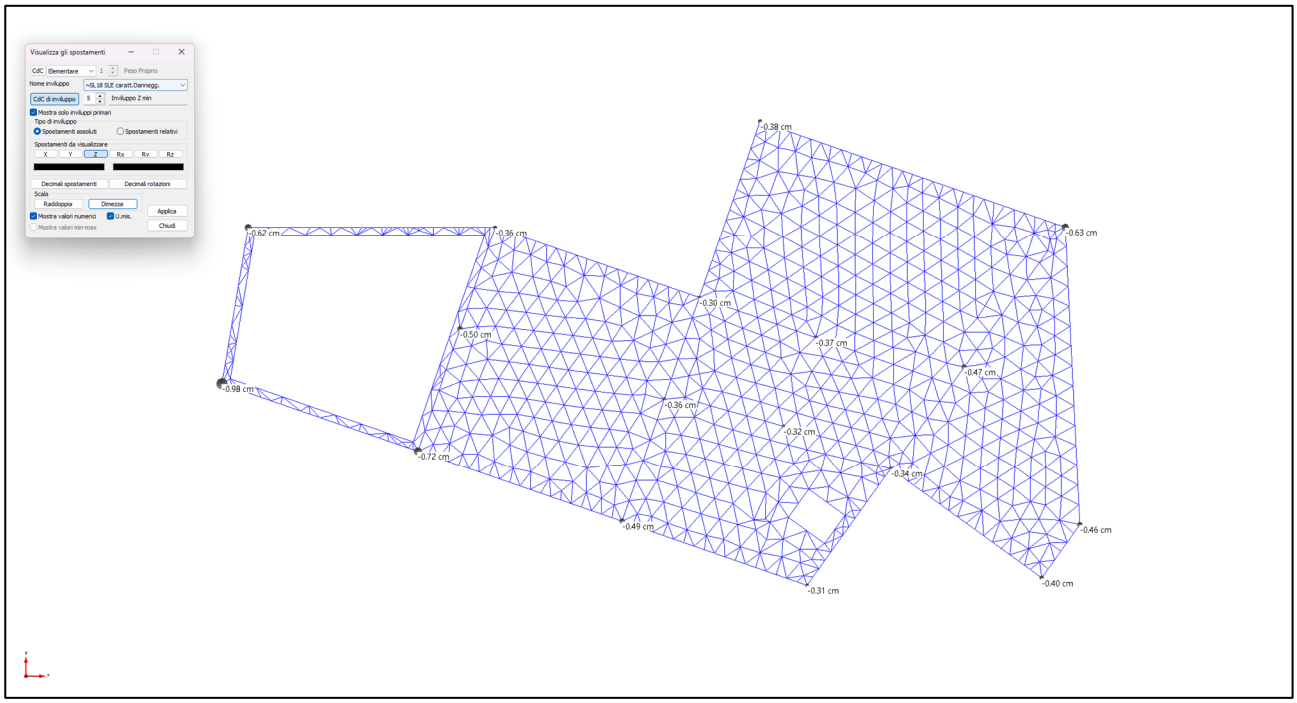


Fig. 16-2 – Spostamento massimo verticale della soletta tipo C2

Discorso valido in linea di massima anche per la struttura della soletta C1 dove appoggia la passerella: le deformazioni relative sono molto limitate e ampiamente verificate rispetto a quanto previsto per la normativa stessa.

Si è posta l’attenzione però anche l’attenzione sullo spostamento verticale assoluto che potrebbe indurre nella passerella un problema da contemplare come “cedimento vincolare”: nelle immagini seguenti si riportano

quindi gli spostamenti assoluti ma anche lo spostamento dovuto al peso proprio: questo in quanto si ritiene che l'entità del "cedimento vincolare" sarà legato soprattutto al comportamento nel tempo del calcestruzzo ed in particolare dei carichi permanenti. Come evidente dalle immagini i cedimenti elastici totali massimi sono pari a circa 0,70cm mentre quello dovuto al peso proprio incide per un valore assoluto pari a circa 0,36cm.

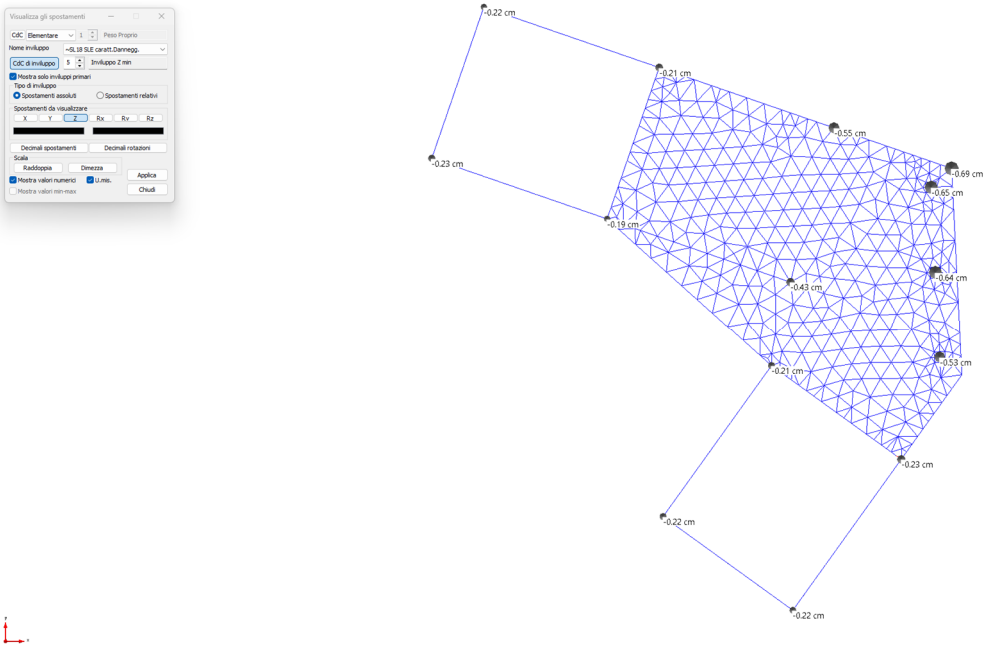


Fig. 16-3 – Spostamento massimo verticale della soletta C1 – Valori sugli appoggi ed in campata della soletta

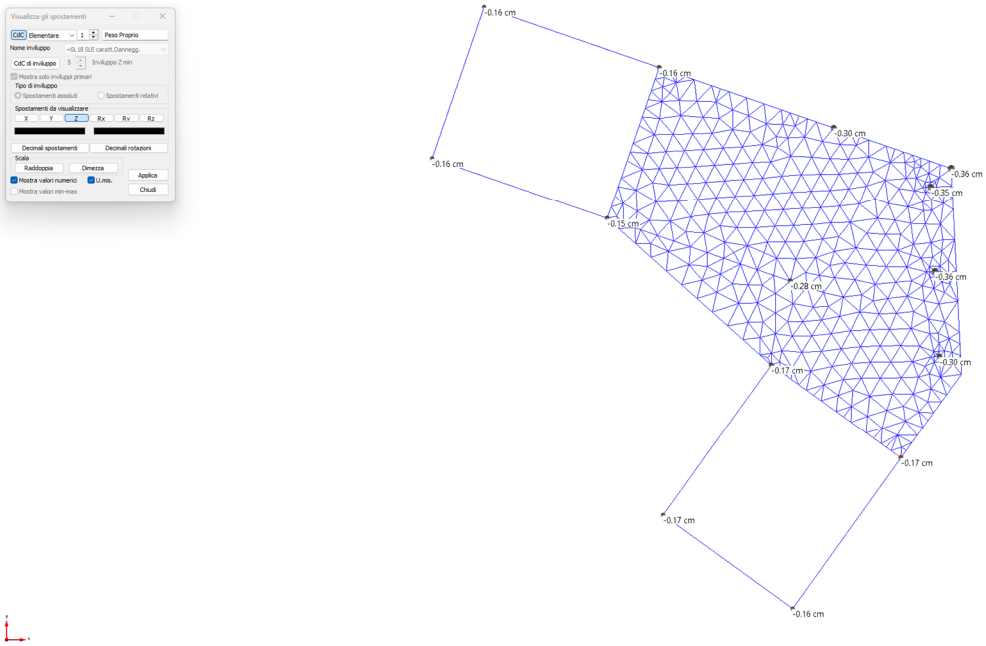


Fig. 16-4 – Spostamento massimo verticale PESO PROPRIO della soletta C1

Questo valore, che potrebbe subire nel tempo un aumento dovuto al comportamento viscoso del calcestruzzo, può ragionevolmente essere triplicato e quindi assumere un valore indicativo di circa 1 cm.

Sul modello numerico della passerella è stato valutato l'effetto di un cedimento vincolare di circa 1,0cm così da valutare i possibili effetti sulla stessa: i risultati di resistenza sono ancora ampiamente soddisfatti avendo, per effetto del cedimento, un incremento delle sollecitazioni flessionali del 10% circa. Si tenga conto che la resistenza della passerella (e del cassone in particolare) è verificata con un rapporto pari al 60% e quindi ha ampie risorse residue per far fronte agli eventuali cedimenti della soletta massiva di appoggio.

Infine, vengono valutati gli spostamenti della soletta massiva della piazza di quota +4,18 metri. Come evidente dalla immagine seguente gli spostamenti in direzione Z risultano molto limitati per le zone interne mentre sono accentuati per le zone frontali, dove è presente lo sbalzo e la trave/parapetto.

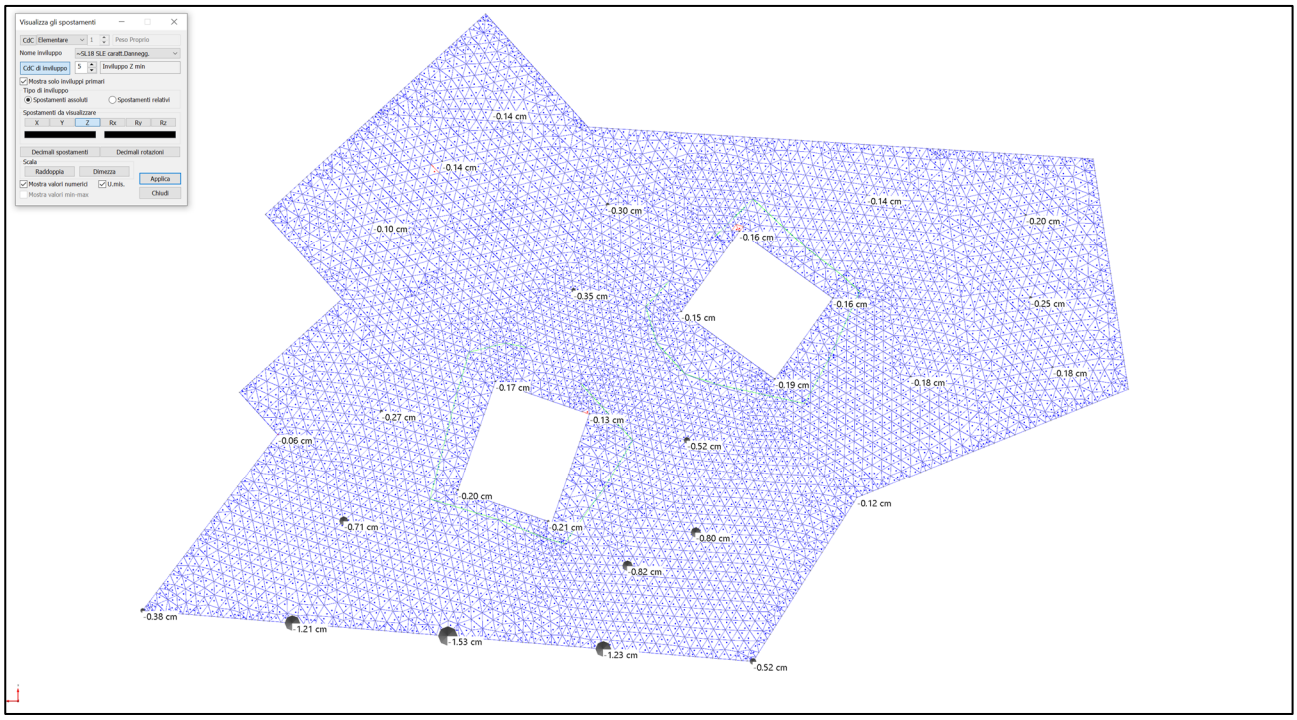


Fig. 16-5 – Spostamento massimo verticale della soletta A – valori elastici caratteristici

È importate fare una valutazione degli spostamenti relativi di questa parte di struttura secondo varie direzioni di calcolo, essendo una struttura bidimensionale.

La prima verifica è fatta valutando lo spostamento delle due travi laterali "a sbalzo" ed in particolare per la parte di destra rispetto all'immagine: la deformazione relativa risulta essere pari a 0,47cm e la luce dello sbalzo pari a circa 730cm. Il rapporto fra la luce (ovviamente raddoppiata per considerare il fatto che si è in presenza di uno sbalzo) e la deformazione elastica risulta essere pari a L/3106 e quindi ampiamente verificato.

Per la trave frontale, con lunghezza pari a circa 2300cm, la deformazione relativa risulta essere pari a circa 1,13cm con un rapporto fra luce e deformazione pari a 1/2035 circa. Per questa trave si è anche utilizzato un software in grado di valutare le deformazioni a lungo termine e in configurazione fessurata: il controllo ha evidenziato il rispetto del limite di norma assunto pari a L/250, anche a lungo termine (deformazione ammessa pari a 9cm circa).

Una ulteriore verifica è stata condotta considerando la trave come uno sbalzo dallo spigolo del montacarichi e valutando la deformazione relativa fra questi due punti: la deformazione risulta essere pari a 1,15cm mentre la distanza di riferimento pari a circa 460cm. Il rapporto risulta essere pari a L/400 e quindi verificato anche in questa situazione che risulta essere la più gravosa.

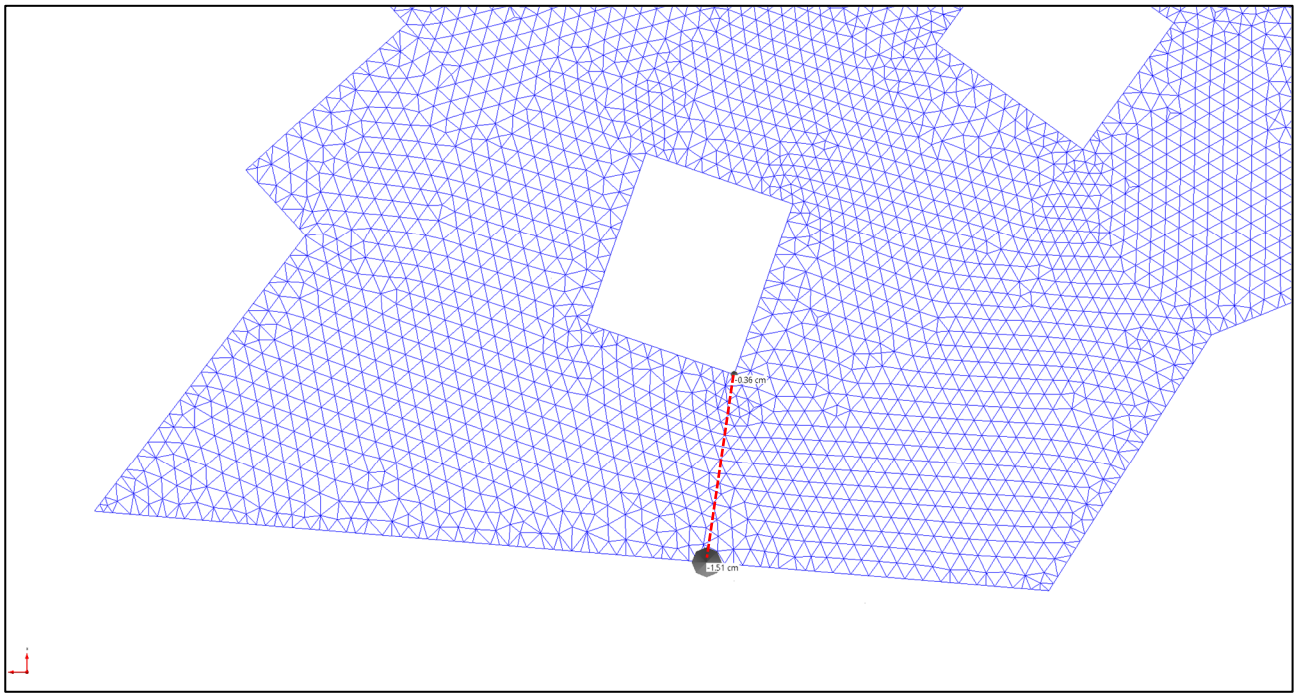


Fig. 16-6 – Spostamento massimo verticale della soletta A – valori elastici caratteristici

16.2 VERIFICHE ALLO SLE – DEFORMAZIONE ORIZZONTALE CARATTERISTICA

Ulteriori controlli sulla deformabilità della struttura sono stati condotti sul modello generale statico (con fondazione su suolo elastico alla Winkler ed azioni gravitazionali aggiunte a quelle del vento) valutando lo sviluppo delle deformazioni orizzontali lungo lo sviluppo della torre.

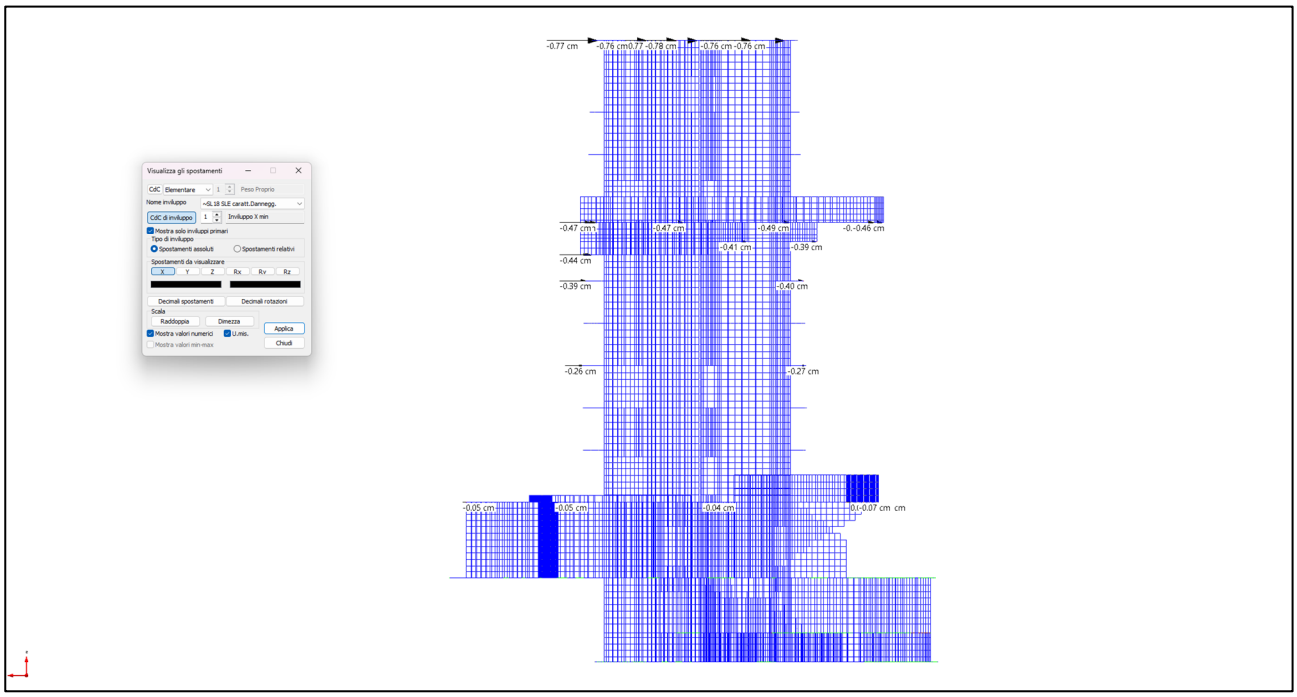


Fig. 16-7 – Spostamento massimo orizzontale della struttura a livelli diversi – valori minimi

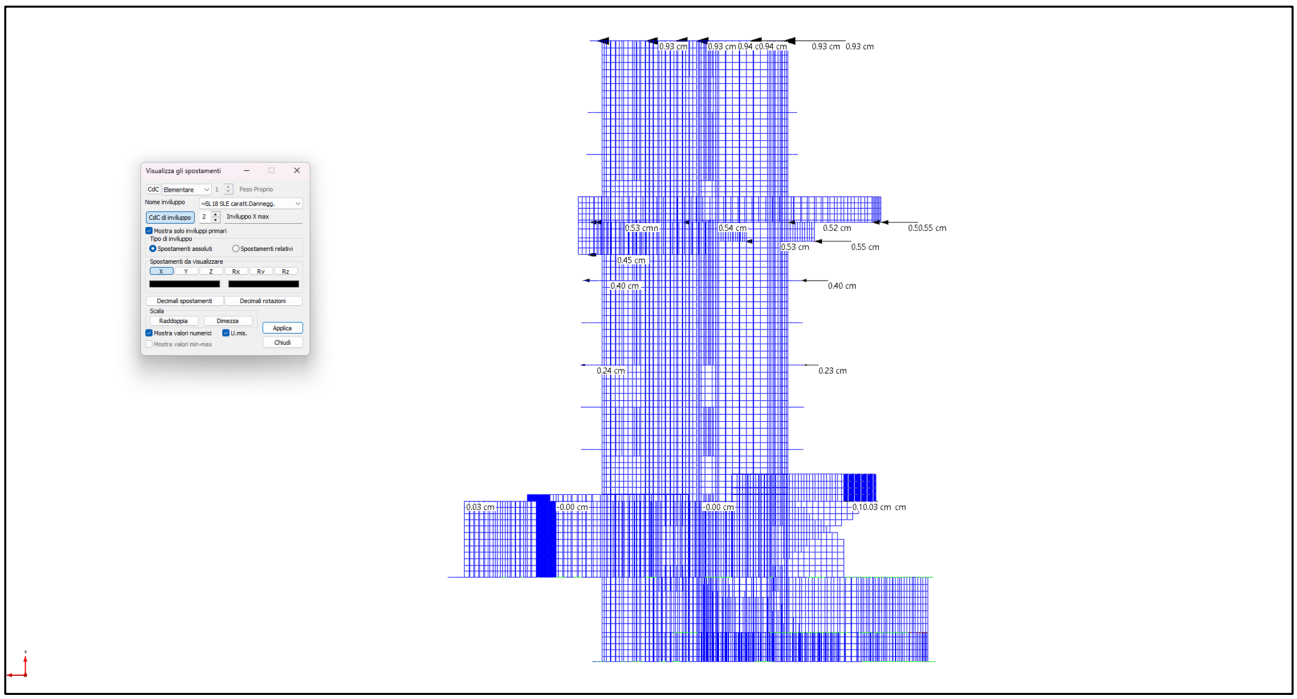


Fig. 16-8 – Spostamento massimo orizzontale della struttura a livelli diversi – valori massimi

Come evidente dalle immagini sopra riportate, in direzione X, e da quelle seguenti, in direzione Y, gli spostamenti sono molto limitati e dell'ordine di 1,0cm in sommità alla torre. Gli spostamenti rientrano sicuramente nei limiti di normativa, considerata l'estensione delle torri: pur applicando comunque i coefficienti

previsti per considerare la struttura fessurata (probabilmente per le torri è una situazione non presente) le deformazioni risultano molto limitate.

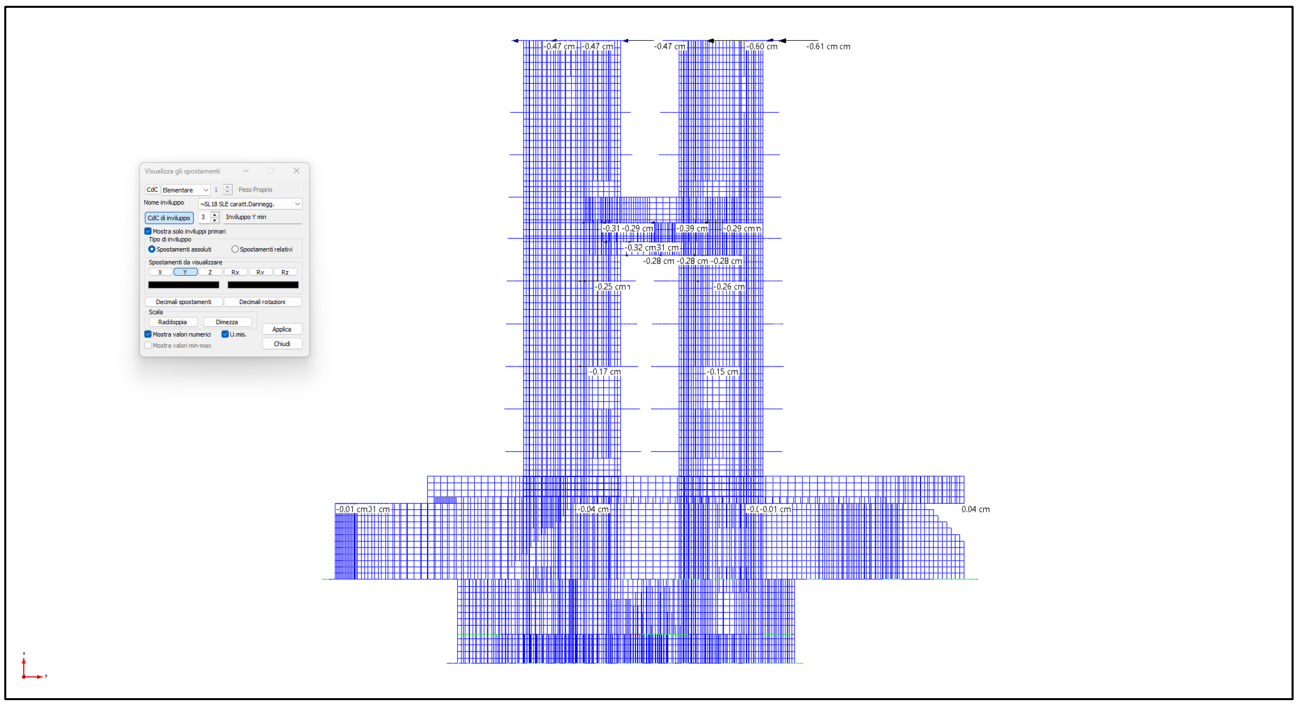


Fig. 16-9 – Spostamento massimo orizzontale della struttura a livelli diversi – valori minimi

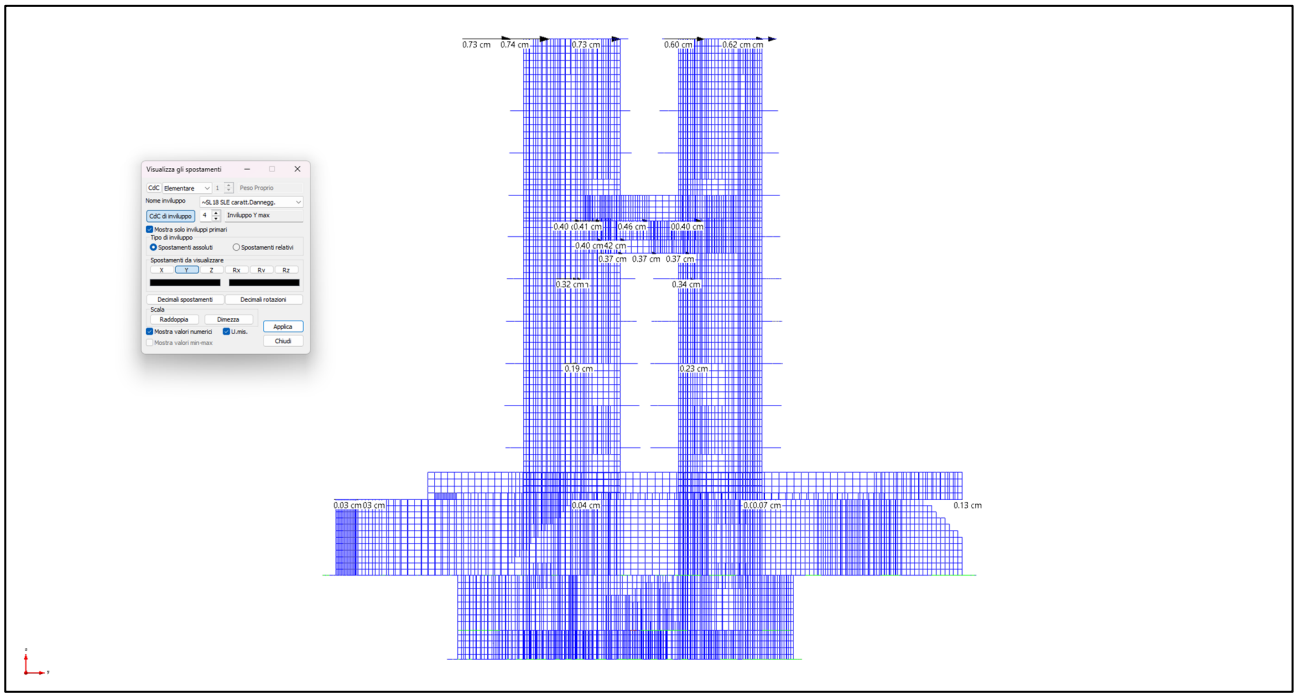


Fig. 16-10 – Spostamento massimo orizzontale della struttura a livelli diversi – valori massimi

A puro titolo indicativo si riportano di seguito gli spostamenti indotti da una delle condizioni elementari di vento (attenzione che è una condizione elementare) sulle torri sulla passerella (quindi in direzione Y in quanto l'altra direzione non induce sulla passerella nessuna interazione): il valore risulta essere pari a circa 0,30cm.

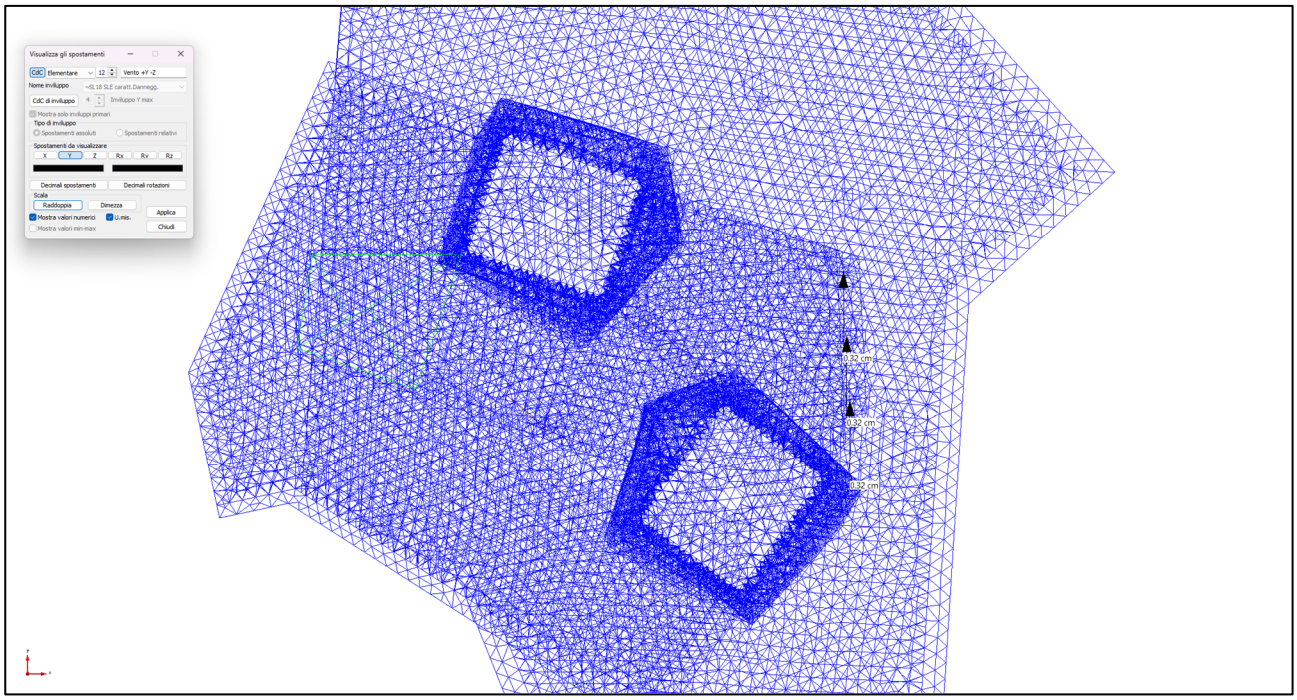


Fig. 16-11 – Spostamento massimo orizzontale della struttura per la condizione più sfavorevole di vento in direzione Y

16.3 VERIFICHE ALLO SLU – DEFORMAZIONE IN CONDIZIONI SISMICHE

La valutazione più gravosa per gli spostamenti risulta essere quella sismica e desunta dal modello numerico in cui la platea di fondazione è stata sostituita da vincoli "a cerniera".

La valutazione è fatta solamente sugli spostamenti di S.L.U. tralasciando l'implementazione dello spettro dovuto allo S.L.D. perché certamente di minore intensità: le verifiche sono condotte quindi, a favore di sicurezza, sugli spostamenti di S.L.U. che vengono di norma utilizzati per la valutazione di eventuali effetti di martellamento fra strutture adiacenti.

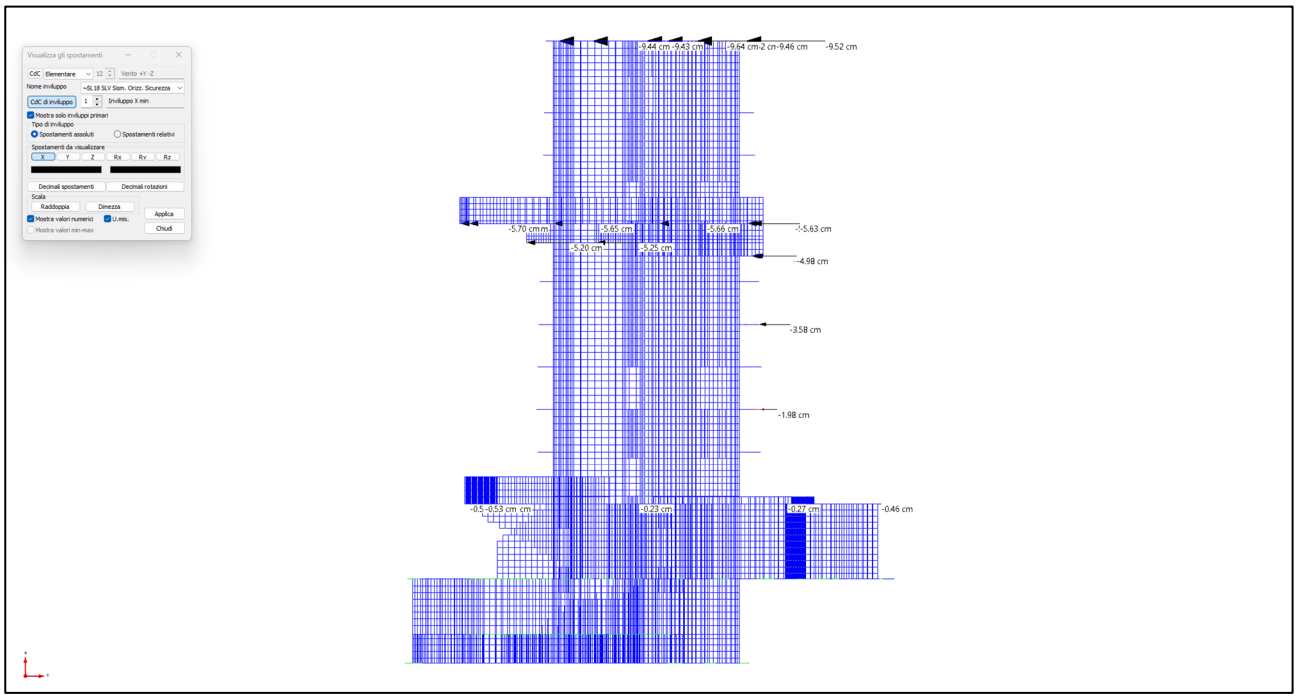


Fig. 16-12 – Spostamento massimo in direzione X – Valori in combinazione SLV sismica (spettro RSL e q = 1,0)

I risultati devono ovviamente essere considerati in questi termini: lo spostamento massimo di sommità (pari a circa 9.5cm) dovrà essere confrontato con la limitazione (paragrafo 7.3.6) dello S.L.D. per classi d'uso pari alla III come nel caso in esame ed assunta pari a circa 2/3 di 0,005H. Nel caso in esame la quota di sommità risulta essere pari a circa 30 metri con una limitazione normativa pari a 10cm.

La verifica è stata condotta anche per la quota di sbarco in cui l'altezza è pari a 20,5 metri mentre la deformazione è circa pari a 5cm. La limitazione a questo livello risulta essere pari a 6,8cm.

Nelle prossime immagini si ripotano le deformazioni di S.L.U. in condizione sismica per le altre direzioni, considerando quindi tutte le possibili rigidezze della struttura stessa.

Dai valori si desume come la struttura sia maggiormente rigida in direzione Y (spostamenti inferiori) e questo è un ottimo auspicio per la passerella che risente solamente, per la tipologia di vincolo adottato, delle eventuali deformazioni in questa direzione.

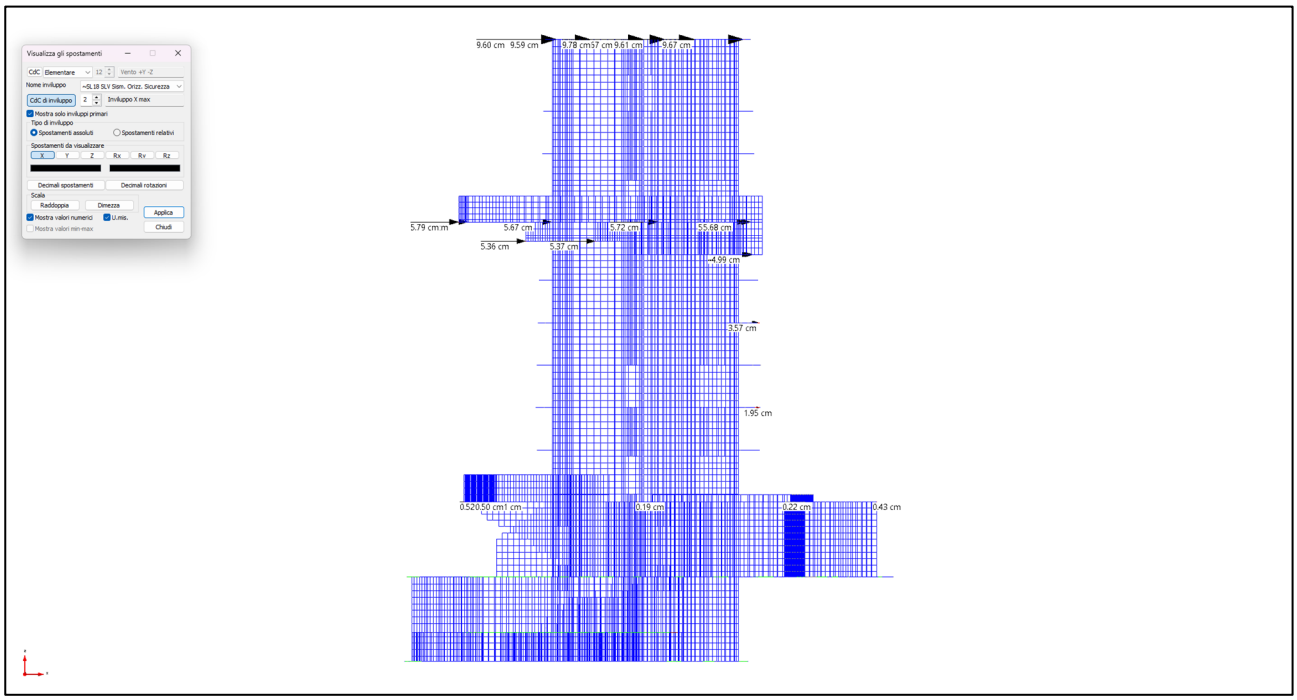


Fig. 16-13 – Spostamento minimo in direzione X – Valori in combinazione SLV sismica (spettro RSL e q = 1,0)

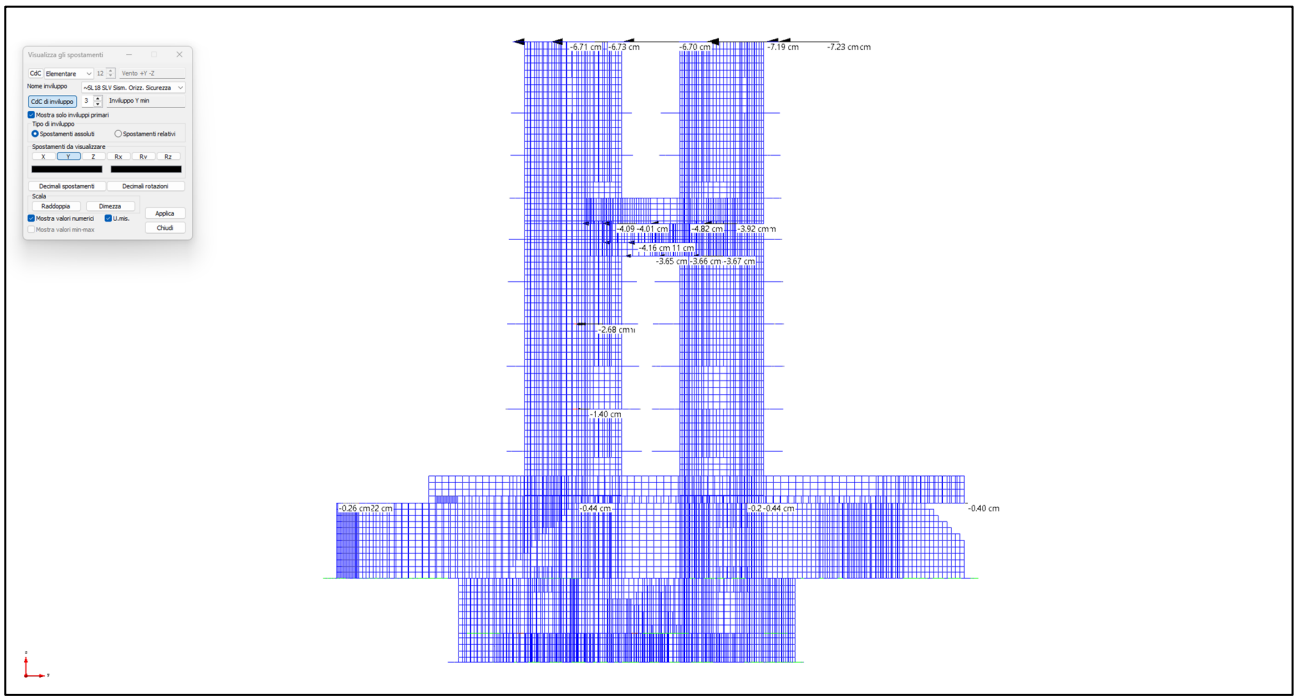


Fig. 16-14 – Spostamento massimo in direzione Y – Valori in combinazione SLV sismica (spettro RSL e q = 1,0)

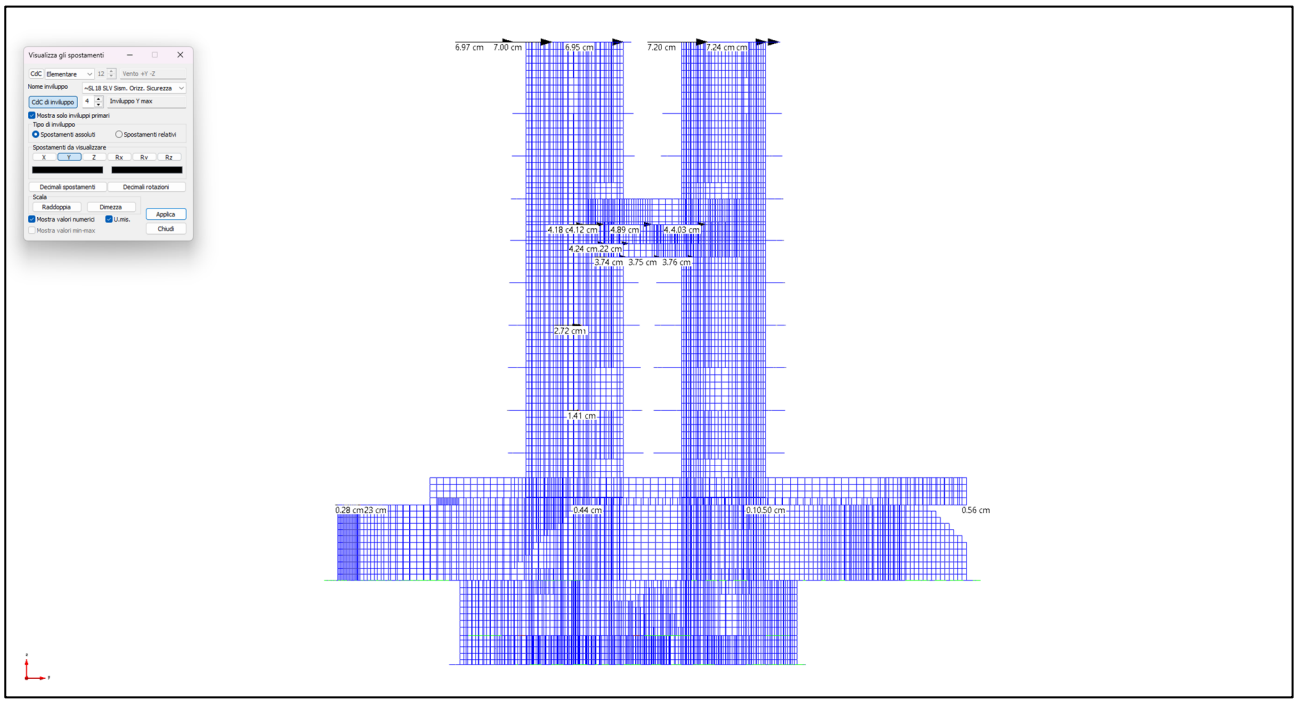


Fig. 16-15 – Spostamento minimo in direzione Y – Valori in combinazione SLV sismica (spettro RSL e q = 1,0)

Si pone infine particolare attenzione allo spostamento in direzione X delle torri, per evitare fenomeni di martellamento con la passerella: il valore massimo (come evidente dalle immagini sopra riportate risulta essere pari a circa 4,0cm e lo stesso dovrà essere "tollerato" dagli apparecchi di appoggio e soprattutto dal giunto strutturale sull'impalcato. La problematica strutturale che potrebbe presentarsi per la deformazione delle torri non è la più gravosa in quanto, come evidente nella relazione di calcolo della passerella, si richiede un giunto di circa ±75mm per garantire il rispetto delle azioni termiche.

Nell'altra direzione (direzione Y) lo spostamento risulta essere pari a circa 3,1cm che dovrà essere considerato sul modello della passerella come un cedimento vincolare: la grande rigidezza trasversale del cassone in acciaio Corten e la geometria della passerella nella sua globalità non destano comunque problematiche.

17 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

In questo capitolo si riportano le verifiche geotecniche delle fondazioni delle strutture della stazione di valle.

La verifica geotecnica delle platee di fondazione della stazione di valle è stata condotta nei confronti del carico limite, considerando sia la condizione drenata che quella non drenata. Per comodità di elaborazione, dal modello numerico sono state estratte separatamente le combinazioni di carico statiche e quelle sismiche; per ciascuna platea vengono riportati i risultati delle sollecitazioni di contatto già descritte nel capitolo relativo alle azioni interne degli elementi strutturali.

Per le combinazioni statiche si riscontra che entrambe le platee trasmettono al terreno esclusivamente forze di compressione; la verifica è stata pertanto condotta confrontando direttamente le pressioni di contatto con il carico limite determinato nelle due condizioni di drenaggio.

Per le combinazioni sismiche la situazione si differenzia tra le due platee. La platea PL_01, quella di quota inferiore, risulta compressa in tutte le combinazioni esaminate, e la verifica è stata eseguita con la medesima metodologia adottata per il caso statico. La platea PL_02, quella di quota superiore, presenta invece una combinazione sismica in cui si sviluppano trazioni al contatto fondazione-terreno. Per la verifica di tale combinazione si è scelto di realizzare un modello non lineare nel quale alle shell di fondazione è stata assegnata una costante di Winkler con comportamento reagente a sola compressione. I risultati ottenuti da questo modello sono stati utilizzati per il confronto con il carico limite, tenendo conto della ridistribuzione delle sollecitazioni sulla sezione parzializzata.

Si precisa che per poter condurre l'analisi sismica con il comportamento non lineare delle shell di fondazione è stato necessario sostituire l'analisi dinamica modale con un'analisi statica equivalente. Il periodo proprio della struttura nelle due direzioni principali è stato tarato in modo da ottenere sollecitazioni alla base compatibili con quelle dell'analisi dinamica di riferimento.

Infine, in ragione della presenza di trazioni in fondazione, è stata eseguita una verifica di equilibrio globale della stazione.

17.1 VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE PL_01 – COMBINAZIONI STATICHE

Si riportano inizialmente i risultati dell’analisi numerica in termini di sollecitazioni trasmesse al terreno dalla platea di fondazione.

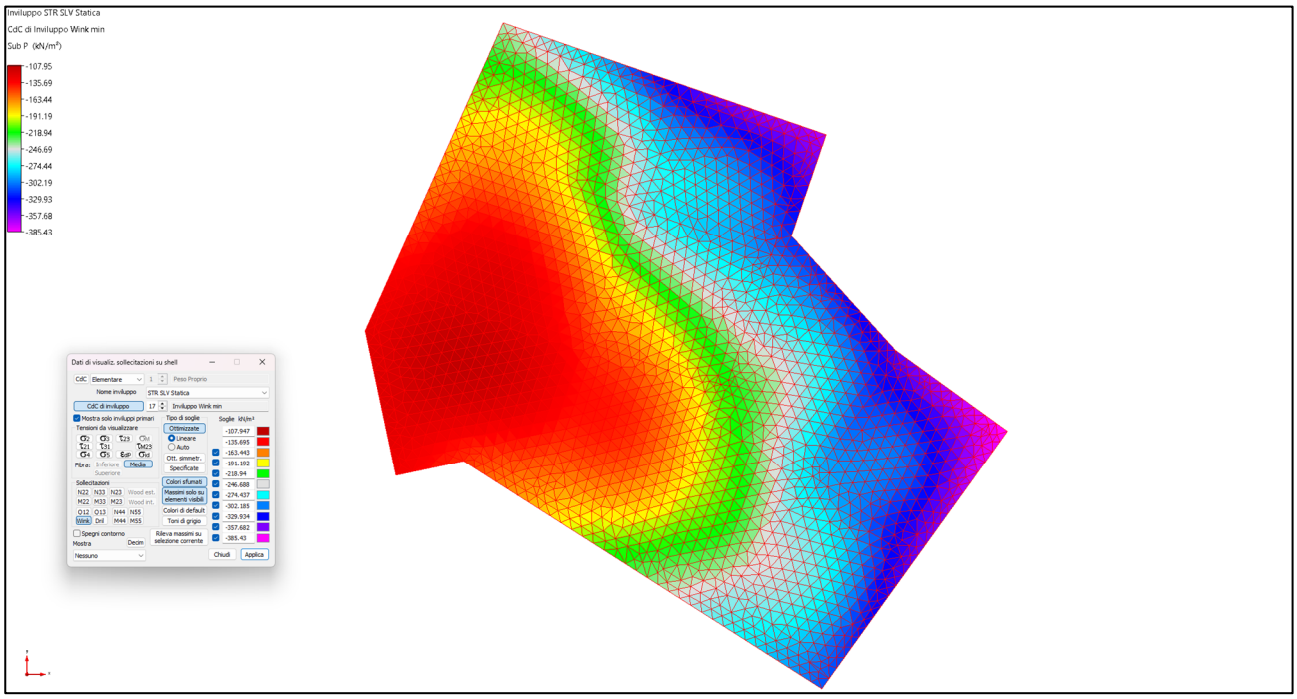


Fig. 17-1 – Combinazione SLU Statica – Inviluppo Wink min

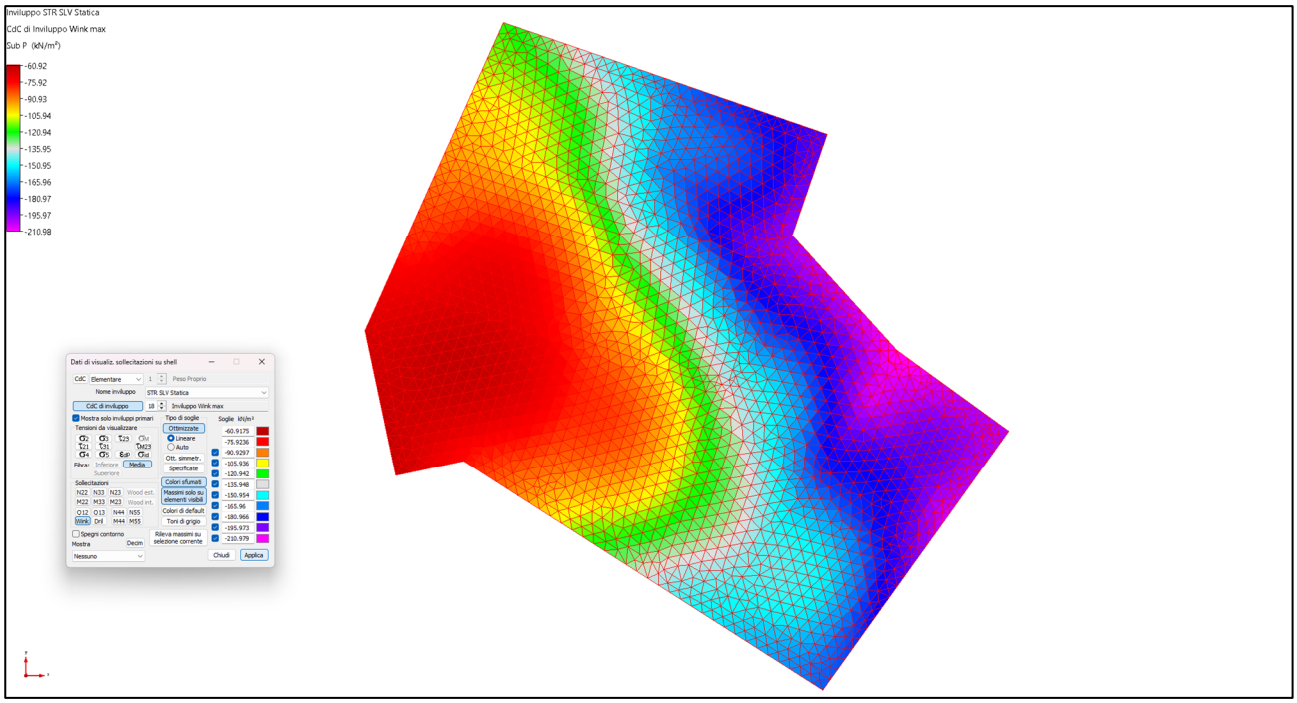


Fig. 17-2 – Combinazione SLU Statica – Inviluppo Wink max

Dalle immagini riportate si può notare come il terreno di fondazione al di sotto della platea risulti compresso per entrambi gli inviluppi statici con un valore massimo di compressione del terreno pari a 385.43 kN/m².

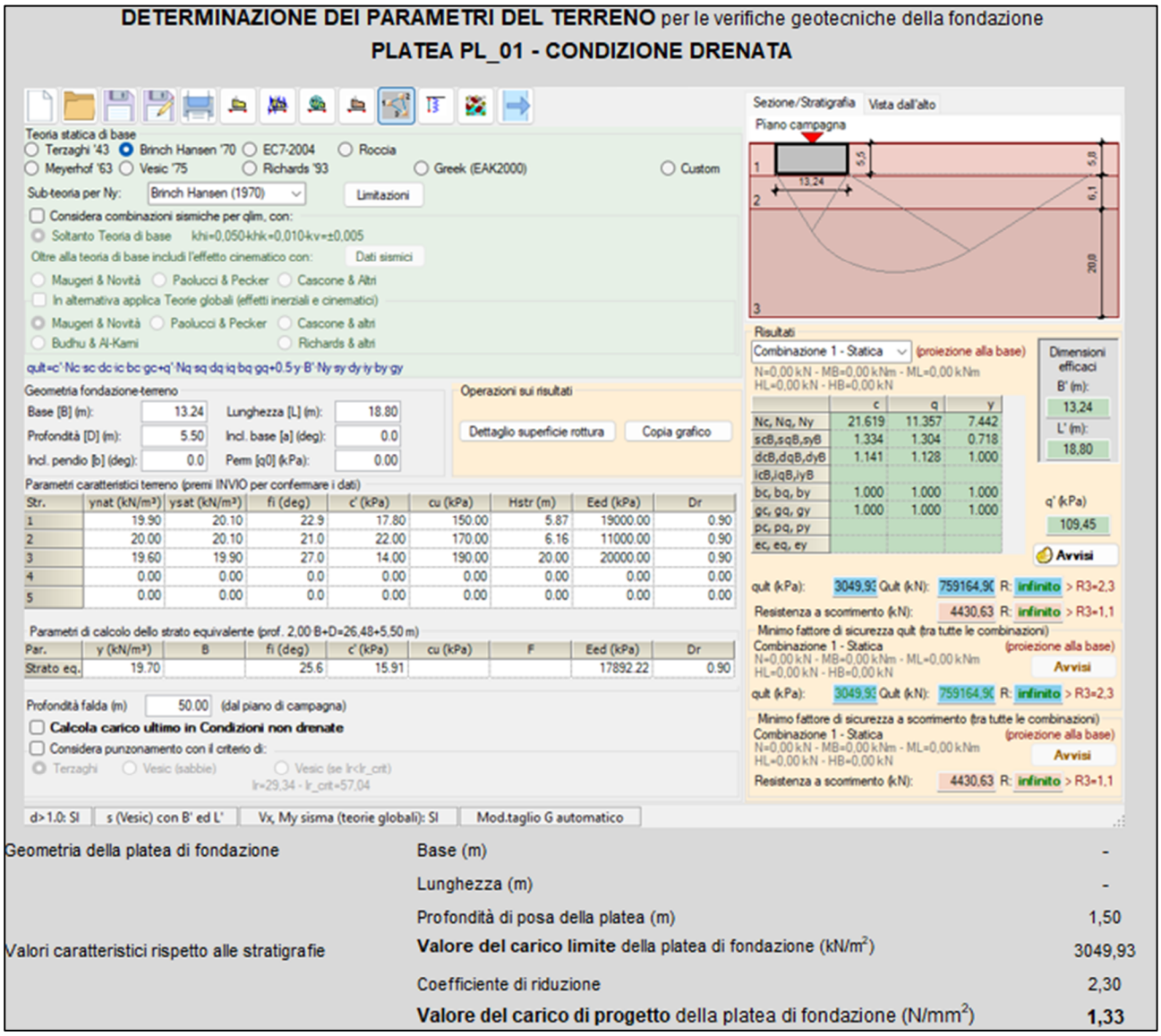


Fig. 17-3 – Valutazione del carico limite di progetto della platea di fondazione PL_01 – Condizione Drenata

In condizione drenata, il carico limite per la platea di fondazione PL_01 risulta essere pari a 1.33 N/mm² = 1330 kN/m². La verifica risulta ampiamente soddisfatta vista la compressione massima in condizione statica pari a 385.43 kN/m² .

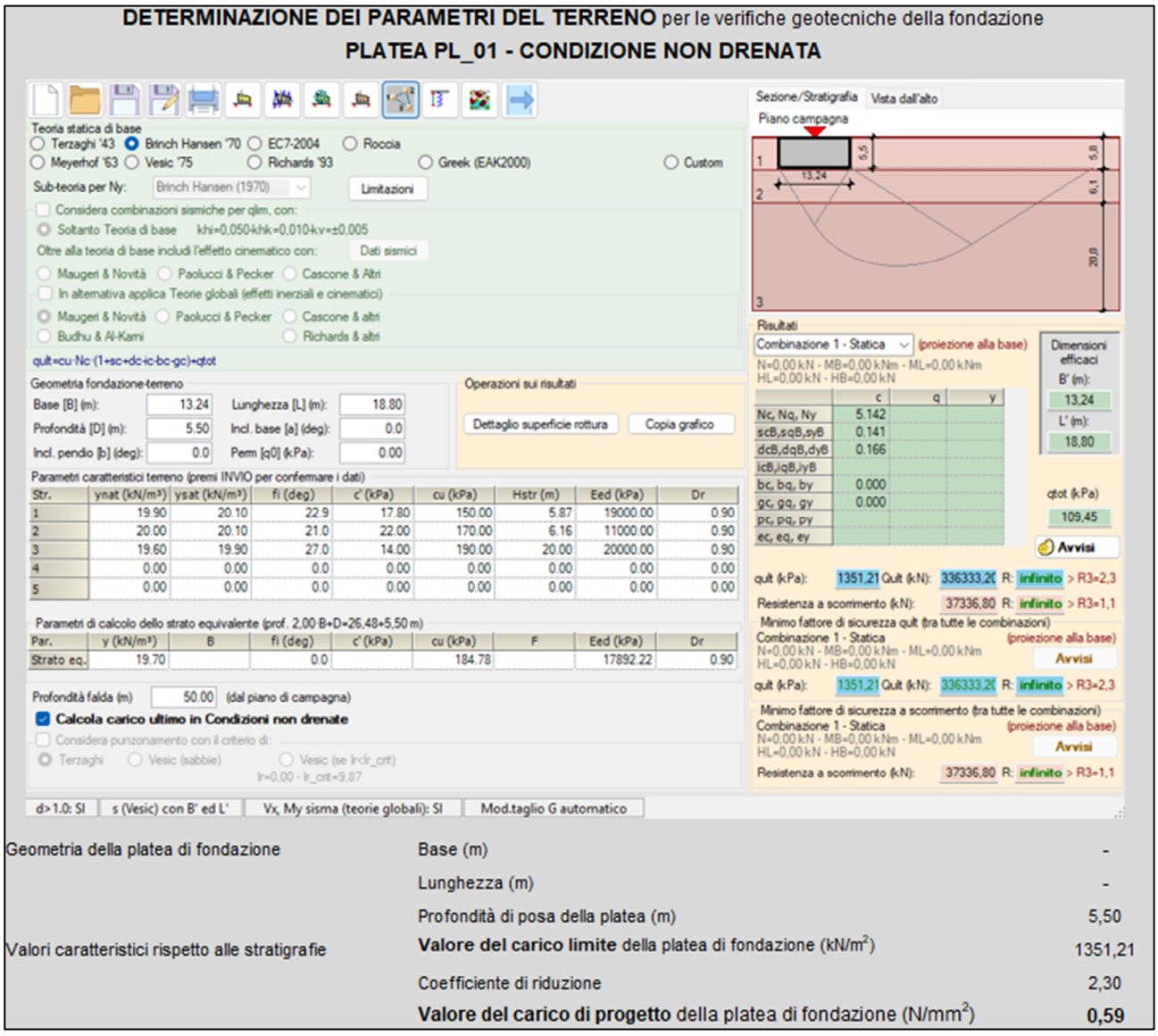


Fig. 17-4 – Valutazione del carico limite di progetto della platea di fondazione PL_01 – Condizione Non Drenata

In condizione non drenata, il carico limite per la platea di fondazione PL_01 risulta essere pari a 0.59 N/mm^2 = 590 kN/m^2. La verifica risulta soddisfatta vista la compressione massima in condizione statica pari a 385.43 kN/m^2.

17.2 VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE PL_01 – COMBINAZIONI SISMICHE

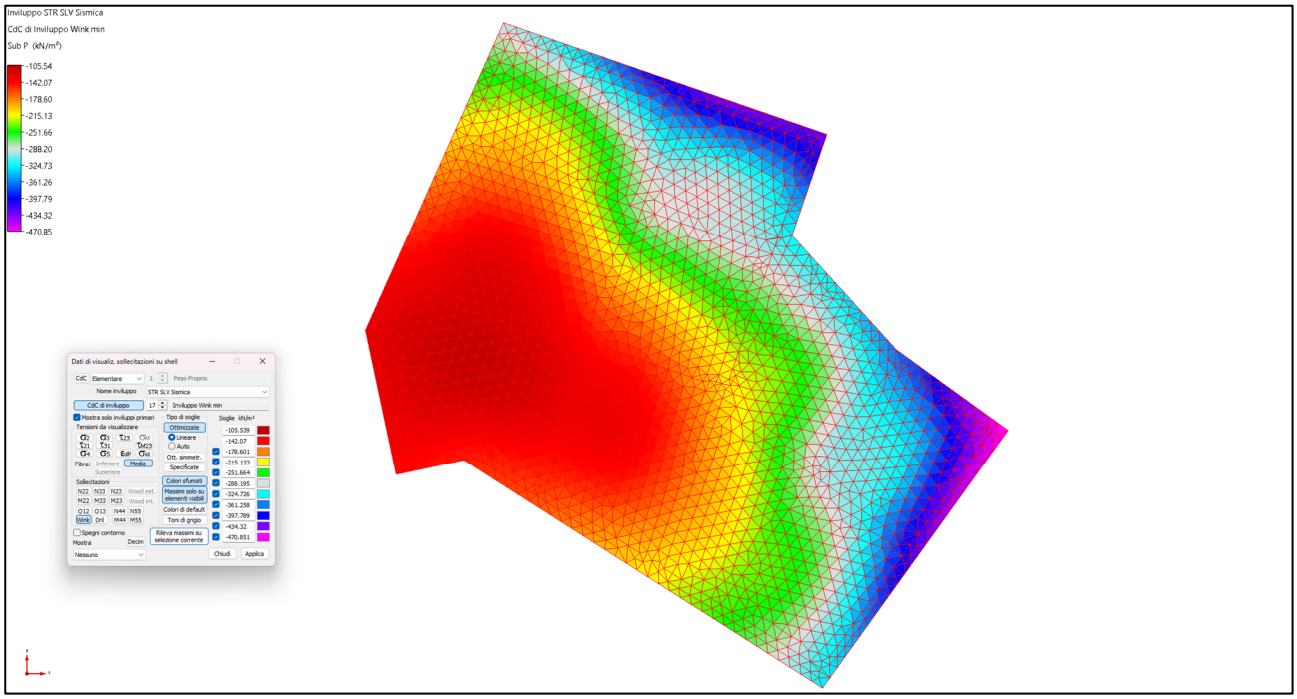


Fig. 17-5 – Combinazione SLU Sismica – Inviluppo Wink min

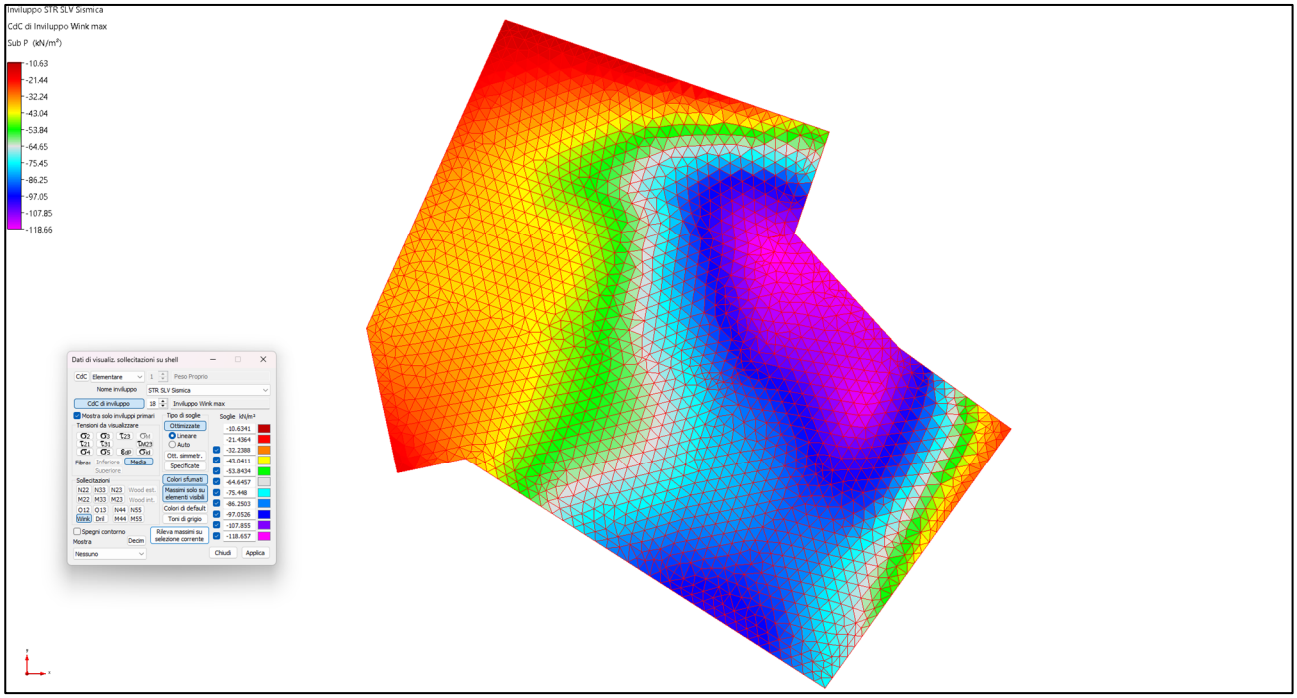


Fig. 17-6 – Combinazione SLU Sismica – Inviluppo Wink max

Dalle immagini riportate si può notare come il terreno di fondazione al di sotto della platea risulti compresso per entrambi gli inviluppi sismici con un valore massimo di compressione del terreno pari a 470.85 kN/m^2.

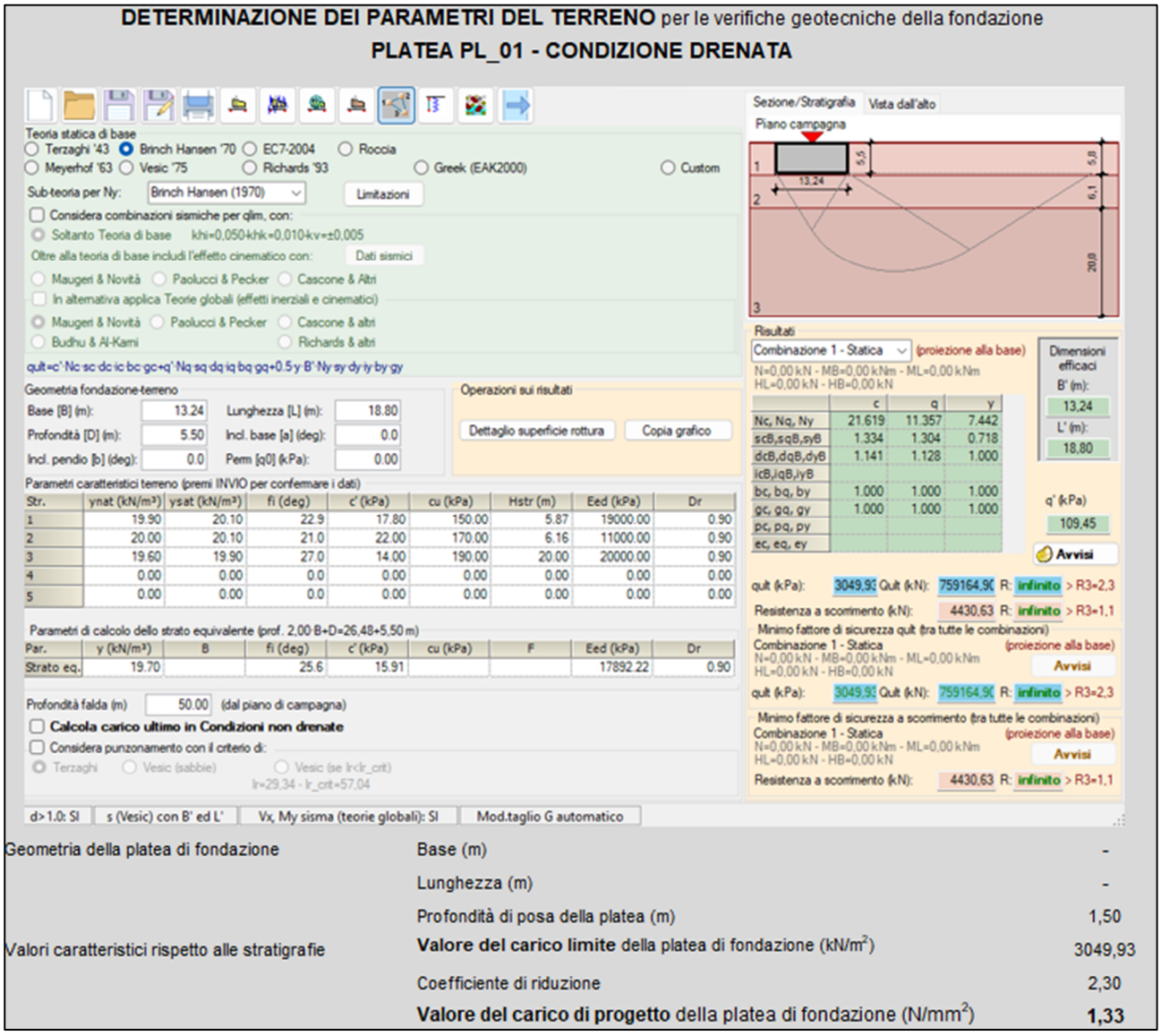


Fig. 17-7 – Valutazione del carico limite di progetto della platea di fondazione PL_01 – Condizione Drenata

In condizione drenata, il carico limite per la platea di fondazione PL_01 risulta essere pari a 1.33 N/mm² = 1330 kN/m². La verifica risulta ampiamente soddisfatta vista la compressione massima in condizione statica pari a 470.85 kN/m² .

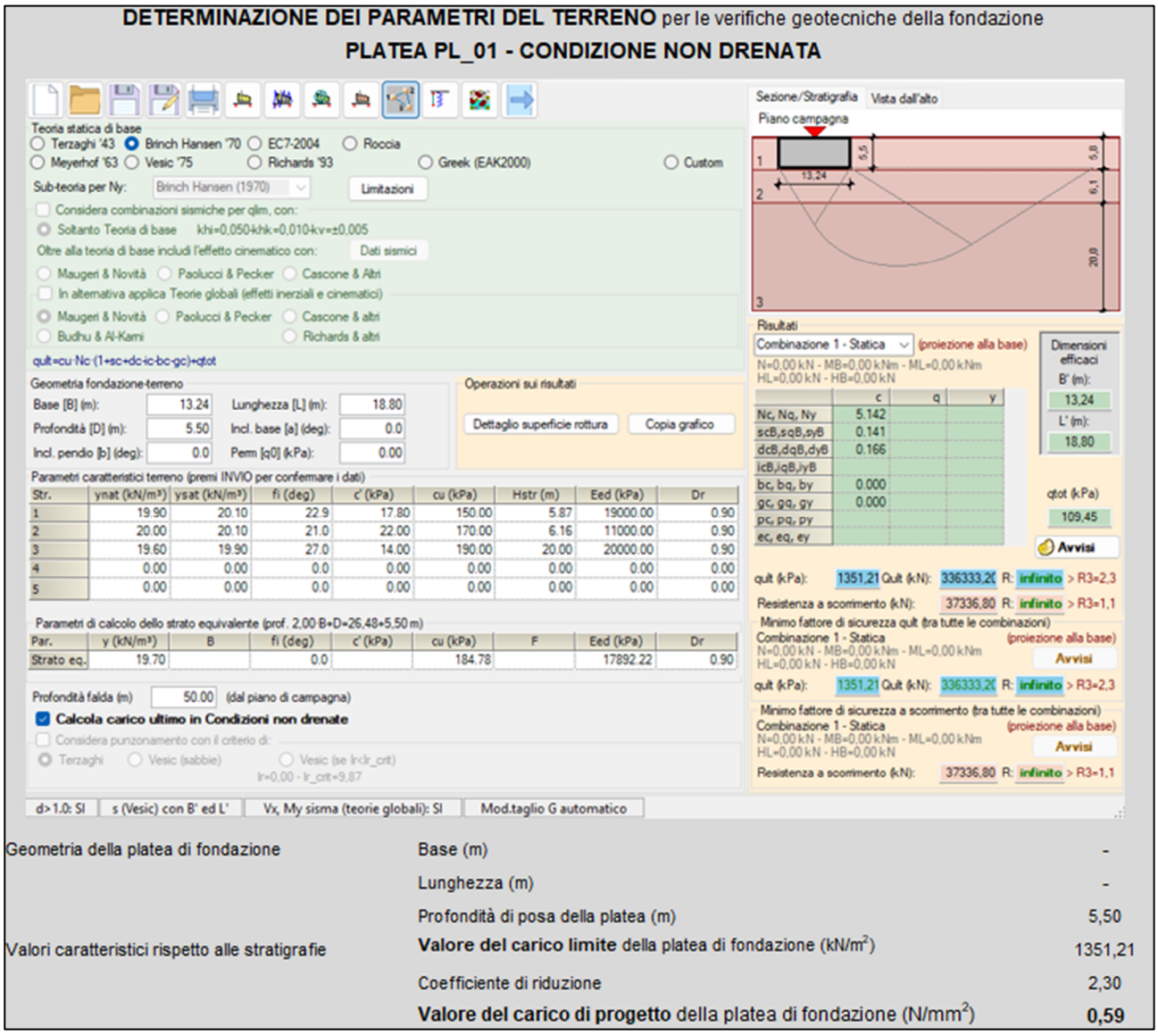


Fig. 17-8 – Valutazione del carico limite di progetto della platea di fondazione PL_01 – Condizione Non Drenata

In condizione non drenata, il carico limite per la platea di fondazione PL_01 risulta essere pari a 0.59 N/mm² = 590 kN/m². La verifica risulta soddisfatta vista la compressione massima in condizione statica pari a 470.85 kN/m².

17.3 VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE PL_02 – COMBINAZIONI STATICHE

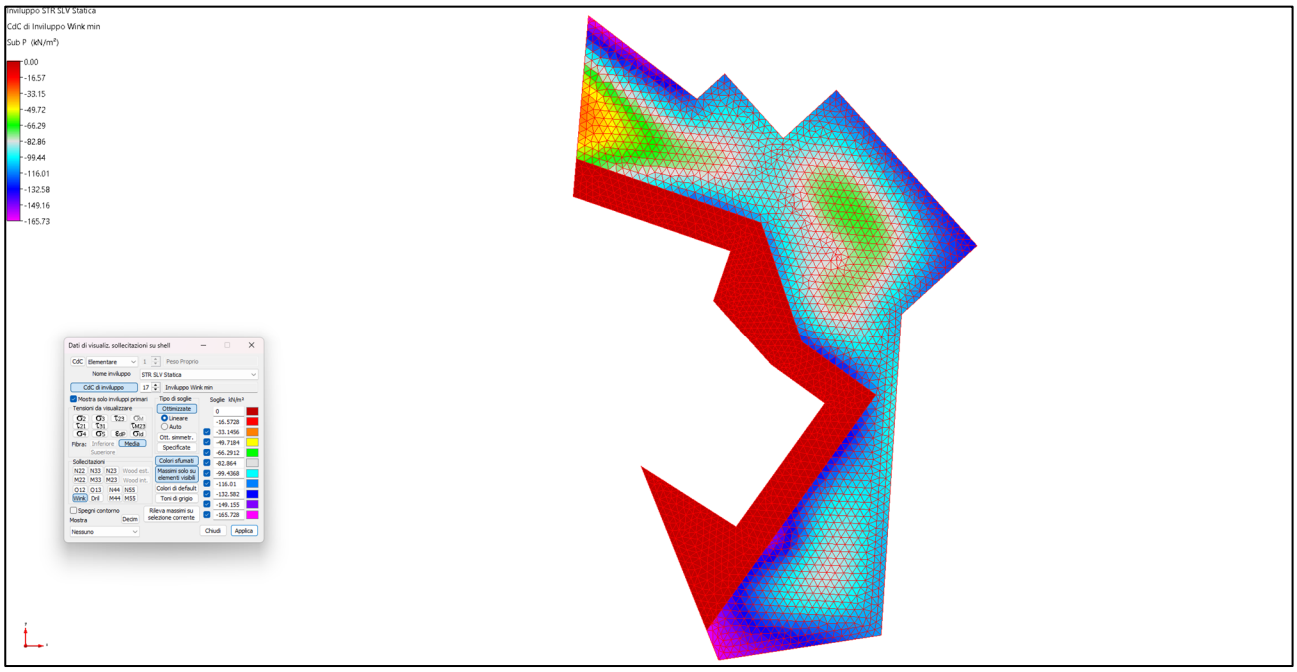


Fig. 17-9 – Combinazione SLU Statica – Inviluppo Wink min

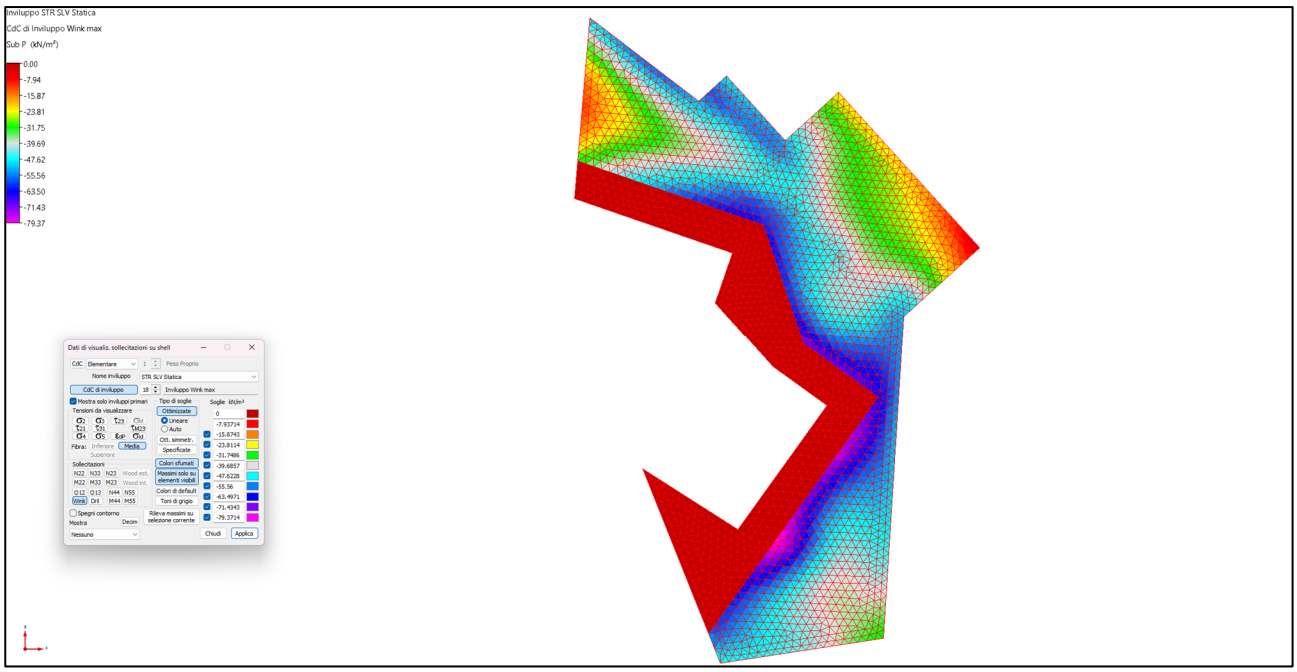


Fig. 17-10 – Combinazione SLU Statica – Inviluppo Wink max

Dalle immagini riportate si può notare come il terreno di fondazione al di sotto della platea risulti compresso per entrambi gli inviluppi statici con un valore massimo di compressione del terreno pari a 165.73 kN/m².

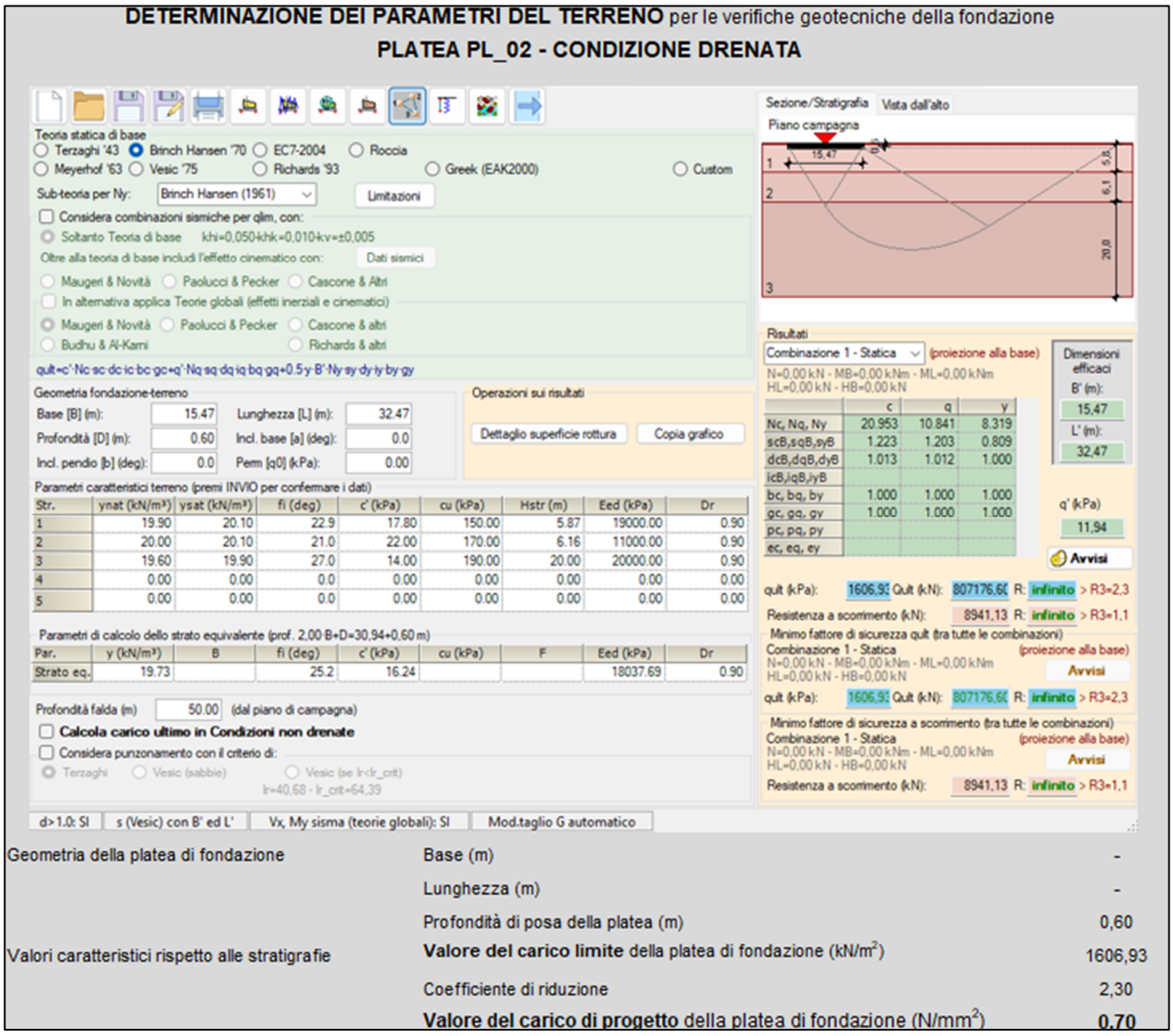


Fig. 17-11 – Valutazione del carico limite di progetto della platea di fondazione PL_02 – Condizione Drenata

In condizione drenata, il carico limite per la platea di fondazione PL_02 risulta essere pari a 0.70 N/mm² = 700 kN/m². La verifica risulta ampiamente soddisfatta vista la compressione massima in condizione statica pari a 165.73 kN/m² .

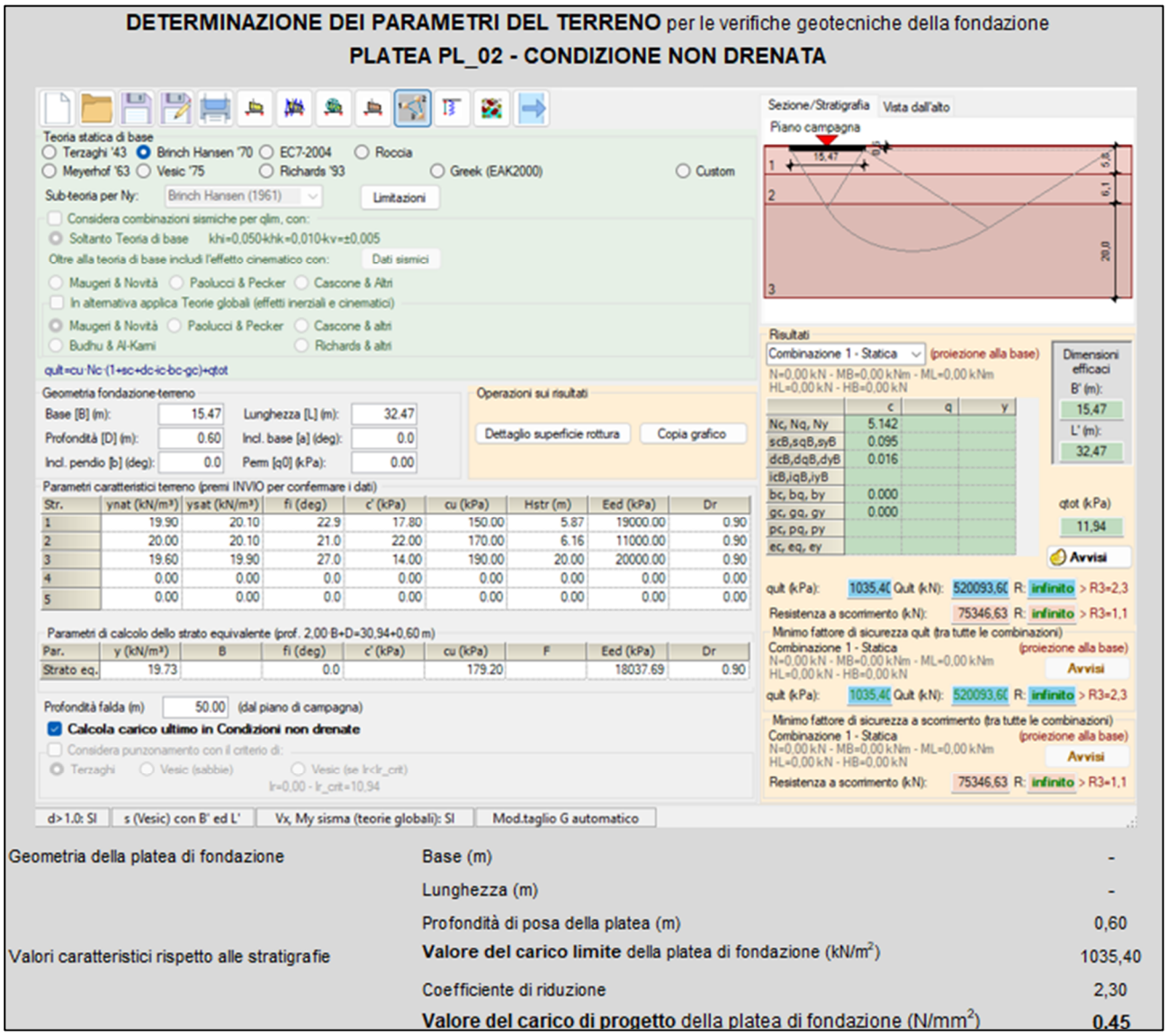


Fig. 17-12 – Valutazione del carico limite di progetto della platea di fondazione PL_02 – Condizione Non Drenata

In condizione non drenata, il carico limite per la platea di fondazione PL_02 risulta essere pari a 0.45 N/mm² = 450 kN/m². La verifica risulta soddisfatta vista la compressione massima in condizione statica pari a 165.73 kN/m².

17.4 VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE PL_02 – COMBINAZIONI SISMICHE

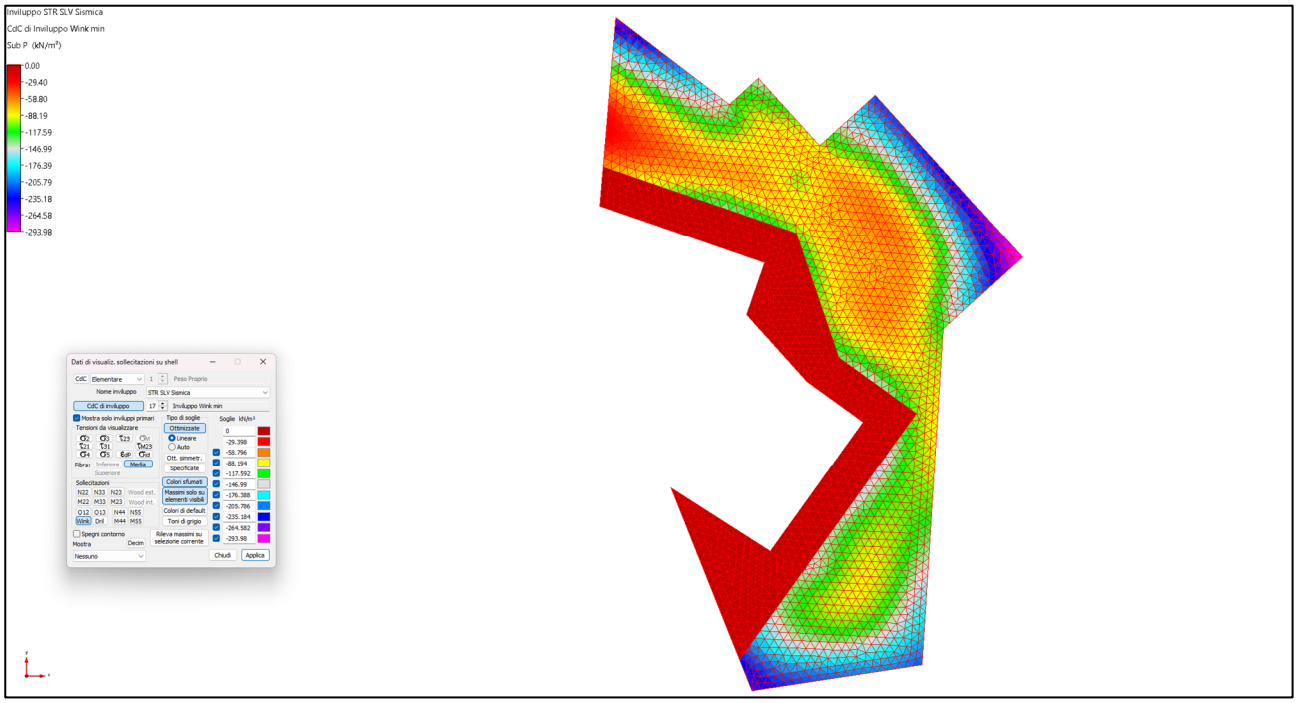


Fig. 17-13 – Combinazione SLU Sismica – Inviluppo Wink min

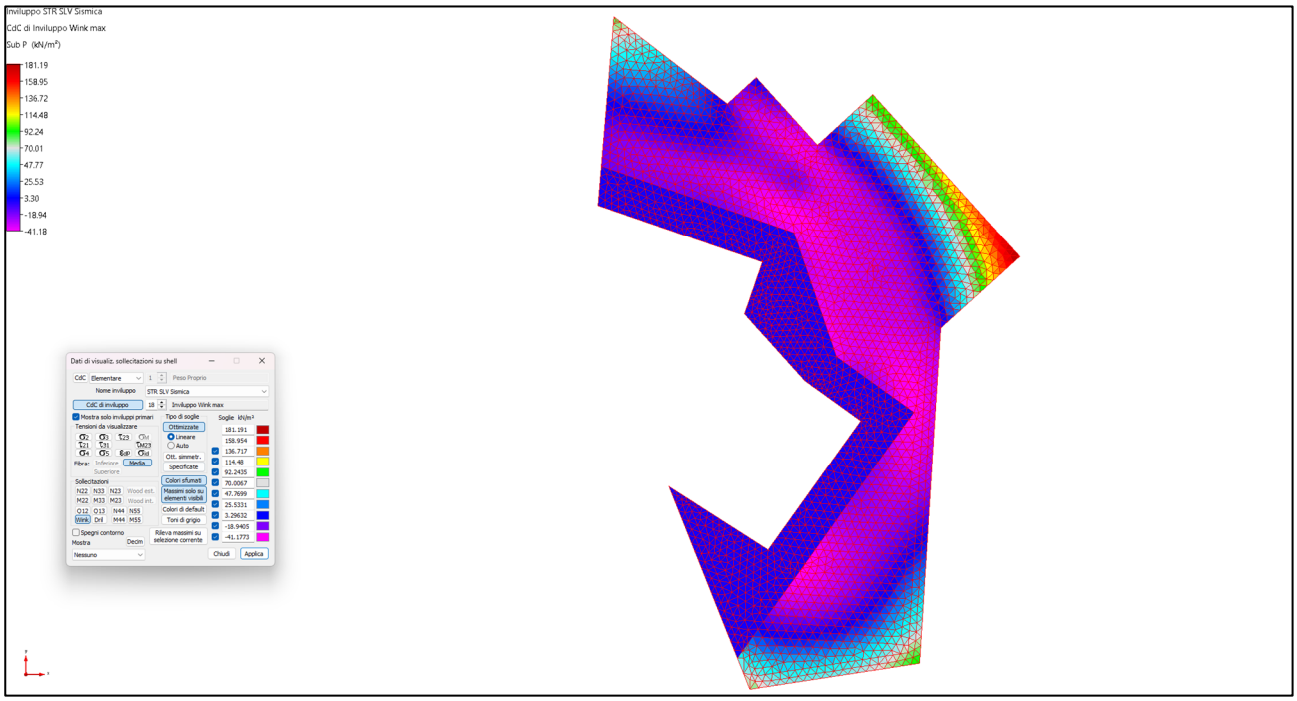


Fig. 17-14 – Combinazione SLU Sismica – Inviluppo Wink max

Come si può notare dall'ultima immagine riportata, per la combinazione Wink max abbiamo le zone di estremità della platea che presentano sforzi di trazione non trascurabili, per questo motivo, come descritto in

precedenza, si è proceduto andando a sviluppare una modello non lineare in grado di cogliere il comportamento a sola compressione del terreno.

Di seguito vengono riportati i risultati in termini di sollecitazioni sul terreno ottenuti dall'analisi non lineare, per ciascuna delle combinazioni non lineari introdotte, di cui si riporta la relativa immagine.

Condizioni di carico elementari

Attiva	Descrizione	CdC1	Molt1	Tab1	CdC2	Molt2	Tab2	CdC3	Molt3	Tab3	CdC4	Molt4	Tab4	CdC5	Molt5	Tab5
☑	Wink min - X	1S Peso Proprio	1	Prova	2S Perm NON Strutturali	1	Prova	3S Perm NON Strutturali PASSERELLA	1	Prova	5S Variabile FOLLA - Sc_A	0.6	Prova	6S Variabile FOLLA - Sc_B	0.6	Prova
☑	Wink max - X	1S Peso Proprio	1	Prova	2S Perm NON Strutturali	0.8	Prova	3S Perm NON Strutturali PASSERELLA	0.8	Prova	8S Variabile FOLLA - P-1	0.6	Prova	19S Terreno peso e Spinte	0.8	Prova
☑	Wink min - Y	1S Peso Proprio	1	Prova	2S Perm NON Strutturali	1	Prova	3S Perm NON Strutturali PASSERELLA	0.8	Prova	5S Variabile FOLLA - Sc_A	0.6	Prova	6S Variabile FOLLA - Sc_B	0.6	Prova
☑	Wink max - Y	1S Peso Proprio	1	Prova	2S Perm NON Strutturali	0.8	Prova	3S Perm NON Strutturali PASSERELLA	0.8	Prova	8S Variabile FOLLA - P-1	0.6	Prova	19S Terreno peso e Spinte	0.8	Prova
☑	Wink min - Z	1S Peso Proprio	1	Prova	2S Perm NON Strutturali	1	Prova	3S Perm NON Strutturali PASSERELLA	0.8	Prova	5S Variabile FOLLA - Sc_A	0.6	Prova	6S Variabile FOLLA - Sc_B	0.6	Prova
☑	Wink max - Z	1S Peso Proprio	1	Prova	2S Perm NON Strutturali	0.8	Prova	3S Perm NON Strutturali PASSERELLA	0.8	Prova	8S Variabile FOLLA - P-1	0.6	Prova	19S Terreno peso e Spinte	0.8	Prova

CdC6	Molt6	Tab6	CdC7	Molt7	Tab7	CdC8	Molt8	Tab8	CdC9	Molt9	Tab9	CdC10	Molt10	Tab10	CdC11	Molt11	Tab11
7S Variabile FOLLA - PT	0.6	Prova	19S Terreno peso e Spinte	1	Prova	1StEq Sisma SLV X	1	Prova	2StEq Sisma SLV Y	0.3	Prova	3StEq Sisma SLV Z	0.3	Prova			
1StEq Sisma SLV X	-1	Prova	2StEq Sisma SLV Y	-0.3	Prova	3StEq Sisma SLV Z	-0.3	Prova									
7S Variabile FOLLA - PT	0.6	Prova	8S Variabile FOLLA - P-1	0.6	Prova	19S Terreno peso e Spinte	1	Prova	1StEq Sisma SLV X	-0.3	Prova	2StEq Sisma SLV Y	-1	Prova	3StEq Sisma SLV Z	0.3	Prova
1StEq Sisma SLV X	-0.3	Prova	2StEq Sisma SLV Y	-1	Prova	3StEq Sisma SLV Z	-0.3	Prova									
7S Variabile FOLLA - PT	0.6	Prova	8S Variabile FOLLA - P-1	0.6	Prova	19S Terreno peso e Spinte	1	Prova	1StEq Sisma SLV X	-0.3	Prova	2StEq Sisma SLV Y	-0.3	Prova	3StEq Sisma SLV Z	1	Prova
1StEq Sisma SLV X	-0.3	Prova	2StEq Sisma SLV Y	-0.3	Prova	3StEq Sisma SLV Z	-1	Prova									

Fig. 17-15 – Combinazione inserite nel modello non lineare

Tali combinazioni coincidono con quelle che massimizzano e minimizzano le sollecitazioni sul terreno nelle tre direzioni considerate nell'ambito dell'analisi statica equivalente, tarata sull'analisi dinamica iniziale.

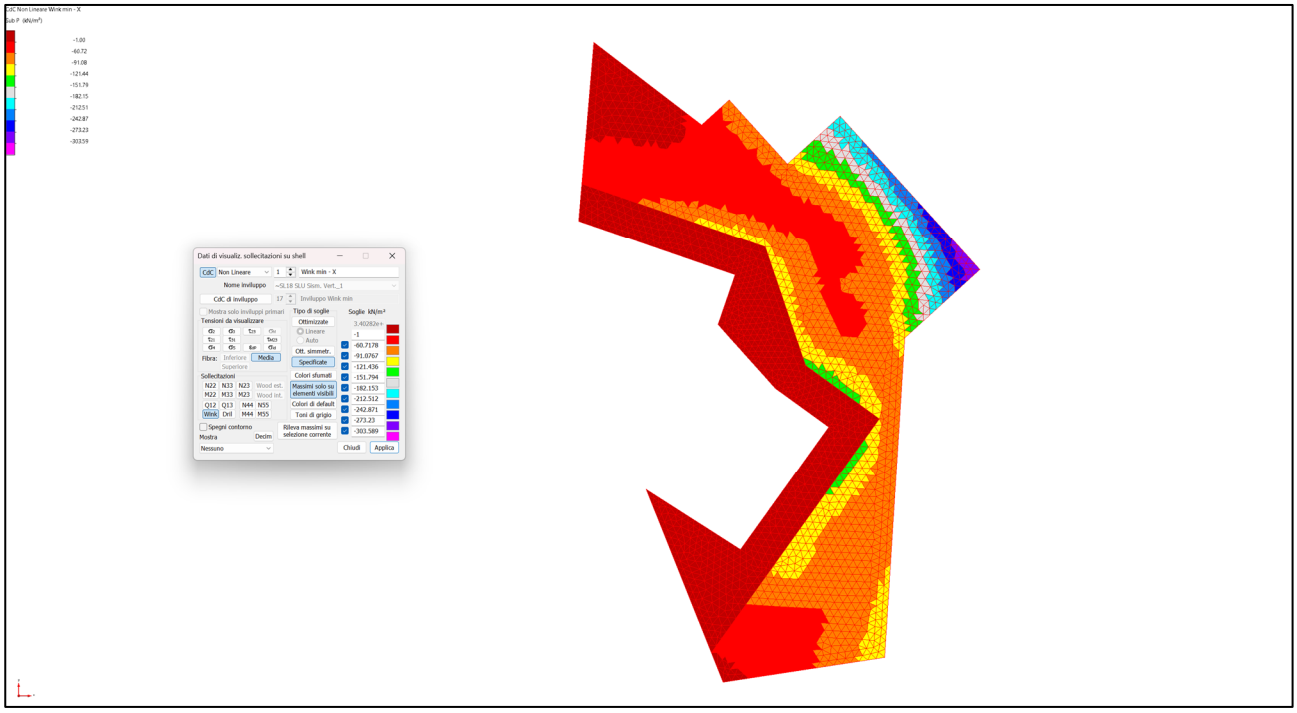


Fig. 17-16 – Combinazione Non Lineare Wink min X – 303.59 kN/m²

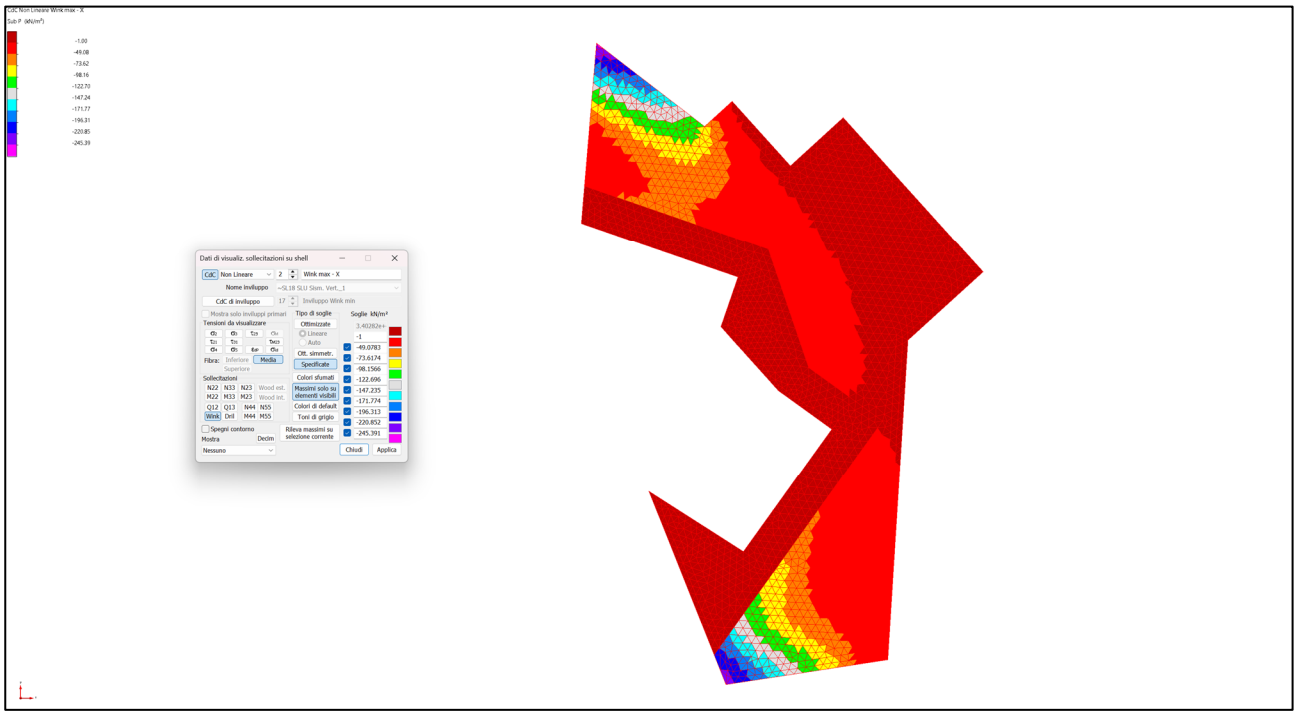


Fig. 17-17 – Combinazione Non Lineare Wink max X – 245.39 kN/m²

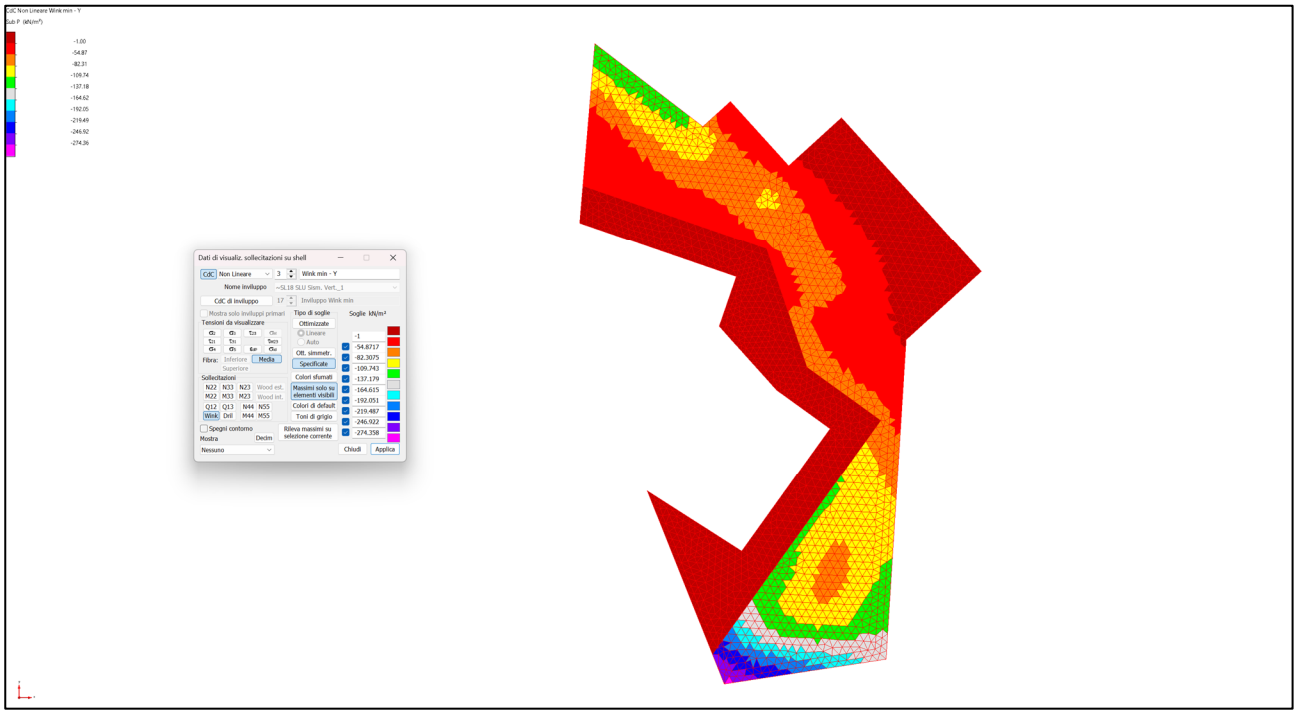


Fig. 17-18 – Combinazione Non Lineare Wink min Y – 274.36 kN/m²

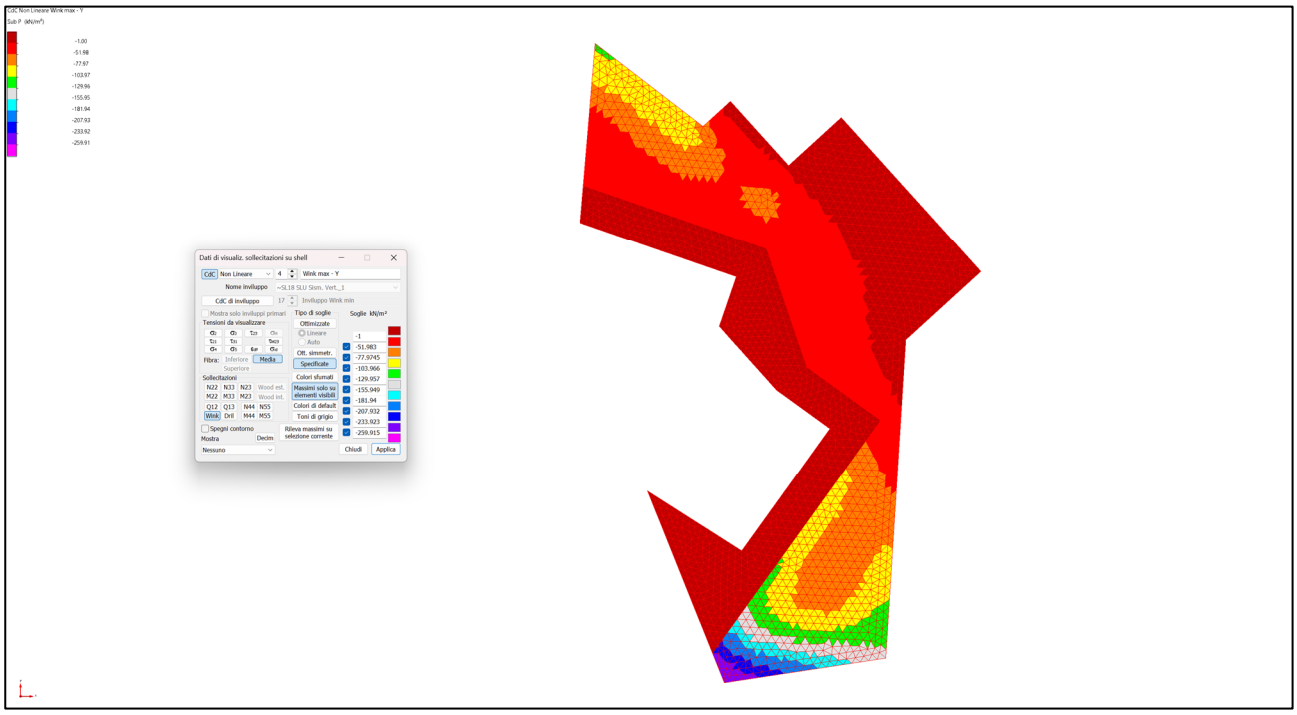


Fig. 17-19 – Combinazione Non Lineare Wink max Y – 259.91 kN/m²

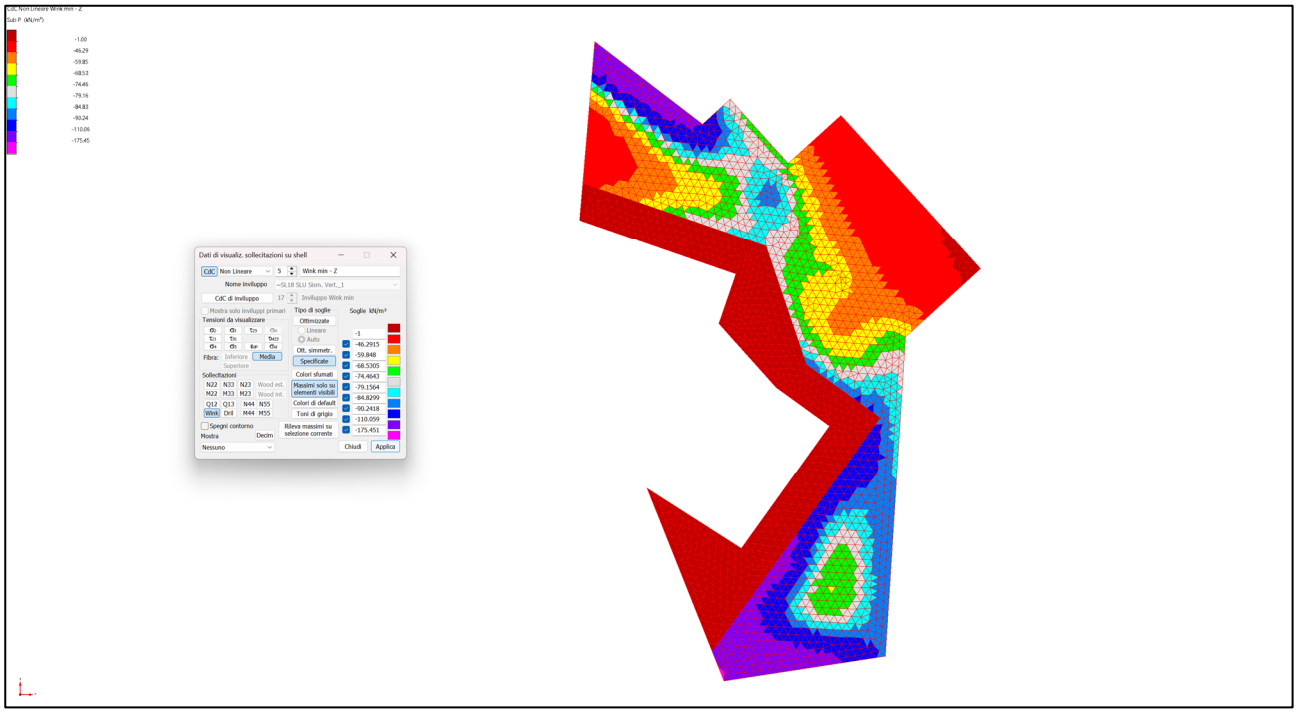


Fig. 17-20 – Combinazione Non Lineare Wink min Z – 175.45 kN/m²

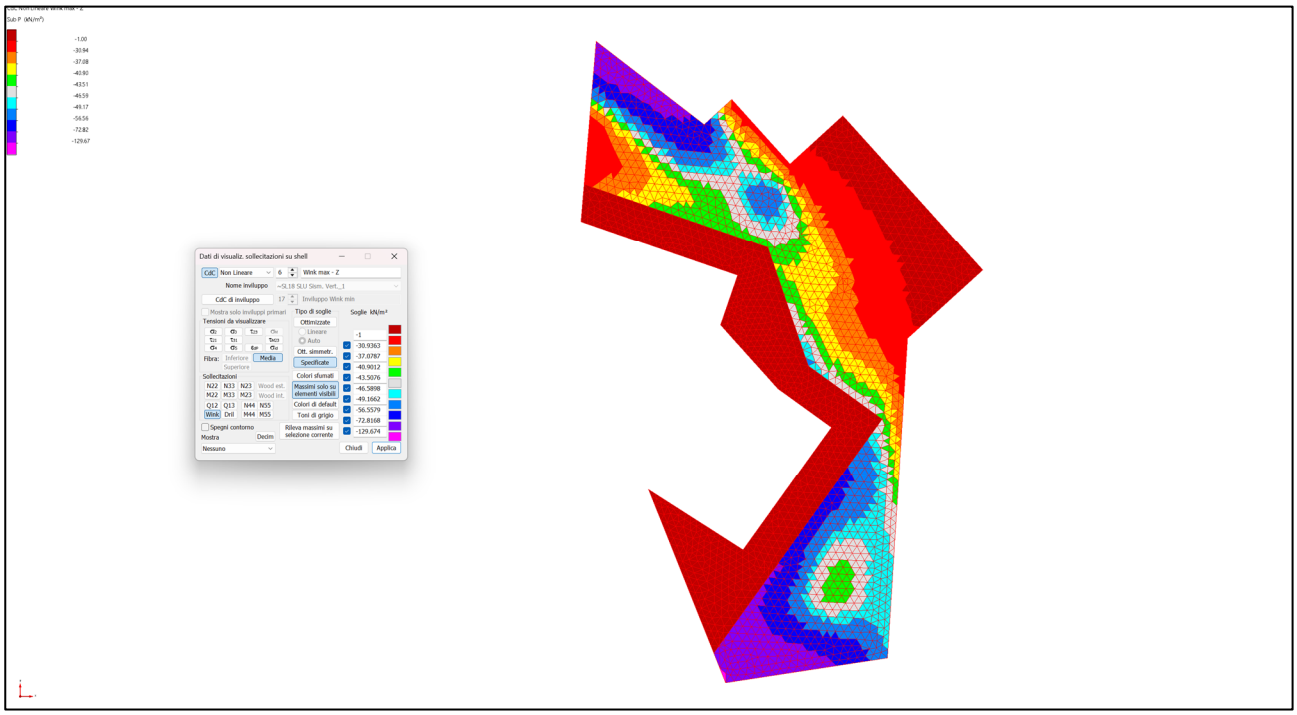


Fig. 17-21 – Combinazione Non Lineare Wink max Z – 129.67 kN/m²

Dalle immagini riportate si nota che la massima compressione sul terreno si ottiene con la combinazione non lineare Wink min X, e risulta pari a 303,59 kN/m².

Tale valore risulta inferiore al carico limite calcolato per la platea di fondazione, sia in condizione drenata che non drenata: rispettivamente pari a 0,70 N/mm² (700 kN/m²) e 0,45 N/mm² (450 kN/m²). In entrambi i casi la verifica risulta pertanto soddisfatta.

17.5 VERIFICA DI EQUILIBRIO GLOBALE DEL CORPO RIGIDO

Per la verifica di equilibrio di corpo rigido si considerano, a favore di sicurezza, le sole azioni stabilizzanti dovute al peso proprio (1S) e ai carichi permanenti non strutturali (2S), con coefficiente di combinazione unitario, e le azioni ribaltanti dovute al sisma nelle quattro direzioni orizzontali considerate.

La verifica viene condotta rispetto a un punto "significativo", individuato per la valutazione di un eventuale ribaltamento in ciascuna direzione. Al fine di eliminare le eccentricità dei carichi verticali, si è proceduto preliminarmente a traslare il modello in modo tale che la sua origine coincidesse con le coordinate iniziali del punto utilizzato per la verifica.

Di seguito si riportano le verifiche eseguite.

17.5.1 ROTAZIONE ATTORNO ALL'ASSE Y – EQUILIBRIO RIPETTO AL NODO "SINISTRO"

Le coordinate del nodo su cui viene spostata l'origine del modello vengono riportate nella seguente immagine.

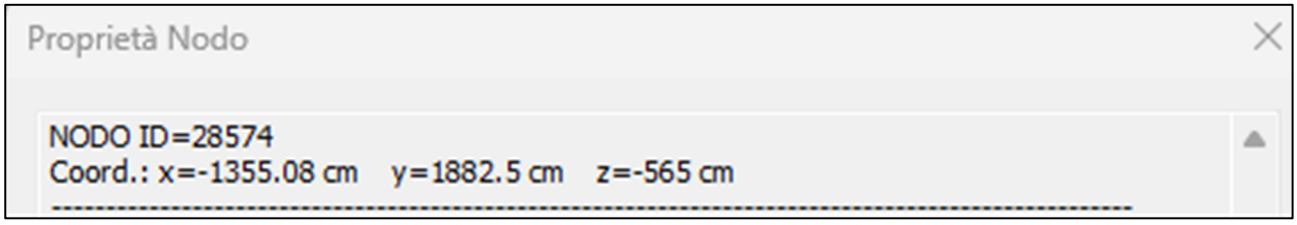


Fig. 17-22 – Coordinare originarie del nodo utilizzato per la verifica

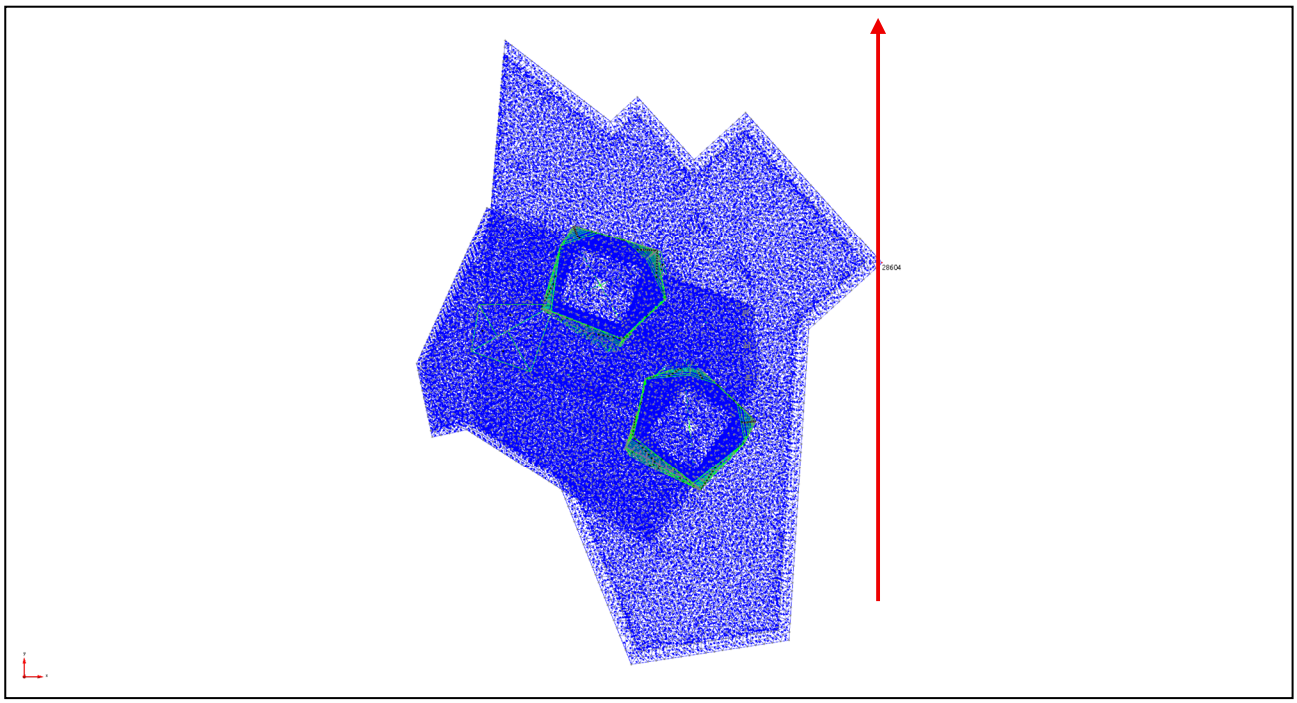


Fig. 17-23 – individuazione del nodo di verifica e relativo asse di rotazione

Per la verifica di equilibrio di corpo rigido, a favore di sicurezza, vengono considerate solamente le azioni stabilizzanti dovute al peso proprio 1S e ai carichi permanenti non strutturali 2S (con coefficiente di combinazione unitario) e le azioni ribaltanti dovute al sisma in direzione +X.

La risultante produce un momento flettente attorno all'asse Y negativo: le forze stabilizzanti risultano superiori a quelle ribaltanti: la verifica di equilibrio risulta soddisfatta.

ROTAZIONE ATTORNO ASSE Y							
Comb.		**Fx**	**Fy**	**Fz**	**Mx**	**My**	**Mz**
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
1S		-0.00	-10.75	-44 012.70	25 925.36	-67 526.27	8.99
2S		0.62	1.75	-7 772.31	4 121.29	-11 786.64	-0.77
Sisma +X		12 973.75	0.00	0.00	0.00	24 874.45	7 515.73
SOMMA		**12 974.37**	**-9.00**	**-51 785.01**	**30 046.65**	**-54 438.47**	**7 523.94**

17.5.2 ROTAZIONE ATTORNO ALL'ASSE Y – EQUILIBRIO RIPETTO AL NODO "DESTRO"

Le coordinate del nodo su cui viene spostata l'origine del modello vengono riportate nella seguente immagine.

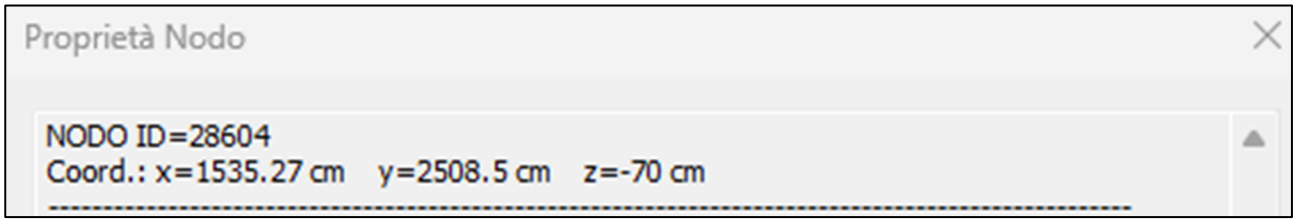


Fig. 17-24 – Coordinare originarie del nodo utilizzato per la verifica

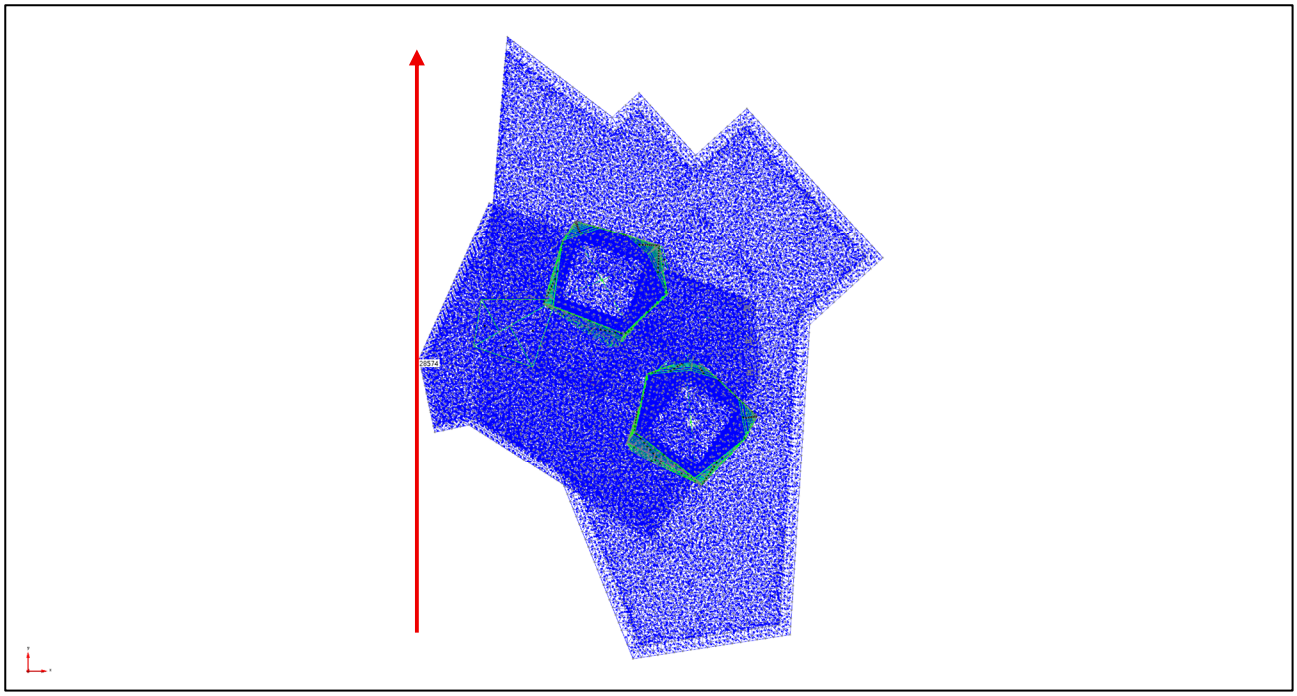


Fig. 17-25 – individuazione del nodo di verifica e relativo asse di rotazione

Per la verifica di equilibrio di corpo rigido, a favore di sicurezza, vengono considerate solamente le azioni stabilizzanti dovute al peso proprio 1S e ai carichi permanenti non strutturali 2S (con coefficiente di combinazione unitario) e le azioni ribaltanti dovute al sisma in direzione -X.

La risultante produce un momento flettente attorno all'asse Y positivo: le forze stabilizzanti risultano superiori a quelle ribaltanti: la verifica di equilibrio risulta soddisfatta.

ROTAZIONE ATTORNO ASSE Y							
Comb.		**Fx**	**Fy**	**Fz**	**Mx**	**My**	**Mz**
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
1S		-0.00	-10.75	-44 012.70	-1 621.10	59 685.84	-22.08
2S		0.62	1.75	-7 772.31	-745.01	10 678.37	3.90
Sisma -X		-16 542.71	0.00	0.00	0.00	-32 550.13	646.04
SOMMA		**-16 542.09**	**-9.00**	**-51 785.01**	**-2 366.11**	**37 814.08**	**627.86**

17.5.3 ROTAZIONE ATTORNO ALL'ASSE X – EQUILIBRIO RIPETTO AL NODO "ALTO"

Le coordinate del nodo su cui viene spostata l'origine del modello vengono riportate nella seguente immagine.



Fig. 17-26 – Coordinare originarie del nodo utilizzato per la verifica

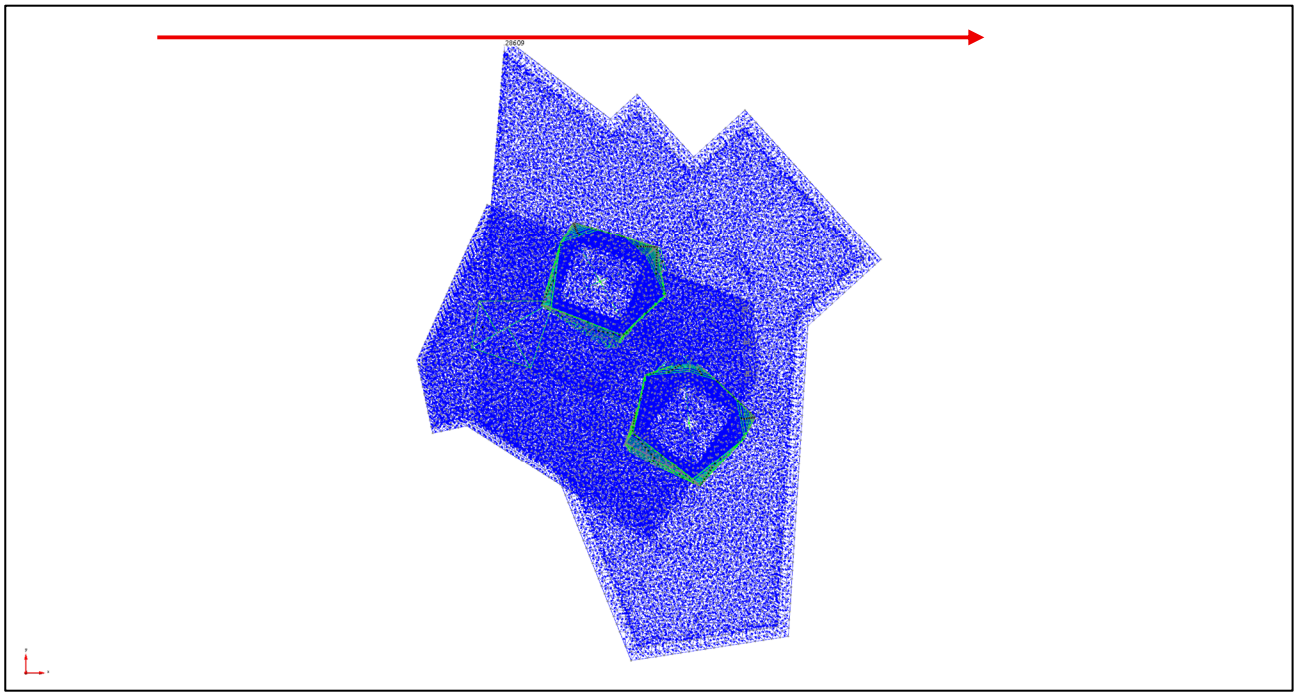


Fig. 17-27 – individuazione del nodo di verifica e relativo asse di rotazione

Per la verifica di equilibrio di corpo rigido, a favore di sicurezza, vengono considerate solamente le azioni stabilizzanti dovute al peso proprio 1S e ai carichi permanenti non strutturali 2S (con coefficiente di combinazione unitario) e le azioni ribaltanti dovute al sisma in direzione -Y.

La risultante produce un momento flettente attorno all'asse X positivo: le forze stabilizzanti risultano superiori a quelle ribaltanti: la verifica di equilibrio risulta soddisfatta.

ROTAZIONE ATTORNO ASSE X							
Comb.		**Fx**	**Fy**	**Fz**	**Mx**	**My**	**Mz**
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
1S		-0.00	-10.75	-44 012.70	86 677.59	35 493.60	-16.17
2S		0.62	1.75	-7 772.31	14 849.68	6 405.90	4.18
Sisma +Y		0.00	12 338.22	0.00	-23 655.98	0.00	11 160.87
SOMMA		**0.62**	**12 329.22**	**-51 785.01**	**77 871.29**	**41 899.50**	**11 148.88**

17.5.4 ROTAZIONE ATTORNO ALL'ASSE X – EQUILIBRIO RIPETTO AL NODO "BASSO"

Le coordinate del nodo su cui viene spostata l'origine del modello vengono riportate nella seguente immagine.



Fig. 17-28 – Coordinare originarie del nodo utilizzato per la verifica

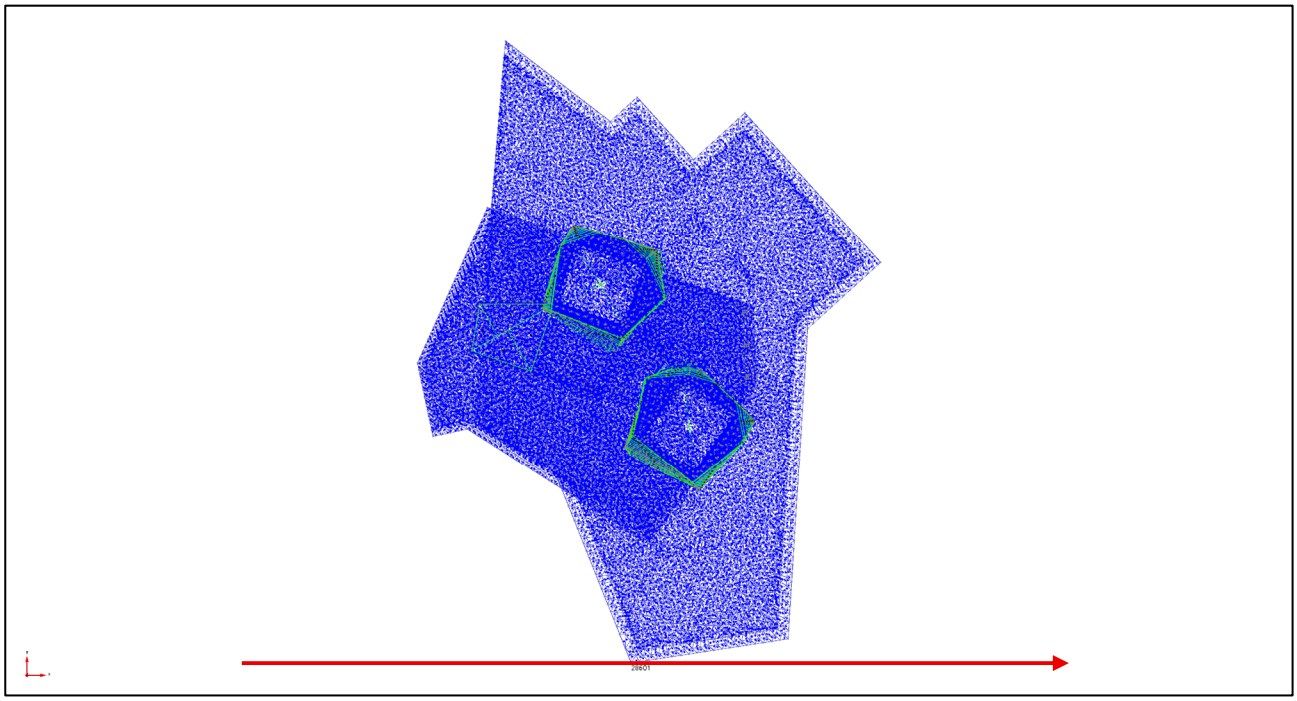


Fig. 17-29 – individuazione del nodo di verifica e relativo asse di rotazione

Per la verifica di equilibrio di corpo rigido, a favore di sicurezza, vengono considerate solamente le azioni stabilizzanti dovute al peso proprio 1S e ai carichi permanenti non strutturali 2S (con coefficiente di combinazione unitario) e le azioni ribaltanti dovute al sisma in direzione -Y.

La risultante produce un momento flettente attorno all'asse X negativo: le forze stabilizzanti risultano superiori a quelle ribaltanti: la verifica di equilibrio risulta soddisfatta.

ROTAZIONE ATTORNO ASSE X							
Comb.		**Fx**	**Fy**	**Fz**	**Mx**	**My**	**Mz**
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
1S		-0.00	-10.75	-44 012.70	-83 874.71	1 002.61	-7.75
2S		0.62	1.75	-7 772.31	-15 268.58	315.05	0.41
Sisma -Y		0.00	-12 338.22	0.00	23 655.98	0.00	-1 491.90
SOMMA		**0.62**	**-12 347.22**	**-51 785.01**	**-75 487.31**	**1 317.66**	**-1 499.24**

17.6 VERIFICA DEI CEDIMENTI DELLE PLATEE DI FONDAZINE

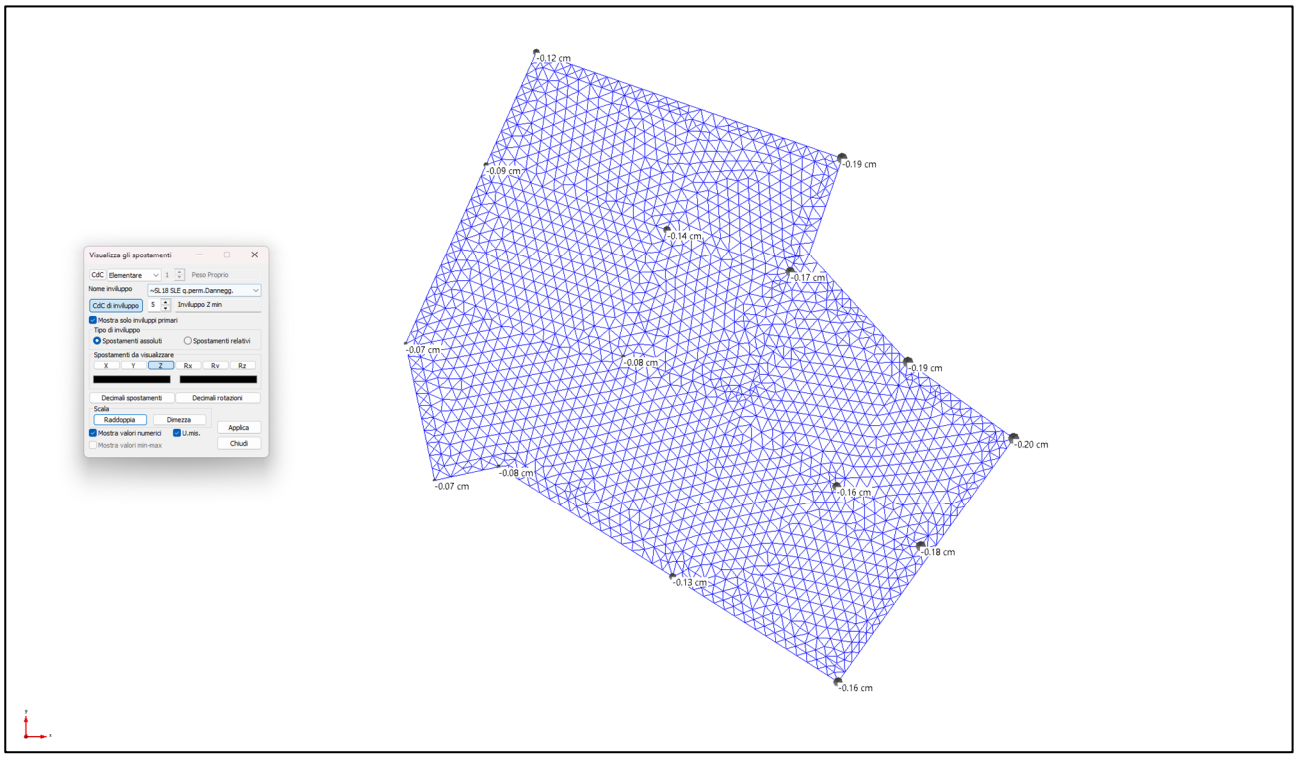


Fig. 17-30 – Spostamento verticale minimo platea PL_01 – Combinazione q. permanente

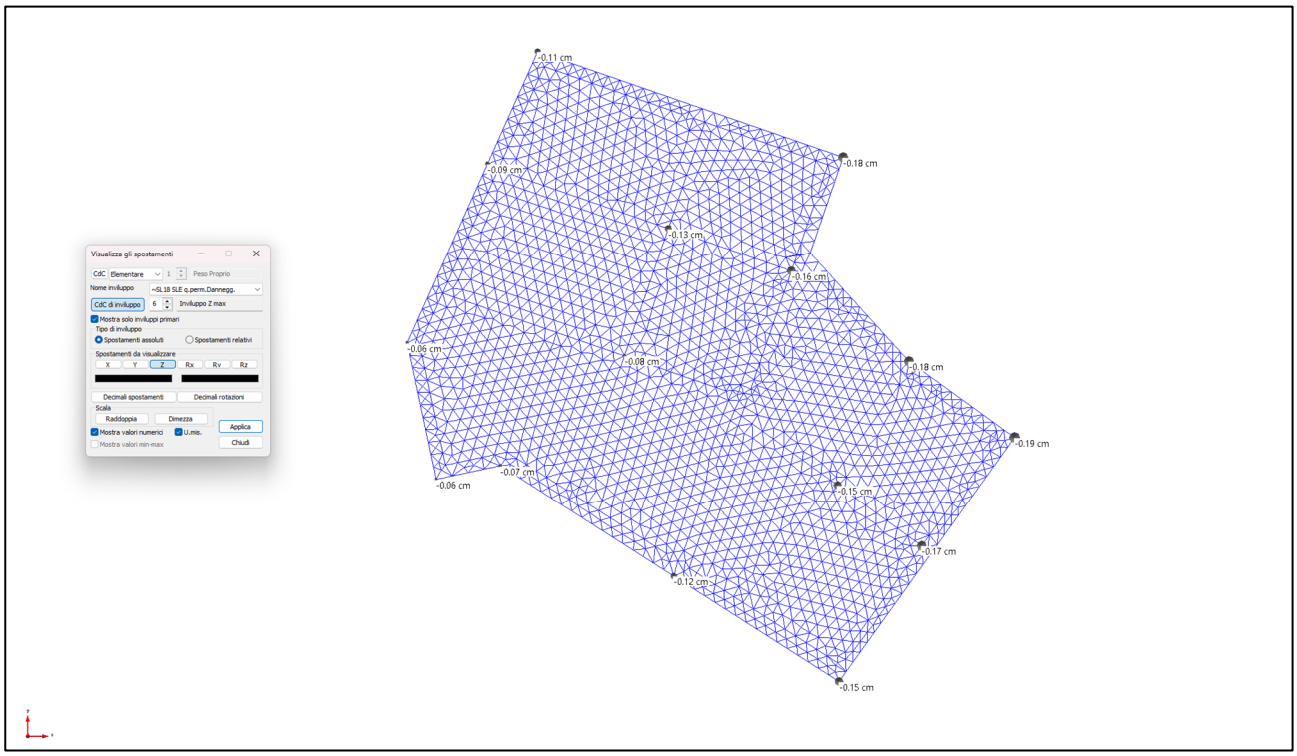


Fig. 17-31 – Spostamento verticale massimo PL_01 – Combinazione q. permanente

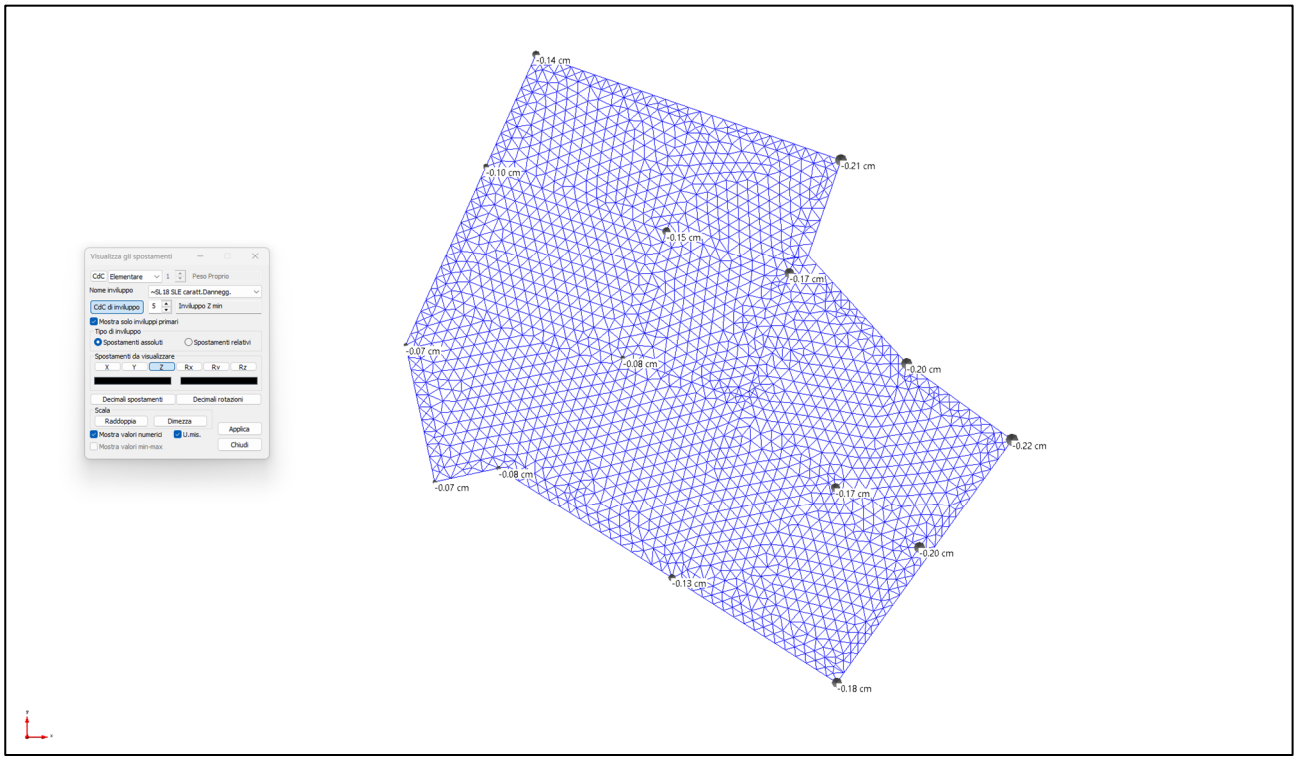


Fig. 17-32 – Spostamento verticale minimo PL_01 – Combinazione rara

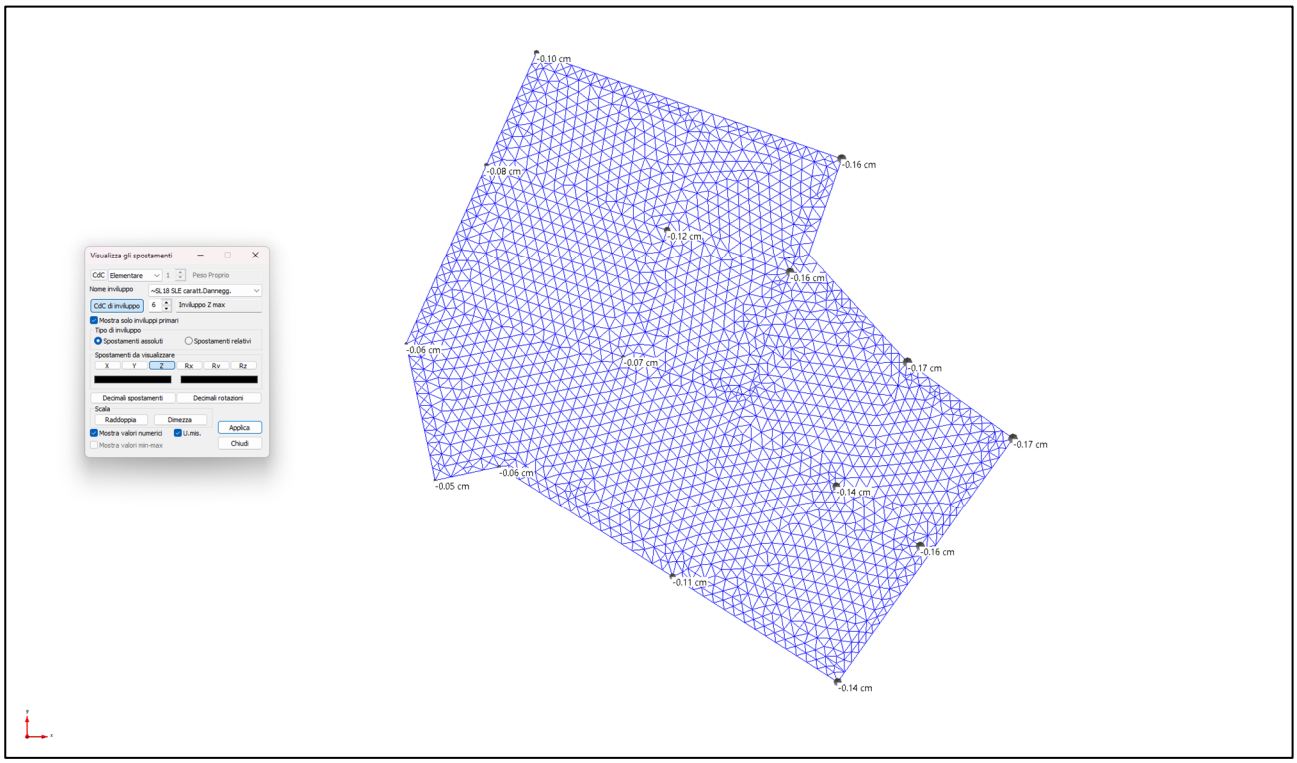
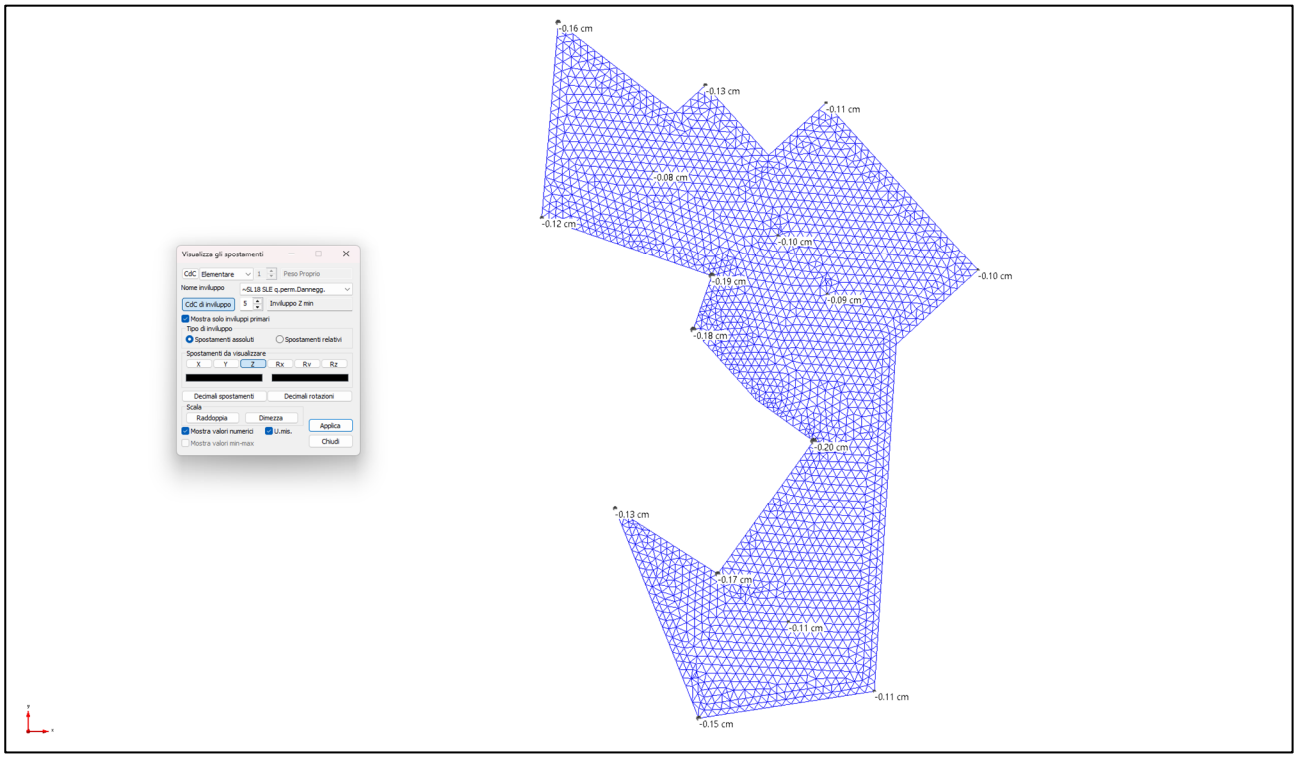


Fig. 17-33 – Spostamento verticale massimo PL_01 – Combinazione rara



. 17-34 – Spostamento verticale minimo platea PL_02 – Combinazione q. permanente



Fig. 17-35 – Spostamento verticale massimo PL_02 – Combinazione q. permanente

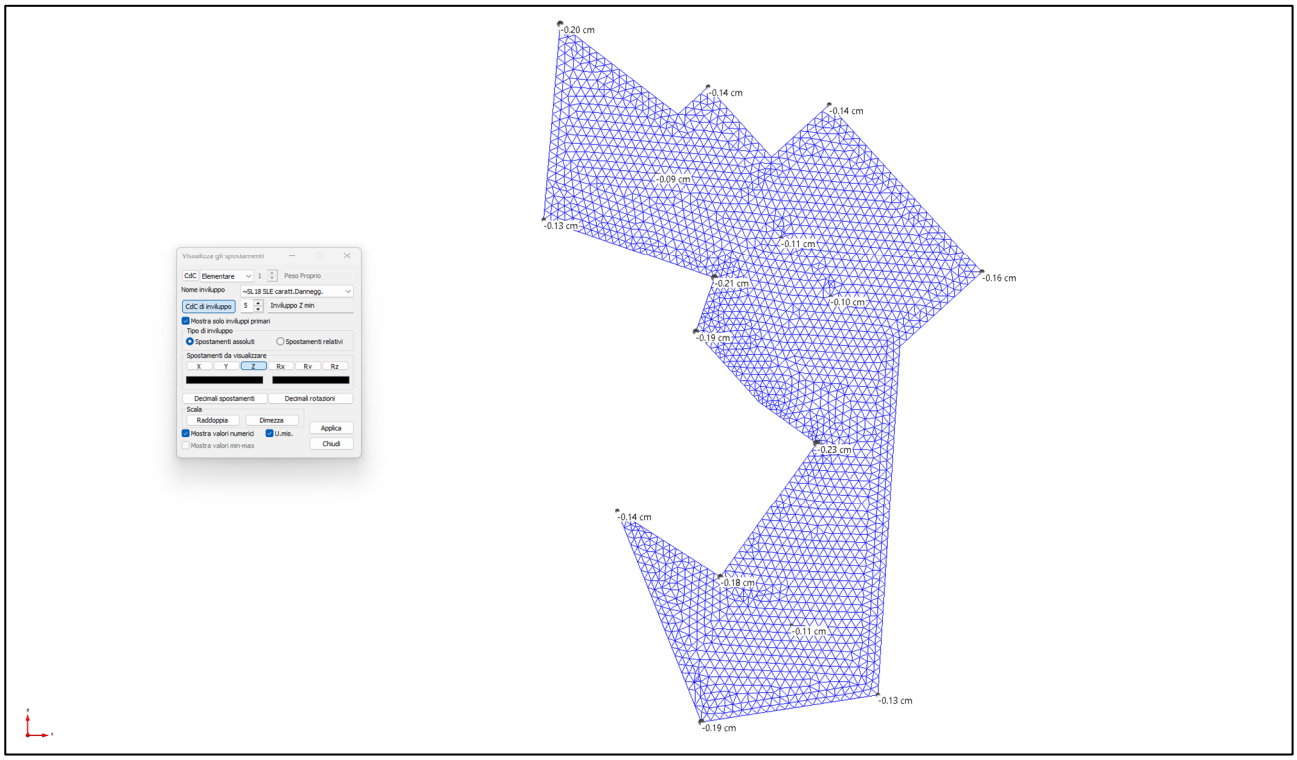


Fig. 17-36 – Spostamento verticale minimo PL_02 – Combinazione rara

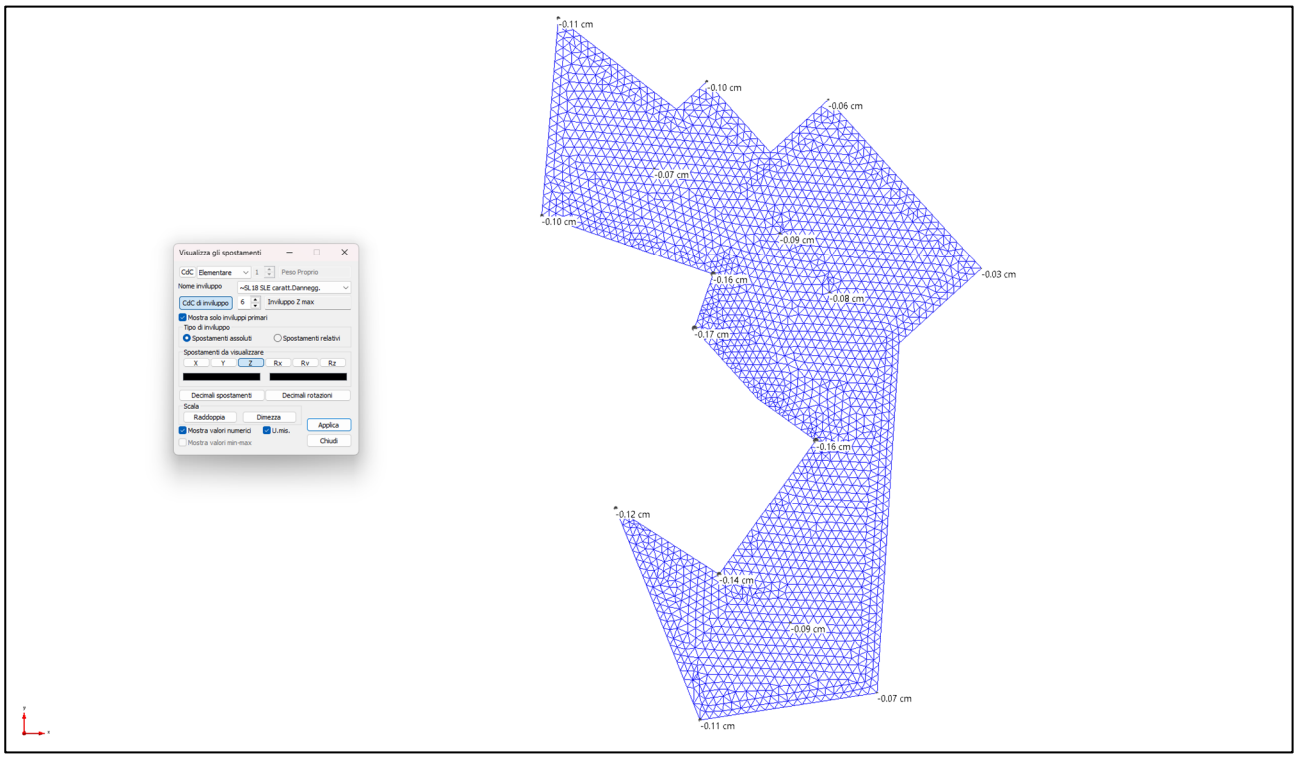


Fig. 17-37 – Spostamento verticale massimo PL_02 – Combinazione rara

I cedimenti sopra riportati sono quelli desunti dal modello numerico di calcolo, con schematizzazione del terreno secondo Winkler, e risultano di entità contenuta.

Tale modello, tuttavia, pur essendo adeguato alla determinazione delle sollecitazioni interne nelle platee, non è rappresentativo dell'effettivo comportamento deformativo del sistema terreno-fondazione in relazione alla stratigrafia geotecnica realmente presente, non essendo in grado di cogliere la propagazione delle tensioni in profondità.

La distribuzione delle pressioni di contatto, in combinazione di carico quasi-permanente, evidenzia inoltre un gradiente significativo tra le diverse porzioni delle platee di fondazione, riconducibile all'eccentricità dei carichi trasmessi dalla struttura in elevazione. Si è pertanto ritenuto opportuno effettuare una verifica indipendente del cedimento mediante metodo geotecnico (teoria dell'elasticità secondo Boussinesq/Newmark), utilizzando la stratigrafia disponibile e tenendo conto della tensione litostatica preesistente asportata in fase di scavo. Tale verifica, condotta con i dati attualmente disponibili, evidenzia un cedimento differenziale che si avvicina, e in alcune ipotesi supera, i limiti di distorsione angolare comunemente assunti in letteratura tecnica per strutture rigide in calcestruzzo armato. Il risultato risulta sensibile sia alla caratterizzazione di dettaglio della stratigrafia, ad oggi nota con un grado di approssimazione preliminare, sia alla effettiva distribuzione dei carichi trasmessi in fondazione.

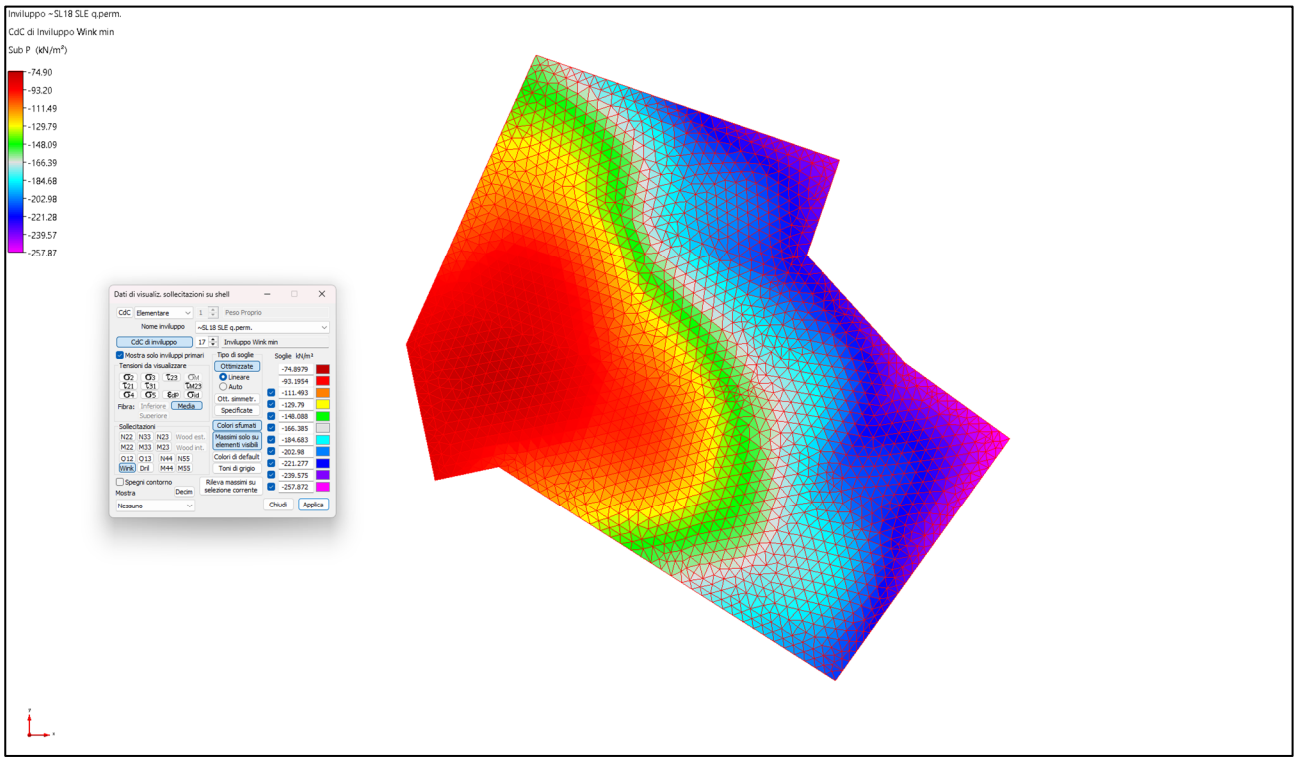


Fig. 17-38 – Combinazione SLE quasi permanente PL_01 – Inviluppo Wink min

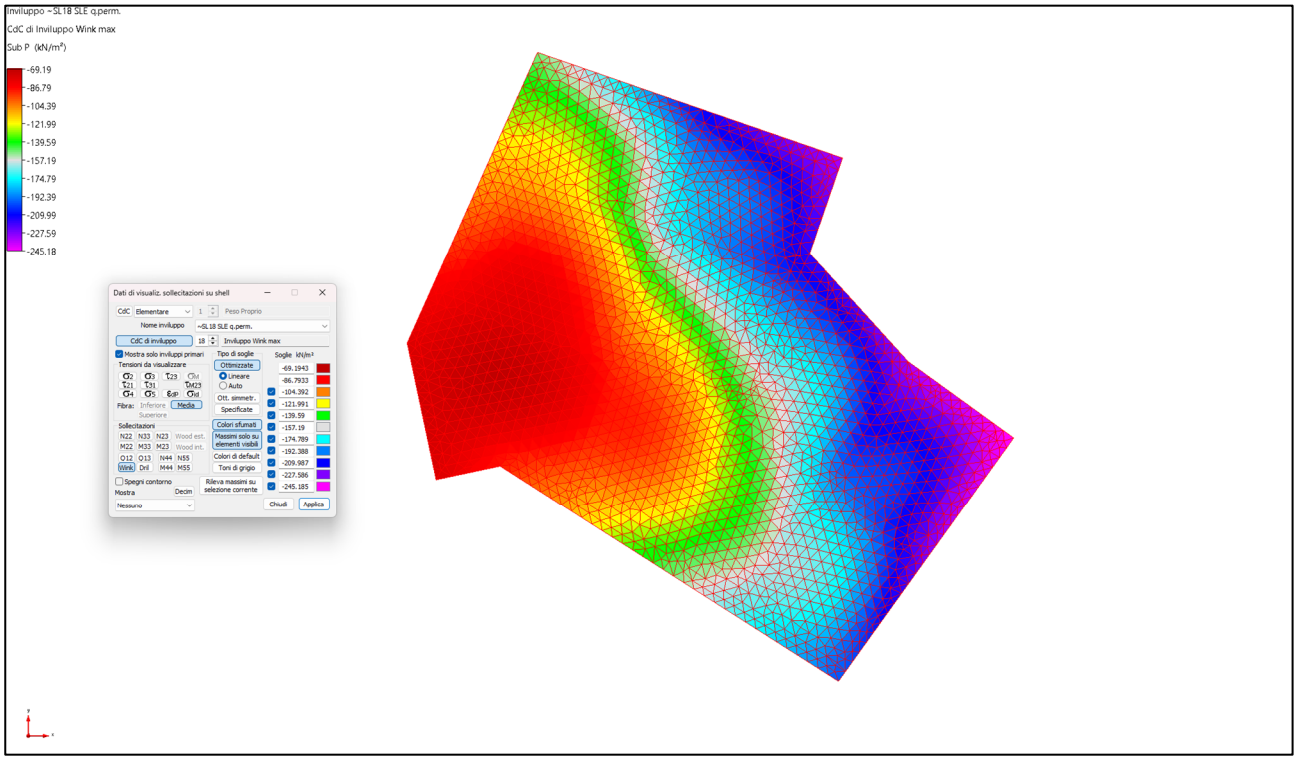


Fig. 17-39 – Combinazione SLE quasi permanente PL_01 – Inviluppo Wink max

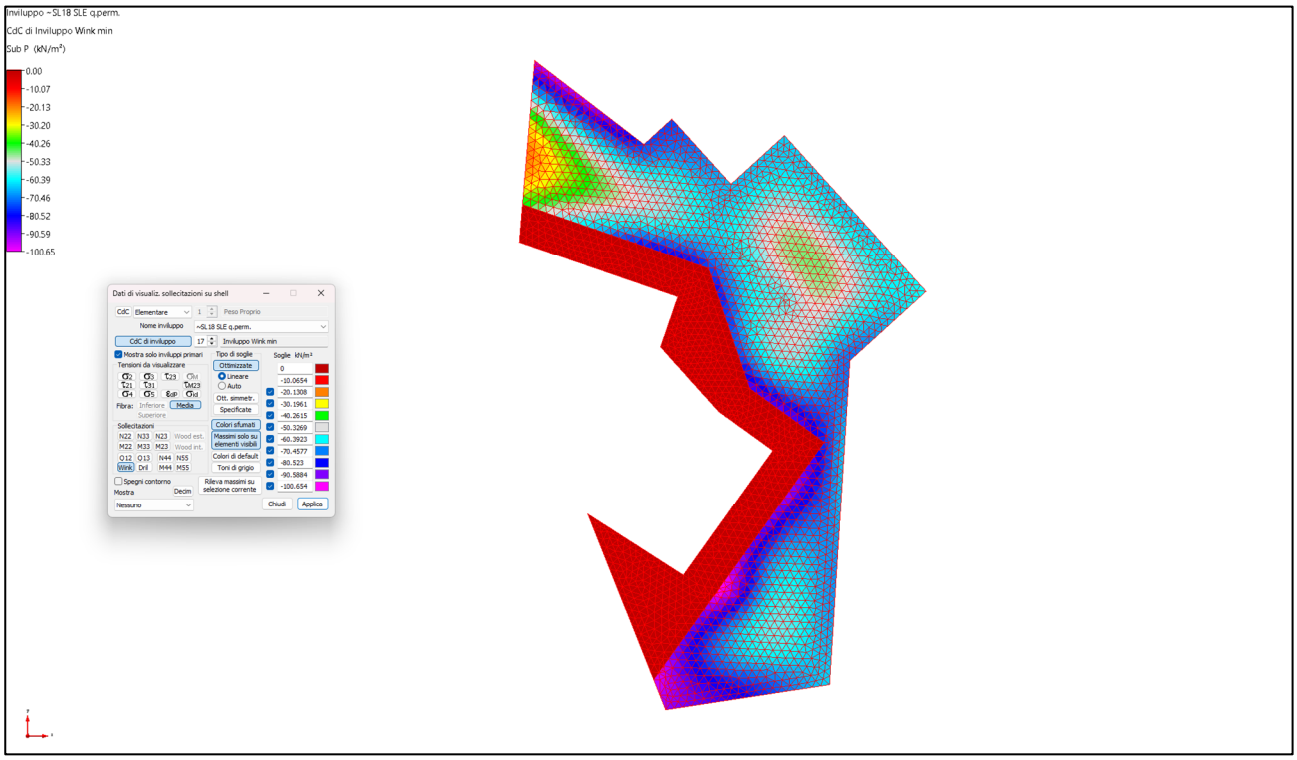


Fig. 17-40 – Combinazione SLE quasi permanente PL_02 – Inviluppo Wink min

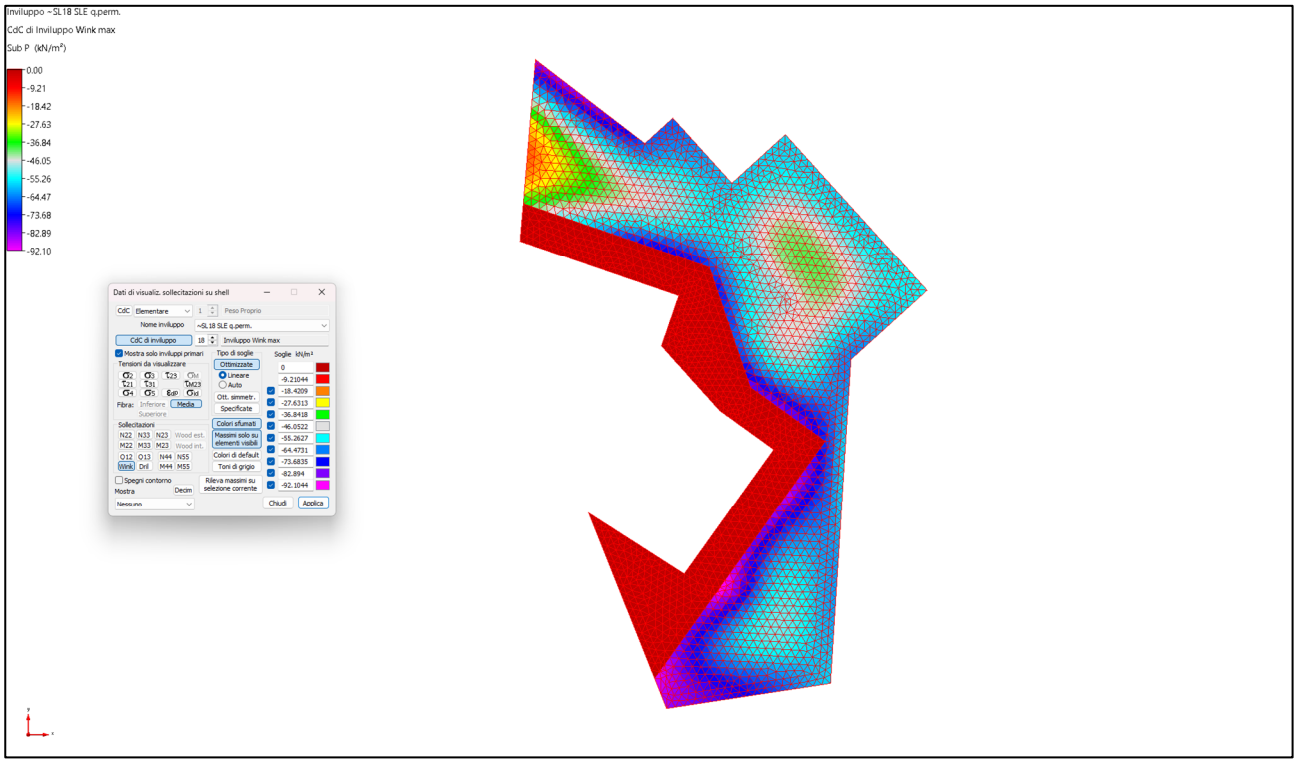


Fig. 17-41 – Combinazione SLE quasi permanente PL_02 – Inviluppo Wink max

Si segnala, quale elemento di contesto favorevole, che la rigidezza del sistema di collegamento strutturale tra le due platee di fondazione, poste a quote differenti e collegate da elementi verticali continui in calcestruzzo armato, è stata implicitamente considerata nel modello di calcolo, contribuendo alla ridistribuzione delle sollecitazioni indotte da eventuali rotazioni differenziali del terreno.

Affinché tale comportamento risulti coerente con le ipotesi di calcolo, si prescrive che il terreno di fondazione, in corrispondenza dei piani di posa di entrambe le platee, presenti caratteristiche di rigidezza e di portanza non inferiori a quelle assunte nella presente relazione. A tal fine, in fase esecutiva, dovrà essere verificata la deformabilità del terreno al fondo dello scavo, in corrispondenza di entrambi i piani di posa, mediante prove di carico su piastra o altro sistema idoneo concordato con la Direzione Lavori, verificando il raggiungimento di un modulo di deformazione Md non inferiore a 15 MPa. Qualora le risultanze sperimentali evidenzino caratteristiche del terreno meno favorevoli, si dovrà procedere, prima della realizzazione delle opere in elevazione, ad idonei interventi di consolidamento del terreno di fondazione, estesi per l'intero spessore degli strati compressibili interessati dal bulbo delle pressioni indotto dalle fondazioni, con verifica dell'efficacia del trattamento mediante indagini integrative rappresentative della profondità trattata (prove penetrometriche, prove di carico su colonne, o metodologia equivalente).

Le medesime prove di carico su piastra o altro sistema idoneo dovranno inoltre essere eseguite durante la fase di realizzazione dei rinterri del piano interrato, costituenti il piano di posa della platea superiore, da compattarsi a strati di spessore non superiore a 50-100 cm. Per ciascuno strato di rinterro, dovrà essere verificato il raggiungimento di un adeguato grado di compattazione e di un modulo di deformazione compatibile con i requisiti di cui sopra, prima della posa dello strato successivo, secondo una frequenza di controllo da concordare con la Direzione Lavori in funzione dell'estensione delle aree interessate.