REGIONE FRIULI VENEZIA GIULIA

PROVINCIA DI UDINE

COMUNE DI RIVE D'ARCANO

LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA DELL'INFANZIA DI RIVE D'ARCANO

(CUP: E46F20000000006 CIG: Z4532F6BA6)

Committente: AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI RIVE D'ARCANO

PROGETTO ESECUTIVO	RE02	Data: SETTEMBRE 2021
RELAZIONE STRUTTURALE DEL PROGETTO ESECUTIVO, RELAZIONE GEOTECNICA E PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE		22103
PROGETTISTA: Dott. Ing. Corrado Piccirillo	Controllato il: Gennaio 2022	
	Sigla del controllore: CP	
	Consegnato il: Gennaio 2022	

Revisione:	Numero:	Del:

INDICE

1 RELAZIONE STRUTTURALE 5

1.1 GENERALITA' 5
1.1.1 DESCRIZIONE GENERALE DEL FABBRICATO 5
1.2 CRONOLOGIA DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI ESEGUITI 7
1.3 VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI RISCHIO GENERALE 7
1.4 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA DELLA STRUTTURA ESISTENTE 8
1.5 INDICAZIONI DI PROGETTO SULLE OPERE DI ADEGUAMENTO SISMICO 8
1.5.1 INTERVENTI PREVISTI PER L'ADEGUAMENTO SISMICO DEL FABBRICATO 8

2 SICUREZZA, PRESTAZIONI ATTESE E PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE 10

2.1 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE 10
2.1.1 VITA NOMINALE 10
2.1.2 CLASSI D'USO 10
2.1.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA 11
2.1.4 LOCALIZZAZIONE DEL SITO 11
2.2 AZIONI SISMICHE 11
2.2.1 INTRODUZIONE 11
2.2.2 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITA' DI SUPERAMENTO 12
2.2.3 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE 13
2.2.3.1 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO 13
2.2.3.2 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE 13
2.2.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA 14
2.2.4.1 GENERALITA' 14
2.2.4.2 VALORI DEI PARAMETRI DI RIFERIMENTO A_G, F_O E T^*_C PER I PERIODI DI RITORNO T_R DI RIFERIMENTO 15
2.2.4.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA 15
2.2.4.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE 15
2.2.4.3.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE 16
2.2.4.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI 20
2.3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI 21
2.3.1 PESO PROPRIO DEI MATERIALI STRUTTURALI 21
2.3.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI 22

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 23

3.1 NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA 23
3.2 NORME GENERALI RELATIVE AI MANUFATTI IN C.A. E A QUELLI A STRUTTURA METALLICA, METODI DI CALCOLO E VERIFICA, CARICHI DI PROGETTO 23
3.3 NORME RELATIVE AI MATERIALI DA COSTRUZIONE 23
3.4 ALTRE NORME 23

4 RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI IMPIEGATI 25

4.1 CALCESTRUZZO PER STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO 25
4.1.1 PRESCRIZIONI GENERALI 25
4.1.1.1 LEGANTI 25
4.1.1.2 AGGREGATI 25

4.1.1.3 AGGIUNTE 25
4.1.1.4 ADDITIVI 25
4.1.1.5 ACQUA DI IMPASTO 25
4.1.1.6 MISCELE PRECONFEZIONATE DI COMPONENTI PER CALCESTRUZZO 26
4.1.2 PRESCRIZIONI PER IL CONTROLLO DELLA FESSURAZIONE 26
4.1.1 CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE A PLINTO 26
4.1.1.1 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO 26
4.1.1.2 RESISTENZE DI CALCOLO DEL MATERIALE 27
4.1.2 CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE A PLATEA 27
4.1.2.1 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO 27
4.1.3 CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA DI PARETI IN C.A. 28
4.1.3.1 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO 28
4.1.3.2 RESISTENZE DI CALCOLO DEL MATERIALE 29
4.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO 29
4.3 BARRE FILETTATE 30
4.4 MALTA CEMENTIZIA TIXOTROPICA ESPANSIVA ALL'ARIA 30
4.5 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA PER PROFILATI E PIATTI LAMINATI A CALDO E A FREDDO (*CARPENTERIA STANDARD*) 30
4.6 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA PER PROFILATI E PIATTI LAMINATI A CALDO E PER I TIRAFONDI (*CARPENTERIA SU MISURA*) 31
4.7 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA PER PROFILATI LAMINATI A FREDDO 32
4.8 BULLONI PER COLLEGAMENTI FERRO-FERRO 32
4.9 BARRE FILETTATE 33
4.10 SALDATURE 33
4.11 ANCORANTI ACCIAIO-CLACESTRUZZO 33
4.12 FIBRA DI ACCIAIO GALVANIZZATO TIPO HARDWIRE AD ALTISSIMA RESISTENZA UHTSS (1200 G/MQ) PER RINFORZO A TAGLIO NEL PIANO DI STRUTTURE A PILASTRO 33
4.13 CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI DEI MATERIALI 33

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELL'EDIFICIO ESISTENTE E DETTAGLI DELLE STRUTTURE 35

6 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI 44

6.1 CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO E PROPRIETA' GEOTECNICHE 44
6.2 CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI 45

7 RELAZIONE DI CALCOLO 50

7.1 ANALISI DEI CARICHI STATICI 50
7.1.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1) E NON STRUTTURALI (G2) 50
7.1.2 CARICHI ACCIDENTALI DI ESERCIZIO DEL SOLAIO AL PIANO TERRA (Q) 52
7.1.3 CARICHI ACCIDENTALI DI ESERCIZIO DEL SOLAIO DI SOTTOTETTO E DI COPERTURA (Q) 52
7.1.4 CARICO ACCIDENTALE DELLA NEVE (Q_S) 53
7.1.5 CARICO ACCIDENTALE DEL VENTO (W_X E W_Y) 53
7.2 AZIONI SISMICHE SULLE STRUTTURE 56
7.2.1 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ALLO SLV 57
7.2.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ALLO SLD 59
7.2.3 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ALLO SLO 60
7.2.4 SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO ALLO SLV 61
7.3 COMBINAZIONI DI CARICO 64

7.4 MODELLI DI CALCOLO DELLA STRUTTURA 70

8 VERIFICA DELLE STRUTTURE NELLA SITUAZIONE ANTE INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO 77

8.1 VERIFICA DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI DELLA STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO 77

9 VERIFICA DELLE STRUTTURE SUCESSIVAMENTE AI LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA DELL'INFANZIA 99

9.1 CALCOLO DELLA STRUTTURA 99
9.1.1 VERIFICA SISMICA DELLA STRUTTURA DOPO GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO 99
9.1.2 MASSA SISMICA TOTALE DELLA STRUTTURA 100
9.1.3 TAGLI SISMICI ALLA BASE 101
9.1.4 TRIDIMENSIONALITA' DELL'AZIONE SISMICA E ECCENTRICITA' ACCIDENTALE 101
9.2 CALCOLO DELLA STRUTTURA SCOLASTICA 102
9.2.1 DEFORMAZIONI ORIZZONTALI ALLO SLU-V 102
9.2.1.1 MASSIMI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI (X) ALLO SLU-V [MM] 102
9.2.1.2 MASSIMI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI (Y) ALLO SLU-V [MM] 103
9.2.2 DEFORMAZIONI ORIZZONTALI ALLO SLD 103
9.2.2.1 MASSIMI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI (X) ALLO SLD [MM] 103
9.2.2.2 MASSIMI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI (Y) ALLO SLD [MM] 104
9.2.3 ANALISI DINAMICA MODALE DEL FABBRICATO 105
9.2.3.1 PRINCIPALI RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA MODALE 105
9.2.3.2 TIPO DI COMBINAZIONE MODALE E TRIDIMENSIONALITA' DELL'AZIONE SISMICA 107
9.3 VERIFICA DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI DI NUOVA REALIZZAZIONE 108
9.3.1 VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DEI NUOVI SETTI IN C.A. DI CONTROVENTO (CONTRAFFORTI ESTERNI) 109
9.3.2 VERIFICA DEGLI ELEMENTI DI COLLEGAMENTO POSTI LUNGO I PRINCIPALI ALLINEAMENTI INTERNI 131
9.4 VERIFICA DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI DI ESISTENTI 138
9.4.1 VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DEI PILASTRI IN C.A. DELLA STRUTTURA 139
9.4.2 VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DEI SETTI DELLA STRUTTURA ESISTENTE 146
9.4.3 VERIFICA DELLE UNIONI TRA ELEMENTI STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO PREFABBRICATO 163
9.4.4 VERIFICA DELLE UNIONI TRA I PILASTRI ESISTENTI DELLA FACCIATA PRINCIPALE 169
9.5 VERIFICA DEL SISTEMA DI FONDAZIONI ESISTENTI E DI NUOVA REALIZZAZIONE 174
9.5.1 MODELLAZIONE DELL'INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA 176
9.5.2 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE AGENTI SULLE STRUTTURE IN C.A. DELLA FONDAZIONE 176
9.5.3 VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE STRUTTURE IN C.A. DELLE FONDAZIONI 178
9.5.3.1 VERIFICA DEI PLINTI DI FONDAZIONE DEI NUOVI CONTROVENTI 178
9.5.3.2 PLATEA DI COLLEGAMENTO DELLO SPESSORE DI 30CM 181
9.5.4 VERIFICHE DEI PLINTI DI FONDAZIONE ESISTENTI 184
9.5.5 VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI IN C.A. 188

10 VERIFICA DELLE STRUTTURE DEI SOLAI ALLO SLU 200

10.1 VERIFICA DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI DELLA STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO 200
10.1.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1) E NON STRUTTURALI (G2) 200
10.1.2 CARICHI ACCIDENTALI DI ESERCIZIO DEL SOLAIO AL PIANO TERRA (Q) 201
10.1.3 CARICHI ACCIDENTALI DI ESERCIZIO DEL SOLAIO DI SOTTOTETTO E DI COPERTURA (Q) 202
10.1.4 CARICO ACCIDENTALE DELLA NEVE (QS) 202
10.1.5 CALCOLO E VERIFICA DEI COPPONI DELLA COPERTURA 203

10.1.6 CALCOLO E VERIFICA DELLE TRAVI DELLA COPERTURA 205

10.1.7 CALCOLO E VERIFICA DEI COPPONI DEL SOLAIO DI PIANO TERRA 207

10.1.8 CALCOLO E VERIFICA DELLE TRAVI DEL SOLAIO DI PT 209

10.1.9 CONSIDERAZIONI SULLA COPERTURA A QUATTRO FALDE IN STRUTTURA DI ACCIAIO 211

11 GIUDIZIO MOTIVATO DI ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI MEDIANTE PROGRAMMA DI CALCOLO AUTOMATICO (PUNTO 10.2 DEL DM17/01/2018) 220

11.1 CONTROLLO DELLE SOMMATORIE DEI CARICHI APPLICATI E DELLE REAZIONI VINCOLARI 220

11.2 CONTROLLO DEI CARICHI SISMICI APPLICATI ALLO SLV 221

11.2.1 TAGLI SISMICI ALLA BASE 222

TAGLI SISMICI ALLA BASE DA ANALISI SISMICA DINAMICA LINEARE 224

12 PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STUTTURALE DELL'OPERA, PUNTO 10.1 DEL DM 2018 226

1 RELAZIONE STRUTTURALE

1.1 GENERALITA'

Nella presente relazione strutturale allegata al Progetto Esecutivo si andrà a descrivere il fabbricato di via Divisione Julia n.13/a che è sede della Scuola dell'Infanzia di Rive D'Arcano e i lavori previsti per il suo adeguamento sismico.

L'area è censita al fg. 10 map.171 del NCT del Comune di Rive D'Arcano e classificata in zona S "Area destinata a Servizi" del vigente P.R.G.C..

Il D.G.R. del FVG n.845 del 6 maggio 2010 ha classificato il territorio del Comune di Rive D'Arcano in zona simica 2.

Saranno riassunti i principali risultati delle analisi strutturali e delle verifiche statiche e sismiche allegate al progetto esecutivo degli interventi di adeguamento sismico previsti sull'edificio scolastico.

1.1.1 DESCRIZIONE GENERALE DEL FABBRICATO

Il fabbricato destinato a Scuola dell'Infanzia di Rive D'Arcano è stato completato nel 1980 e ha pianta rettangolare con un unico piano fuori terra.

La struttura portante dell'edificio è del tipo prefabbricato in cemento armato ad armatura lenta con elementi portanti verticali a pilastro e a parete disposti in maniera regolare all'interno della struttura e lungo il suo perimetro esterno. I solai di piano terra e di copertura sono realizzati con travi longitudinali a doppia anima sostenute dai pilastri e dalle fondazioni e da copponi sempre a doppia anima sostenuti dalle travi longitudinali.

Nel 1991 è stata realizzata una sovracopertura a quattro falde inclinate con struttura portante in acciaio con capriate portanti fissate alle strutture di cemento armato e manto in lamiera grecata preverniciata, durante questa realizzazione è stato eliminato lo strato di ghiaia dello spessore medio di 5 cm posto al di sopra del manto di impermeabilizzazione e che completava il pacchetto di copertura del tetto piano originario. L'orditura principale in acciaio della nuova copertura a falde sporge perimetralmente lungo tutto il fabbricato creando una linda esterna tamponata inferiormente con delle doghe in metallo. In corrispondenza dell'ingresso principale della scuola è stata inoltre creata una tettoia piana in struttura metallica sostenuta da quattro pilastri in acciaio. La tettoia è collegata rigidamente alle strutture portanti in c.a. del fabbricato originario.

La pavimentazione interna del piano terra non isolata è costituita da una caldana in c.a. con sovrastante pavimento in linoleum. A livello dall'intradosso della copertura è stato realizzato un controsoffitto a quadrotte di gesso fibra privo di isolamento.

Figura 1 Immagine satellitare dell'edificio scolastico.

All'inizio del 2018 è stato effettuato sull'immobile lo studio di vulnerabilità sismica comprensivo della campagna di rilievo strutturale e delle prove non distruttive effettuate sugli elementi portanti principali.

Come precedentemente indicato l'edificio scolastico è a un piano fuori terra, iscrivibile in un rettangolo di dimensioni di 30.20ml – 22.00ml e altezza di intradosso della copertura di 3,90ml.

Le fondazioni sono in calcestruzzo armato del tipo a plinti a pozzetto prefabbricati collegati fra di loro da cordoli in c.a. prefabbricato vincolati durante le fasi di montaggio con armature di collegamento e getti in opera. I plinti sono posti al di sotto i setti strutturali in cemento armato e dei pilastri in cemento armato.

L'edificio è stato realizzato con pilastri e pannelli portanti in calcestruzzo armato prefabbricato uniti tra di loro con giunti realizzati con piastre metalliche inserite all'interno delle strutture in c.a. e poi saldate in opera al momento del montaggio. Il solaio di copertura piano è realizzato con elementi modulari in cemento armato affiancati tipo copponi a doppia anima di larghezza costante pari a 120cm. I copponi sono uniti tra di loro per mezzo di giunti costituiti da piatti di acciaio annegati nella struttura in c.a. e successivamente saldati in opera durante le fasi di montaggio. I medesimi copponi sono collegati alle travi longitudinali con piastre di acciaio e saldature in opera. Analoghi collegamenti a piastre e saldature sono presenti tra le travi e la sommità dei pilastri e tra i pilastri e le pareti di controvento interne e perimetrali.

1.2 CRONOLOGIA DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI ESEGUITI

A seguito di ricerca presso gli archivi comunali, presso gli archivi del genio civile e presso i servizi tecnici regionali è stata raccolta la seguente documentazione di progetto.

Gli elaborati grafici sono stati depositati presso l'Ufficio del genio Civile di Udine:

-deposito delle opere strutturali presso l'Ufficio del Genio Civile di Udine al n.002562 del 29 maggio 1979:

-deposito della relazione strutture ultimate del direttore dei lavori presso l'Ufficio del Genio Civile di Udine il 12 giugno 1979;

-deposito del certificato di collaudo statico presso l'Ufficio del Genio Civile di Udine il 31 dicembre 1979;

Nell'edificio successivamente è stata realizzata una copertura a padiglione con una struttura in acciaio.

Gli elaborati grafici sono stati depositati presso la Direzione Regionale dei LL.PP. di Udine:

-deposito delle opere strutturali presso la Direzione Provinciale Servizi Tecnici di Udine al n.574 del 09 marzo 1989:

-deposito della relazione strutture ultimate presso la Direzione Provinciale Servizi Tecnici di Udine al n.574 del 29 ottobre 1990;

-deposito del certificato del collaudo statico presso la Direzione Provinciale Servizi Tecnici di Udine al n.574 del 17 gennaio 1991;

1.3 VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI RISCHIO GENERALE

Sulla base delle analisi di rischio e delle verifiche di vulnerabilità sismica relative agli elementi strutturali e non strutturali del fabbricato che ospita la Scuola dell'Infanzia di Rive D'Arcano si evince che le principali carenze individuate sulla struttura riguardano principalmente i collegamenti reciproci tra gli elementi prefabbricati che compongono la struttura in particolare i collegamenti a livello della copertura in cemento armato prefabbricato.

Dalle analisi strutturali che sono state svolte sull'edificio esistente si e' rilevato che il comportamento sismico del medesimo e' condizionato principalmente dalla resistenza al taglio dei setti di controvento in cemento armato e dalla resistenza dei nodi strutturali di collegamento fra i vari elementi della struttura prefabbricata.

Nel proseguo della relazione si andrà a individuare le opere e gli apprestamenti necessari a garantire l'adeguamento della resistenza sismica della struttura nel rispetto dei livelli minimi di prestazione strutturale che sono previsti dalle vigenti normative tecniche qui brevemente richiamate:

- *Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni";*
- *Circolare 21 gennaio 2019, n.7 - "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018";*

Come previsto dalle citate normative la vita nominale su cui calcolare le azioni sia statiche che sismiche agenti sull'edificio è pari a V_N = 50 anni ottenendo quindi una vita di riferimento pari a $V_R = V_N$ x Cu = 50 x 1.5 = 75 anni in ragione del coefficiente d'uso (Cu = 1.5) da assegnare a una struttura scolastica.

1.4 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA DELLA STRUTTURA ESISTENTE

La campagna d'indagine non distruttiva è stata eseguita nella primavera del 2018 con l'intento di fornire la maggior quantità di dati sulla qualità dei materiali utilizzati per la realizzazione della struttura e sul generale stato di conservazione e di realizzazione degli elementi costruttivi.

Le indagini sono state eseguite sulle principali tipologie di strutture esistenti allo scopo di verificare la resistenza residua del calcestruzzo e il numero e la qualità dei ferri di armatura con la quale sono state confezionate.

Si è giunti ad un livello di conoscenza LC2 a cui corrisponde un fattore di confidenza FC pari a 1,20.

Si rimanda alla relazione tecnica sulle prove non distruttive realizzata dalla ditta InSitu di Trieste.

1.5 INDICAZIONI DI PROGETTO SULLE OPERE DI ADEGUAMENTO SISMICO

Si vanno a indicare nel seguito le principali opere strutturali previste per adeguare sismicamente la Scuola dell'Infanzia di Rive D'Arcano.

1.5.1 INTERVENTI PREVISTI PER L'ADEGUAMENTO SISMICO DEL FABBRICATO

Si elencano i principali interventi previsti per l'adeguamento sismico della scuola dell'infanzia:

1) Inserimento di contrafforti composti da setti in c.a. comprensivi di fondazioni a plinto disposti lungo il perimetro esterno della struttura nelle due direzioni principali dell'edificio (lato Ovest e lato Nord), i contrafforti vengono rigidamente collegati alle strutture esistenti del fabbricato (fondazioni, elementi verticali, elementi della copertura);
2) Nuove fondazioni dei contrafforti in plinti in c.a. collegati alle strutture di fondazione esistente e realizzazione di platea superiore di collegamento tra le nuove strutture di fondazione posta al di sotto del nuovo marciapiede perimetrale;
3) Rinforzo dei nodi strutturali tra gli elementi portanti della copertura (travi-pilastri-travi e copponi-travi-copponi) composti da elementi a barra filettata in acciaio inseriti in fori circolari riempiti di malta reoplastica di tipo "Emaco" e controtubi in acciaio in maniera da resistere simultaneamente sia alle azioni di trazione e che alle azioni di taglio reciproco fra gli elementi;

4) Collegamento strutturale tra le coppie di pilastri esistenti in cemento armato presenti lungo il prospetto principale di ingresso lungo l'allineamento esterno, effettuato con malte cementizie colabili e con nastri di fibre di acciaio collegati alle strutture esistenti con malte cementizie ad alta resistenza;

L'INTERVENTO PROPOSTO SI CONFIGURA COME UN INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO DEL FABBRICATO

Per maggiori chiarimenti sugli interventi strutturali previsti si rimanda agli elaborati grafici allegati al presente progetto esecutivo dei lavori di adeguamento sismico.

2 SICUREZZA, PRESTAZIONI ATTESE E PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

2.1 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

2.1.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per il presente progetto si è assunta una vita nominale **V_N = 50 anni (OPERE ORDINARIE)**.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazione ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazione elevati	100

2.1.2 CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- *Classe I*: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- *Classe II*: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- ***Classe III*: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.** Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- *Classe IV*: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per il presente progetto si è assunta una **classe d'uso III.**

2.1.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$V_R = V_N \cdot C_U$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito al variare della classe d'uso:

CLASSE D'USO	I	II	**III**	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	**1.5**	2.0

$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5$ → **75 anni**

2.1.4 LOCALIZZAZIONE DEL SITO

Regione: FRIULI VENEZIA GIULIA

Provincia: UDINE

Comune: RIVE D'ARCANO, VIA DIVISIONE JULIA N.13/A

Altitudine: 170 m s.l.m.m.

COORDINATE ISTAT DEL SITO	LONGITUDINE	LATITUDINE
	13.029947	**46.128551**

2.2 AZIONI SISMICHE

2.2.1 INTRODUZIONE

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente *Se (T)*, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

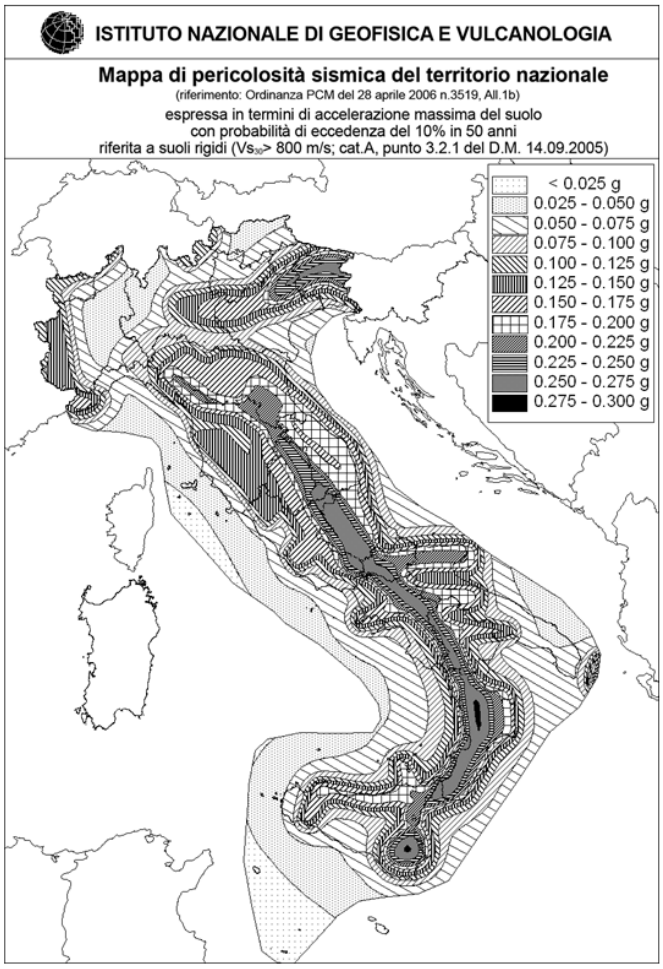


Figura 2 Mappa di pericolosità sismica

2.2.2 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITA' DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso,includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso,includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite		**P_{VR}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R**
Stati Limite di Esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati Limite Ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

2.2.3 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

2.2.3.1 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Dalla relazione geologica la categoria del sottosuolo risulta:

CATEGORIA B: *"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s"*

2.2.3.2 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante , pendii e rilievi isolati con inclinazione media i≤15°
T2	Pendii con inclinazione media i>15°
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15°≤i≤30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media media i>30°

Nel presente progetto si è assunta una **categoria topografica T1**.

2.2.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

2.2.4.1 GENERALITA'

Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A).

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta in modo da dotarla di un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

La disponibilità di informazioni così puntuali e dettagliate, in particolare il riferimento a più probabilità di superamento, consente ad un tempo di:

a) adottare, nella progettazione e verifica delle costruzioni, valori dell'azione sismica meglio correlati alla pericolosità sismica del sito, alla vita nominale della costruzione e all'uso cui essa è destinata, consentendo così significative economie e soluzioni più agevoli del problema progettuale, specie nel caso delle costruzioni esistenti;

b) trattare le problematiche di carattere tecnico-amministrativo connesse alla pericolosità sismica adottando una classificazione sismica riferibile anche a porzioni territoriali dei singoli comuni. In particolare è possibile separare le questioni di cui al punto a) dalle questioni di cui al punto b;

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito http://esse1.mi.ingv.it/.

Le azioni di progetto si ricavano, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_O valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno TR considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo a:

- a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica;
- F_O e T^*_C i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica (la condizione di minimo è imposta operando ai minimi quadrati, su spettri di risposta normalizzati ad uno, per ciascun sito e ciascun periodo di ritorno).

Le forme spettrali sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

2.2.4.2 VALORI DEI PARAMETRI DI RIFERIMENTO a_g, F_O e T^*_C PER I PERIODI DI RITORNO T_R DI RIFERIMENTO

T_R [anni]	a_g [g]	F_O [-]	T^*_C [s]
30	0.060	2.473	0.241
50	0.079	2.475	0.262
72	0.095	2.459	0.272
101	0.112	2.435	0.287
140	0.130	2.425	0.299
201	0.153	2.430	0.314
475	0.221	2.446	0.333
975	0.295	2.464	0.348
2475	0.424	2.423	0.375

Tabella 1 Valori dei parametri di riferimento per il sito in esame

2.2.4.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

2.2.4.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale.

2.2.4.3.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima ag su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}.

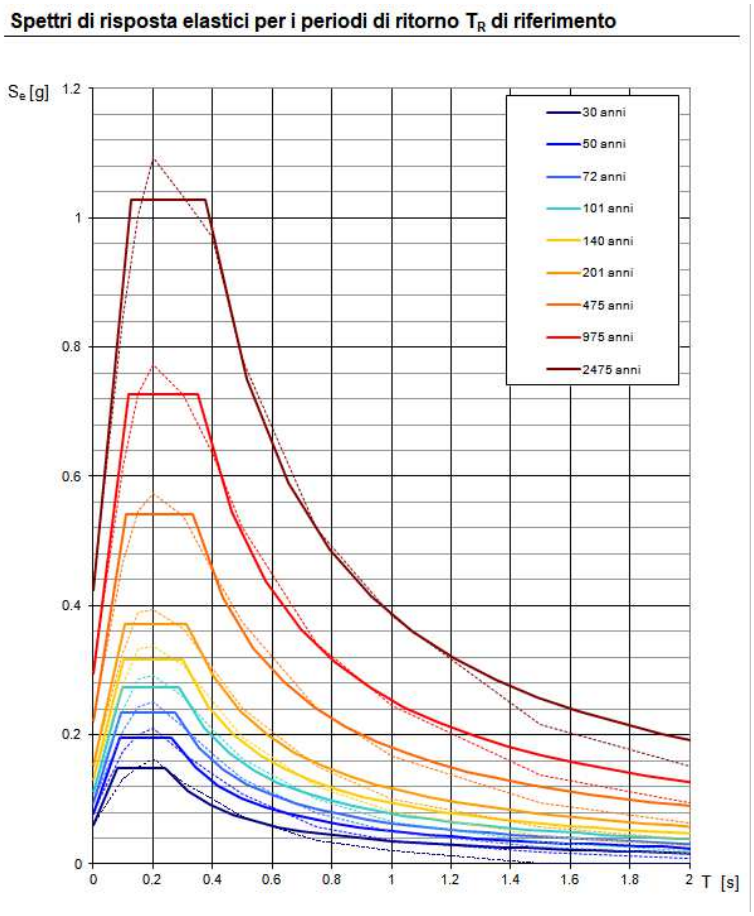


Tabella 2 **Spettri di risposta elastici per i periodo di ritorno T_R di riferimento**. Con linea continua sono riportati gli spettri di normativa mentre con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui derivano.

2.2.4.3.2.1 VALORI DEI PARAMETRI a_g, F_O e T^*_C PER I PERIODI DI RITORNO T_R ASSOCIATI AGLI STATI LIMITE

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_O [-]	T^*_C [s]
SLO	45	0.075	2.475	0.258
SLD	75	0.097	2.456	0.274
SLV	712	0.260	2.456	0.341
SLC	1462	0.346	2.446	0.360

2.2.4.3.2.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$0 \le T < T_B$ $$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$T_B \le T < T_C$ $$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$T_C \le T < T_D$ $$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$T_D \le T$ $$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

Inoltre:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$S = S_S \cdot S_T$,

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \ge 0.55$$

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

F_O è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$T^*_C = C_C \cdot T^*_C$

dove Tc* è definito al punto 3.2 del DM17/01/2018

C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$T_B = T_C / 3$,

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$T_D = 4.0 \cdot (a_g/g)+1.6$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare

nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove. In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione, la forma spettrale su sottosuolo di categoria **A** è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_S , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C .

CATEGORIA SOTTOSUOLO	Ss	Cc
A	1,00	1,00
B	$1{,}00 \le 1{,}40 - 0{,}40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}20$	$1{,}10 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.20}$
C	$1{,}00 \le 1{,}70 - 0{,}60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}50$	$1{,}05 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.33}$
D	$0{,}90 \le 2{,}40 - 1{,}50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}80$	$1{,}25 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.50}$
E	$1{,}00 \le 2{,}00 - 1{,}10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}60$	$1{,}15 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.40}$

Figura 3 Espressioni di S_S e C_C previste dalle NTC2018

CATEGORIA TOPOGRAFICA	UBICAZIONE DELL'OPERA D'INTERVENTO	S_T
T1	--	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Figura 4 Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T previsti dalle NTC 2018

2.2.4.3.2.3 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$0 \le T < T_B$ $$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_V}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$T_B \le T < T_C$ $$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V$$

$T_C \le T < T_D$ $$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$T_D \le T$ $$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

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

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

I valori di a_g, F_O, S, η sono quelli definiti per le componenti orizzontali; i valori di S_S, T_B, T_C e T_D, salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella successiva tabella.

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1.0	0.05s	0.15s	1.0s

Tabella 3 Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

2.2.4.3.2.4 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN SPOSTAMENTO DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T)$ si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione Se(T) mediante la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

purché il periodo di vibrazione T non ecceda i valori T_E riportati nella successiva tabella:

Categoria di sottosuolo	T_E[s]	T_F[s]
A	4.5	10.0
B	5.0	10.0
C, D, E	6.0	10.0

Tabella 4 Valori dei parametri T_E e T_F

Per i periodi di vibrazione eccedenti T_E, le ordinate dello spettro possono essere ottenute dalle seguenti formule:

$T_E < T \leq T_F$ $$S_{De}(T) = 0{,}025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left[\eta \cdot F_0 + (1 - \eta \cdot F_0) \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right]$$

$T > T_F$ $$S_{De}(T) = d_g$$

dove tutti i simboli sono già stati definiti, ad eccezione di d_g, definito nel paragrafo successivo.

2.2.4.3.2.5 SPOSTAMENTO ORIZZONTALE E VELOCITA' ORIZZONTALE DEL TERRENO

I valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi del terreno sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

$$v_g = 0.16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C$$

dove a_g, S, T_C, T_D assumono i valori già definiti al paragrafo "*SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI*".

2.2.4.3.2.6 SPETTRI DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

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

2.2.4.3.2.7 SPETTRI DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo il parametro η con 1/q, dove q è il fattore di struttura.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0.2a_g$.

2.2.4.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{Kj}$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{Kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella successiva tabella:

CATEGORIA/AZIONE VARIABILE	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini ed ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤30KN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso >30KN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤1000m s.l.m)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota >1000m s.l.m)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Tabella 5 Valori dei coefficienti di combinazione NTC2018

2.3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

2.3.1 PESO PROPRIO DEI MATERIALI STRUTTURALI

MATERIALI	PESO UNITA' DI VOLUME [KN/mc]
Calcestruzzi cementizi e malte	
CALCESTRUZZO ORDINARIO	24.0
CALCESTRUZZO ARMATO (E/0 PRECOMPRESSO)	25.0
CALCESTRUZZI "LEGGERI": DA DETERMINARSI CASO PER CASO	14.0÷20.0
CALCESTRUZZI "PESANTI": DA DETERMINARSI CASO PER CASO	28.0÷50.0
MALTA DI CALCE	18.0
MALTA DI CEMENTO	21.0
CALCE IN POLVERE	10.0
CEMENTO IN POLVERE	14.0
SABBIA	17.0
Metalli e leghe	
ACCIAIO	78.5
GHISA	72.5
ALLUMINIO	27.0
Materiale lapideo	
TUFO VULCANICO	17.0
CALCARE COMPATTO	26.0
CALCARE TENERO	22.0
GESSO	13.0
GRANITO	27.0
LATERIZIO (PIENO)	18.0
Legnami	
CONIFERE E PIOPPO	4.0÷6.0
LATIFOGLIE (ESCLUSO PIOPPO)	6.0÷8.0
Sostanze varie	
ACQUA DOLCE (CHIARA)	9.81
ACQUA DI MARE (CHIARA)	10.1
CARTA	10.0
VETRO	25.0

2.3.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti portati ed i carichi variabili potranno assumersi, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni.

I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni e uffici possono assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale.

Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

3.1 NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 *"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";*
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 - *"Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018";*
- Circolare 10 aprile 1997, n.65/AA.GG. *"Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996";*
- Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996 *"Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche";*
- L. 02.02.1974 n. 64 *"Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche".*

3.2 NORME GENERALI RELATIVE AI MANUFATTI IN C.A. E A QUELLI A STRUTTURA METALLICA, METODI DI CALCOLO E VERIFICA, CARICHI DI PROGETTO

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 *"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";*
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 - *"Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018";*
- L. 05.11.1971 n. 1086 *"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".*

3.3 NORME RELATIVE AI MATERIALI DA COSTRUZIONE

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 *"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";*
- EN 206-1 *Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità;*
- UNI11104 *Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN-206-1.*

3.4 ALTRE NORME

- EC 1-2006 UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio;
- UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- CNR-DT 207/2008 *"Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni";*
- UNI EN 10025-2 Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali.

- UNI EN ISO 4063:2010 Saldatura e tecniche affini - Nomenclatura dei processi e relativa codificazione numerica.

4 RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI IMPIEGATI

4.1 CALCESTRUZZO PER STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

4.1.1 PRESCRIZIONI GENERALI

L'acqua utilizzata per l'impasto deve essere limpida, priva di sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non essere aggressiva, inoltre non deve provenire da zone di ristagno all'aperto.

Gli inerti, naturali o di frantumazione, devono essere costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche limose ed argillose, di gesso ecc., in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione delle armature; devono provenire da impianti di estrazione e lavaggio autorizzati, ed avere granulometria opportunamente assortita, adeguatamente alla particolare destinazione del getto ed al procedimento di posa in opera del conglomerato.

4.1.1.1 LEGANTI

Nelle opere oggetto della presente relazione devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di certificato di conformità - rilasciato da un organismo europeo notificato - ad una norma armonizzata della serie UNI EN 197 ovvero ad uno specifico Benestare Tecnico Europeo (ETA), purché idonei all'impiego previsto nonché, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla Legge 26/05/1965 n.595.

È escluso l'impiego di cementi alluminosi.

4.1.1.2 AGGREGATI

Sono idonei alla produzione di calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

4.1.1.3 AGGIUNTE

Nei calcestruzzi è ammesso l'impiego di aggiunte, in particolare di ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice, purché non ne vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali.

Le ceneri volanti devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 450-1. Per quanto riguarda l'impiego si potrà fare utile riferimento ai criteri stabiliti dalle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

I fumi di silice devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 13263-1.

4.1.1.4 ADDITIVI

Gli additivi devono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

4.1.1.5 ACQUA DI IMPASTO

L'acqua di impasto, ivi compresa l'acqua di riciclo, dovrà essere conforme alla norma UNI EN 1008: 2003.

4.1.1.6 MISCELE PRECONFEZIONATE DI COMPONENTI PER CALCESTRUZZO

In assenza di specifica norma armonizzata europea, il produttore di miscele preconfezionate di componenti per calcestruzzi, cui sia da aggiungere in cantiere l'acqua di impasto, deve documentare per ogni componente utilizzato la conformità alla relativa norma armonizzata europea.

4.1.2 PRESCRIZIONI PER IL CONTROLLO DELLA FESSURAZIONE

Allo scopo di controllare la formazione di fessure nel calcestruzzo fresco si forniscono le seguenti prescrizioni:

- costipare adeguatamente il calcestruzzo nei casseri;
- proteggere i getti da un'evaporazione troppo rapida;
- ridurre lo scambio termico dei getti con l'ambiente;
- utilizzare cementi di miscela (che sviluppano un minore calore di idratazione).

Allo scopo di controllare la formazione di fessure nel calcestruzzo indurito si forniscono le seguenti prescrizioni:

- i cementi di miscela utilizzati saranno a basso contenuto di C3A (ad esempio cementi pozzolanici o cementi con scorie d'altoforno);
- gli aggregati utilizzati dovranno essere non reattivi con gli alcali.

Allo scopo di controllare la formazione di fessure nel calcestruzzo indurito dovute ai cicli di gelo – disgelo si forniscono le seguenti prescrizioni:

- Utilizzare additivi aeranti che provocano microbolle diffuse che permettono l'espansione dell'acqua durante il passaggio di stato (aria 5-6% in volume)

Si raccomanda infine una particolare attenzione nel posizionamento dell'armatura e dei casseri in modo tale da garantire lo spessore e la qualità del copriferro richiesti ed indicati dal progettista.

4.1.1 CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE A PLINTO

4.1.1.1 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO

Minima classe di resistenza	**C32/40**
Tipo di cemento	Portland tipo I o II/A-LL
Dosaggio minimo	340 daN/mc di impasto
Dimensioni inerti	≤25mm
Rapporto A/C	≤0.50
Classe di esposizione	**XC4**
Altri requisiti	Aggregati non gelivi UNI 8520/2
Additivi	MICRO AIR 200
	RHEOBUILD
Classe di consistenza	S4 fluida
	(ABBASSAMENTO MASSIMO AL CONO 160-210mm)

4.1.1.2 RESISTENZE DI CALCOLO DEL MATERIALE

CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO		
CLASSE DI RESISTENZA		**C32/40**
RESISTENZE CARATTERISTICHE		
Resistenza cubica del calcestruzzo	R_{ck}	40.00 Mpa
Resistenza cilindrica del calcestruzzo	f_{ck}	33.20 Mpa
Resistenza cilindrica media del calcestruzzo	f_{cm}	41.20 Mpa
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3.10 Mpa
Resistenza caratteristica a trazione (5%)	$f_{ctk\ (5\%)}$	2.17 Mpa
Resistenza caratteristica a trazione (95%)	$f_{ctk\ (95\%)}$	4.03 Mpa
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	3.72 Mpa
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33642.78 Mpa
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.88 Mpa
Resistenza caratteristica di aderenza in zona tesa	$f_{bk\ (tesa)}$	3.25 Mpa
RESISTENZE DI PROGETTO		
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1.50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	18.81 Mpa
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.45 Mpa
Resistenza di calcolo della tensione di aderenza	f_{bd}	2.17 Mpa

Utilizzare nel calcestruzzo ADDITIVO ANTIRITIRO PER I GETTI IN BRECCIA DI STRUTTURE ESISTENTI

PER I MAGRONI UTILIZZARE CALCESTRUZZO CON CLASSE DI RESISTENZA ≥ C15/20

4.1.2 CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE A PLATEA

4.1.2.1 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO

Minima classe di resistenza	**C25/30**
Tipo di cemento	Portland tipo I o II/A-LL
Dosaggio minimo	300 daN/mc di impasto
Dimensioni inerti	≤25mm
Rapporto A/C	≤0.60
Classe di esposizione	**XC2**
Altri requisiti	Aggregati non gelivi UNI 8520/2
Additivi	MICRO AIR 200
	RHEOBUILD
Classe di consistenza	S4 fluida
	(ABBASSAMENTO MASSIMO AL CONO 160-210mm)

CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO			
CLASSE DI RESISTENZA		**C25/30**	
RESISTENZE CARATTERISTICHE			
Resistenza cubica del calcestruzzo	R_{ck}	30.00	Mpa
Resistenza cilindrica del calcestruzzo	f_{ck}	24.90	Mpa
Resistenza cilindrica media del calcestruzzo	f_{cm}	32.90	Mpa
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	2.56	Mpa
Resistenza caratteristica a trazione (5%)	$f_{ctk\ (5\%)}$	1.79	Mpa
Resistenza caratteristica a trazione (95%)	$f_{ctk\ (95\%)}$	3.33	Mpa
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	3.07	Mpa
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	31447.16	Mpa
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.03	Mpa
Resistenza caratteristica di aderenza in zona tesa	$f_{bk\ (tesa)}$	2.69	Mpa
RESISTENZE DI PROGETTO			
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1.50	
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	14.11	Mpa
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.19	Mpa
Resistenza di calcolo della tensione di aderenza	f_{bd}	1.79	Mpa

4.1.3 CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA DI PARETI IN C.A.

4.1.3.1 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO

Minima classe di resistenza	**C32/40**
Tipo di cemento	Portland tipo I o II/A-LL
Dosaggio minimo	340 daN/mc di impasto
Dimensioni inerti	≤16mm
Rapporto A/C	≤0.50
Classe di esposizione	**XC4**
Altri requisiti	Aggregati non gelivi UNI 8520/2
Additivi	MICRO AIR 200
	RHEOBUILD
Classe di consistenza	S4 fluida
	(ABBASSAMENTO MASSIMO AL CONO 160-210mm)

4.1.3.2 RESISTENZE DI CALCOLO DEL MATERIALE

CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO		
CLASSE DI RESISTENZA		**C32/40**
RESISTENZE CARATTERISTICHE		
Resistenza cubica del calcestruzzo	R_{ck}	40.00 Mpa
Resistenza cilindrica del calcestruzzo	f_{ck}	33.20 Mpa
Resistenza cilindrica media del calcestruzzo	f_{cm}	41.20 Mpa
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3.10 Mpa
Resistenza caratteristica a trazione (5%)	$f_{ctk\ (5\%)}$	2.17 Mpa
Resistenza caratteristica a trazione (95%)	$f_{ctk\ (95\%)}$	4.03 Mpa
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	3.72 Mpa
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33642.78 Mpa
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.88 Mpa
Resistenza caratteristica di aderenza in zona tesa	$f_{bk\ (tesa)}$	3.25 Mpa
RESISTENZE DI PROGETTO		
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1.50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	18.81 Mpa
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.45 Mpa
Resistenza di calcolo della tensione di aderenza	f_{bd}	2.17 Mpa

Utilizzare nel calcestruzzo ADDITIVO ANTIRITIRO PER I GETTI IN BRECCIA DI STRUTTURE ESISTENTI

4.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

Non si devono porre in opera armature eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali, che ne menomino la resistenza o ricoperte da sostanze che possano ridurne sensibilmente l'aderenza al conglomerato.

Acciaio d'armatura ordinaria in barre tonde ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento, tipo **B450C**

Modulo elastico	E_s	206000 $N \cdot mm^{-2}$
Tensione caratteristica di snervamento di calcolo	f_{ynom}	450 $N \cdot mm^{-2}$
Tensione caratteristica di rottura di calcolo	f_{tnom}	540 $N \cdot mm^{-2}$
Coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_{m,s}$	1.15
Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m,s}}$	f_{yd}	391.3 $N \cdot mm^{-2}$
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥450 $N \cdot mm^{-2}$
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	≥540 $N \cdot mm^{-2}$

Rapporti geometrici	$1.13 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$ $f_y/f_{ynom})_k \leq 1.25$	
Allungamento	$(A_{gt})_k$	≥7%
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche	Ø<12mm 12≤Ø≤16mm 16<Ø≤25mm 25<Ø≤50mm	4Ø 5Ø 8Ø 10Ø

Coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo da normativa: n_{ca}=15.

Acciaio d'armatura ordinaria in reti elettrosaldate, controllato in stabilimento, tipo **B450C**

4.3 BARRE FILETTATE

Barre filettate del tipo zincato con classe vite 8.8

4.4 MALTA CEMENTIZIA TIXOTROPICA ESPANSIVA ALL'ARIA

Malta cementizia tixotropica espansiva all'aria del tipo "Emaco S"

Malta cementizia, premiscelata, tixotropica, ad espansione contrastata in aria.

4.5 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA PER PROFILATI E PIATTI LAMINATI A CALDO E A FREDDO (*CARPENTERIA STANDARD*)

Acciaio per profilati piatti laminati a caldo del tipo S 235 (Fe 360 C) di spessore nominale t ≤ 40 mm (UNI EN 10025-2) e per tirafondi

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 235$ N/mmq
Tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 360$ N/mmq
Allungamento	A ≥ 28 %
Resilienza a 0°C	KV ≥ 27 J

f_{yk} [daN/cmq]	f_{yd} (γ_m=1.05) [daN/cmq]
2350	2238

Acciaio per profilati piatti laminati a caldo del tipo S 235 (Fe 360 C) di spessore nominale 40 mm < t ≤ 80 mm (UNI EN 10025-2)

Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 215$ N/mmq

Tensione di rottura a trazione $f_t \geq 360$ N/mmq

Allungamento $A \geq 28$ %

Resilienza a 0°C $KV \geq 27$ J

f_{yk} [daN/cmq]	f_{yd} (γ_m=1.05) [daN/cmq]
2150	2047

Grado di resilienza minimo: J0

Classe di Esecuzione UNI EN 1090: EXC3 (CC2-SC2-PC1)

4.6 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA PER PROFILATI E PIATTI LAMINATI A CALDO E PER I TIRAFONDI (*CARPENTERIA SU MISURA*)

Acciaio per profilati piatti laminati a caldo del tipo **S 275** (Fe 430 C) di spessore nominale t ≤ 40 mm (UNI EN 10025-2) e per tirafondi

Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 275$ N/mmq

Tensione di rottura a trazione $f_t \geq 430$ N/mmq

Allungamento $A \geq 24$ %

Resilienza a 0°C $KV \geq 27$ J

f_{yk} [daN/cmq]	f_{yd} (γ_m=1.05) [daN/cmq]
2750	2619

Acciaio per profilati piatti laminati a caldo del tipo **S 275** (Fe 430 C) di spessore nominale 40 mm < t ≤ 80 mm (UNI EN 10025-2)

Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 255$ N/mmq

Tensione di rottura a trazione $f_t \geq 410$ N/mmq

Allungamento $A \geq 24$ %

Resilienza a 0°C $KV \geq 27$ J

f_{yk} [daN/cmq]	f_{yd} (γ_m=1.05) [daN/cmq]
2550	2428

Grado di resilienza minimo: J0

Classe di Esecuzione UNI EN 1090: EXC3 (CC2-SC2-PC1)

4.7 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA PER PROFILATI LAMINATI A FREDDO

Acciaio per profilati piatti laminati a freddo del tipo **S 275** (Fe 430 C)

Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 275$ N/mmq

Tensione di rottura a trazione $f_t \geq 430$ N/mmq

Allungamento $A \geq 24$ %

Resilienza a 0°C $KV \geq 27$ J

f_{yk} [daN/cmq]	f_{yd} (γ_m=1.05) [daN/cmq]
2750	2619

Grado di resilienza minimo: J0

Classe di Esecuzione UNI EN 1090: EXC3 (CC2-SC2-PC1)

4.8 BULLONI PER COLLEGAMENTI FERRO-FERRO

Collegamenti bullonati: viti 8.8 – dadi 8

Tensione di snervamento $f_{yb} \geq 649$ N/mmq

Tensione di rottura a trazione $f_{tb} \geq 800$ N/mmq

f_{dN} (γ_{M2}=1.25) [daN/cmq]	f_{dV} (γ_{M2}=1.25) [daN/cmq]
6400	3695

4.9 BARRE FILETTATE

Barre filettate 8.8 zincate

Tensione di snervamento $f_{yb} \geq 649$ N/mmq

Tensione di rottura a trazione $f_{tb} \geq 800$ N/mmq

f_{dN} (γ_{M2}=1.25) [daN/cmq]	f_{dV} (γ_{M2}=1.25) [daN/cmq]
5760	3840

4.10 SALDATURE

Collegamenti saldati: saldature secondo norma UNI EN ISO 4063:2010

Giunti testa a testa o a T a completa penetrazione: $f_{yd} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$

Giunti a cordoni d'angolo: Tensione di confronto $f_{vwd} \leq f_{tk} /(\beta\gamma_{M2})$

con β = 0.80 per acciaio S235 e β = 0.85 per acciaio S275.

4.11 ANCORANTI ACCIAIO-CLACESTRUZZO

Ancoranti chimici del tipo "HILTI HIT-RE 500 con HAS" con classe vite 8.8

Ancoranti meccanici del tipo "HILTI HSA"

Ancoraggi con barre filettate 8.8 e resina chimica del tipo "HILTI HIT-RE 500"

4.12 FIBRA DI ACCIAIO GALVANIZZATO tipo HARDWIRE AD ALTISSIMA RESISTENZA UHTSS (1200 g/mq) per rinforzo a taglio nel piano di strutture a pilastro

Fibra di acciaio: tipo "GEOSTEEL G1200 di Kerakoll Spa" Matrice: tipo "GEOLITE di Kerakoll Spa"

4.13 CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI DEI MATERIALI

La ditta è libera di offrire prodotti diversi da quelli elencati purché di pari caratteristiche tecniche e che comunque saranno soggette ad approvazione della Direzione Lavori che, previo parere del progettista strutturale, potrà accettarle o rifiutarle qualora non le ritenga tecnicamente adeguate.

NOTA BENE:

DOVRANNO ESSERE FORNITI DEI MATERIALI INOLTRE CONFORMI ALLA SEGUENTE NORMATIVA:

DECRETO LEGISLATIVO 16 giugno 2017, n. 106 .

Adeguamento della normativa nazionale alle disposizioni del regolamento (UE) n. 305/2011, che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE

Il Direttore dei Lavori
(dott. ing. Corrado Piccirillo)

……

Il Progettista
(dott. ing. Corrado Piccirillo)

……

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELL'EDIFICIO ESISTENTE E DETTAGLI DELLE STRUTTURE

Le caratteristiche dei materiali costituenti le strutture esistenti sono state ricavate dai certificati di prova originali, dalle specifiche originali di progetto e poi confermate dalla campagna prove non distruttive dopo aver effettuato delle estese prove in situ (campagna prove eseguita nella primavera 2018 si veda anche la relazione della ditta In Situ srl di Trieste).

I dettagli costruttivi delle strutture sono stati ricavati dal progetto strutturale originario e dalla verifica dei dettagli medesimi mediante una estesa campagna di indagini in situ.

RAPPORTO DI PROVA DELLE CAROTE IN CLS PRELEVATE

RAPPORTO DI PROVA N. 15795 **Lavoro N. 9146/18** **Verbale di Accettazione N. 7636**

Compressione di carote in calcestruzzo secondo Norme UNI EN 12390-3 e UNI EN 12504-1

Riferimento: Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14/01/2008 cap. 11.2.6

Prova di compressione eseguita con macchina di prova MATEST C089 da 3000kN, tarata su 2 scale: 60/600kN - 300/3000kN

Misure provini *(1)*:

S: Dimensione nominale entro le tolleranze secondo UNI EN 12390-1 (±1% X; ±0,5% Y e Z) B: Rilevate secondo UNI EN 12390-3 all.B p.to B 3.2

Rettifica provini *(2)*:

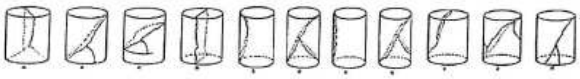
no - Forme, dimensioni e tolleranze conformi al punto 4.2.3 norma UNi EN 12390-1:2002; si - Facce sottoposte a rettifica

Tipo di rottura *(3)*:

(UNI EN 12390-3 p.to 8)

Rotture soddisfacenti (S)

Rotture non soddisfacenti (A - K)



Data di prova: 04/04/18

Verbale accettazione n.	Identificazione provini		Rilievo dimensionale						Prova di compressione	
	Sigla identificativa	Posizione	Dimensioni D (mm)	Dimensioni H (mm)	Rapp. H/D	Area (mm²)	Peso (g)	Massa volumica (kg/m³)	Carico di rottura (KN)	fc (N/mm²)
7636	MT1	Pilastro MT1 Ver. prelievo n.1 del 13/02/18	103,028	99,64	0,967	8333	1980,8	2386	366,704	44,0
7636	MT2	Scuola Materna Pilastro MT1 Ver. prelievo n.1 del 13/02/18	103,46	99,45	0,961	8403	1936,1	2317	368,698	43,9
7636	MT3	Scuola Materna Pilastro MT1 Ver. prelievo n.1 del 13/02/18	103,61	99,96	0,965	8427	1956,2	2322	318,294	37,8
7636	MT4	Scuola Materna Pilastro MT1 Ver. prelievo n.1 del 13/02/18	103,55	98,48	0,951	8417	1877,5	2265	290,829	34,6

RAPPORTO DI PROVA N. 15795 **Lavoro N. 9146/18** **Verbale di Accettazione N. 7636**

Prove su barre di acciaio ad aderenza migliorata tipo B450

Riferimento: Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14/01/2008 cap. 11.3.2.3

A) Riferimenti alla tipologia e al prelievo in sito

B) Verifiche dimensionali: $\varnothing_{eq}$ calcolato come diametro della barra liscia equipesante.

C) Prova di trazione (UNI EN ISO 15630-1:2004): Macchina di prova METROCOM da 600kN - Classe 1, tarata su 4 scale: 6/60kN - 12/120kN - 30/300kN - 60/600kN - Certificato **ACCREDIA** n. 1776 del 16/10/2014 - Centro di Taratura LAT n.098

Per acciai deformati a freddo, ivi compresi i rotoli, le provette vengono mantenute a 60' a 100 ± 10°C e successivamente raffreddate in aria a temperatura ambiente

D) Prova di piegamento e successivo raddrizzamento (UNI EN ISO 15630-1:2004 / UNI EN 10065-94) eseguita a 90°, mantenimento per 60' a 100±10°C, raffreddamento in aria e successivo raddrizzamento per almeno 20°; verifica della presenza di cricche.

A - Marchio e riferimenti al prelievo			B - Dimensioni		C - Prova di trazione					D - Piega
Sigla	Struttura	Prelievo del	B) Diametro $\varnothing_{eq}$ (mm)	Peso ml (kg/m)	Data della prova	Carichi unitari Snerv. f_y (N/mm²)	Carichi unitari Rottura f_t (N/mm²)	Allungam. A_{gt} (%)	f_t/f_y (-)	Presenza di Cricche
MT5	Scuola Materna - Pilastro MT5 Barra nervata Marchio non riconoscibile	Verbale n.2 14/02/18	16,05	1,59	06/04/18	467 *	646	7,5	1,38	no
			-	-		-	-	-	-	-
			-	-		-	-	-	-	-
MC1	Scuola Materna - Pilastro MC1 Barra nervata Marchio non riconoscibile	Verbale n.2 14/02/18	22,09	3,01	06/04/18	456 *	631	12,6	1,39	no
			-	-		-	-	-	-	-
			-	-		-	-	-	-	-

INDAGINI SCLEROMETRICHE SCUOLA MATERNA

IDENTIFICATIVO				RISULTATI INDICE SCLEROMETRICO (UNI EN 12504-2: 2012)														
PIANO	ZONA		STRUTTURA	PROVE ESEGUITE CON SCLEROMETRO DI SCHMIDT TIPO N CON RELATIVA INCUDINE DI TARATURA												ANGOLO DI IMPATTO α (°)	INDICE SCLEROMETRICO MEDIO RILEVATO	RESISTENZA MECCANICA DA PROVA SCLEROMETRICA (N/mm²)
TERRA	T	1	PIL	38	38	39	39	40	38	38	40	38	39	40	38	0	39	36,2
TERRA	T	2	TRAVE	41	39	41	40	39	39	40	41	40	39	41	39	0	40	38,6
TERRA	T	3	PIL	32	32	31	31	31	31	31	32	32	31	32	33	0	32	26,9
TERRA	T	4	TRAVE	40	40	41	40	41	41	39	39	41	39	41	40	0	40	41,1
TERRA	T	5	PIL+SETTO	39	39	38	39	38	38	37	40	40	39	40	37	0	39	36,2
TERRA	T	13	COPPONE	40	39	40	38	38	39	39	40	40	40	39	38	0	39	38,6
TERRA	T	14	COPPONE	39	40	38	40	40	40	40	38	38	40	38	40	0	39	38,6
TERRA	T	15	TRAVE	39	39	41	41	41	40	40	41	39	41	41	39	0	40	41,1
TERRA	T	16	TRAVE	41	41	39	38	38	38	39	40	39	38	41	41	0	39	38,6

CARBONATAZIONE SCUOLA MATERNA

Le prove di carbonatazione sono state tutte eseguite nei fori delle prove di Pull Out.

IDENTIFICATIVO				PROFONDITA' CARBONATAZIONE (mm)
PIANO	ZONA		STRUTTURA	
TERRA	T	1	PIL	4
TERRA	T	2	TRAVE	6
TERRA	T	3	PIL	3
TERRA	T	4	TRAVE	6

PROVE PULL OUT SCUOLA MATERNA

IDENTIFICATIVO				RISULTATI PROVE		
PIANO	ZONA		STRUTTURA	Pressione rilevata (bar)	Forza applicata (kN)	Resistenza cubica in sito (N/mm^2)
TERRA	T	1	PIL	132	40,2	37,8
TERRA	T	2	TRAVE	140	42,7	40,1
TERRA	T	3	PIL	104	31,7	29,8
TERRA	T	4	TRAVE	138	42,0	39,5

Nelle prossime tabelle si riporta il calcolo delle resistenze di progetto delle strutture in calcestruzzo esistente utilizzate nelle verifiche di resistenza della struttura.

CALCESTRUZZO PILASTRI

VERIFICA DI RESISTENZA FLESSIONALE DEGLI ELEMENTI				
CAMPIONI	fc [kg/cmq]	FC	γ_C	fcd [kg/cmq]
Campione 1	440.00	1.20	1.00	366.67
Campione 2	439.00	1.20	1.00	365.83
Campione 3	378.00	1.20	1.00	315.00
Campione 4	346.00	1.20	1.00	288.33
Media	400.75			
		fcd		333.96

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI				
CAMPIONI	fC [kg/cmq]	FC	γ_C	fcd [kg/cmq]
Campione 1	440.00	1.20	1.50	244.44
Campione 2	439.00	1.20	1.50	243.89
Campione 3	378.00	1.20	1.50	210.00
Campione 4	346.00	1.20	1.50	192.22
Media	400.75			
		fcd		222.64

ACCIAIO PER C.A.

CAMPIONI	fr [kg/cmq]	FC	γ_S	frd [kg/cmq]
Campione 1	4670.00	1.20	1.15	3384.06
Campione 2	4560.00	1.20	1.15	3304.35
Media	4615.00			
		fyd		3344.20

CALCESTRUZZO TRAVI E COPPONI

VERIFICA DI RESISTENZA FLESSIONALE DEGLI ELEMENTI				
CAMPIONI	fc [kg/cmq]	FC	γc	fcd [kg/cmq]
Campione 1	401.00	1.20	1.00	334.17
Campione 2	395.00	1.20	1.00	329.17
Media	398.00			
		fcd		331.67

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI				
CAMPIONI	fC [kg/cmq]	FC	γc	fcd [kg/cmq]
Campione 1	401.00	1.20	1.50	222.78
Campione 4	395.00	1.20	1.50	219.44
Media	398.00			
		fcd		221.11

CALCESTRUZZO PARETI DI CONTROVENTO

VERIFICA DI RESISTENZA FLESSIONALE DEGLI ELEMENTI				
CAMPIONI	fc [kg/cmq]	FC	γ_C	fcd [kg/cmq]
Campione 1	440.00	1.20	1.00	366.67
Campione 2	439.00			
Campione 3	378.00			
Campione 4	346.00	1.20	1.00	288.33
Media	400.75			
		fcd		333.96

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI				
CAMPIONI	fC [kg/cmq]	FC	γ_C	fcd [kg/cmq]
Campione 1	440.00	1.20	1.50	244.44
Campione 2	439.00			
Campione 3	378.00			
Campione 4	346.00	1.20	1.50	192.22
Media	400.75			
		fcd		222.64

ACCIAIO PER C.A.

CAMPIONI	fr [kg/cmq]	FC	γ_S	frd [kg/cmq]
Campione 1	5170.00	1.20	1.15	3746.38
Campione 2	4950.00	1.20	1.15	3586.96
Media	5060.00			
		frd		3666.67

CALCESTRUZZO PARETI DI TAMPONAMENTO

VERIFICA DI RESISTENZA FLESSIONALE DEGLI ELEMENTI				
CAMPIONI	fc [kg/cmq]	FC	Xc	fcd [kg/cmq]
Campione 1	200.00	1.20	1.00	166.67
Campione 2	200.00	1.20	1.00	166.67
Media	200.00			
		fcd		166.67

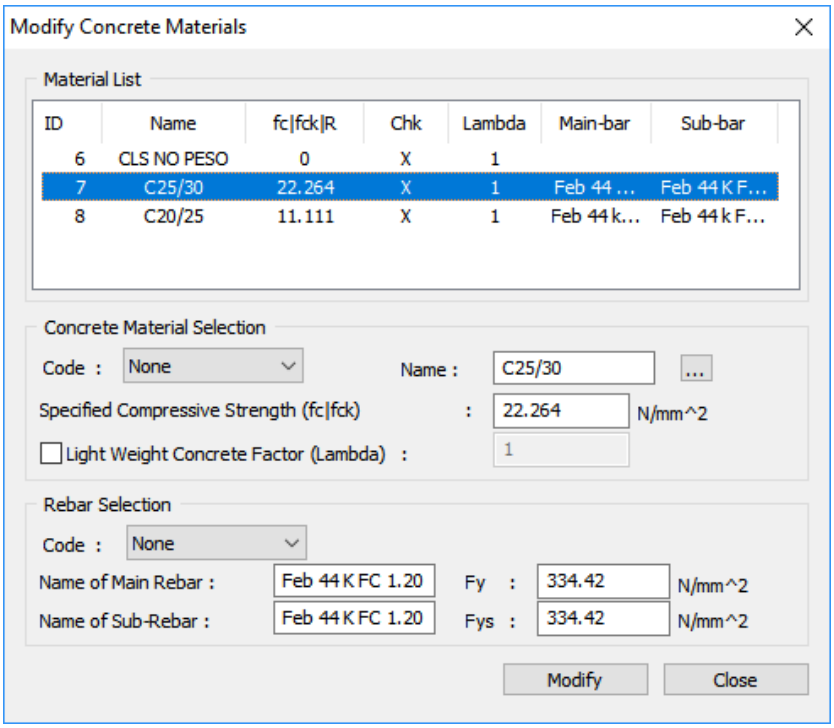
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI				
CAMPIONI	fC [kg/cmq]	FC	Xc	fcd [kg/cmq]
Campione 1	200.00	1.20	1.50	111.11
Campione 2	200.00	1.20	1.50	111.11
Media	200.00			
		fcd		111.11

ACCIAIO PER C.A.

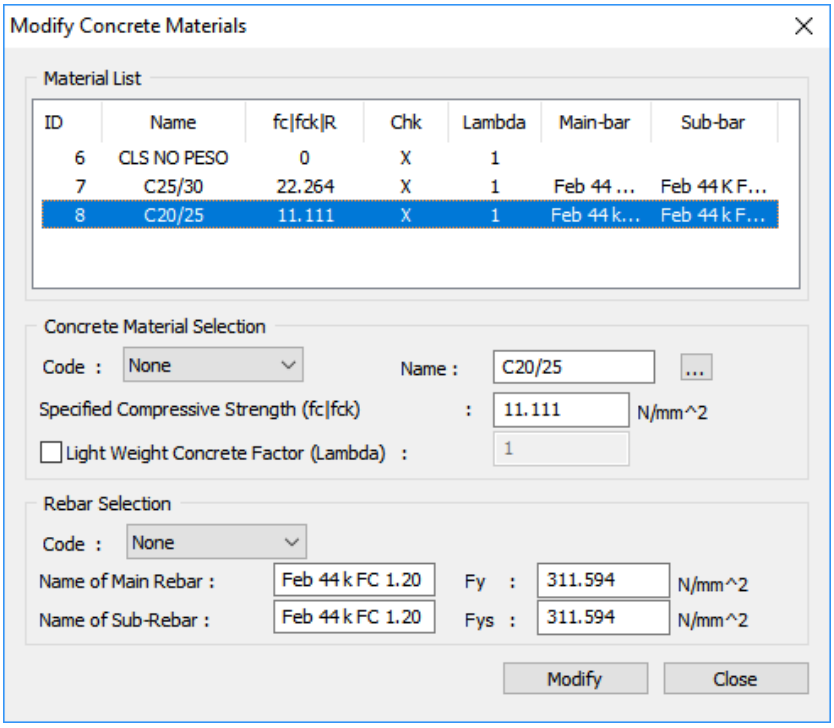
CAMPIONI	fr [kg/cmq]	FC	ls	frd [kg/cmq]
Campione 1	4300.00	1.20	1.15	3115.94
Campione 2	4300.00	1.20	1.15	3115.94
Media	4300.00			
		frd		3115.94

Nelle seguenti tabelle si indicano le caratteristiche di resistenza di progetto degli elementi in calcestruzzo esistenti e utilizzate sia nella verifica dei meccanismi duttili che dei meccanismi fragili.

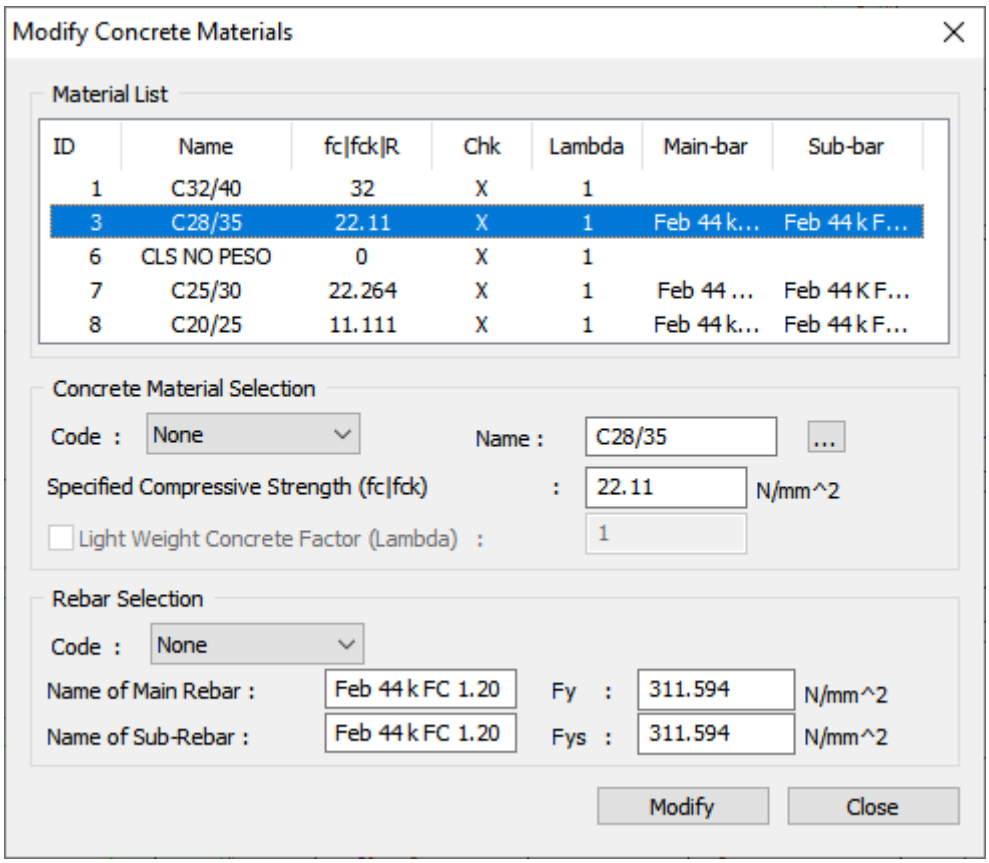
PILASTRI E PARETI DI CONTROVENTO INTERNE



PARETI ESTERNE DI CONTROVENTAMENTO E TAMPONAMENTO



TRAVI E COPPONI DEGLI IMPALCATI DI PIANO



Il Progettista

(dott. ing. Corrado Piccirillo)

……

6 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

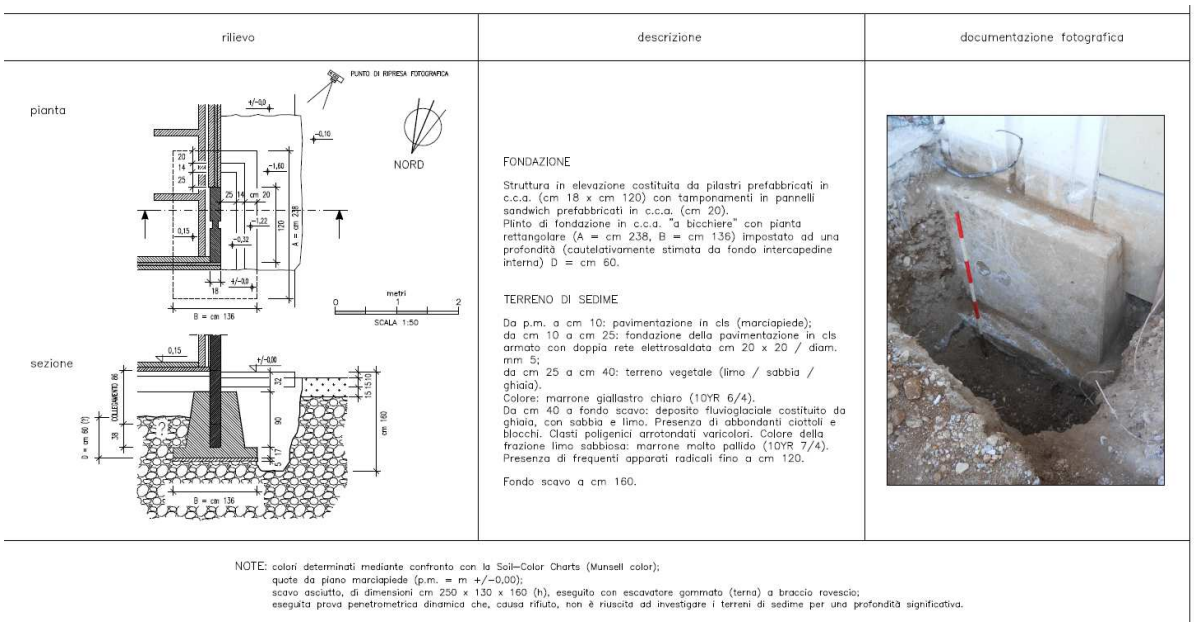
Si riassumono la tipologia del terreno, le proprietà geotecniche e la capacità portante delle fondazioni superficiali ESISTENTI del fabbricato interessato dall'intervento di adeguamento sismico.

6.1 CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO E PROPRIETA' GEOTECNICHE

La presente relazione è stata redatta in osservanza al paragrafo A2 del D.M. 19/06/1984, ed in conformità al D.M. 11/03/1988 G.U. n° 127 supp. del 01/06/1988 e del D.M. 17/01/2018 e Circ 21/01/2019 n.7.

Le caratteristiche del terreno sono desunte dallo studio geologico-tecnico allegato al presente progetto strutturale e redatto dai dott.ri geol.gi Bosso e Rota nel Febbraio 2018.

Le fondazioni sono del tipo a plinto di fondazione a bicchiere collegati fra di loro con un reticolo di travi e cordoli in cemento armato.



Nello specifico settore di studio, attraverso i dati acquisiti (cfr. allegati verbali stratigrafici "SONDAGGIO GEOGNOSTICO N.° 2[5]" e "SCAVO GEOGNOSTICO E D'ISPEZIONE FONDAZIONALE"), è possibile stabilire la presenza:

- da p.c. a m 0,25 → pavimentazione in cls con relativa sottofondazione;
- da m 0,25 a m 0,40 → "suolo" / terreno vegetale limoso – sabbioso – ghiaioso con apparati radicali,
- da m 0,40 a m 15 [6] → deposito fluvio glaciale costituito da ghiaia con sabbia e limo e presenza di ciottoli e blocchi; i clasti (poligenici, di vari colori), sono arrotondati (vd. documentazione fotografica di seguito unita). Il deposito risulta molto addensato (N_{SPT} > 50[7]).

Per la quantificazione dei carichi ammissibili e dei cedimenti, può essere descritta dei seguenti parametri geotecnici:

PROPRIETA'	VALORI BIBLIOGRAFICI	VALORI DI PROVA
Peso di volume γ (kN/m^3)	20 - 22	-
N_{SPT}	/	52 - >100
Angolo di attrito φ (°)	30 - 40	30 - 40
Coesione eff. c' (kPa)	/	/
Coeff. di compr. mv^w (kPa^{-1})	1 E^{-5}– 1 E^{-6}	1 E^{-5}– 1 E^{-6}
Mod. di rigidità $K_W{}^x$ (MN/m^3)	60 - 130	60 - 130

Categoria topografica T1 (terreno pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i≤15°).

Il tipo di litologia del sito in esame ci permette di affermare che i terreni in esame non sono suscettibili alla liquefazione dei terreni in presenza di sismi.

Il suolo di fondazione, in base alle caratteristiche tecniche dei materiali emerse nella zona può essere associato alla CATEGORIA "**B**" (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s*).

Il tipo di litologia del sito in esame ci permette di affermare che i terreni in esame non sono suscettibili alla liquefazione dei terreni in presenza di sismi.

6.2 CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le fondazioni esistenti sono del tipo a plinto e a trave continua impostate rispettivamente al di sotto dei pilastri e delle pareti di controvento. Le fondazioni sono poi collegate fra di loro da un reticolo di cordoli di fondazione e dall'impalcato di piano terra appoggiato e collegato alle medesime strutture di fondazione.

Il piano di imposta delle fondazioni è posto a circa 120cm dal piano campagna.

La verifica della capacità portante è effettuata mediante lo stato limite ultimo (SLU) rispettando la disuguaglianza Ed ≤ Rd (Azione di progetto ≤ Resistenza di progetto del terreno).

La verifica allo SLU è condotta seguendo l'Approccio 2 del DM 17/01/2018 in qui è previsto che la disuguaglianza Ed ≤ Rd deve essere soddisfatta per una sola combinazione sia per le verifiche strutturali che geotecniche.

L'Approccio 2 considera la combinazione (A1+M1+R3) in cui i singoli termini rappresentano i coefficienti di sicurezza da applicare alle combinazioni di carico, ai parametri di resistenza del terreno e alla resistenza globale del sistema.

I coefficienti da applicare per la verifica sono i seguenti:

- Coefficienti parziali per le azioni (permanenti ed accidentali)

$$\gamma_{G1} = 1.0/1.3$$
$$\gamma_{G2} = 0.0/1.3$$
$$\gamma_{Q} = 0.0/1.5$$

<u>Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno</u>

Tangente dell'angolo di resistenza al taglio $\gamma_{\varphi'} = 1.0$

Coesione non drenata $\gamma_{c'} = 1.0$

Peso dell'unità di volume $\gamma_{\gamma} = 1.0$

Coefficienti parziali per la resistenza del sistema fondazione-terreno

Capacità portante $\gamma_{R} = 2.3$

Scorrimento $\gamma_{R} = 1.1$

Per la determinazione della capacità portante del terreno, in termini di carico limite (Qlim) e carico ammissibile (Qd), si utilizza il metodo di Meyerhof:

$$Q_{\lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\lambda$$

dove Df è la profondità di imposta della fondazione, B è la larghezza e L la lunghezza della stessa;

Le fondazioni sono sia del tipo a plinto che a fondazione continua.

Nc, Nq, Ny = fattori di capacità portante;

sc, sq, sy = fattori di forma della fondazione;

dc, dq, dy = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

Fondazione a plinto in c.a. esistente delle dimensioni 200x100cm (profondità di imposta - 0.60m dal p.c.)

Le fondazioni a plinto sono collegate fra di loro da un reticolo di cordoli in c.a. prefabbricati rigidamente vincolati ai plinti durante le fasi di montaggio con getti ed armature metalliche di completamento esiste poi il collegamento sommitale realizzato con l'impalcato di solaio.

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
	Parametri geotecnici del terreno		
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	**2.20**
Angolo di attrito interno	(φ)	°	**37.00**
Coesione	(c')	t/m^2	**0.00**
Kp			**4.02279**

Peso dell'unità di volume terreno di riporto		(γ_r)	t/mc	**1.90**
Caratteristiche geometriche della fondazione				
Larghezza fondazione		B	m	**1.00**
Lunghezza fondazione		L	m	**2.00**
Eccentricità larghezza		e_x	m	**0.150**
Eccentricità lunghezza		e_y	m	**0.300**
Approfondimento		D	m	**0.60**
Inclinazione carico		i	°	**0.00**
Larghezza ridotta		B'	m	**0.70**
Lunghezza ridotta		L'	m	**1.40**
Coefficenti di fondazione				
Nq				42.9198	$e^{(\pi * tg\ \varphi)} * tg^2 (45° + \varphi/2)$
$N\gamma$				53.2706	(Nq - 1) tg (1,4 φ)
Nc				55.6295	(Nq - 1) ctg (φ)
Fattori di forma				
s_c				1.4023	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_\gamma$				1.2011	1+ 0,1 * Kp (B/L)
Fattori di profondità				
d_c				1.2407	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_\gamma$				1.1203	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B
Fattori di inclinazione del carico				
$i_q = i_c$				1.0000	$(1 - i°/90)^2$
i_γ				1.0000	$(1 - i°/\varphi)^2$
	Calcolo del carico limite			
				65.8426	$\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
				55.1979	$0,5 * B' * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$
				0.0000	$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$
Q_{lim}			**t/m²**	**121.0404**	**TOTALE**
Q_d			**t/m²**	**52.6262**	**q_d / Fs con Fs =2.3**

La tensione limite di progetto sul terreno di fondazione, per l'Approccio 2 (A1+M1+R3), risulta:

σ_{td} = 5.26 daN/cmq

Fondazione a plinto in c.a. di nuova realizzazione delle dimensioni 300x150cm (profondità di imposta -0.50m dal p.c.)

Le fondazioni a plinto di nuova realizzazione sono collegate rigidamente alle strutture di fondazione esistente e fra di loro con una platea in c.a. dello spessore di 30cm.

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof				
Parametri geotecnici del terreno				
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	**2.20**	
Angolo di attrito interno	(φ)	°	**37.00**	
Coesione	(c')	t/m^2	**0.00**	
Kp			**4.02279**	
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	**1.90**	
Caratteristiche geometriche della fondazione				
Larghezza fondazione	B	m	**1.50**	
Lunghezza fondazione	L	m	**3.00**	
Eccentricità larghezza	e_x	m	**0.200**	
Eccentricità lunghezza	e_y	m	**0.400**	
Approfondimento	D	m	**0.50**	
Inclinazione carico	i	°	**0.00**	
Larghezza ridotta	B'	m	**1.10**	
Lunghezza ridotta	L'	m	**2.20**	
Coefficenti di fondazione				
Nq			42.9198	$e^{(\pi * tg\ \varphi)} * tg^2 (45° + \varphi/2)$
$N\gamma$			53.2706	$(Nq - 1)\ tg\ (1{,}4\ \varphi)$
Nc			55.6295	$(Nq - 1)\ ctg\ (\varphi)$
Fattori di forma				
s_c			1.4023	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_\gamma$			1.2011	1+ 0,1 * Kp (B/L)
Fattori di profondità				
d_c			1.1337	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_\gamma$			1.0669	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B
Fattori di inclinazione del carico				
$i_q = i_c$			1.0000	$(1 - i°/90)^2$
i_γ			1.0000	$(1 - i°/\varphi)^2$
Calcolo del carico limite				
			52.2494	$\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
			82.5986	$0{,}5 * B' * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$
			0.0000	$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$
Q_{lim}		t/m^2	**134.8479**	**TOTALE**

Q_d		t/m^2	58.6295	q_d / Fs con Fs =3

La tensione limite di progetto sul terreno di fondazione, per l'Approccio 2 (A1+M1+R3), risulta:

σ_{td} = 5.86 daN/cmq

- Conclusioni

Le caratteristiche del terreno, il tipo e la profondità d'imposta delle fondazioni, permettono di adottare, con sufficiente grado di sicurezza:

σ_{td} = 5.26 daN/cmq **(per le fondazioni in a plinto in c.a. esistente)**

per l'Approccio 2 (A1+M1+R3)

σ_{td} = 5.86 daN/cmq

(per le fondazioni in a plinto in c.a. di nuova realizzazione)

per l'Approccio 2 (A1+M1+R3)

Il progettista delle strutture
(*dott. ing. Corrado Piccirillo*)

7 RELAZIONE DI CALCOLO

Verranno descritte nel seguito le modellazioni strutturali, le analisi statiche e sismiche del fabbricato scolastico prima e dopo la realizzazione degli interventi di adeguamento sismico previsti sullo stesso

Si da ora indicazione dei carichi utilizzati per il progetto delle opere di adeguamento sismico e per le verifiche strutturali e sismiche del fabbricato scolastico.

7.1 ANALISI DEI CARICHI STATICI

Vengono qua riassunti i carichi permanenti ed accidentali utilizzati per la verifica di resistenza statica e sismica dell'edificio che sarà sottoposto all'intervento di adeguamento sismico.

I carichi permanenti strutturali e non strutturali sono stati calcolati dopo aver effettuato un rilievo geometrico e materico preciso delle strutture esistenti considerate anche le relazioni di calcolo originarie della struttura prefabbricata e delle copertura in acciaio realizzata posteriormente al completamento del fabbricato scolastico in struttura di cemento armato.

In considerazione dei rilievi effettuati e del reperimento delle documentazioni originarie di progetto si applica ai carichi permanenti (strutturali e non strutturali) i coefficienti di sicurezza sulle forze agenti:

G1 e G2 utilizzo del coefficiente di sicurezza $\gamma_{G1\ e\ G2} = 1.30$

7.1.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1) E NON STRUTTURALI (G2)

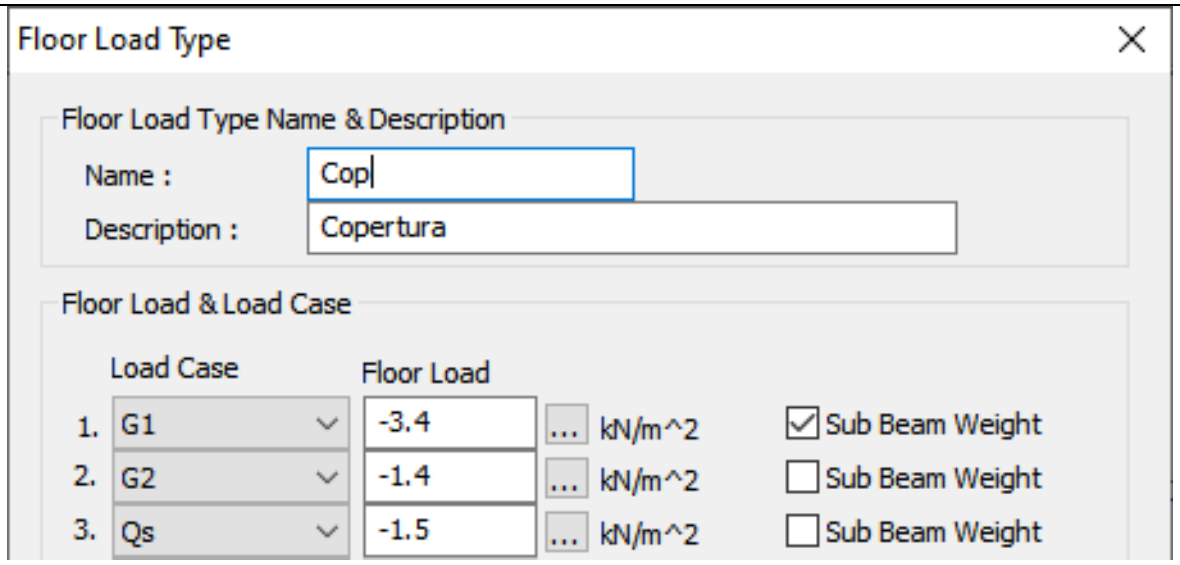
Si elencano i principali carichi permanenti strutturali e non strutturali utilizzati nel calcolo della struttura.

I carichi permanenti strutturali degli elementi inseriti nel modello di calcolo sono computati dal programma di calcolo a partire dal peso specifico del calcestruzzo e dalle reali dimensioni dei profili inseriti nel modello di calcolo.

G1 $\gamma_{strutture\ in\ c.a.} = 25.00$ kN/m3

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI DELLA COPERTURA (G1 e G2)

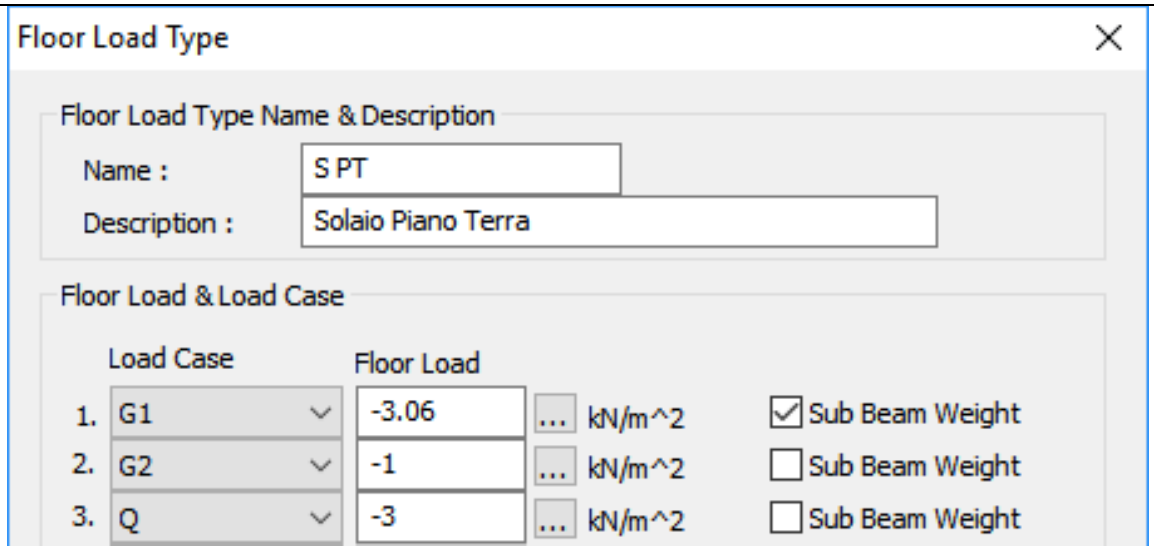
Nella seguente tabella si riportano i valori dei carichi inseriti nel modello di calcolo.



Nella quota relativa a G2 applicata alla copertura sono stati ricompresi i carichi permanenti (G1+G2) della copertura leggera in acciaio e considerati uguali a 0.75 kN/m^2.

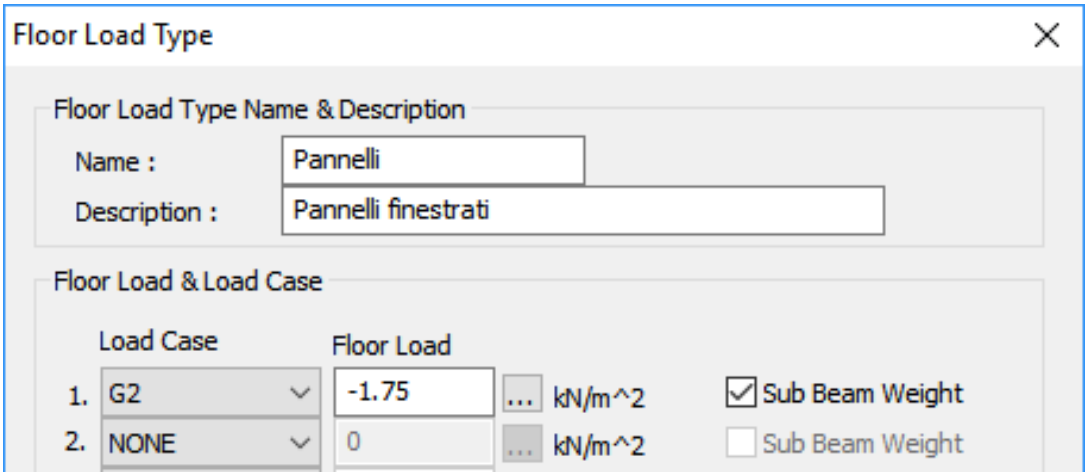
CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI DEL SOLAIO DI PIANO TERRA (G1 e G2)

Nella seguente tabella si riportano i valori dei carichi inseriti nel modello di calcolo.



CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI DELLE PARETI DI TAMPONAMENTO PERIMETRALI CON FINESTRATURE CONTINUE (G1 e G2)

Nella seguente tabella si riportano i valori dei carichi inseriti nel modello di calcolo relativamente ai pannelli di chiusura perimetrale dotati di finestrature continue che non assolvono funzione di controvento.



7.1.2 CARICHI ACCIDENTALI DI ESERCIZIO DEL SOLAIO AL PIANO TERRA (Q)

Il carico di esercizio che verrà utilizzato sarà pari a:

$$Qk = 3.00 \text{ kN/mq}$$

7.1.3 CARICHI ACCIDENTALI DI ESERCIZIO DEL SOLAIO DI SOTTOTETTO E DI COPERTURA (Q)

Il carico di esercizio che verrà utilizzato per la sola manutenzione sarà pari a:

$$Qk = 0.50 \text{ kN/mq}$$

7.1.4 CARICO ACCIDENTALE DELLA NEVE (Qs)

Si valuta il carico accidentale della neve agente sulla copertura.

Zona I - Alpina

Provincia di Udine

Il valore caratteristico di riferimento del carico della neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni:

qsk = 1.50 kN/m^2

Carico accidentale della neve			
Altitudine sul livello del mare	a s	170	m
Valore caratteritico della neve al suolo	q sk	1.50	kN/m^2
Coefficiente di forma della copertura	μ 1	0.80	
Carico della neve sulla copertura	**q s**	**1.20**	**kN/m^2**

7.1.5 CARICO ACCIDENTALE DEL VENTO (Wx e Wy)

Si valutano gli effetti del vento sulle strutture dell'edificio in oggetto.

CARICO ACCIDENTALE DEL VENTO (Wx e Wy)

Si valutano gli effetti del vento sulle strutture.

PRESSIONE DEL VENTO SULLA STRUTTURA

In base alle indicazioni fornite dal D.M. 17/01/2018.

La pressione del vento è data dall'espressione:

p = qb x ce x cp x cd

dove:

qb è la pressione cinetica di riferimento;

ce è il coefficiente di esposizione;

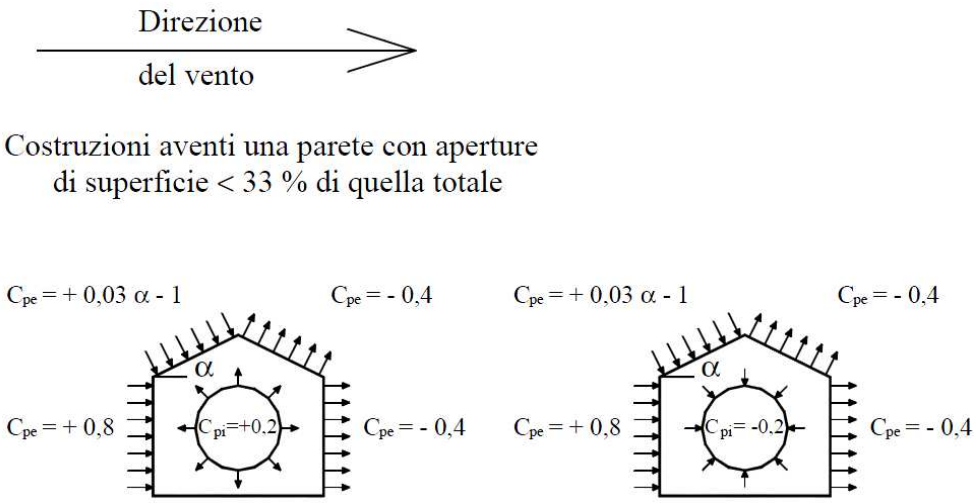
cp è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;

cd è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

La pressione del vento sulla struttura risulta:

$$p_v = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.390 \cdot 1.630 \cdot c_p \cdot 1.0 \cong 0.64 \cdot c_p$$ (kN/m^2)

Coefficienti di forma cp degli elementi strutturali considerati



E' presente inoltre un'azione tangenziale del vento (sulla copertura e sugli elementi verticali). L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

pf = qb ce cf

dove:

qb , ce sono già stati definiti;

cf è il coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

cf = 0.04

$$p_{vf} = q_b \cdot c_e \cdot c_f = 0.390 \cdot 1.630 \cdot 0.04 \cong 0.04$$ kN/m^2

Nella seguente tabella si calcola il valore di base (riferito alla z_{min}) della pressione del vento agente sugli elementi portanti della struttura.

Carico accidentale del vento				
Velocità di riferimento del vento		v b	25	m/s
Altitudine sul livello del mare		a s	170	m
		v b,0	25.00	m/s
		a 0	1000	m
		ka	0.010	1/s
Pressione cinetica di riferimento		q b	390.63	N/m^2
Densità dell'aria		ρ	1.25	kg/m3
Coefficiente di esposizione		ce	1.63	
Zona	1 -FVG		1	
Classe di rugosità del terreno			B	
Categoria di esposizione del sito			IV	
		kr	0.22	
		z 0	0.30	m
		z min	8.00	
Altezza dal suolo del punto considerato		z	5.00	m
Coefficiente di topografia		ct	1.00	
Coefficiente di forma della parete sopravento (complessivo)		c p (1)	1.00	
Coefficiente di forma della falda sopravento (complessivo)		cp (2)	0.05	
Angolo della falda		α	35	°
Coefficiente di forma della parete sottovento (complessivo)		c p (1)	0.20	
Coefficiente di forma della falda sottovento (complessivo)		cp (2)	-0.60	
Coefficiente di forma delle tettoie sopravento		cp (t)	1.03	
Coefficiente di forma delle tettoie sottovento		cp (t)	-0.60	
Coefficiente dinamico		cd	1	
Pressione del vento Parete sopravento	$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$	**p (1)**	**0.64**	**kN/m^2**
Pressione del vento Falda sopravento	$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$	**p (2)**	**0.03**	**kN/m^2**
Pressione del vento Parete sottovento	$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$	**p (1)**	**0.13**	**kN/m^2**
Pressione del vento Falda sottovento	$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$	**p (2)**	**-0.38**	**kN/m^2**
Pressione del vento Tettoie sopravento		**p (t)**	**0.66**	**kN/m^2**
Pressione del vento Tettoie sottovento	$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$	**p (t)**	**-0.38**	**kN/m^2**
Azione tangenziale del vento	$p = q_b \cdot c_e \cdot c_f$	**p f**	**0.03**	**kN/m^2**
Coefficiente di attrito per superficie molto scabra		cf	0.04	

7.2 AZIONI SISMICHE SULLE STRUTTURE

La valutazione dei carichi sismici verrà effettuata seguendo le indicazioni contenute al capitolo 7 del DM 17/01/2018.

Parametri di base per il calcolo dell'azione sismica:

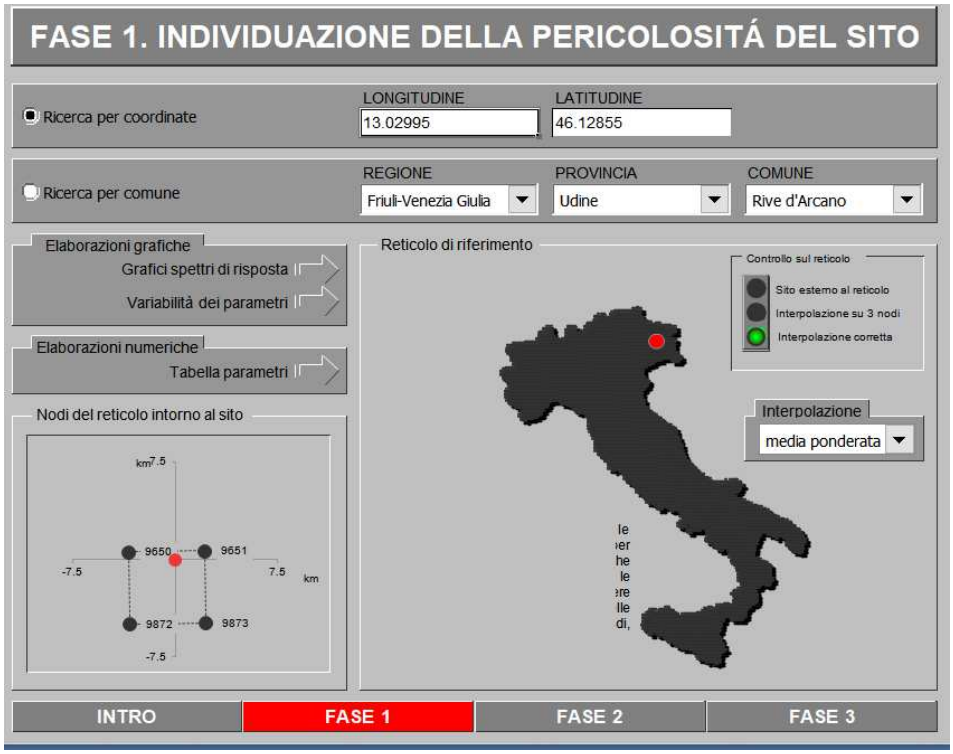
- Tipo di costruzione: **2** (Opere Ordinarie)
- Vita nominale: **50 anni**
- Classe d'uso: **III** (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi)
- Coefficiente d'uso: **Cu = 1.5**
- Vita di riferimento: **Vr = 75 anni**
- Categoria del sottosuolo: **B**
- Categoria topografica: T1
- Coordinate geografiche del sito: (ED50) Longitudine: **13.029947** Latitudine: **46128551** **Rive D'Arcano (Udine)**

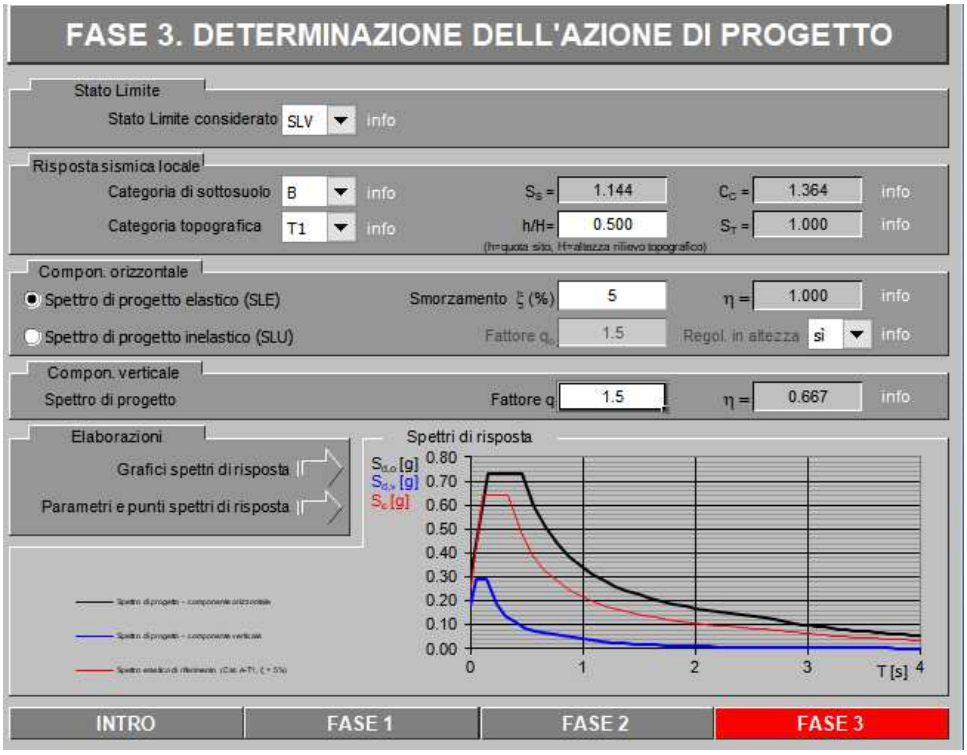
TIPO DI ANALISI SISMICHE EFFETTUATE SULLE STRUTTURE DEL FABBRICATO "SCUOLA DELL'INFANZIA":

ANALISI LINEARE DINAMICA

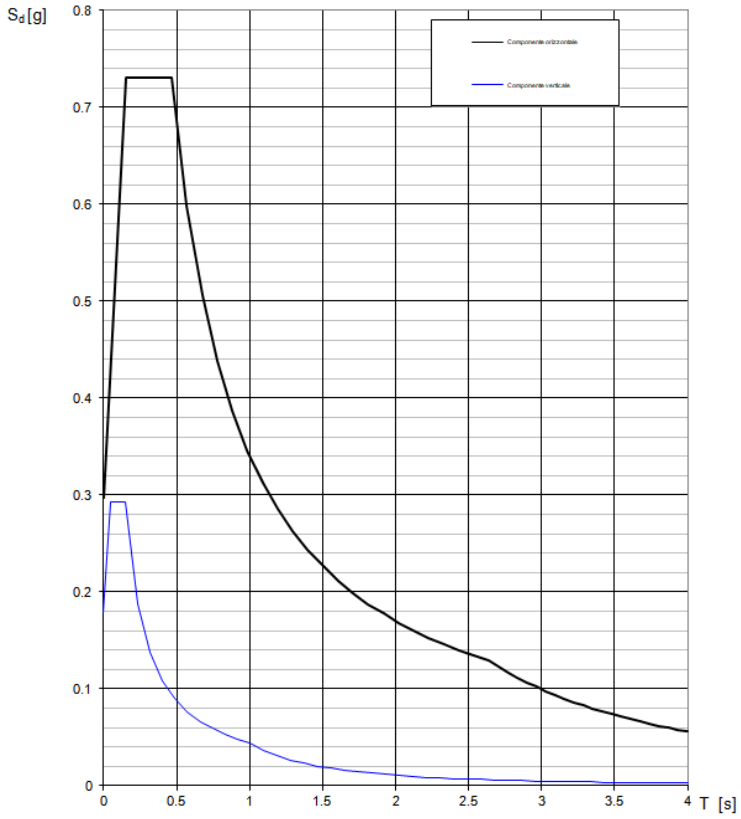
7.2.1 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ALLO SLV

Utilizzando il software Spettri-NTCvers.1.0.3 si ricavano i parametri sismici di base e lo spettro di risposta di progetto da utilizzare nelle analisi e verifiche della struttura allo SLV.



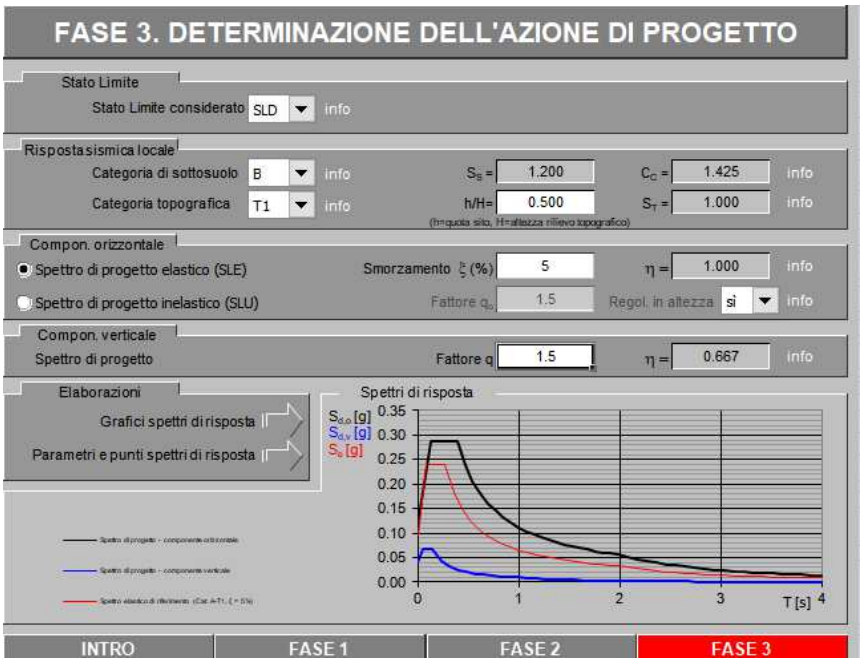


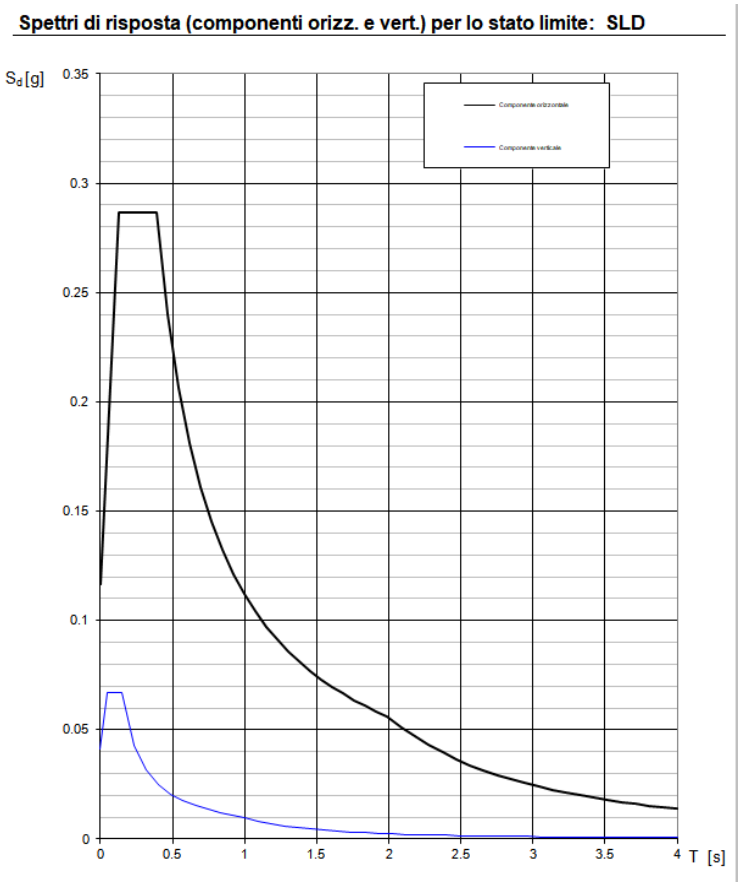
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



7.2.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ALLO SLD

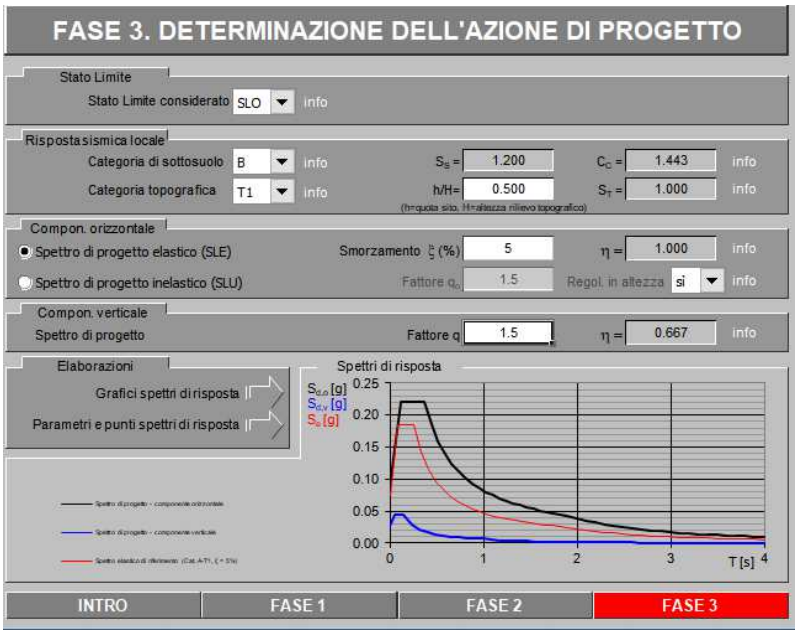
Utilizzando il software Spettri-NTCvers.1.0.3 si ricavano i parametri sismici di base e lo spettro di risposta elastico da utilizzare nelle analisi e verifiche allo SLD.

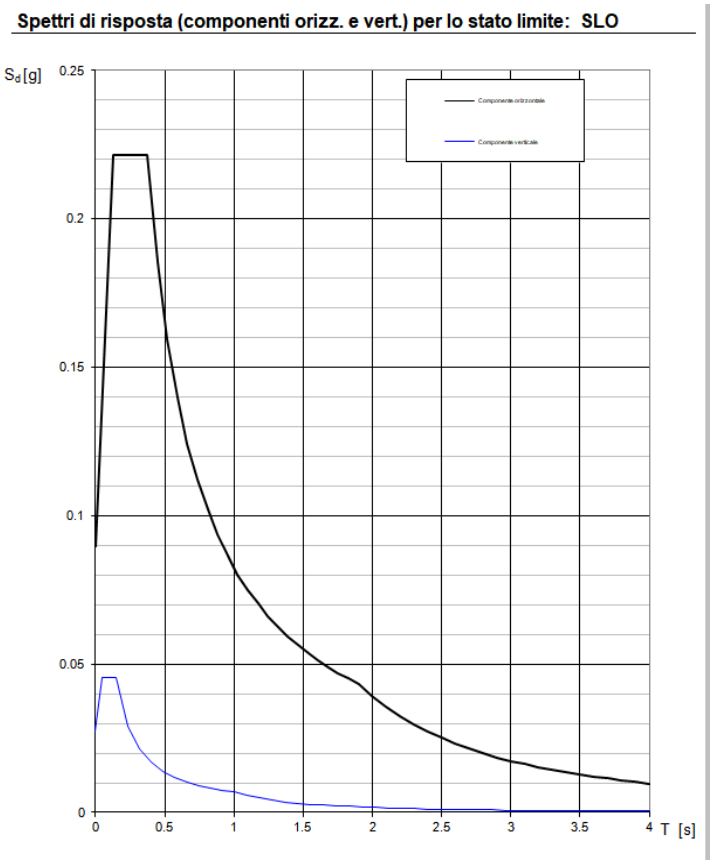




7.2.3 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ALLO SLO

Utilizzando il software Spettri-NTCvers.1.0.3 si ricavano i parametri sismici di base e lo spettro di risposta elastico da utilizzare nelle analisi e verifiche allo SLO.





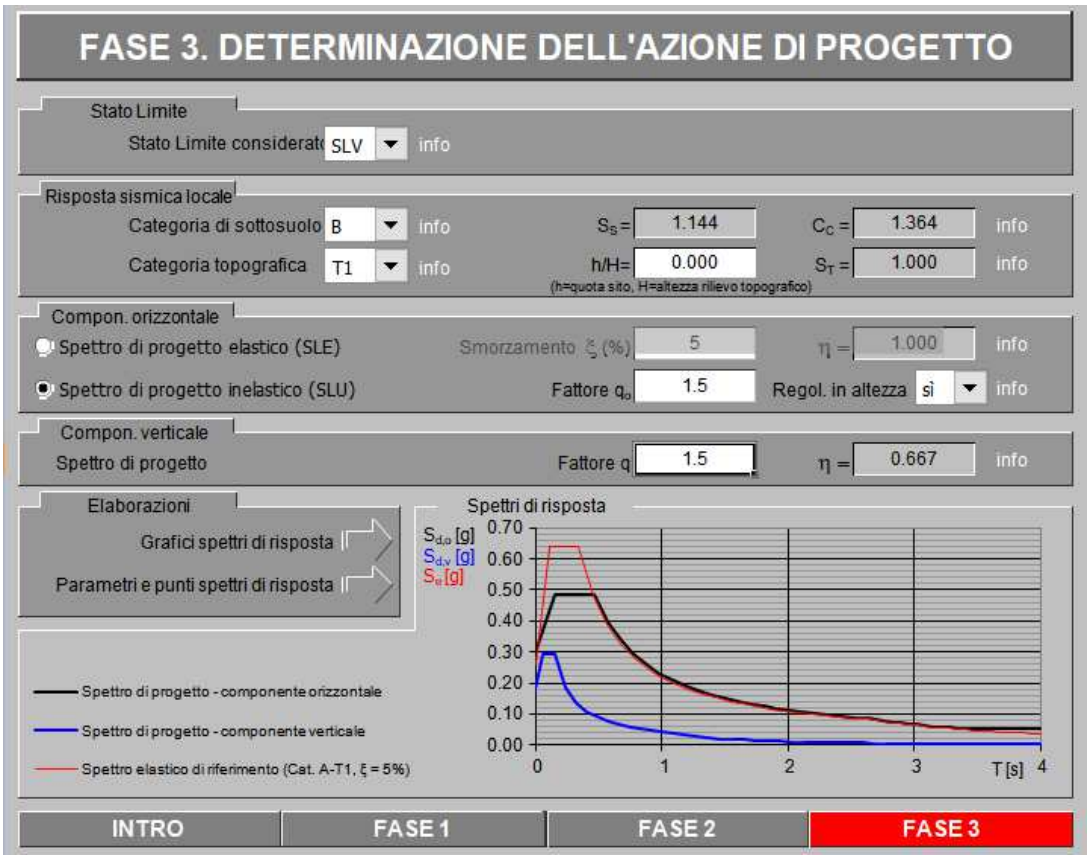
7.2.4 SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO ALLO SLV

Si assume per la verifica e progettazione delle strutture in oggetto un **COMPORTAMENTO NON DISSIPATIVO IN CAMPO SISMICO**.

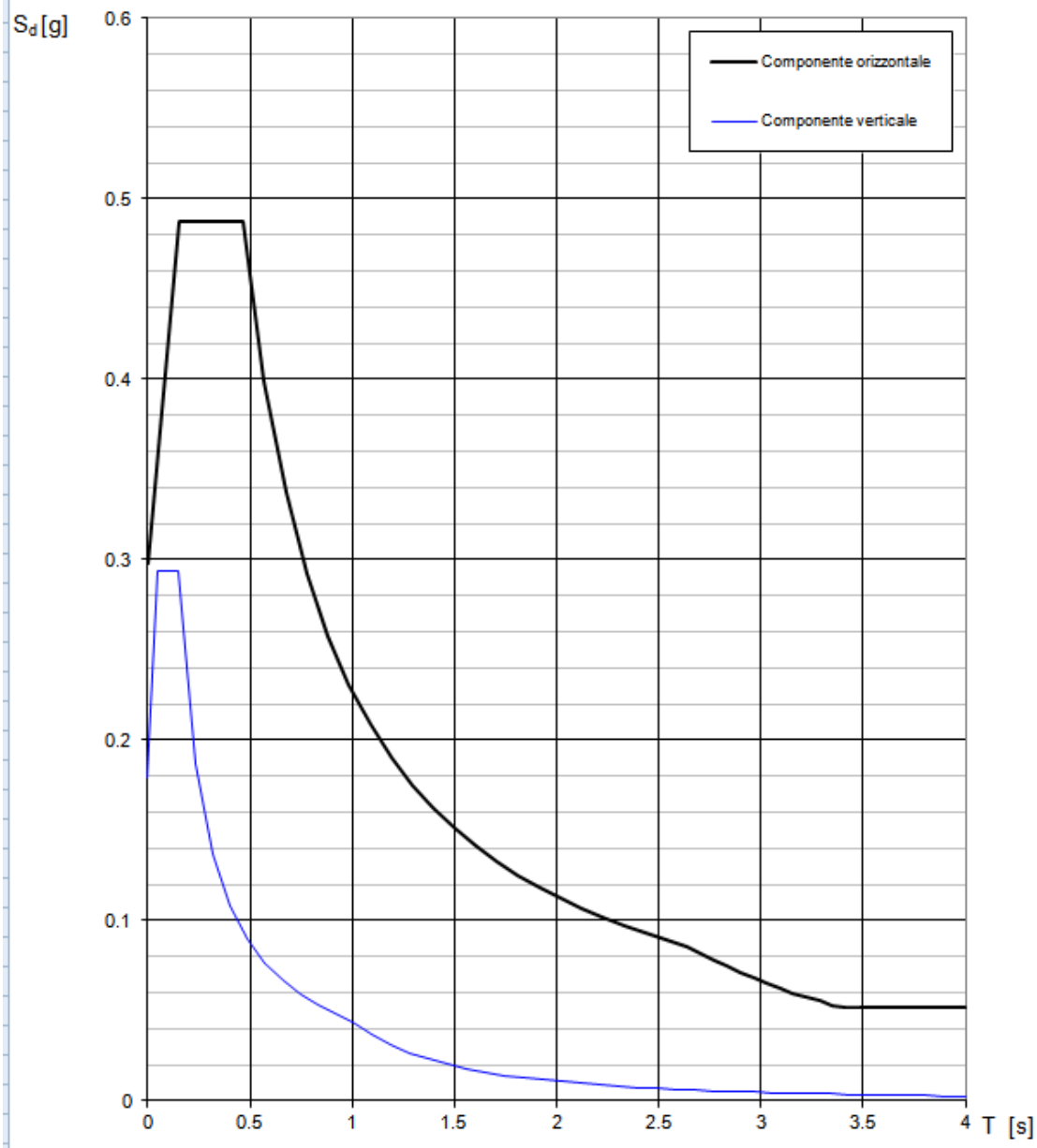
In ragione di questo, il FATTORE DI COMPORTAMENTO che sarà utilizzato per ciascuna direzione dell'azione sismica orizzontale risulterà per costruzioni regolari in altezza:

FATTORE DI COMPORTAMENTO UTILIZZATO PER LE ANALISI E PER LE VERIFICHE STRUTTURALI SISMICHE q = 1.50

Questo coefficiente di struttura verrà utilizzato sia per i meccanismi resistenti di tipo fragile e sia per quelli di tipo duttile.



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



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.260 g
F_o	2.456
T_C^*	0.341 s
S_S	1.144
C_C	1.364
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.144
η	0.667
T_B	0.155 s
T_C	0.465 s
T_D	2.641 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55;\ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C/3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g/g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_B$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$

$T_B \leq T < T_C$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$

$T_C \leq T < T_D$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \leq T$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con 1/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.298
T_B ←	0.155	0.487
T_C ←	0.465	0.487
	0.569	0.399
	0.673	0.337
	0.776	0.292
	0.880	0.258
	0.983	0.231
	1.087	0.209
	1.191	0.191
	1.294	0.175
	1.398	0.162
	1.501	0.151
	1.605	0.141
	1.708	0.133
	1.812	0.125
	1.916	0.118
	2.019	0.112
	2.123	0.107
	2.226	0.102
	2.330	0.097
	2.434	0.093
	2.537	0.089
T_D ←	2.641	0.086
	2.705	0.082
	2.770	0.078
	2.835	0.075
	2.900	0.071
	2.964	0.068
	3.029	0.065
	3.094	0.063
	3.159	0.060
	3.223	0.058
	3.288	0.055
	3.353	0.053
	3.417	0.052
	3.482	0.052
	3.547	0.052
	3.612	0.052
	3.676	0.052
	3.741	0.052
	3.806	0.052
	3.871	0.052
	3.935	0.052
	4.000	0.052

7.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico utilizzate per le verifiche allo SLU-V e SLE-D della struttura risultano:

LISTA DELLE COMBIAZIONI DI CARICO (Stato limite ultimo SLU, stato limite di salvaguardia della vita SLV con analisi statica e dinamica e stato limite di esercizio SLE e SLD).

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)		
1	SLU1	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.300) +	Q(1.500)		
2	SLU2	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.300) +	Q(1.500) +	Qs(0.750)	
3	SLU3	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.300) +	Q(1.050) +	Qs(1.500)	
4	SLU4	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.300) +	Q(1.500) +	Wx(0.900)	
5	SLU5	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.300) +	Q(1.500) +	Wy(0.900)	
6	SLU6	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.300) +	Q(1.050) +	Wx(1.500)	
7	SLU7	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.300) +	Q(1.050) +	Wy(1.500)	
8	SLU8	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.300) +	Q(1.500) +	Wx(-0.900)	
9	SLU9	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.300) +	Q(1.500) +	Wy(-0.900)	
10	SLU10	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.300) +	Q(1.050) +	Wx(-1.500)	
11	SLU11	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.300) +	Q(1.050) +	Wy(-1.500)	
12	SLU12	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.300) +	Q(1.500) +	Qs(0.750) +	Wx(0.900)
13	SLU13	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.300) +	Q(1.500) +	Qs(0.750) +	Wy(0.900)
14	SLU14	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.300) +	Q(1.050) +	Qs(0.750) +	Wx(1.500)
15	SLU15	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.300) +	Q(1.050) +	Qs(0.750) +	Wy(1.500)
16	SLU16	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.300) +	Q(1.500) +	Qs(0.750) +	Wx(-0.900)
17	SLU17	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.300) +	Q(1.500) +	Qs(0.750) +	Wy(-0.900)

18	SLU18	Active	Add				
		G1(1.300) +		G2(1.300) +	Q(1.050) +	Qs(0.750) +	Wx(-1.500)
19	SLU19	Active	Add				
		G1(1.300) +		G2(1.300) +	Q(1.050) +	Qs(0.750) +	Wy(-1.500)
20	SLU20	Active	Add				
		G1(1.300) +		G2(1.300) +	Q(1.050) +	Qs(1.500) +	Wx(0.900)
21	SLU21	Active	Add				
		G1(1.300) +		G2(1.300) +	Q(1.050) +	Qs(1.500) +	Wy(0.900)
22	SLV1	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(1.000) +	Ey(0.300)
23	SLV2	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(1.000) +	Ey(0.300)
24	SLV3	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(1.000) +	Ey(-0.300)
25	SLV4	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(1.000) +	Ey(-0.300)
26	SLV5	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(0.300) +	Ey(1.000)
27	SLV6	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(0.300) +	Ey(1.000)
28	SLV7	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(-0.300) +	Ey(1.000)
29	SLV8	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(-0.300) +	Ey(1.000)
30	SLD1	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(1.000) +	D Y(0.300)
31	SLD2	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(1.000) +	D Y(0.300)
32	SLD3	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(1.000) +	D Y(-0.300)
33	SLD4	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(1.000) +	D Y(-0.300)
34	SLD5	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(0.300) +	D Y(1.000)
35	SLD6	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(0.300) +	D Y(1.000)
36	SLD7	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(-0.300) +	D Y(1.000)
37	SLD8	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(-0.300) +	D Y(1.000)
38	SLV9	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(1.000) +	Ey(0.300)
39	SLV10	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(1.000) +	Ey(0.300)

40	SLV11	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(1.000) +	Ey(-0.300)
41	SLV12	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(1.000) +	Ey(-0.300)
42	SLV13	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(0.300) +	Ey(1.000)
43	SLV14	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(0.300) +	Ey(1.000)
44	SLV15	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(-0.300) +	Ey(1.000)
45	SLV16	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(-0.300) +	Ey(1.000)
46	SLD9	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(1.000) +	D Y(0.300)
47	SLD10	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(1.000) +	D Y(0.300)
48	SLD11	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(1.000) +	D Y(-0.300)
49	SLD12	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(1.000) +	D Y(-0.300)
50	SLD13	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(0.300) +	D Y(1.000)
51	SLD14	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(0.300) +	D Y(1.000)
52	SLD15	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(-0.300) +	D Y(1.000)
53	SLD16	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(-0.300) +	D Y(1.000)
54	SLV17	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(-1.000) +	Ey(-0.300)
55	SLV18	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(-1.000) +	Ey(-0.300)
56	SLV19	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(-1.000) +	Ey(0.300)
57	SLV20	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(-1.000) +	Ey(0.300)
58	SLV21	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(-0.300) +	Ey(-1.000)
59	SLV22	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(-0.300) +	Ey(-1.000)
60	SLV23	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(0.300) +	Ey(-1.000)
61	SLV24	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(0.300) +	Ey(-1.000)

62	SLD17	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(-1.000) +	D Y(-0.300)
63	SLD18	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(-1.000) +	D Y(-0.300)
64	SLD19	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(-1.000) +	D Y(0.300)
65	SLD20	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(-1.000) +	D Y(0.300)
66	SLD21	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(-0.300) +	D Y(-1.000)
67	SLD22	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(-0.300) +	D Y(-1.000)
68	SLD23	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(0.300) +	D Y(-1.000)
69	SLD24	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(0.300) +	D Y(-1.000)
70	SLV25	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(-1.000) +	Ey(-0.300)
71	SLV26	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(-1.000) +	Ey(-0.300)
72	SLV27	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(-1.000) +	Ey(0.300)
73	SLV28	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(-1.000) +	Ey(0.300)
74	SLV29	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(-0.300) +	Ey(-1.000)
75	SLV30	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(-0.300) +	Ey(-1.000)
76	SLV31	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(0.300) +	Ey(-1.000)
77	SLV32	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	Ex(0.300) +	Ey(-1.000)
78	SLD25	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(-1.000) +	D Y(-0.300)
79	SLD26	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(-1.000) +	D Y(-0.300)
80	SLD27	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(-1.000) +	D Y(0.300)
81	SLD28	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(-1.000) +	D Y(0.300)
82	SLD29	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(-0.300) +	D Y(-1.000)
83	SLD30	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(-0.300) +	D Y(-1.000)

84	SLD31	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(0.300) +	D Y(-1.000)
85	SLD32	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.600) +	D X(0.300) +	D Y(-1.000)
86	SLE1	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(1.000)		
87	SLE2	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(1.000) +	Qs(0.500)	
88	SLE3	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.700) +	Qs(1.000)	
89	SLE4	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(1.000) +	Wx(0.600)	
90	SLE5	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(1.000) +	Wy(0.600)	
91	SLE6	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(1.000) +	Wx(-0.600)	
92	SLE7	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(1.000) +	Wy(-0.600)	
93	SLE8	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.700) +	Wx(1.000)	
94	SLE9	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.700) +	Wy(1.000)	
95	SLE10	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.700) +	Wx(-1.000)	
96	SLE11	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.700) +	Wy(-1.000)	
97	SLE12	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(1.000) +	Qs(0.500) +	Wx(0.600)
98	SLE13	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(1.000) +	Qs(0.500) +	Wy(0.600)
99	SLE14	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(1.000) +	Qs(0.500) +	Wx(-0.600)
100	SLE15	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(1.000) +	Qs(0.500) +	Wy(-0.600)
101	SLE16	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.700) +	Qs(0.500) +	Wx(1.000)
102	SLE17	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.700) +	Qs(0.500) +	Wy(1.000)
103	SLE18	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.700) +	Qs(0.500) +	Wx(-1.000)
104	SLE19	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.700) +	Qs(0.500) +	Wy(-1.000)
105	SLE20	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.700) +	Qs(1.000) +	Wx(0.600)

106	SLE21	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.700) +	Qs(1.000) +	Wy(0.600)
107	SLE22	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.700) +	Qs(1.000) +	Wx(-0.600)
108	SLE23	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.700) +	Qs(1.000) +	Wy(-0.600)
109	SLE24	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.500)		
110	SLE25	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.300) +	Qs(0.200)	
111	SLE26	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.300) +	Wx(0.200)	
112	SLE27	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.300) +	Wy(0.200)	
113	SLE28	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.300) +	Wx(-0.200)	
114	SLE29	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.300) +	Wy(-0.200)	
115	SLE30	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.300) +	Qs(0.200) +	Wx(0.200)
116	SLE31	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.300) +	Qs(0.200) +	Wy(0.200)
117	SLE32	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.300) +	Qs(0.200) +	Wx(-0.200)
118	SLE33	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.300) +	Qs(0.200) +	Wy(-0.200)
119	SLE34	Active	Add				
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q(0.300)		

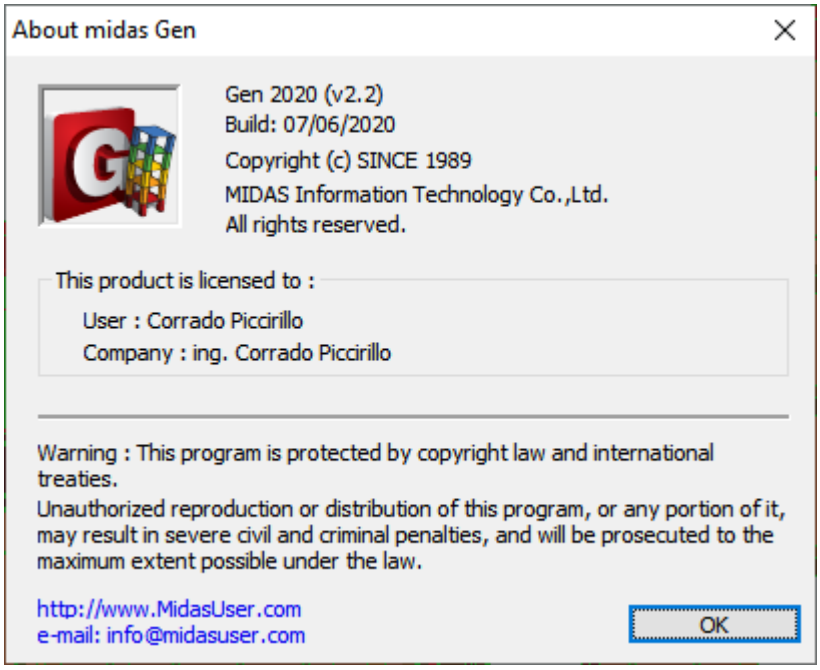
Per la determinazione delle massime sollecitazioni presenti sugli elementi strutturali verranno inoltre utilizzate le COMBINAZIONI DI INVILUPPO ALLO SLU-V E SLD-E delle combinazioni dei carichi ora indicate.

7.4 MODELLI DI CALCOLO DELLA STRUTTURA

Per la verifica statica e sismica della struttura verranno utilizzati più modelli di calcolo. Ognuno di questi modelli sarà calibrato per effettuare le diverse tipologie di analisi (analisi statiche e analisi sismiche dinamiche lineari).

I modelli utilizzati andranno a rappresentare in forma numerica le corrette rigidezze e le resistenze delle strutture portanti del fabbricato. Saranno attribuiti agli impalcati i carichi permanenti ed accidentali di progetto. Verranno poi impostati i carichi orizzontali dovuti sia alle azioni sismiche di progetto e sia al vento. Dopo aver correttamente impostato i dati di imput verranno eseguite le analisi strutturali statiche e sismiche seguite poi dalle opportune verifiche di resistenza sui principali elementi portanti del fabbricato.

Per la schematizzazione matematica delle opere strutturali verrà utilizzato il seguente programma di calcolo agli elementi finiti:

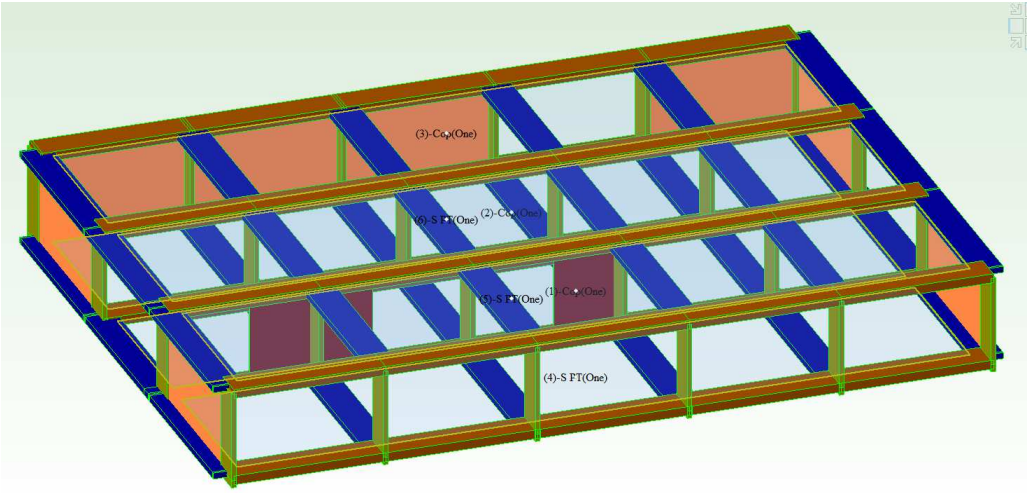


Si riportano nelle figure seguenti le immagini del modello di calcolo utilizzato per l'analisi e la verifica delle strutture.

Verranno utilizzati diversi modelli agli elementi finiti per le verifiche delle strutture esistenti e di nuova realizzazione.

Nelle seguenti immagini si descrivono i modelli utilizzati e la loro funzione nella fase di verifica.

MODELLO ALLO STATO DI FATTO



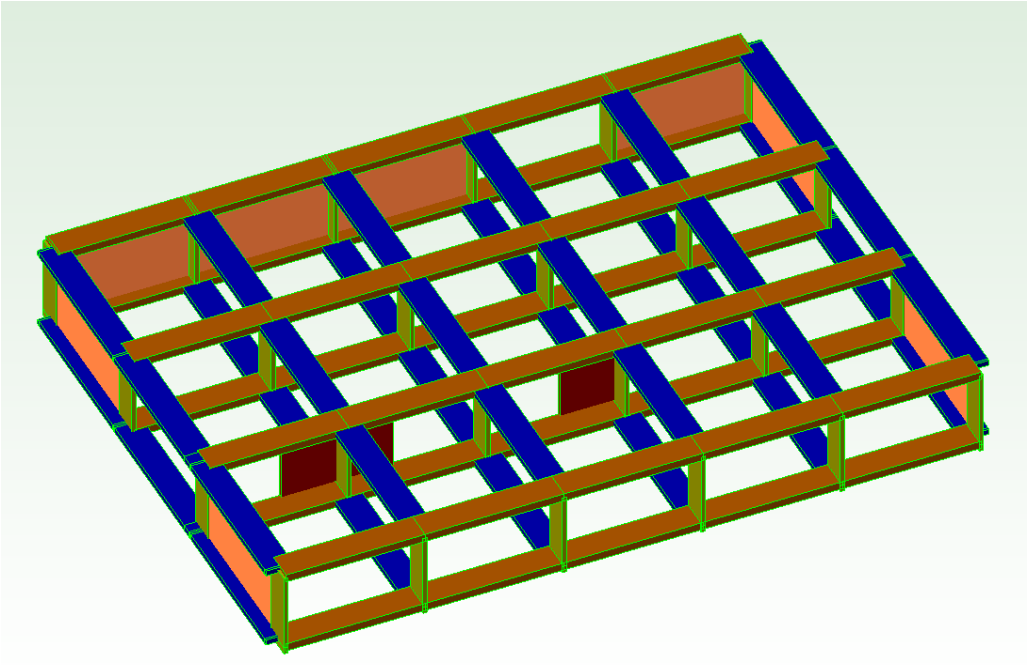


Figura 5 Il modello numerico del fabbricato scolastico (Stato di fatto).

Il modello allo stato di fatto viene utilizzato per visualizzare lo stato di verifica sismica della struttura prima degli interventi di adeguamento sismico

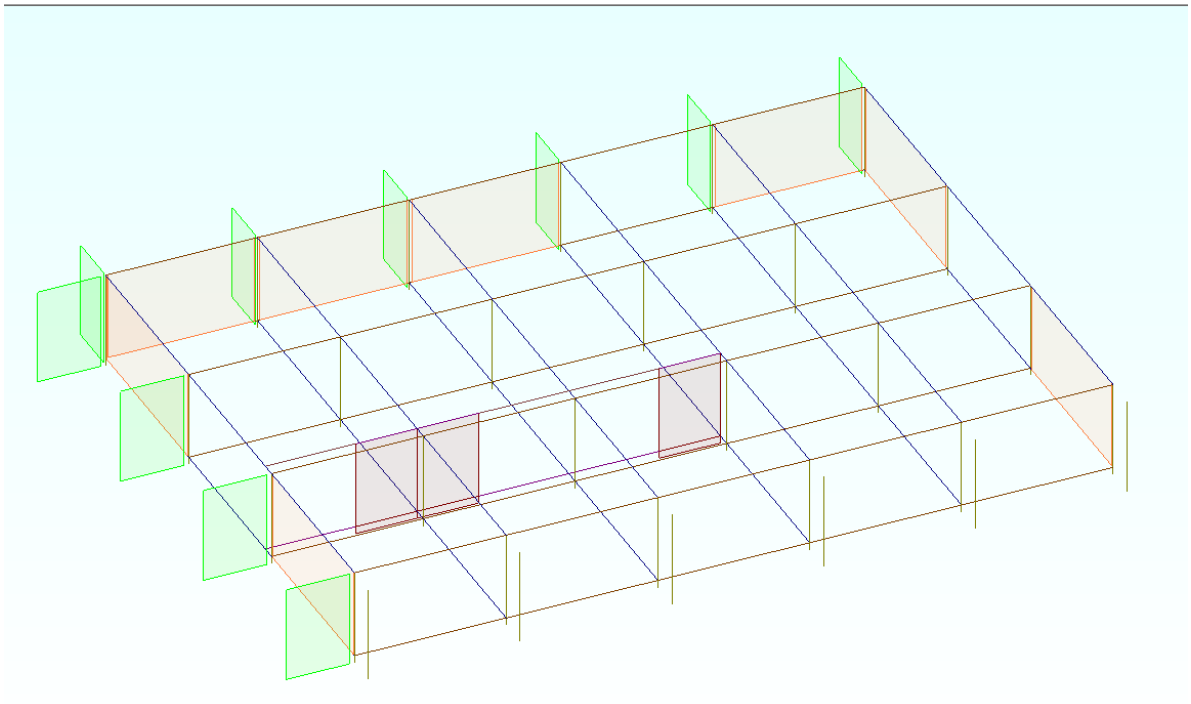
Il solaio di piano terra dotato di cappa in c.a. di completamento viene considerato rigido nel suo piano.

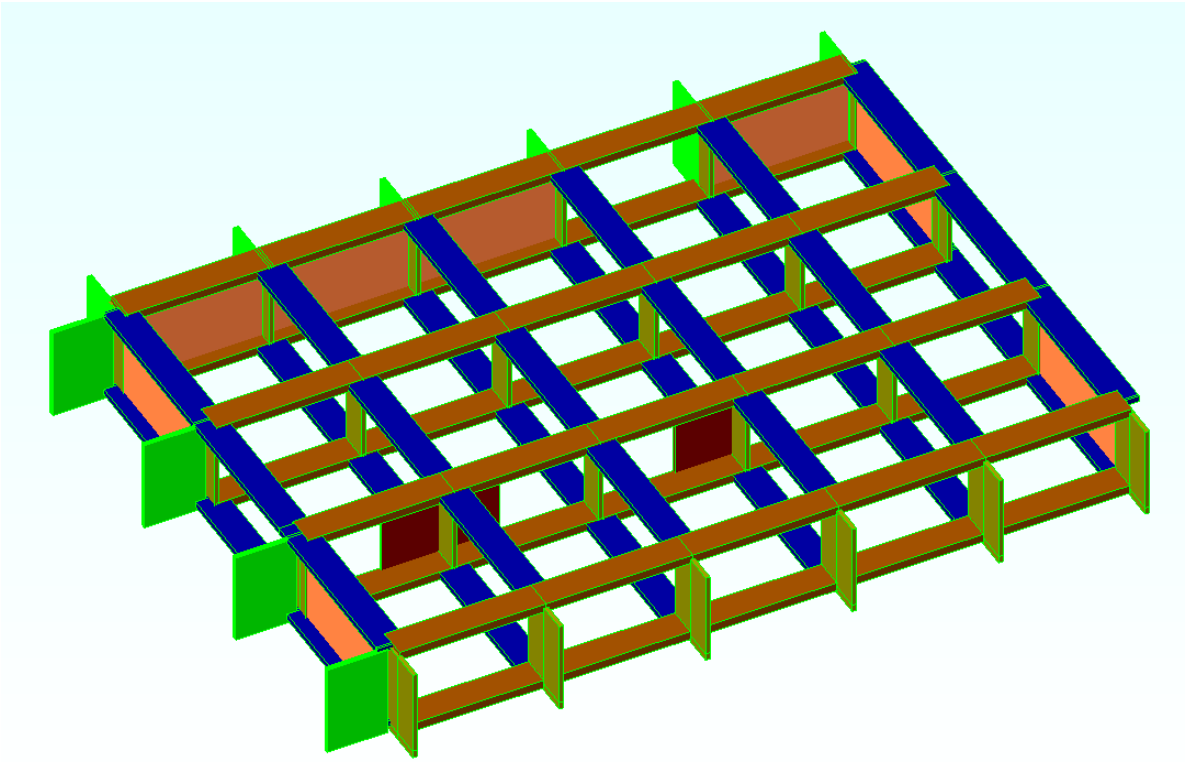
Il solaio di sottotetto non è dotato di cappa collaborante, ma vista la presenza dei collegamenti a piastre di acciaio saldate fra gli elementi portanti dell'impalcato viene comunque considerato rigido nel suo piano fatta salva poi la verifica della resistenza delle connessioni reciproche tra tutti gli elementi. La copertura a padiglione in acciaio è stata considerata deformabile e nel suo piano e simulata nei modelli

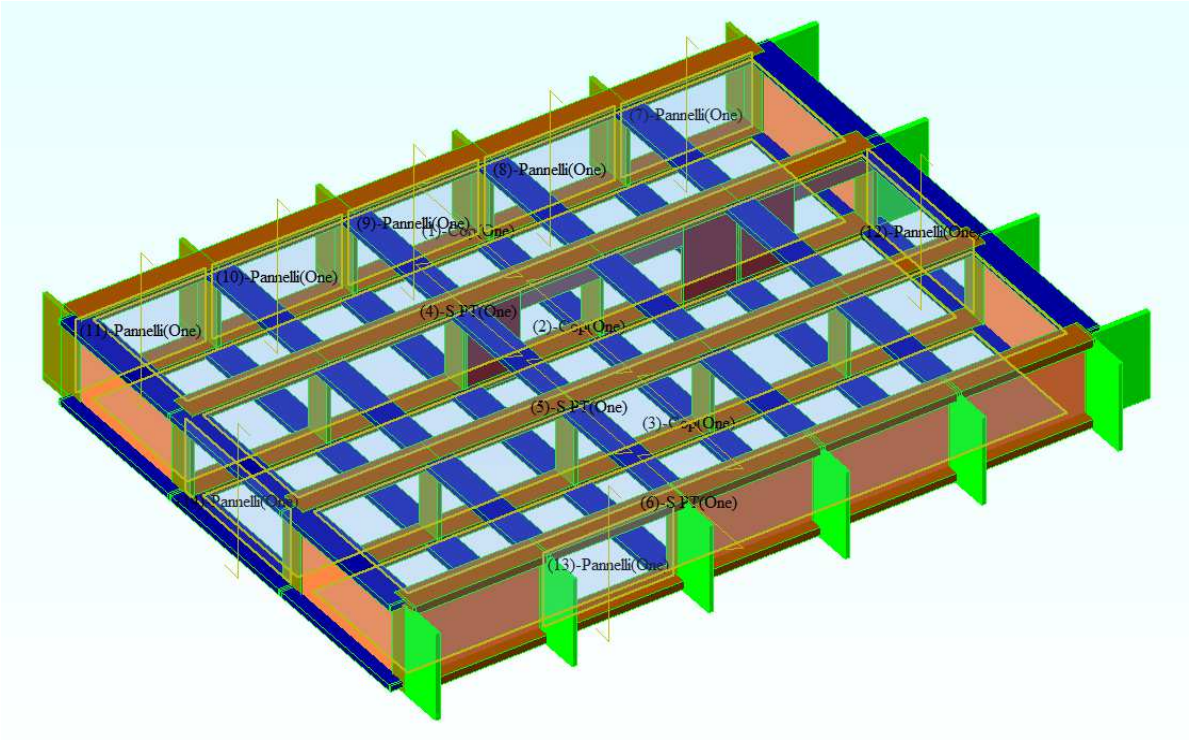
solo come carico permanente agente sulla vecchia copertura piana in cemento armato (ora rinominata solaio di sottotetto in struttura di cemento armato).

MODELLO ALLO STATO DI PROGETTO (realizzato con elementi finiti del tipo "beam" e "wall") per la verifica delle strutture di nuova realizzazione e per quelle esistenti nella situazione posteriore all'intervento di adeguamento sismico. Vincoli di piano rigido per i due impalcati e vincoli di incastro alla base o di cerniera per le strutture a pilastro o a setto rispettivamente.

Travi principali incernierate alle due estremità.



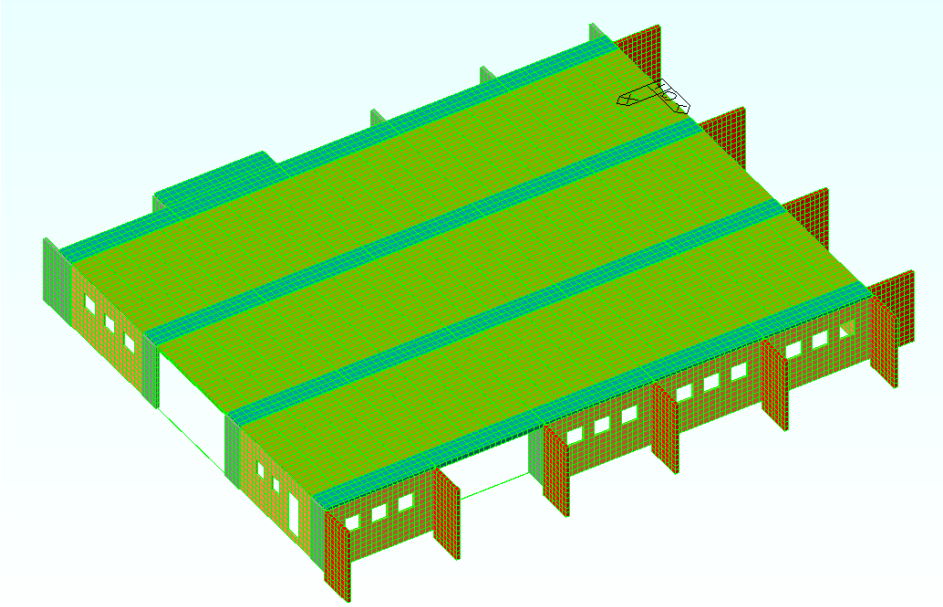


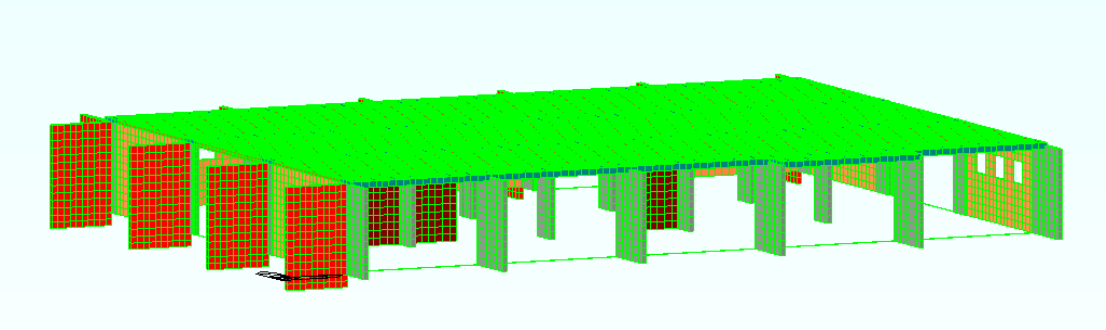


I solai di piano terra e di sottotetto vengono considerati rigidi nel proprio piano.

Nodi posti alla base delle strutture di tipo incastro e cerniera nelle tre direzioni.

MODELLO ALLO STATO DI PROGETTO (realizzato con elementi finiti del tipo "plate") per la verifica di dettaglio delle strutture di nuova realizzazione (nuove pareti di controvento in c.a.) e per la verifica dei collegamenti esistenti e dei nuovi collegamenti utilizzati per rinforzare quelli già esistenti a livello del solaio di sottotetto.





I solaio di sottotetto viene impostato, in questo caso, come deformabile nel proprio piano in maniera da poter valutare le forze di vincolo presenti e verificare gli elementi di collegamento reciproci che uniscono fra di loro i diversi elementi portanti di questo impalcato (copponi – travi – pilastri).

Per simulare i vincolamenti reciproci vengono utilizzati degli elementi finiti del tipo "*elastic link*" con impostato il comportamento rigido degli stessi in maniera da poter valutare sia le forze assiali che quelle di taglio che interessano i singoli collegamenti tra i nodi strutturali.

Elastic Link

midas Gen

Function

Create or remove elastic links. Two nodes are connected by an elastic link and its stiffness is defined by the user.

Call

From the **Main Menu** select **Boundary > Link > Elastic Link**.

Input

Click ... to the right of **Elastic Link**: Display the Elastic Link Table

✓ **Boundary Group Name**

Select a Boundary Group in which the specified boundary condition is included. Select "Default" if Group assignment is unnecessary. Click ... to the right to prompt the "Define Boundary Group" dialog box to add, modify or delete Boundary Groups.

✓ **Options**

Add/Replace: Enter or replace elastic links

Delete: Delete previously entered elastic links

✓ **Elastic Link Data**

Type: Assign an elastic link type.

General Type: General elastic link (6dof)

Rigid Type: Rigid link element

Note
In case of Rigid Type, the element stiffness is automatically calculated based on the working model. The applied stiffness of the link can be checked in the text output file (*.out) after performing analysis.

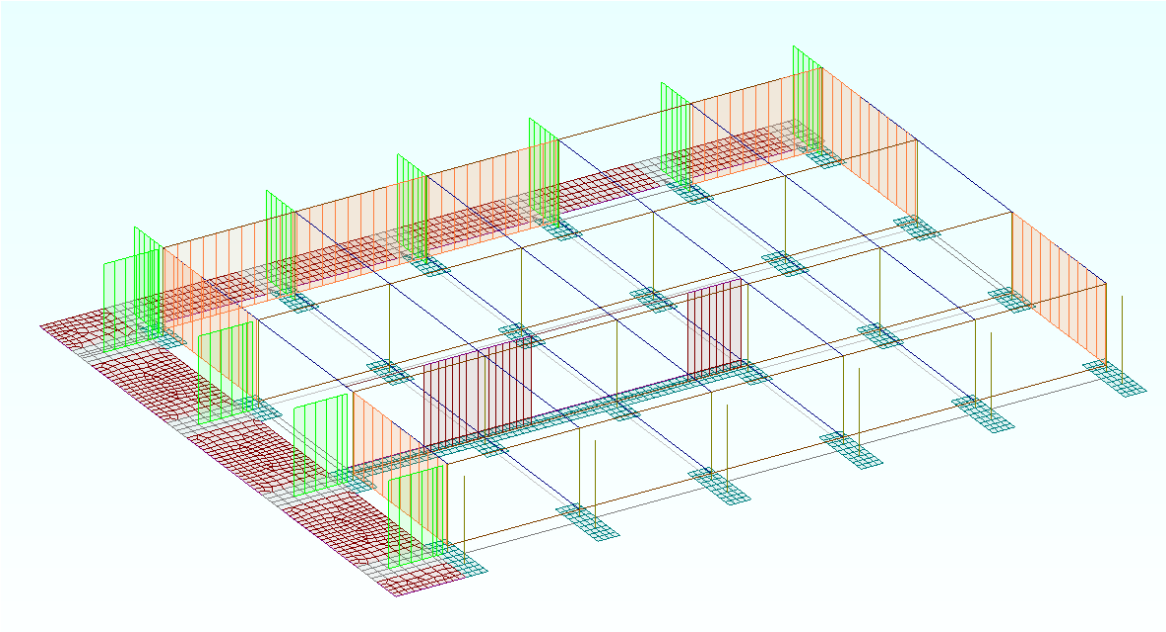
Tens.-only: Tension-only elastic link

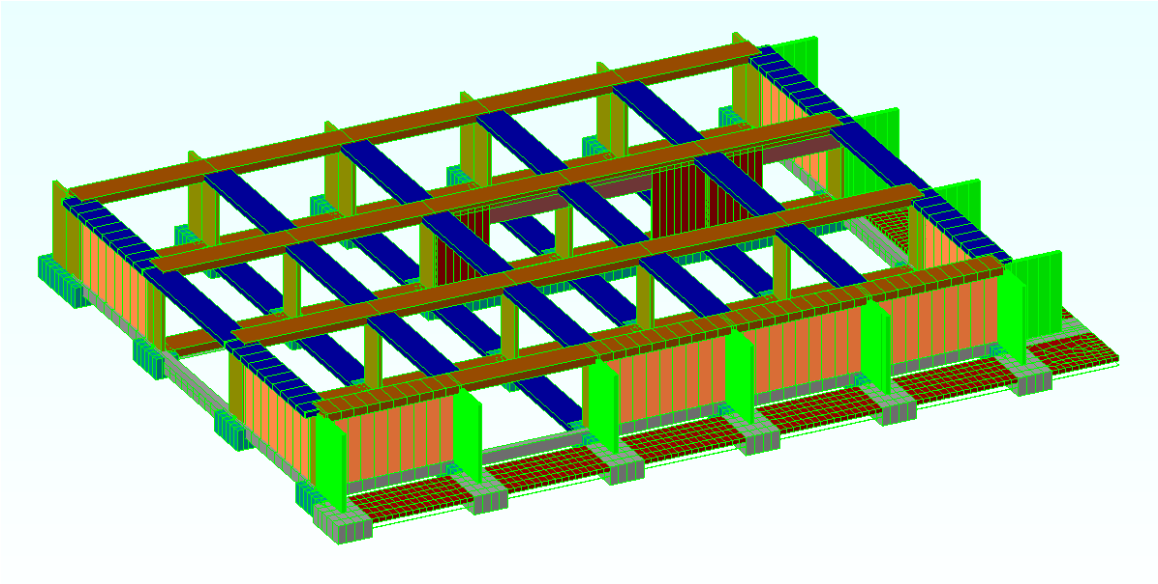
Comp.-only: Compression-only elastic link

Note
When an elastic link is assigned as tension-only or compression-only, only element's axial stiffness can be applied. The elastic link observes the Iteration method defined in Main Control Data identical to

I nodi alla base delle strutture sono del impostati del tipo incastrato e incernierato.

MODELLO ALLO STATO DI PROGETTO (realizzato con elementi finiti del tipo "beam" e "wall" e "plate" per le strutture di fondazione) per la verifica delle strutture di fondazione simulate con degli elementi finiti del tipo "bidimensionale" il cui appoggio sul terreno è simulato con delle molle elastiche alla Winkler.





Al di sopra delle nuove platee di fondazione è presente il marciapiede in calcestruzzo dello spessore di 10cm che viene simulato come carico permanente portato G2 (G2 = 2.40 kN/m^2).

8 VERIFICA DELLE STRUTTURE NELLA SITUAZIONE ANTE INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO

8.1 VERIFICA DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI DELLA STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO

Si effettuano le verifiche di resistenza allo SLU-V delle principali strutture in cemento armato della scuola dell'infanzia prima della realizzazione degli interventi di adeguamento sismico.

Le strutture portanti principali sono costituite da pilastri in c.a. incastrati alla base nei plinti a pozzetto e incernierati in sommità alle travi del sottotetto delle dimensioni 18x120cm e dei setti in cemento armato dello spessore di 10cm (pareti perimetrali) e 12cm (setti interni) collegati fra di loro dalle travi di solaio in c.a. e dall'impalcato di sottotetto realizzato con copponi in c.a.

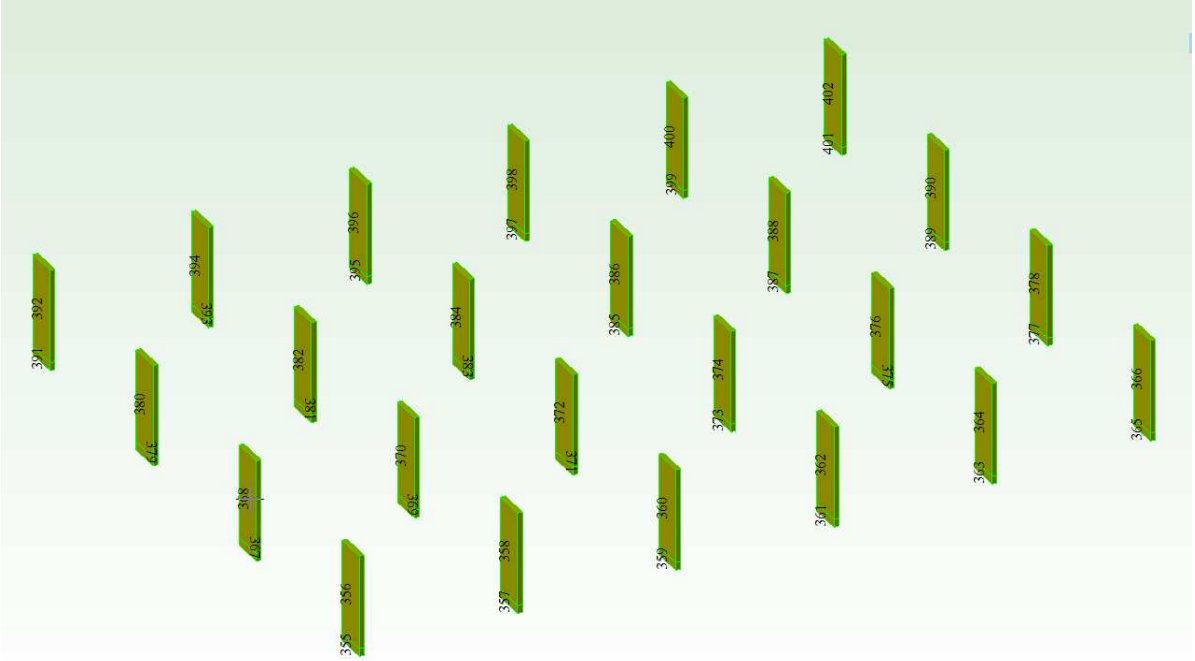
Per le verifiche di resistenza e deformabilità verranno considerate le seguenti normative tecniche:

DM 17/01/2018

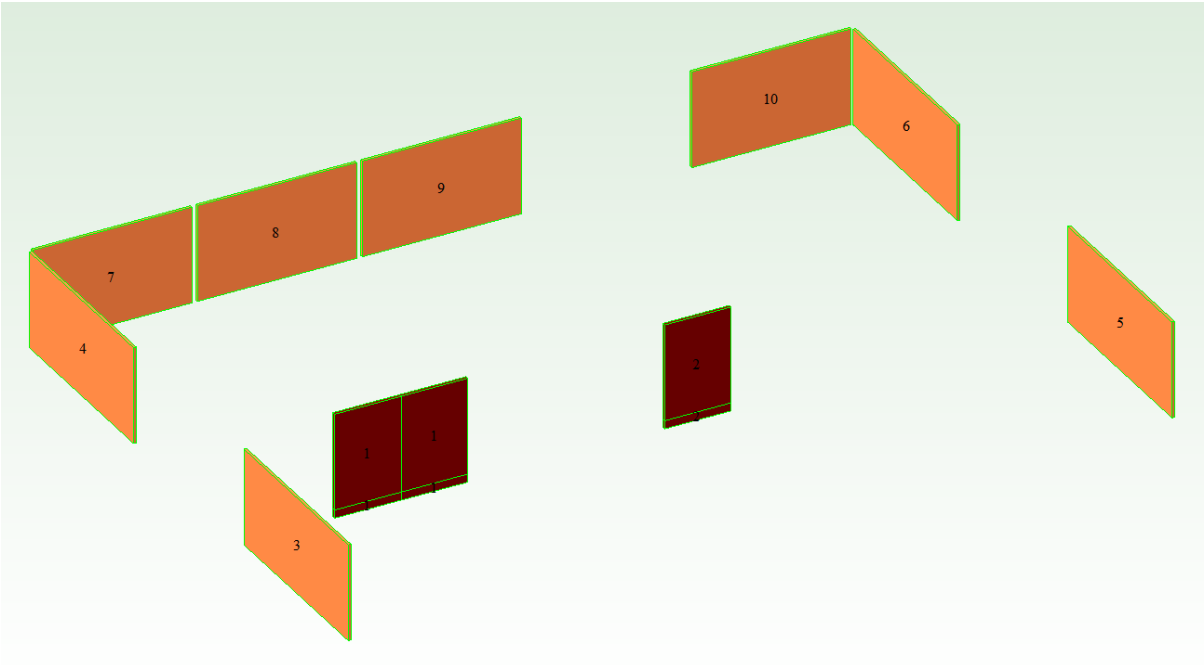
Circolare 21/01/2019;

EC 2.

I pilastri in cemento armato 18x120cm vengono rappresentati nella seguente immagine.



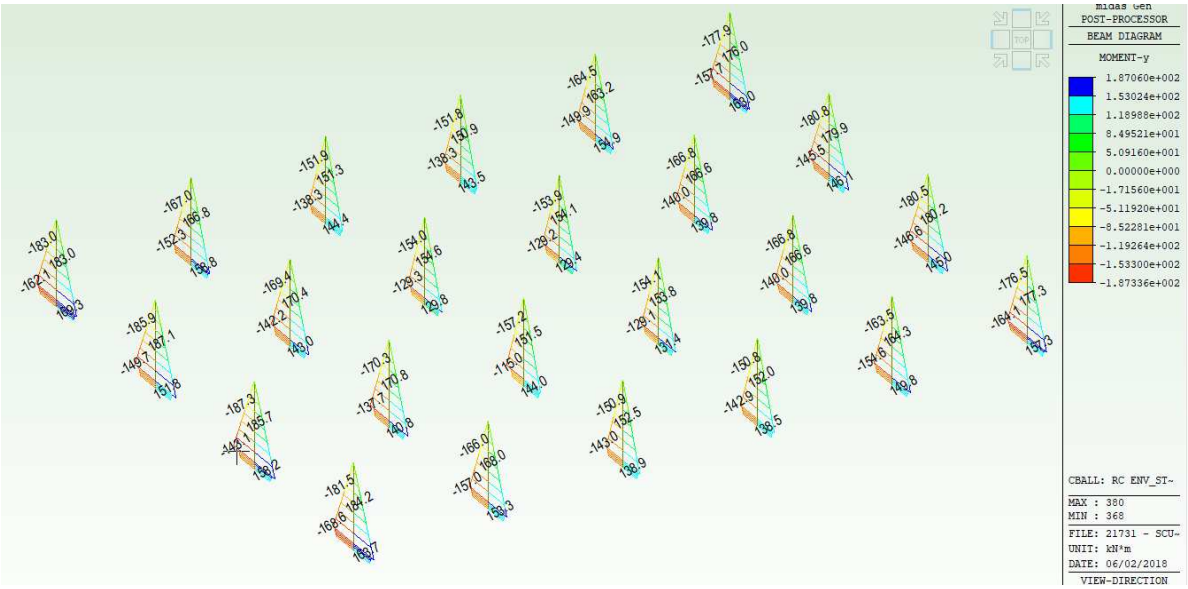
Le pareti in cemento armato della struttura prefabbricata sono qui rappresentate e numerate.

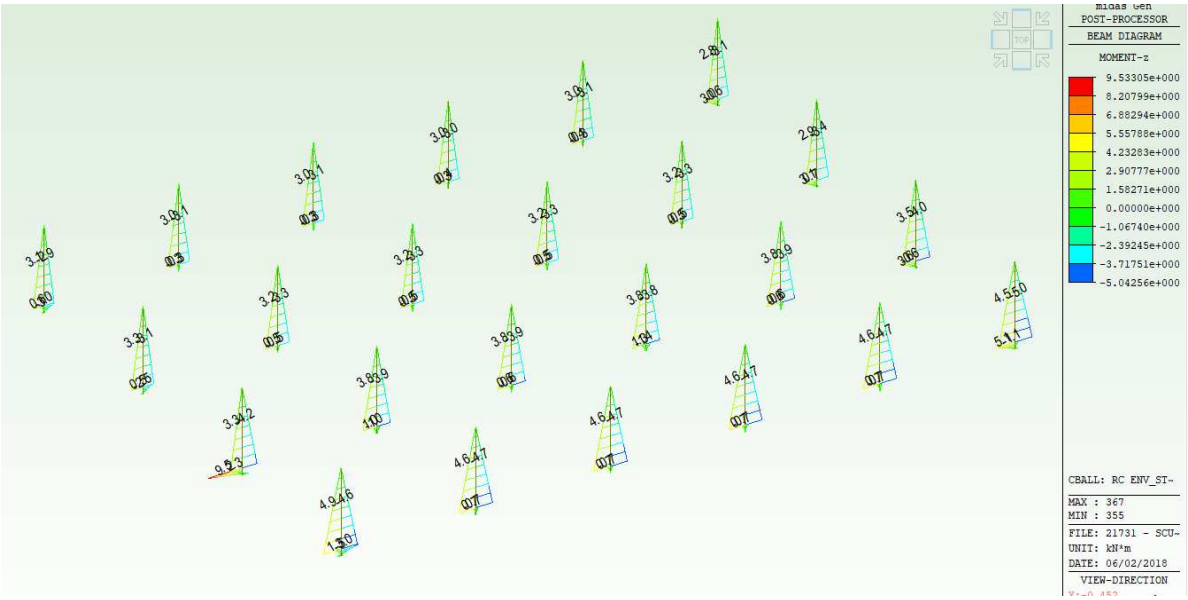


VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DEI PILASTRI IN C.A. DELLA STRUTTURA

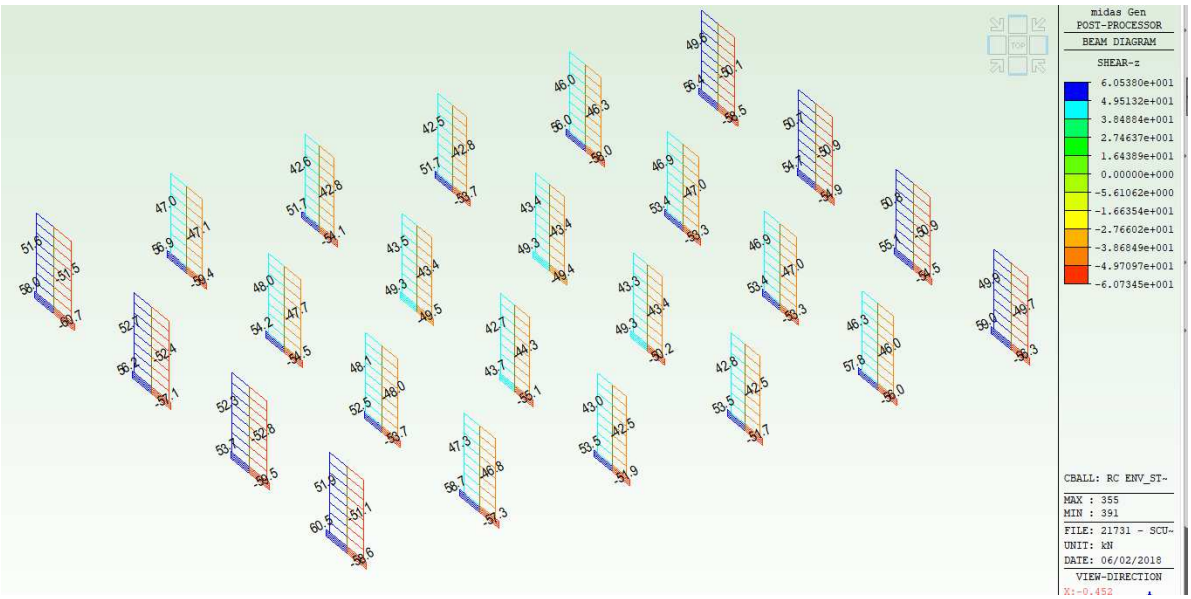
Le massime sollecitazioni di momento flettente e di taglio agenti si pilastri in c.a. risultano dai seguenti schemi grafici.

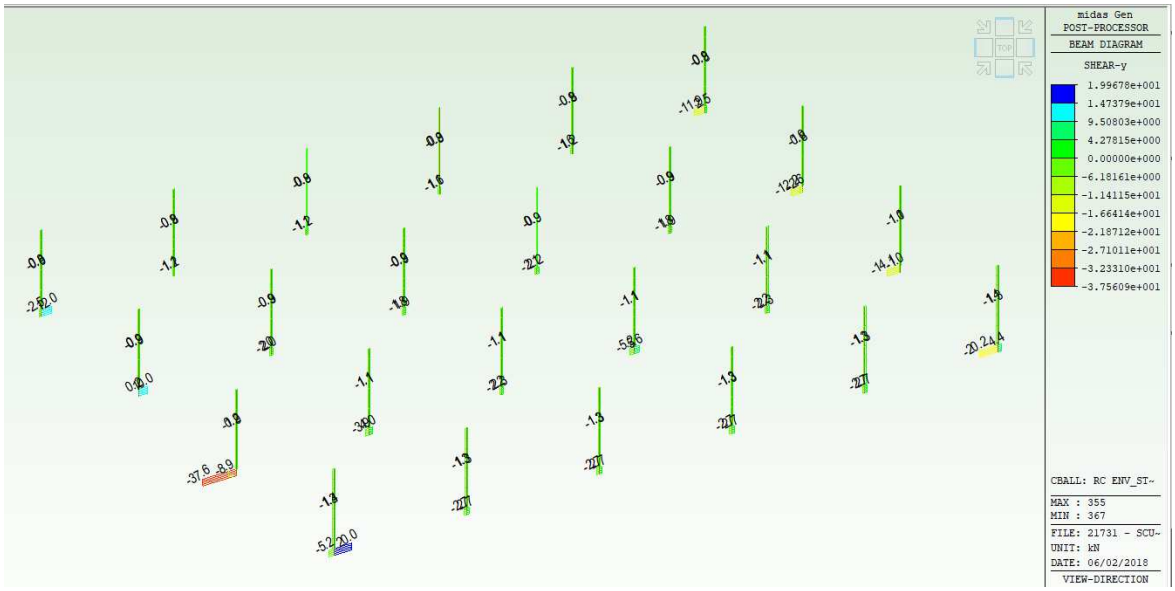
Momenti flettenti [kNm]



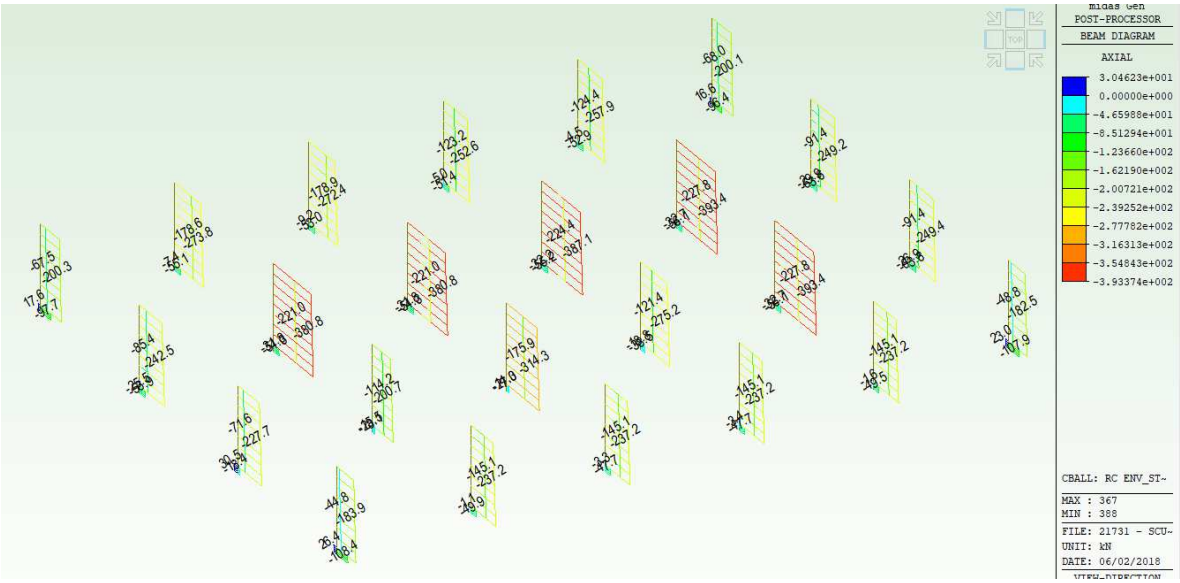


Sforzi di taglio [kN]





Sforzi normali [kN]



Nelle seguenti tabelle si riportano i dettagli delle verifiche effettuate per le sollecitazioni di pressoflessione e di taglio dei pilastri in c.a. 18x120cm.

I particolari delle armature sono stati ricavati dal progetto strutturale originario dopo averli verificati nel corso delle indagini effettuate sulla struttura, e dopo aver visionato i documenti della Direzione dei Lavori, nonché il Collaudo Statico.

Eurocode2:04 RC-Column Checking Result Dialog

Code : Eurocode2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability — Primary Sorting Option: SECT / MEMB

MEMB / SECT	SEL	Section Bc	Section Hc	fck / Height	fyk / fyw	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed / Rat-N	M_Edy / Rat-My	M_Edz / Rat-Mz	V_Rdc.end / Rat-Vc.end	V_Rds.end / Rat-Vs.end	V_Rdc.mid / Rat-Vc.mid	V_Rds.mid / Rat-Vs.mid	LCB	V_Ed.end / V_Ed.mid	Rat-V.end / Rat-V.mid
355		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	-26.403	163.745	0.64151	125.926	230.750	126.042	230.750	55	60.5380	0.481
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.573	0.561	0.566	0.481	0.262	0.480	0.262	55	60.5380	0.480
356		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	44.8459	184.243	1.96987	114.265	230.750	115.642	230.750	39	51.8994	0.454
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.508	0.513	0.529	0.454	0.225	0.449	0.225	39	51.8994	0.449
357		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	-0.5337	153.280	0.27813	110.730	230.750	110.613	230.750	39	57.2877	0.517
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.420	0.486	0.479	0.517	0.248	0.518	0.248	39	57.2877	0.518
358		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	55	12-6-P12(P16)	4626.54	145.098	166.020	2.90196	128.676	230.750	130.054	230.750	39	47.3252	0.368
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.337	0.332	0.317	0.368	0.205	0.364	0.205	39	47.3252	0.364
359		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	1.72343	138.926	0.27669	110.821	230.750	110.938	230.750	39	51.9205	0.469
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.440	0.437	0.433	0.469	0.225	0.468	0.225	39	51.9205	0.468
360		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	145.098	152.512	2.90196	128.676	230.750	130.054	230.750	39	42.9611	0.334
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.300	0.294	0.286	0.334	0.186	0.330	0.186	39	42.9611	0.330
361		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	1.79546	138.468	0.22905	110.832	230.750	110.948	230.750	28	51.7492	0.467
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.445	0.436	0.438	0.467	0.224	0.466	0.224	28	51.7492	0.466
362		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	145.098	152.019	2.90196	128.676	230.750	130.054	230.750	28	42.8222	0.333
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.289	0.289	0.284	0.333	0.186	0.329	0.186	28	42.8222	0.329
363		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	0.01101	149.816	0.22696	110.575	230.750	110.692	230.750	28	55.9924	0.506
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.009	0.473	0.488	0.506	0.243	0.506	0.243	28	55.9924	0.506
364		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	145.098	164.275	2.90196	128.676	230.750	130.054	230.750	28	46.2746	0.360

Connect Model View

Select All | Unselect All | Re-calculation | Graphic... | Detail... | Summary... | << | Draw PM Curve... | Close | Copy Table

Result View Option: All / OK / NG

Eurocode2:04 RC-Column Checking Result Dialog

Code : Eurocode2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability — Primary Sorting Option: SECT / MEMB

MEMB / SECT	SEL	Section Bc	Section Hc	fck / Height	fyk / fyw	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed / Rat-N	M_Edy / Rat-My	M_Edz / Rat-Mz	V_Rdc.end / Rat-Vc.end	V_Rds.end / Rat-Vs.end	V_Rdc.mid / Rat-Vc.mid	V_Rds.mid / Rat-Vs.mid	LCB	V_Ed.end / V_Ed.mid	Rat-V.end / Rat-V.mid
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.289	0.289	0.284	0.333	0.186	0.329	0.186	28	42.8222	0.329
363		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	0.01101	149.816	0.22696	110.575	230.750	110.692	230.750	28	55.9924	0.506
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.009	0.473	0.488	0.506	0.243	0.506	0.243	28	55.9924	0.506
364		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	145.098	164.275	2.90196	128.676	230.750	130.054	230.750	28	46.2746	0.360
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.323	0.324	0.317	0.360	0.201	0.356	0.201	28	46.2746	0.356
365		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	-22.997	157.347	0.45445	125.852	230.750	125.968	230.750	44	58.9569	0.468
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.541	0.536	0.523	0.468	0.256	0.468	0.256	44	58.9569	0.468
366		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	48.7693	177.255	1.69352	114.829	230.750	116.206	230.750	28	49.9311	0.435
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.479	0.485	0.503	0.435	0.216	0.430	0.216	28	49.9311	0.430
367		Pil 18x120		22264.0	334420	**V	39	12-6-P12(P16)	4626.54	11.9309	158.205	3.21048	0.00000	26.0848	0.00000	26.0848	9	37.5609	1.440
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.494	0.486	0.496	*****	1.440	*****	1.440	9	37.5609	1.440
368		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	55	12-6-P12(P16)	4626.54	71.5649	187.336	1.43130	118.105	230.750	119.483	230.750	55	52.7707	0.447
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.490	0.485	0.481	0.447	0.229	0.442	0.229	55	52.7707	0.442
369		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	17.3182	140.811	0.36388	113.063	230.750	113.180	230.750	39	53.6913	0.475
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.427	0.419	0.418	0.475	0.233	0.474	0.233	39	53.6913	0.474
370		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	116.417	170.833	2.32833	124.553	230.750	125.931	230.750	39	48.1219	0.386
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.383	0.378	0.376	0.386	0.209	0.382	0.209	39	48.1219	0.382
371		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	15.0378	144.010	0.30076	112.735	230.750	112.852	230.750	39	55.0704	0.488
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.432	0.432	0.432	0.488	0.239	0.488	0.239	39	55.0704	0.488

Connect Model View

Select All | Unselect All | Re-calculation | Graphic... | Detail... | Summary... | << | Draw PM Curve... | Close | Copy Table

Result View Option: All / OK / NG

Eurocode2:04 RC-Column Checking Result Dialog

Code : Eurocode2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by: (•) Member ( ) Property — Results: (•) Strength ( ) Serviceability — Primary Sorting Option: ( ) SECT (•) MEMB

MEMB / SECT	SEL	Section Bc	Section Hc	fck / Height	fyk / fyw	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed / Rat-N	M_Edy / Rat-My	M_Edz / Rat-Mz	V_Rdc.end / Rat-Vc.end	V_Rds.end / Rat-Vs.end	V_Rdc.mid / Rat-Vc.mid	V_Rds.mid / Rat-Vs.mid	LCB	V_Ed.end / V_Ed.mid	Rat-V.end / Rat-V.mid
371	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	15.0378	144.010	0.30076	112.735	230.750	112.852	230.750	39	55.0704	0.488
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.432	0.432	0.432	0.488	0.239	0.488	0.239	39	55.0704	0.488
372	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	55	12-6-P12(P16)	4626.54	183.895	157.173	3.67790	134.253	230.750	135.631	230.750	55	44.2740	0.330
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.275	0.272	0.260	0.330	0.192	0.326	0.192	55	44.2740	0.326
373	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	36	12-6-P12(P16)	4626.54	21.5969	130.235	0.43194	113.672	230.750	113.789	230.750	28	50.1578	0.441
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.388	0.379	0.371	0.441	0.217	0.441	0.217	28	50.1578	0.441
374	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	153.322	154.076	3.06643	129.858	230.750	131.236	230.750	44	43.4016	0.334
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.294	0.289	0.298	0.334	0.188	0.331	0.188	44	43.4016	0.331
375	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	31.1021	139.819	0.62204	115.045	230.750	115.161	230.750	44	53.3994	0.464
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.399	0.394	0.381	0.464	0.231	0.464	0.231	44	53.3994	0.464
376	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	227.826	166.772	4.55652	140.568	230.750	141.946	230.750	44	46.9781	0.334
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.264	0.265	0.262	0.334	0.204	0.331	0.204	44	46.9781	0.331
377	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	26.5877	146.599	1.02959	114.396	230.750	114.512	230.750	44	55.0966	0.482
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.433	0.423	0.436	0.482	0.239	0.481	0.239	44	55.0966	0.481
378	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	91.3935	180.538	1.82787	120.956	230.750	122.334	230.750	44	50.8557	0.420
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.428	0.435	0.419	0.420	0.220	0.416	0.220	44	50.8557	0.416
379	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	26.6465	151.833	1.15857	114.404	230.750	114.521	230.750	39	57.0618	0.499
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.428	0.438	0.443	0.499	0.247	0.498	0.247	39	57.0618	0.498
380	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	85.4131	187.060	1.70826	120.096	230.750	121.474	230.750	39	52.6930	0.439

☐ Connect Model View

Select All | Unselect All | Re-calculation | Graphic... | Detail... | Summary... | << | Draw PM Curve... | Close | Copy Table

Result View Option: (•) All ( ) OK ( ) NG

Eurocode2:04 RC-Column Checking Result Dialog

Code : Eurocode2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by: (•) Member ( ) Property — Results: (•) Strength ( ) Serviceability — Primary Sorting Option: ( ) SECT (•) MEMB

MEMB / SECT	SEL	Section Bc	Section Hc	fck / Height	fyk / fyw	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed / Rat-N	M_Edy / Rat-My	M_Edz / Rat-Mz	V_Rdc.end / Rat-Vc.end	V_Rds.end / Rat-Vs.end	V_Rdc.mid / Rat-Vc.mid	V_Rds.mid / Rat-Vs.mid	LCB	V_Ed.end / V_Ed.mid	Rat-V.end / Rat-V.mid
379	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	26.6465	151.833	1.15857	114.404	230.750	114.521	230.750	39	57.0618	0.499
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.428	0.438	0.443	0.499	0.247	0.498	0.247	39	57.0618	0.498
380	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	85.4131	187.060	1.70826	120.096	230.750	121.474	230.750	39	52.6930	0.439
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.455	0.463	0.450	0.439	0.228	0.434	0.228	39	52.6930	0.434
381	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	55	12-6-P12(P16)	4626.54	30.1437	142.161	0.60287	114.907	230.750	115.023	230.750	39	54.5469	0.475
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.411	0.403	0.398	0.475	0.236	0.474	0.236	39	54.5469	0.474
382	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	31	12-6-P12(P16)	4626.54	220.973	166.695	4.41947	139.583	230.750	140.961	230.750	39	47.9860	0.344
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.274	0.271	0.270	0.344	0.208	0.340	0.208	39	47.9860	0.340
383	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	31	12-6-P12(P16)	4626.54	30.1437	128.791	0.60287	114.907	230.750	115.023	230.750	39	49.5162	0.431
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.369	0.361	0.369	0.431	0.215	0.430	0.215	39	49.5162	0.430
384	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	220.973	154.593	4.41947	139.583	230.750	140.961	230.750	39	43.5475	0.312
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.241	0.241	0.239	0.312	0.189	0.309	0.189	39	43.5475	0.309
385	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	30.6229	129.389	0.61246	114.976	230.750	115.092	230.750	28	49.3556	0.429
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.357	0.361	0.374	0.429	0.214	0.429	0.214	28	49.3556	0.429
386	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	52	12-6-P12(P16)	4626.54	224.400	152.676	4.48799	140.075	230.750	141.453	230.750	28	43.4062	0.310
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.240	0.237	0.229	0.310	0.188	0.307	0.188	28	43.4062	0.307
387	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	31.1021	139.816	0.62204	115.045	230.750	115.161	230.750	44	53.3977	0.464
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.399	0.394	0.381	0.464	0.231	0.464	0.231	44	53.3977	0.464
388	☐	Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	227.826	166.773	4.55652	140.568	230.750	141.946	230.750	44	46.9783	0.334

☐ Connect Model View

Select All | Unselect All | Re-calculation | Graphic... | Detail... | Summary... | << | Draw PM Curve... | Close | Copy Table

Result View Option: (•) All ( ) OK ( ) NG

Eurocode2:04 RC-Column Checking Result Dialog

Code : Eurocode2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability — Primary Sorting Option: SECT / MEMB

MEMB	SEL	Section		fck	fyk	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LCB	V_Ed.end	Rat-V.end
SECT		Bc	Hc	Height	fyw					Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid		V_Ed.mid	Rat-V.mid
387		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	31.1021	139.816	0.62204	115.045	230.750	115.161	230.750	44	53.3977	0.464
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.399	0.394	0.381	0.464	0.231	0.464	0.231	44	53.3977	0.464
388		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	227.826	166.773	4.55652	140.568	230.750	141.946	230.750	44	46.9783	0.334
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.264	0.265	0.262	0.334	0.204	0.331	0.204	44	46.9783	0.331
389		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	30.9839	146.140	1.78228	115.028	230.750	115.144	230.750	28	54.9260	0.478
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.422	0.416	0.432	0.478	0.238	0.477	0.238	28	54.9260	0.477
390		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	91.3972	179.910	1.82794	120.956	230.750	122.334	230.750	28	50.6788	0.419
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.428	0.434	0.419	0.419	0.220	0.414	0.220	28	50.6788	0.414
391		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	55	12-6-P12(P16)	4626.54	-17.584	162.138	0.59470	124.385	230.750	124.502	230.750	39	60.7345	0.488
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.542	0.542	0.546	0.488	0.263	0.488	0.263	39	60.7345	0.488
392		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	55	12-6-P12(P16)	4626.54	67.5025	182.953	1.35005	117.521	230.750	118.899	230.750	55	51.5360	0.439
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.477	0.476	0.459	0.439	0.223	0.433	0.223	55	51.5360	0.433
393		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	55	12-6-P12(P16)	4626.54	5.75827	152.323	0.11517	111.401	230.750	111.518	230.750	55	56.9295	0.511
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.467	0.473	0.495	0.511	0.247	0.510	0.247	55	56.9295	0.510
394		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	178.580	166.774	3.57159	133.489	230.750	134.867	230.750	39	46.9786	0.352
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.293	0.297	0.308	0.352	0.204	0.348	0.204	39	46.9786	0.348
395		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	55	12-6-P12(P16)	4626.54	7.55975	138.318	0.15119	111.660	230.750	111.777	230.750	55	51.6926	0.463
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.428	0.426	0.434	0.463	0.224	0.462	0.224	55	51.6926	0.462
396		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	55	12-6-P12(P16)	4626.54	180.404	151.950	3.60808	133.751	230.750	135.129	230.750	55	42.8027	0.320

Connect Model View

Select All | Unselect All | Re-calculation | Graphic... | Detail... | Summary... | << | Draw PM Curve... | Close | Copy Table

Result View Option: All / OK / NG

Eurocode2:04 RC-Column Checking Result Dialog

Code : Eurocode2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability — Primary Sorting Option: SECT / MEMB

MEMB	SEL	Section		fck	fyk	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LCB	V_Ed.end	Rat-V.end
SECT		Bc	Hc	Height	fyw					Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid		V_Ed.mid	Rat-V.mid
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.467	0.473	0.495	0.511	0.247	0.510	0.247	55	56.9295	0.510
394		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	178.580	166.774	3.57159	133.489	230.750	134.867	230.750	39	46.9786	0.352
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.293	0.297	0.308	0.352	0.204	0.348	0.204	39	46.9786	0.348
395		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	55	12-6-P12(P16)	4626.54	7.55975	138.318	0.15119	111.660	230.750	111.777	230.750	55	51.6926	0.463
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.428	0.426	0.434	0.463	0.224	0.462	0.224	55	51.6926	0.462
396		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	55	12-6-P12(P16)	4626.54	180.404	151.950	3.60808	133.751	230.750	135.129	230.750	55	42.8027	0.320
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.255	0.258	0.256	0.320	0.185	0.317	0.185	55	42.8027	0.317
397		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	3.61243	138.295	0.08061	111.093	230.750	111.209	230.750	44	51.6849	0.465
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.437	0.432	0.427	0.465	0.224	0.465	0.224	44	51.6849	0.465
398		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	154.121	151.836	3.08242	129.973	230.750	131.351	230.750	44	42.7707	0.329
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.277	0.279	0.269	0.329	0.185	0.326	0.185	44	42.7707	0.326
399		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	2.87391	149.917	0.05748	110.987	230.750	111.103	230.750	44	56.0290	0.505
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.476	0.470	0.494	0.505	0.243	0.504	0.243	44	56.0290	0.504
400		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	154.854	163.155	3.09708	130.078	230.750	131.456	230.750	28	45.9592	0.353
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.321	0.314	0.305	0.353	0.199	0.350	0.199	28	45.9592	0.350
401		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	-16.606	157.650	0.58982	124.193	230.750	124.309	230.750	28	58.5025	0.471
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.528	0.527	0.511	0.471	0.254	0.471	0.254	28	58.5025	0.471
402		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	68.0244	177.918	1.36049	117.597	230.750	118.974	230.750	44	50.1176	0.426
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.466	0.460	0.458	0.426	0.217	0.421	0.217	44	50.1176	0.421

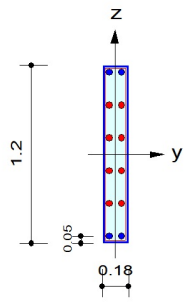
Connect Model View

Select All | Unselect All | Re-calculation | Graphic... | Detail... | Summary... | << | Draw PM Curve... | Close | Copy Table

Result View Option: All / OK / NG

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM kN, m
Member Number: 355 (PM), 367 (Shear)
Material Data : fck = 22264, fyk = 334420, fyw = 334420 KPa
Column Height : 0.3 m
Section Property: Pil 18x120 (No : 1)
Rebar Pattern : 12 - 6 - P12(P16) Ast = 0.001708 m^2 (Rhost = 0.008)



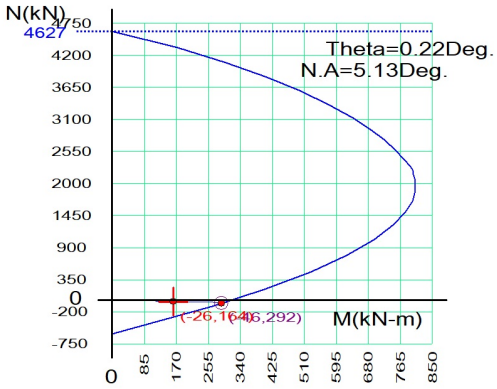
2. Applied Loads

Load Combination : 39 AT (J) Point
N_Ed = -26.403 kN M_Edy = 163.745 kN-m M_Edz = 0.64151 kN-m
M_Ed = SQRT(M_Edy^2+ M_Edz^2) = 163.746 kN-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	N_Rdmax	= 4626.54 kN	
Axial Load Ratio	N_Ed/N_Rd	= -26.403 / -46.042	= 0.573 < 1.000 ..... O.K
Moment Ratio	M_Ed/M_Rd	= 163.746 / 291.768	= 0.561 < 1.000 ..... O.K
	M_Edy/M_Rdy	= 163.745 / 291.766	= 0.561 < 1.000 ..... O.K
	M_Edz/M_Rdz	= 0.64151 / 1.13259	= 0.566 < 1.000 ..... O.K

4. M-N Interaction Diagram



N_Rd(kN)	M_Rd(kN-m)
4626.54	0.00
4082.71	302.61
3591.23	501.49
3143.17	637.24
2746.84	724.72
2419.44	776.27
2232.65	799.45
2053.95	804.98
1716.22	799.65
1291.16	747.93
771.07	623.06
184.19	404.82
-571.19	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength	V_Ed	= 37.5609 kN (Load Combination : 9)
Shear Ratio by Conc	V_Ed/V_Rdc	= 37.5609 / 0.00000 = 0.000
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	V_Ed/V_Rds	= 37.5609 / 26.0848 = 1.440
Shear Ratio	V_Ed/V_Rd	= 1.440 > 1.000 ..... N.G
		(Asw-H_use = 0.00067 m^2/m, 2-P8 @150)

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

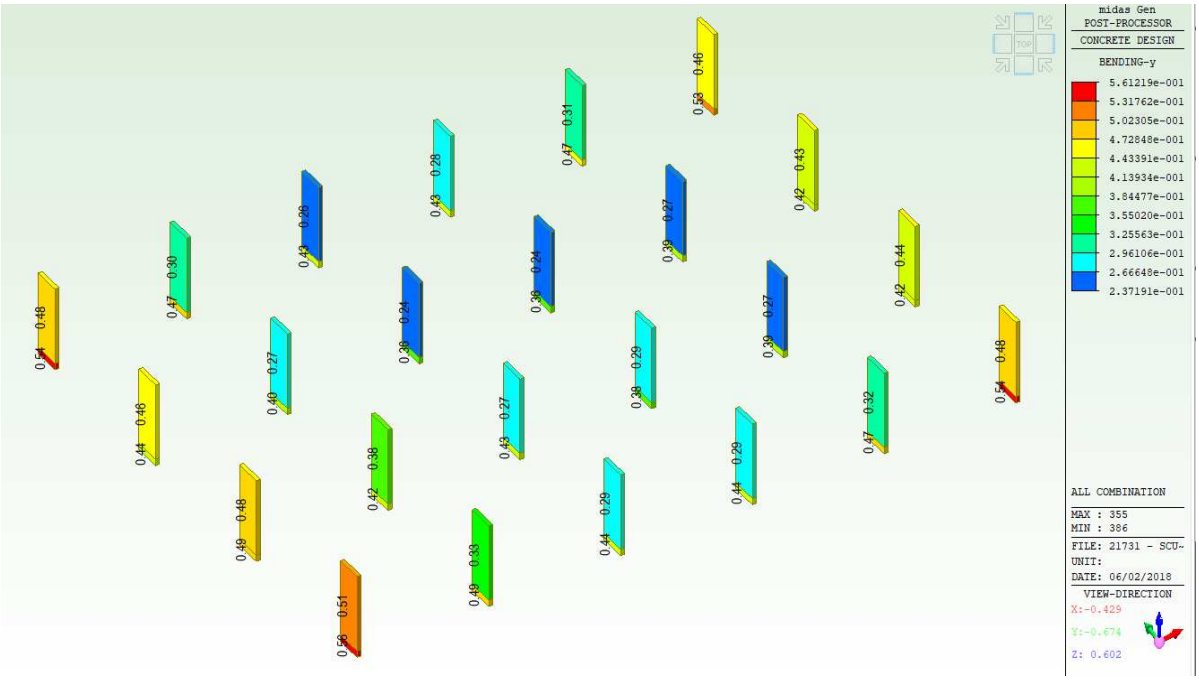
Applied Shear Strength	V_Ed	= 37.5609 kN (Load Combination : 9)
Shear Ratio by Conc	V_Ed/V_Rdc	= 37.5609 / 0.00000 = 0.000
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	V_Ed/V_Rds	= 37.5609 / 26.0848 = 1.440
Shear Ratio	V_Ed/V_Rd	= 1.440 > 1.000 ..... N.G
		(Asw-H_use = 0.00067 m^2/m, 2-P8 @150)

7. Serviceability : Stress Limit Check

	Load Combination No.	Stress(s)	Allowable Stress(sa)	Stress Ratio(s/sa)
Concrete (Tensile)	76(C)	0.00	2374.23	0.0000
Concrete (Compression)	76(C)	1248.12	13358.40	0.0934
	89(Q)	971.13	10018.80	0.0969
Rebar	-	9448.74	267536.00	0.0353
Check Linear Creep	89(Q)	971.13	10018.80	Linear Creep

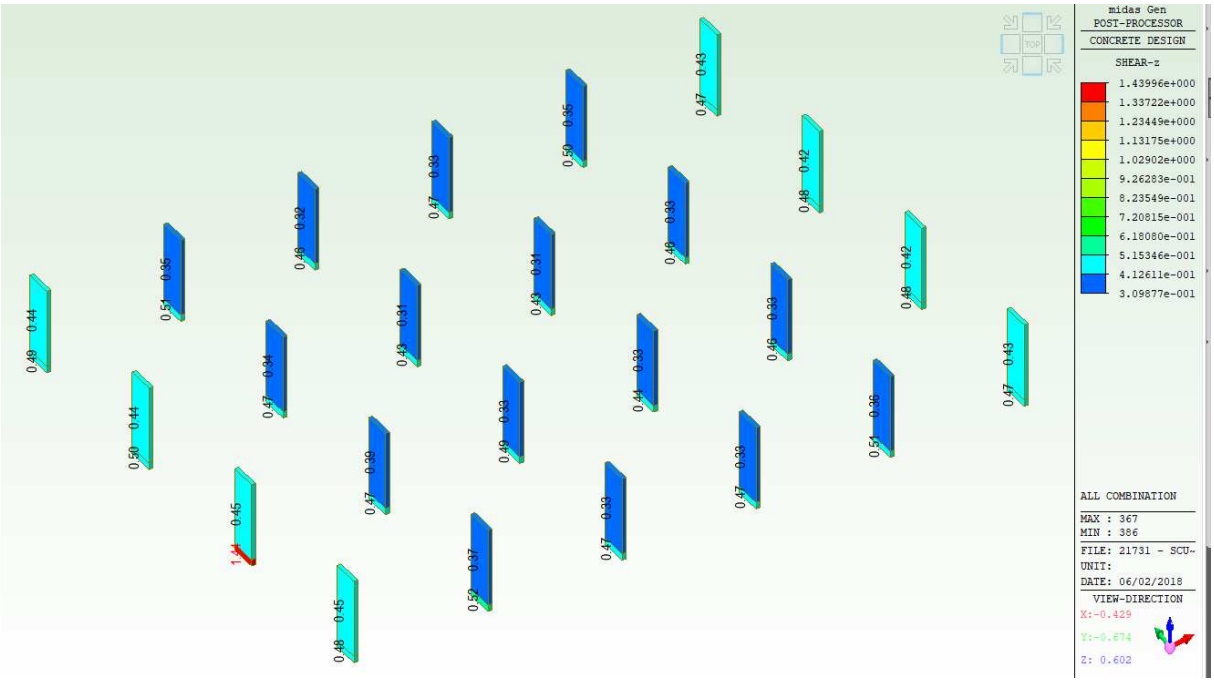
Nelle prossime immagini grafiche si riportano schematicamente i valori dei coefficienti di utilizzo dei pilastri per le verifiche di pressoflessione e taglio.

Coefficienti di utilizzo per la verifica a pressoflessione nel piano principale dei pilastri.



Coefficiente massimo di utilizzo a pressoflessione = 0.56

Coefficienti di utilizzo per la verifica a taglio nel piano principale dei pilastri.



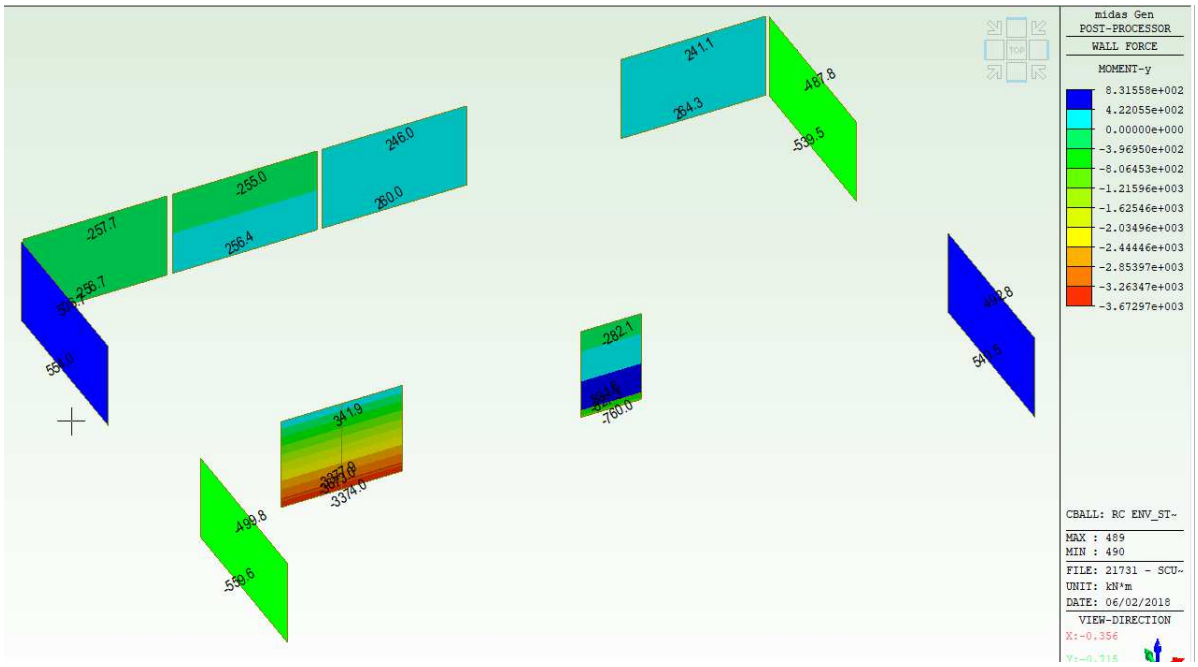
Coefficiente massimo di utilizzo a taglio = 1.44

Alcuni pilastri in calcestruzzo armato non sono verificati a taglio nel piano principale.

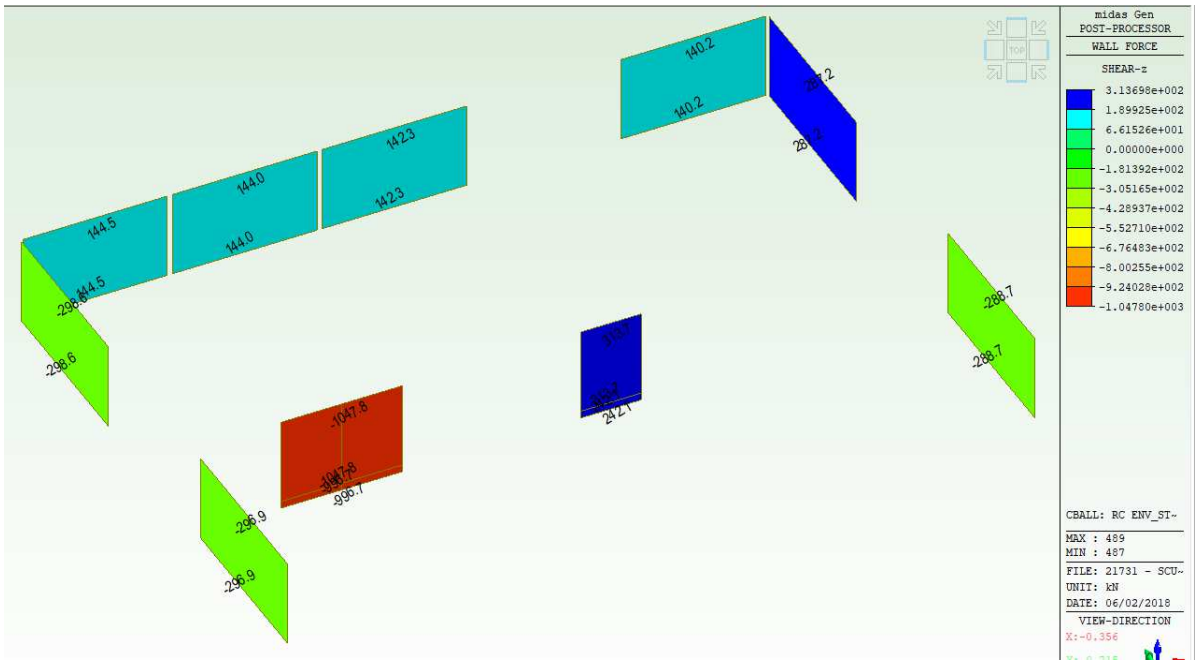
VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DELLE PARETI IN C.A. DELLA STRUTTURA

Le massime sollecitazioni di momento flettente e di taglio agenti sulle pareti in calcestruzzo risultano dai seguenti schemi grafici.

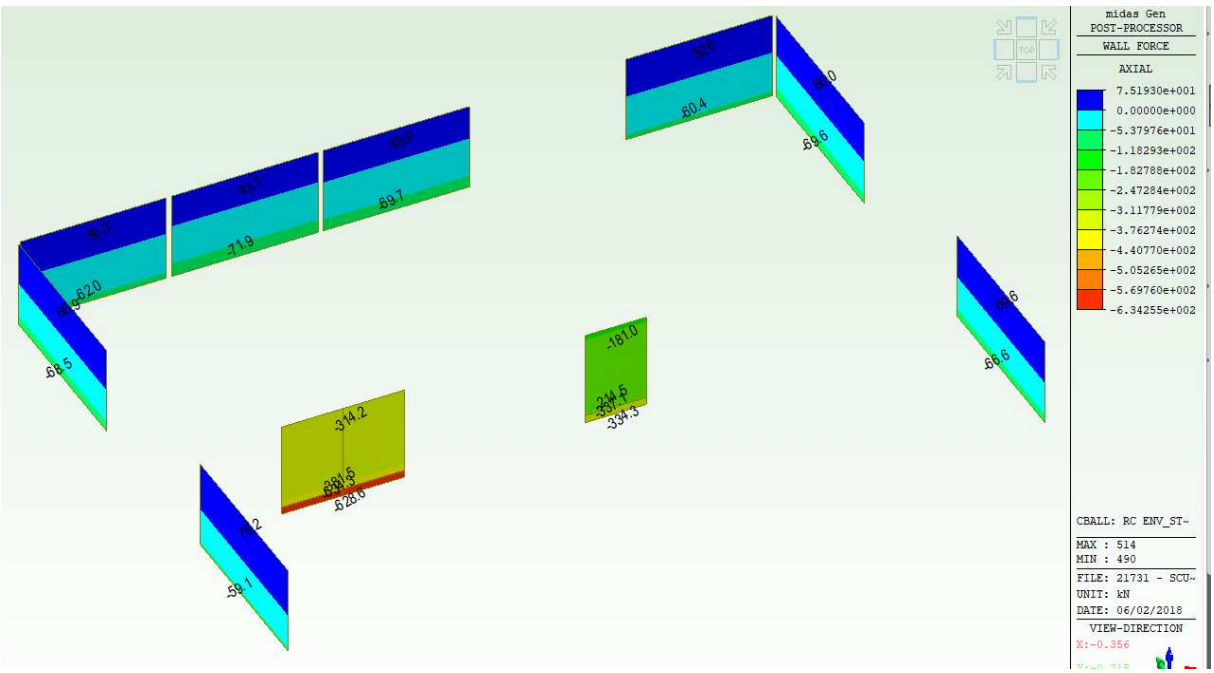
Momento flettente [kNm]



Sforzo di taglio [kN]



Sforzo normale [kN]



Nelle seguenti tabelle si riportano i dettagli delle verifiche effettuate per le sollecitazioni di pressoflessione e di taglio nel piano delle pareti.

I particolari delle armature sono stati ricavati dal progetto strutturale originario dopo averli verificati nel corso delle indagini effettuate sulla struttura, e dopo aver visionato i documenti della Direzione dei Lavori, nonché il Collaudo Statico.

Nelle seguenti tabelle vengono riassunte le verifiche a pressoflessione e taglio delle pareti strutturali in cemento armato.

Eurocode2:04 RC-Wall Checking Result Dialog

Code : EC2:04,NTC2018 (M1) Unit : kN , m

Sorted by: Wall ID + Story / Wall ID (WID) — Sort Result... — Primary Sorting Option: WID / Wall Mark

WID / Story	SEL	Wall Mark		fck / hw	fyk / fyw	CHK	LCB	N_Rdmax / N_Ed	Rat-Ny / Rat-Nz	M_Edy / M_Edz	Rat-My / Rat-Mz	VRdc / Rat-Vc	VRds / Rat-Vs	V_Ed / Rat-V
		Lw	HTw											
1		wM0001		22264.0	334420	NMV	50	12047.6	1.155	3377.87	1.180	223.938	585.102	1047.80
2F		4.8600	3.5500	0.1200	334420			226.587	0.028	4.53173	0.029	4.679	1.791	1.791
2		wM0002		22264.0	334420	*MV	34	6064.84	0.987	831.558	1.009	125.000	291.349	313.698
2F		2.4200	3.5500	0.1200	334420			122.379	0.037	3.40851	0.037	2.510	1.077	1.077
3		wM0003		11111.0	311594	OK	55	7082.40	0.421	499.824	0.425	143.623	314.087	136.002
2F		7.0000	3.5500	0.1000	311594			-57.743	0.129	0.24827	0.127	0.947	0.433	0.947
4		wM0004		11111.0	311594	OK	39	7082.40	0.417	506.696	0.415	0.00000	314.087	298.552
2F		7.0000	3.5500	0.1000	311594			-51.100	0.112	0.16272	0.110	0.000	0.951	0.951
5		wM0005		11111.0	311594	OK	44	7082.40	0.416	492.797	0.408	143.927	314.087	139.911
2F		7.0000	3.5500	0.1000	311594			-52.677	0.115	0.16666	0.116	0.972	0.445	0.972
6		wM0006		11111.0	311594	OK	28	7082.40	0.396	487.848	0.404	143.502	314.087	137.207
2F		7.0000	3.5500	0.1000	311594			-50.117	0.108	0.12512	0.110	0.956	0.437	0.956
7		wM0007		11111.0	311594	OK	35	5876.56	0.309	228.708	0.312	121.503	260.243	119.381
2F		5.8000	3.5500	0.1000	311594			-46.367	0.128	0.31181	0.128	0.983	0.459	0.983
8		wM0008		11111.0	311594	OK	41	5758.12	0.430	254.988	0.426	0.00000	169.158	144.041
2F		5.8000	3.5500	0.1000	311594			-33.259	0.122	0.09910	0.119	0.000	0.852	0.852
9		wM0009		11111.0	311594	OK	41	5876.56	0.309	245.022	0.312	123.376	260.243	121.900
2F		5.8000	3.5500	0.1000	311594			-40.311	0.106	0.17121	0.108	0.988	0.468	0.988
10		wM0010		11111.0	311594	OK	35	5876.56	0.304	241.064	0.310	122.860	260.243	121.232
2F		5.8000	3.5500	0.1000	311594			40.652	0.100	0.01511	0.098	0.987	0.466	0.987

Connect Model View

Select All | Unselect All | Re-calculation

Graphic... | Detail... | Summary... | <<

Draw PM Curve... | Close

Result View Option: All / OK / NG

Copy Table

Eurocode2:04 RC-Wall Checking Result Dialog

Code : EC2:04,NTC2018 (M1) Unit : kN , m

Sorted by: Wall ID + Story / Wall ID (WID) — Sort Result... — Primary Sorting Option: WID / Wall Mark

WID / Story	SEL	Wall Mark		fck	fyk	CHK	LCB	N_Rdmax / N_Ed	Rat-Ny / Rat-Nz	M_Edy / M_Edz	Rat-My / Rat-Mz	VRdc / Rat-Vc	VRds / Rat-Vs	V_Ed / Rat-V
		Lw	HTw	hw	fyw									
2F		4.8600	3.5500	0.1200	334420			226.587	0.028	4.53173	0.029	4.679	1.791	1.791
2	☐	wM0002		22264.0	334420	*MV	34	6064.84	0.987	831.558	1.009	125.000	291.349	313.698
2F		2.4200	3.5500	0.1200	334420			122.379	0.037	3.40851	0.037	2.510	1.077	1.077
3	☐	wM0003		11111.0	311594	OK	55	7082.40	0.421	499.824	0.425	143.623	314.087	136.002
2F		7.0000	3.5500	0.1000	311594			-57.743	0.129	0.24827	0.127	0.947	0.433	0.947
4	☐	wM0004		11111.0	311594	OK	39	7082.40	0.417	506.696	0.415	0.00000	314.087	298.552
2F		7.0000	3.5500	0.1000	311594			-51.100	0.112	0.16272	0.110	0.000	0.951	0.951
5	☐	wM0005		11111.0	311594	OK	44	7082.40	0.416	492.797	0.408	143.927	314.087	139.911
2F		7.0000	3.5500	0.1000	311594			-52.677	0.115	0.16666	0.116	0.972	0.445	0.972
6	☐	wM0006		11111.0	311594	OK	28	7082.40	0.396	487.848	0.404	143.502	314.087	137.207
2F		7.0000	3.5500	0.1000	311594			-50.117	0.108	0.12512	0.110	0.956	0.437	0.956
7	☐	wM0007		11111.0	311594	OK	35	5876.56	0.309	228.708	0.312	121.503	260.243	119.381
2F		5.8000	3.5500	0.1000	311594			-46.367	0.128	0.31181	0.128	0.983	0.459	0.983
8	☐	wM0008		11111.0	311594	OK	41	5758.12	0.430	254.988	0.426	0.00000	169.158	144.041
2F		5.8000	3.5500	0.1000	311594			-33.259	0.122	0.09910	0.119	0.000	0.852	0.852
9	☐	wM0009		11111.0	311594	OK	41	5876.56	0.309	245.022	0.312	123.376	260.243	121.900
2F		5.8000	3.5500	0.1000	311594			-40.311	0.106	0.17121	0.108	0.988	0.468	0.988
10	☐	wM0010		11111.0	311594	OK	35	5876.56	0.304	241.064	0.310	122.860	260.243	121.232
2F		5.8000	3.5500	0.1000	311594			-40.652	0.100	0.01511	0.098	0.987	0.466	0.987

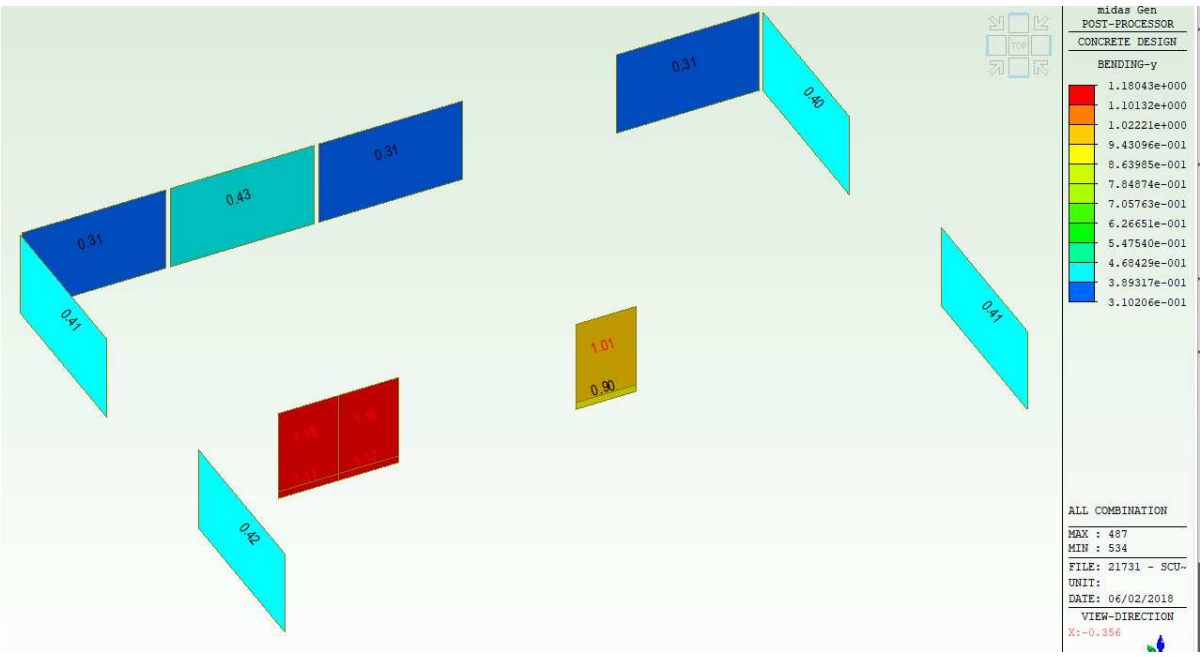
Connect Model View

Select All | Unselect All | Re-calculation | Graphic... | Detail... | Summary... | << | Draw PM Curve... | Close

Result View Option: All / OK / NG — Copy Table

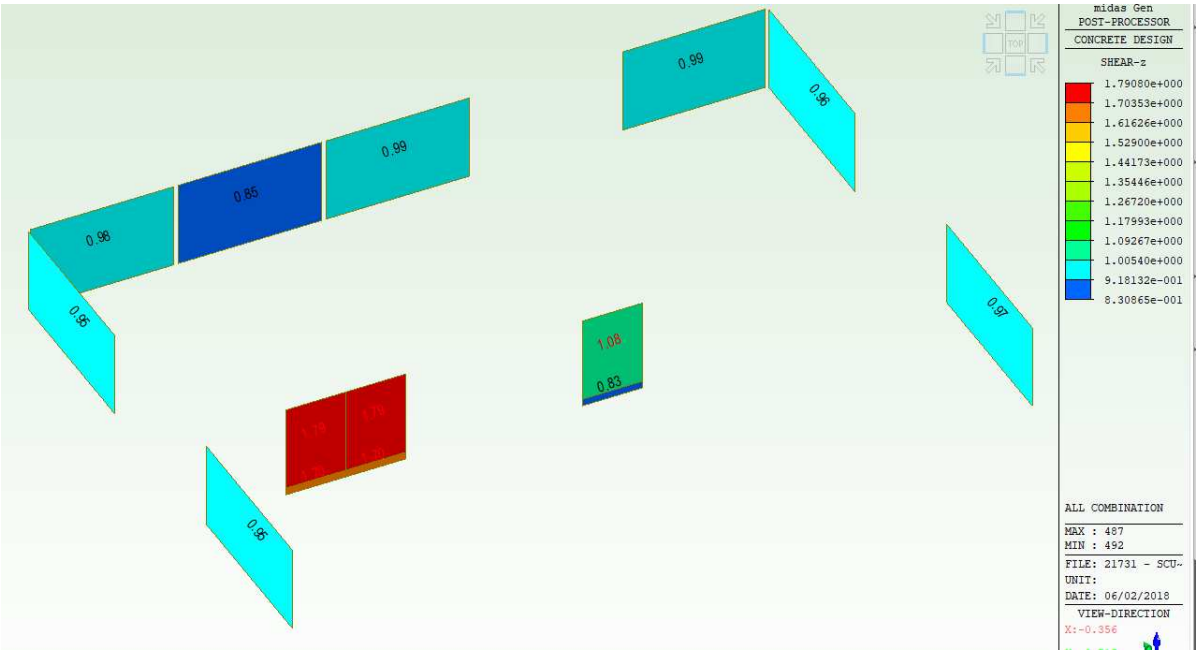
Nelle prossime immagini grafiche si riportano schematicamente i valori dei coefficienti di utilizzo delle pareti per le verifiche di pressoflessione e taglio nel piano della parete.

Coefficienti di utilizzo per la verifica a pressoflessione nel piano delle pareti



Coefficiente massimo di utilizzo a pressoflessione = 1.18

Coefficienti di utilizzo per la verifica a taglio nel piano delle pareti.



Coefficiente massimo di utilizzo a taglio = 1.79

Alcune pareti in calcestruzzo armato non sono verificate a momento flettente e taglio nel proprio piano.

Dalla osservazione dei coefficienti di utilizzo si ricava una discreta carenza di resistenza nella direzione longitudinale del fabbricato mentre nella direzione trasversale i coefficienti di utilizzo sono inferiori al valore unitario che rappresenta la richiesta del terremoto di progetto allo SLV.

VERIFICA DELLE UNIONI TRA ELEMENTI STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO PREFABBRICATO

Si effettuano le verifiche delle principali unioni realizzate tra gli elementi prefabbricati in c.a. Le unioni sono realizzate mediante piastre in acciaio collegate con saldature alle armature degli elementi in c.a. realizzate in stabilimento. Il collegamento tra le piastre dei diversi elementi strutturali è poi garantito da saldature realizzate in opera con cordoni d'angolo.

Nella effettuazione di queste si è preso in considerazione il progetto strutturale originario sia nell'individuazione dei particolari costruttivi che nei dettagli delle verifiche effettuate.

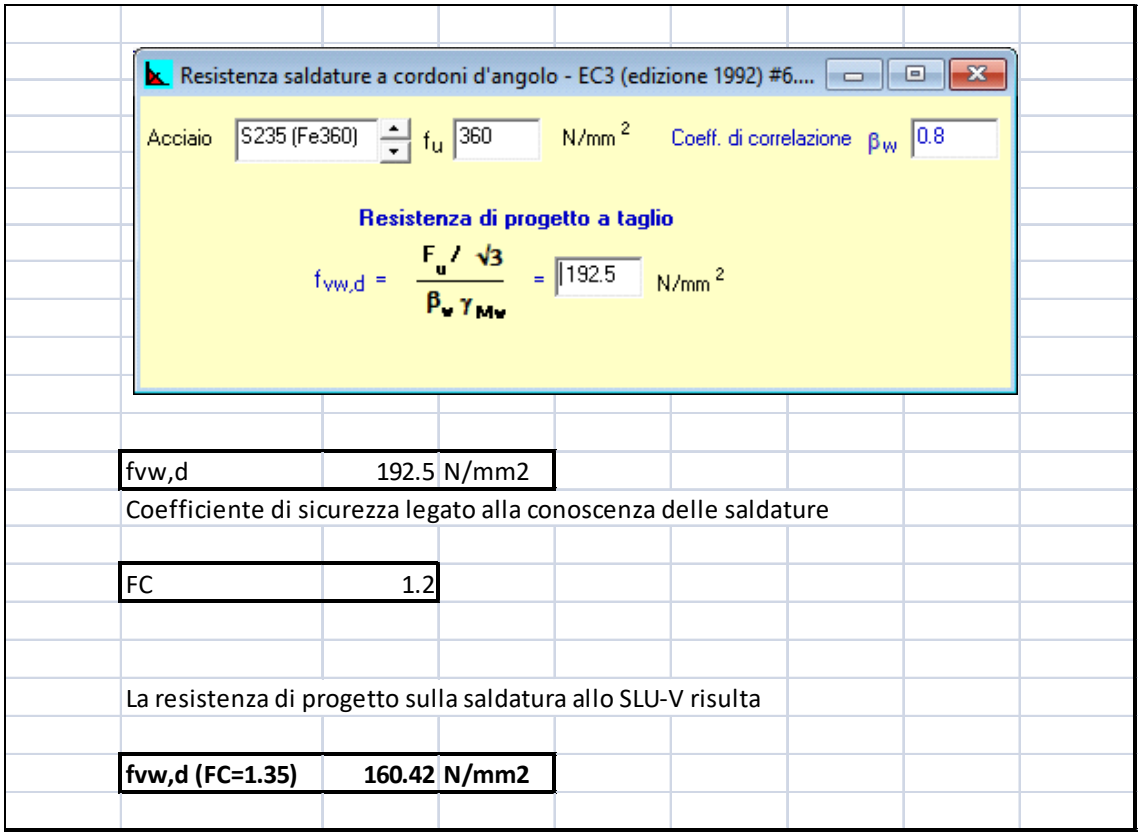
I medesimi particolari costruttivi delle unioni sono stati verificati nel corso della campagna di indagini strutturali effettuate nel corso del 2018 sulle strutture del fabricato scolastico.

Nelle seguenti immagini si riportano le fasi di rilievo effettuate sui collegamenti con piastrine di acciaio saldate fra di loro.

COLLEGAMENTI PILASTRI – SETTI INTERNI DI CONTROVENTO

COLLEGAMENTI SOMMITALI TRA PILASTRI E TRAVI LUNGITUDINALI

Nella seguente tabella si riporta la tensione limite per le saldature in opera a cordoni d'angolo.



Nelle seguenti tabelle si riporta la verifica dei nodi con piastrine di acciaio e saldature a cordoni d'angolo.

Si riporta inoltre il tasso di lavoro della unione rispetto alla tensione limite resistente di progetto delle saldature.

1	**NODO CONTROVENTO - COPERTURA**			
	Taglio agente sul controvento	Ved [C]	1533.50	kN
	Numero di piastre di fissaggio	n	6	
	Sforzo di taglio sul collegamento saldato	Ved (1)	255.58	kN
	Dimensioni della saldatura	a	4	mm
		L	200	mm
	Tensioni sulla saldatura	σ ed	319.48	N/mm2
	Coefficiente massimo di utilizzo della unione	CU	1.99	
2	**NODO CONTROVENTO - PILASTRO**			
	Taglio agente sul controvento	Ved [C]	1533.50	kN
	Taglio agente sul pilastro	Ved [P]	315.22	kN
	Dimensioni della saldatura	a	4	mm
		L	120	mm
	Tensioni sulla saldatura	σ ed	656.71	N/mm2
	Coefficiente massimo di utilizzo della unione	CU	4.09	
3	**NODO PANNELLO DI TAMPONAMENTO - COPERTURA**			
	Taglio agente sul tamponamento	Ved [T]	439.10	kN
	Numero di piastre di fissaggio	n	4	
	Sforzo di taglio sul collegamento saldato	Ved (1)	109.78	kN
	Dimensioni della saldatura	a	4	mm
		L	120	mm
	Tensioni sulla saldatura	σ ed	228.70	N/mm2
	Coefficiente massimo di utilizzo della unione	CU	1.43	
4	**NODO PANNELLO TAMPONAMENTO - PILASTRO**			
	Taglio agente sul temponamento	Ved [T]	439.10	kN
	Taglio agente sul pilastro	Ved [P]	90.26	kN
	Dimensioni della saldatura	a	4	mm
		L	120	mm
	Tensioni sulla saldatura	σ ed	188.04	N/mm2
	Coefficiente massimo di utilizzo della unione	CU	1.17	

Dalle verifiche effettuate sulle strutture risulta che l'elemento maggiormente critico della struttura scolastica sono i nodi strutturali realizzati con saldature in opera tra gli elementi prefabbricati in c.a.

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Nelle seguenti tabelle si effettua la verifica di capacità portante del terreno della fondazione in c.a. allo SLU-V prima degli interventi di adeguamento sismico.

VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLA FONDAZIONE IN C.A.

Nelle prossime tabelle si riporta la verifica di capacità portante dei plinti di fondazione in c.a.

Fondazione a plinto in c.a. a RIVE D'ARCANO			
Dimensioni della trave o del plinto			
Lunghezza in direzione X	**B**	**1.00**	**m**
Lunghezza in direzione Y	**L**	**2.00**	**m**
Altezza della soletta di fondo	**tf**	**0.30**	**m**
Lunghezza bicchiere in X	b	0.00	m
Lunghezza bicchiere in Y	l	0.00	m
Spessore del bicchiere	t	0.00	m
Altezza del bicchiere	h	0.00	m
Altezza totale del plinto	H	0.30	m
Area soletta di fondo	Af	2.00	m^2
Volume plinto	Vol	0.60	m^3
Peso plinto in c.a.	Pp	15.00	kN
Coefficiente moltiplicativo carico permanente	γ_G	1.00	
Sollecitazioni alla base dei pilastri da analisi			
Sforzo normale	N_E	295.30	kN
Momento attorno all'asse X	M_{EX}	275.20	kNm
Momento attorno all'asse Y	M_{EY}	0.00	kNm
Taglio lungo l'asse X	V_{EX}	0.00	kN
Taglio lungo l'asse Y	V_{EY}	83.90	kN
Sollecitazioni alla base del pilastro maggiorate			
Coefficiente di sovraresistenza	γ_{Rd}	1.00	
Sforzo normale	N_{Ed}	295.30	kN
Momento attorno all'asse X	M_{EdX}	275.20	kNm
Momento attorno all'asse Y	M_{EdY}	0.00	kNm
Taglio lungo l'asse X	V_{EdX}	0.00	kN
Taglio lungo l'asse Y	V_{EdY}	0.00	kN
Sollecitazioni di progetto sul terreno			
Peso del plinto di fondazione	Pp	15.00	kN
Sforzo normale	N_{Ed} (t)	310.30	kN
Momento attorno all'asse X	M_{EdX} (t)	275.20	kNm
Momento attorno all'asse Y	M_{EdY} (t)	0.00	kNm
Azione orizzontale risultante	H_{Ed}	0.00	kN
Inclinazione forza risultante	θ	0.00	°
Eccentricità del carico lungo X	ex	0.00	m
Eccentricità del carico lungo Y	ey	0.89	m
Dimensioni efficaci della fondazione			
Lunghezza efficace in direzione X	D'x	1.00	m
Lunghezza efficace in direzione Y	D'y	0.23	m
Dimensione massima area efficace	L	1.00	m
Dimensione minima area efficace	B	0.23	m
PARAMETRI GEOTECNICI			
Peso specifico sopra il piano di posa fondazione	γ_1	22	kN/m^3
Peso specifico sopra il piano di posa fondazione	γ_2	22	kN/m^3
Coesione non drenata	cu	0	MPa
Angolo di attrito interno	ϕ'	36	°
Fattore di sicurezza per la coesione	γ_c	1	
Fattore di sicurezza per il sovraccarico	γ_q	1	
Fattore di sicurezza per l'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1	
Angolo di attrito ridotto	ϕ_r	36.000	°

VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

$$q_{ult} = \frac{c_u}{\gamma_c} N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0{,}5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

θ = inclinazione della forza orizzontale risultante rispetto l'asse o il lato L)

$$\phi_r = arctan(\frac{tan\phi'}{\gamma_{tan\phi'}}) = 29{,}6$$

V = Forza Verticale H = Forza Orizzontale

$B = B_1 - 2e_y$ lato ridotto della fondazione $m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$	$L = L_1 - 2e_x$ lato ridotto della fondazione $m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi_r$	$N_q = e^{\pi \tan\phi_r} \tan^2\left(45 + \frac{\phi_r}{2}\right)$	$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi_{red}$
$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$	$s_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi_r$	$s_\gamma = 1 - \left(0{,}4\frac{B}{L}\right)$
$d_c = 1 + \left(0{,}4\frac{D}{B}\right)$	$d_q = 1 + 2\left(\frac{D}{B}\tan\phi_r(1 - \sin\phi_r)^2\right)$	$d_\gamma = 1$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan\phi_r}$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + LBc_u/\gamma_c \cot\phi_r}\right)^m$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + LBc\cot\phi}\right)^{m+1}$
	$m = m_L(\cos\vartheta)^2 + m_B(\sin\vartheta)^2$	

Coefficienti di portanza					
Nc	Nq	Nγ			
51.95	37.74	56.30			
Fattori di forma					
sc	sq	sγ			
1.164	1.164	0.910			
Fattori di profondità					
dc	dq	dγ			
1.530	1.327	1.000			
Fattori di inclinazione del carico					
i c	i q	i γ	m	mL	mB
1.000	1.000	1.000	1.184	1.184	1.816
Fattori di inclinazione del piano c.					
g c	g q	g γ			
1	1	1			
Fattori di inclinazione del piano posa					
b c	b q	b γ			
1	1	1			
Sovraccarico sul piano fondazione			Profondità da p.c. della fondazione (filo superiore)		
q	38.28	kN/m²	d	1.44 m	

CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO					
1° termine	2° termine	3° termine	**q ult**		
kN/m²	kN/m²	kN/m²	**kN/m²**		
0.000	2233.125	127.422	**2360.547**		
Coefficiente di sicurezza globale			**γR =**	**2.30**	**Approccio 2 (A1+M1+R3)**
Nult kN		**NEd kN**			
232.188	**NO**	**310.300**			
Coefficiente di utilizzo					
1.34					

La capacità portante del terreno non è sufficiente a sopportare i carichi agenti sulle fondazioni a plinto in c.a. nella situazione prima dell'intervento di adeguamento sismico.

9 VERIFICA DELLE STRUTTURE SUCESSIVAMENTE AI LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA DELL'INFANZIA

9.1 CALCOLO DELLA STRUTTURA

L'analisi dalla struttura viene effettuata su modelli di calcolo agli elementi finiti che descrivono il comportamento statico e sismico della struttura dopo gli interventi di adeguamento sismico.

Sono state effettuate analisi sismiche dinamiche lineari con comportamento non dissipativo (q=1.50).

9.1.1 VERIFICA SISMICA DELLA STRUTTURA DOPO GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO

Le principali carenze individuate sulla struttura originaria riguardano principalmente i collegamenti reciproci tra gli elementi prefabbricati che compongono la struttura a livello della copertura e le resistenze al taglio delle strutture di controvento composte dai setti e dai pilastri in c.a..

Dalle analisi strutturali che sono state svolte sull'edificio si è rilevato che il comportamento sismico del medesimo e' condizionato principalmente dalla resistenza al taglio dei setti di controvento in cemento armato e dalla resistenza dei nodi strutturali di collegamento fra i vari elementi della struttura prefabbricata.

Con le opere di adeguamento strutturale previste si andranno a introdurre dei setti di controvento in c.a. disposti lungo il perimetro esterno lungo tutti gli allineamenti longitudinali e trasversali e si andranno a rinforzare i collegamenti tra gli elementi strutturali prefabbricati dell'edificio in maniera da creare delle "catene di collegamento" nelle due direzioni principali in grado di rinforzare i collegamenti nelle due direzioni principali .

Per collegare rigidamente fra di loro gli elementi verranno posizionati degli elementi metallici fissati alle pareti con ancoraggi a barra metallica filettata, controtubi in acciaio e malta espansiva tipo Emaco S e piastre di acciaio.

Per incrementare la resistenza generale del fabbricato verranno introdotti dei nuovi setti in cemento armato realizzati lungo il perimetro esterno. I nuovi setti esterni verranno realizzati su ciascuno degli allineamenti principali nelle due direzioni principali in maniera da poter intercettare le forze sismiche che dagli elementi orizzontali della copertura sono scaricate, agli appoggi, alle strutture verticali. Sempre a questo scopo vengono create delle catene di collegamento con barre filettate e tubolari di acciaio che uniscono rigidamente e per contrasto gli elementi della copertura agli elementi di controvento verticali su ognuno degli allineamenti principali.

Questi setti e le loro fondazioni saranno rigidamente collegate alle strutture esistenti (pareti e pilastri esistenti e fondazioni esistenti) con ancoraggi metallici a barra di acciaio e malta espansiva cementizia di fissaggio tipo "Emaco S".

Le fondazioni a plinto dei nuovi setti esterni verranno collegate fra di loro mediante una platea in c.a. posto all'estradosso dei plinti e a questi rigidamente collegata.

I nuovi setti in cemento armato avranno spessore di 20cm e saranno armati secondo le indicazioni previste nelle vigenti normative sismiche.

Lungo il fonte principale Sud vengono collegati fra di loro le coppie di pilastri 18x120cm che in questo momento sono separati per motivi architettonici non più necessari (passaggio di vecchi pluviali ormai dismessi), il collegamento avverrà mediante nastri di acciaio ad alta resistenza e getti di malta cementizia tipo Emaco, e permetterà di usufruire della capacità di controventamento di entrambi i pilastri invece che di uno solo come avviene ora.

L'INTERVENTO PROPOSTO SI CONFIGURA COME UN INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO

Le fondazioni dei nuovi setti esterni saranno del tipo a plinto di fondazione in c.a. Queste fondazioni saranno collegate rigidamente alle strutture di fondazione esistente mediante delle riprese metalliche posizionate ad interasse regolare. Verrà posizionata una platea in c.a. dello spessore di 30cm a collegamento fra i nuovi plinti di fondazione lungo i due lati Nord e Ovest dell'edificio dove sono posti i nuovi elementi di controvento.

9.1.2 MASSA SISMICA TOTALE DELLA STRUTTURA

Per la struttura si riporta la massa totale utilizzata per la determinazione delle forze sismiche.

Le masse sismiche sono dovute ai pesi propri strutturali e non strutturali ed a quota parte dei carichi accidentali, risultando (G1+G2+0.6xQ):

Story	Level (m)	Nodal Mass (N/g)	Load To Masses (N/g)	Diaphragm Mass (N/g)	Structure Mass (N/g)	Sum (N/g)
Roof	3.8500	0.0000	348313.5835	0.0000	93835.9954	442149.5789
2F	0.3000	0.0000	403205.6700	0.0000	72233.7610	475439.4309
1F	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	24406.0793	24406.0793
	Total	0.0000	751519.2535	0.0000	190475.8356	941995.0891

Ms (X, Y) = 941995 kg (peso sismico: Ws ≅ 9237 kN)

9.1.3 TAGLI SISMICI ALLA BASE

Si riportano i valori dei taglianti sismici totali presenti alla base della struttura ed ottenuti attraverso l'analisi dinamica lineare.

TAGLIANTE SISMICO PER AZIONE SISMICA LUNGO L'ASSE X, Ex [kN]

Story	Level (m)	Spectrum	Inertia Force		Shear Force						Eccentricity (m)	Story Force (kN)	Eccentric Moment (kN*m)
					Spring Reactions		Without Spring		With Spring				
			X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)			
Roof	3.8500	Ex(RS)	2.0465e+003	5.6876e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	1.2500e+000	2.0465e+003	2.5582e+003
2F	0.3000	Ex(RS)	-4.2057e+002	-1.2175e+001	0.0000e+000	0.0000e+000	2.0465e+003	5.6876e+000	2.0465e+003	5.6876e+000	1.1400e+000	4.2057e+002	4.7945e+002
1F	0.0000	Ex(RS)	-1.6391e+003	1.0129e+001	0.0000e+000	0.0000e+000	1.6391e+003	1.0129e+001	1.6391e+003	1.0129e+001	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000

$\mathbf{F_{hb}}$ (X) = 2047 kN

TAGLIANTE SISMICO PER AZIONE SISMICA LUNGO L'ASSE Y, Ey [kN]

Story	Level (m)	Spectrum	Inertia Force		Shear Force						Eccentricity (m)	Story Force (kN)	Eccentric Moment (kN*m)
					Spring Reactions		Without Spring		With Spring				
			X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)			
Roof	3.8500	Ey(RS)	5.8836e+000	2.0228e+003	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	1.6350e+000	2.0228e+003	3.3074e+003
2F	0.3000	Ey(RS)	-3.7316e+001	-1.6671e+003	0.0000e+000	0.0000e+000	5.8836e+000	2.0228e+003	5.8836e+000	2.0228e+003	1.5000e+000	1.6671e+003	2.5007e+003
1F	0.0000	Ey(RS)	3.2849e+001	-3.8464e+002	0.0000e+000	0.0000e+000	3.2849e+001	3.8464e+002	3.2849e+001	3.8464e+002	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000

$\mathbf{F_{hb}}$ (Y) = 2023 kN

9.1.4 TRIDIMENSIONALITA' DELL'AZIONE SISMICA E ECCENTRICITA' ACCIDENTALE

Per tener conto della tridimensionalità dell'azione sismica si considera una combinazione in qui i massimi valori della risposta sismica in ciascuna direzione (X e Y), applicata separatamente, sono combinati con il 30% dei massimi ottenuti per le azioni nelle altre direzioni.

Le combinazioni utilizzate nall'analisi saranno del tipo:

$$E = E_{Ex} + 0.3E_{Ey}$$

$$E = 0.3E_{Ex} + E_{Ey}$$

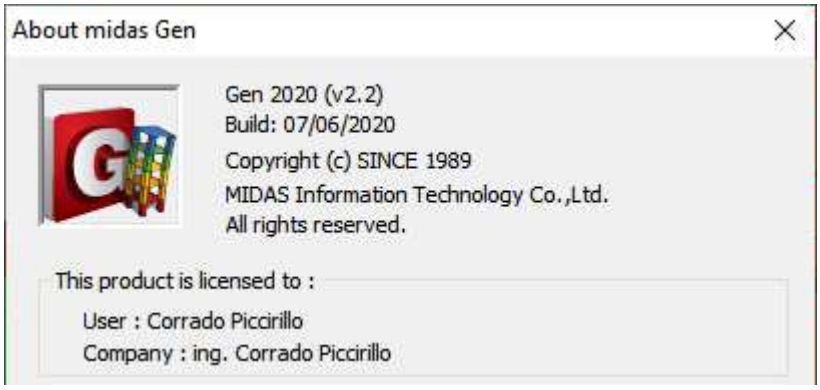
Si tiene conto anche dell'eccentricità accidentale pari a +/- 5% dei lati delle zone di solaio.

$$e_i = \pm 0.05 L_i$$

Essendo e_i l'eccentricità accidentale della massa del piano primo e L_i la dimensione, fra le due del piano Lx e Ly, che risulta perpendicolare alla direzione della azione sismica E.

9.2 CALCOLO DELLA STRUTTURA SCOLASTICA

Per il calcolo statico e sismico della struttura scolastica viene utilizzata una modellazione agli elementi finiti utilizzando il programma di calcolo automatico Midas GEN 2020 (v2.2).



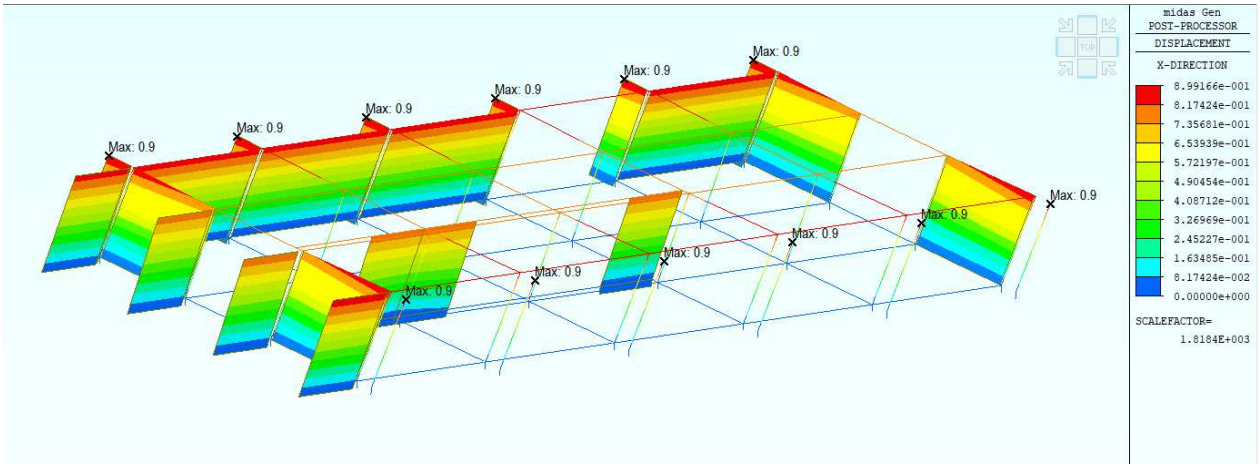
L'analisi dalla struttura viene effettuata su modelli di calcolo agli elementi finiti che descrivono il comportamento statico e sismico della struttura.

Sono state effettuate analisi statiche e sismiche dinamiche lineari.

9.2.1 DEFORMAZIONI ORIZZONTALI ALLO SLU-V

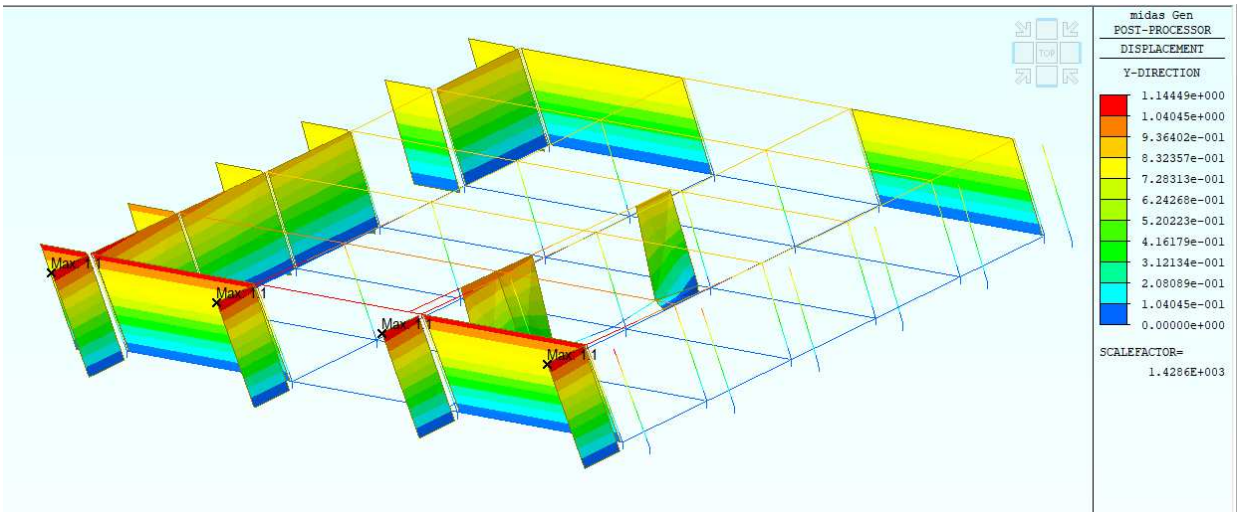
Per le Combinazione dei Carichi di Inviluppo allo SLU-V si riportano gli andamenti delle massime deformazioni presenti sulla struttura ed ottenute utilizzando uno **spettro di risposta elastico** (con **q = 1.0**).

9.2.1.1 MASSIMI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI (X) ALLO SLU-V [mm]



dEx,max = 0.90 mm

9.2.1.2 MASSIMI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI (Y) ALLO SLU-V [mm]

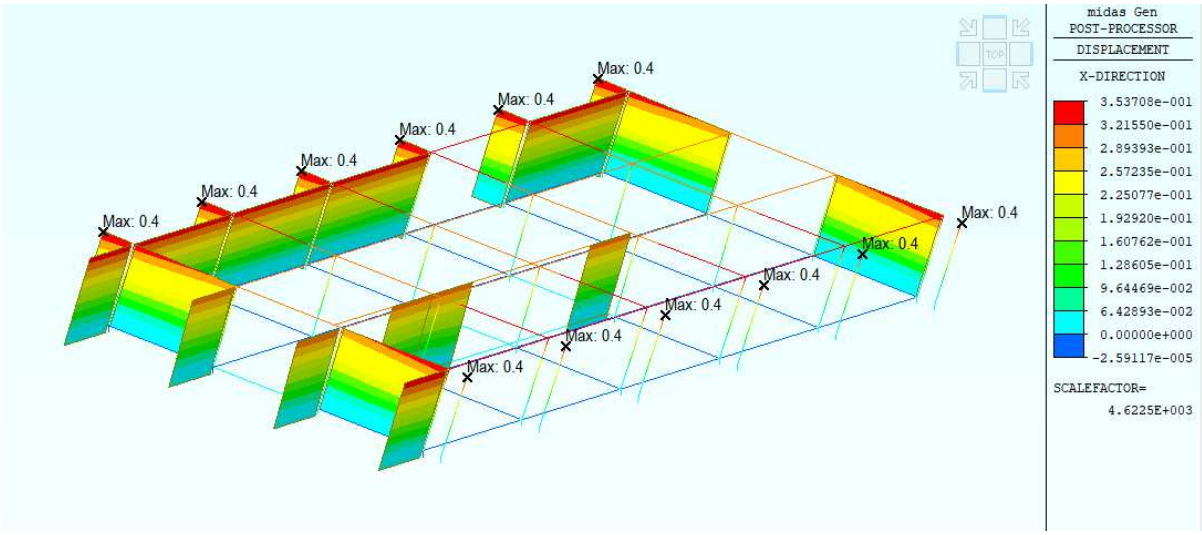


dEy,max = 1.10 mm

9.2.2 DEFORMAZIONI ORIZZONTALI ALLO SLD

Per le Combinazione dei Carichi di Inviluppo allo SLD si riportano gli andamenti delle massime deformazioni presenti sulla struttura.

9.2.2.1 MASSIMI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI (X) ALLO SLD [mm]



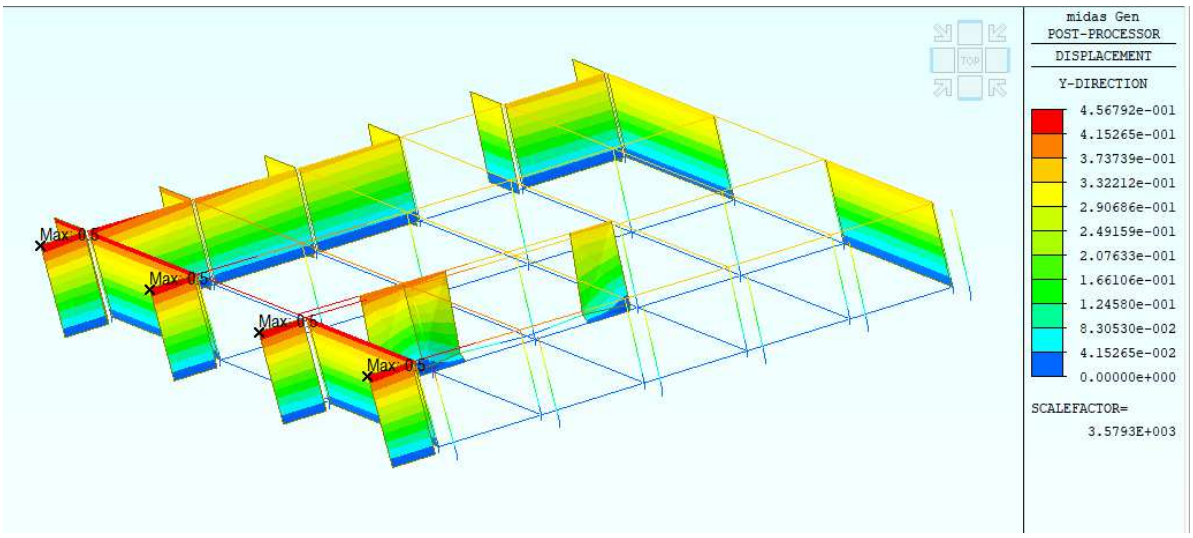
dDx,max = 0.40 mm

Il massimo spostamento di interpiano è presente al piano terra ed è pari a:

$$d_{r,\max} = 0.40mm < 0.005 \cdot h = 0.005 \cdot 3550 = 17.75mm$$

Verifica soddisfatta allo SLD e allo SLO dove il limite dello spostamento diventa 2/3x17.75=11.83mm.

9.2.2.2 MASSIMI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI (Y) ALLO SLD [mm]



dDy,max = 0.50 mm

Il massimo spostamento di interpiano è presente al piano terra ed è pari a:

$$d_{r,\max} = 0.50mm < 0.005 \cdot h = 0.005 \cdot 3550 = 17.75mm$$

Verifica soddisfatta allo SLD e allo SLO dove il limite dello spostamento diventa 2/3x17.75=11.83mm.

Le verifiche sugli spostamenti di interpiano sono soddisfatte per le sollecitazioni sismiche allo SLD e allo SLO.

9.2.3 ANALISI DINAMICA MODALE DEL FABBRICATO

Il tipo di analisi sismica utilizzata nel calcolo della struttura è:

ANALISI LINEARE DINAMICA CON SPETTRO DI RISPOSTA

9.2.3.1 PRINCIPALI RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA MODALE

Le masse partecipanti relative ai modi propri di vibrare considerati risultano:

EIGENVALUE ANALYSIS				
Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance
1	88.2273	14.0418	0.0712	0.0000e+000
2	93.9327	14.9498	0.0669	0.0000e+000
3	97.2862	15.4836	0.0646	0.0000e+000
4	234.7174	37.3564	0.0268	0.0000e+000
5	234.8945	37.3846	0.0267	0.0000e+000
6	235.8784	37.5412	0.0266	0.0000e+000
7	680.3892	108.2873	0.0092	0.0000e+000
8	778.0163	123.8251	0.0081	0.0000e+000
9	838.0593	133.3813	0.0075	0.0000e+000
10	844.8905	134.4685	0.0074	0.0000e+000
11	866.1087	137.8455	0.0073	0.0000e+000
12	1329.5029	211.5970	0.0047	0.0000e+000
13	1329.5029	211.5970	0.0047	0.0000e+000
14	1329.5029	211.5970	0.0047	0.0000e+000
15	1329.5029	211.5970	0.0047	0.0000e+000
16	1329.5029	211.5970	0.0047	0.0000e+000
17	1329.5044	211.5972	0.0047	0.0000e+000
18	1477.4852	235.1491	0.0043	0.0000e+000
19	1644.3513	261.7066	0.0038	0.0000e+000
20	1746.9952	278.0429	0.0036	0.0000e+000
21	1929.7246	307.1252	0.0033	0.0000e+000
22	2181.7618	347.2382	0.0029	0.0000e+000
23	2656.7718	422.8384	0.0024	0.0000e+000
24	2656.7718	422.8384	0.0024	0.0000e+000
25	2656.7718	422.8384	0.0024	0.0000e+000

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0000	0.0000	82.4545	82.4545	0.0000	0.0000	0.0008	0.0008	0.0000	0.0000	1.3447	1.3447
2	84.8479	84.8479	0.0024	82.4569	0.0000	0.0000	0.0000	0.0008	0.0074	0.0074	0.0003	1.3450
3	0.1124	84.9603	2.1013	84.5582	0.0000	0.0000	0.0000	0.0009	0.0005	0.0079	86.4209	87.7659
4	0.0000	84.9603	2.7902	87.3484	0.0000	0.0000	18.5739	18.5747	0.0000	0.0079	0.6906	88.4565
5	0.0001	84.9604	0.7331	88.0815	0.0000	0.0000	4.8806	23.4553	0.0000	0.0079	0.0889	88.5454
6	0.0000	84.9604	0.3711	88.4526	0.0000	0.0000	2.4717	25.9270	0.0000	0.0079	0.4802	89.0256
7	1.4714	86.4318	0.0000	88.4526	0.0000	0.0000	0.0000	25.9270	9.4081	9.4160	0.0851	89.1106
8	0.9441	87.3758	0.0000	88.4526	0.0000	0.0000	0.0002	25.9271	6.0373	15.4532	0.0523	89.1629
9	1.0159	88.3917	0.0000	88.4526	0.0000	0.0000	0.0000	25.9271	7.0508	22.5041	0.0587	89.2216
10	1.6757	90.0674	0.0000	88.4526	0.0000	0.0000	0.0000	25.9271	12.7840	35.2880	0.0966	89.3182
11	0.0004	90.0679	0.0000	88.4526	0.0000	0.0000	0.0000	25.9271	0.0032	35.2912	0.0000	89.3182
12	0.0000	90.0679	0.0000	88.4526	0.0000	0.0000	0.0000	25.9271	0.0000	35.2912	0.0000	89.3182
13	0.0000	90.0679	0.0000	88.4526	0.0000	0.0000	0.0000	25.9271	0.0000	35.2912	0.0000	89.3182
14	0.0000	90.0679	0.0000	88.4526	0.0000	0.0000	0.0000	25.9271	0.0000	35.2912	0.0000	89.3182
15	0.0000	90.0679	0.0000	88.4526	0.0000	0.0000	0.0000	25.9271	0.0000	35.2912	0.0000	89.3182
16	0.0000	90.0679	0.0000	88.4526	0.0000	0.0000	0.0000	25.9271	0.0000	35.2912	0.0000	89.3182
17	1.1916	91.2595	0.0000	88.4526	0.0000	0.0000	0.0000	25.9271	7.7575	43.0487	1.1264	90.4447
18	1.8804	93.1399	0.0000	88.4526	0.0000	0.0000	0.0000	25.9271	12.8363	55.8850	0.1087	90.5534
19	0.8483	93.9881	0.0000	88.4526	0.0000	0.0000	0.0000	25.9271	5.6789	61.5640	0.0490	90.6023
20	0.0000	93.9881	1.4694	89.9221	0.0000	0.0000	9.3942	35.3213	0.0000	61.5640	0.0426	90.6450
21	0.0000	93.9881	1.3075	91.2295	0.0000	0.0000	8.3653	43.6866	0.0000	61.5640	0.5722	91.2172
22	0.0000	93.9881	0.9421	92.1717	0.0000	0.0000	6.0232	49.7098	0.0000	61.5640	1.2521	92.4693
23	0.0000	93.9881	0.0000	92.1717	0.0000	0.0000	0.0000	49.7098	0.0000	61.5640	0.0000	92.4693
24	0.0000	93.9881	0.0000	92.1717	0.0000	0.0000	0.0000	49.7098	0.0000	61.5640	0.0000	92.4693
25	0.0000	93.9881	0.0000	92.1717	0.0000	0.0000	0.0000	49.7098	0.0000	61.5640	0.0000	92.4693

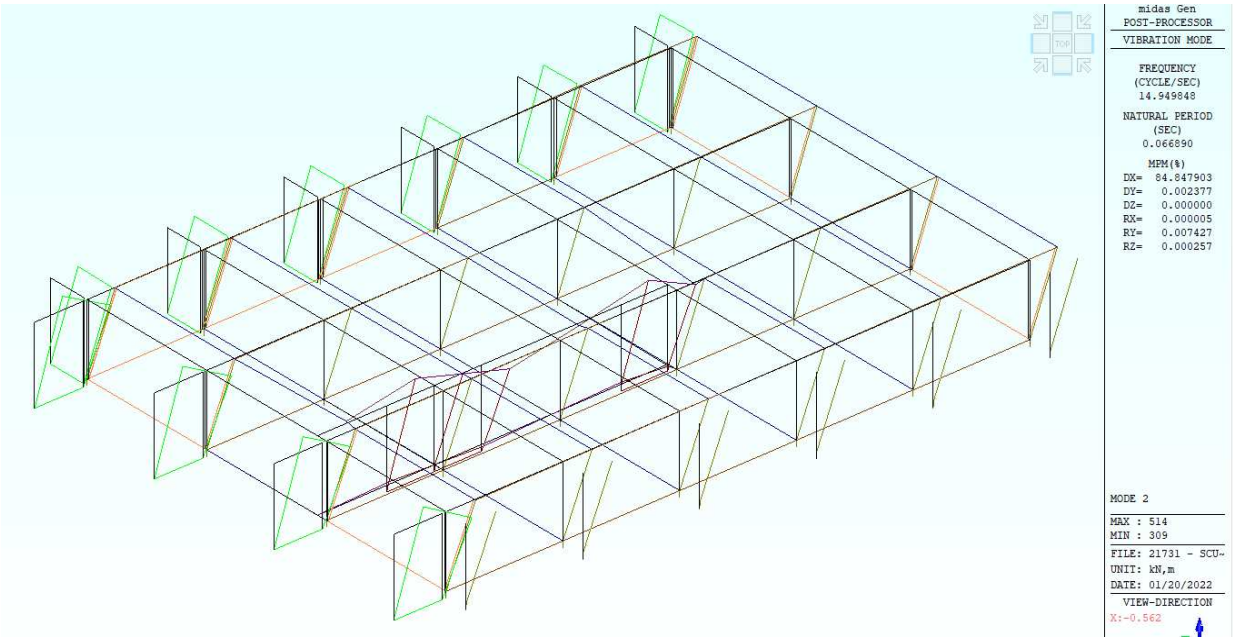


Figura 6 Modo di vibrare più significativo lungo l'asse X.

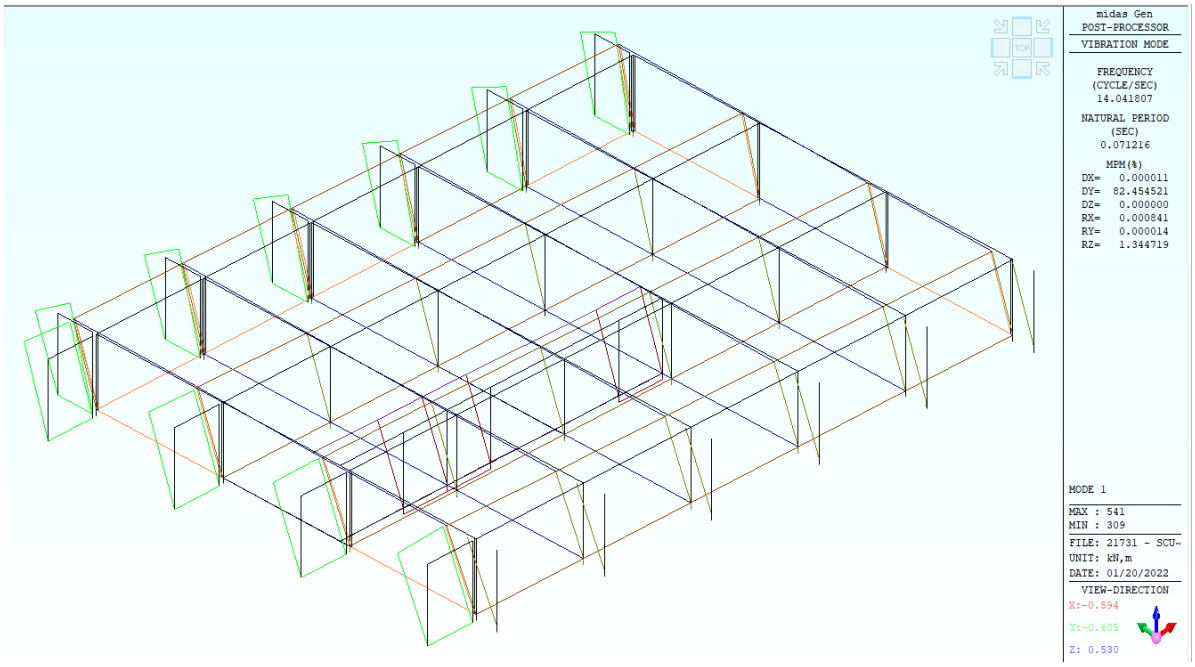


Figura 7 Modo di vibrare più significativo lungo l'asse Y.

9.2.3.2 TIPO DI COMBINAZIONE MODALE E TRIDIMENSIONALITA' DELL'AZIONE SISMICA

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, e per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti sulla struttura si è utilizzata una combinazione quadratica completa (CQC), secondo l'espressione:

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

con:

Ej valore dell'effetto al modo j;

ρij coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con la formula:

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

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j;

βij è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi (βij = Tj /Ti).

Per tener conto della tridimensionalità dell'azione sismica si considera una combinazione in qui i massimi valori della risposta sismica in ciascuna direzione (X e Y), applicata separatamente, sono combinati con il 30% dei massimi ottenuti per le azioni nelle altre direzioni.

Le combinazioni utilizzate saranno del tipo:

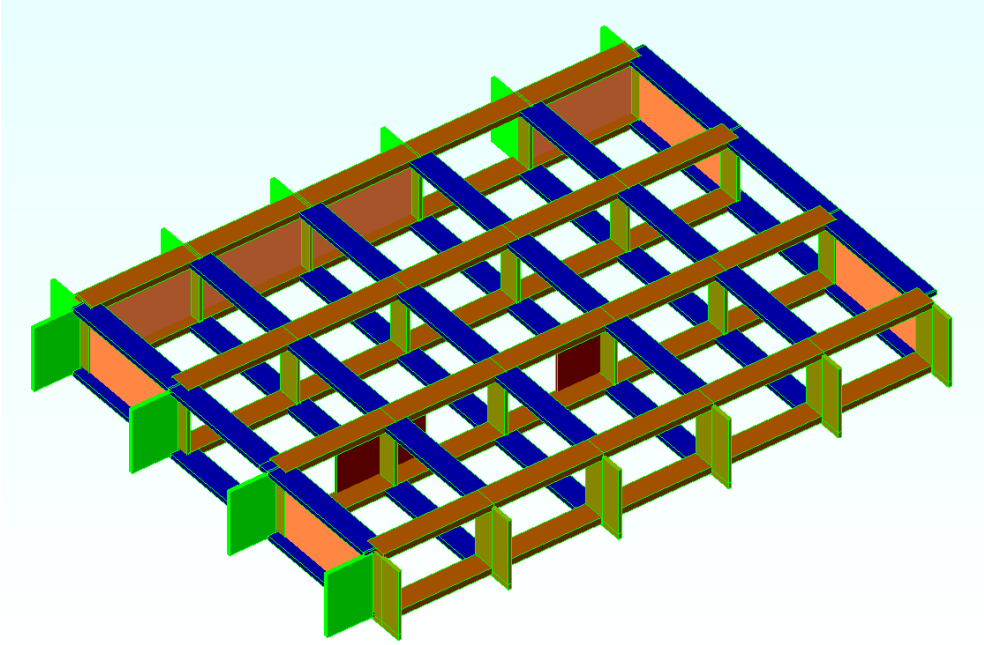
$$E = E_{Ex} + 0.3E_{Ey}$$

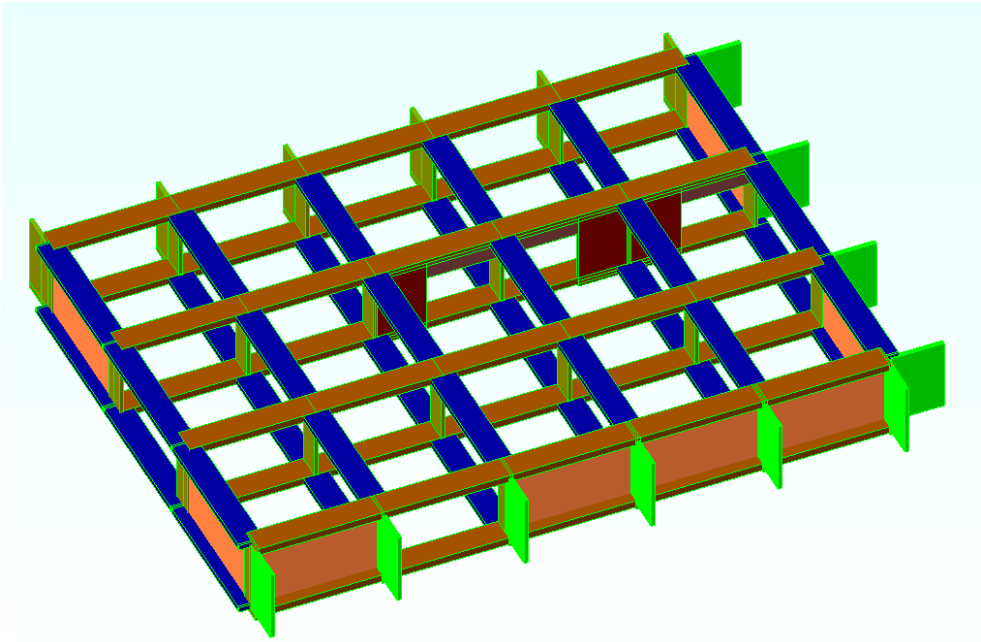
$$E = 0.3E_{Ex} + E_{Ey}$$

9.3 VERIFICA DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI DI NUOVA REALIZZAZIONE

Per il calcolo statico e sismico della struttura scolastica viene utilizzata una modellazione agli elementi finiti utilizzando il programma di calcolo automatico Midas GEN 2020 (v2.2).

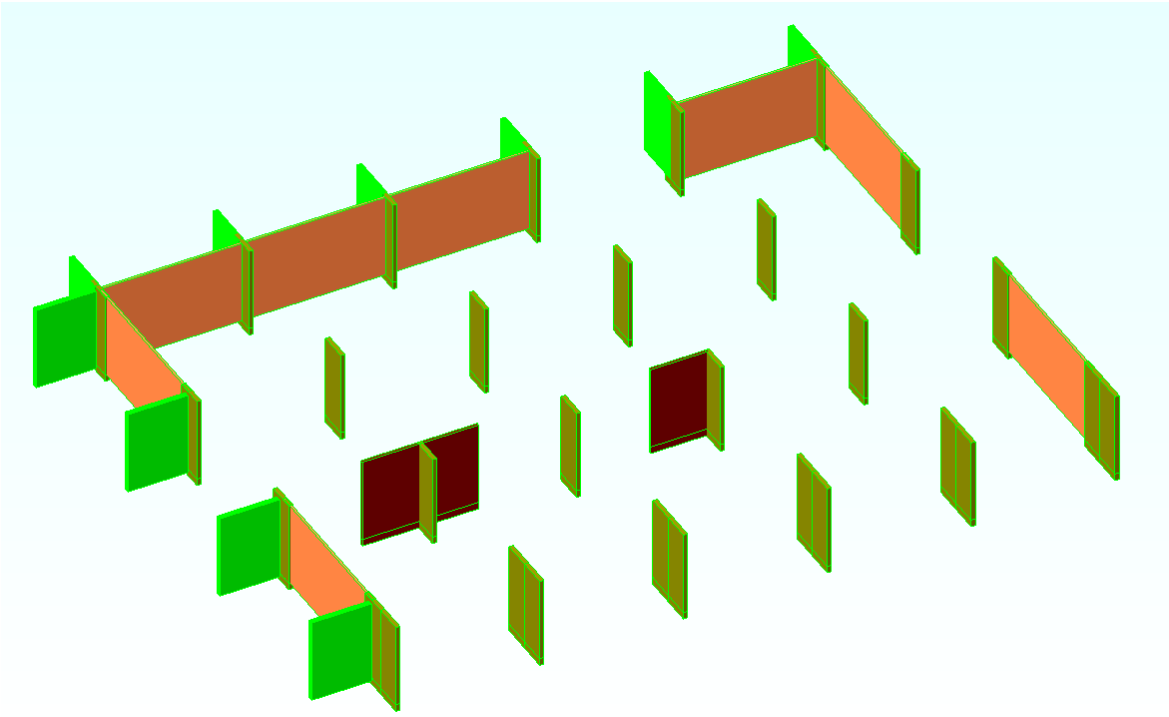
Per la verifica della scuola nella situazione dopo l'intervento di adeguamento sismico si utilizza un nuovo modello di calcolo dove sono stati introdotti i setti in cemento armato lungo due lati del perimetro esterno della struttura. Questi setti fungono da contrafforti esterni che vanno ad aumentare la resistenza sismica del fabbricato e che verranno rigidamente collegati alle strutture portanti esistenti (fondazioni, elementi verticali e elementi della copertura).

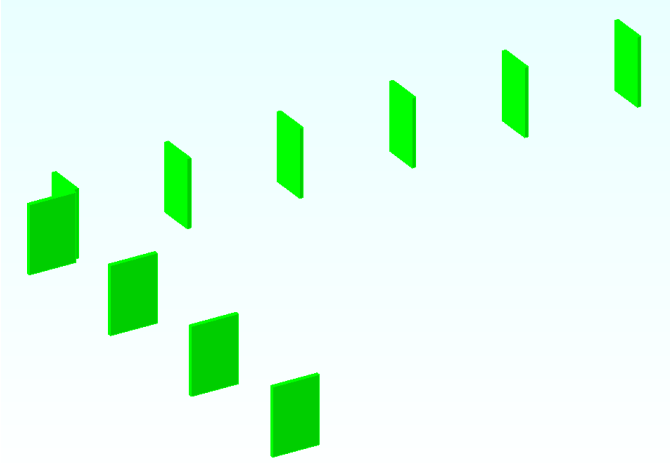


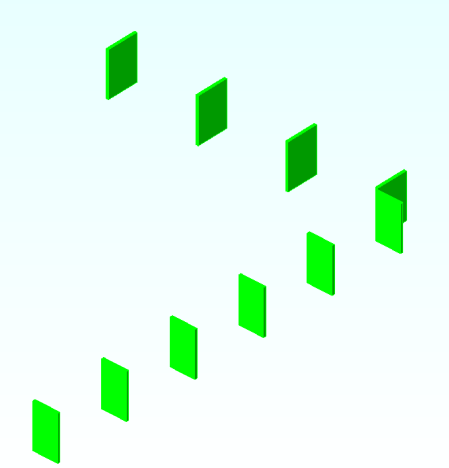


9.3.1 VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DEI NUOVI SETTI IN C.A. DI CONTROVENTO (CONTRAFFORTI ESTERNI)

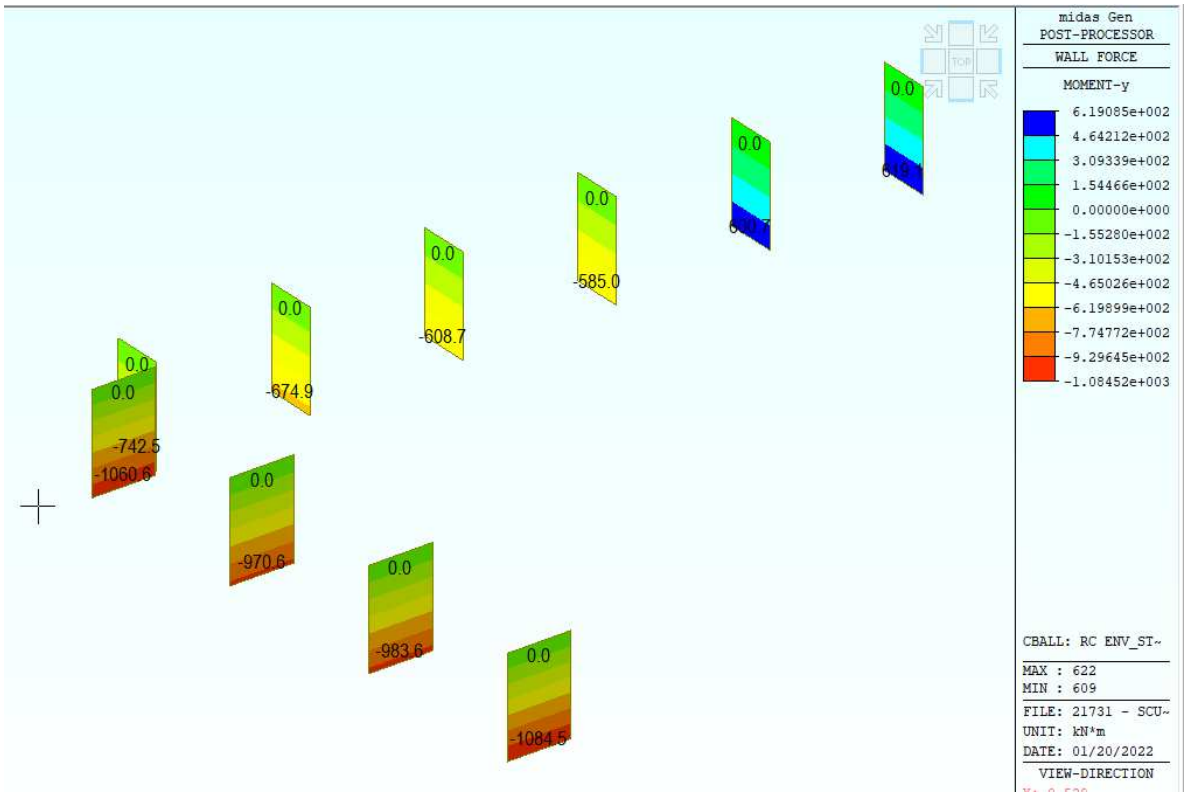
Nelle seguenti tabelle si riportano i dettagli delle verifiche effettuate per le sollecitazioni di pressoflessione e di taglio nel piano dei nuovi setti in c.a. introdotti per adeguare sismicamente la struttura esistente e disposti lungo due lati del perimetro esterno del fabbricato scolastico.



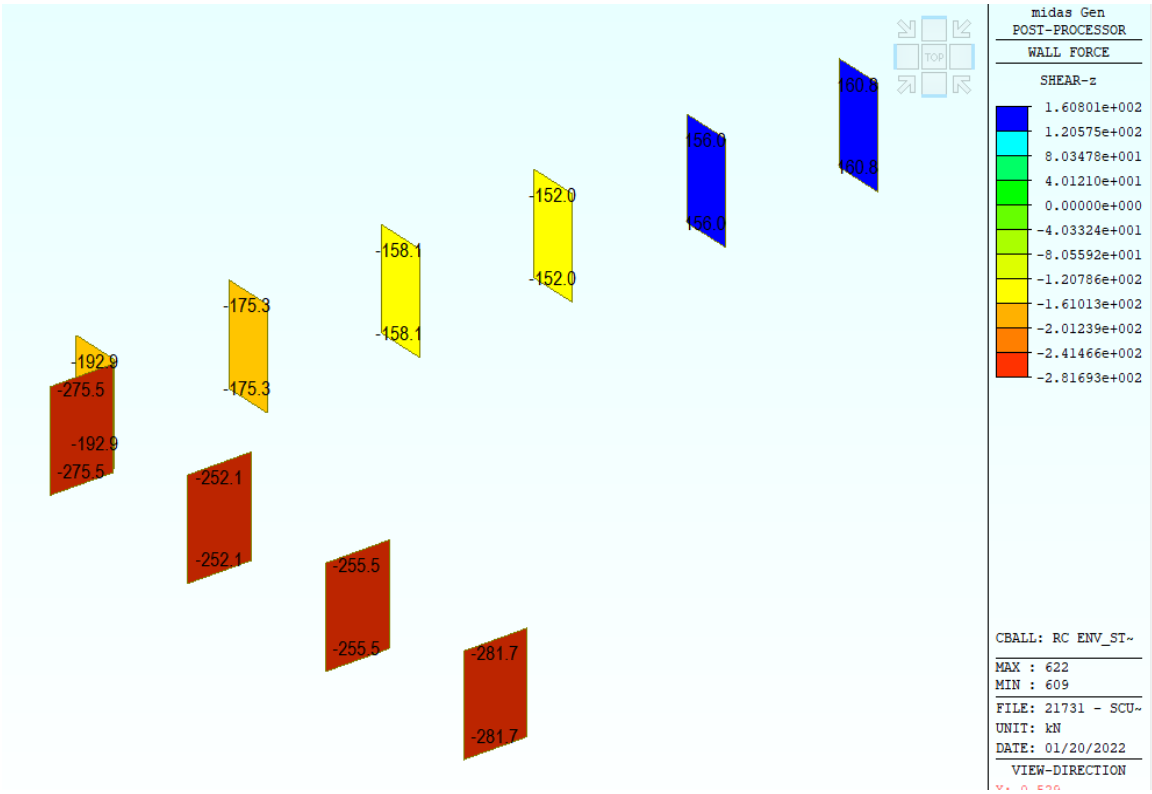




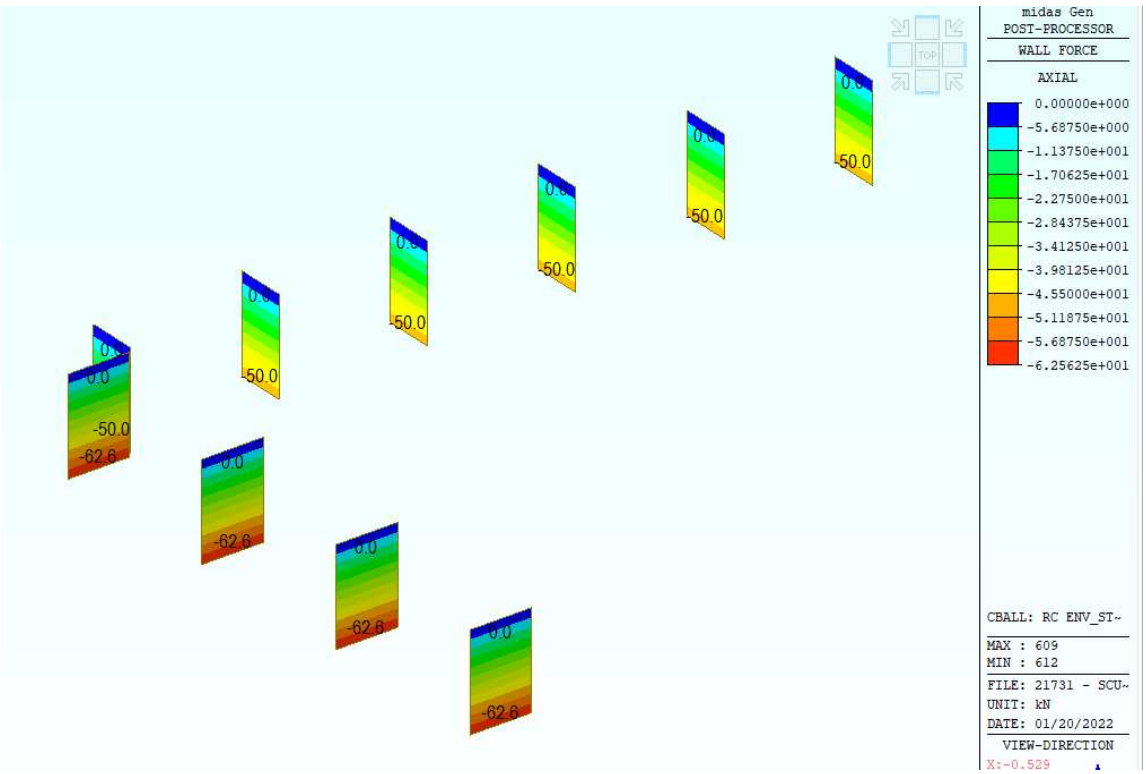
Momento flettente [kNm]



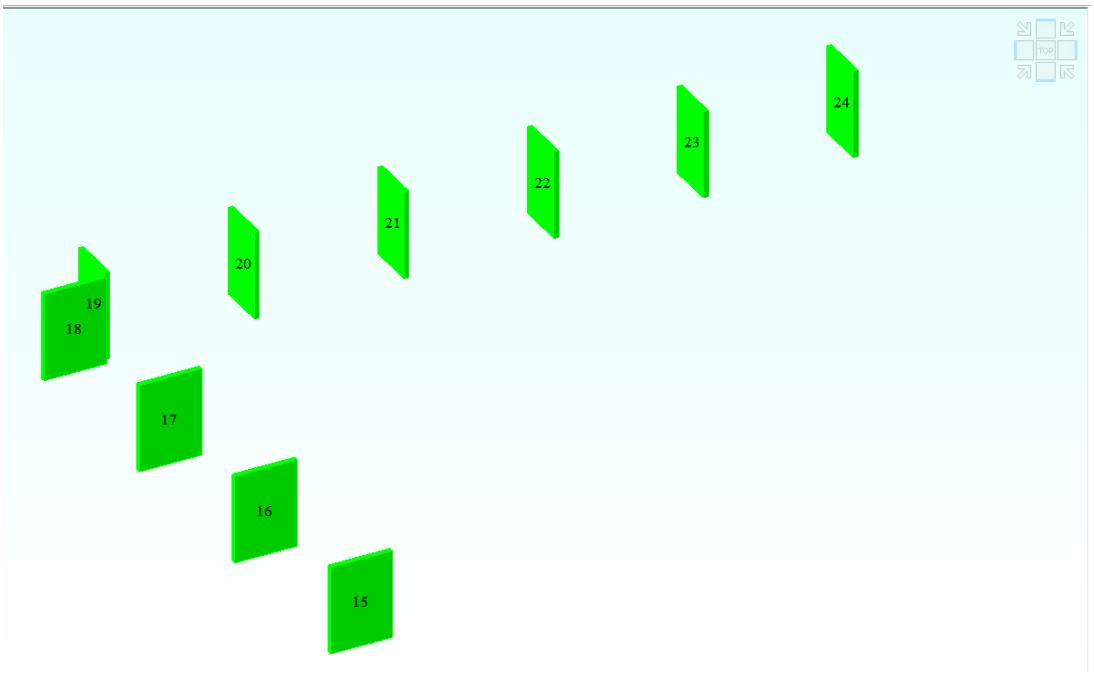
Sforzo di taglio [kN]



Sforzo normale [kN]



Si riporta ora la verifica dei nuovi setti in c.a. a pressoflessione e sforzo di taglio nel loro piano.



Eurocode2:04 RC-Wall Checking Result Dialog

Code : EC2:04,NTC2018 (M1) Unit : kN , m

Sorted by: Wall ID + Story / Wall ID (WID) — Sort Result... — Primary Sorting Option: WID / Wall Mark

WID / Story	SEL	Wall Mark		fck / hw	fyk / fyw	CHK	LCB	N_Rdmax / N_Ed	Rat-Ny / Rat-Nz	M_Edy / M_Edz	Rat-My / Rat-Mz	VRdc / Rat-Vc	VRds / Rat-Vs	V_Ed / Rat-V
		Lw	HTw											
15		wM0015		32000.0	450000	OK	50	10438.4	0.647	1084.52	0.641	171.621	1251.98	141.512
1F		2.5000	3.8500	0.2000	450000			48.1250	0.013	3.51198	0.012	0.825	0.113	0.825
16		wM0016		32000.0	450000	OK	50	10438.4	0.570	983.606	0.578	171.621	1251.98	97.7016
1F		2.5000	3.8500	0.2000	450000			48.1250	0.013	3.51198	0.012	0.569	0.078	0.569
17		wM0017		32000.0	450000	OK	41	10438.4	0.570	970.590	0.571	171.621	1251.98	93.9031
1F		2.5000	3.8500	0.2000	450000			48.1250	0.011	3.21542	0.011	0.547	0.075	0.547
18		wM0018		32000.0	450000	OK	41	10438.4	0.619	1060.65	0.626	171.621	1251.98	136.282
1F		2.5000	3.8500	0.2000	450000			48.1250	0.011	3.21542	0.011	0.794	0.109	0.794
19		wM0019		32000.0	450000	OK	55	8507.19	0.620	737.371	0.609	147.041	1001.58	144.460
1F		2.0000	3.8500	0.2000	450000			38.5000	0.006	0.77000	0.006	0.982	0.144	0.982
20		wM0020		32000.0	450000	OK	39	8507.19	0.567	674.898	0.555	147.041	1001.58	146.371
1F		2.0000	3.8500	0.2000	450000			38.5000	0.006	0.77000	0.006	0.995	0.146	0.995
21		wM0021		32000.0	450000	OK	55	8507.19	0.503	606.571	0.496	147.041	1001.58	50.4254
1F		2.0000	3.8500	0.2000	450000			38.5000	0.006	0.77000	0.006	0.343	0.050	0.343
22		wM0022		32000.0	450000	OK	44	8507.19	0.484	584.398	0.477	147.041	1001.58	143.813
1F		2.0000	3.8500	0.2000	450000			38.5000	0.008	1.56403	0.008	0.978	0.144	0.978
23		wM0023		32000.0	450000	OK	44	8507.19	0.484	600.690	0.491	147.041	1001.58	132.074
1F		2.0000	3.8500	0.2000	450000			38.5000	0.008	1.56403	0.008	0.898	0.132	0.898
24		wM0024		32000.0	450000	OK	44	8507.19	0.503	619.085	0.507	147.041	1001.58	121.043
1F		2.0000	3.8500	0.2000	450000			38.5000	0.008	1.56403	0.008	0.823	0.121	0.823

Connect Model View

Select All | Unselect All | Re-calculation

Graphic... | Detail... | Summary... | <<

Draw PM Curve... | Close

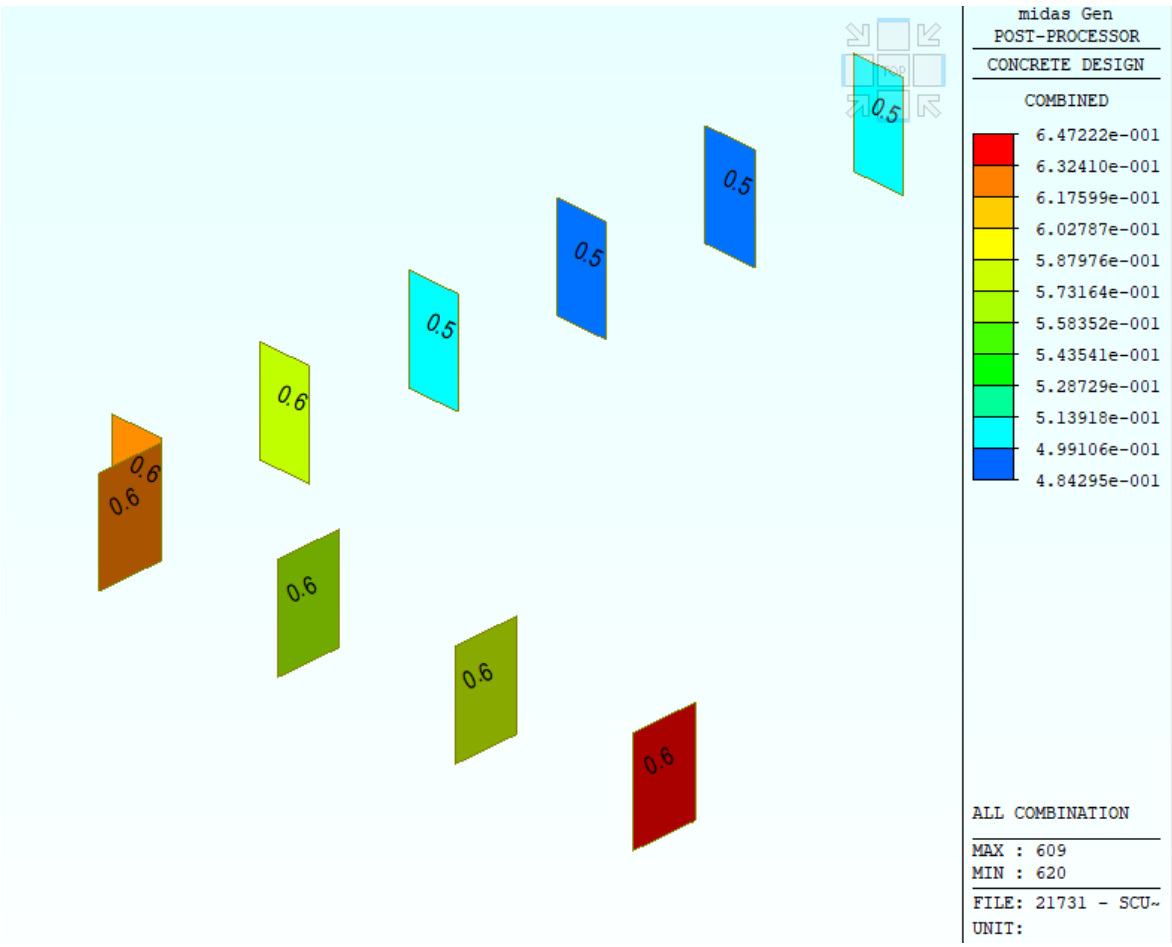
Result View Option: All / OK / NG

Copy Table

I setti in cemento armato sono verificati per le sollecitazioni di pressoflessione e di taglio nel loro piano.

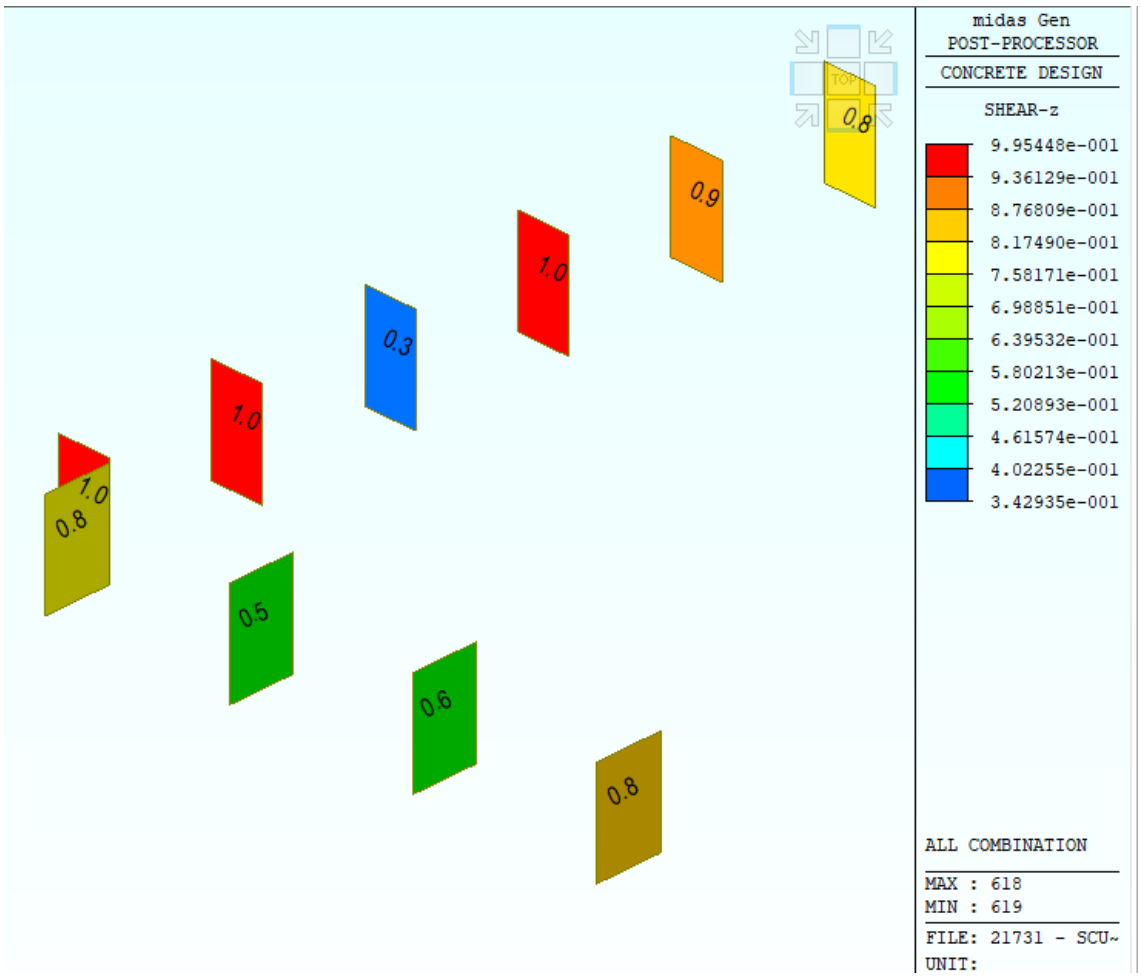
Nelle prossime immagini grafiche si riporta schematicamente i valori dei coefficienti di utilizzo delle pareti per le verifiche di pressoflessione e taglio nel piano dei nuovi setti di controvento.

Coefficienti di utilizzo per la verifica a pressoflessione nel piano delle pareti



Coefficiente massimo di utilizzo a pressoflessione = 0.60

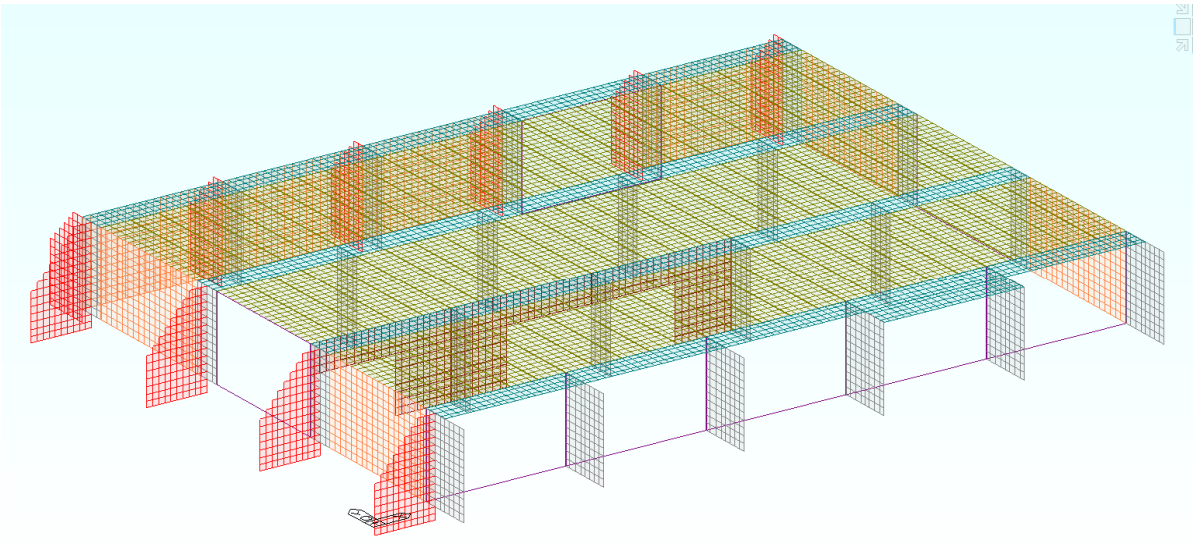
Coefficienti di utilizzo per la verifica a taglio nel piano delle pareti

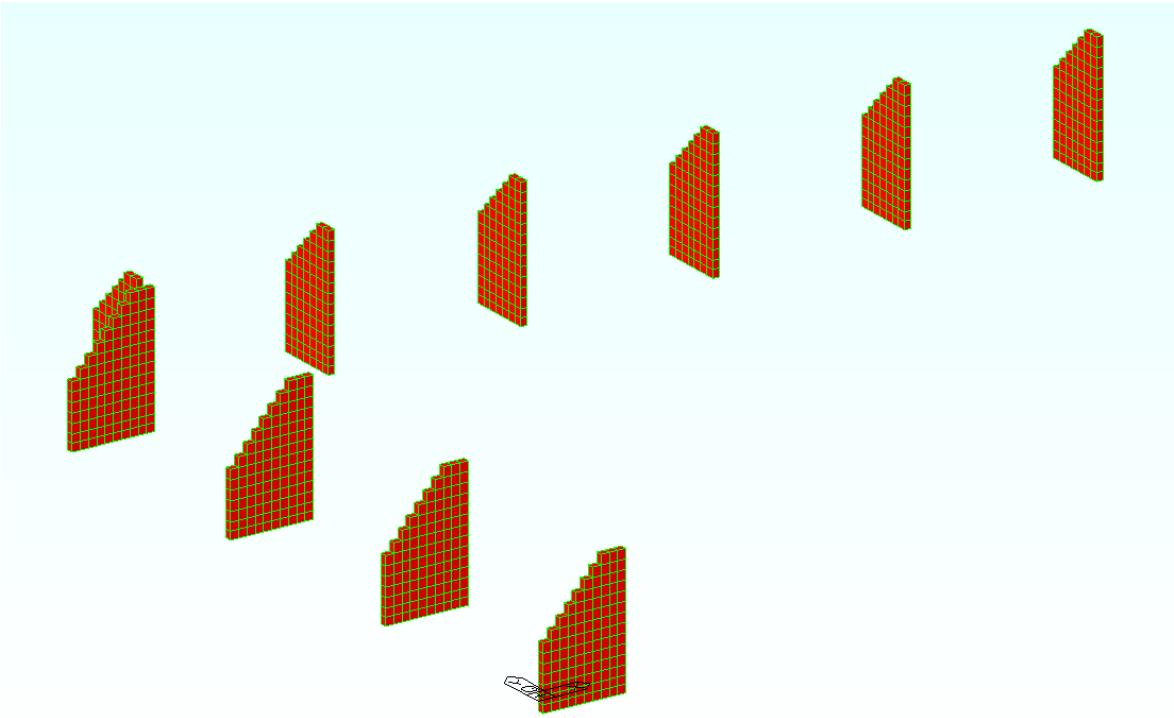


Coefficiente massimo di utilizzo a taglio = 0.99

Sulla base delle verifiche strutturali svolte di può riassumere che le nuove pareti in c.a. introdotte per ADEGUARE SISMICAMENTE l'edificio scolastico sono verificate per azioni agenti allo SLU-V.

Per la verifica di dettaglio delle armature previste nei nuovi setti di controvento posti lungo il perimetro esterno dell'edificio scolastico verrà utilizzato il modello a elementi finiti con la schematizzazione a elementi finiti del tipo "plate" bidimensionale.

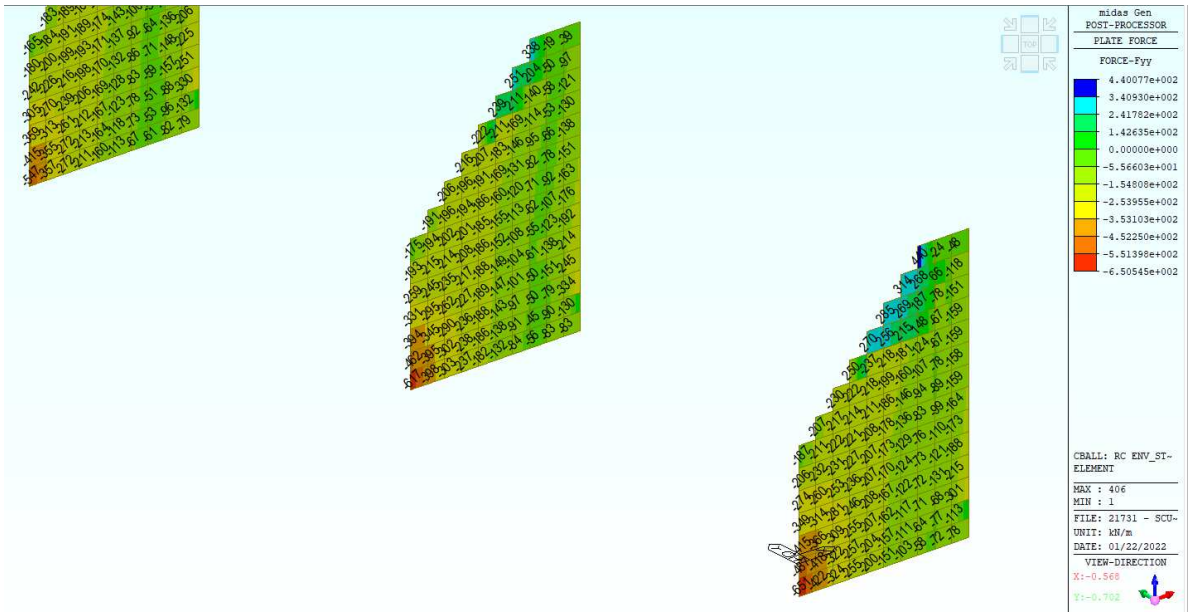


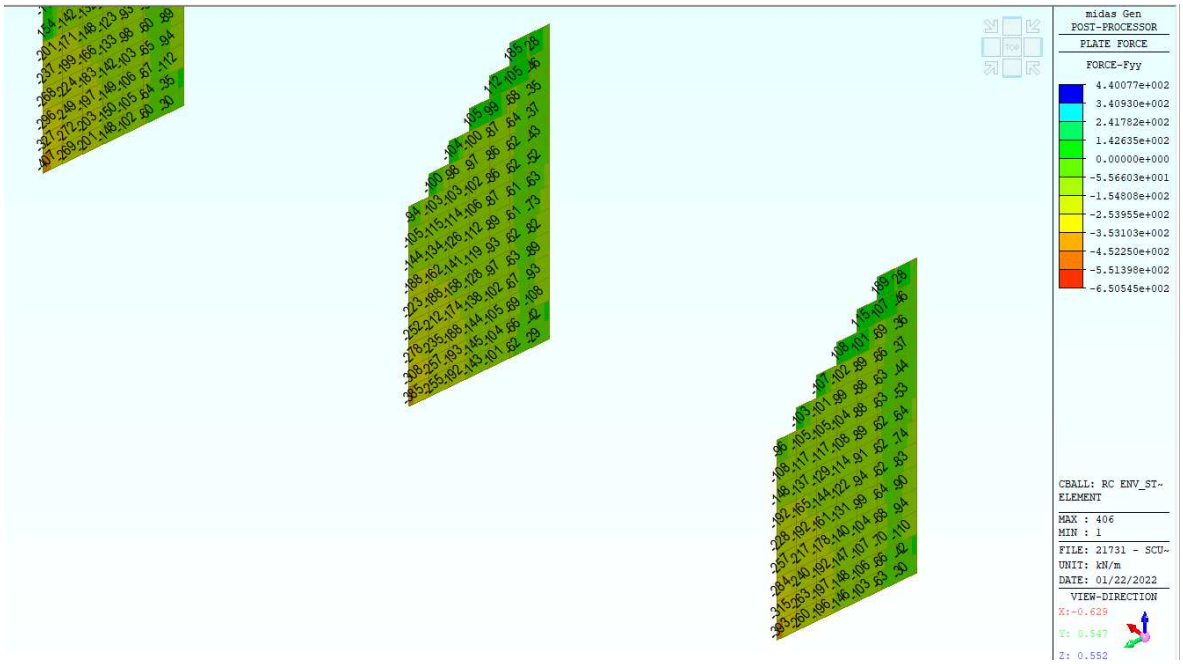


VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DEI NUOVI SETTI ESTERNI

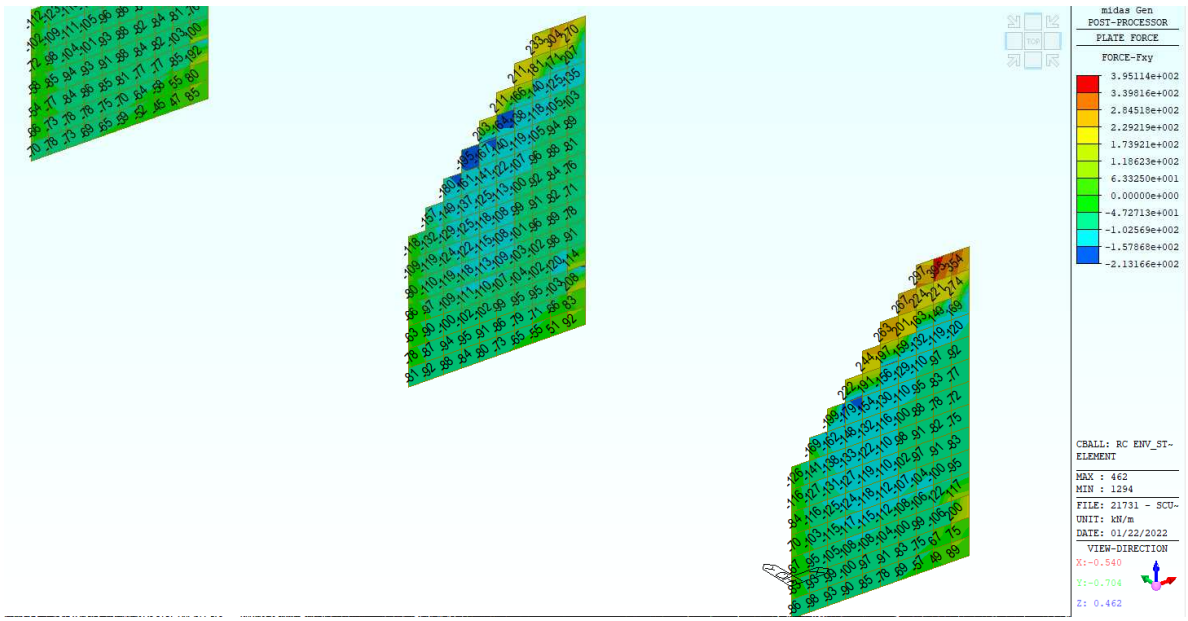
Le massime sollecitazioni di sforzo normale e di taglio agenti sui nuovi setti in c.a. risultano dai seguenti schemi grafici.

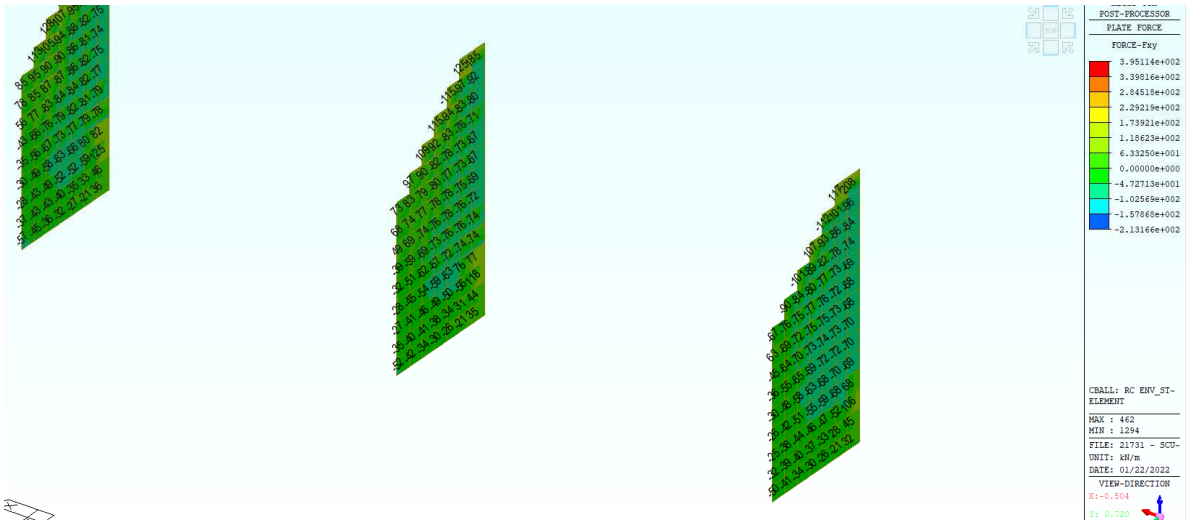
Sforzi normali [kN/m]





Sforzi di taglio [kN/m]





Nelle prossime immagini si riportano le verifiche di dettaglio sulle armature verticali e orizzontali inserite nei nuovi setti di controvento.

VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DELLE NUOVE PARETI IN C.A. DELLA STRUTTURA

Per la verifica degli elementi bidimensionali del tipo "plate" verrà utilizzata la teoria di Wood-Armer implementata nel software Midas Gen 2020 secondo la seguente schematizzazione.

Wall

La teoria del Wood-Armer si applica anche a elementi soggetti a stati piani di tensione prevedendo l'assegnazione di una percentuale variabile della tensione torsionale nelle due direzioni principali, ottenendo delle tensioni di trazione di calcolo sull'armatura e una tensione di compressione sul cls.

Questa procedura è riportata nell' E.C.2 '05, Parte 1.1:

Appendice F *ESPRESSIONI PER IL CALCOLO DELLE ARMATURE TESE IN STATI DI TENSIONE PIANI*

F.1 Generalità

(1) La presente appendice non include espressioni per il calcolo delle armature compresse.

(2) L'armatura tesa in un elemento soggetto allo stato piano di tensioni σ_{Edx}, σ_{Edy} e τ_{Edxy} può essere calcolata utilizzando il metodo mostrato qui di seguito. Si raccomanda che le tensioni di compressione siano considerate come positive, con $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$, e che la direzione delle armature coincida con gli assi x e y.
Si raccomanda di determinare le resistenze a trazione fornite dall'armatura mediante:

$$f_{tdx} = \rho_x f_{yd} \quad e \quad f_{tdy} = \rho_y f_{yd} \qquad (F.1)$$

essendo ρ_x e ρ_y i rapporti geometrici di armatura, rispettivamente secondo gli assi x e y.

(3) Nelle zone in cui σ_{Edx} e σ_{Edy} sono entrambi di compressione e $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau^2_{Edxy}$, non si richiede armatura di progetto. Tuttavia si raccomanda che la massima tensione di compressione sia non maggiore di f_{cd} (vedere punto 3.1.6).

(4) Si richiede armatura nelle zone in cui σ_{Edy} è di trazione oppure $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau^2_{Edxy}$.
L'armatura ottimale, indicata con l'apice ', e le corrispondenti tensioni sul calcestruzzo sono determinate mediante:

per $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \qquad (F.2)$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \qquad (F.3)$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edy}| \qquad (F.4)$$

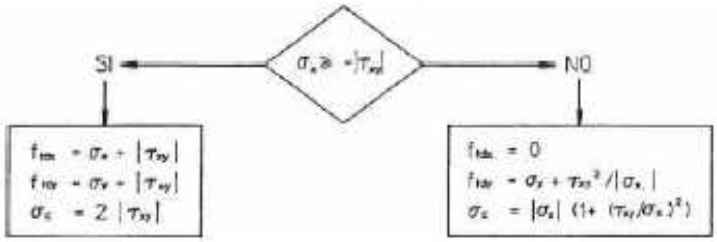
Per $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = 0 \qquad (F.5)$$

$$f'_{tdy} = (\tau^2_{Edxy}/\sigma_{Edx}) - \sigma_{Edy} \qquad (F.6)$$

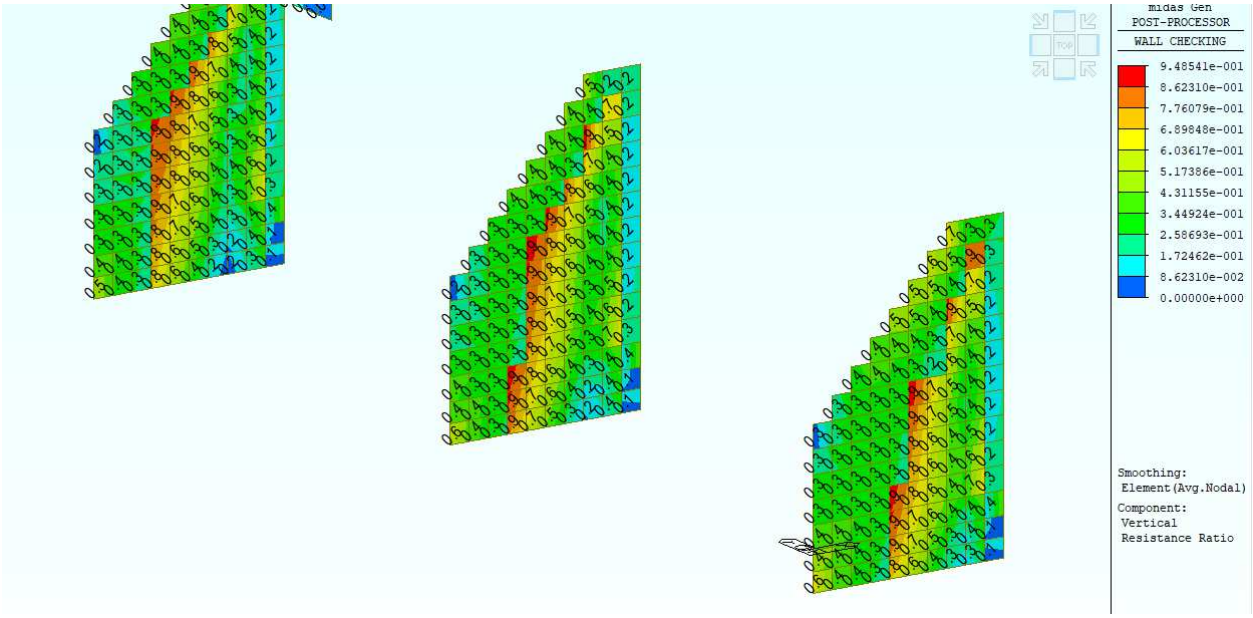
$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx}\,(1+(\tau_{Edxy}/\sigma_{Edx})^2) \qquad (F.7)$$

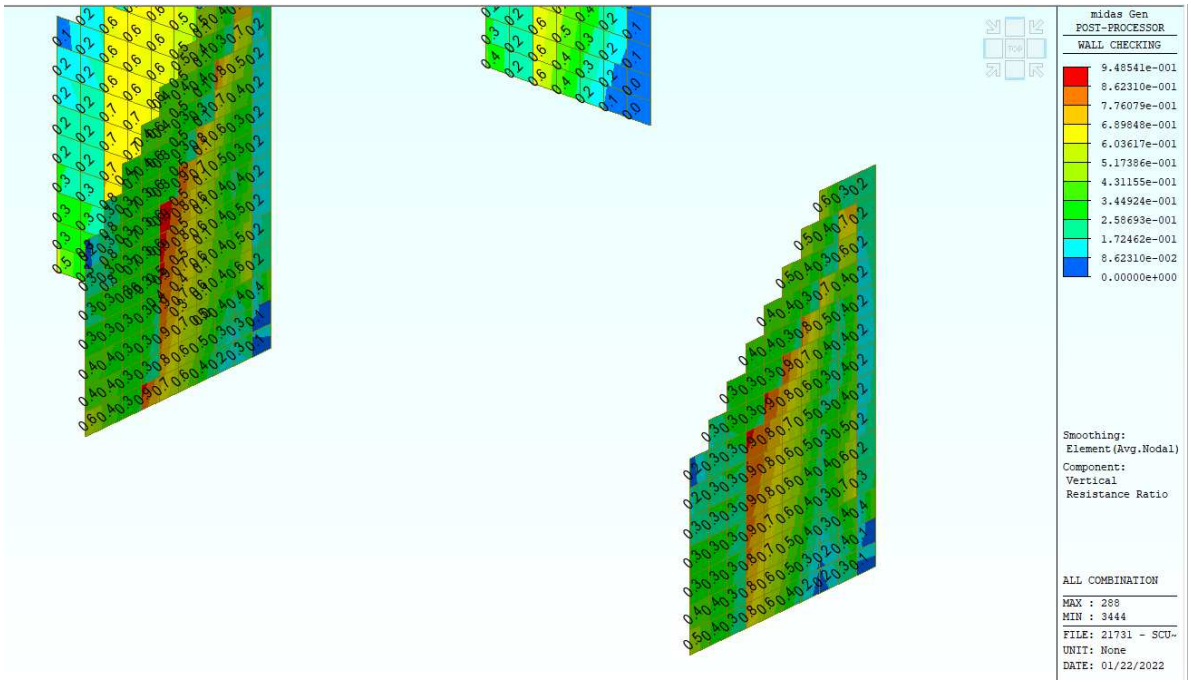
Si raccomanda che la tensione del calcestruzzo, σ_{cd}, sia verificata con un modello realistico di sezioni fessurate (vedere EN 1992-2), ma non sia generalmente maggiore di νf_{cd} [ν può essere ottenuto dall'espressione (6.5)].

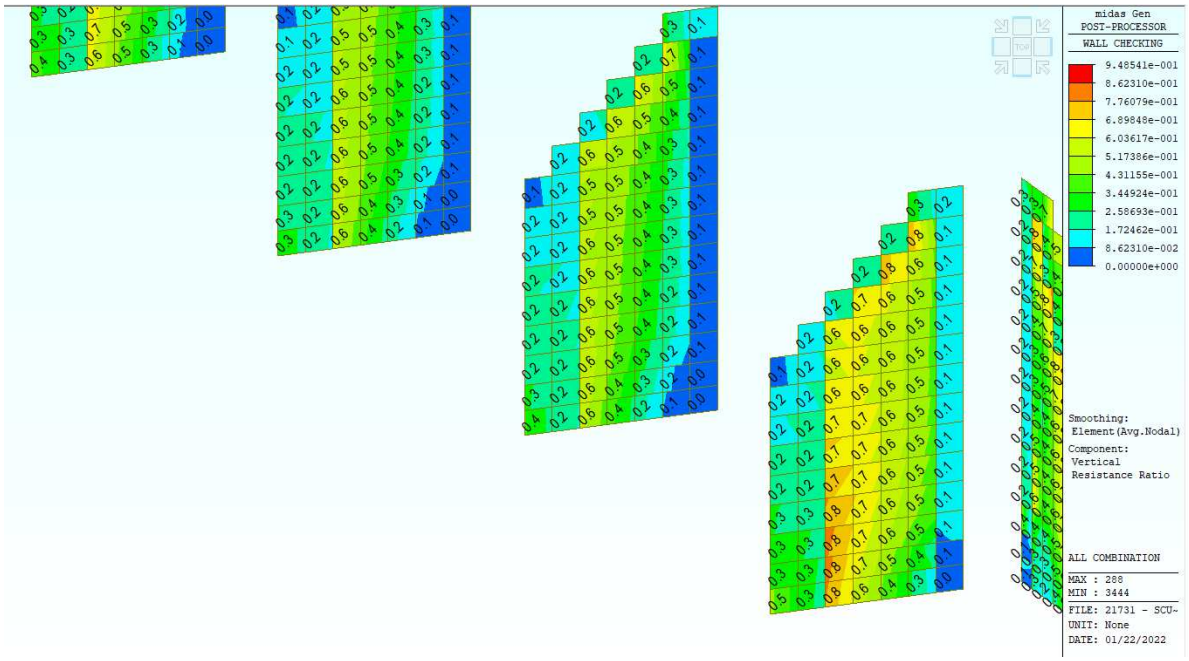


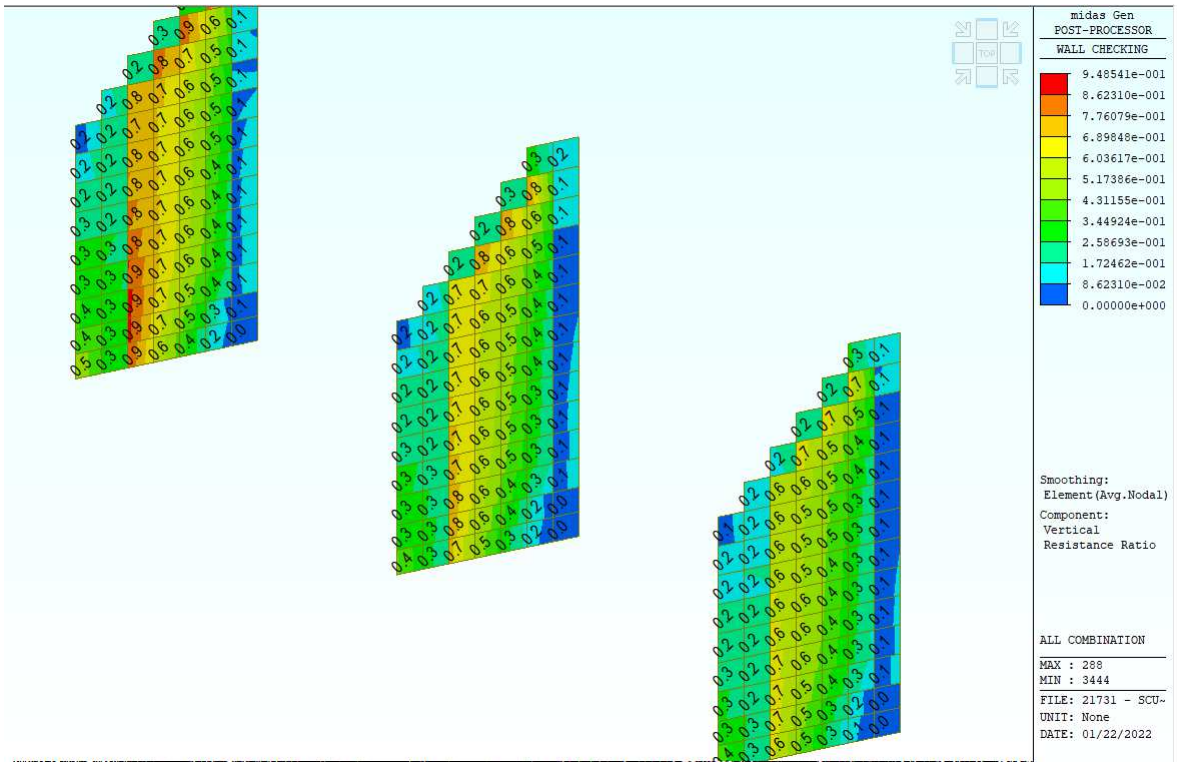
Per le combinazioni di carico allo SLU e SLV si riportano nei seguenti grafici le verifiche delle pareti di nuova realizzazione.

COEFFICIENTI DI UTILIZZO SULLE BARRE DI ARMATURA VERTICALI

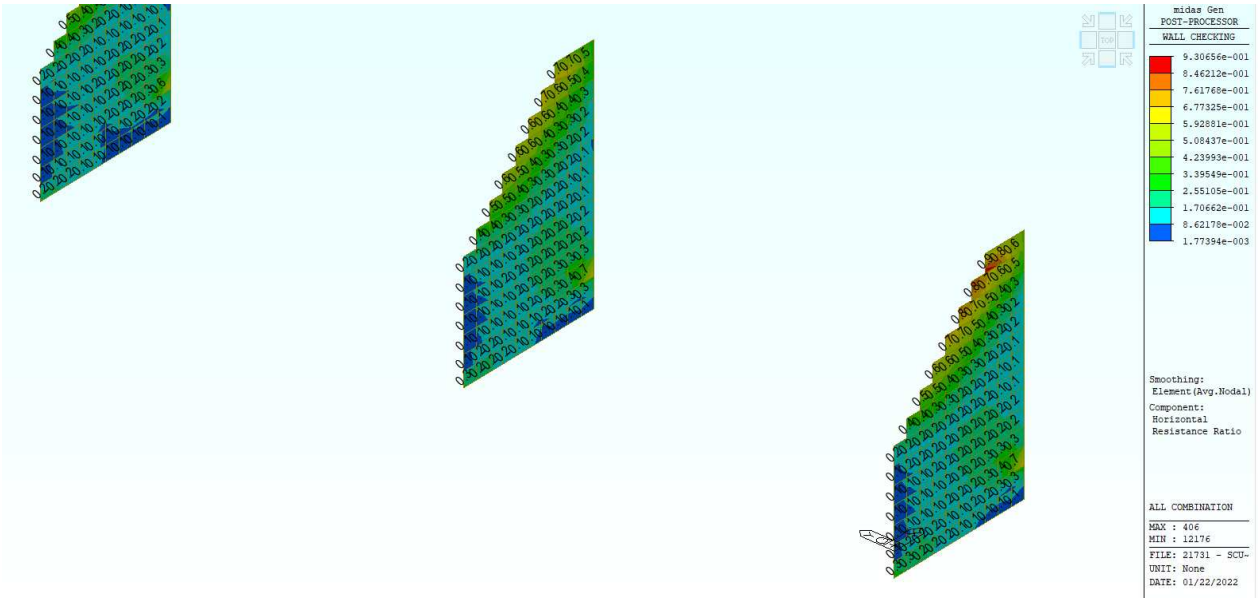


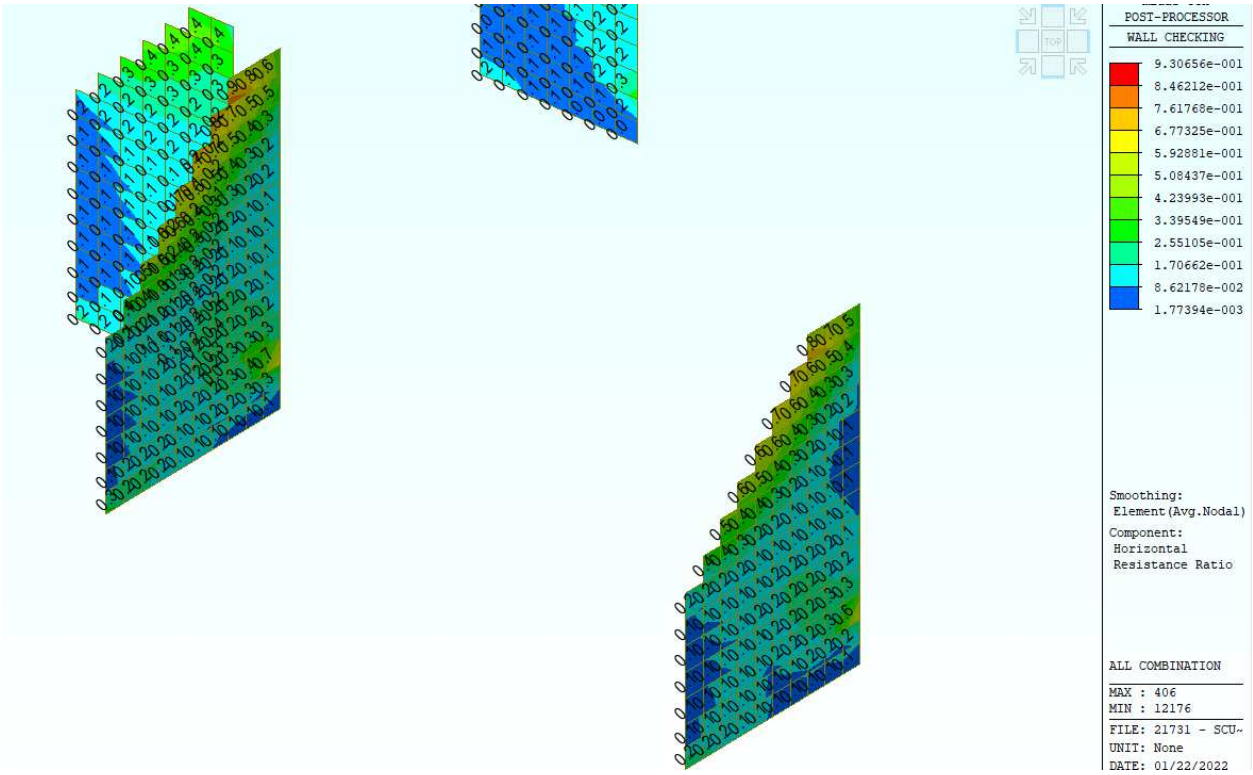

midas Gen
POST-PROCESSOR
WALL CHECKING
9.48541e-001
8.62310e-001
7.76079e-001
6.89848e-001
6.03617e-001
5.17386e-001
4.31155e-001
3.44924e-001
2.58693e-001
1.72462e-001
8.62310e-002
0.00000e+000
Smoothing:
Element(Avg.Nodal)
Component:
Vertical
Resistance Ratio
ALL COMBINATION
MAX : 288
MIN : 3444
FILE: 21731 - SCU~
UNIT: None
DATE: 01/22/2022

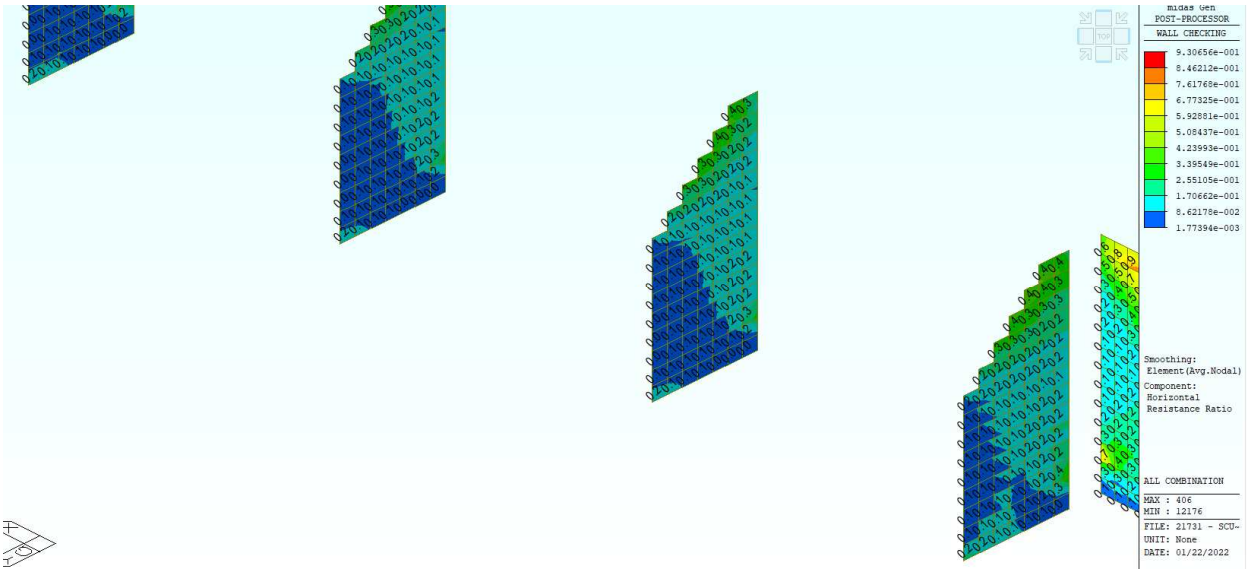

midas Gen
POST-PROCESSOR
WALL CHECKING
9.48541e-001
8.62310e-001
7.76079e-001
6.89848e-001
6.03617e-001
5.17386e-001
4.31155e-001
3.44924e-001
2.58693e-001
1.72462e-001
8.62310e-002
0.00000e+000
Smoothing:
Element(Avg.Nodal)
Component:
Vertical
Resistance Ratio
ALL COMBINATION
MAX : 288
MIN : 3444
FILE: 21731 - SCU~
UNIT: None
DATE: 01/22/2022

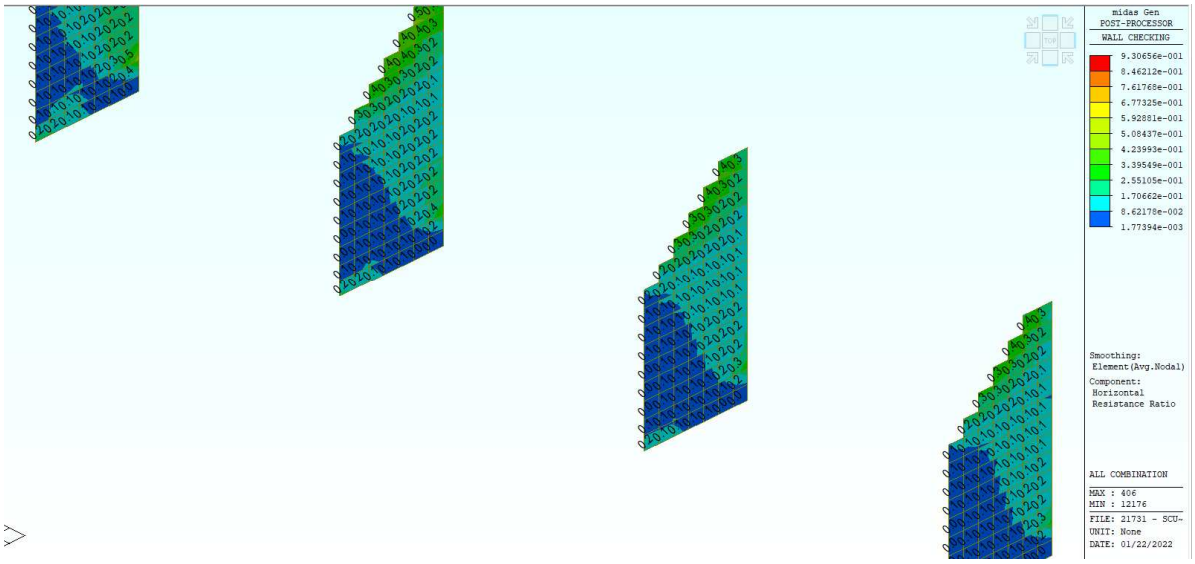


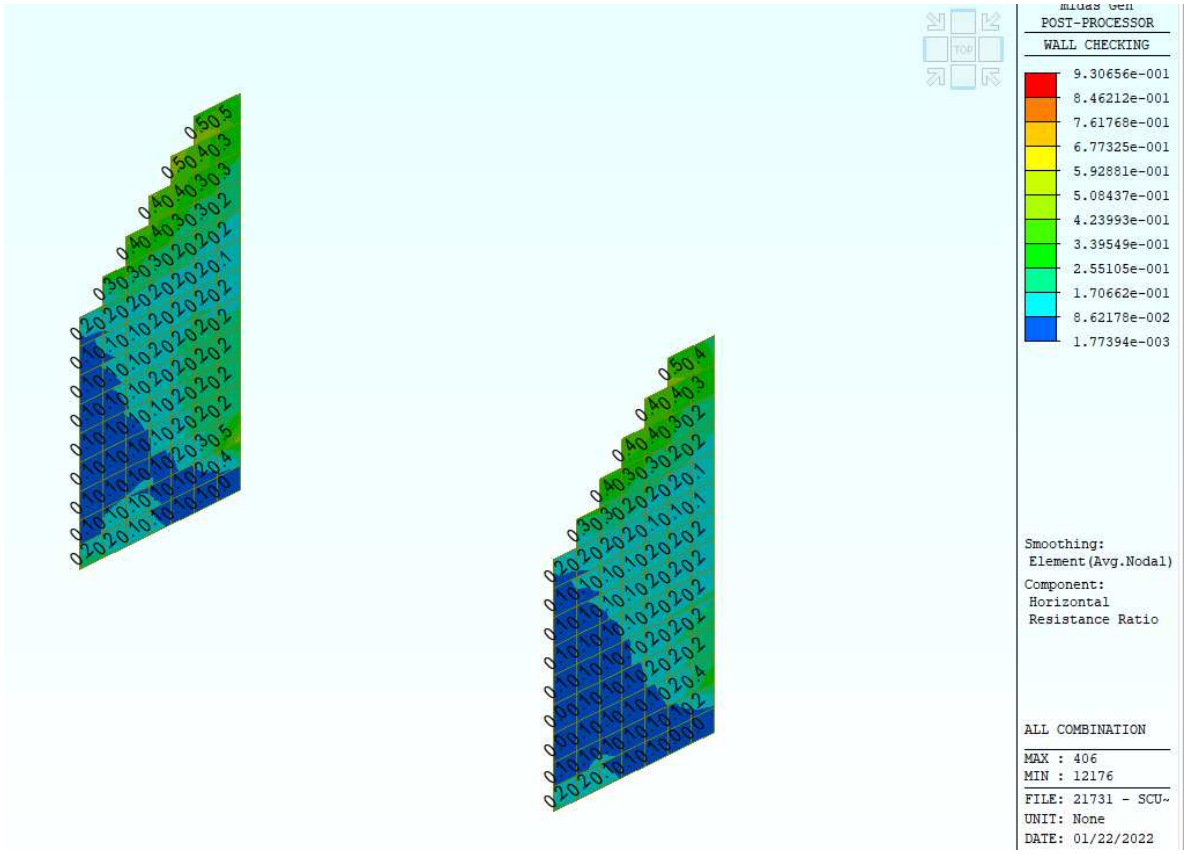
COEFFICIENTI DI UTILIZZO SULLE BARRE DI ARMATURA ORIZZONTALI




POST-PROCESSOR
WALL CHECKING
9.30656e-001
8.46212e-001
7.61768e-001
6.77325e-001
5.92881e-001
5.08437e-001
4.23993e-001
3.39549e-001
2.55105e-001
1.70662e-001
8.62178e-002
1.77394e-003
Smoothing:
Element(Avg.Nodal)
Component:
Horizontal
Resistance Ratio
ALL COMBINATION
MAX : 406
MIN : 12176
FILE: 21731 - SCU~
UNIT: None
DATE: 01/22/2022


POST-PROCESSOR
WALL CHECKING
9.30656e-001
8.46212e-001
7.61768e-001
6.77325e-001
5.92881e-001
5.08437e-001
4.23993e-001
3.39549e-001
2.55105e-001
1.70662e-001
8.62178e-002
1.77394e-003
Smoothing:
Element(Avg.Nodal)
Component:
Horizontal
Resistance Ratio
ALL COMBINATION
MAX : 406
MIN : 12176
FILE: 21731 - SCU~
UNIT: None
DATE: 01/22/2022





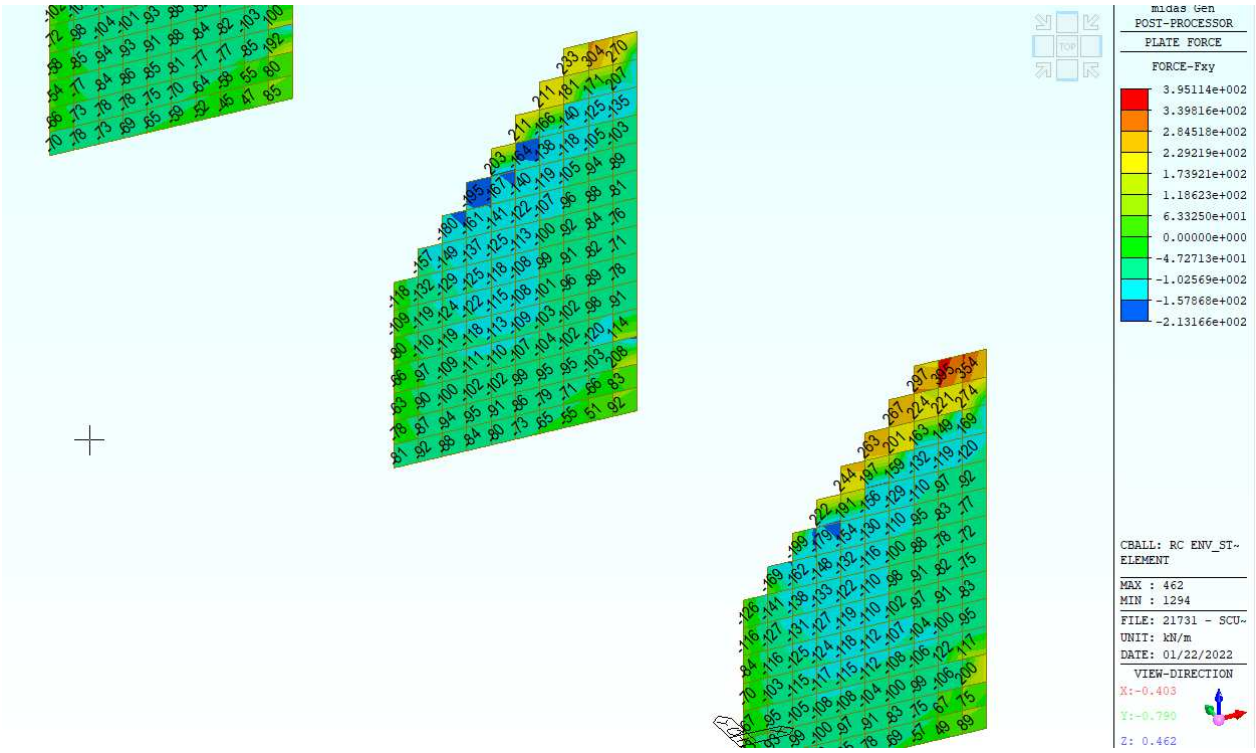
I coefficienti di utilizzo delle armature orizzontali e verticali sono inferiori al valore unitario.

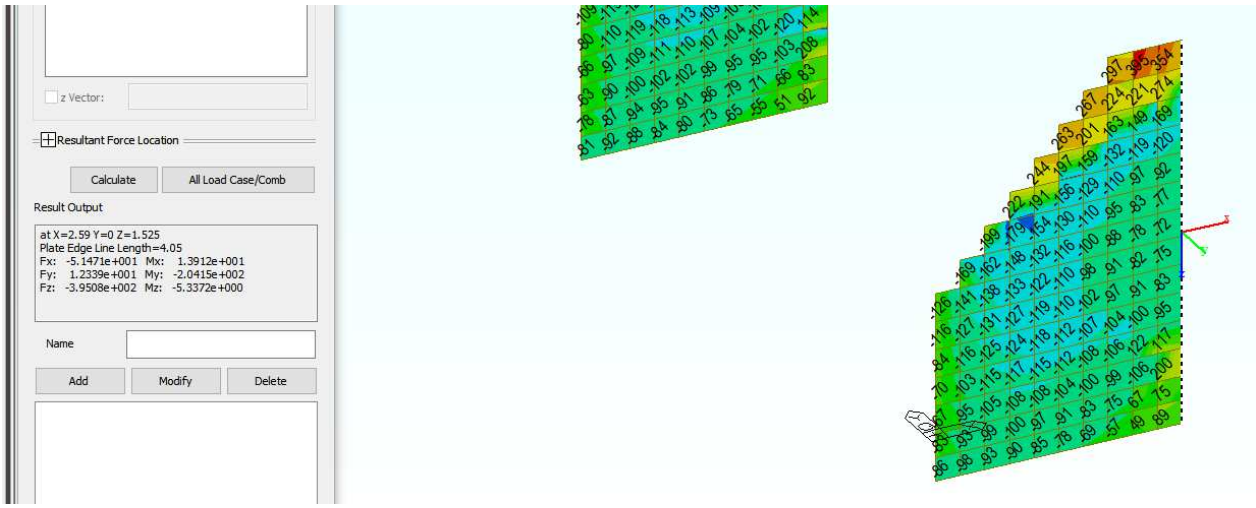
I nuovi setti di controvento in c.a. sono verificati allo SLU e SLV.

Si procede ora alla verifica dei collegamenti a taglio tra le nuove pareti e le strutture esistenti. Si utilizzano a questo scopo delle barre riprese armate in barre di acciaio ϕ16mm B450C e malta di inghisaggio di tipo "Emaco S".

I massimi sforzi di taglio risultano integrando gli sforzi Fxy [kN/m] lungo la superficie di interfaccia tra i nuovi setti e le strutture esistenti del fabbricato scolastico.

SFORZI DI TAGLIO Fxy [kN/m]





La forza media di taglio per unità di lunghezza della connessione risulta:

Fv [kN/m] = Fz / H = 395 / 4.05 = 97.53 kN/m

Nelle prossime tabelle si riporta la verifica a taglio scorrimento tra le nuove pareti di controvento in calcestruzzo C32/40 e le strutture esistenti (pilastri in c.a. 18x120cm in calcestruzzo C25/30 con FC = 1.20) con l'utilizzo di una barra di collegamento ϕ16mm ogni 20cm.

VERIFICHE A TAGLIO PER SCORRIMENTO			
MATERIALI			
Calcestruzzo		C25/30	
Resistenza a compressione	fck	32.00	MPa
Alfa cc		0.85	
gamma c x FC (1.2)		1.80	
Resistenza a comp di progetto	fcd	15.11	MPa
Acciaio		B450C	
Resistenza a trazione caratteristica	fyk	450	Mpa
gamma s		1.15	
Resistenza a trazione di progetto	fyd	391.30	MPa
CARATTERISITCHE DELLA SEZIONE			
Base	**B**	**200**	**mm**
Altezza	**H**	**1200**	**mm**
Armatura corrente nella parete			
	D	**8**	**mm**
	n	**0**	
	2*As	0.00	mm2
Armatura di collegamento al metro di parete			
	D	**16**	**mm**
	n	**2.5**	
	2*As'	1005.31	mm2

VERIFICA A TAGLIO SCORRIMENTO			
CONTRIBUTO DELL'EFFETTO SPINOTTO			
Vdd (1)	**Vdd (1)**	**100.496**	**kN**
Vdd (2)	Vdd (2)	98.35	kN
Resistenza a taglio scorimmento	**Vdd**	**98.35**	**kN**

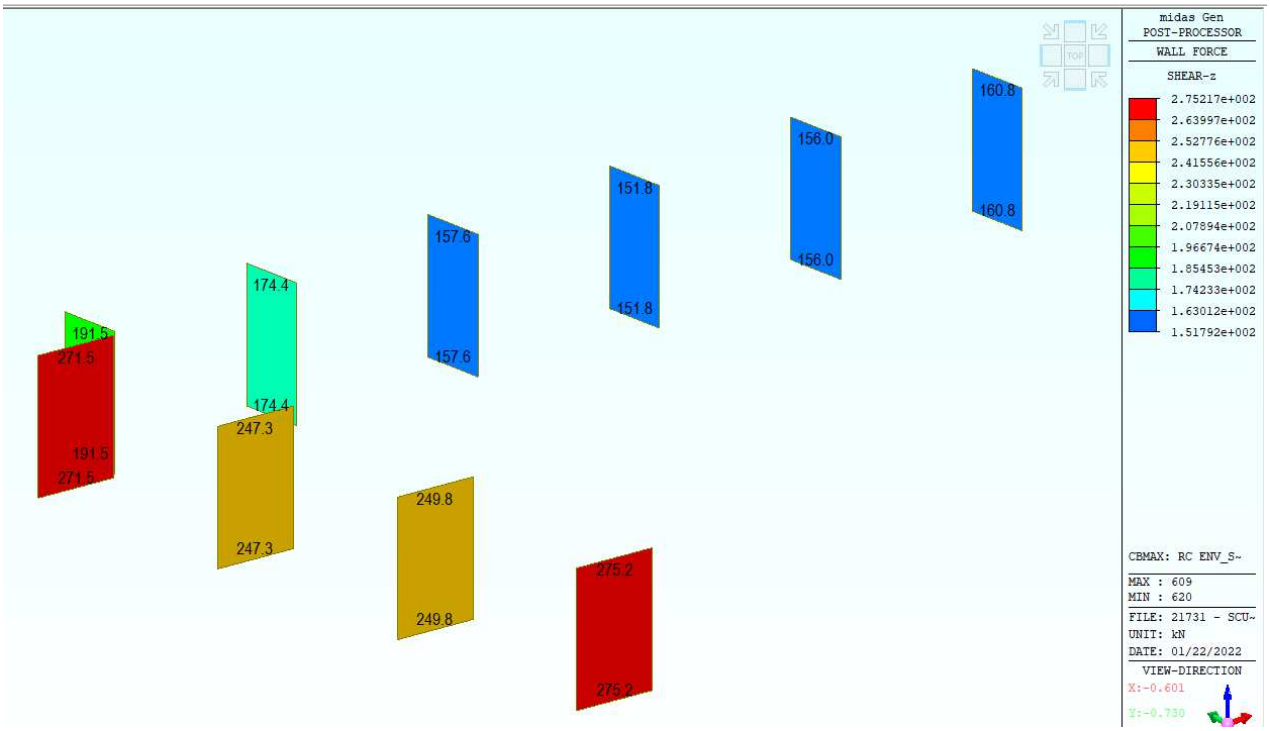
Vrd = 98.35 kN/m > Ved = 97.53 kN/m

Il collegamento armato in barre B450C del diametro di ϕ16mm tra le nuove strutture di controvento esterne e le strutture esistenti è verificato allo SLV.

In questa verifica sono stati trascurate le resistenze al taglio dei controtubi in acciaio che fanno parte del collegamento a trazione tra le nuove strutture e quelle esistenti.

Gli sforzi di trazione che vengono trasmessi alle nuovi pareti in c.a. provengono dalle "catene di collegamento" create a livello dell'impalcato di sottotetto lungo tutti gli allineamenti principali sia longitudinali che trasversali dell'edificio.

Le massime azioni di trazione sui collegamenti si ricavano dalle massime azioni di taglio che vengono a trovarsi sulla sommità dei setti di controvento e che vengono riportate nel seguente schema.



La massima azione di trazione che deriva dai collegamenti in sommità ai alle nuove pareti risulta:
Ted = 275.20 kN

In sommità alle pareti del lato Ovest che sono quelle più sollecitate per rinforzare il collegamento alle strutture esistenti vengono create delle mensole tozze in cemento armato su cui verranno vincolate le barre filettate M30 (8.8) inseriti in controtubi di acciaio ϕ48.3x8 mm.

Sono presenti 1 barra filettata M30 di collegamento su ogni mensola tozza collegata sulla sommità delle pareti.

Su ognuna barra filettata è presente una trazione pari a:

Tb = Ted / 2 = 275.20 / 2 = 137.60 kN

Nella seguente tabella si riporta la verifica della bullonatura M30 con barra filettata 8.8.

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone 8.8 — diametro d 30 — f_{yb} 640 — f_{ub} 800 N/mm²

Sezione filettata / Sezione lorda

Area 581.0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$ 206.6 kN

Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$ 309.9 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ 0 — $F_{t,Sd}$ 137.60 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4\,F_{t,Rd}} = 0 + 0.317 = 0.317 \quad \text{OK}$$

Il collegamento con barra filettata e bulloni M30 è verificato allo SLV.

Nella seguente tabella si riporta la verifica di una delle due mensole tozze che si vengono a realizzare sulla sommità dei nuovi setti di controvento.

La massima azione di taglio sulla mensola risulta:

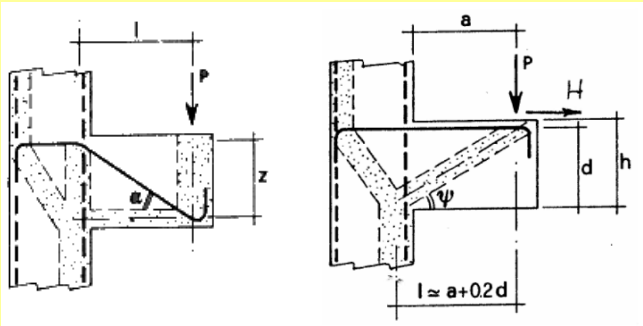
Ted / 2 = Ved = 137.60 kN

VERIFICA ELEMENTI TOZZI — ***NTC 2008***

AZIONI	V_{sd} (KN)	138
	H_{sd} (KN)	0
GEOMETRIA	h (cm)	40
	c (cm)	5
	d (cm)	35
	a (cm)	25
	b (cm)	30
CLS	Rck (MPa)	C35/40
	fck (MPa)	33.2
	fcd (MPa)	18.81
ARMATURA	fyk (MPa)	450
	fyd (MPa)	391.3
		As
	ϕ	16
	n°	4.00
	cm²	8.04

Elemento con staffe

γ	1.50
λ = L/0,9d	1.02
α (°)	0.00
ψ (°)	44.5
A'_s (cm²)	0.00
ϕ (mm)	12
n°	0.00
P_{Rc} (KN)	583.29
P_{Rs} (KN)	309.79
ΔP_{Rc} (KN)	0.00
ΔP_{Rs} (KN)	0.00
P_{Rd} (KN)	**309.79**



Prd = 309.79 kN > Ped = 137.60 kN

La mensola tozza in c.a. è verificata allo SLV per le azioni di taglio trasmesse sul setto dalla struttura esistente.

Nella prossima tabella si effettua la verifica a taglio della porzione sommitale delle nuove pareti di controvento perimetrali per una sezione resistente minima di 20x100cm.

La sezione sommitale ha dimensioni geometriche pari a 20x100cm ed è armata con staffe ϕ10mm con passo 10cm. Ci sono anche delle armature di rinforzo composte di 3+3ϕ16mm.

VERIFICHE A TAGLIO PER SEZIONI IN C.A. CON ARMATURA TRASVERSALE

MATERIALI			
Calcestruzzo		**C32/40**	
Resistenza a compressione	fck	32.00	MPa
Alfa cc		0.85	
gamma c		1.50	
Resistenza a comp di progetto	fcd	18.13	MPa
Acciaio		**B450C**	
Resistenza a trazione caratteristica	fyk	450	Mpa
gamma s		1.15	
Resistenza a trazione di progetto	fyd	391.30	MPa
CARATTERISITCHE DELLA SEZIONE			
Base	**B**	**200**	**mm**
Altezza	**H**	**1000**	**mm**
Armatura longitudinale tesa			
	D	**16**	**mm**
	n	**4**	
Armature longitudinali aggiuntive	***D'***	***0***	***mm***
	n'	***0***	
Armatura longitudinale compressa	As	804.25	mm2
	D	**16**	**mm**
	n	**4**	
Armature longitudinali aggiuntive	***D'***	***0***	***mm***
	n'	***0***	
	As'	804.25	mm2
Copriferro	c	70.00	mm
Altezza utile della sezione	d	930.00	mm
VERIFICA A TAGLIO CON ARMATURA TRASVERSALE			
Armatura trasversale			
Diametro barre trasversali	**D**	**10**	**mm**
Numero di bracci	**n**	**2**	
Area dell'armatura trasversale	Asw	157.08	mmq
Angolo della armatura a taglio	**α**	**90**	**°**
Cot alfa		0.00	
Inclinazione dei puntoni in cls	**θ**	**45**	
Cot θ		1.00	
Passo delle staffe	**s**	**100**	**mm**

Resistenza di calcolo a taglio-trazione	**Vrsd**	**514.47**	**kN**

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\vartheta) \cdot \sin\alpha$$

VERIFICA A TAGLIO-COMPRESSIONE DEL PUNTONE COMPRESSO			
Sforzo normale sulla sezione	**Ned**	**0**	**kN**
Area della sezione di calcestruzzo	Ac	200000	mmq
Tensione media di compressione	σ cp	0.00	MPa
Coefficiente maggiorativo	α cc	1.00	
Resistenza a compressione ridotta	f'cd	9.07	MPa
Resistenza di calcolo a taglio-copressione	**Vrcd**	**758.88**	**kN**

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\vartheta) / (1 + \cot^2\vartheta)$$

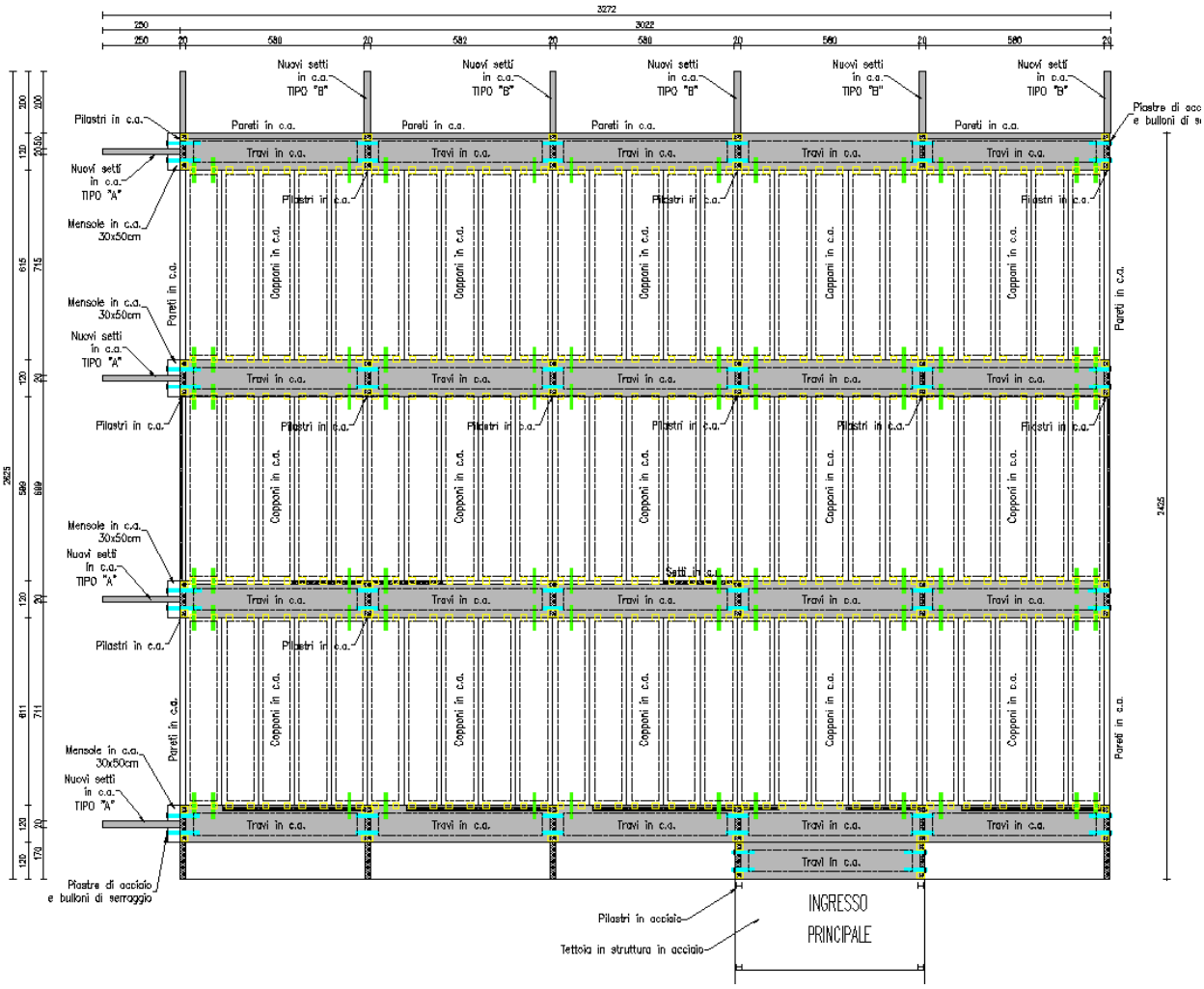
RESISTENZA AL TAGLIO DELLA SEZIONE		
Vrd	**514.47**	kN
AZIONE DI TAGLIO AGENTE SULLA SEZIONE IN C.A. ALLO SLU E SLV		
Ved	**275.20**	kN

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE	**Coefficiente di utilizzo**		
	Ved/Vrd	**0.53**	
		SODDISFATTA	

La sezione sommitale dei nuovi setti in c.a. è verificata a taglio allo SLV.

9.3.2 VERIFICA DEGLI ELEMENTI DI COLLEGAMENTO POSTI LUNGO I PRINCIPALI ALLINEAMENTI INTERNI

Per creare delle "catene" di trasmissione delle forze sismiche dell'impalcato di sottotetto in c.a. e per i rinforzare i collegamenti esistenti con piastre metalliche inserite nelle strutture e poi saldate in opere vengono realizzati dei collegamenti in acciaio tra travi-pilastri-travi e tra copponi-pilastri-copponi.



Questi collegamenti sono composti da barre filettate zincate ϕ20mm e ϕ30mm con bulloni di serraggio M20 e M30 (8.8) inseriti controtubi in acciaio S275 del tipo 38.0*8mm e 48.3*8mm rispettivamente questi controtubi sono inseriti in perforazioni delle strutture esistenti in maniera da rinforzare i collegamenti travi-pilastri-travi e copponi-travi-copponi della copertura. Le perforazioni saranno poi intasate di malte cementizie a ritiro compensato tipo "Emaco S".

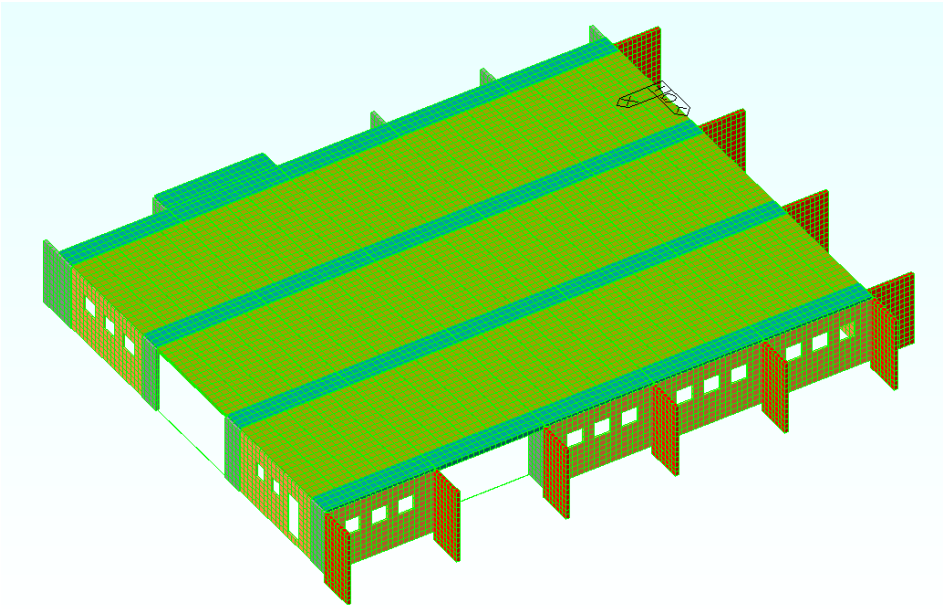
Questi collegamenti sono in grado di trasmettere forze di trazione e forze di taglio orizzontale impedendo allo stesso tempo eventuali aperture dei nodi di connessione tra gli elementi portanti del solaio

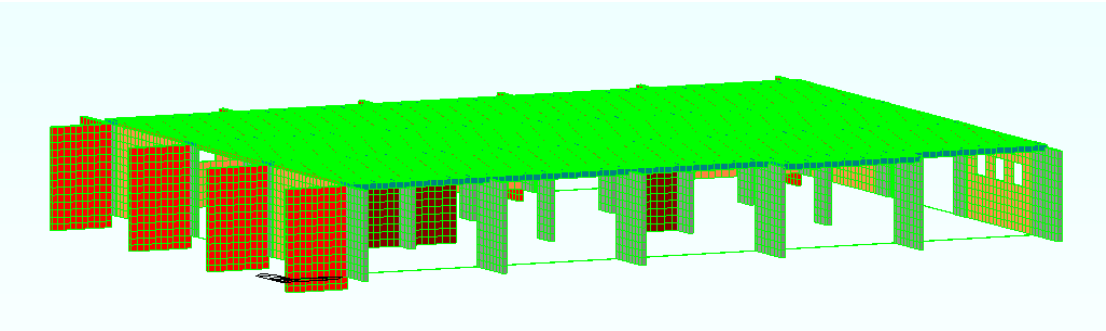
di sottotetto in strutture di c.a. questo in quanto lavorano per contrasto sulle strutture in cemento armato esistente.

Questi collegamenti vengono posti lungo tutti gli allineamenti principali della struttura sia nella direzione longitudinale che in quella trasversale. I collegamenti arrivano fino alle nuove pareti di controvento esterne trasmettendo così a queste le relative azioni sismiche.

Per determinare le massime azioni su questi collegamenti è stato utilizzato un modello agli elementi finiti in cui è stato tolto i vincolo di impalcato rigido e sono stati simulati i colleganti dei vari nodi mediante degli elementi finiti del tipo "*ELASTIC LINK*".

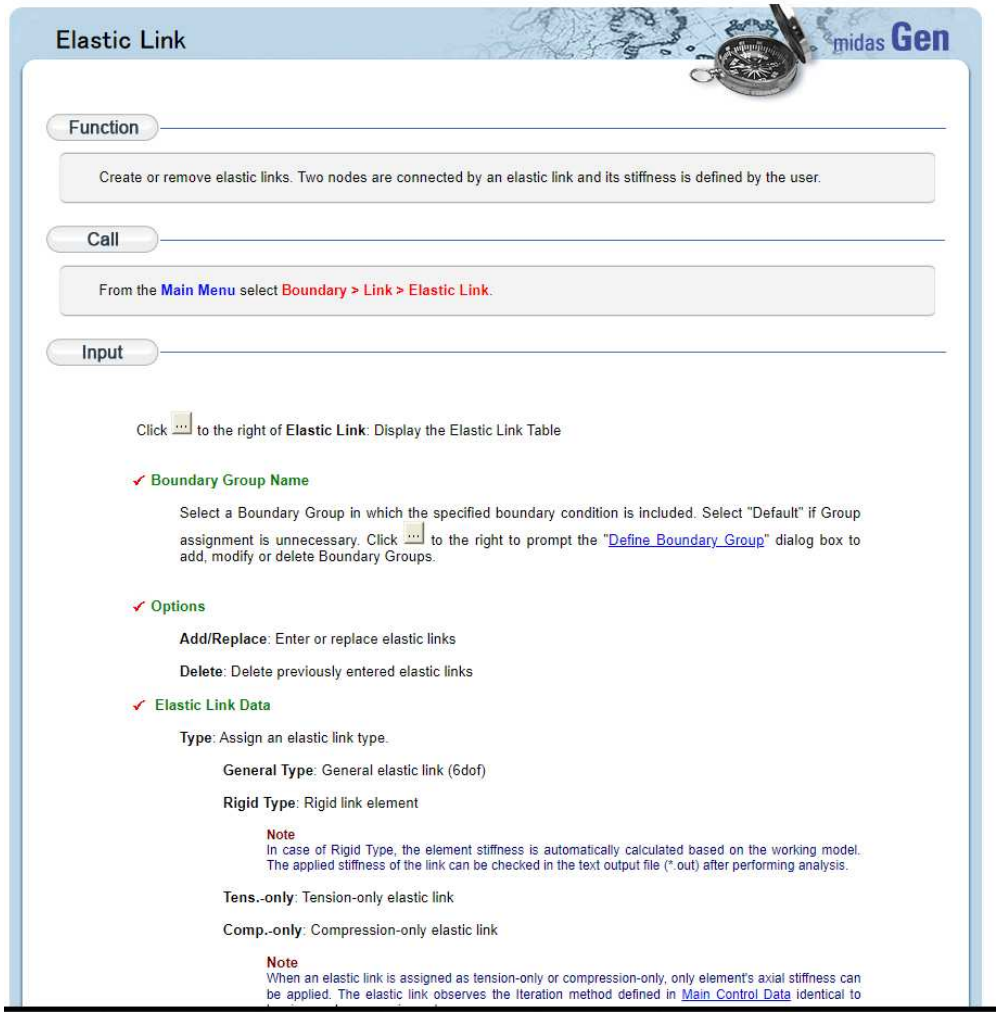
MODELLO ALLO STATO DI PROGETTO per la verifica dei nuovi collegamenti e dei nuovi collegamenti utilizzati per rinforzare quelli già esistenti.





I solaio di sottotetto viene impostato come deformabile nel proprio piano in maniera da poter verificare gli elementi di collegamento reciproci che vincolano fra di loro i diversi elementi portanti di questo impalcato.

Per simulare i collegamenti vengono utilizzati degli elementi finiti del tipo "*elastic link*" con impostato il comportamento rigido in maniera da poter valutare le forze assiali e di taglio che interessano i singoli nodi strutturali.



Elastic Link

midas Gen

Function

Create or remove elastic links. Two nodes are connected by an elastic link and its stiffness is defined by the user.

Call

From the **Main Menu** select **Boundary > Link > Elastic Link**.

Input

Click ... to the right of **Elastic Link**: Display the Elastic Link Table

✓ **Boundary Group Name**

Select a Boundary Group in which the specified boundary condition is included. Select "Default" if Group assignment is unnecessary. Click ... to the right to prompt the "Define Boundary Group" dialog box to add, modify or delete Boundary Groups.

✓ **Options**

Add/Replace: Enter or replace elastic links

Delete: Delete previously entered elastic links

✓ **Elastic Link Data**

Type: Assign an elastic link type.

General Type: General elastic link (6dof)

Rigid Type: Rigid link element

Note
In case of Rigid Type, the element stiffness is automatically calculated based on the working model. The applied stiffness of the link can be checked in the text output file (*.out) after performing analysis.

Tens.-only: Tension-only elastic link

Comp.-only: Compression-only elastic link

Note
When an elastic link is assigned as tension-only or compression-only, only element's axial stiffness can be applied. The elastic link observes the Iteration method defined in Main Control Data identical to

NODO DI COLLEGAMENTO TRAVI – PILASTRI - TRAVI

Nella seguente tabella si riportano le massime azioni assiali e di taglio agente sui collegamenti travi – pilastri – travi.

Elastic Link

	No.	Load	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)
	196	RC ENV_STR(all)	3697	11.52	17.43
	198	RC ENV_STR(all)	3698	15.44	5.6
	200	RC ENV_STR(all)	3699	16.49	4.99
	202	RC ENV_STR(all)	3700	16.84	7.76
	204	RC ENV_STR(all)	3701	11.56	18.21
			TOT	71.85	53.99

Le azioni totali vengono ripartite sui due collegamenti a barra filettata M30 e controtubo in acciaio 48.3*8 mm in acciaio S275.

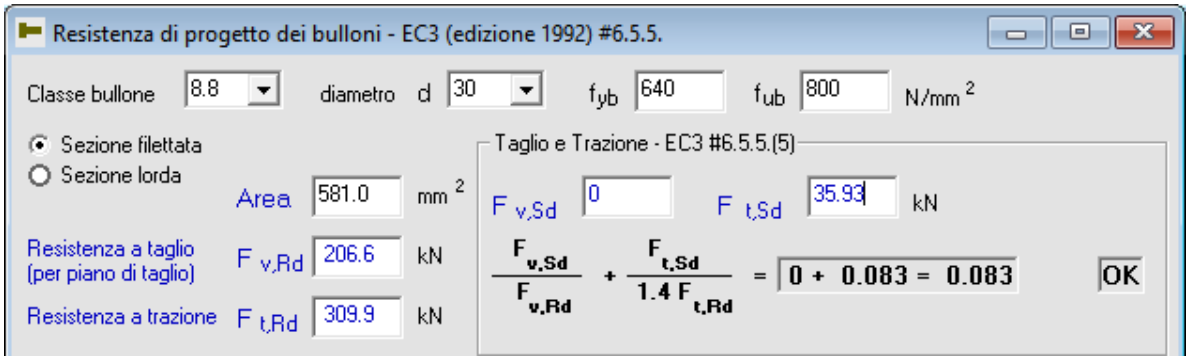
L'azione di trazione agente sulla singola barra filettata risulta:

Tb = Ted / 2 = 71.85 / 2 = 35.93 kN

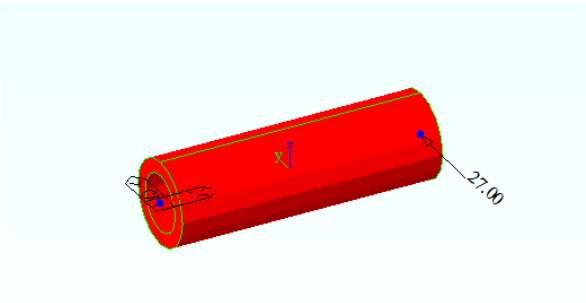
L'azione di taglio agente su singolo controtubo risulta:

Vb = Ved / 2 = 53.99 / 2 = 27.00 kN

La verifica a trazione della barra filettata M30 (8.8) risulta dalla seguente tabella.

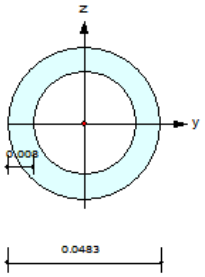


La verifica a taglio e flessione del controtubo in acciaio 48.3*8mm risulta dalla seguente tabella.



1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 1
Material S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name Tubo 48 (No:1)
(Rolled : Tubo 48).
Member Length : 0.15000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = 0.00000, Mz = -2.0250
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 2.02500, Mzj = -2.0250 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 27.0000 (LCB: 1, POS:1/2)
Fzz = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)

Outer Dia. 0.04830		Wall Thick 0.00800	
Area	0.00101	Asz	0.00051
Gyb	0.00042	Gzb	0.00042
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.02415	Zbar	0.02415
Wely	0.00001	Welz	0.00001
ry	0.01453	rz	0.01453

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.15000, Lz = 0.15000, Lb = 0.15000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
L/r = 10.3 < 300.0 (Memb:1, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 0.000/265.270 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 0.00000/3.44755 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 2.02500/3.44755 = 0.587 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend)] = 0.587 < 1.000 ..... O.K
Torsion Strength
T_Ed/T_Rd = 0.00000/2.67637 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.277 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Il nodo travi-pilastri-travi è verificato allo SLV.

NODO DI COLLEGAMENTO COPPONI - TRAVI

Nella seguente tabella si riportano le massime azioni assiali e di taglio agente sui collegamenti travi – copponi.

Elastic Link

	No.	Load	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)
	128	RC ENV_S	3398	22.72	5.22
	129	RC ENV_S	3499	18.91	3.64
	130	RC ENV_S	3600	20.7	7.21
			TOT	62.33	16.07

Le azioni totali agiscono sulla barra filettata M20 e controtubo in acciaio 38*8mm S275.

L'azione di trazione agente sulla singola barra filettata risulta:

Tb = Ted = 62.33 kN

L'azione di taglio agente su singolo controtubo risulta:

Vb = Ved = 16.07 kN

La verifica a trazione della barra filettata M20 (8.8) risulta dalla seguente tabella.

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone 8.8 diametro d 30 f_{yb} 640 f_{ub} 800 N/mm ^{2}

Sezione filettata
Sezione lorda

Area 581.0 mm ^{2}

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$ 206.6 kN

Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$ 309.9 kN

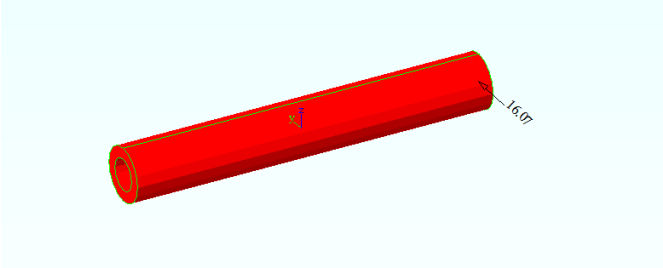
Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ 0 $F_{t,Sd}$ 62.33 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4\,F_{t,Rd}} = 0 + 0.144 = 0.144$$

OK

La verifica a taglio e flessione del controtubo in acciaio 38*8mm risulta dalla seguente tabella.

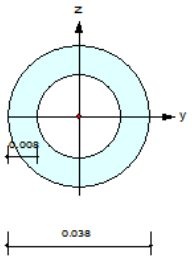


Preview Window

Prop No : 2 | Print | Print All | Close | Save

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	2
Material	S275 (No:1)
	(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name	Tubo 38 (No:2)
	(Rolled : Tubo 38).
Member Length	: 0.22000



2. Member Forces

Axial Force	Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments	My = 0.00000, Mz = -1.7677
End Moments	Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
	Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
	Mzi = 1.76770, Mzj = -1.7677 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = 16.0700 (LCB: 1, POS:1/2)
	Fzz = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)

Outer Dia.	0.03800	Wall Thick	0.00800
Area	0.00075	Asz	0.00038
Qyb	0.00024	Qzb	0.00024
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.01900	Zbar	0.01900
Wely	0.00000	Welz	0.00000
ry	0.01098	rz	0.01098

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 0.22000, Lz = 0.22000, Lb = 0.22000
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors	Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

L/r = 20.0 < 300.0 (Memb:2, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

N_Ed/Nt_Rd = 0.000/197.472 = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Bending Resistance

M_Edy/M_Rdy = 0.00000/1.93041 = 0.000 < 1.000 ..... O.K

M_Edz/M_Rdz = 1.76770/1.93041 = 0.916 < 1.000 ..... O.K

Combined Resistance

RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]

Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd

Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend)] = 0.916 < 1.000 ..... O.K

Torsion Strength

T_Ed/T_Rd = 0.00000/1.44613 = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Shear Resistance

V_Edy/Vy_Rd = 0.221 < 1.000 ..... O.K

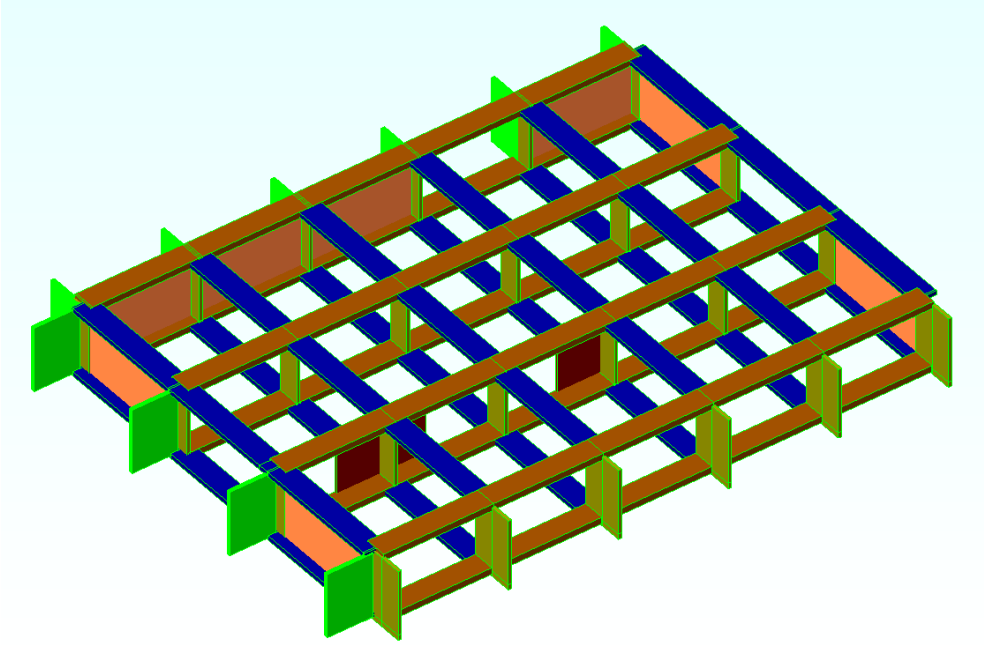
V_Edz/Vz_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K

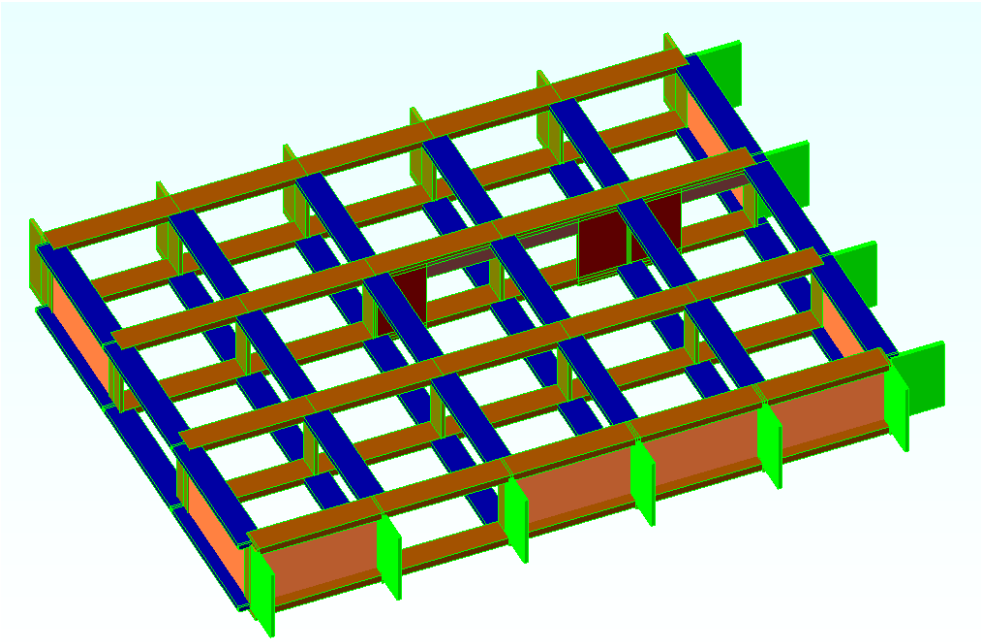
Il nodo travi-copponi è verificato allo SLV.

9.4 VERIFICA DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI DI ESISTENTI

Per il calcolo statico e sismico della struttura scolastica dopo gli interventi di adeguamento sismico viene utilizzata una modellazione agli elementi finiti utilizzando il programma di calcolo automatico Midas GEN 2020 (v2.2).

Per la verifica della scuola nella situazione dopo l'intervento di adeguamento sismico si utilizza un nuovo modello di calcolo dove sono stati introdotti i setti in cemento armato lungo due lati del perimetro esterno della struttura. Si procede ora alla verifica delle strutture esistenti nella situazione successiva all'intervento di adeguamento sismico.





Per la verifica sismica delle strutture esistenti lo spettro utilizzato sarà scalato a quello corrispondente a un coefficiente di rischio sismico di valore 0.80. Questo spettro scalato in accelerazione corrisponde a un sisma con un tempo di ritorno Tr = 413 anni considerato al posto del sisma di normativa avente Tr = 712 anni che porterebbe a un coefficiente di rischio sismico maggiore o uguale al valore 1.00.

Il raggiungimento dello stato di verifica così definito nelle strutture esistenti garantisce il raggiungimento di un indice di rischio sismico maggiore o al limite uguale al valore di 0.80 come previsto per l'adeguamento sismico degli edifici esistenti.

AZIONE SISMICA SCALATA PARI A UN TEMPO DI RITORNO T r= 413 ANNI CON

[ζ_E (PGA_C/PGA_D) ≥ 0.80]

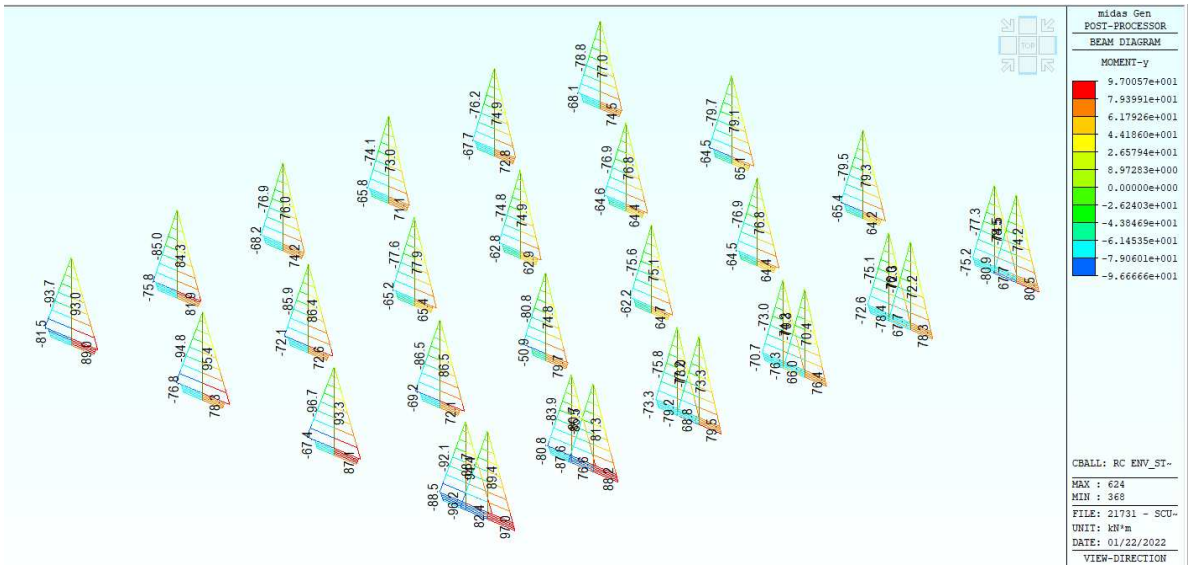
Livello di conoscenza LC2 e fattore di confidenza FC=1.20 sugli elementi strutturali esistenti

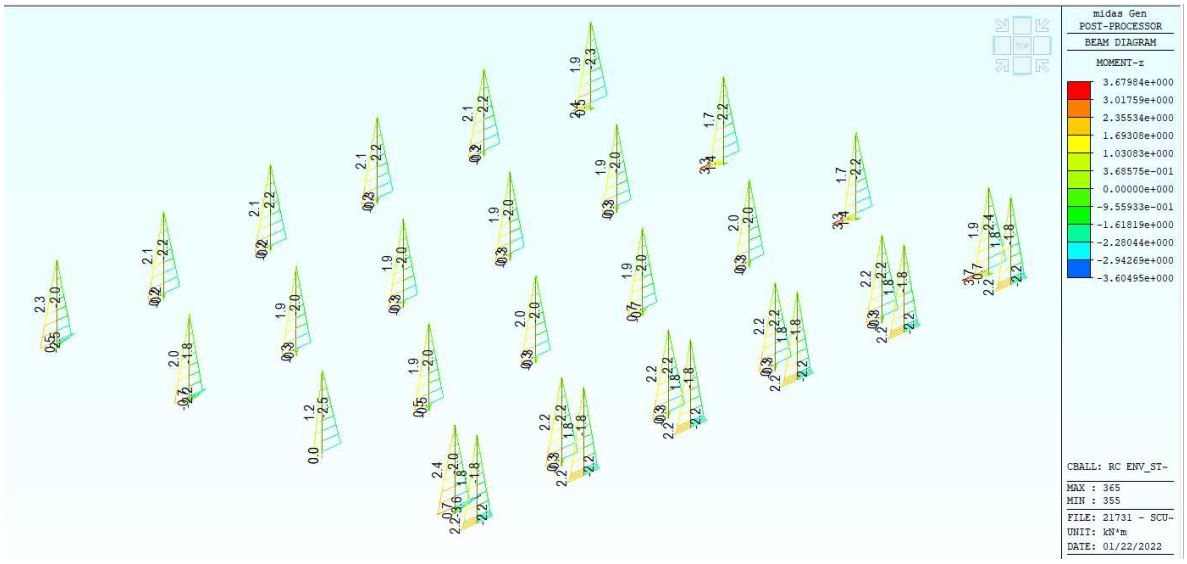
9.4.1 VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DEI PILASTRI IN C.A. DELLA STRUTTURA

Nelle seguenti tabelle si riportano i dettagli delle verifiche effettuate per le sollecitazioni di pressoflessione e di taglio nel piano dei pilastri esistenti 18x120cm.

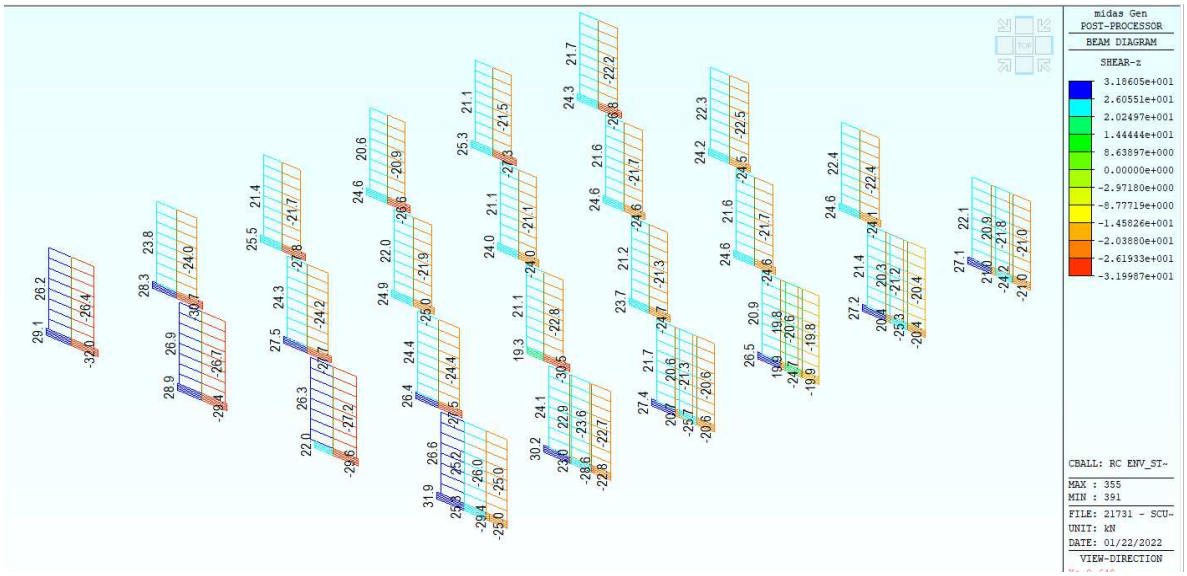
Le massime sollecitazioni di momento flettente e di taglio agenti si pilastri in c.a. risultano dai seguenti schemi grafici.

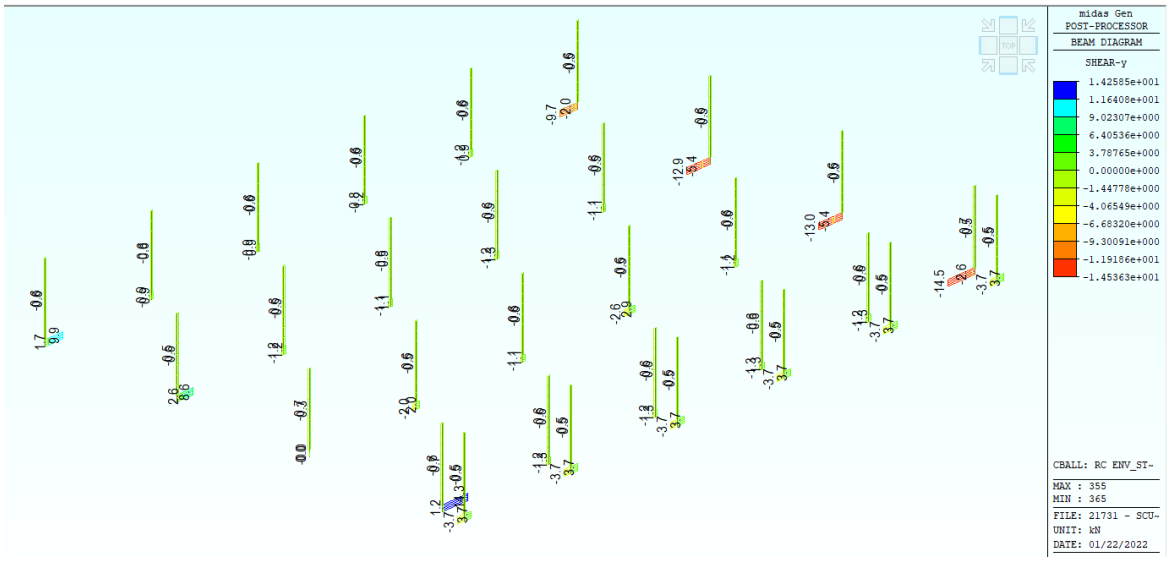
Momenti flettenti [kNm]



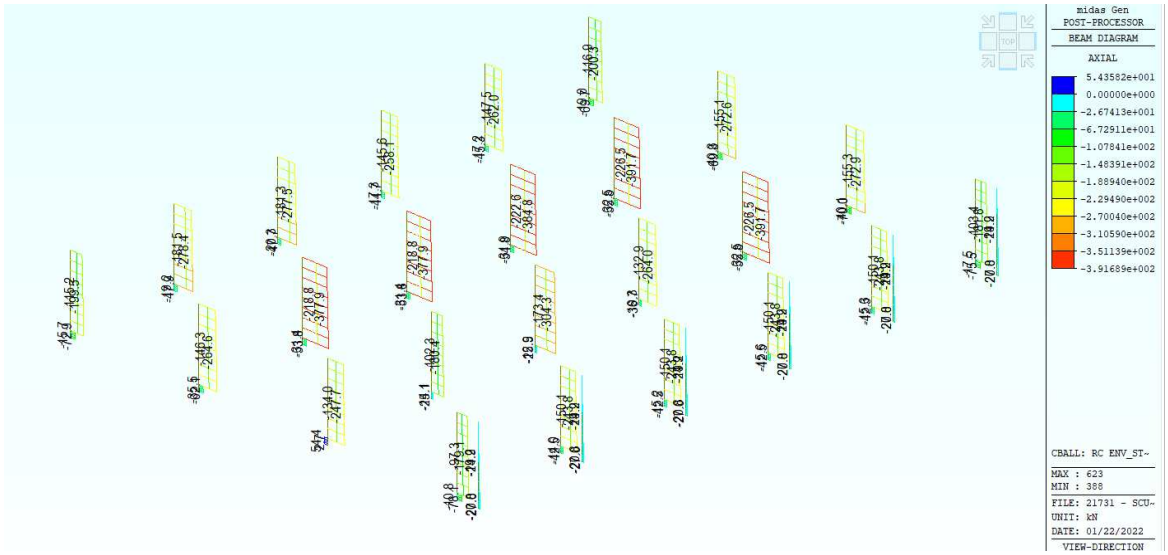


Sforzi di taglio [kN]





Sforzi normali [kN]



Nelle seguenti tabelle si riportano i dettagli delle verifiche effettuate per le sollecitazioni di pressoflessione e di taglio dei pilastri in c.a. 18x120cm nella situazione posteriore ai lavori di adeguamento sismico.

I particolari delle armature sono stati ricavati dal progetto strutturale originario dopo averli verificati nel corso delle indagini effettuate sulla struttura, e dopo aver visionato i documenti della Direzione dei Lavori, nonché il Collaudo Statico.

Eurocode2:04 RC-Column Checking Result Dialog

Code : Eurocode2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability — Primary Sorting Option: SECT / MEMB

MEMB	SEL	Section		fck	fyk	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LCB	V_Ed.end	Rat-V.end
SECT		Bc	Hc	Height	fyw					Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid		V_Ed.mid	Rat-V.mid
355		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	29	12-6-P12(P16)	4626.54	9.14078	81.8738	0.31551	121.143	230.750	121.259	230.750	55	31.8605	0.263
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.250	0.245	0.246	0.263	0.138	0.263	0.138	55	31.8605	0.263
356		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	97.3408	94.4249	1.94682	121.811	230.750	123.189	230.750	39	26.5986	0.218
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.170	0.172	0.169	0.218	0.115	0.216	0.115	39	26.5986	0.216
357		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	12.3354	76.5715	0.24671	115.904	230.750	116.021	230.750	55	30.2451	0.261
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.221	0.223	0.212	0.261	0.131	0.261	0.131	55	30.2451	0.261
358		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	150.128	85.5094	3.00255	129.399	230.750	130.777	230.750	39	24.0871	0.186
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.122	0.123	0.118	0.186	0.104	0.184	0.104	39	24.0871	0.184
359		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	29	12-6-P12(P16)	4626.54	13.5569	68.8034	0.27114	115.733	230.750	115.850	230.750	55	27.4231	0.237
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.197	0.196	0.194	0.237	0.119	0.237	0.119	55	27.4231	0.237
360		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	29	12-6-P12(P16)	4626.54	150.128	77.1255	3.00255	129.399	230.750	130.777	230.750	39	21.7342	0.168
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.110	0.109	0.109	0.168	0.094	0.166	0.094	39	21.7342	0.166
361		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	13.9905	66.0457	0.27981	115.675	230.750	115.792	230.750	44	26.4603	0.229
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.191	0.187	0.185	0.229	0.115	0.229	0.115	44	26.4603	0.229
362		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	150.128	74.1569	3.00255	129.399	230.750	130.777	230.750	28	20.8893	0.161
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.101	0.103	0.102	0.161	0.091	0.160	0.091	28	20.8893	0.160
363		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	13.7240	67.7404	0.27448	115.719	230.750	115.835	230.750	44	27.1811	0.235
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.189	0.192	0.196	0.235	0.118	0.235	0.118	44	27.1811	0.235
364		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	38	12-6-P12(P16)	4626.54	150.128	75.3947	3.00255	129.399	230.750	130.777	230.750	28	21.4090	0.165
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.105	0.106	0.102	0.165	0.093	0.164	0.093	28	21.4090	0.164

Connect Model View

Select All | Unselect All | Re-calculation | Graphic... | Detail... | Summary... | << | Draw PM Curve... | Close | Copy Table

Result View Option: All / OK / NG

Eurocode2:04 RC-Column Checking Result Dialog

Code : Eurocode2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability — Primary Sorting Option: SECT / MEMB

MEMB	SEL	Section		fck	fyk	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LCB	V_Ed.end	Rat-V.end
SECT		Bc	Hc	Height	fyw					Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid		V_Ed.mid	Rat-V.mid
365		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	38	12-6-P12(P16)	4626.54	15.8819	66.9591	0.67194	120.768	230.750	120.885	230.750	44	27.0989	0.224
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.189	0.188	0.196	0.224	0.117	0.224	0.117	44	27.0989	0.224
366		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	103.367	78.4800	2.06734	122.677	230.750	124.055	230.750	28	22.1070	0.180
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.128	0.127	0.126	0.180	0.096	0.178	0.096	28	22.1070	0.178
368		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	55	12-6-P12(P16)	4626.54	134.026	96.6666	2.68052	127.084	230.750	128.462	230.750	55	27.2300	0.214
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.155	0.154	0.154	0.214	0.118	0.212	0.118	55	27.2300	0.212
369		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	14.2626	72.1112	0.28525	112.624	230.750	112.740	230.750	39	27.5025	0.244
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.208	0.206	0.204	0.244	0.119	0.244	0.119	39	27.5025	0.244
370		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	103.511	86.5325	2.07022	122.698	230.750	124.076	230.750	39	24.3754	0.199
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.146	0.147	0.147	0.199	0.106	0.196	0.106	39	24.3754	0.196
371		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	29	12-6-P12(P16)	4626.54	13.3243	79.6685	0.26649	112.489	230.750	112.605	230.750	29	30.5277	0.271
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.231	0.231	0.229	0.271	0.132	0.271	0.132	29	30.5277	0.271
372		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	55	12-6-P12(P16)	4626.54	177.517	80.7711	3.55035	133.336	230.750	134.714	230.750	55	22.7524	0.171
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.114	0.113	0.110	0.171	0.099	0.169	0.099	55	22.7524	0.169
373		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	20.0490	64.7063	0.40098	113.456	230.750	113.572	230.750	28	24.7007	0.218
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.171	0.173	0.170	0.218	0.107	0.217	0.107	28	24.7007	0.217
374		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	38	12-6-P12(P16)	4626.54	145.916	75.1268	2.91832	128.793	230.750	130.171	230.750	38	21.1625	0.164
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.107	0.106	0.106	0.164	0.092	0.163	0.092	38	21.1625	0.163
375		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	30.8637	64.5475	0.61727	115.010	230.750	115.127	230.750	44	24.6216	0.214
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.156	0.158	0.163	0.214	0.107	0.214	0.107	44	24.6216	0.214

Connect Model View

Select All | Unselect All | Re-calculation | Graphic... | Detail... | Summary... | << | Draw PM Curve... | Close | Copy Table

Result View Option: All / OK / NG

Eurocode2:04 RC-Column Checking Result Dialog

Code : Eurocode2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability — Primary Sorting Option: SECT / MEMB

MEMB / SECT	SEL	Section Bc	Section Hc	fck / Height	fyk / fyw	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed / Rat-N	M_Edy / Rat-My	M_Edz / Rat-Mz	V_Rdc.end / Rat-Vc.end	V_Rds.end / Rat-Vs.end	V_Rdc.mid / Rat-Vc.mid	V_Rds.mid / Rat-Vs.mid	LCB	V_Ed.end / V_Ed.mid	Rat-V.end / Rat-V.mid
376		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	226.530	76.7635	4.53060	140.382	230.750	141.760	230.750	44	21.6625	0.154
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.111	0.111	0.110	0.154	0.094	0.153	0.094	44	21.6625	0.153
377		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	39.5440	65.4322	1.78560	116.258	230.750	116.375	230.750	44	24.6044	0.212
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.154	0.154	0.151	0.212	0.107	0.211	0.107	44	24.6044	0.211
378		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	196.151	79.3471	3.92301	130.148	230.750	131.526	230.750	44	22.3942	0.172
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.114	0.112	0.111	0.172	0.097	0.170	0.097	44	22.3942	0.170
379		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	36.3160	78.3231	1.44534	115.794	230.750	115.911	230.750	39	29.4439	0.254
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.192	0.195	0.201	0.254	0.128	0.254	0.128	39	29.4439	0.254
380		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	146.302	95.4196	2.92604	128.849	230.750	130.227	230.750	39	26.8787	0.209
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.141	0.143	0.148	0.209	0.116	0.206	0.116	39	26.8787	0.206
381		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	29.7787	72.5623	0.59557	114.854	230.750	114.971	230.750	39	27.6789	0.241
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.181	0.184	0.192	0.241	0.120	0.241	0.120	39	27.6789	0.241
382		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	218.754	86.4329	4.37508	139.264	230.750	140.642	230.750	39	24.3473	0.175
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.121	0.121	0.123	0.175	0.106	0.173	0.106	39	24.3473	0.173
383		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	29.7787	65.4441	0.59557	114.854	230.750	114.971	230.750	39	24.9638	0.217
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.159	0.162	0.157	0.217	0.108	0.217	0.108	39	24.9638	0.217
384		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	37	12-6-P12(P16)	4626.54	218.754	77.0292	4.37508	139.264	230.750	140.642	230.750	39	21.9546	0.158
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.112	0.110	0.112	0.158	0.095	0.156	0.095	39	21.9546	0.156
385		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	30.3212	62.8828	0.60642	114.932	230.750	115.049	230.750	28	23.9867	0.209
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.153	0.154	0.160	0.209	0.104	0.208	0.104	28	23.9867	0.208

Connect Model View

Select All | Unselect All | Re-calculation

Graphic... | Detail... | Summary... | <<

Draw PM Curve... | Close

Result View Option: All / OK / NG

Copy Table

Eurocode2:04 RC-Column Checking Result Dialog

Code : Eurocode2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability — Primary Sorting Option: SECT / MEMB

MEMB / SECT	SEL	Section Bc	Section Hc	fck / Height	fyk / fyw	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed / Rat-N	M_Edy / Rat-My	M_Edz / Rat-Mz	V_Rdc.end / Rat-Vc.end	V_Rds.end / Rat-Vs.end	V_Rdc.mid / Rat-Vc.mid	V_Rds.mid / Rat-Vs.mid	LCB	V_Ed.end / V_Ed.mid	Rat-V.end / Rat-V.mid
386		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	21	12-6-P12(P16)	4626.54	384.812	7.69624	7.69624	139.823	230.750	141.201	230.750	28	21.0953	0.151
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.108	0.109	0.109	0.151	0.091	0.149	0.091	28	21.0953	0.149
387		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	30.8637	64.5527	0.61727	115.010	230.750	115.127	230.750	44	24.6236	0.214
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.156	0.158	0.163	0.214	0.107	0.214	0.107	44	24.6236	0.214
388		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	226.530	76.7632	4.53060	140.382	230.750	141.760	230.750	44	21.6622	0.154
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.111	0.111	0.110	0.154	0.094	0.153	0.094	44	21.6622	0.153
389		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	41.5645	65.1407	2.17014	116.549	230.750	116.665	230.750	28	24.4953	0.210
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.156	0.153	0.150	0.210	0.106	0.210	0.106	28	24.4953	0.210
390		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	195.628	79.7137	3.91256	130.112	230.750	131.490	230.750	28	22.2897	0.171
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.114	0.112	0.111	0.171	0.097	0.170	0.097	28	22.2897	0.170
391		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	55	12-6-P12(P16)	4626.54	14.0373	81.5047	0.46208	120.822	230.750	120.939	230.750	39	31.9987	0.265
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.237	0.236	0.246	0.265	0.139	0.265	0.139	39	31.9987	0.265
392		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	55	12-6-P12(P16)	4626.54	115.250	93.6942	2.30500	124.385	230.750	125.763	230.750	55	26.3927	0.212
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.155	0.156	0.164	0.212	0.114	0.210	0.114	55	26.3927	0.210
393		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	45	12-6-P12(P16)	4626.54	17.6605	75.4323	0.35321	116.618	230.750	116.734	230.750	39	30.6801	0.263
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.216	0.212	0.216	0.263	0.133	0.263	0.133	39	30.6801	0.263
394		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	29	12-6-P12(P16)	4626.54	181.680	83.9790	3.63360	134.083	230.750	135.461	230.750	55	23.9514	0.179
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.119	0.118	0.113	0.179	0.104	0.177	0.104	55	23.9514	0.177
395		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	45	12-6-P12(P16)	4626.54	18.6960	68.1897	0.37392	116.444	230.750	116.560	230.750	39	27.7735	0.239
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.188	0.187	0.188	0.239	0.120	0.238	0.120	39	27.7735	0.238

Connect Model View

Select All | Unselect All | Re-calculation

Graphic... | Detail... | Summary... | <<

Draw PM Curve... | Close

Result View Option: All / OK / NG

Copy Table

Eurocode2:04 RC-Column Checking Result Dialog

Code : Eurocode2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability — Primary Sorting Option: SECT / MEMB

MEMB / SECT	SEL	Section Bc	Section Hc	fck / Height	fyk / fyw	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed / Rat-N	M_Edy / Rat-My	M_Edz / Rat-Mz	V_Rdc.end / Rat-Vc.end	V_Rds.end / Rat-Vs.end	V_Rdc.mid / Rat-Vc.mid	V_Rds.mid / Rat-Vs.mid	LCB	V_Ed.end / V_Ed.mid	Rat-V.end / Rat-V.mid
396		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	53	12-6-P12(P16)	4626.54	182.021	76.0097	3.64042	133.956	230.750	135.334	230.750	55	21.6630	0.162
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.109	0.107	0.103	0.162	0.094	0.160	0.094	55	21.6630	0.160
397		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	15.6567	65.8443	0.31313	116.099	230.750	116.215	230.750	28	26.6178	0.229
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.183	0.184	0.191	0.229	0.115	0.229	0.115	28	26.6178	0.229
398		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	52	12-6-P12(P16)	4626.54	158.685	73.1751	3.17371	130.742	230.750	132.119	230.750	44	20.8708	0.160
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.104	0.103	0.099	0.160	0.090	0.158	0.090	44	20.8708	0.158
399		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	54	12-6-P12(P16)	4626.54	15.5911	67.1551	0.31182	115.982	230.750	116.099	230.750	28	27.2536	0.235
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.191	0.188	0.191	0.235	0.118	0.235	0.118	28	27.2536	0.235
400		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	172.426	76.1786	3.44853	131.154	230.750	132.532	230.750	54	21.2840	0.162
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.105	0.106	0.107	0.162	0.092	0.161	0.092	54	21.2840	0.161
401		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	17.3975	68.0747	0.51568	120.361	230.750	120.478	230.750	28	26.8455	0.223
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.190	0.189	0.181	0.223	0.116	0.223	0.116	28	26.8455	0.223
402		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	116.917	78.8442	2.33833	124.625	230.750	126.003	230.750	44	22.2096	0.178
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.125	0.122	0.119	0.178	0.096	0.176	0.096	44	22.2096	0.176
623		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	29	12-6-P12(P16)	4626.54	-11.921	86.5918	0.00000	0.00000	230.750	0.00000	230.750	38	29.6452	0.128
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.292	0.294	0.000	*****	0.128	*****	0.128	38	29.6452	0.128
624		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	20.7900	97.0057	1.09960	113.329	230.750	113.446	230.750	39	25.2515	0.223
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.282	0.276	0.267	0.223	0.109	0.223	0.109	39	25.2515	0.223
625		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	19.1700	89.4303	0.93831	113.329	230.750	111.952	230.750	39	25.1916	0.222
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.258	0.254	0.247	0.222	0.109	0.225	0.109	39	25.1916	0.225

Connect Model View

Select All | Unselect All | Re-calculation | Graphic... | Detail... | Summary... | << | Draw PM Curve... | Close | Copy Table

Result View Option: All / OK / NG

Eurocode2:04 RC-Column Checking Result Dialog

Code : Eurocode2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability — Primary Sorting Option: SECT / MEMB

MEMB / SECT	SEL	Section Bc	Section Hc	fck / Height	fyk / fyw	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed / Rat-N	M_Edy / Rat-My	M_Edz / Rat-Mz	V_Rdc.end / Rat-Vc.end	V_Rds.end / Rat-Vs.end	V_Rdc.mid / Rat-Vc.mid	V_Rds.mid / Rat-Vs.mid	LCB	V_Ed.end / V_Ed.mid	Rat-V.end / Rat-V.mid
626		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	20.7900	88.1578	1.09960	113.329	230.750	113.446	230.750	39	22.9510	0.203
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.253	0.248	0.250	0.203	0.099	0.202	0.099	39	22.9510	0.202
627		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	19.1700	81.2725	0.93831	113.329	230.750	111.952	230.750	39	22.8937	0.202
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.231	0.228	0.231	0.202	0.099	0.204	0.099	39	22.8937	0.204
628		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	20.7900	79.4975	1.09960	113.329	230.750	113.446	230.750	39	20.6995	0.183
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.215	0.220	0.214	0.183	0.090	0.182	0.090	39	20.6995	0.182
629		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	39	12-6-P12(P16)	4626.54	19.1700	73.2876	0.93831	113.329	230.750	111.952	230.750	39	20.6444	0.182
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.199	0.202	0.198	0.182	0.089	0.184	0.089	39	20.6444	0.184
630		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	20.7900	76.3861	0.52929	113.329	230.750	113.446	230.750	28	19.8897	0.176
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.211	0.210	0.203	0.176	0.086	0.175	0.086	28	19.8897	0.175
631		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	38	12-6-P12(P16)	4626.54	19.1700	70.1418	0.49140	113.329	230.750	111.952	230.750	28	19.8364	0.175
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.194	0.192	0.189	0.175	0.086	0.177	0.086	28	19.8364	0.177
632		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	20.7900	78.4342	0.58321	113.329	230.750	113.446	230.750	44	20.4202	0.180
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.220	0.216	0.224	0.180	0.088	0.180	0.088	44	20.4202	0.180
633		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	28	12-6-P12(P16)	4626.54	19.1700	72.1805	0.41547	113.329	230.750	111.952	230.750	44	20.3685	0.180
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.199	0.199	0.197	0.180	0.088	0.182	0.088	44	20.3685	0.182
634		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	44	12-6-P12(P16)	4626.54	20.7900	80.8545	0.58321	113.329	230.750	113.446	230.750	44	21.0477	0.186
1		0.180	1.200	0.3000	334420					0.220	0.223	0.224	0.186	0.091	0.186	0.091	44	21.0477	0.186
635		Pil 18x120		22264.0	334420	OK	54	12-6-P12(P16)	4626.54	19.1700	73.6565	0.44169	113.329	230.750	111.952	230.750	44	20.9973	0.185
1		0.180	1.200	3.5500	334420					0.208	0.204	0.209	0.185	0.091	0.188	0.091	44	20.9973	0.188

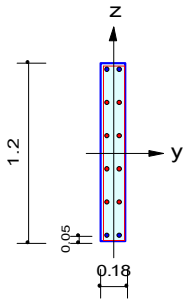
Connect Model View

Select All | Unselect All | Re-calculation | Graphic... | Detail... | Summary... | << | Draw PM Curve... | Close | Copy Table

Result View Option: All / OK / NG

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number : 623 (FM), 365, 371 (Shear-y,z)
Material Data : fck=22264, fyk=334420, fyw=334420 KPa
Column Height : 0.3 m
Section Property : Pil 18x120 (No : 1)
Rebar Pattern : 12 - 6 - P12(P16) Ast=0.001708 m^2 (Rhost=0.008)

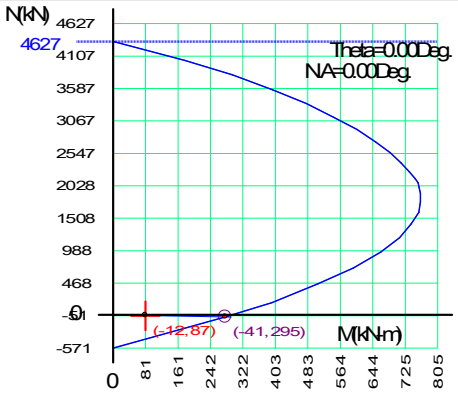


2. Design for Axial and Flexure

Load Combination : 29 (J)

Concentric Max Axial Load	N_Rdmax	=4626.54 kN	
Axial Load Ratio	N_Ed / N_Rd	=-11.921 / 40.8904	=0.292 < 1.000 ..... OK
Moment Ratio	M_Ed / M_Rd	=86.5918 / 294.704	=0.294 < 1.000 ..... OK
	M_Edy / M_Rdy	=86.5918 / 294.704	=0.294 < 1.000 ..... OK
	M_Edz / M_Rdz	=0.00000 / 0.00000	=0.000 < 1.000 ..... OK

M-N Interaction Diagram



N_Rd(kN)	M_Rd(kN-m)
4626.54	0.00
4061.14	312.67
3576.92	506.66
3135.33	639.59
2745.01	725.79
2422.12	776.98
2237.90	800.21
2061.99	805.32
1726.91	800.90
1307.69	751.31
792.53	629.69
209.51	415.99
-571.19	0.00

3. Design for Shear

[END]	y: 54 (J)	z: 29 (J)
Applied Shear Force (V_Ed)	14.5363 kN	30.5277 kN
Shear Ratio (V_Ed/V_Rdc)	14.5363 / 137.250 = 0.106	30.5277 / 112.489 = 0.271
Shear Ratio (V_Ed/V_Rds)	14.5363 / 26.0848 = 0.557	30.5277 / 230.750 = 0.132
Shear Ratio (V_Ed/V_Rdmax)	14.5363 / 664.246 = 0.022	30.5277 / 881.404 = 0.035
Shear Ratio	0.106 < 1.000 ..... OK	0.271 < 1.000 ..... OK
Asw-H_use	0.00067 m^2/m, 2-P8 @150	0.00067 m^2/m, 2-P8 @150

[MIDDLE]	y: 54 (1/2)	z: 29 (1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	14.5363 kN	30.5277 kN
Shear Ratio (V_Ed/V_Rdc)	14.5363 / 137.338 = 0.106	30.5277 / 112.605 = 0.271
Shear Ratio (V_Ed/V_Rds)	14.5363 / 26.0848 = 0.557	30.5277 / 230.750 = 0.132
Shear Ratio (V_Ed/V_Rdmax)	14.5363 / 664.246 = 0.022	30.5277 / 881.404 = 0.035
Shear Ratio	0.106 < 1.000 ..... OK	0.271 < 1.000 ..... OK
Asw-H_use	0.00067 m^2/m, 2-P8 @150	0.00067 m^2/m, 2-P8 @150

4. Serviceability : Stress Limit Check

	Load Combination	Stress(s)	Allowable Stress(sa)	Stress Ratio(s/sa)
Concrete (Tensile)	60(Q)	0.00	2374.23	0.0000
Concrete (Compression)	76(Q)	1238.30	13358.40	0.0927
	89(Q)	962.86	10018.80	0.0961
Rebar	60(Q)	5208.51	267536.00	0.0195
Check Linear Creep	89(Q)	962.86	10018.80	Linear Creep

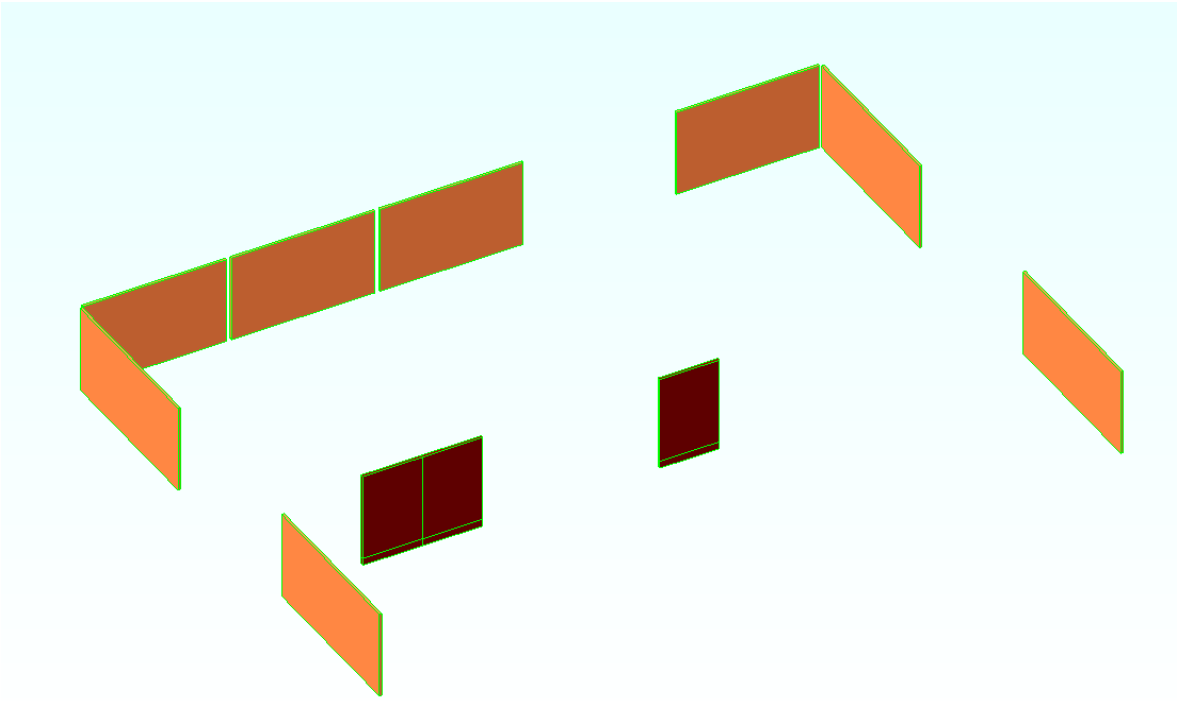
I pilastri 18x120cm della struttura esistente in c.a. sono verificati allo SLU e SLV.

9.4.2 VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DEI SETTI DELLA STRUTTURA ESISTENTE

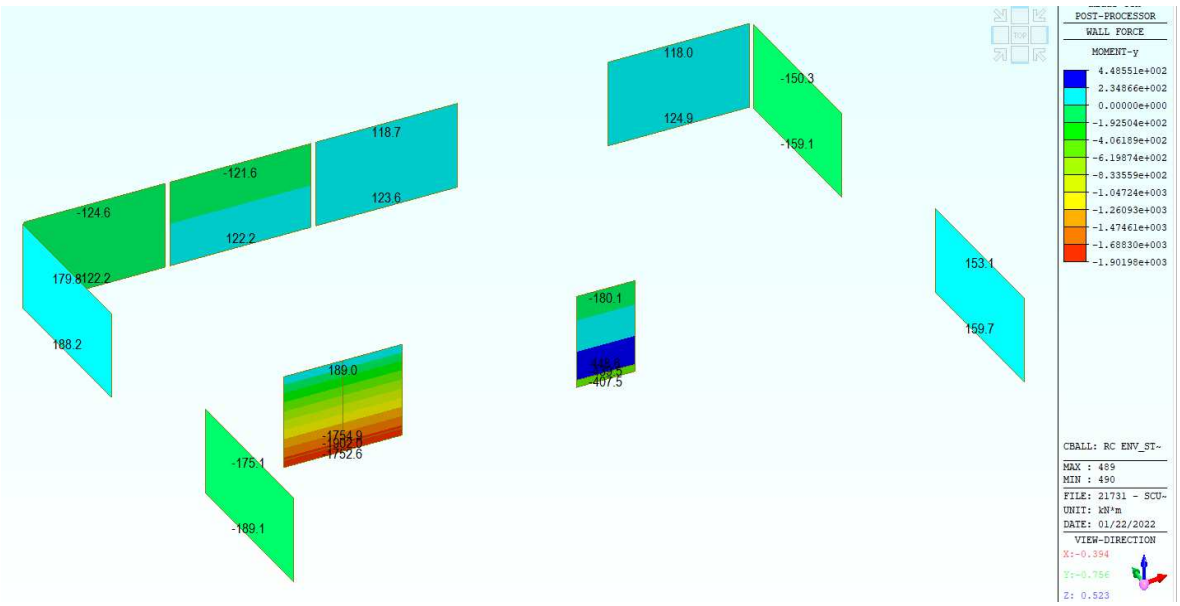
Nelle seguenti tabelle si riportano i dettagli delle verifiche effettuate per le sollecitazioni di pressoflessione e di taglio nel piano dei setti esistenti presenti lungo il perimetro e all'interno della struttura esistente.

Le massime sollecitazioni di momento flettente e di taglio agenti sui setti in c.a. risultano dai seguenti schemi grafici.

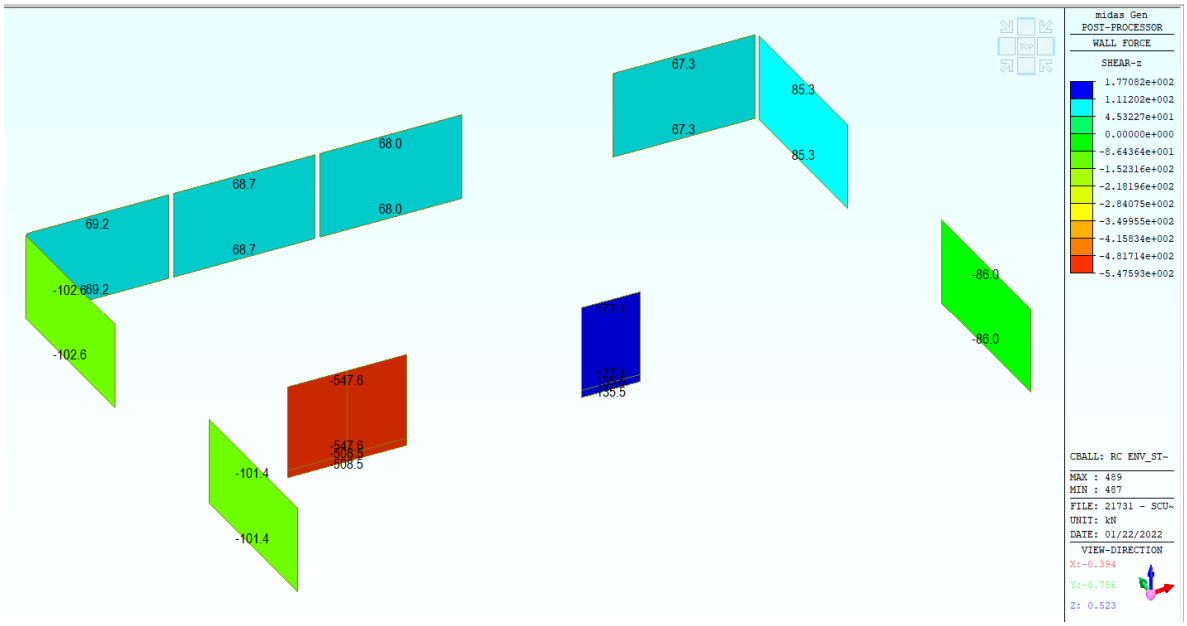
Le massime sollecitazioni di momento flettente e di taglio agenti sulle pareti esistenti in calcestruzzo risultano dai seguenti schemi grafici.



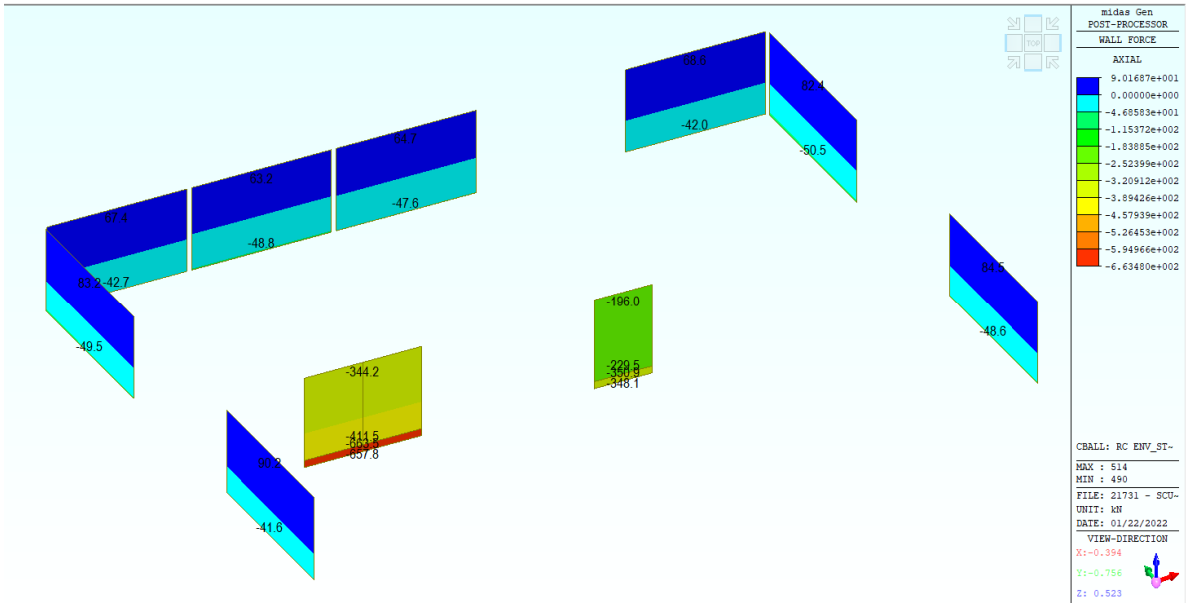
Momento flettente [kNm]



Sforzo di taglio [kN]



Sforzo normale [kN]



Nelle seguenti tabelle si riportano i dettagli delle verifiche effettuate per le sollecitazioni di pressoflessione e di taglio nel piano delle pareti.

I particolari delle armature sono stati ricavati dal progetto strutturale originario dopo averli verificati nel corso delle indagini effettuate sulla struttura, e dopo aver visionato i documenti della Direzione dei Lavori, nonché il Collaudo Statico.

Nelle seguenti tabelle vengono riassunte le verifiche a pressoflessione e taglio delle pareti strutturali in cemento armato.

PARETI PERIMETRALI SPESSORE 100mm

Eurocode2:04 RC-Wall Checking Result Dialog

Code : EC2:04,NTC2018 (M1) Unit : kN , m

Sorted by: Wall ID + Story / Wall ID (WID)

Sort Result...

Primary Sorting Option: WID / Wall Mark

WID / Story	SEL	Wall Mark		fck	fyk	CHK	LCB	N_Rdmax / N_Ed	Rat-Ny / Rat-Nz	M_Edy / M_Edz	Rat-My / Rat-Mz	VRdc / Rat-Vc	VRds / Rat-Vs	V_Ed / Rat-V
		Lw	HTw	hw	fyw									
3		wM0003		11111.0	311594	OK	55	7082.40	0.246	175.140	0.249	152.348	353.348	101.445
2F		7.0000	3.5500	0.1000	311594			-69.166	0.145	0.07753	0.148	0.666	0.287	0.666
4		wM0004		11111.0	311594	OK	39	7082.40	0.241	179.832	0.238	153.046	353.348	102.596
2F		7.0000	3.5500	0.1000	311594			-63.911	0.134	0.06672	0.133	0.670	0.290	0.670
5		wM0005		11111.0	311594	OK	54	7082.40	0.223	151.260	0.226	152.940	353.348	85.9894
2F		7.0000	3.5500	0.1000	311594			-64.856	0.137	0.07670	0.135	0.562	0.243	0.562
6		wM0006		11111.0	311594	OK	38	7082.40	0.219	148.492	0.222	153.194	353.348	85.2676
2F		7.0000	3.5500	0.1000	311594			-63.841	0.133	0.03886	0.132	0.557	0.241	0.557
7		wM0007		11111.0	311594	OK	41	5876.56	0.230	124.589	0.233	129.772	292.774	69.2049
2F		5.8000	3.5500	0.1000	311594			-51.110	0.128	0.07175	0.128	0.533	0.236	0.533
8		wM0008		11111.0	311594	OK	41	5758.12	0.314	121.571	0.317	116.156	190.303	68.6660
2F		5.8000	3.5500	0.1000	311594			-48.681	0.172	0.05554	0.171	0.591	0.361	0.591
9		wM0009		11111.0	311594	OK	41	5876.56	0.225	117.809	0.227	129.732	292.774	67.9899
2F		5.8000	3.5500	0.1000	311594			-51.410	0.127	0.04152	0.127	0.524	0.232	0.524
10		wM0010		11111.0	311594	OK	25	5876.56	0.230	118.045	0.227	129.533	292.774	67.3188
2F		5.8000	3.5500	0.1000	311594			-52.595	0.131	0.05912	0.131	0.520	0.230	0.520

Connect Model View

Select All | Unselect All | Re-calculation

Graphic... | Detail... | Summary... | <<

Draw PM Curve... | Close

Result View Option: All / OK / NG

Copy Table

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018

Wall ID : 3 (Wall Mark : wM0003)

Story : 2F (Height = 3.55 m)

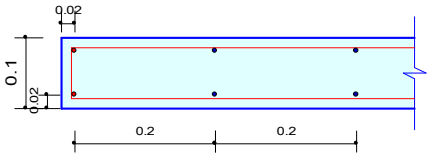
Material Data : fck = 11111, fyk = 311594, fyw = 311594 kPa

Wall Dim (Length*Thk) : 7*0.1 m

Vertical Rebar : P5 @200 (AsV = 0.00020 m^2/m)

End Rebar : 2-P8

Unit System : kN, m)



2. Applied Loads

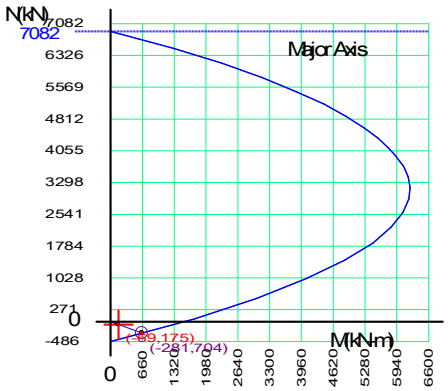
Load Combination : 55

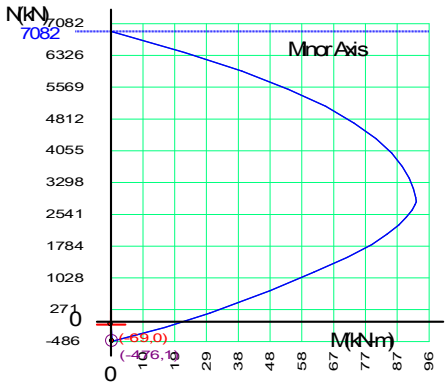
N_Ed = -69.166 kN, M_Edy = -175.14 kN-m, M_Edz = 0.07753 kN-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max Axial Load	N_Rdmax	= 7082.40 kN
Major Axis		
Design Axial Load Strength	N_Rdy	= -281.46 kN
Axial Ratio	N_Ed/N_Rdy	= 0.246 < 1.000 ..... O.K
Design Moment Strength	M_Rdy	= 703.759 kN-m
Moment Ratio	M_Edy/M_Rdy	= 0.249 < 1.000 ..... O.K
Minor Axis		
Design Axial Load Strength	N_Rdz	= -475.59 kN
Axial Ratio	N_Ed/N_Rdz	= 0.145 < 1.000 ..... O.K
Design Moment Strength	M_Rdz	= 0.52393 kN-m
Moment Ratio	M_Edz/M_Rdz	= 0.148 < 1.000 ..... O.K

4. M-N Interaction Diagram





5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Force	V_Ed	= 101.445 kN (Load Combination : 39)
Shear Ratio by Conc	V_Ed/V_Rdc	= 101.445 / 152.348 = 0.6659
Shear Ratio by V_Rds	V_Ed/V_Rds	= 101.445 / 353.348 = 0.2871
Shear Ratio by V_Rdmax	V_Ed/V_Rdmax	= 101.445 / 1338.74 = 0.0758
Shear Ratio	V_Ed/V_Rd	= 0.666 < 1.000 ..... O.K
		(Asw-H_req = 0.00020 m^2/m, P5 @200)

PARETI INTERNE SPESSORE 120mm

Eurocode2:04 RC-Wall Checking Result Dialog

Code : EC2:04,NTC2018 (M1) Unit : kN , m

Sorted by: Wall ID + Story / Wall ID (WID) Sort Result... Primary Sorting Option: WID / Wall Mark

WID / Story	SEL	Wall Mark		fck / hw	fyk / fyw	CHK	LCB	N_Rdmax / N_Ed	Rat-Ny / Rat-Nz	M_Edy / M_Edz	Rat-My / Rat-Mz	VRdc / Rat-Vc	VRds / Rat-Vs	V_Ed / Rat-V
1	☐	wM0001		22264.0	334420	OK	50	12047.6	0.524	1754.92	0.514	243.958	658.240	547.593
2F		4.8600	3.5500	0.1200	334420			249.842	0.031	4.99683	0.031	2.245	0.832	0.832
2	☐	wM0002		22264.0	334420	OK	55	6064.84	0.057	117.401	0.058	139.403	327.768	177.082
1F		2.4200	0.3000	0.1200	334420			189.808	0.550	24.7016	0.538	1.270	0.540	0.540

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System : kN, m)

Wall ID : 1 (Wall Mark: wM0001)

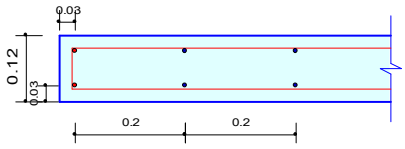
Story : 2F (Height = 3.55 m)

Material Data : fck = 22264, fyk = 334420, fyw = 334420 KPa

Wall Dim (Length*Thk) : 4.86001*0.12 m

Vertical Rebar : P8 @200 (AsV = 0.00050 m^2/m)

End Rebar : 2-P16



2. Applied Loads

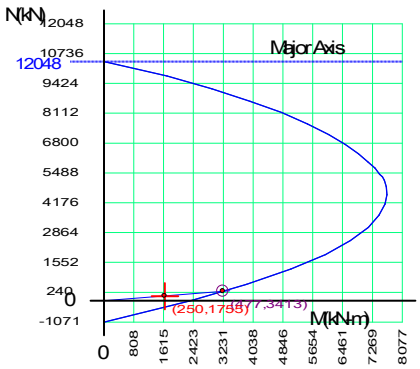
Load Combination : 50

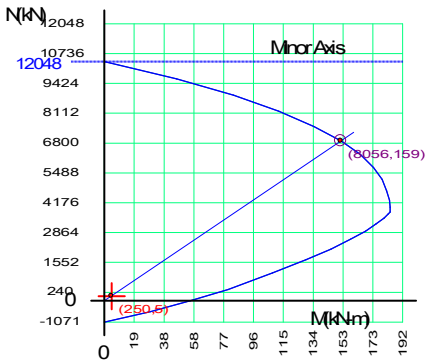
N_Ed = 249.842 kN, M_Edy = 1754.92 kN-m, M_Edz = 4.99683 kN-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max Axial Load	N_Rdmax	= 12047.6 kN
Major Axis		
Design Axial Load Strength	N_Rdy	= 476.523 kN
Axial Ratio	N_Ed/N_Rdy	= 0.524 < 1.000 ..... O.K
Design Moment Strength	M_Rdy	= 3412.61 kN-m
Moment Ratio	M_Edy/M_Rdy	= 0.514 < 1.000 ..... O.K
Minor Axis		
Design Axial Load Strength	N_Rdz	= 8055.75 kN
Axial Ratio	N_Ed/N_Rdz	= 0.031 < 1.000 ..... O.K
Design Moment Strength	M_Rdz	= 158.793 kN-m
Moment Ratio	M_Edz/M_Rdz	= 0.031 < 1.000 ..... O.K

4. M-N Interaction Diagram





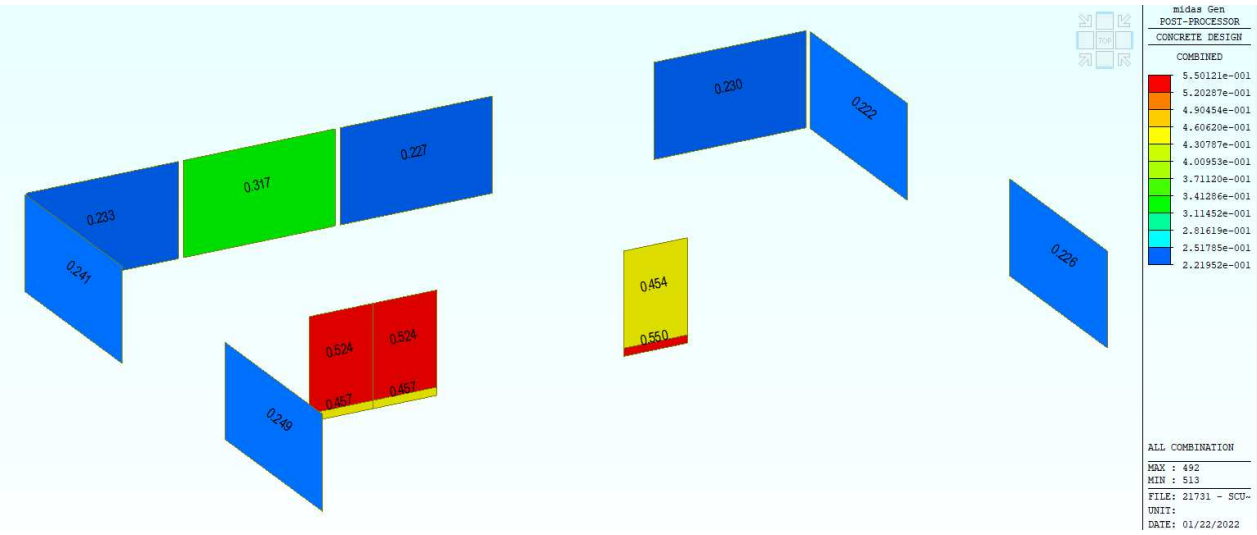
5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Force	V_Ed	= 547.593 kN (Load Combination : 50)
Shear Ratio by Conc	V_Ed/V_Rdc	= 547.593 / 243.958 = 2.2446
Shear Ratio by V_Rds	V_Ed/V_Rds	= 547.593 / 658.240 = 0.8319
Shear Ratio by V_Rdmax	V_Ed/V_Rdmax	= 547.593 / 2234.94 = 0.2450
Shear Ratio	V_Ed/V_Rd	= 0.832 < 1.000 ..... O.K
		(Asw-H_req = 0.00042 m^2/m, P8 @200)

Le pareti in c.a. esistenti perimetrali e interne sono verificate allo SLU e SLV dopo gli interventi di adeguamento sismico.

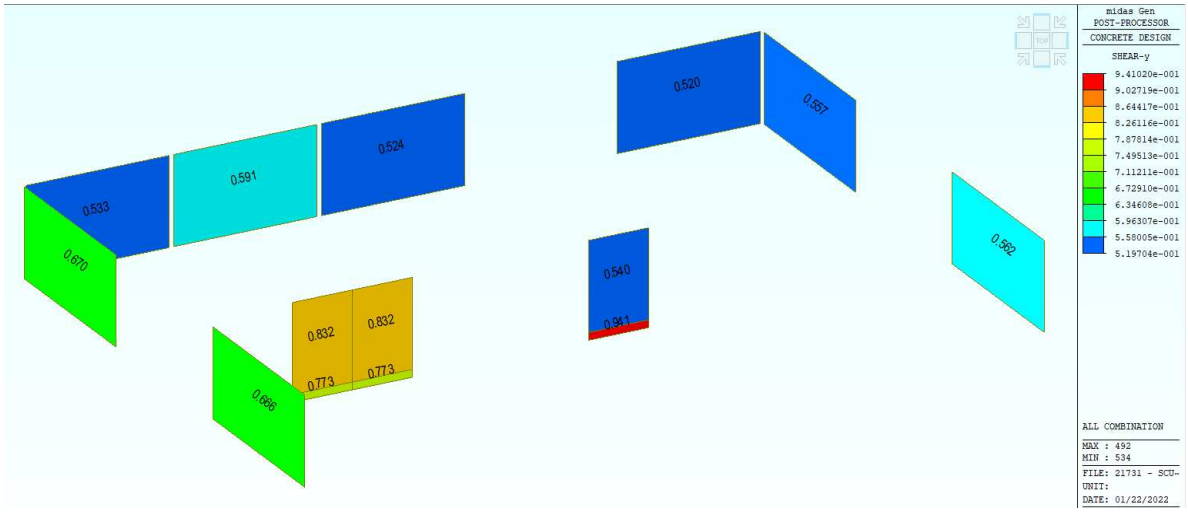
Nelle prossime immagini grafiche si riportano schematicamente i valori dei coefficienti di utilizzo delle pareti per le verifiche di pressoflessione e taglio nel piano delle pareti.

Coefficienti di utilizzo per la verifica a pressoflessione nel piano delle pareti



Coefficiente massimo di utilizzo a pressoflessione = 0.55

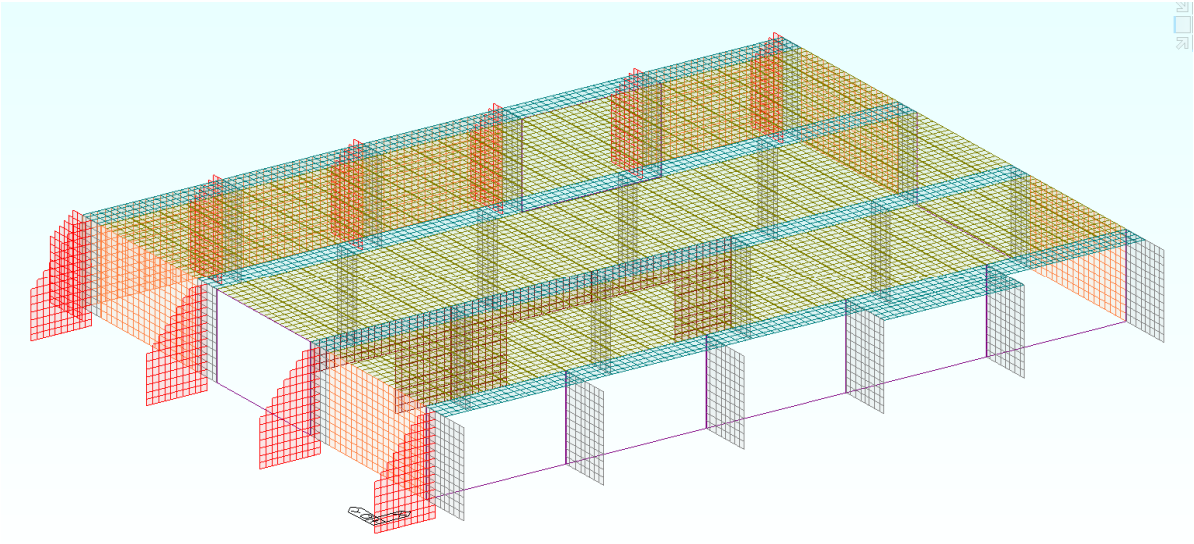
Coefficienti di utilizzo per la verifica a taglio nel piano delle pareti.

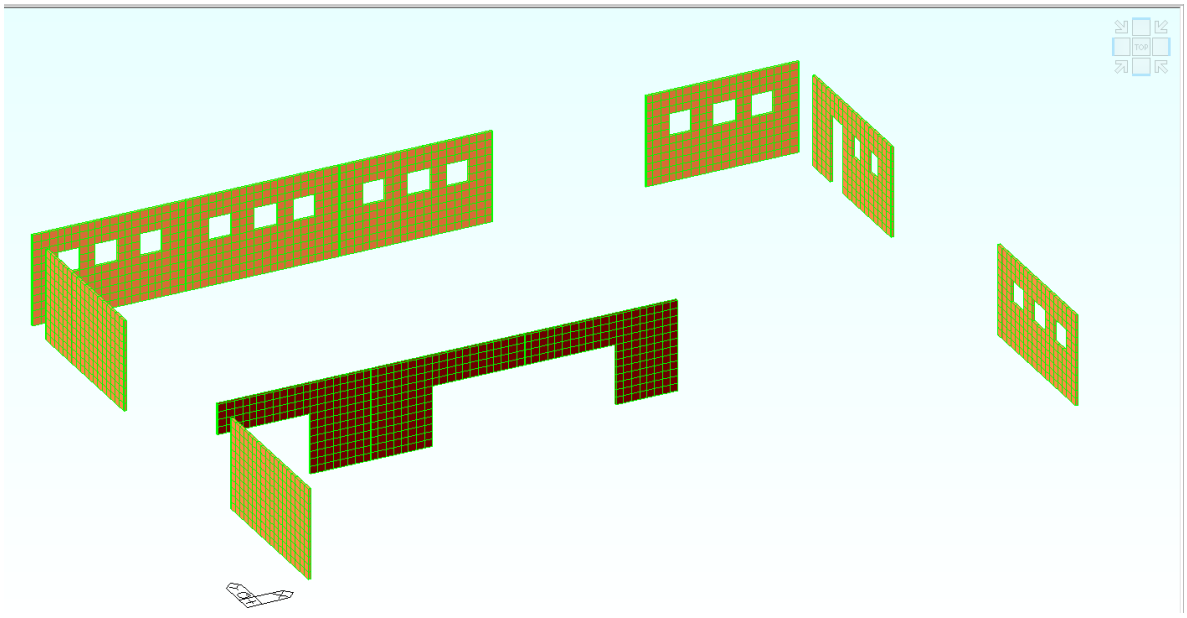


Coefficiente massimo di utilizzo a taglio = 0.94

Le pareti in c.a. esistenti sono verificate a momento flettente e taglio nel proprio piano nella situazione post intervento di adeguamento sismico.

Per la verifica di dettaglio delle armature previste nelle pareti di controvento esistenti poste lungo il perimetro esterno dell'edificio scolastico e al suo interno verrà utilizzato il modello a elementi finiti con la schematizzazione a elementi finiti del tipo "plate" bidimensionale.

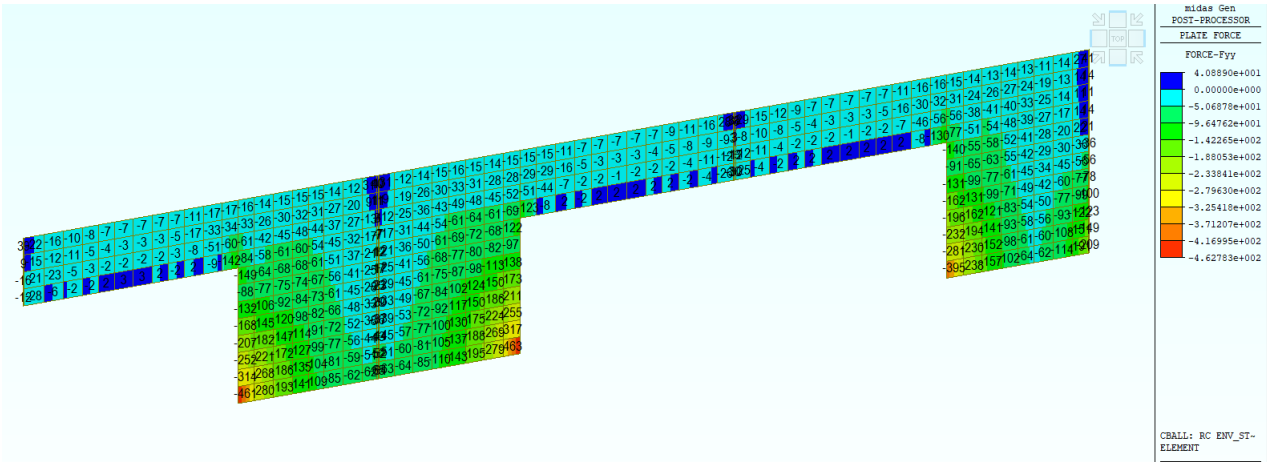


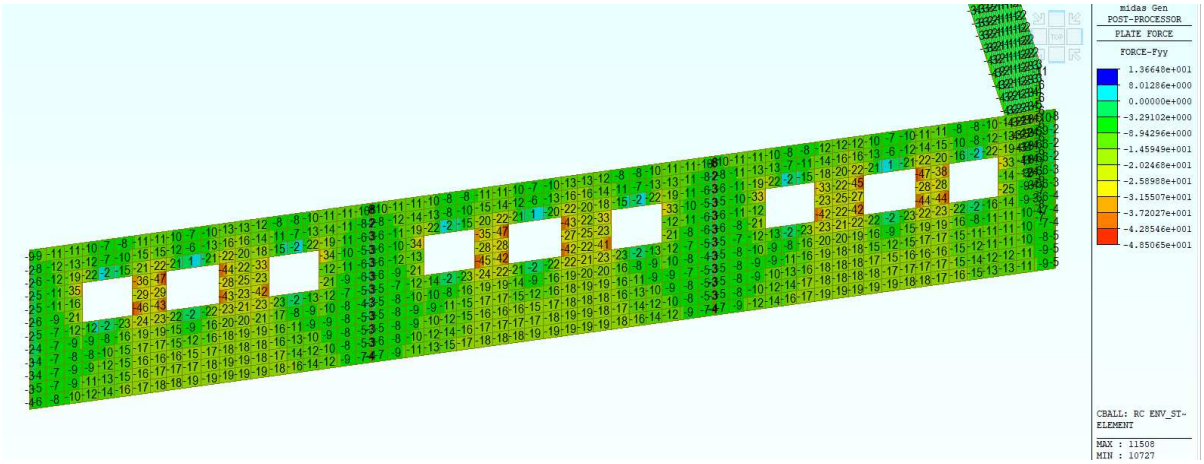


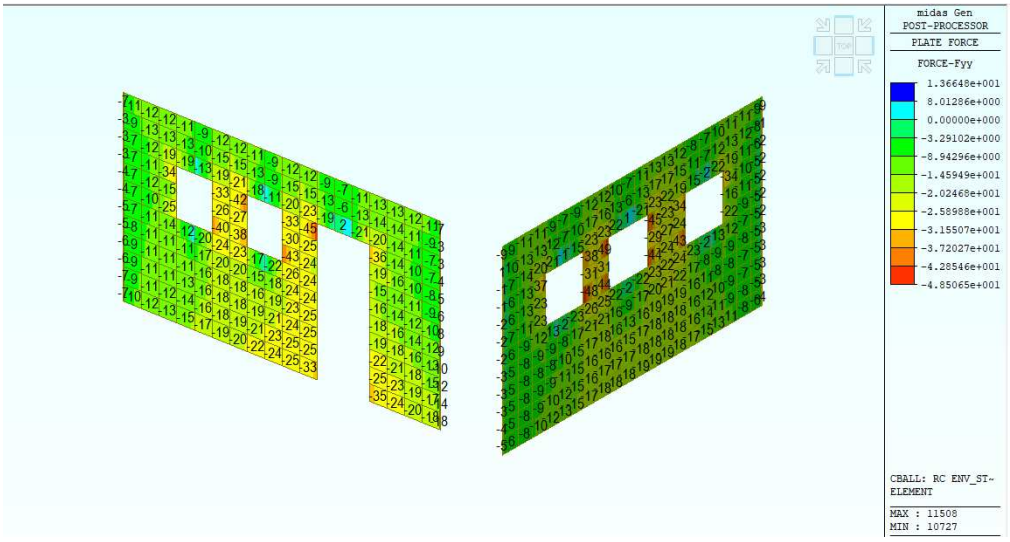
VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DEI SETTI ESISTENTI

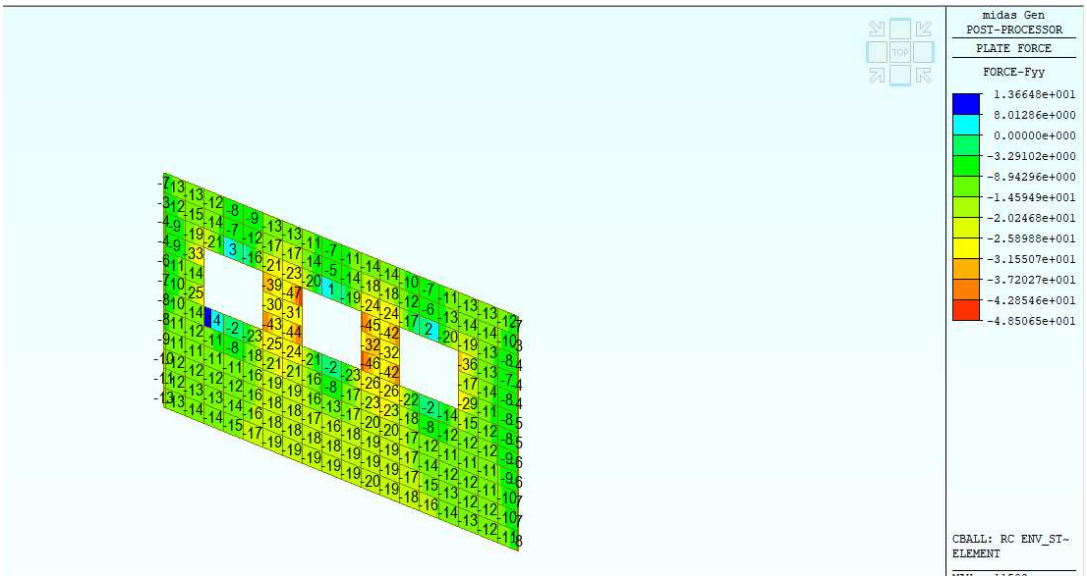
Le massime sollecitazioni di sforzo normale e di taglio agenti sui setti esistenti in c.a. risultano dai seguenti schemi grafici.

Sforzi normali [kN/m]

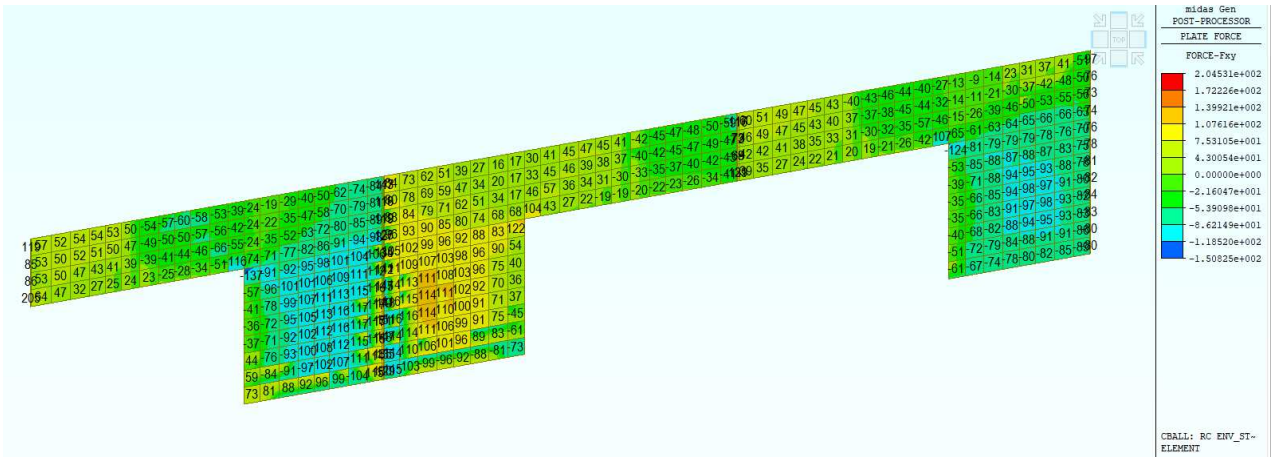


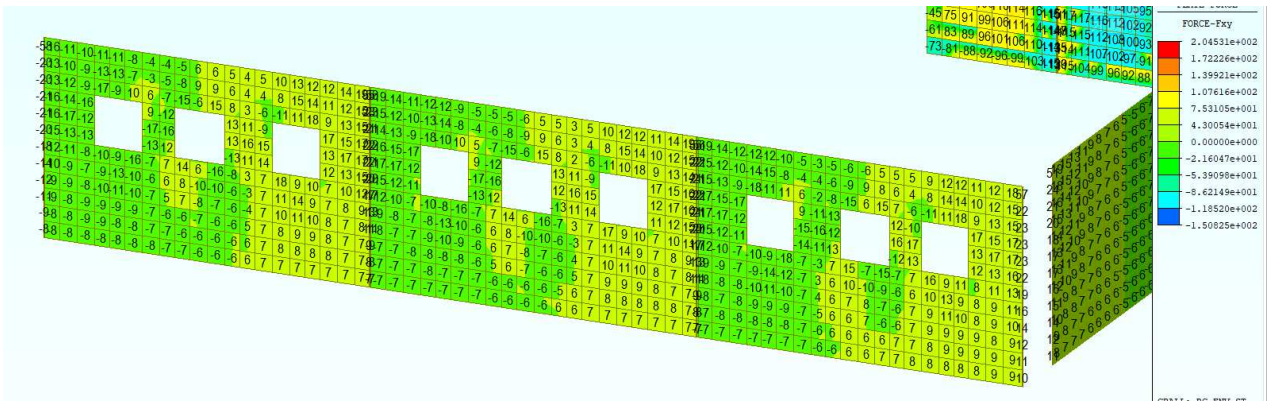


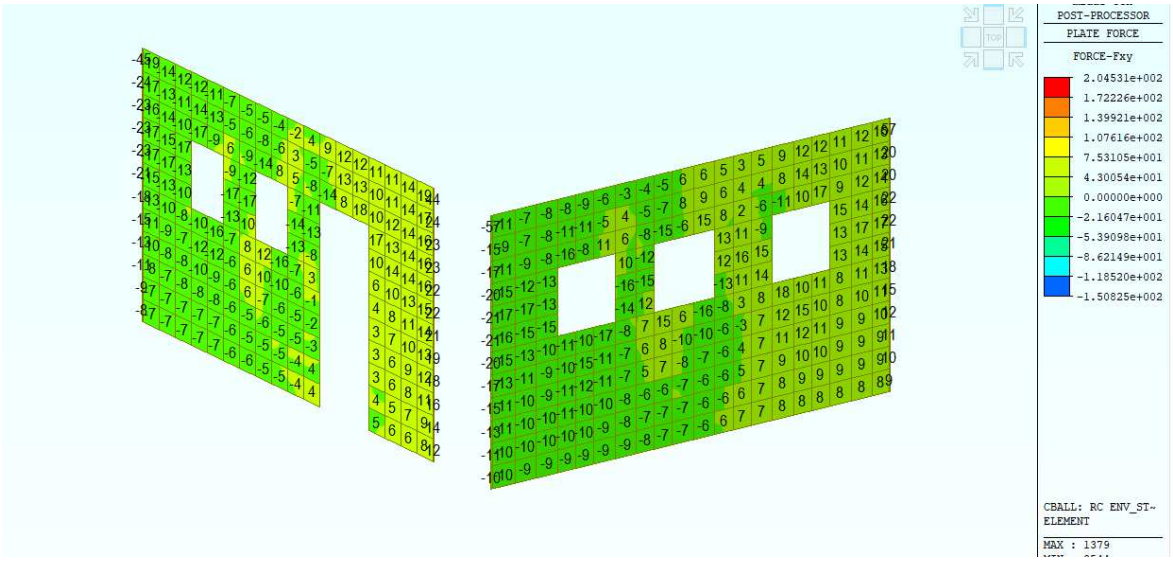




Sforzi di taglio [kN/m]







Nelle prossime immagini si riportano le verifiche di dettaglio sulle armature verticali e orizzontali inserite nei setti di controvento esistenti.

VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DELLE PARETI IN C.A. ESISTENTI DELLA STRUTTURA

Per la verifica degli elementi bidimensionali del tipo "plate" verrà utilizzata la teoria di Wood-Armer implementata nel software Midas Gen 2020 secondo la seguente schematizzazione.

Wall

La teoria del Wood-Armer si applica anche a elementi soggetti a stati piani di tensione prevedendo l'assegnazione di una percentuale variabile della tensione torsionale nelle due direzioni principali, ottenendo delle tensioni di trazione di calcolo sull'armatura e una tensione di compressione sul cls.

Questa procedura è riportata nell' E.C.2 '05, Parte 1.1:

Appendice F *ESPRESSIONI PER IL CALCOLO DELLE ARMATURE TESE IN STATI DI TENSIONE PIANI*

F.1 Generalità

(1) La presente appendice non include espressioni per il calcolo delle armature compresse.

(2) L'armatura tesa in un elemento soggetto allo stato piano di tensioni σ_{Edx}, σ_{Edy} e τ_{Edxy} può essere calcolata utilizzando il metodo mostrato qui di seguito. Si raccomanda che le tensioni di compressione siano considerate come positive, con $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$, e che la direzione delle armature coincida con gli assi x e y.
Si raccomanda di determinare le resistenze a trazione fornite dall'armatura mediante:

$$f_{tdx} = \rho_x f_{yd} \quad e \quad f_{tdy} = \rho_y f_{yd} \qquad (F.1)$$

essendo ρ_x e ρ_y i rapporti geometrici di armatura, rispettivamente secondo gli assi x e y.

(3) Nelle zone in cui σ_{Edx} e σ_{Edy} sono entrambi di compressione e $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau^2_{Edxy}$, non si richiede armatura di progetto. Tuttavia si raccomanda che la massima tensione di compressione sia non maggiore di f_{cd} (vedere punto 3.1.6).

(4) Si richiede armatura nelle zone in cui σ_{Edy} è di trazione oppure $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau^2_{Edxy}$.
L'armatura ottimale, indicata con l'apice ', e le corrispondenti tensioni sul calcestruzzo sono determinate mediante:

per $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \qquad (F.2)$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \qquad (F.3)$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edy}| \qquad (F.4)$$

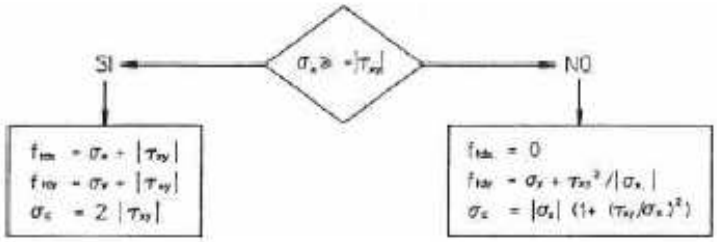
Per $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = 0 \qquad (F.5)$$

$$f'_{tdy} = (\tau^2_{Edxy}/\sigma_{Edx}) - \sigma_{Edy} \qquad (F.6)$$

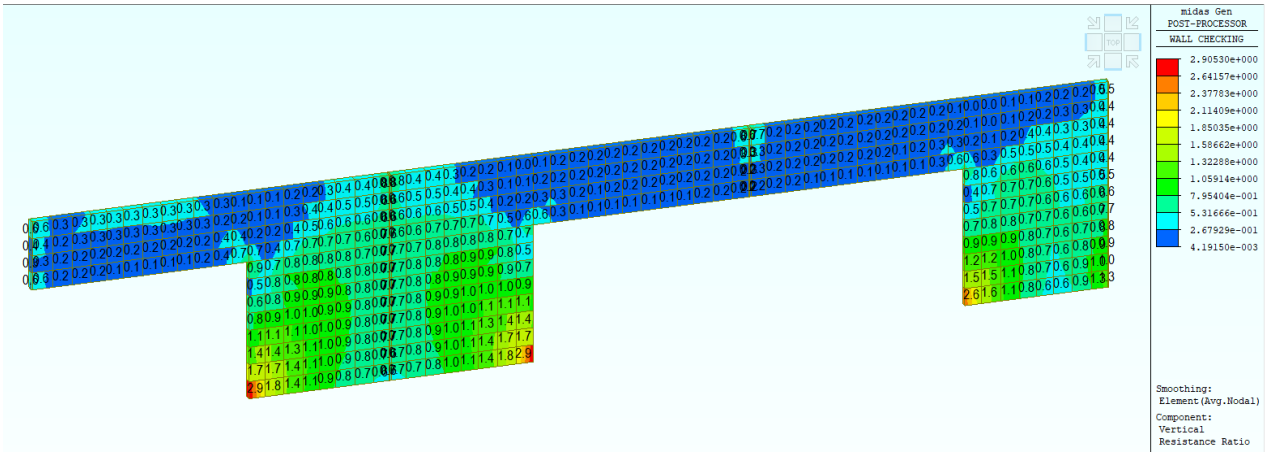
$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx}\,(1+(\tau_{Edxy}/\sigma_{Edx})^2) \qquad (F.7)$$

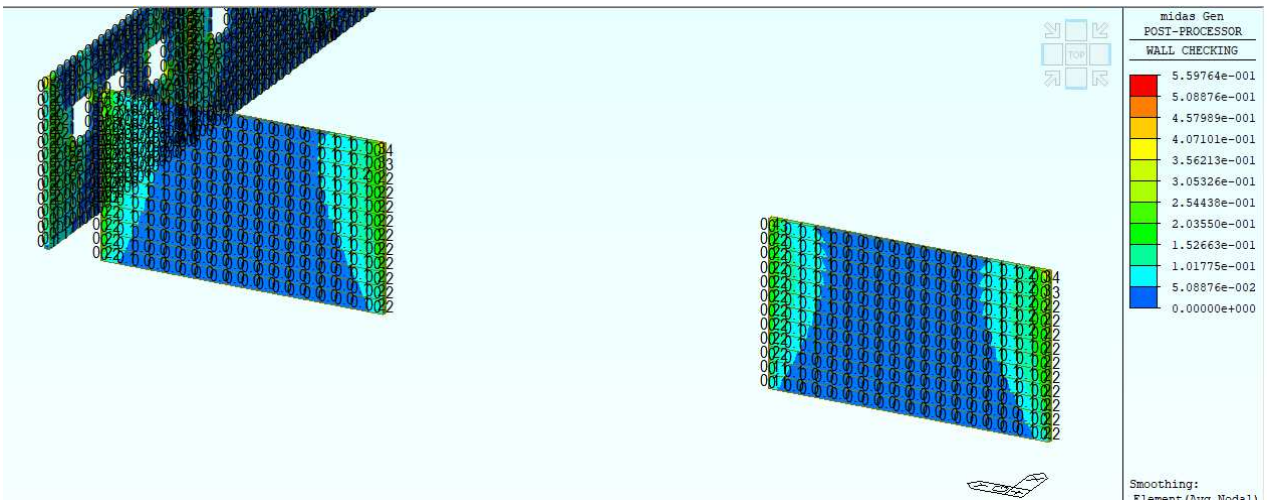
Si raccomanda che la tensione del calcestruzzo, σ_{cd}, sia verificata con un modello realistico di sezioni fessurate (vedere EN 1992-2), ma non sia generalmente maggiore di νf_{cd} [ν può essere ottenuto dall'espressione (6.5)].

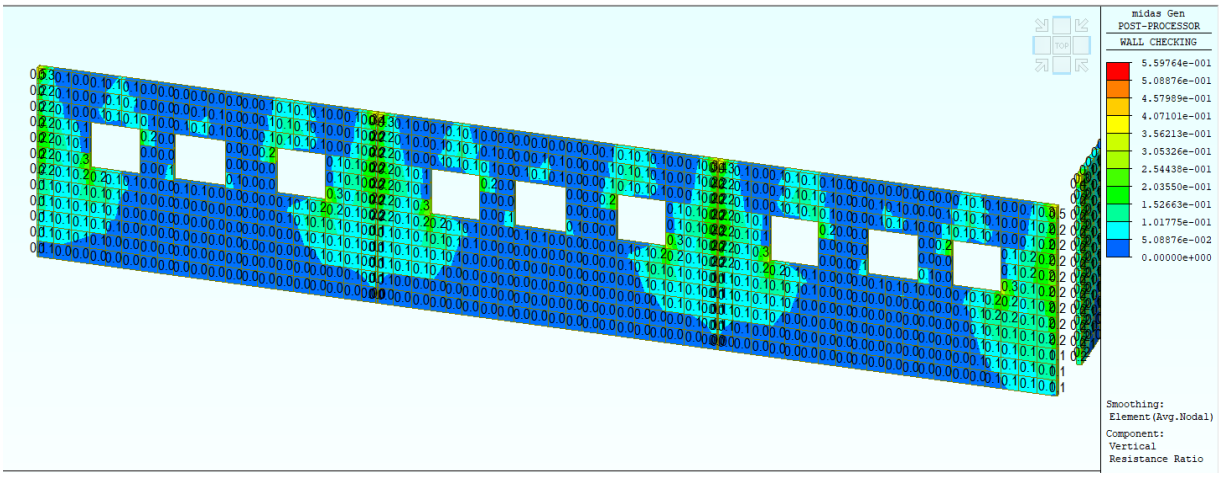


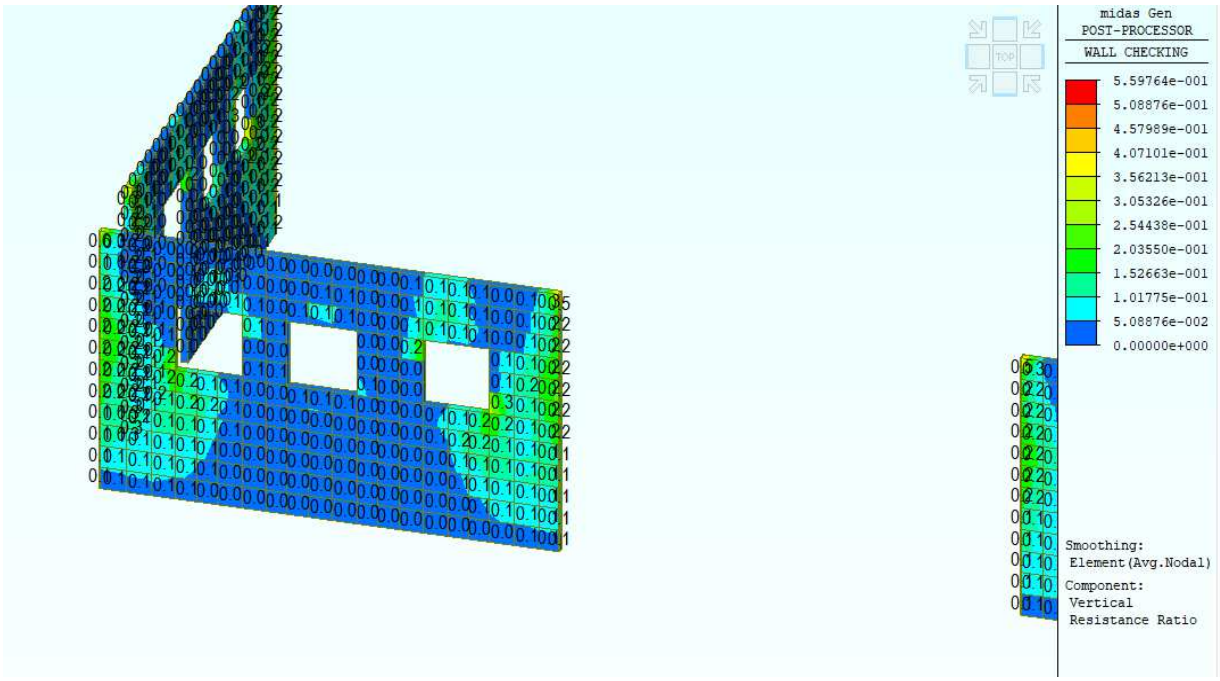
Per le combinazioni di carico allo SLU e SLV si riportano nei seguenti grafici le verifiche delle pareti di nuova realizzazione.

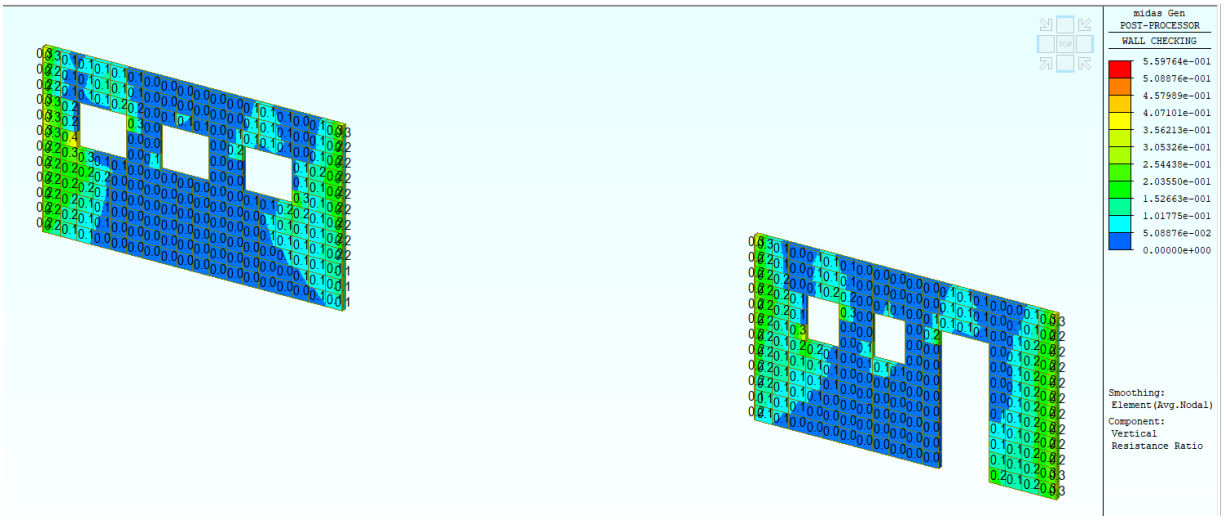
COEFFICIENTI DI UTILIZZO SULLE BARRE DI ARMATURA VERTICALI



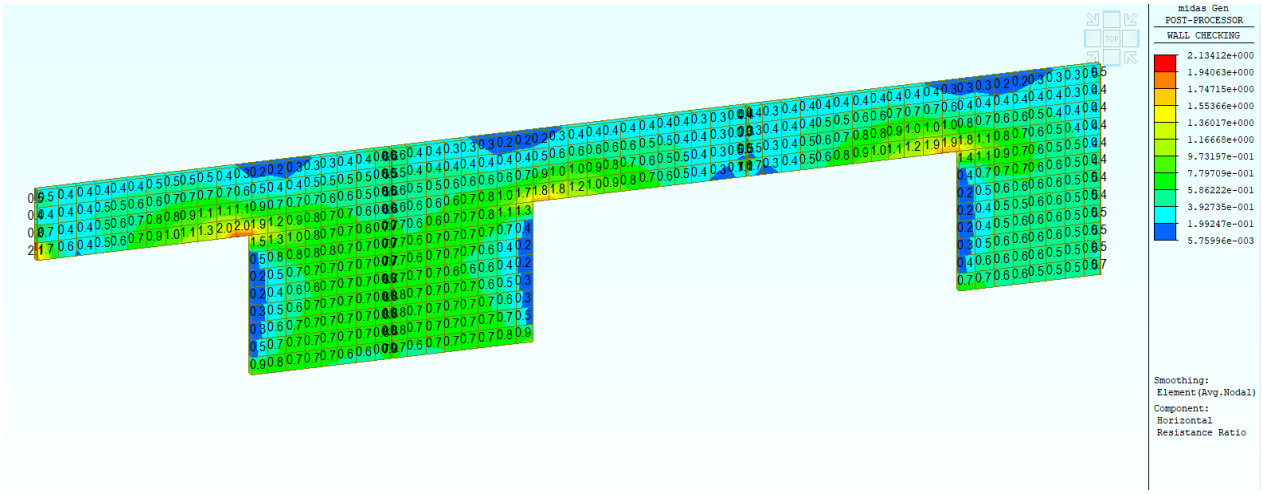


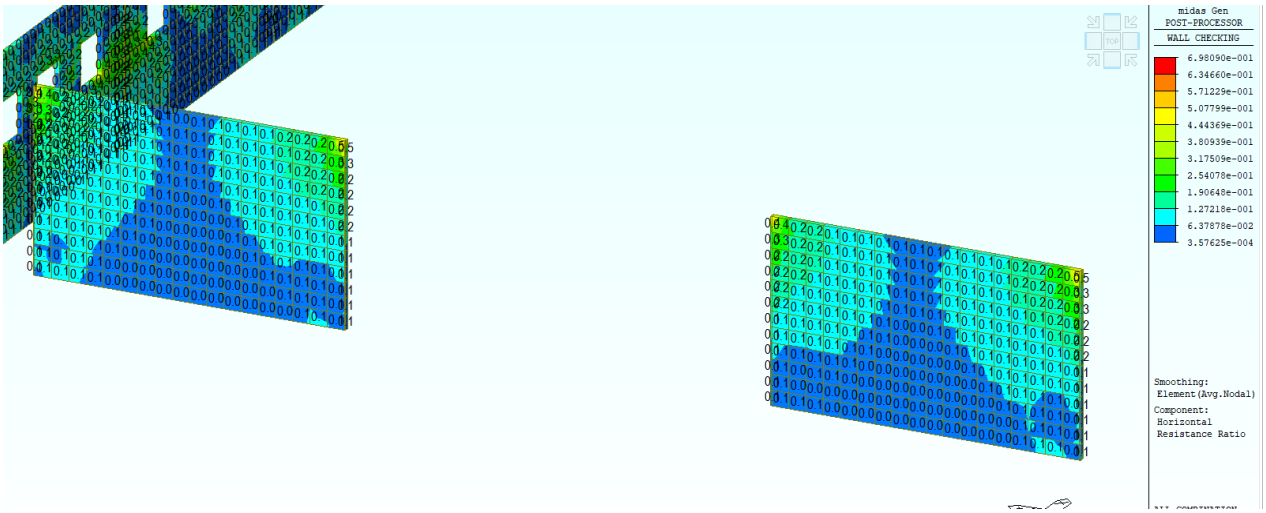

midas Gen
POST-PROCESSOR
WALL CHECKING
5.59764e-001
5.08876e-001
4.57989e-001
4.07101e-001
3.56213e-001
3.05326e-001
2.54438e-001
2.03550e-001
1.52663e-001
1.01775e-001
5.08876e-002
0.00000e+000
Smoothing:
Element(Avg.Nodal)
Component:
Vertical
Resistance Ratio

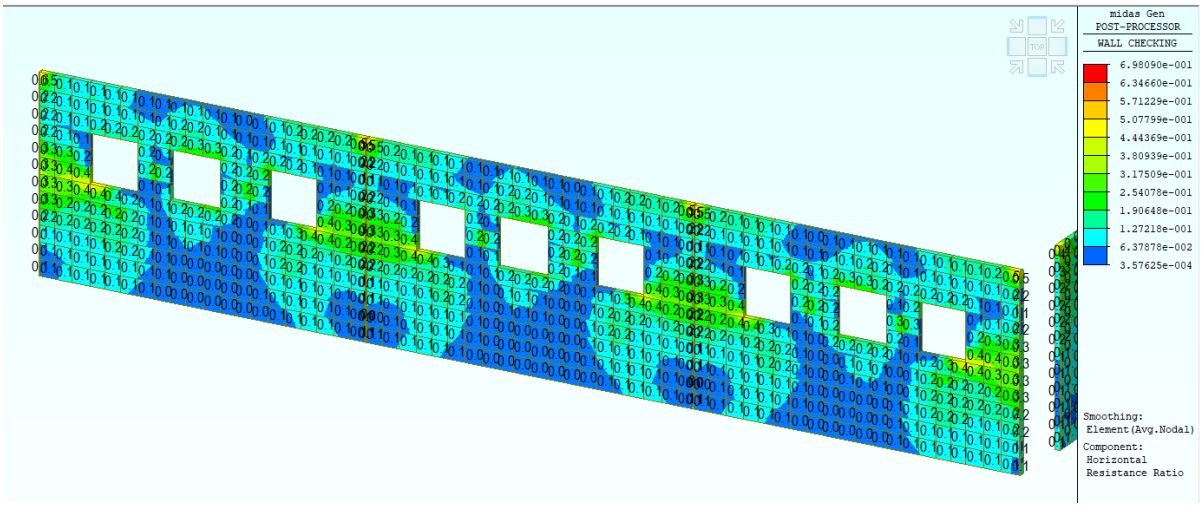

midas Gen
POST-PROCESSOR
WALL CHECKING
5.59764e-001
5.08876e-001
4.57989e-001
4.07101e-001
3.56213e-001
3.05326e-001
2.54438e-001
2.03550e-001
1.52663e-001
1.01775e-001
5.08876e-002
0.00000e+000
Smoothing:
Element(Avg.Nodal)
Component:
Vertical
Resistance Ratio

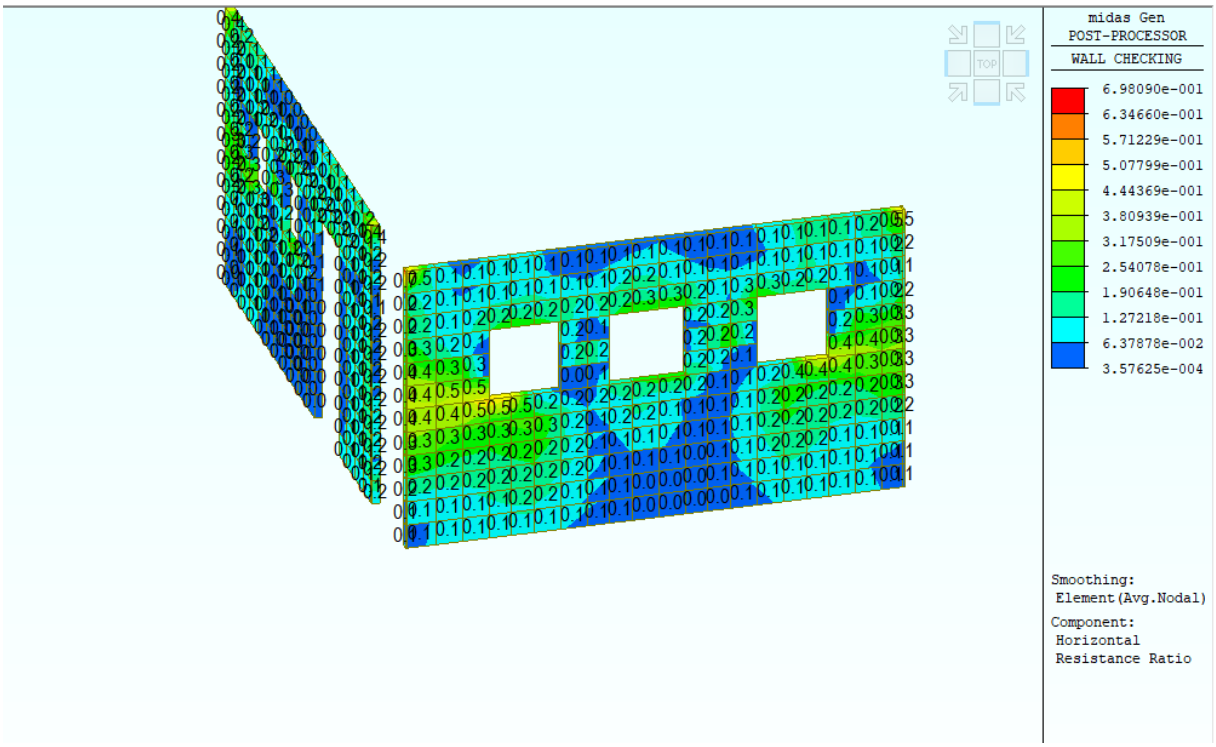

midas Gen
POST-PROCESSOR
WALL CHECKING
5.59764e-001
5.08876e-001
4.57989e-001
4.07101e-001
3.56213e-001
3.05326e-001
2.54438e-001
2.03550e-001
1.52663e-001
1.01775e-001
5.08876e-002
0.00000e+000
Smoothing:
Element(Avg.Nodal)
Component:
Vertical
Resistance Ratio

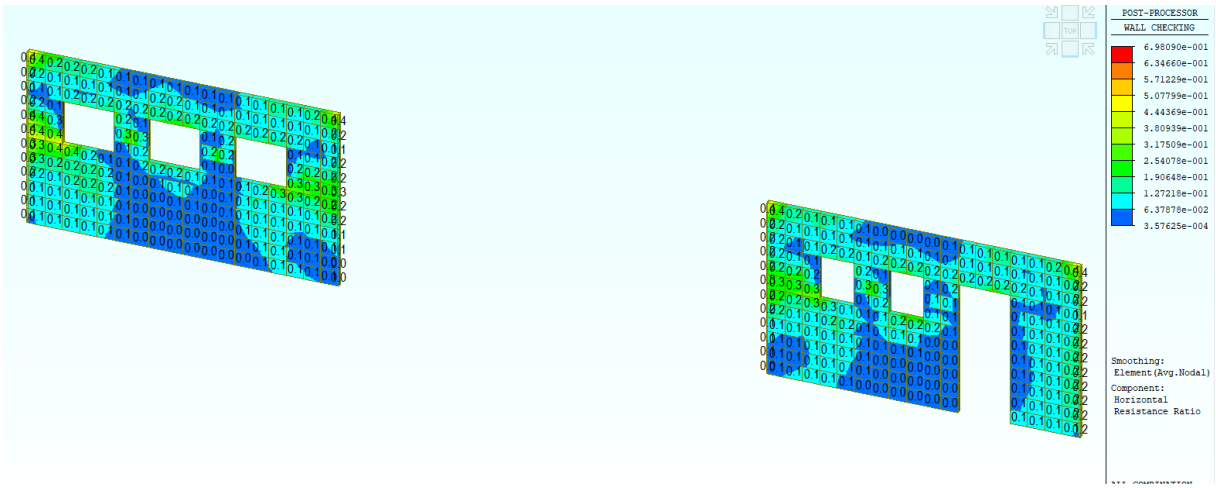
COEFFICIENTI DI UTILIZZO SULLE BARRE DI ARMATURA ORIZZONTALI











I coefficienti di verifica sulle pareti esistenti risultano al di sotto del valore unitario ad eccezione ad alcuni punti localizzati dove sono presenti dei picchi di sollecitazione in corrispondenza di alcuni spigoli delle aperture. In questi punti sono però presenti delle armature di rinforzo ϕ16mm che non sono state inserite per semplicità nel modello di calcolo.

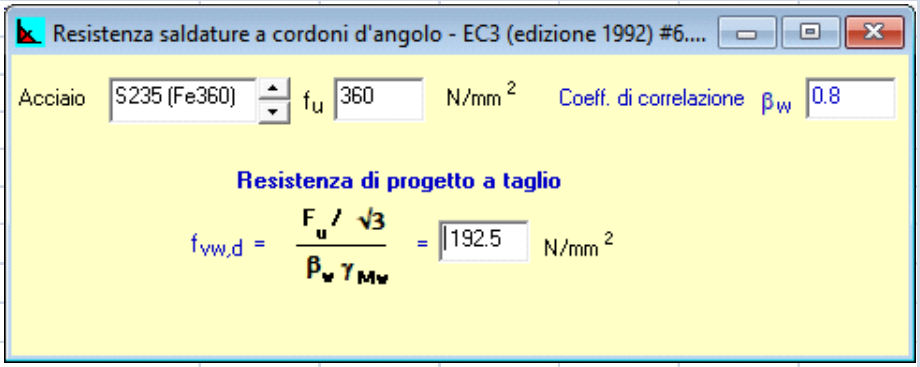
Il raggiungimento del coefficiente di rischio sismico sulle pareti in calcestruzzo della struttura esistente superiore al valore di 0.80 può ritenersi garantito.

9.4.3 VERIFICA DELLE UNIONI TRA ELEMENTI STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO PREFABBRICATO

Si effettuano le verifiche delle principali unioni realizzate tra gli elementi prefabbricati in c.a. nella situazione a seguito degli interventi di adeguamento sismico. Le unioni sono realizzate mediante piastre in acciaio collegate con saldature alle armature degli elementi in c.a. realizzate in stabilimento. Il collegamento tra le piastre dei diversi elementi strutturali è poi garantito da saldature realizzate in opera con cordoni d'angolo.

Nella effettuazione di queste si è preso in considerazione il progetto strutturale originario sia nell'individuazione dei particolari costruttivi che nei dettagli delle verifiche effettuate.

Nella seguente tabella si riporta la tensione limite per le saldature in opera a cordoni d'angolo.



fvw,d	192.5	N/mm2

Coefficiente di sicurezza legato alla conoscenza delle saldature

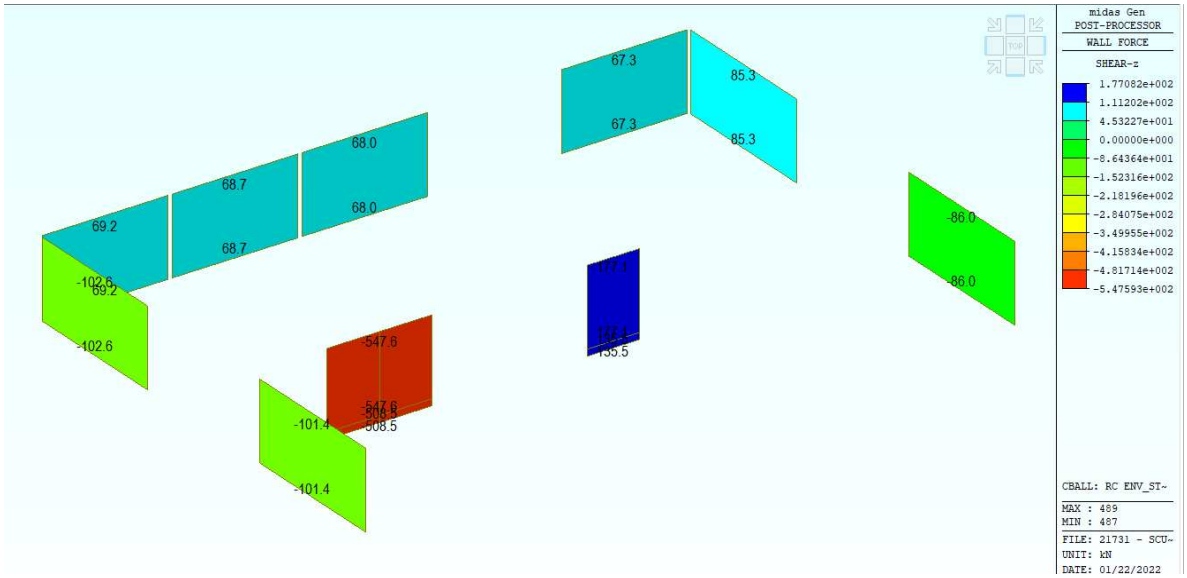
FC	1.2

La resistenza di progetto sulla saldatura allo SLU-V risulta

fvw,d (FC=1.20)	**160.42**	**N/mm2**

Le azioni di taglio sismico sugli elementi esistenti utilizzate nelle verifiche si riportano nei seguenti grafici e tabelle.

Sforzo di taglio sugli elementi di controvento [kN]



AZIONE SISMICA PARI A UN TEMPO DI RITORNO T r= 413 ANNI

Le forze di taglio sismico totali agenti sulla struttura.

Story	Level (m)	Spectrum	Inertia Force		Shear Force						Eccentricity (m)	Story Force (kN)	Eccentric Moment (kN*m)
					Spring Reactions		Without Spring		With Spring				
			X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)			
Roof	3.8500	Ex(RS)	1.7081e+003	4.7471e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	1.2500e+000	1.7081e+003	2.1352e+003
2F	0.3000	Ex(RS)	-3.5103e+002	-1.0161e+001	0.0000e+000	0.0000e+000	1.7081e+003	4.7471e+000	1.7081e+003	4.7471e+000	1.1400e+000	3.5103e+002	4.0017e+002
1F	0.0000	Ex(RS)	-1.3680e+003	8.4543e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	1.3680e+003	8.4543e+000	1.3680e+003	8.4543e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000
Roof	3.8500	Ey(RS)	4.9107e+000	1.6883e+003	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	1.6350e+000	1.6883e+003	2.7604e+003
2F	0.3000	Ey(RS)	-3.1145e+001	-1.3914e+003	0.0000e+000	0.0000e+000	4.9107e+000	1.6883e+003	4.9107e+000	1.6883e+003	1.5000e+000	1.3914e+003	2.0871e+003
1F	0.0000	Ey(RS)	2.7417e+001	-3.2104e+002	0.0000e+000	0.0000e+000	2.7417e+001	3.2104e+002	2.7417e+001	3.2104e+002	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000

Fh max = 1688 kN per lo spettro di progetto allo SLV scalato al coefficiente di rischio sismico 0.80.

Nelle seguenti tabelle si riporta la verifica dei nodi con piastrine di acciaio e saldature a cordoni d'angolo.

Si riporta inoltre il tasso di lavoro della unione rispetto alla tensione limite resistente di progetto.

VERIFICA UNIONI A RIVE D'ARCANO

Valori di taglio con analisi sismica dinamica lineare

1	**NODO CONTROVENTO - COPERTURA**			
	Taglio agente sul controvento	Ved [C]	548.00	kN
	Numero di piastre di fissaggio	n	6	
	Sforzo di taglio sul collegamento saldato	Ved (1)	91.33	kN
	Dimensioni della saldatura	a	4	mm
		L	200	mm
	Tensioni sulla saldatura	σ ed	114.17	N/mm2
	Coefficiente massimo di utilizzo della unione	CU	0.71	
2	**NODO CONTROVENTO - PILASTRO**			
	Taglio agente sul controvento	Ved [C]	548.00	kN
	Taglio agente sul pilastro	Ved [P]	27.00	kN
	Dimensioni della saldatura	a	4	mm
		L	120	mm
	Tensioni sulla saldatura	σ ed	56.25	N/mm2
	Coefficiente massimo di utilizzo della unione	CU	0.35	
3	**NODO PANNELLO DI TAMPONAMENTO - COPERTURA**			
	Taglio agente sul tamponamento	Ved [T]	103.00	kN
	Numero di piastre di fissaggio	n	4	
	Sforzo di taglio sul collegamento saldato	Ved (1)	25.75	kN
	Dimensioni della saldatura	a	4	mm
		L	120	mm
	Tensioni sulla saldatura	σ ed	53.65	N/mm2
	Coefficiente massimo di utilizzo della unione	CU	0.33	

4	**NODO PANNELLO TAMPONAMENTO - PILASTRO**			
	Taglio agente sul temponamento	Ved [T]	103.00	kN
	Taglio agente sul pilastro	Ved [P]	21.17	kN
	Dimensioni della saldatura	a	4	mm
		L	120	mm
	Tensioni sulla saldatura	σ ed	44.11	N/mm2
	Coefficiente massimo di utilizzo della unione	CU	0.27	

5	**NODO PILASTRO - TRAVE**			
	Taglio agente sul nodo	Ved [C]	548.00	kN
	Numero di piastre di fissaggio	n	6	
	Sforzo di taglio sul collegamento saldato	Ved (1)	91.33	kN
	Dimensioni della saldatura	a	4	mm
		L	150	mm
	Tensioni sulla saldatura	σ ed	152.22	N/mm2
	Coefficiente massimo di utilizzo della unione	CU	0.95	

6	**UNIONE COPPELLA - COPPELLA**			
	Azione di taglio sismico totale	Ved	1688	kN
	Numero totale di moduli della struttura	n	15	
	(7.20x6.00)			
	Azione di taglio sul singolo modulo	Ved (1)	112.53	kN
	(7.20x6.00)			
	Azione di taglio per sbalzo di due moduli	Ved (2)	225.07	kN
	e due appoggi su quattro moduli			
	Numero di piastre di fissaggio	n	5	
	Sforzo di taglio sul collegamento saldato	Ved (1)	45.01	kN
	Dimensioni della saldatura	a	4	mm
		L	200	mm
	Tensioni sulla saldatura	σ ed	56.27	N/mm2
	Coefficiente massimo di utilizzo della unione	CU	0.35	

7	COLLEGAMENTO SINGOLO MODULO DELLA COPERTURA - PILASTRI			
	Azione di taglio sismico totale	Ved	1688	kN
	Superficie della copertura	A	648	mq
	Forza di taglio singolo per unità di superficie	ved	2.60	kN/mq
	Forza di taglio per singolo modulo	Ved (1)	15.62963	kN/m
	Luce di calcolo	L	13.2	m
	Momenjto flettente all'appoggio centrale	Med	340.41	kNm
	Breaccio delle forze che generano M	b	4	m
	Forza della coppia che genera M	Fed	85.10	kN
	Sforzo di taglio sul collegamento saldato	Ved sald	85.10	kN
	Dimensioni della saldatura	a	4	mm
		L	200	mm
	Tensioni sulla saldatura	σ ed	106.38	N/mm2
	Coefficiente massimo di utilizzo della unione	CU	0.66	

I collegamenti esistenti tra le strutture portanti in c.a. sono verificati allo SLV.

Si effettua ora una verifica di dettaglio sui collegamenti esistenti a piastre metalliche 10*50*100mm poste sui quattro spigoli dei copponi esistenti e che li vanno a collegare con le travi longitudinali principali.

NODO DI COLLEGAMENTO ESISTENTE COPPONI - TRAVI

Nella seguente tabella si riportano le massime azioni assiali e di taglio agente sui collegamenti travi – copponi.

Elastic Link

	No.	Load	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)
	137	RC ENV_S	5238	14.67	5.5
	138	RC ENV_S	5331	14.4	4.58
	139	RC ENV_S	5424	19.01	7.76
			TOT	48.08	17.84

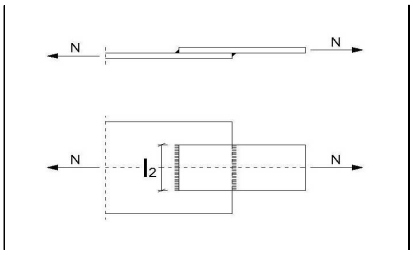
Su ciascuno dei due collegamenti a piastrine saldate sono presenti le seguenti sollecitazioni di trazione e taglio:

Ts = Ted/2 = 48.08/2 = 24.04 kN

Vs = Ved/2 = 17.84/2 = 8.92kN

Nella seguente tabella si riporta la verifica della saldatura a cordoni d'angolo tra le piastrine dei copponi e quelle predisposte nella trave longitudinale.

UNIONE A TRAZIONE - cordoni ortogonali all'azione



INPUT

Definizione dell'azione di trazione

N = 24400 [N]

Definizione della geometria dell'unione

l_2=	50	[mm]
a_w =	3	[mm]
A_w =	150	[mm²]

VERIFICA (D.M. 2008)

Metodo direzionale — EN10025 - S235 / S235 W

$$\sqrt{\sigma_\perp^2 + 3(\tau_\parallel^2 + \tau_\perp^2)} \le \frac{f_{tk}}{\beta\gamma_{M2}}$$

140.87 < 360.00 — Verificato

Metodo semplificato — EN10025 - S235 / S235 W

$$F_{w,Ed} \le F_{w,Rd} = \frac{a_w f_{tk}}{\sqrt{3}\beta\gamma_{M2}}$$

244.00 < 623.54 — Verificato

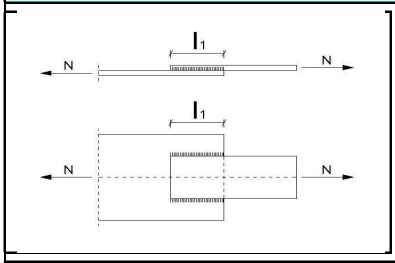
OUTPUT - tensioni sui cordoni di saldatura

$\tau_\perp$ = 81.333333 [N/mm²] Agente sui cordoni ortogonali all'azione

Torna al Menu Principale

Torna al Menu Sollecitazioni di trazione

UNIONE A TRAZIONE - cordoni paralleli all'azione



INPUT

Definizione dell'azione di trazione

N = 8920 [N]

Definizione della geometria dell'unione

l_1 =	50	[mm]
a_w =	3	[mm]
A_w =	150	[mm²]

VERIFICA (D.M. 2008)

Metodo direzionale — EN10025 - S235 / S235 W

$$\sqrt{\sigma_\perp^2 + 3(\tau_\parallel^2 + \tau_\perp^2)} \le \frac{f_{tk}}{\beta\gamma_{M2}}$$

51.50 < 360.00 — Verificato

Metodo semplificato — EN10025 - S235 / S235 W

$$F_{w,Ed} \le F_{w,Rd} = \frac{a_w f_{tk}}{\sqrt{3}\beta\gamma_{M2}}$$

89.20 < 623.54 — Verificato

OUTPUT - tensioni sui cordoni di saldatura

$\tau_{//}$ = 29.733333 [N/mm²] Agente sui cordoni paralleli all'azione

Torna al Menu Principale

Torna al Menu Sollecitazioni di trazione

La verifica a taglio e trazione dei collegamenti saldati sono soddisfatte allo SLV tenendo conto del FS=1.20 che aumenta del 20% le tensioni agenti sulla saldatura.

Il nodo travi-copponi esistente è verificato allo SLV.

9.4.4 VERIFICA DELLE UNIONI TRA I PILASTRI ESISTENTI DELLA FACCIATA PRINCIPALE

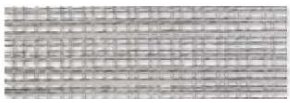
Per collegare fra di loro le coppie di pilastri esterni ora scollegati verranno utilizzate nelle croci di nastri di acciaio del tipo "GeoSteel G1200 della Kerakoll" che saranno posizionati sulle due facce e fissati a questo con la apposita malta cementizia del tipo "Geolite" ad alta resistenza.

NASTRI DI FIBRE IN ACCIAIO DEL TIPO GEOSTEEL G1200 + MATRICE CEMENTIZIA TIPO GEOLITE (B=30cm)

GeoSteel G1200

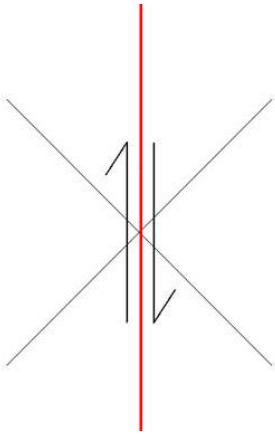
Tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzato Hardwire™ ad altissima resistenza, formato da micro-trefoli di acciaio fissati su una microrete in fibra di vetro. GeoSteel G1200 è specifico per i rinforzi strutturali in accoppiamento a matrici minerali GeoCalce® e GeoLite® o matrice organica GeoLite® Gel a seconda delle esigenze progettuali e di cantiere.

Grazie alle sue caratteristiche GeoSteel G1200 è facilmente sagomabile con ottime proprietà per l'installazione e la durabilità. I tessuti GeoSteel garantiscono proprietà superiori rispetto ai tradizionali tessuti in fibra di carbonio-vetro-aramide e sono particolarmente efficaci nelle diverse applicazioni per rinforzo strutturale, miglioramento e adeguamento sismico e nella realizzazione dei sistemi di connessione.



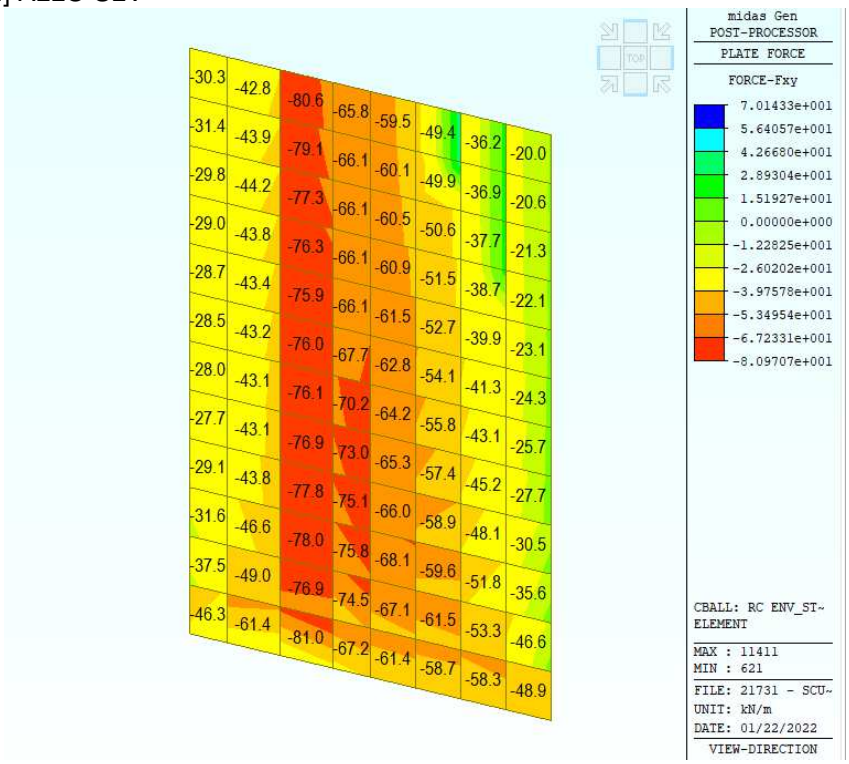
I nastri in fibre di acciaio vengono disposti a croce inclinata di 45° sulla verticale con un interasse dei collegamenti di circa 1.0m.

La disposizione incrociata dei nastri è la seguente a riprendere le azioni di scorrimento presenti tra i diversi pilastri affiancati.



I massimi valori della azione di taglio-scorrimeto reciproca tra i collegamenti degli elementi di pilastro accostati risulta allo SLV dal seguente schema grafico. L'interasse dei collegamenti reciproci è stato posto pari a 1.00m.

TAGLIO-SCORRIMENTO AGENTE SUI NUOVI ELEMENTI DI COLLEGAMENTO DEI PILASTRI [KN/m] ALLO SLV



Considerando l'azione massima degli sforzi di taglio lungo la superficie di scorrimento pari a:

Ved = 75.80 kN/m

La trazione agente su ciascuno dei nastri di acciaio (un solo nastro di acciaio viene considerato attivo alla trazione derivante dallo sforzo di scorrimento) posti in diagonale risulta pari a:

Ted = Ved / ($\sqrt{2}/2$) = 75.80 / 0.707 = 107.21 kN

Che diviso per 2 in quanto c'è una coppia di nastri incrociati sulle due facce per ogni metro di altezza del setto, risulta che la forza di trazione su ognuno dei nastri è pari a:

Ted (1) = Ted / 2 = 107.21 / 2 = 53.61 kN

La resistenza del singolo nastro di acciaio della larghezza di 30cm risulta dalle seguenti tabelle:

DATI TECNICI SECONDO NORMA DI QUALITÀ KERAKOLL

Dati tessuto non impregnato

Trefolo 3x2 ottenuto unendo fra loro 5 filamenti, di cui 3 rettilinei e 2 in avvolgimento con elevato angolo di torsione		
- area effettiva di un trefolo 3x2 (5 fili)	$A_{trefolo}$	0,538 mm²
- n° trefoli/cm		3,14 trefoli/cm
- massa (comprensivo di termosaldatura)		≈ 1200 g/m²
- carico di rottura a trazione di un trefolo		> 1500 N
- resistenza a trazione del nastro, valore caratteristico	σ_{nastro}	> 3000 MPa
- resistenza a trazione per unità di larghezza		> 4,72 kN/cm
- modulo di elasticità normale del nastro	E_{nastro}	> 190 GPa
- deformazione a rottura del nastro, valore caratteristico	ε_{nastro}	> 1,5%
- spessore equivalente	t_f	≈ 0,169 mm
Confezione		rotoli 40 m (h 30 cm)
Peso 1 rotolo		≈ 18 kg inclusa confezione

KERAKOLL
The GreenBuilding Company

La resistenza a trazione caratteristica del nastro di acciaio sulla sua larghezza di 30cm è pari a:

T_{rk} = 4.72 kN/cm x 30 cm = 141.60 kN (per la larghezza della fascia di 30cm)

Il valore di progetto viene ricavato secondo le indicazioni del documento tecnico CNR-DT 215-2018.

Il valore di calcolo, X_d, della generica proprietà di resistenza o di deformazione di un sistema di rinforzo FRCM è espresso mediante una relazione del tipo:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}. \qquad (3.1)$$

dove η è un opportuno fattore di conversione che tiene conto di problemi speciali, X_k è il valore caratteristico della proprietà in questione e γ_m è il fattore parziale corrispondente.
Quest'ultimo è pari a 1.5 per gli Stati Limite Ultimi (SLU); a 1.0 per gli Stati Limite di Esercizio (SLE). Per le verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi vanno tenuti in conto gli effetti dei fattori ambientali attribuendo al fattore di conversione η, in mancanza di dati più specifici, i valori η_a esposti nella Tabella 3.1, qualunque sia la natura della rete.

Condizione di esposizione	η_a
Interna	0.90
Esterna	0.80
Ambiente aggressivo	0.70

Tabella 3.1 – Fattori di conversione ambientale.

La resistenza di progetto del nastro di acciaio risulta per la condizione ambientale "esterna":

Trd = 0.80 x 141.60 / 1.50 = 75.52 kN > Ted = 53.61 kN

La capacità resistente a trazione del singolo nastro di acciaio è verificata.

Si determina ora la lunghezza di ancoraggio necessaria del nastro per esplicitare questa resistenza in corrispondenza della superficie di contatto tra i due pilastri affiancati.

Considerando che la tensione di aderenza caratteristica tra il nastro di acciaio e il supporto in calcestruzzo risulta dalla scheda tecnica del prodotto pari a:

Si determina ora la lunghezza di ancoraggio necessaria del nastro per esplicitare questa resistenza in corrispondenza della superficie di contatto tra i due pilastri affiancati.

Considerando che la tensione di aderenza caratteristica tra il nastro di acciaio e il supporto in calcestruzzo risulta dalla scheda tecnica del prodotto pari a:

Sistemi GeoSteel SRP – ETA n° 18/0314

SRP – GeoLite® Gel & GeoSteel G1200

Caratteristica prestazionale	Metodo di prova		Prestazioni sistema GeoSteel SRP G1200 (1 strato)	Prestazioni sistema GeoSteel SRP G1200 (3 strati)	Dati di progetto secondo CNR-DT 200 R1/2013
Resistenza a trazione (valore caratteristico)	EN 2561	σ_{SRP}	2805 MPa	2887 MPa	2800 MPa
Modulo Elastico (valore medio)	EN 2561	E_{SRP}	226 GPa	207 GPa	210 GPa
Allungamento a rottura (valore medio)	EN 2561	ε_{SRP}	1,59%	1,68%	1,60%
Lap tensile strength [1] (valore caratteristico)	EN 2561	σ_{lap}	2698 MPa	NPD	-
Resistenza a trazione del tessuto piegato (valore caratteristico)	EN 2561	$\sigma_{u,f,bent}$	2406 MPa	NPD	-
Temperatura di transizione vetrosa	EN 12614	T_g	+60 °C	+60 °C	-
ADESIONE AL SUPPORTO [2]					
Pull-off strength (valore caratteristico)	EN 1542	f_h	2,4 MPa	NPD	-

Si considera il valore della tensione caratteristica di adesione al supporto indicata nella scheda tecnica del prodotto utilizzato (si veda tabella sopra riportata), che secondo la normativa EN 1542 risulta pari a:

f_h = 2.40 MPa

La resistenza caratteristica all'adesione con malta cementizia del tipo "Geolite" sarà pari alla larghezza del nastro (300mm) e alla lunghezza imposta di 300mm per ogni lato della superficie di scorrimento reciproca.

$F_{tRk} = f_h \times B \times L = 2.40 \times 300 \times 300 = 216000\ N \equiv 216\ kN$

La resistenza di aderenza di progetto tra i nastri di acciaio e i supporti risulta applicando i prescritti coefficienti di sicurezza:

T_{rd} (aderenza al supporto) = 0.80 x 216 / 1.50 = 115.20 kN > Ted = 53.61 kN

La capacità resistente a trazione del singolo nastro di acciaio, sottoposto alle azioni di scorrimento reciproche, è verificata anche nei confronti della sua aderenza al supporto.

Riassumendo i risultati ottenuti in questo paragrafo per la verifica sismica delle strutture esistenti è stato utilizzato lo spettro scalato rispetto a quello di progetto (V_R=75 anni) e corrispondente a un coefficiente di rischio sismico di valore 0.80. Questo spettro scalato in accelerazione corrisponde a un sisma con un tempo di ritorno Tr = 413 anni considerato al posto del sisma di normativa avente Tr = 712 anni che porterebbe a un coefficiente di rischio sismico maggiore o uguale al valore 1.00.

Il raggiungimento dello stato di verifica così definito nelle strutture esistenti garantisce il raggiungimento di un indice di rischio sismico maggiore o al limite uguale al valore di 0.80 come previsto per l'adeguamento sismico degli edifici esistenti.

AZIONE SISMICA PARI A UN TEMPO DI RITORNO T r= 413 ANNI CON

[ζ_E (PGA_C/PGA_D) ≥ 0.80]

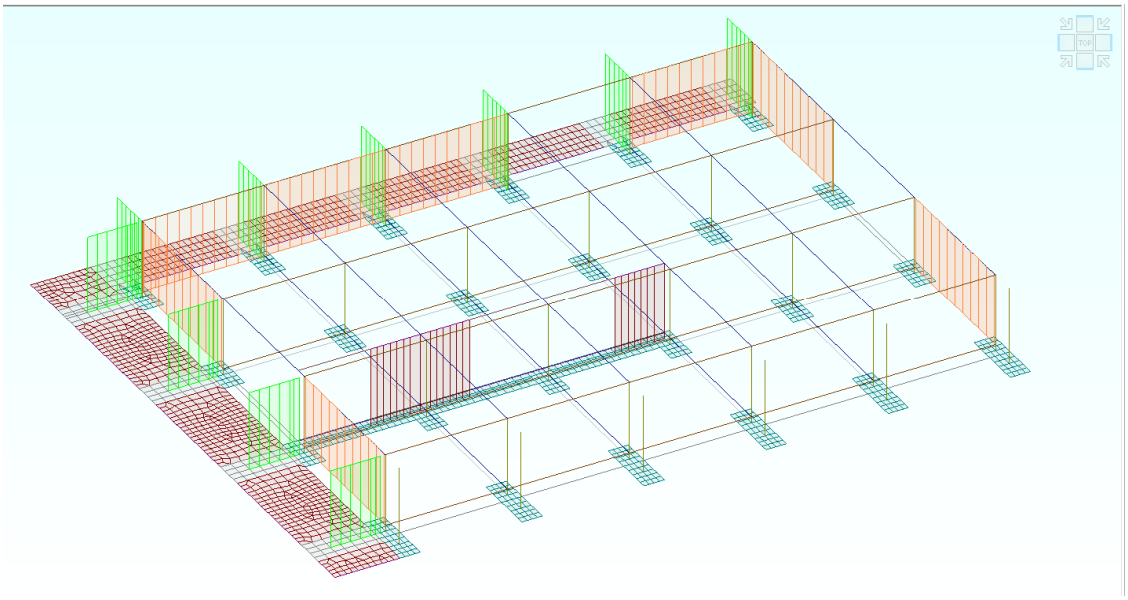
Livello di conoscenza LC2 e fattore di confidenza FC=1.20 sugli elementi strutturali esistenti

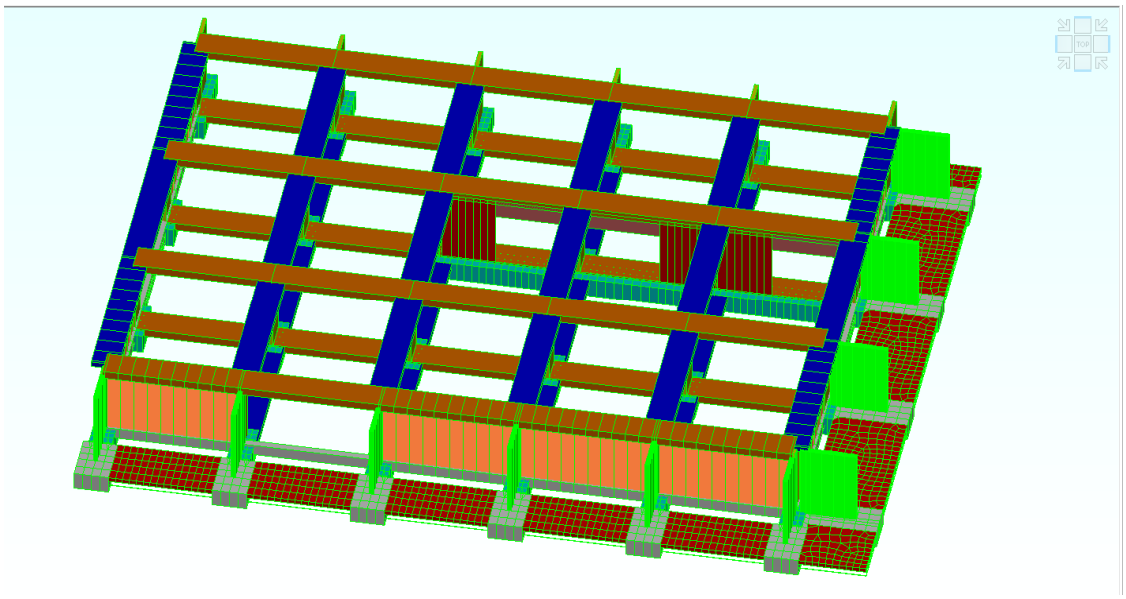
Essendo le verifiche sugli elementi esistenti e sui collegamenti tutte verificate allo SLU e SLV, il coefficiente di rischio sismico sulle strutture esistenti è maggiore del valore 0.80.

9.5 VERIFICA DEL SISTEMA DI FONDAZIONI ESISTENTI E DI NUOVA REALIZZAZIONE

Per il calcolo statico e sismico della struttura scolastica viene utilizzata una modellazione agli elementi finiti utilizzando il programma di calcolo automatico Midas GEN 2020 (v2.2).

Per la verifica delle fondazioni della scuola nella situazione dopo l'intervento di adeguamento sismico si utilizza un modello dove le fondazioni sono state schematizzate con degli elementi bidimensionali del tipo "plate".

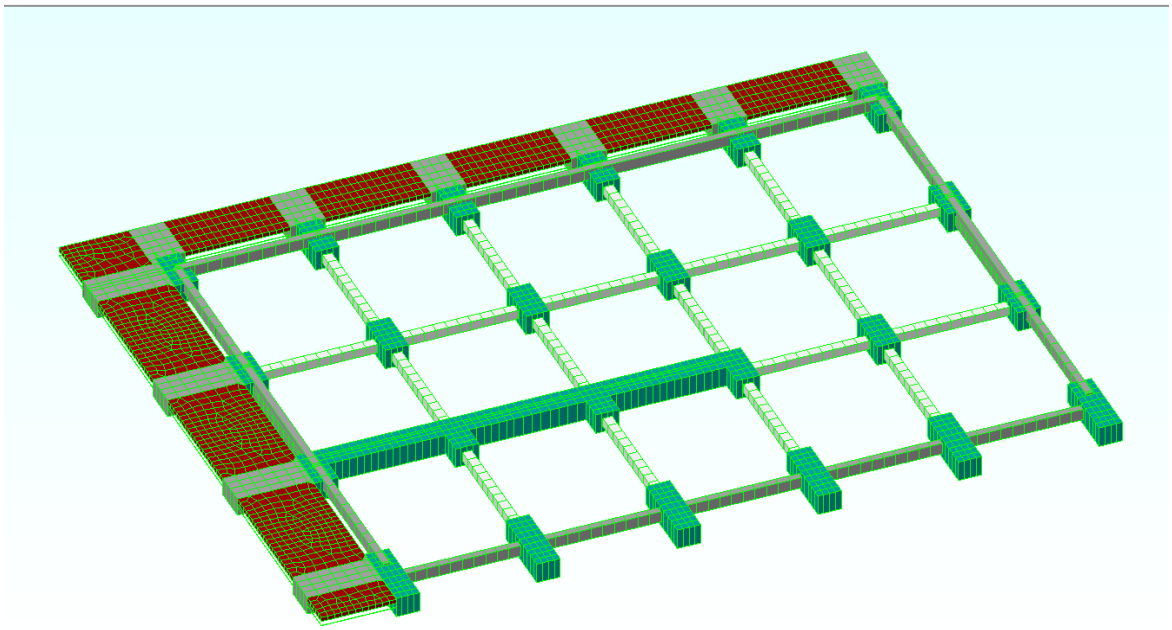




Le fondazioni esistenti sono composte da plinti massicci a bicchiere 100x200cm e 100x330cm della altezza complessiva di 90cm collegati fra di loro tra cordoli di cemento armato 40x40cm e da travi 30x50cm poste al di sotto delle pareti perimetrali. Il collegamento tra le strutture di fondazione esiste, oltre che alla

base, con i sopraindicati cordoli anche a livello dell'impalcato di piano terra che è composto da travi a doppia anima e copponi collegati fra di loro con piastre metalliche e saldature e con la superiore cappa collaborante in c.a. Questi elementi di solaio vanno a collegare superiormente tutti gli elementi fondazionali esistenti fra di loro.

Al di sotto delle pareti di controvento interne sono poste delle fondazioni a trave continua con bicchiere longitudinale per l'inserimento delle pareti medesime, queste fondazioni sono poi collegate alle fondazioni a plinto esistenti.



Le fondazioni delle nuove pareti di controvento poste lungo il perimetro sono realizzate con dei plinti massicci delle dimensioni 350x150x50cm e 300x150x50cm.

Le nuove strutture di fondazione sono rigidamente collegate alle strutture di fondazione esistenti mediante riprese diffuse a barra metallica e malta cementizia a ritiro compensato.

Per collegare fra di loro e per stabilizzare le fondazioni a plinto esterne viene realizzata una platea in c.a. dello spessore di 30cm su tutti i due lati in cui sono presenti le nuove strutture di fondazione (lato Ovest e lato Nord).

9.5.1 MODELLAZIONE DELL'INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA

Il terreno di fondazione è stato simulato come un letto di molle del tipo elastico alla Winkler. Sulla base delle caratteristiche geotecniche del terreno posto al di sotto delle fondazioni, il valore della costante di sottofondo è posto pari a:

$$\boxed{k_b = 3.0 daN / cm^3}$$

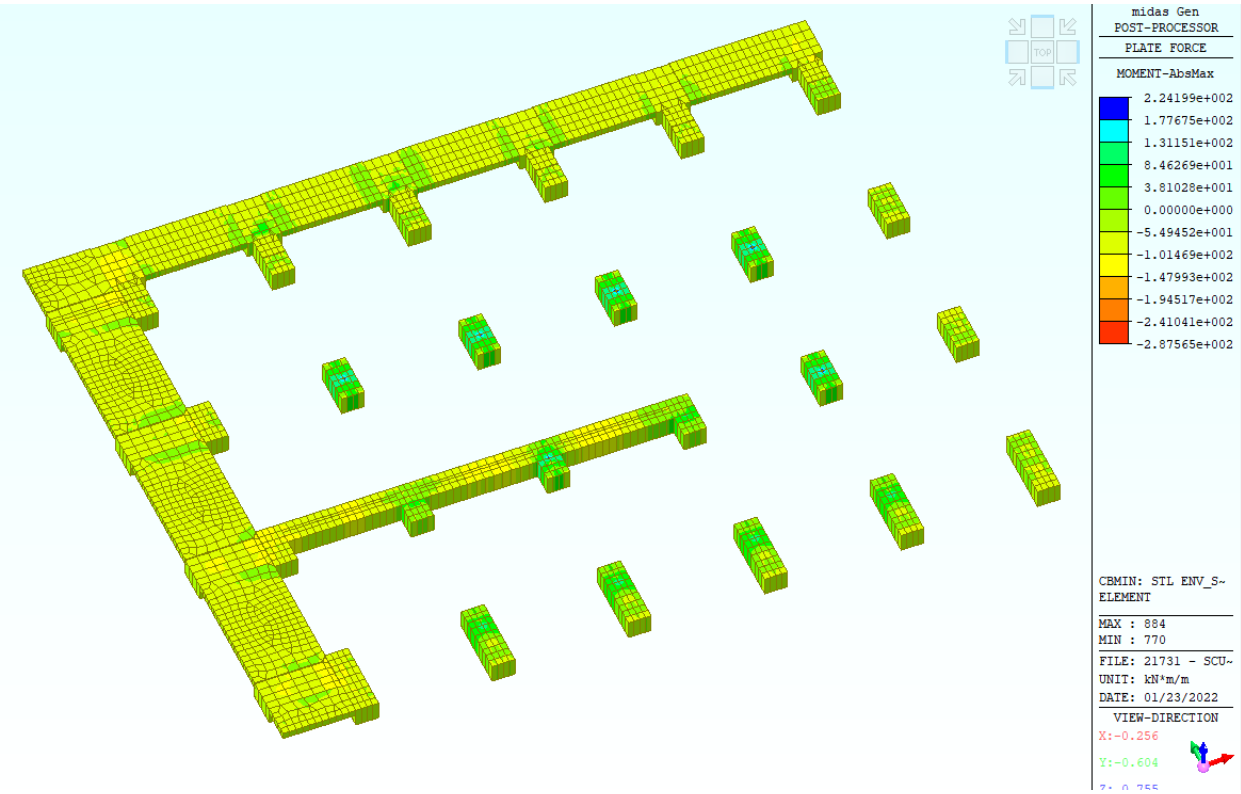
Il calcolo delle strutture di fondazione è stato realizzato utilizzando il modello agli elementi finiti precedentemente descritto per le verifiche delle altre strutture portanti del fabbricato.

Per effettuare la <u>verifica in campo sismico</u> allo SLV delle fondazioni in c.a. viene utilizzata un'analisi dinamica lineare.

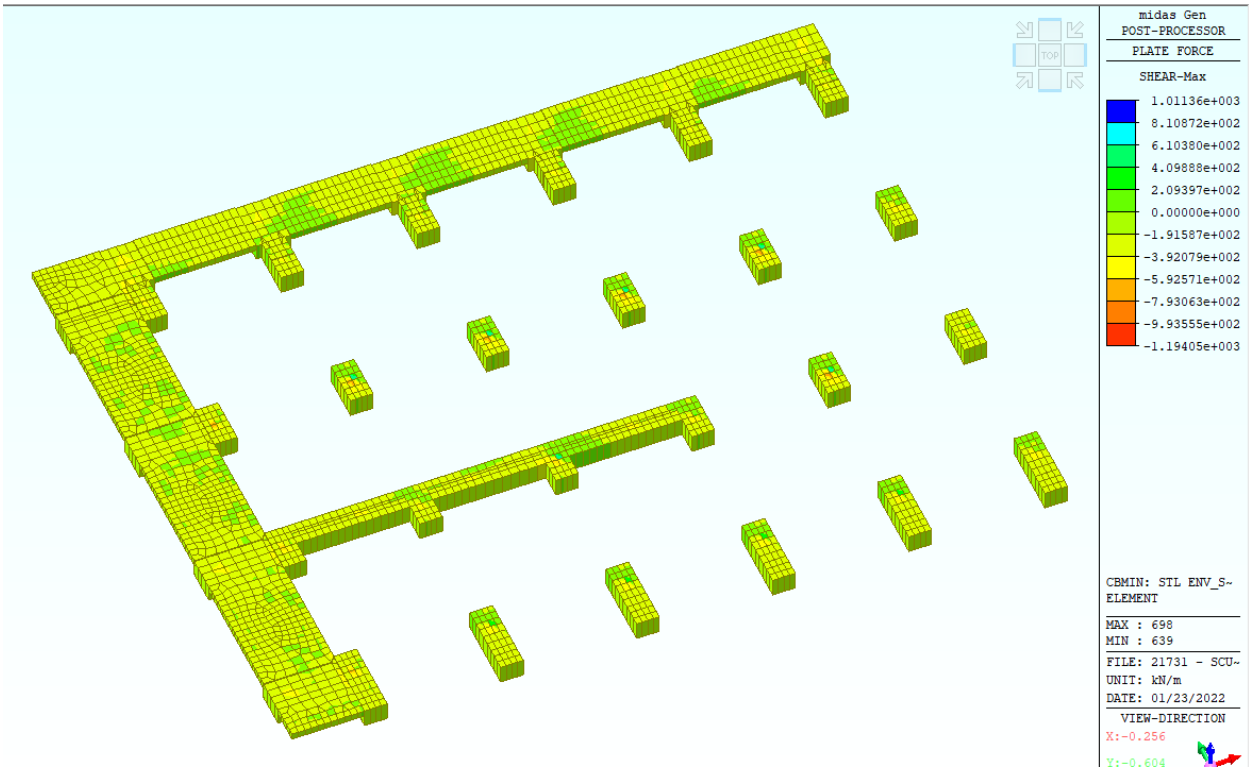
9.5.2 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE AGENTI SULLE STRUTTURE IN C.A. DELLA FONDAZIONE

Le massime caratteristiche di sollecitazione presenti allo SLU e SLV statico e sismico vengono riassunte nei seguenti schemi grafici.

Momenti flettenti [kNm/m]

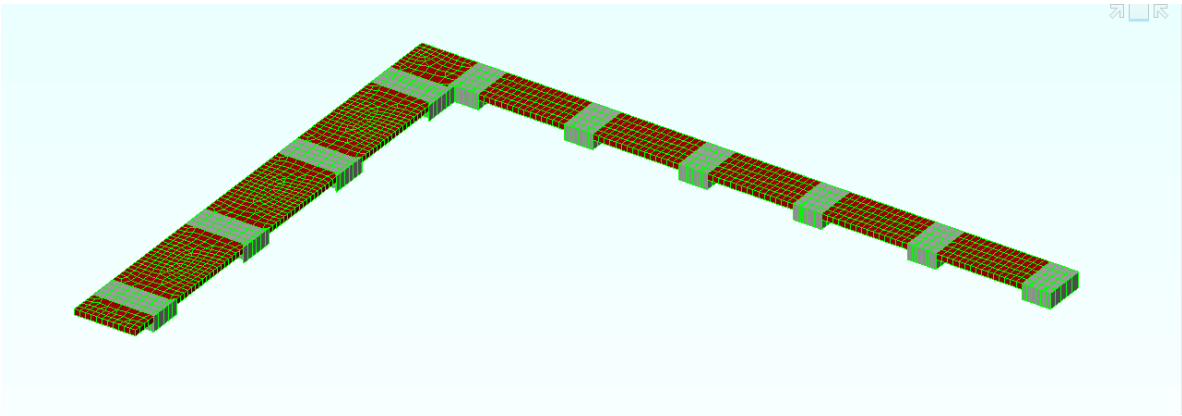


Sforzo di taglio [kN]



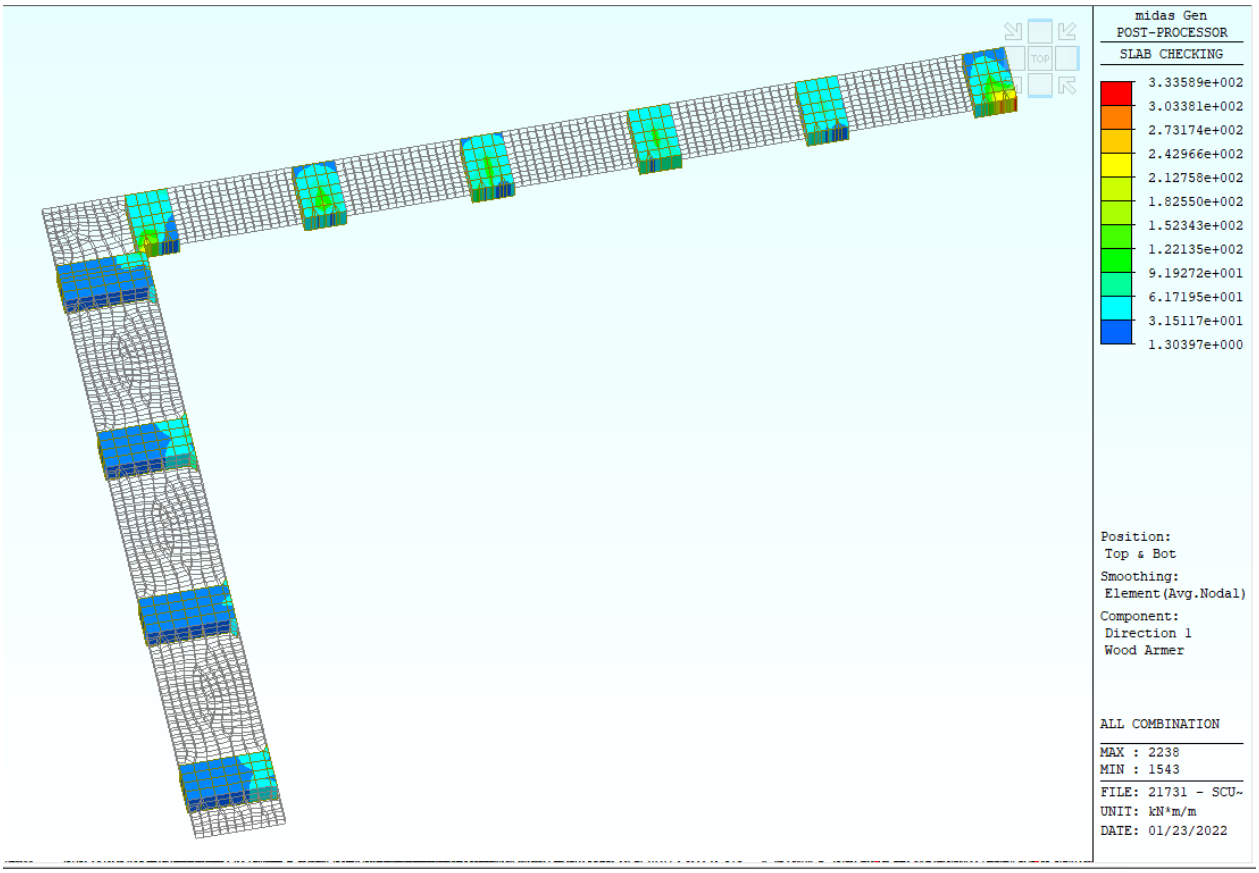
9.5.3 VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE STRUTTURE IN C.A. DELLE FONDAZIONI

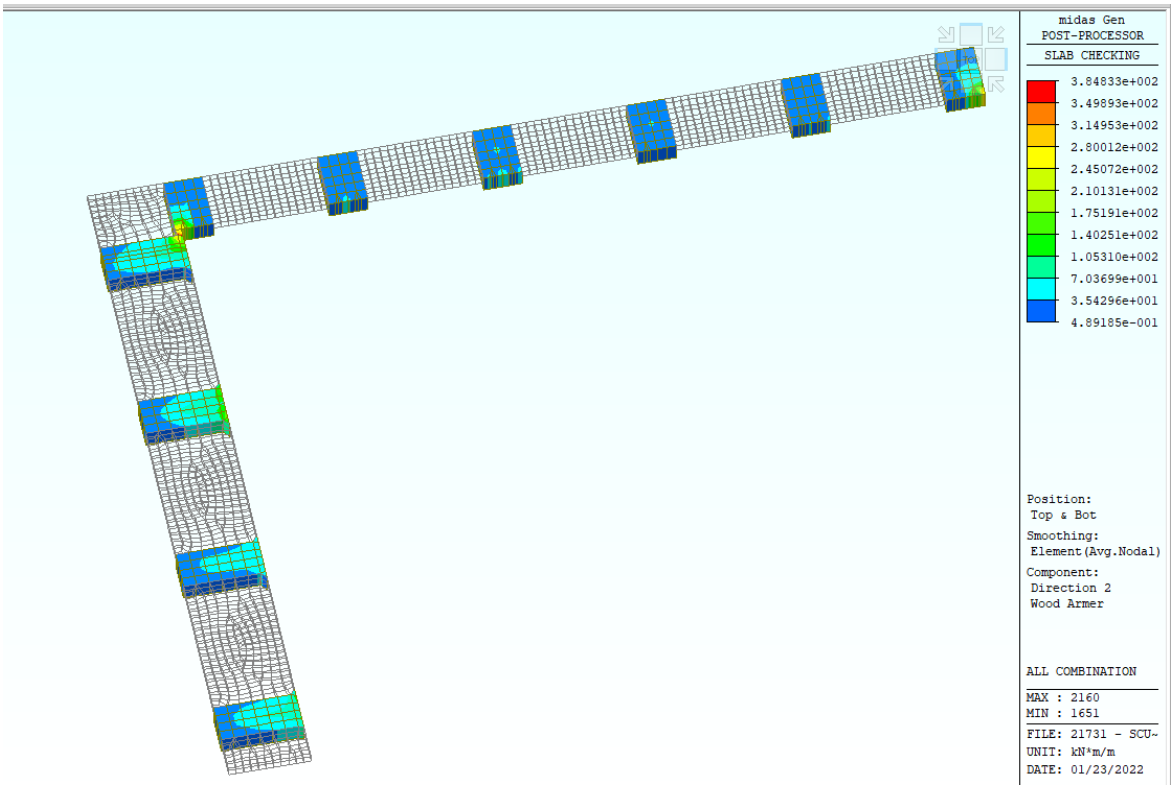
Si procede alla verifica di resistenza delle strutture in c.a. delle fondazioni di nuova realizzazione.



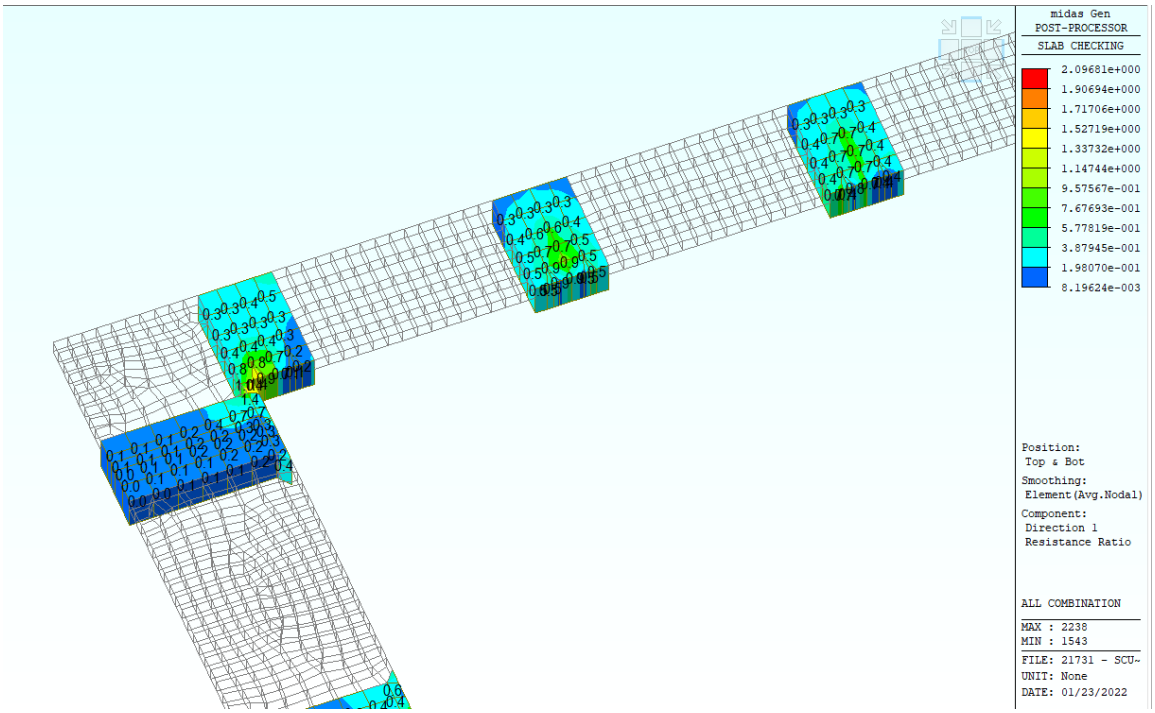
9.5.3.1 Verifica dei plinti di fondazione dei nuovi controventi

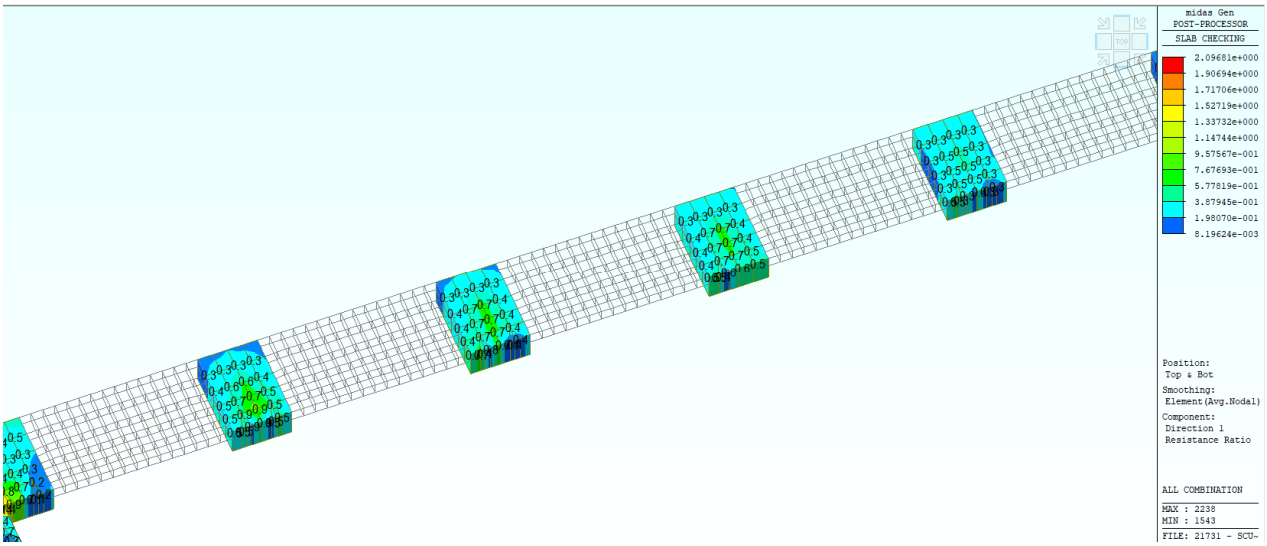
Momenti di progetto (metodo Wood Armer) nelle due direzioni

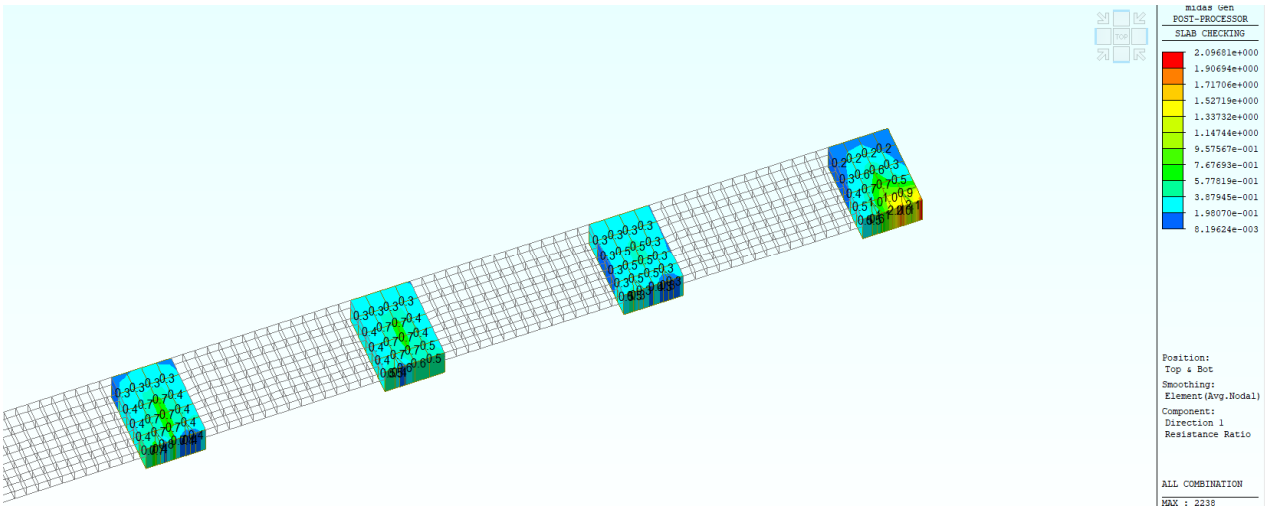


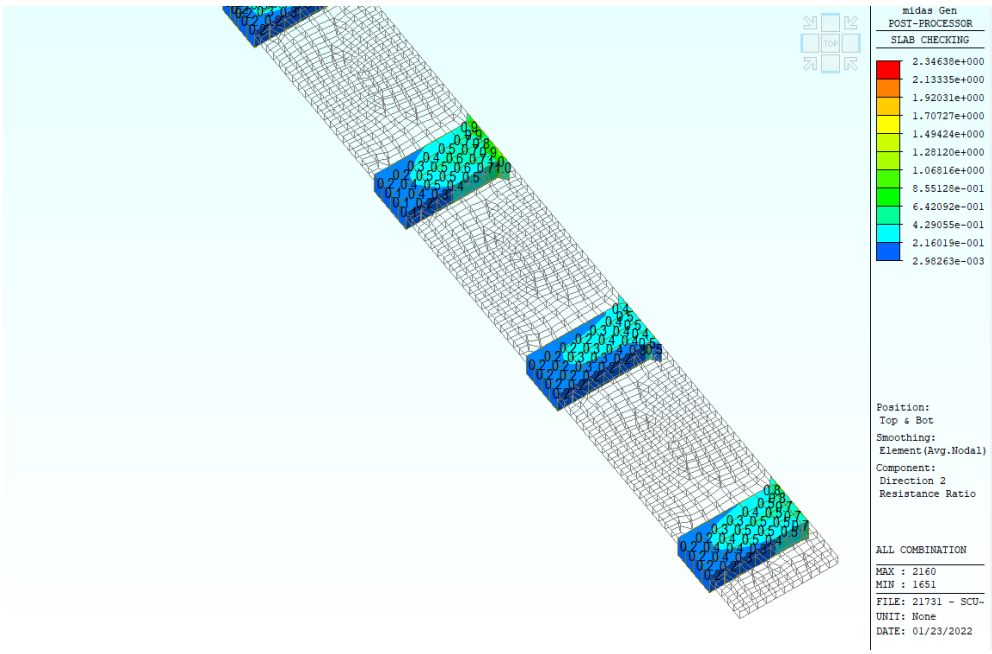


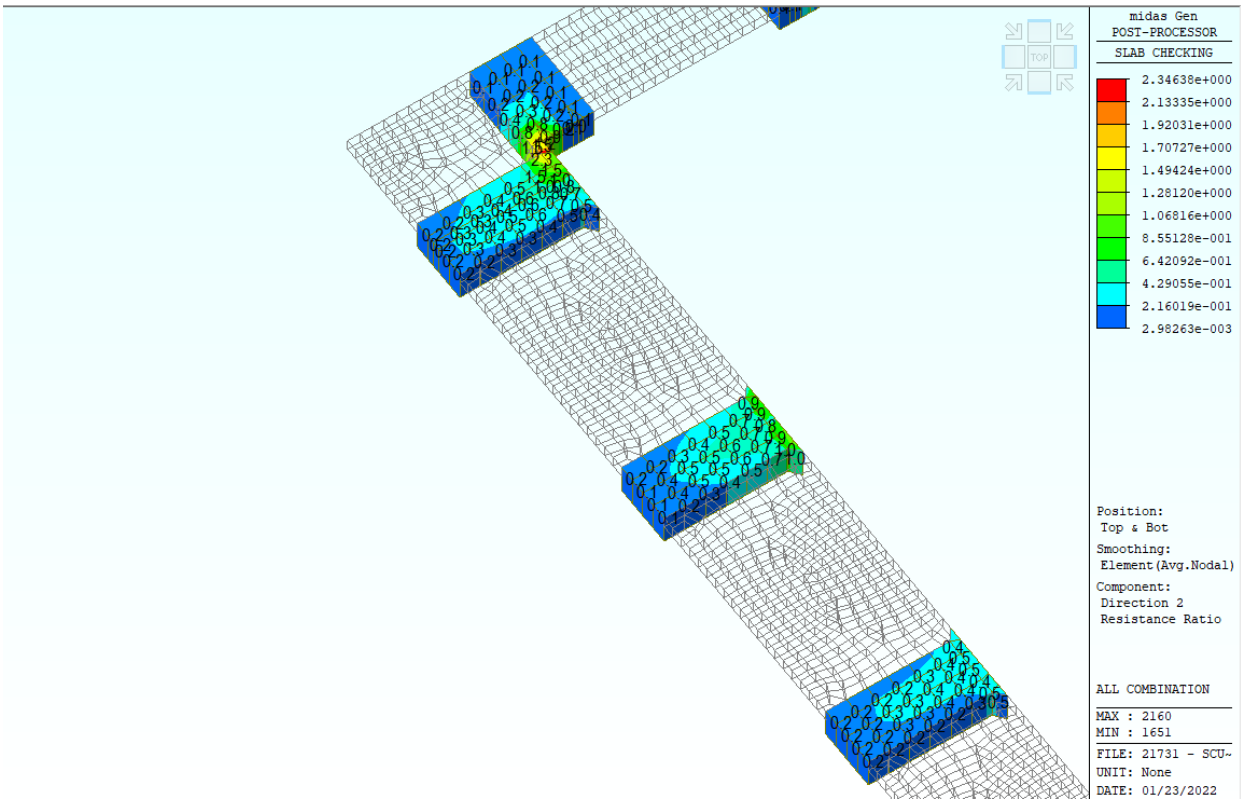
Nelle seguenti immagini si riporta la verifica flessionale, con i coefficienti di sfruttamento, dei nuovi plinti in c.a. posti al di sotto dei setti di controvento e rigidamente collegati alle fondazioni esistenti della struttura.




midas Gen
POST-PROCESSOR
SLAB CHECKING
2.09681e+000
1.90694e+000
1.71706e+000
1.52719e+000
1.33732e+000
1.14744e+000
9.57567e-001
7.67693e-001
5.77819e-001
3.87945e-001
1.98070e-001
8.19624e-003
Position:
Top & Bot
Smoothing:
Element(Avg.Nodal)
Component:
Direction 1
Resistance Ratio
ALL COMBINATION
MAX : 2238
MIN : 1543
FILE: 21731 - SCU-


midas Gen
POST-PROCESSOR
SLAB CHECKING
2.09681e+000
1.90694e+000
1.71706e+000
1.52719e+000
1.33732e+000
1.14744e+000
9.57567e-001
7.67693e-001
5.77819e-001
3.87945e-001
1.98070e-001
8.19624e-003
Position:
Top & Bot
Smoothing:
Element(Avg.Nodal)
Component:
Direction 1
Resistance Ratio
ALL COMBINATION
MAX : 2238

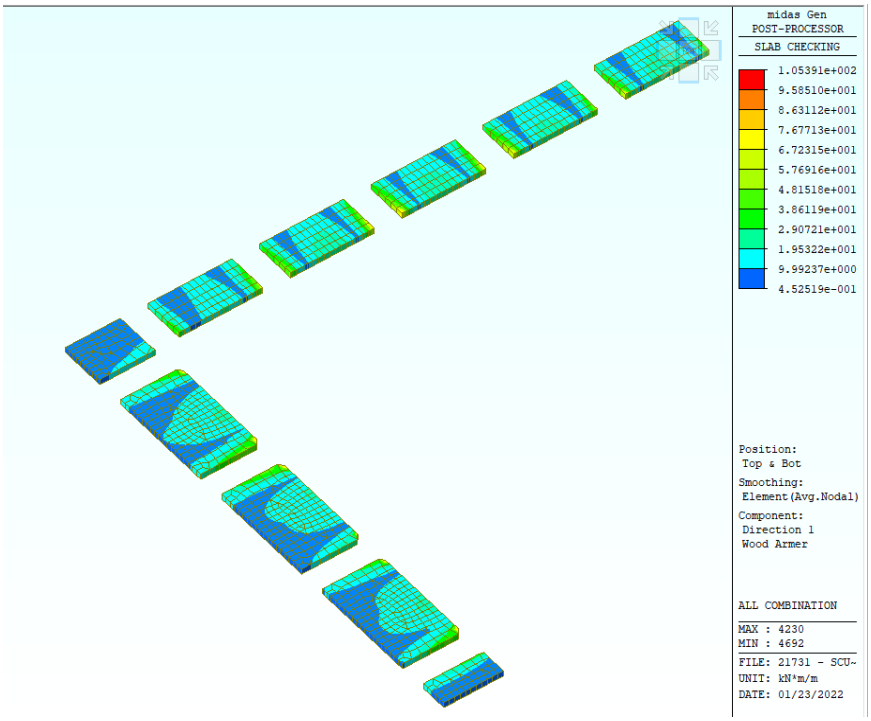

midas Gen
POST-PROCESSOR
SLAB CHECKING
2.34638e+000
2.13335e+000
1.92031e+000
1.70727e+000
1.49424e+000
1.28120e+000
1.06816e+000
8.55128e-001
6.42092e-001
4.29055e-001
2.16019e-001
2.98263e-003
Position:
Top & Bot
Smoothing:
Element(Avg.Nodal)
Component:
Direction 2
Resistance Ratio
ALL COMBINATION
MAX : 2160
MIN : 1651
FILE: 21731 - SCU-
UNIT: None
DATE: 01/23/2022

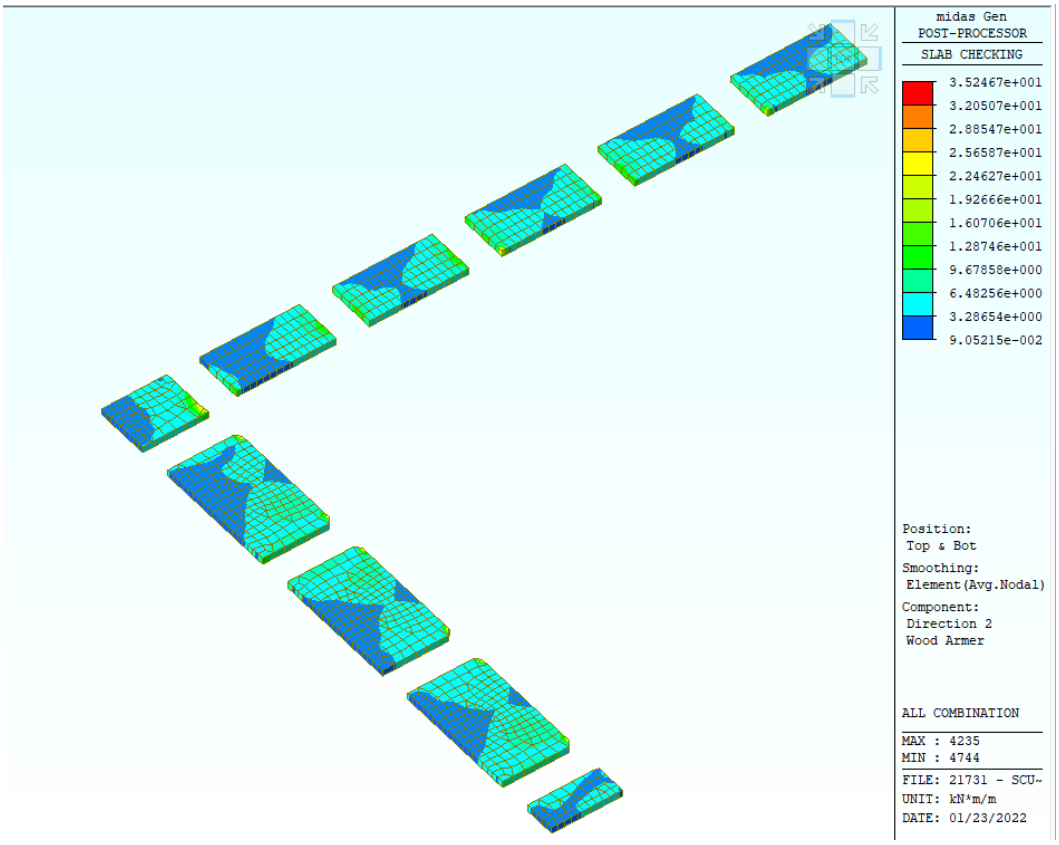


Le fondazioni a plinto in c.a., esclusi alcuni punti singolari, sono verificate allo SLU e SLV.

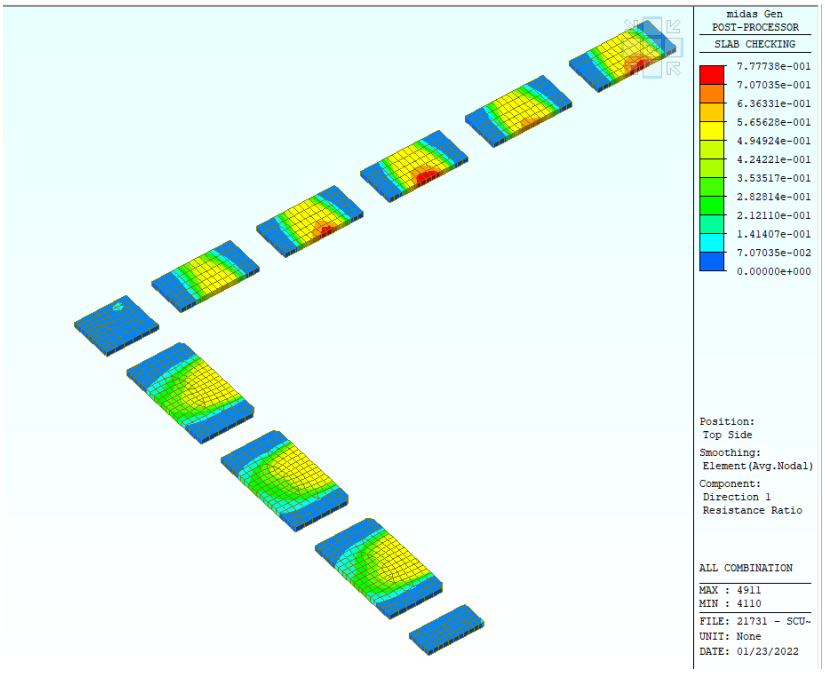
9.5.3.2 Platea di collegamento dello spessore di 30cm

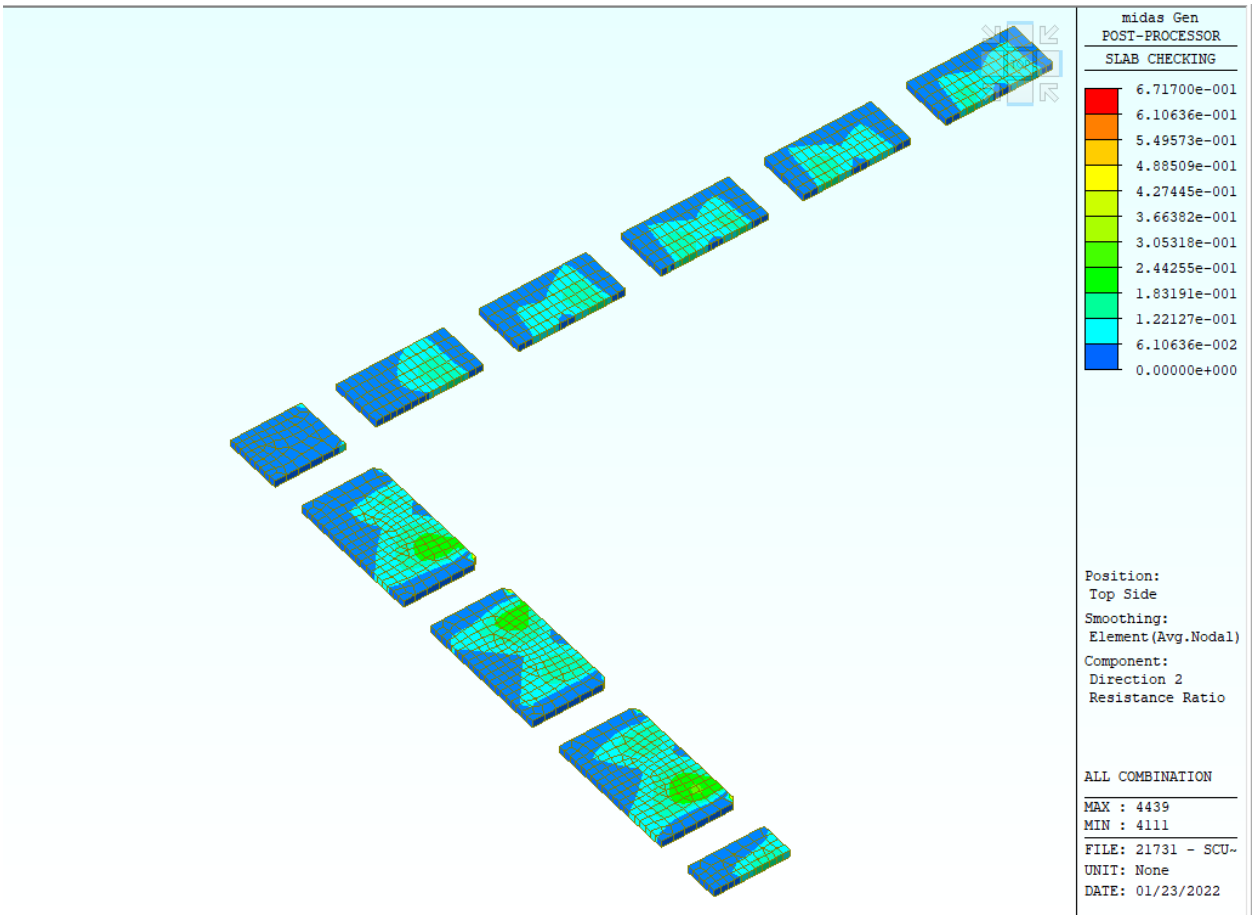
Momenti di progetto (metodo Wood Armer) nelle due direzioni





Nelle seguenti immagini si riporta la verifica flessionale, con i coefficienti di sfruttamento, dei nuovi plinti in c.a. posti al di sotto dei setti di controvento e rigidamente collegati alle fondazioni esistenti della struttura.





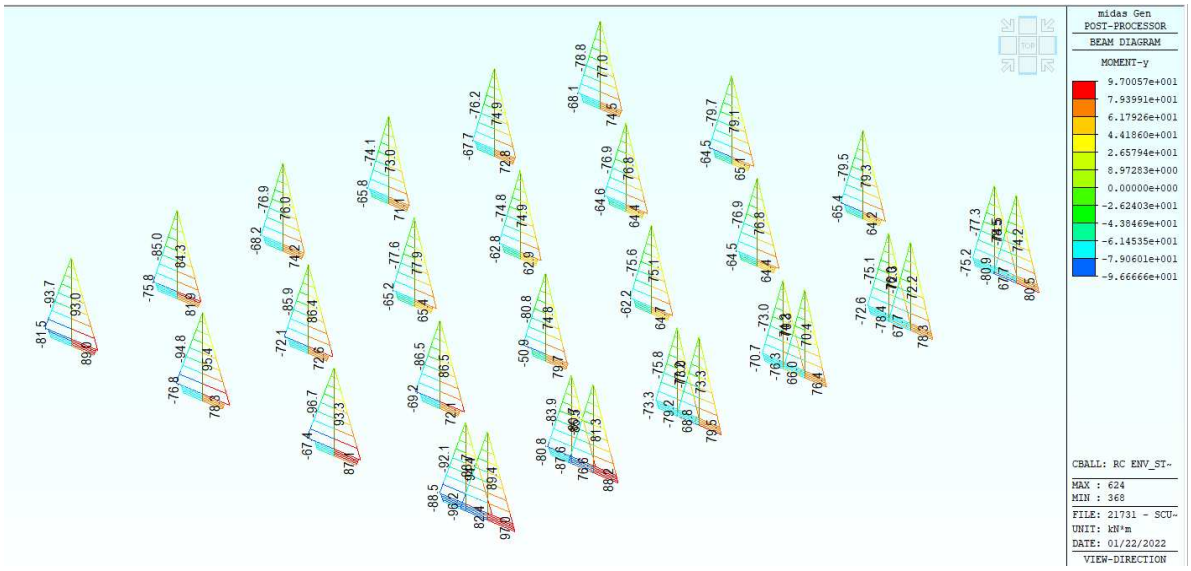
Le fondazioni a platea in c.a. sono verificate allo SLU e SLV.

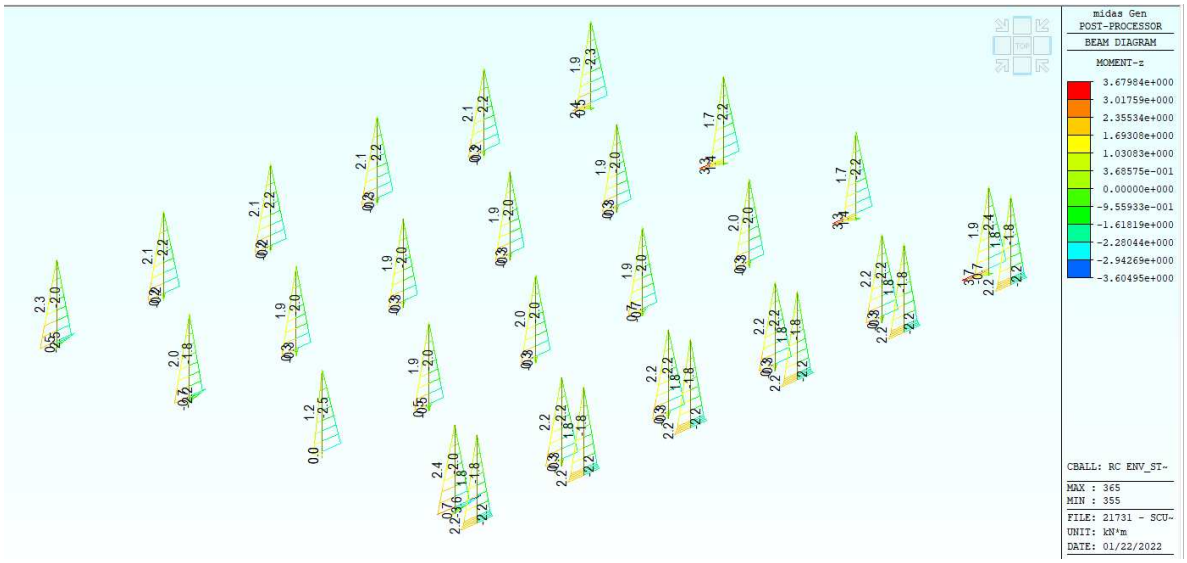
9.5.4 VERIFICHE DEI PLINTI DI FONDAZIONE ESISTENTI

Si procede alla verifica dei resistenza dei plinti di fondazione esistenti 100x200x90cm sottoposti alle massime sollecitazioni provenienti dai pilastri in c.a. 18x120cm.

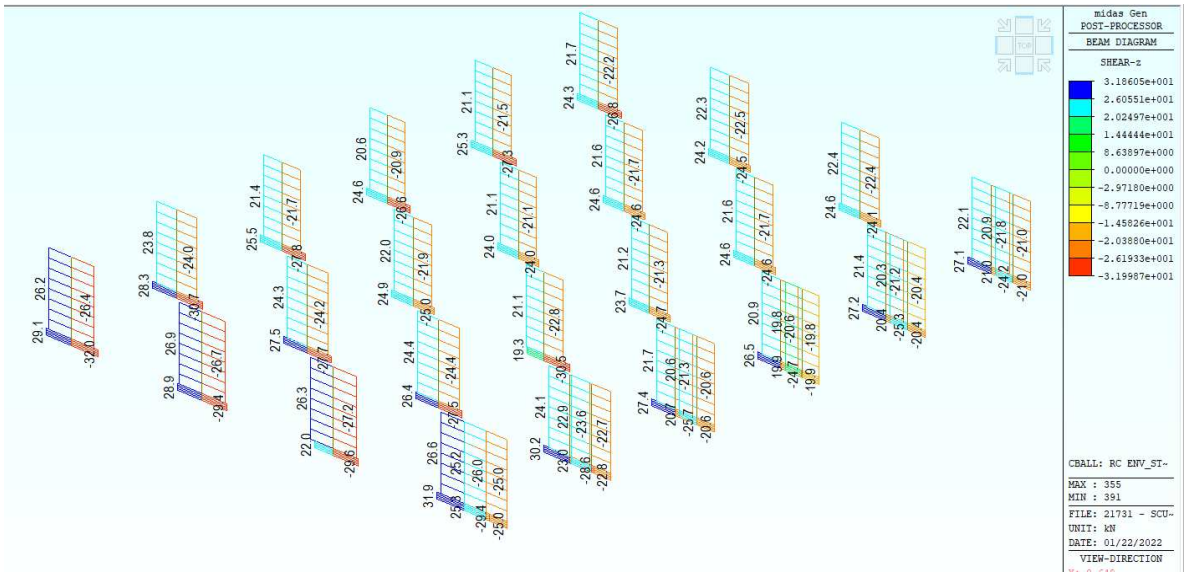
Le massime caratteristiche di sollecitazione presenti alla base dei pilastri che si considerano incastrai ai plinti risultano dai seguenti schemi grafici.

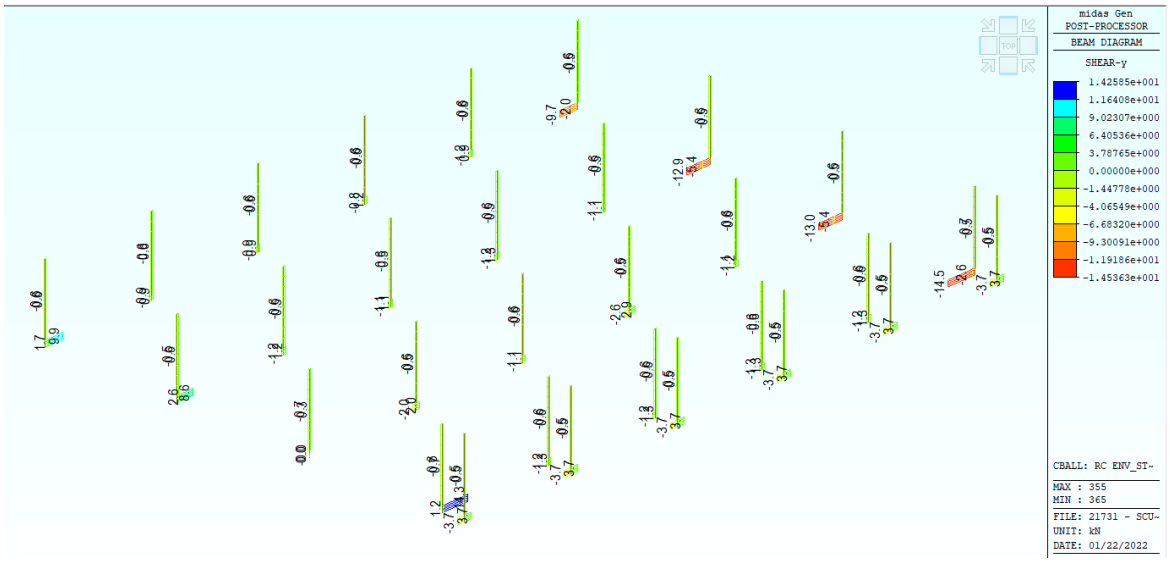
Momenti flettenti [kNm]



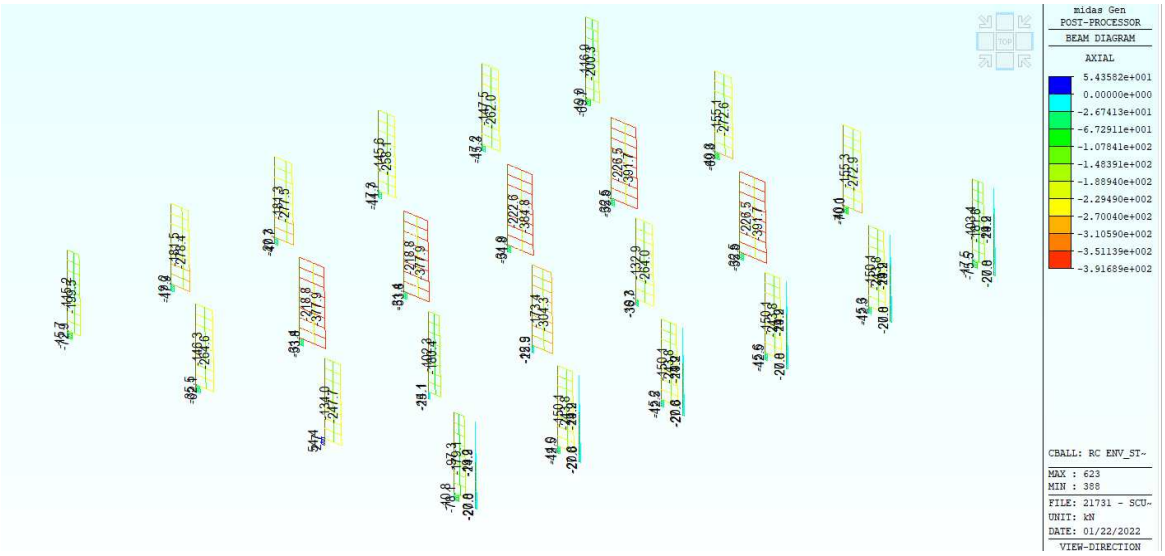


Sforzi di taglio [kN]





Sforzi normali [kN]



Nelle prossime tabelle si riporta la verifica del plinto a pozzetto 100x200x90cm con dimensioni del pozzetto 130x30x60cm che è stato riempito in opera di calcestruzzo per l'inghisaggio del pilastro prefabbricato 18*120cm.

Plinto tipo 1 (Pilastri 120*18cm)			
Dimensioni del plinto			
Lunghezza in direzione X	B	2.00	m
Lunghezza in direzione Y	L	1.00	m
Altezza della soletta di fondo	tf	0.30	m
Lunghezza bicchiere in X	b	1.30	m
Lunghezza bicchiere in Y	l	0.33	m
Spessore del bicchiere	t	0.30	m
Altezza del bicchiere	h	0.60	m
Altezza totale del plinto	H	0.90	m
Area soletta di fondo	Af	2.00	m^2
Volume plinto	Vol	0.97	m^3
Peso plinto in c.a.	Pp	24.27	kN

Sollecitazioni alla base del pilastro maggiorate			
Coefficiente di sovraresistenza	γ_{Rd}	1	
Sforzo normale	N_{Ed}	218.000	kN
Momento attorno all'asse X	M_{EdX}	0.000	kNm
Momento attorno all'asse Y	M_{EdY}	73.000	kNm
Taglio lungo l'asse X	V_{EdX}	28.000	kN
Taglio lungo l'asse Y	V_{EdY}	0.000	kN

Forze sul bicchiere in direzione X		
F1	210.500	kN
F2	182.500	kN
F3	218.000	kN

Forze sul bicchiere in direzione Y		
F1	0.000	kN
F2	0.000	kN
F3	218.000	kN

Utilizzo per le verifiche le forze maggiori tra X e Y

VERIFICA DELL'ARMATURA DEL POZZETTO

Verifica bordi frontali

In direzione X				In direzione Y		
d	260	mm		d	260	mm
z	234	mm		z	234	mm
c	285	mm		c	350	mm
λ	1.22			λ	1.50	
α	1			α	1	
As=A's	163.92	mm^2	>	As=A's	0.00	mm^2
Asmin =	163.92	mm^2				

Allora	As	($4\phi8$)	=	201 mm^2

Verfica lato calcestruzzo parte superiore

Fc r (sup) =	640.735	kN	>	F1max =	210.500 kN

Verfica lato calcestruzzo parte inferiore

Fc r (inf) =	810.000	kN	>	F2max =	182.500 kN

Verifica bordi laterali

Al min =	134.59	mm^2		
Allora	Al = Al'	($4\phi8$)	=	201 mm^2

Verifica pareti laterali

In direzione X				In direzione Y		
d_0	300	mm		d_0	1885	mm
z_0	234	mm		z_0	234	mm
c_0	110	mm		c_0	450	mm
λ_0	0.47			λ_0	1.92	
Av	126.54	mm^2	>	Av	-9.84	mm^2
Asmin =	126.54	mm^2				

Allora	As	($4\phi8$)	=	201 mm^2

Verfica calcestruzzo

Fc r =	1503.710	kN	>	F1max =	210.500 kN

Il plinto a pozzetto è verificato allo SLU-V.

9.5.5 VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI IN C.A.

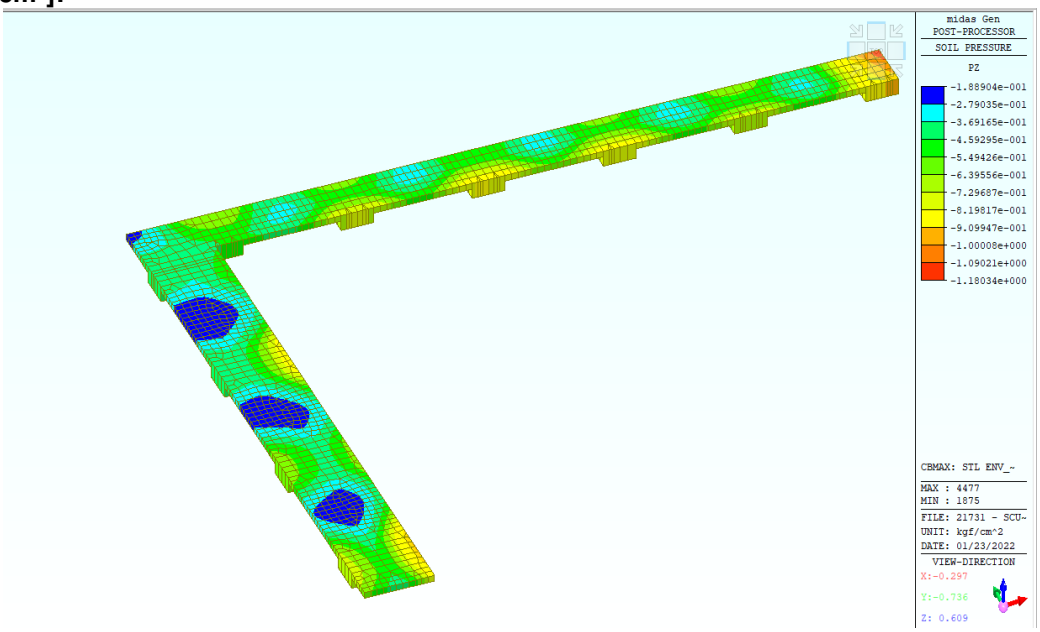
Si procede alla verifica della capacità portante del terreno posto alla base delle fondazioni di nuova realizzazione e delle fondazioni esistenti.

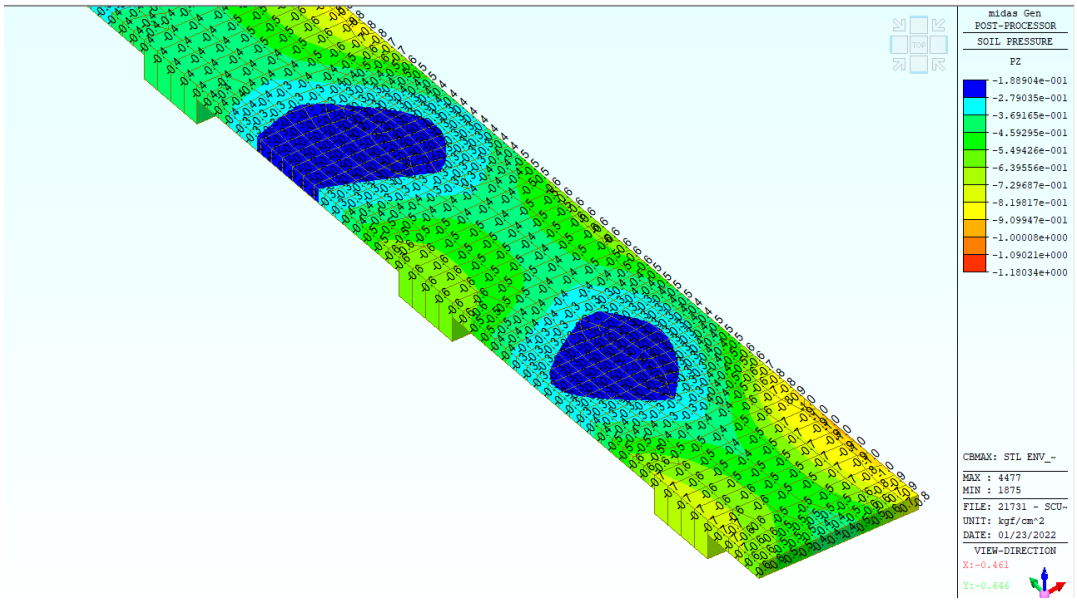
Le massime tensioni sul terreno allo SLU statico e SLV sismico.

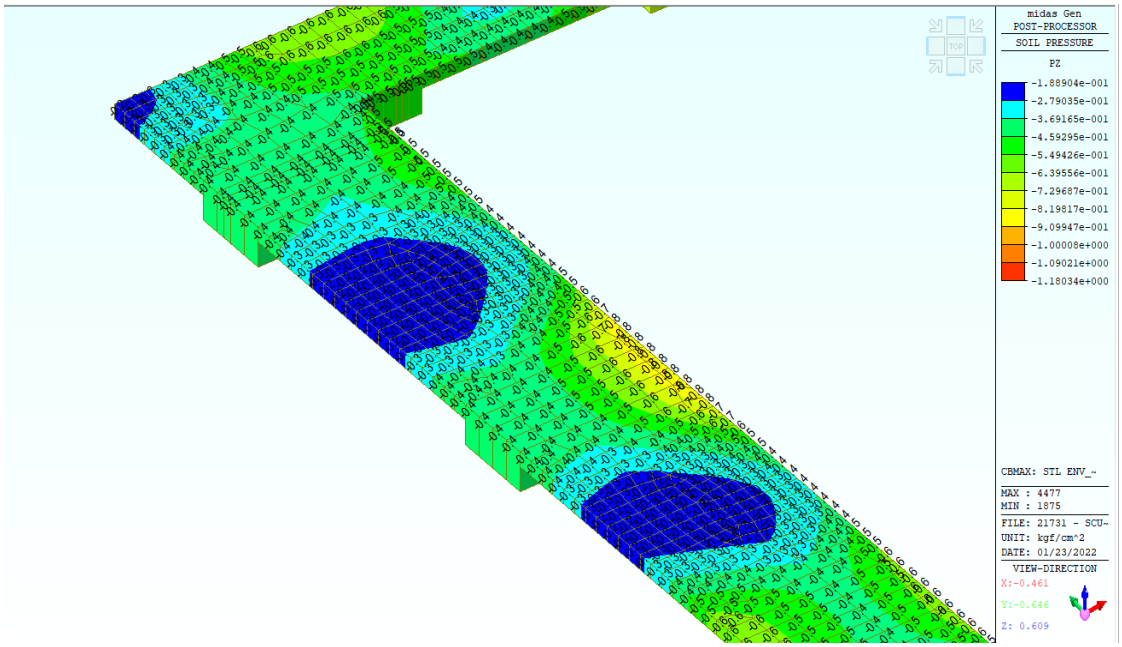
FONDAZIONI DI NUOVA REALIZZAZIONE

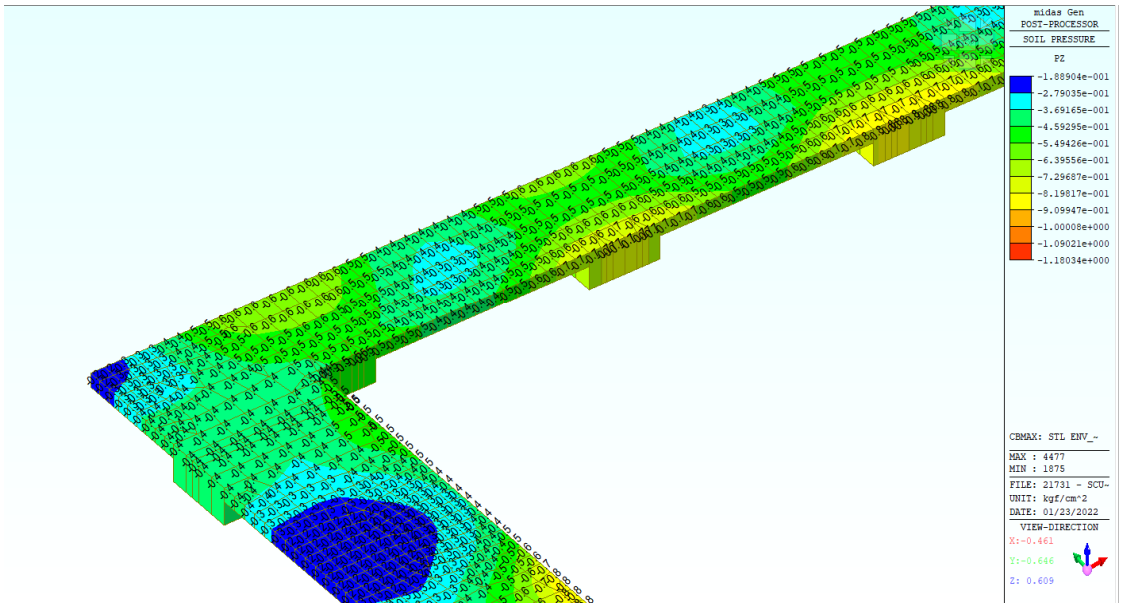
Valori massimi di pressione sul terreno

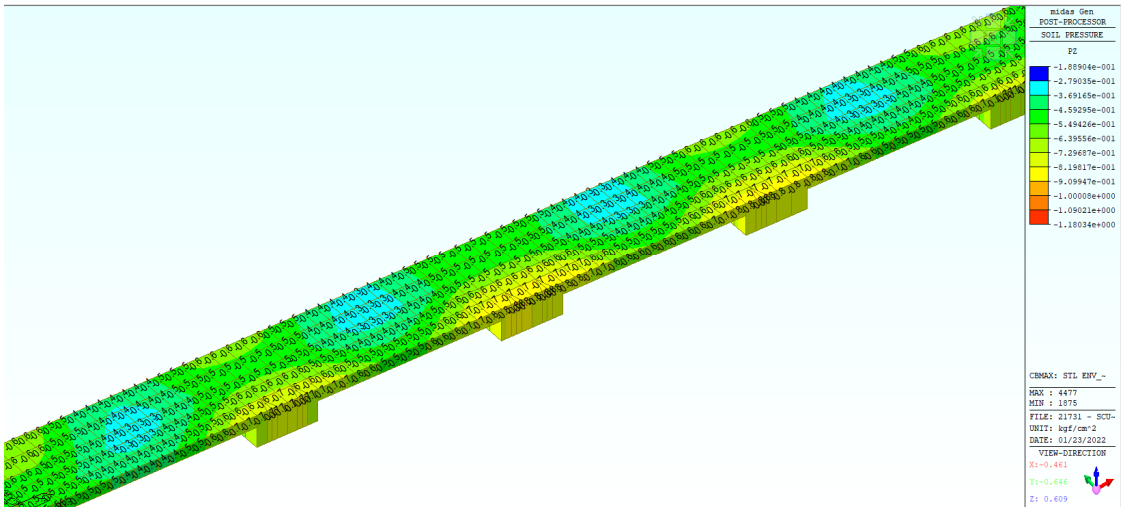
σ_{td} [daN/cm^2]:

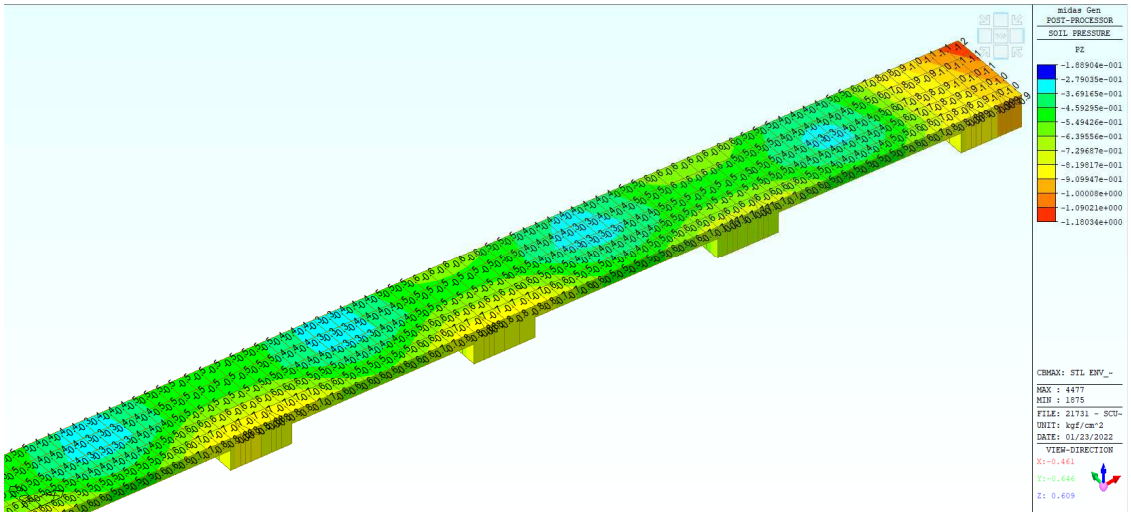





midas Gen
POST-PROCESSOR
SOIL PRESSURE
PZ
-1.88904e-001
-2.79035e-001
-3.69165e-001
-4.59295e-001
-5.49426e-001
-6.39556e-001
-7.29687e-001
-8.19817e-001
-9.09947e-001
-1.00008e+000
-1.09021e+000
-1.18034e+000
CBMAX: STL ENV_~
MAX : 4477
MIN : 1875
FILE: 21731 - SCU~
UNIT: kgf/cm^2
DATE: 01/23/2022
VIEW-DIRECTION
X:-0.461
Y:-0.646
Z: 0.609

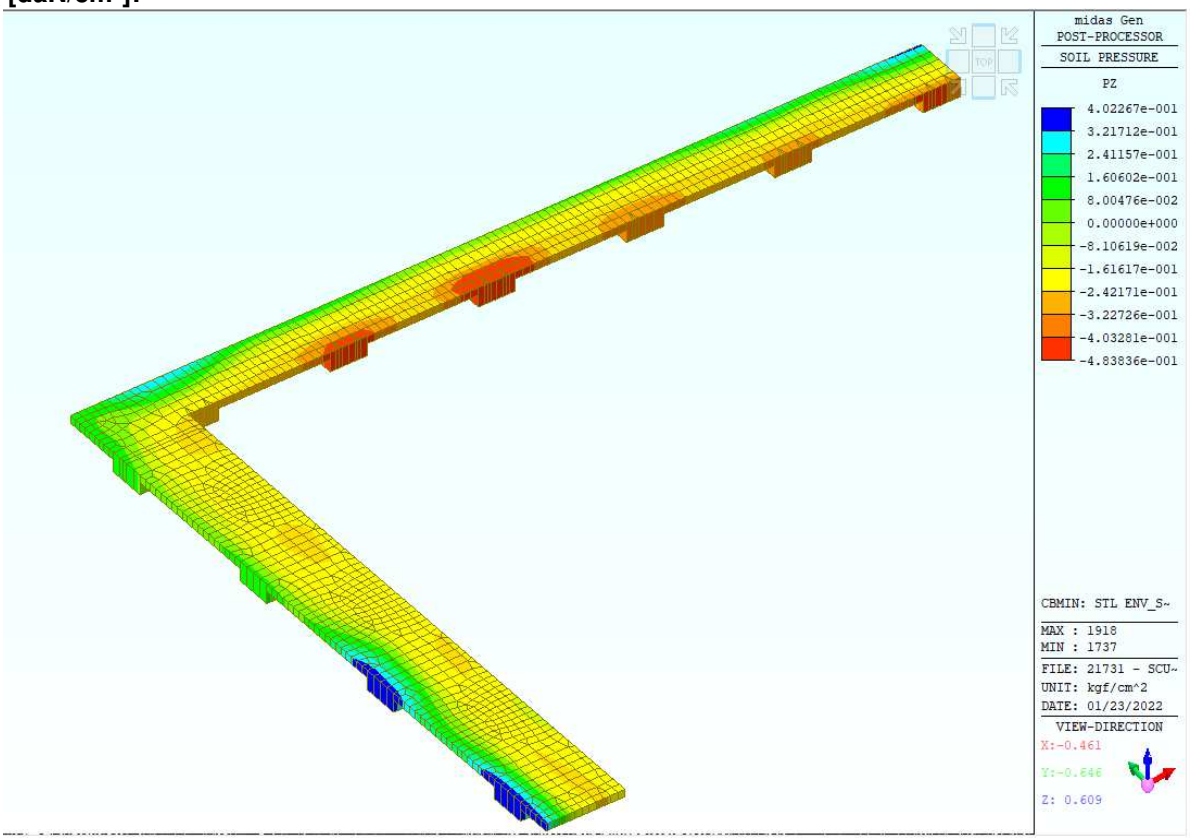

midas Gen
POST-PROCESSOR
SOIL PRESSURE
PZ
-1.88904e-001
-2.79035e-001
-3.69165e-001
-4.59295e-001
-5.49426e-001
-6.39556e-001
-7.29687e-001
-8.19817e-001
-9.09947e-001
-1.00008e+000
-1.09021e+000
-1.18034e+000
CBMAX: STL ENV_~
MAX : 4477
MIN : 1875
FILE: 21731 - SCU~
UNIT: kgf/cm^2
DATE: 01/23/2022
VIEW-DIRECTION
X:-0.461
Y:-0.646
Z: 0.609

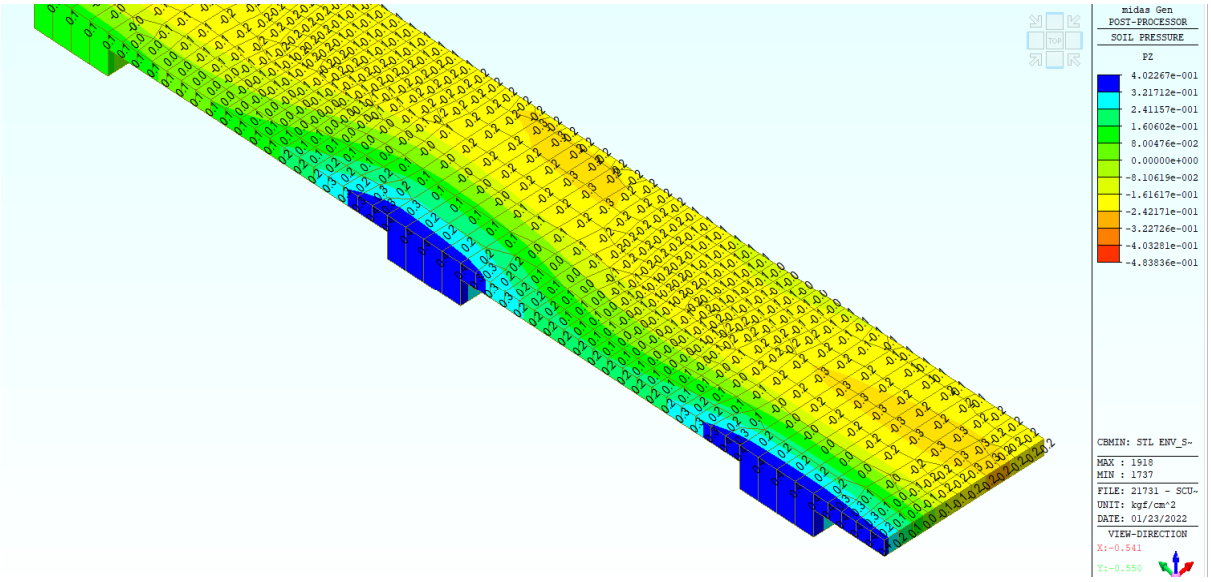

midas Gen
POST-PROCESSOR
SOIL PRESSURE
PZ
-1.88904e-001
-2.79035e-001
-3.69165e-001
-4.59295e-001
-5.49426e-001
-6.39556e-001
-7.29687e-001
-8.19817e-001
-9.09947e-001
-1.00008e+000
-1.09021e+000
-1.18034e+000
CBMAX: STL ENV_-
MAX : 4477
MIN : 1875
FILE: 21731 - SCU-
UNIT: kgf/cm^2
DATE: 01/23/2022
VIEW-DIRECTION
X:-0.461
Y:-0.646
Z: 0.609

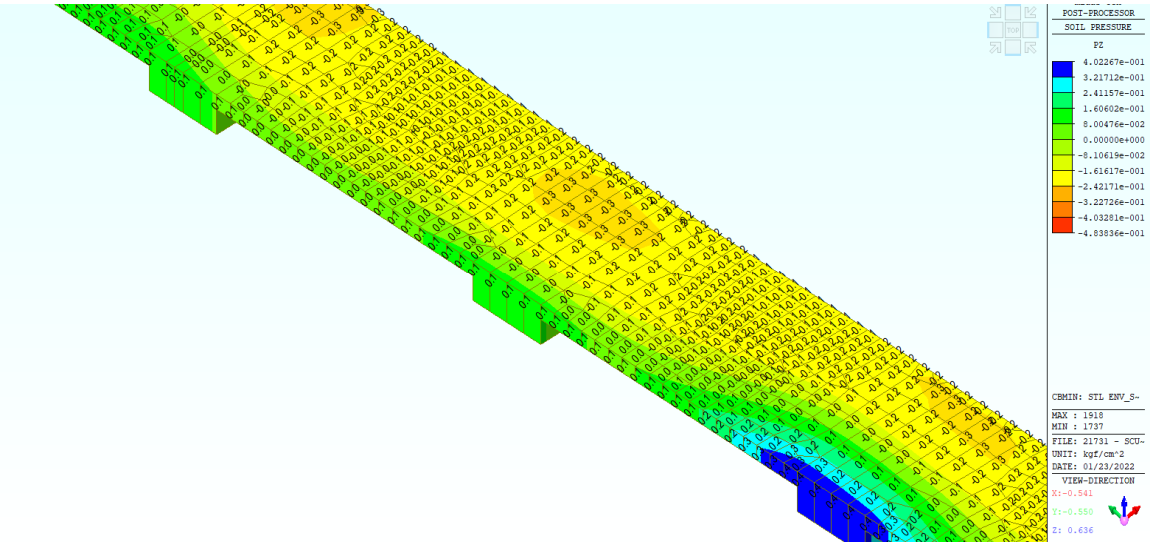

midas Gen
POST-PROCESSOR
SOIL PRESSURE
PZ
-1.88904e-001
-2.79035e-001
-3.69165e-001
-4.59295e-001
-5.49426e-001
-6.39556e-001
-7.29687e-001
-8.19817e-001
-9.09947e-001
-1.00008e+000
-1.09021e+000
-1.18034e+000
CBMAX: STL ENV_-
MAX : 4477
MIN : 1875
FILE: 21731 - SCU-
UNIT: kgf/cm^2
DATE: 01/23/2022
VIEW-DIRECTION
X:-0.461
Y:-0.646
Z: 0.609

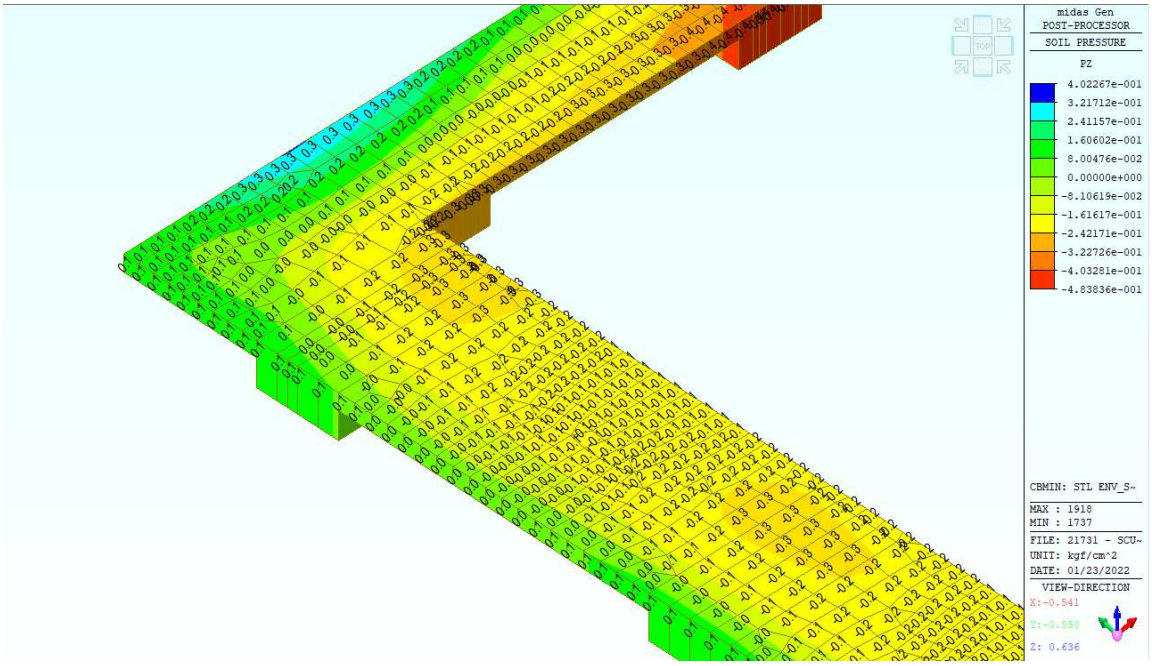
Valori minimi di pressione sul terreno

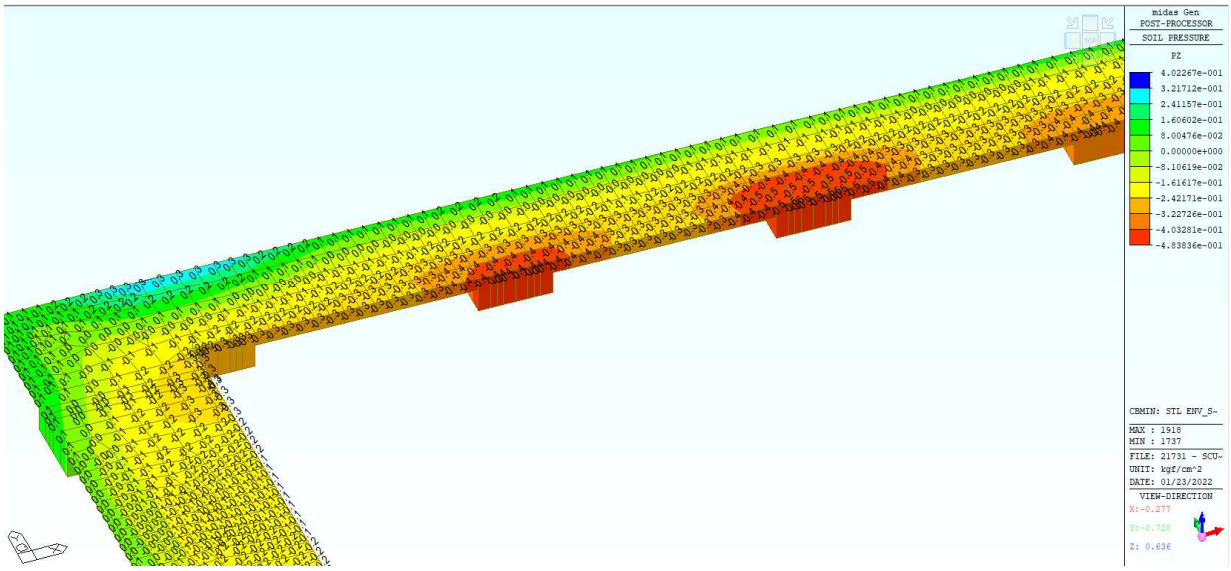
σ_{td} [daN/cm^2]:

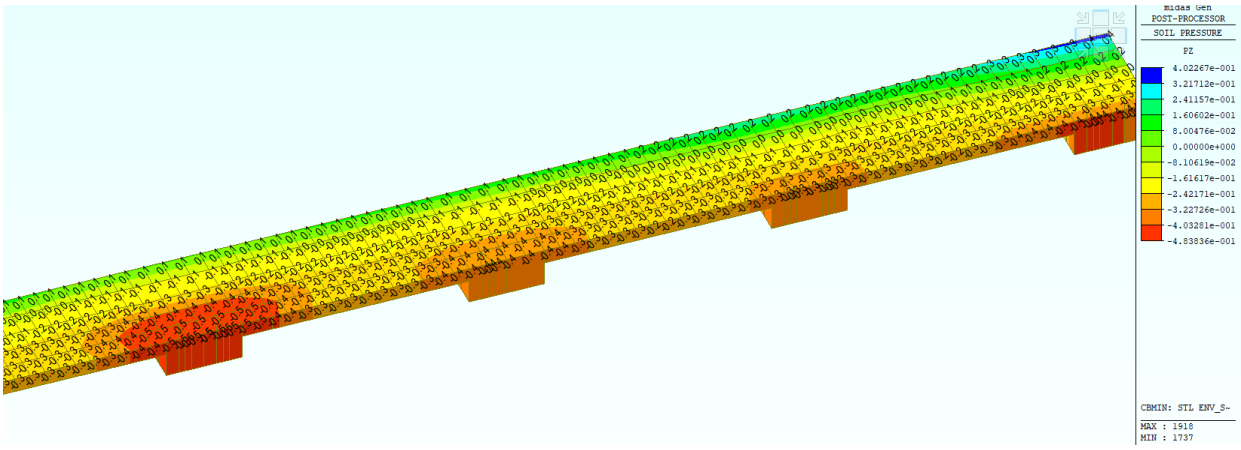




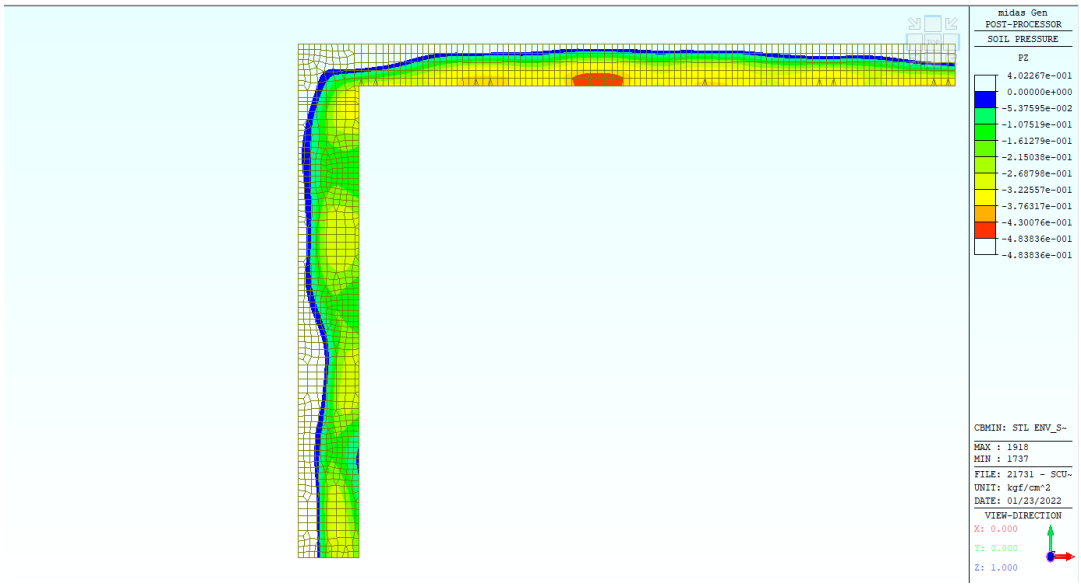

POST-PROCESSOR
SOIL PRESSURE
PZ
4.02267e-001
3.21712e-001
2.41157e-001
1.60602e-001
8.00476e-002
0.00000e+000
-8.10619e-002
-1.61617e-001
-2.42171e-001
-3.22726e-001
-4.03281e-001
-4.83836e-001
CBMIN: STL ENV_S~
MAX : 1918
MIN : 1737
FILE: 21731 - SCU~
UNIT: kgf/cm^2
DATE: 01/23/2022
VIEW-DIRECTION
X:-0.541
Y:-0.550
Z: 0.636


midas Gen
POST-PROCESSOR
SOIL PRESSURE
PZ
4.02267e-001
3.21712e-001
2.41157e-001
1.60602e-001
8.00476e-002
0.00000e+000
-8.10619e-002
-1.61617e-001
-2.42171e-001
-3.22726e-001
-4.03281e-001
-4.83836e-001
CBMIN: STL ENV_S~
MAX : 1918
MIN : 1737
FILE: 21731 - SCU~
UNIT: kgf/cm^2
DATE: 01/23/2022
VIEW-DIRECTION
X:-0.541
Y:-0.550
Z: 0.636





Le zone di parzializzazione della fondazione risultano dalla seguente immagine.



La tensione massima sul terreno (schematizzato con un letto di molle elastiche) risulta:

$$\sigma_t = 1.18 daN / cm^2$$

La tensione resistente di progetto per il terreno di fondazione, l'Approccio 2 (A1+M1+R3), risulta:

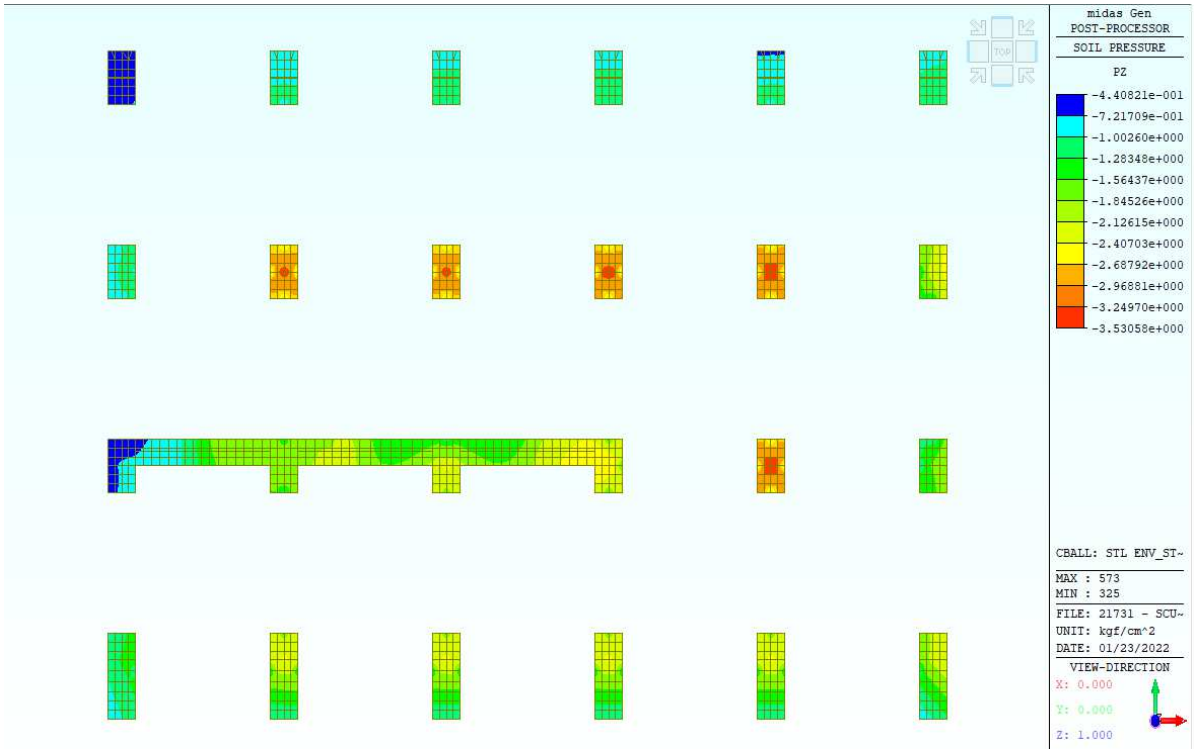
σ_{td} = 5.86 daN/cmq

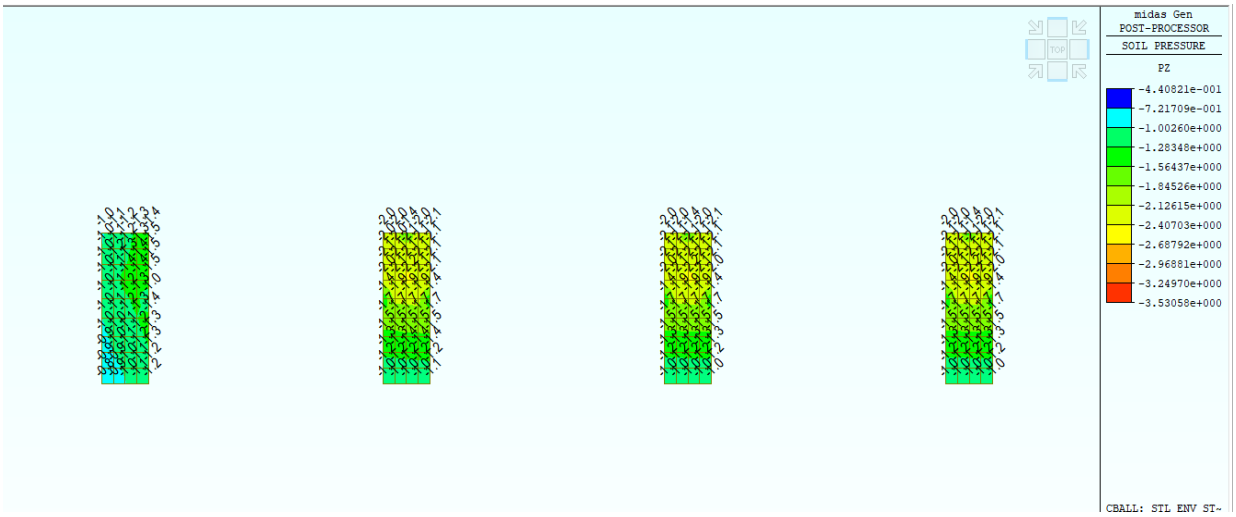
La capacità portante del terreno posto al di sotto delle fondazioni di nuova realizzazione è sufficiente a sopportare i carichi agenti allo SLU e SLV.

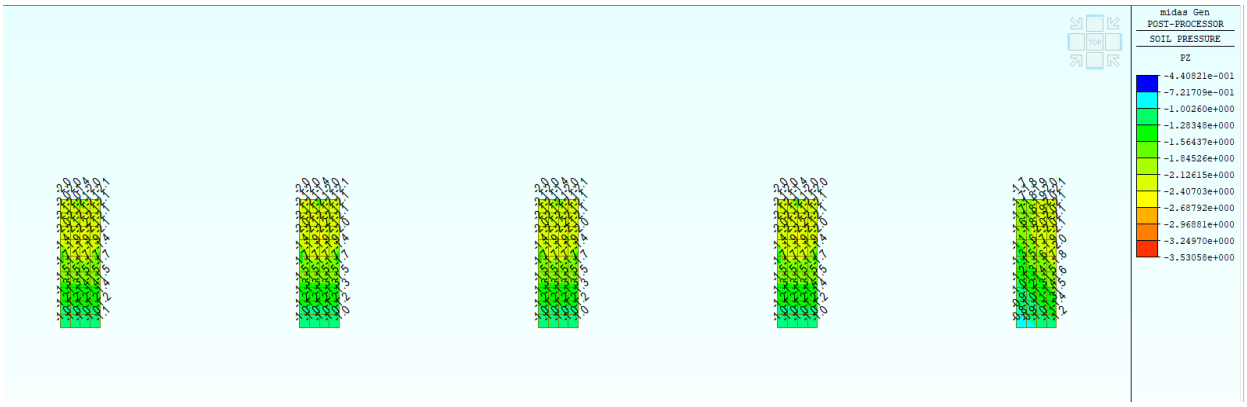
FONDAZIONI ESISTENTI

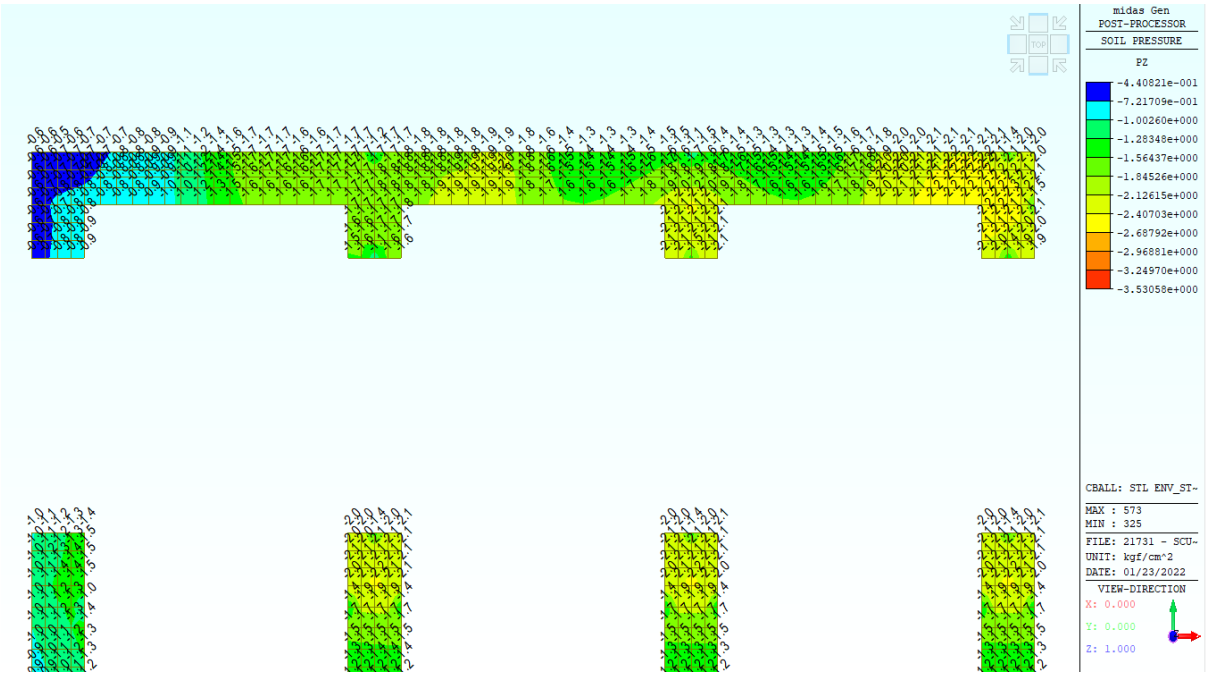
Valori massimi di pressione sul terreno

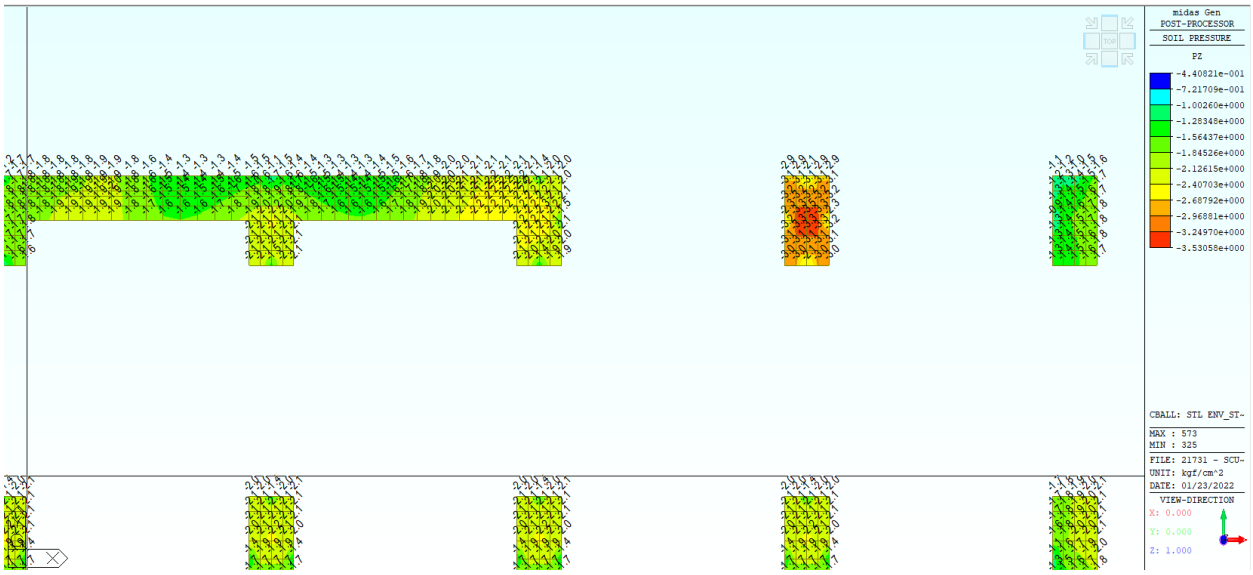
σ_{td} [daN/cm^2]:

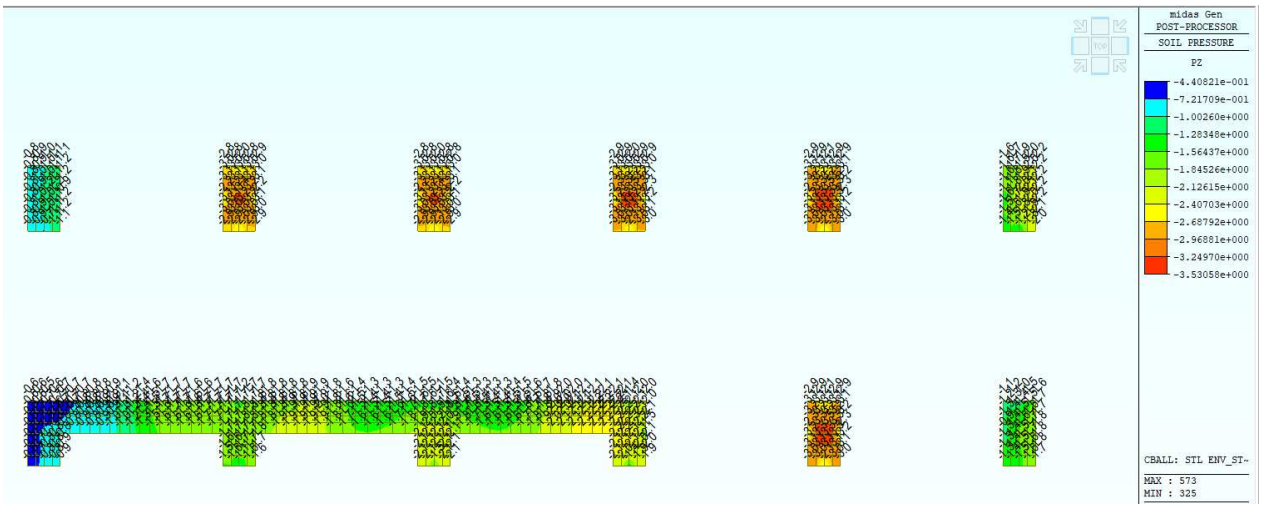


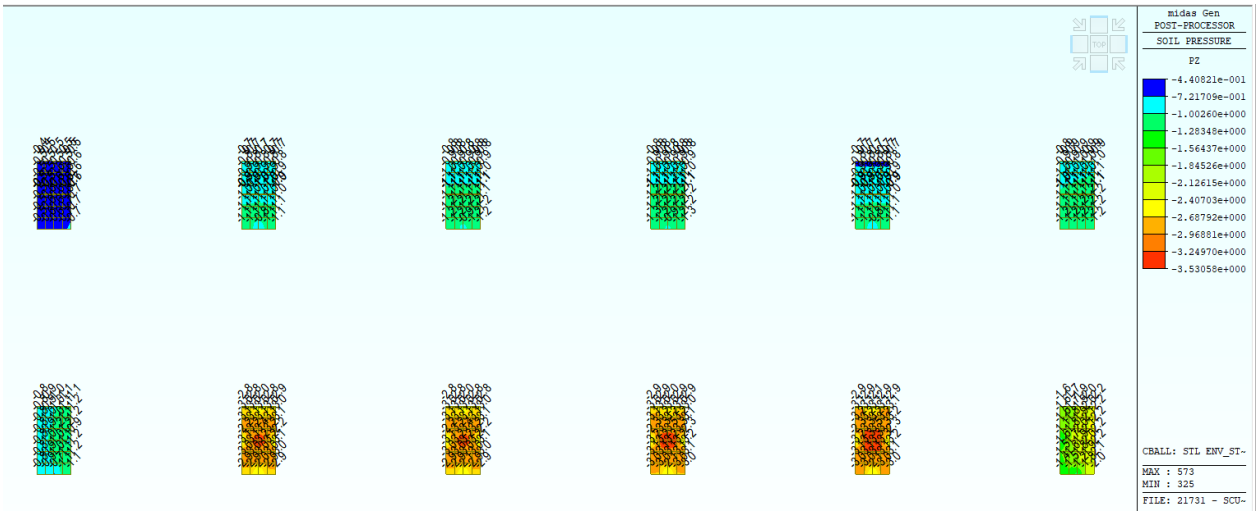

midas Gen
POST-PROCESSOR
SOIL PRESSURE
PZ
-4.40821e-001
-7.21709e-001
-1.00260e+000
-1.28348e+000
-1.56437e+000
-1.84526e+000
-2.12615e+000
-2.40703e+000
-2.68792e+000
-2.96881e+000
-3.24970e+000
-3.53058e+000
CBALL: STL ENV ST~


midas Gen
POST-PROCESSOR
SOIL PRESSURE
PZ
-4.40821e-001
-7.21709e-001
-1.00260e+000
-1.28348e+000
-1.56437e+000
-1.84526e+000
-2.12615e+000
-2.40703e+000
-2.68792e+000
-2.96881e+000
-3.24970e+000
-3.53058e+000


midas Gen
POST-PROCESSOR
SOIL PRESSURE
PZ
-4.40821e-001
-7.21709e-001
-1.00260e+000
-1.28348e+000
-1.56437e+000
-1.84526e+000
-2.12615e+000
-2.40703e+000
-2.68792e+000
-2.96881e+000
-3.24970e+000
-3.53058e+000
CBALL: STL ENV_ST~
MAX : 573
MIN : 325
FILE: 21731 - SCU~
UNIT: kgf/cm^2
DATE: 01/23/2022
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: 0.000
Z: 1.000


midas Gen
POST-PROCESSOR
SOIL PRESSURE
PZ
-4.40821e-001
-7.21709e-001
-1.00260e+000
-1.28348e+000
-1.56437e+000
-1.84526e+000
-2.12615e+000
-2.40703e+000
-2.68792e+000
-2.96881e+000
-3.24970e+000
-3.53058e+000
CBALL: STL ENV_ST~
MAX : 573
MIN : 325
FILE: 21731 - SCU~
UNIT: kgf/cm^2
DATE: 01/23/2022
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: 0.000
Z: 1.000


midas Gen
POST-PROCESSOR
SOIL PRESSURE
PZ
-4.40821e-001
-7.21709e-001
-1.00260e+000
-1.28348e+000
-1.56437e+000
-1.84526e+000
-2.12615e+000
-2.40703e+000
-2.68792e+000
-2.96881e+000
-3.24970e+000
-3.53058e+000
CBALL: STL ENV_ST~
MAX : 573
MIN : 325


midas Gen
POST-PROCESSOR
SOIL PRESSURE
PZ
-4.40821e-001
-7.21709e-001
-1.00260e+000
-1.28348e+000
-1.56437e+000
-1.84526e+000
-2.12615e+000
-2.40703e+000
-2.68792e+000
-2.96881e+000
-3.24970e+000
-3.53058e+000
CBALL: STL ENV_ST~
MAX : 573
MIN : 325
FILE: 21731 - SCU~

La tensione massima sul terreno (schematizzato con un letto di molle elastiche) risulta:

$$\sigma_t = 3.53 daN / cm^2$$

La tensione resistente di progetto per il terreno di fondazione, l'Approccio 2 (A1+M1+R3), risulta:

σ_{td} = 5.26 daN/cmq

La capacità portante del terreno posto al di sotto delle fondazioni esistenti è sufficiente a sopportare i carichi agenti allo SLU e SLV.

Le fondazioni nuove esistenti sono verificate allo SLU e SLV.

Nelle seguenti tabelle si riporta la verifica specifica del plinto di fondazione 100x200x90cm.

Fondazione a plinto in c.a. a RIVE D'ARCANO			
Dimensioni della trave o del plinto			
Lunghezza in direzione X	**B**	**1.00**	**m**
Lunghezza in direzione Y	**L**	**2.00**	**m**
Altezza della soletta di fondo	**tf**	**0.60**	**m**
Lunghezza bicchiere in X	b	0.00	m
Lunghezza bicchiere in Y	l	0.00	m
Spessore del bicchiere	t	0.00	m
Altezza del bicchiere	h	0.00	m
Altezza totale del plinto	H	0.60	m
Area soletta di fondo	Af	2.00	m^2
Volume plinto	Vol	1.20	m^3
Peso plinto in c.a.	Pp	30.00	kN
Coefficiente moltiplicativo carico permanente	γ_G	1.00	
Sollecitazioni alla base dei pilastri da analisi			
Sforzo normale	N_E	218.00	kN
Momento attorno all'asse X	M_{EX}	86.00	kNm
Momento attorno all'asse Y	M_{EY}	0.00	kNm
Taglio lungo l'asse X	V_{EX}	0.00	kN
Taglio lungo l'asse Y	V_{EY}	28.00	kN
Sollecitazioni alla base del pilastro maggiorate			
Coefficiente di sovraresistenza	γ_{Rd}	1.00	
Sforzo normale	N_{Ed}	218.00	kN
Momento attorno all'asse X	M_{EdX}	86.00	kNm
Momento attorno all'asse Y	M_{EdY}	0.00	kNm
Taglio lungo l'asse X	V_{EdX}	0.00	kN
Taglio lungo l'asse Y	V_{EdY}	0.00	kN
Sollecitazioni di progetto sul terreno			
Peso del plinto di fondazione	Pp	30.00	kN
Sforzo normale	N_{Ed} (t)	248.00	kN
Momento attorno all'asse X	M_{EdX} (t)	86.00	kNm
Momento attorno all'asse Y	M_{EdY} (t)	0.00	kNm
Azione orizzontale risultante	H_{Ed}	0.00	kN
Inclinazione forza risultante	θ	0.00	°
Eccentricità del carico lungo X	ex	0.00	m
Eccentricità del carico lungo Y	ey	0.35	m
Dimensioni efficaci della fondazione			
Lunghezza efficace in direzione X	D'x	1.00	m
Lunghezza efficace in direzione Y	D'y	1.31	m
Dimensione massima area efficace	L	1.31	m
Dimensione minima area efficace	B	1.00	m
PARAMETRI GEOTECNICI			
Peso specifico sopra il piano di posa fondazione	γ_1	22	kN/m^3
Peso specifico sopra il piano di posa fondazione	γ_2	19	kN/m^3
Coesione non drenata	cu	0	MPa
Angolo di attrito interno	ϕ'	37	°
Fattore di sicurezza per la coesione	γ_c	1	
Fattore di sicurezza per il sovraccarico	γ_q	1	
Fattore di sicurezza per l'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1	
Angolo di attrito ridotto	ϕ_r	37.000	°

VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

$$q_{ult} = \frac{c_u}{\gamma_c} N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0{,}5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

θ = inclinazione della forza orizzontale risultante rispetto l'asse o il lato L)

$$\phi_r = arctan(\frac{tan\phi'}{\gamma_{tan\phi'}}) = 29{,}6$$

V = Forza Verticale H = Forza Orizzontale

$B = B_1 - 2e_y$ lato ridotto della fondazione $m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$	$L = L_1 - 2e_x$ lato ridotto della fondazione $m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi_r$	$N_q = e^{\pi \tan\phi_r} \tan^2\left(45 + \frac{\phi_r}{2}\right)$	$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi_{red}$
$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$	$s_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi_r$	$s_\gamma = 1 - \left(0{,}4\frac{B}{L}\right)$
$d_c = 1 + \left(0{,}4\frac{D}{B}\right)$	$d_q = 1 + 2\left(\frac{D}{B}\tan\phi_r(1 - \sin\phi_r)^2\right)$	$d_\gamma = 1$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan\phi_r}$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + LBc_u/\gamma_c \cot\phi_r}\right)^m$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + LBc\cot\phi}\right)^{m+1}$
	$m = m_L(\cos\vartheta)^2 + m_B(\sin\vartheta)^2$	

Coefficienti di portanza					
Nc	Nq	Nγ			
56.94	42.91	66.18			
Fattori di forma					
sc	sq	sγ			
1.577	1.577	0.694			
Fattori di profondità					
dc	dq	dγ			
1.240	1.143	1.000			
Fattori di inclinazione del carico					
i c	i q	i γ	m	mL	mB
1.000	1.000	1.000	1.434	1.434	1.566
Fattori di inclinazione del piano c.					
g c	g q	g γ			
1	1	1			
Fattori di inclinazione del piano posa					
b c	b q	b γ			
1	1	1			
Sovraccarico sul piano fondazione			Profondità da p.c. della fondazione (filo superiore)		
q	26.40	kN/m²	d	0.60 m	

CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO					
1° termine	2° termine	3° termine	**q ult**		
kN/m²	kN/m²	kN/m²	**kN/m²**		
0.000	2042.297	436.191	**2478.488**		
Coefficiente di sicurezza globale			**γR =**	**2.30**	**Approccio 2 (A1+M1+R3)**
Nult kN		**NEd kN**			
1407.837	**OK**	**248.000**			
Coefficiente di utilizzo					
0.18					

La capacità portante dei plinti di fondazione dopo gli interventi di adeguamento sismico è soddisfatta.

10 VERIFICA DELLE STRUTTURE DEI SOLAI ALLO SLU

10.1 VERIFICA DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI DELLA STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO

Si procede alle verifiche delle strutture orizzontali di solaio allo SLU e per i carichi già indicati e qui di seguito riassunti.

10.1.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1) E NON STRUTTURALI (G2)

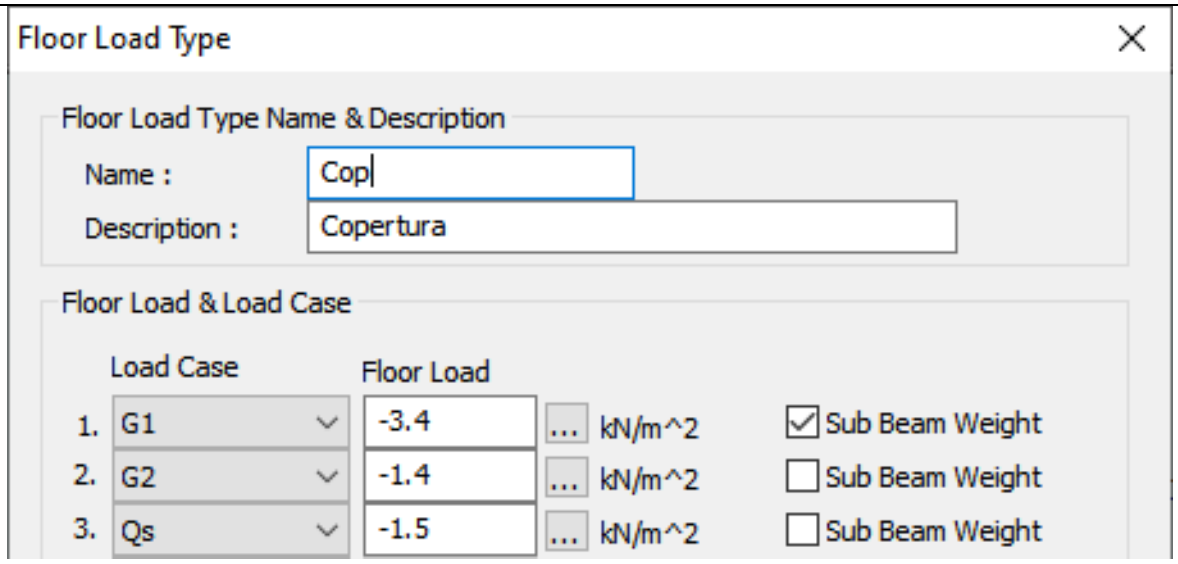
Si elencano i principali carichi permanenti strutturali e non strutturali utilizzati nel calcolo della struttura.

I carichi permanenti strutturali degli elementi inseriti nel modello di calcolo sono computati dal programma di calcolo a partire dal peso specifico del calcestruzzo e dalle reali dimensioni dei profili inseriti nel modello di calcolo.

G1 $\gamma_{\text{strutture in c.a.}}$ = 25.00 kN/m3

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI DELLA COPERTURA (G1 e G2)

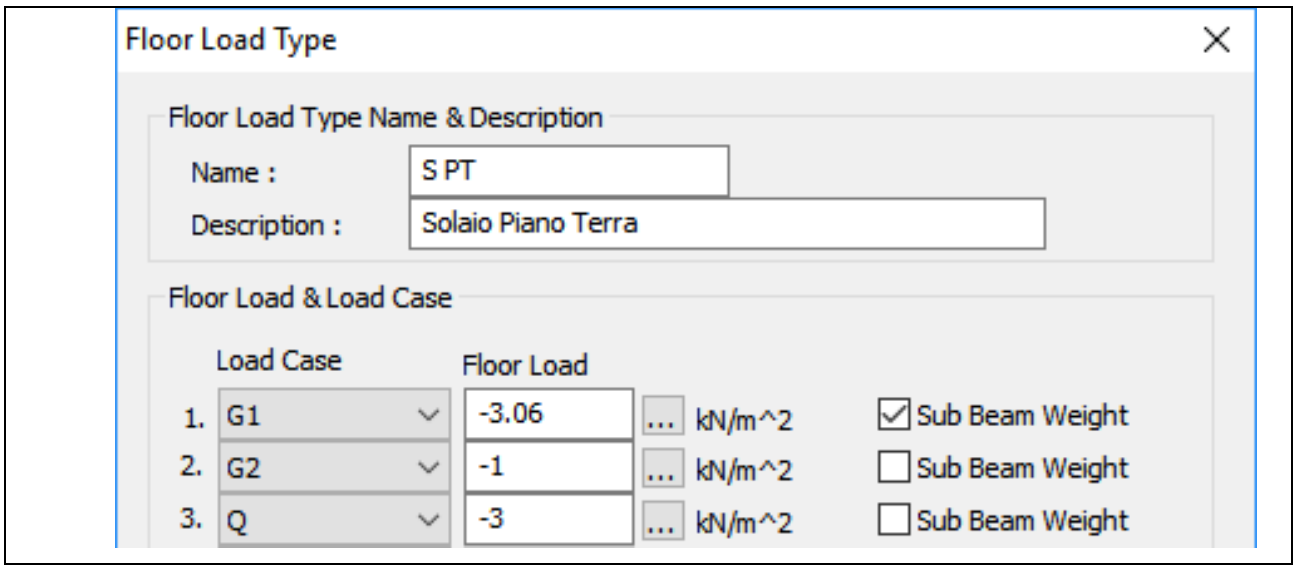
Nella seguente tabella si riportano i valori dei carichi inseriti nel modello di calcolo.



Nella quota relativa a G2 applicata alla copertura sono stati ricompresi i carichi permanenti (G1+G2) della copertura leggera in acciaio e considerati uguali a 0.75 kN/m^2.

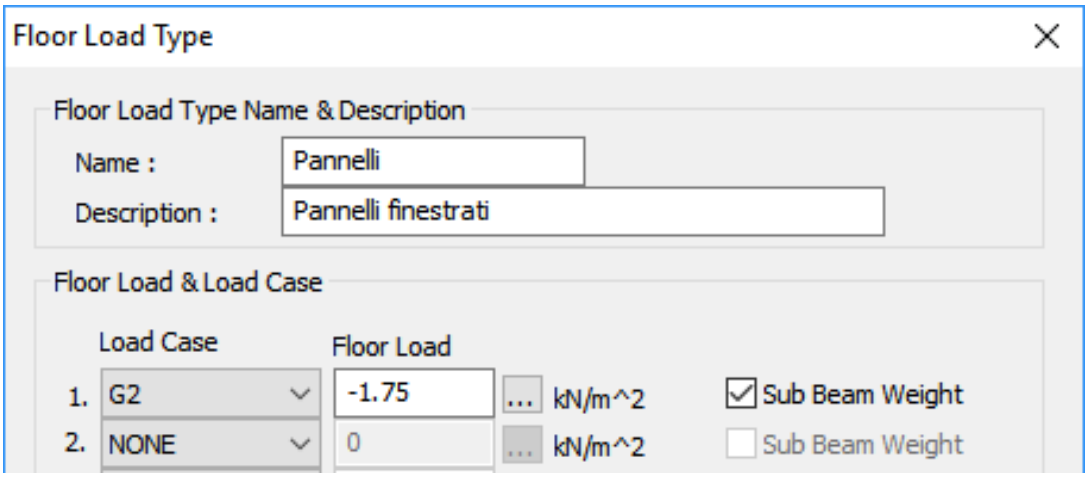
CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI DEL SOLAIO DI PIANO TERRA (G1 e G2)

Nella seguente tabella si riportano i valori dei carichi inseriti nel modello di calcolo.



CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI DELLE PARETI DI TAMPONAMENTO PERIMETRALI CON FINESTRATURE CONTINUE (G1 e G2)

Nella seguente tabella si riportano i valori dei carichi inseriti nel modello di calcolo relativamente ai pannelli di chiusura perimetrale dotati di finestrature continue che non assolvono funzione di controvento.



10.1.2 CARICHI ACCIDENTALI DI ESERCIZIO DEL SOLAIO AL PIANO TERRA (Q)

Il carico di esercizio che verrà utilizzato sarà pari a:

$$Qk = 3.00 \text{ kN/mq}$$

10.1.3 CARICHI ACCIDENTALI DI ESERCIZIO DEL SOLAIO DI SOTTOTETTO E DI COPERTURA (Q)

Il carico di esercizio che verrà utilizzato per la sola manutenzione sarà pari a:

Qk = 0.50 kN/mq

10.1.4 CARICO ACCIDENTALE DELLA NEVE (Qs)

Si valuta il carico accidentale della neve agente sulla copertura.

Zona I - Alpina

Provincia di Udine

Il valore caratteristico di riferimento del carico della neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni:

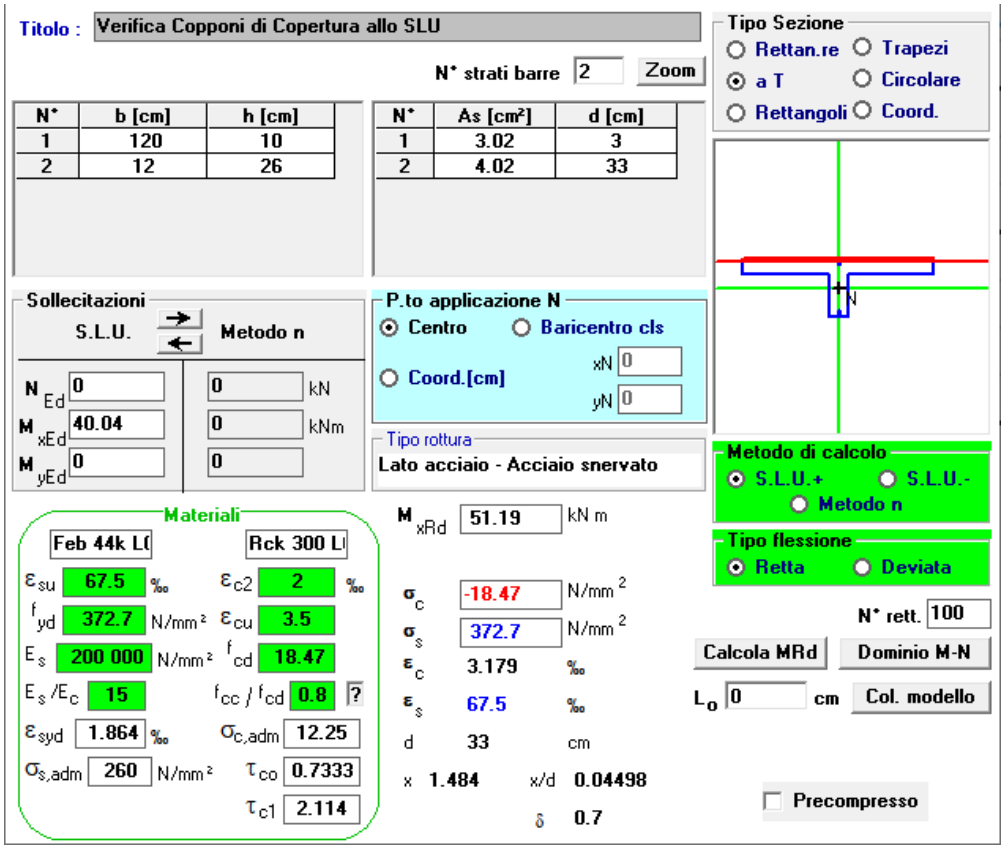
qsk = 1.50 kN/m^2

Carico accidentale della neve			
Altitudine sul livello del mare	a s	170	m
Valore caratteritico della neve al suolo	q sk	1.50	kN/m^2
Coefficiente di forma della copertura	μ 1	0.80	
Carico della neve sulla copertura	**q s**	**1.20**	**kN/m^2**

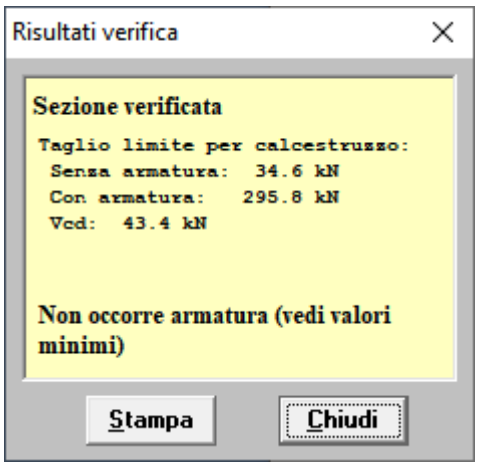
10.1.5 CALCOLO E VERIFICA DEI COPPONI DELLA COPERTURA

Nelle prossime tabelle si riporta la verifica dei copponi della copertura allo SLU.

COPPONI DELLA COPERTURA			
Largezza dei copponi	b	1.20	m
Altezza dei copponi	h	0.36	m
Peso proprio	G1	3.39	kN/m
Peso proprio portato	G2	1.68	kN/m
Carico accidentale della neve	Qs	1.44	kN/m
Azione da combinazione dei carichi allo SLU	Fed (SLU)	8.75	kN/m
1.3*G1+1.3*G2+1.5*Qs			
Luce di calcolo dei copponi	L	6.05	m
Caratteristiche di sollecitazione			
Momento massimo in mezzeria	Med	40.04	kNm
Taglio massimo agli appoggi	Ved	26.47	kN



Mrd = 51.19 kNm > Med = 40.04 kNm

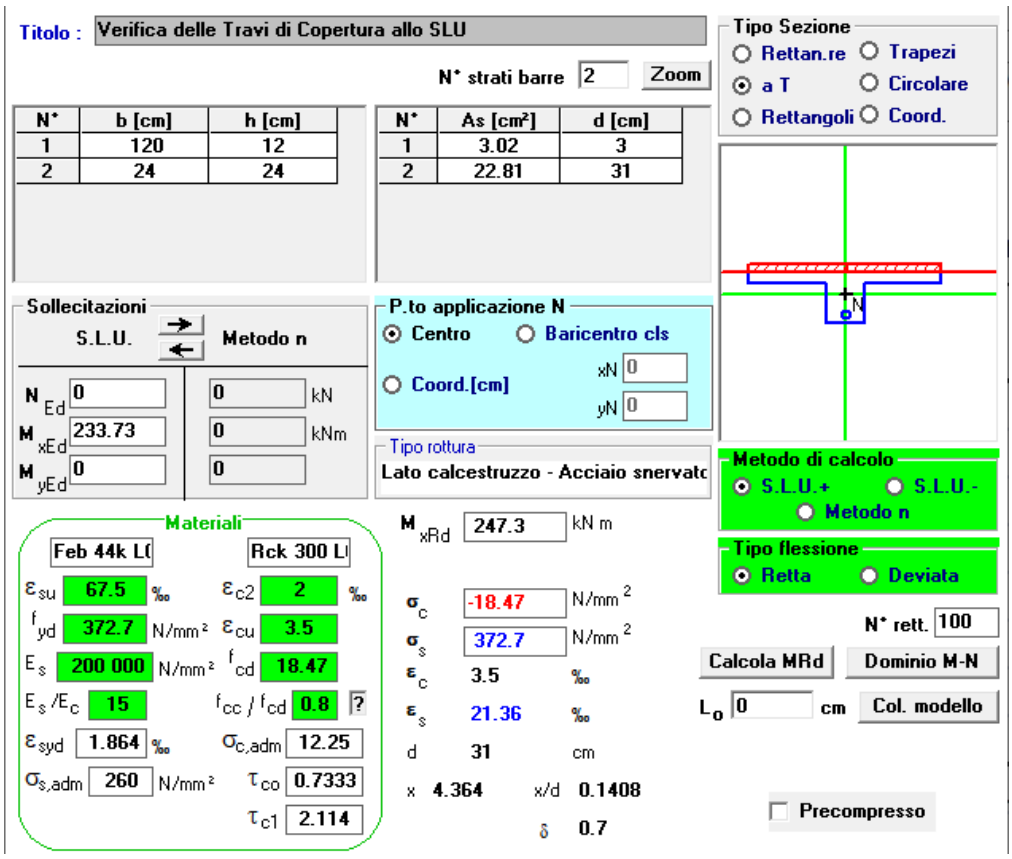


Vrd = 43.40 kN > Ved = 26.47 kN

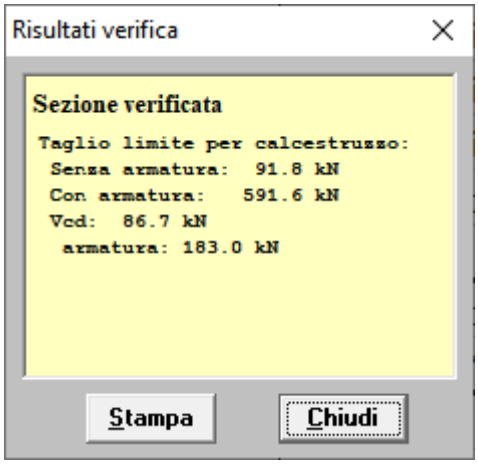
10.1.6 CALCOLO E VERIFICA DELLE TRAVI DELLA COPERTURA

Nelle prossime tabelle si riporta la verifica delle travi della copertura allo SLU.

TRAVI DELLA COPERTURA			
Largezza delle travi	b	1.20	m
Altezza delle travi	h	0.36	m
Interasse delle travi	int	7.20	m
Peso proprio	G1	4.32	kN/m
Peso proprio portato copponi	G2 - 1	16.95	kN/m
Peso proprio portato	G2 -2	10.08	kN/m
Carico accidentale della neve	Qs	8.64	kN/m
Azione da combinazione dei carichi allo SLU 1.3*G1+1.3*(G2-1+G2-2)+1.5*Qs	Fed (SLU)	53.72	kN/m
Luce di calcolo dei copponi	L	5.90	m
Caratteristiche di sollecitazione			
Momento massimo in mezzeria	Med	233.73	kNm
Taglio massimo agli appoggi	Ved	158.46	kN



Mrd = 247.30 kNm > Med = 233.73 kNm

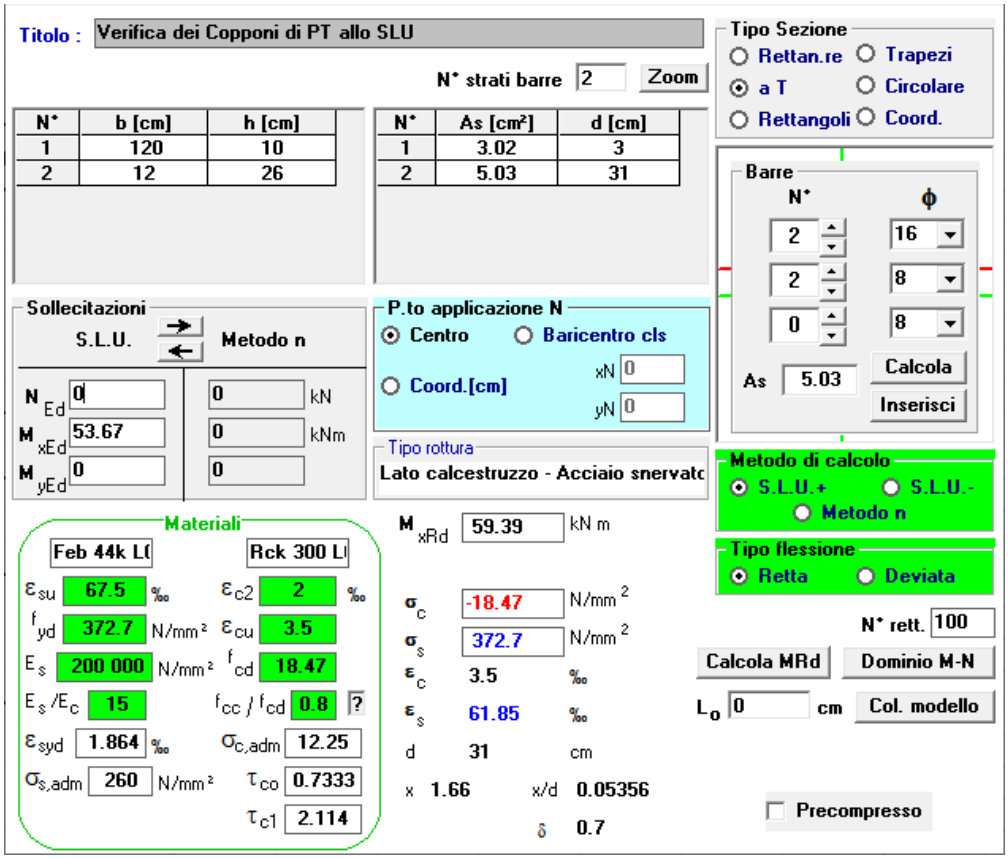


Vrd = 183.00 kN > Ved = 158.46 kN

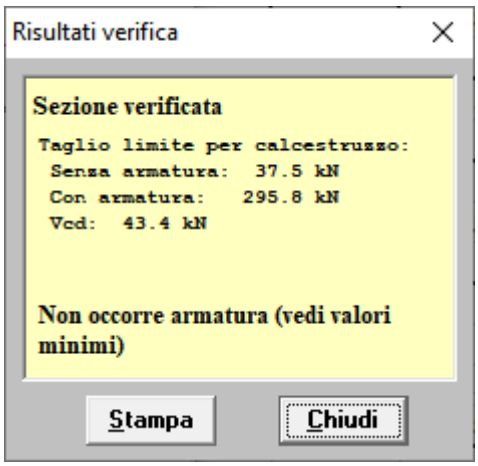
10.1.7 CALCOLO E VERIFICA DEI COPPONI DEL SOLAIO DI PIANO TERRA

Nelle prossime tabelle si riporta la verifica dei copponi del solaio di piano terra allo SLU.

COPPONI DEL SOLAIO DI PIANO TERRA			
Largezza dei copponi	b	1.20	m
Altezza dei copponi	h	0.36	m
Peso proprio	G1	3.67	kN/m
Peso proprio portato	G2	1.20	kN/m
Carico accidentale	Q	3.60	kN/m
Azione da combinazione dei carichi allo SLU	Fed (SLU)	11.73	kN/m
1.3*G1+1.3*G2+1.5*Qs			
Luce di calcolo dei copponi	L	6.05	m
Caratteristiche di sollecitazione			
Momento massimo in mezzeria	Med	53.67	kNm
Taglio massimo agli appoggi	Ved	35.49	kN



Mrd = 59.39 kNm > Med = 53.67 kNm

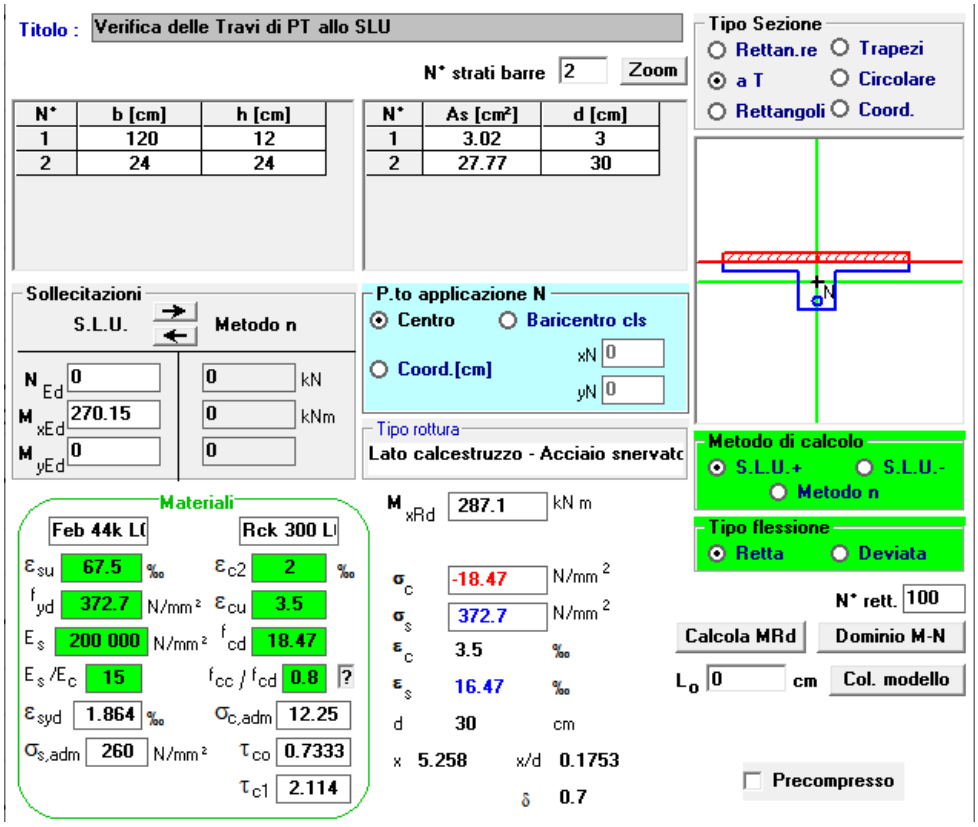


Vrd = 43.40 kN > Ved = 35.49 kN

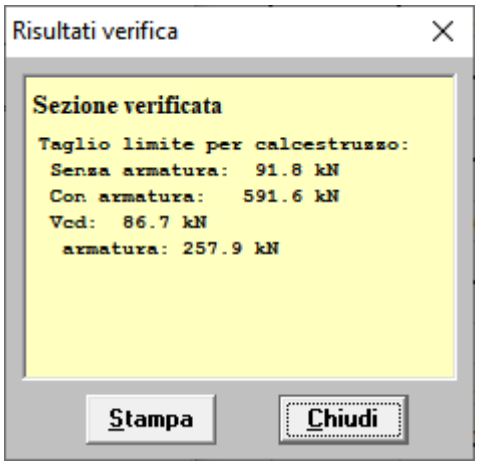
10.1.8 CALCOLO E VERIFICA DELLE TRAVI DEL SOLAIO DI PT

Nelle prossime tabelle si riporta la verifica delle travi del solaio di PT allo SLU.

TRAVI DEL SOLAIO DI PIANO TERRA			
Largezza delle travi	b	1.20	m
Altezza delle travi	h	0.36	m
Interasse delle travi	int	7.20	m
Peso proprio	G1	4.32	kN/m
Peso proprio portato copponi	G2 - 1	16.95	kN/m
Peso proprio portato	G2 -2	7.20	kN/m
Carico accidentale	Q	21.60	kN/m
Azione da combinazione dei carichi allo SLU	Fed (SLU)	69.41	kN/m
1.3*G1+1.3*(G2-1+G2-2)+1.5*Qs			
Luce di calcolo dei copponi	L	5.58	m
Caratteristiche di sollecitazione			
Momento massimo in mezzeria	Med	270.15	kNm
Taglio massimo agli appoggi	Ved	193.66	kN



Mrd = 287.10 kNm > Med = 270.15 kNm

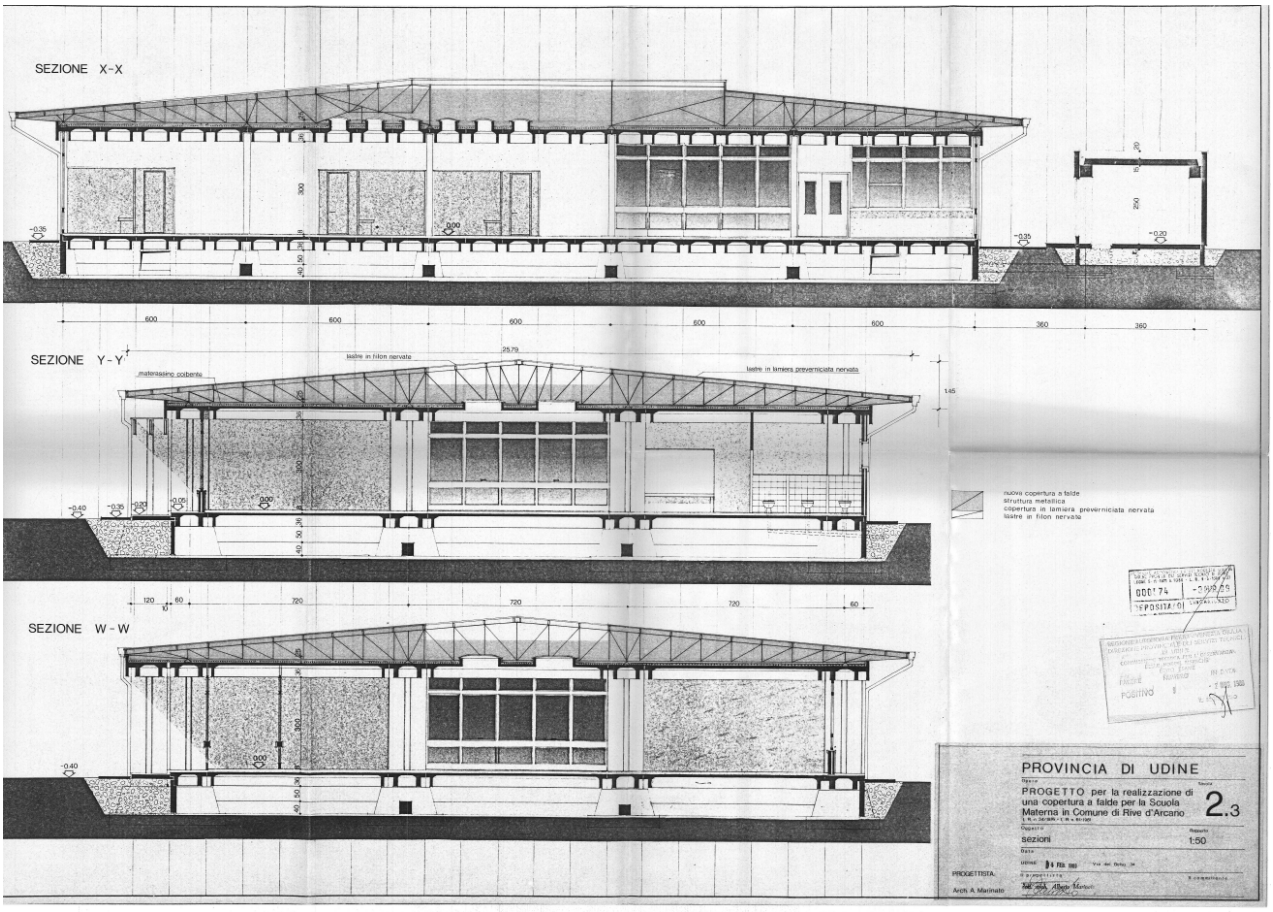


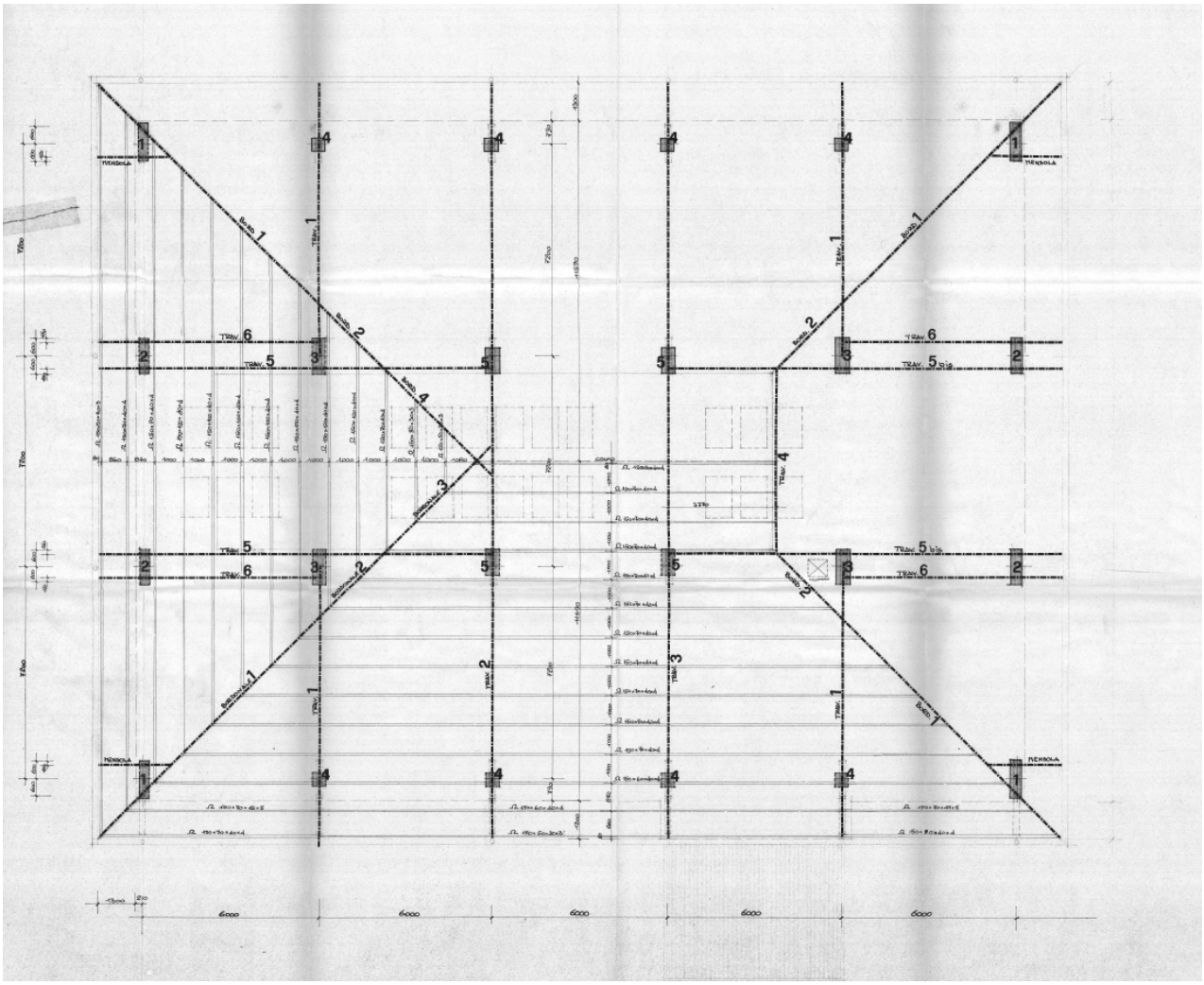
Vrd = 257.90 kN > Ved = 193.66 kN

Le verifiche degli elementi dei due solai di piano in cemento armato sono verificati allo SLU utilizzando le specifiche di progetto originario, gli atti di direzione lavori e di collaudo statico.

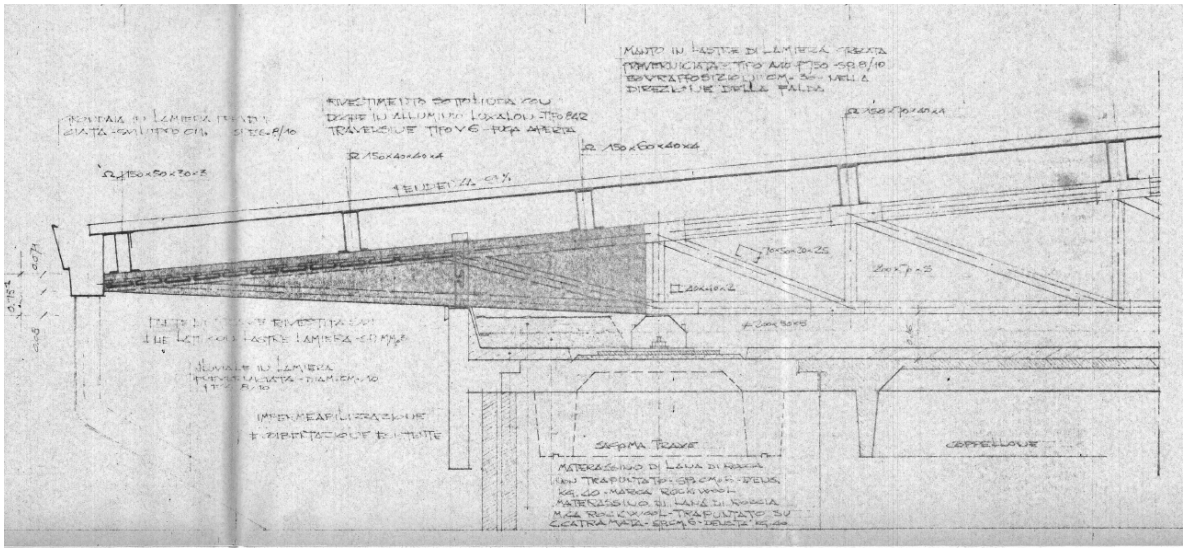
10.1.9 CONSIDERAZIONI SULLA COPERTURA A QUATTRO FALDE IN STRUTTURA DI ACCIAIO

Alla fine degli anni '80 è stata aggiunta una copertura a quattro falde in struttura in acciaio. La struttura è di tipo leggero con capriate reticolari, arcarecci disposti a interasse regolare lungo le falde e lamiera grecata di copertura.





I carichi permanenti ed accidentali utilizzati nel progetto di questa struttura sono analoghi a quelli previsti dalle attuali normative (G2=0.20 kN/m^2 e Qs = 1.50 kN/m^2).



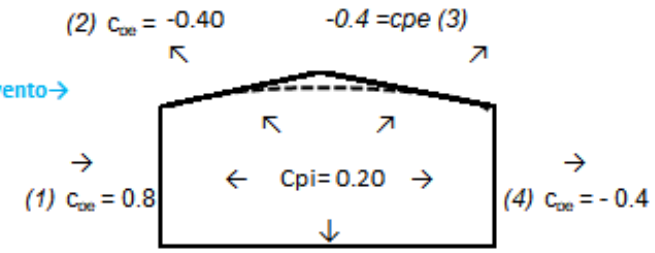
Per quanto riguarda l'azione del vento la copertura risulta chiusa anche inferiormente lungo le linde perimetrali e può essere assimilata alla copertura di un edificio chiuso.

Si riporta nelle seguenti tabelle in calcolo delle pressioni del vento secondo la norma NTC 2018.

Costruzioni che hanno (o possono avere) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale (caso tipico di civile abitazione)

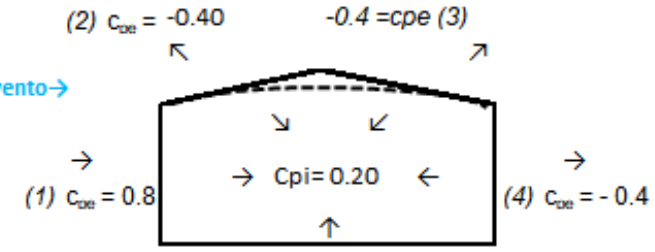
Configurazione più svantaggiosa — **Configurazione A**

(1) parete sopravento	c_p 0.60
(2) copertura sopravento	c_p -0.60
(3) copertura sottovento	c_p -0.60
(4) parete sottovento	c_p -0.60



Configurazione A

(1) parete sopravento	c_p 1.00
(2) copertura sopravento	c_p -0.20
(3) copertura sottovento	c_p -0.20
(4) parete sottovento	c_p -0.20



Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

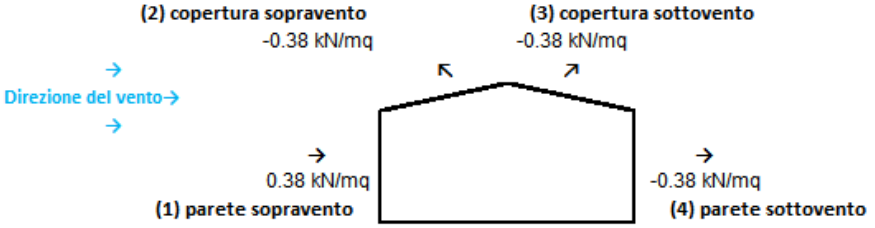
Valori massimi della pressione per ogni elemento

p (pressione del vento) = $q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$

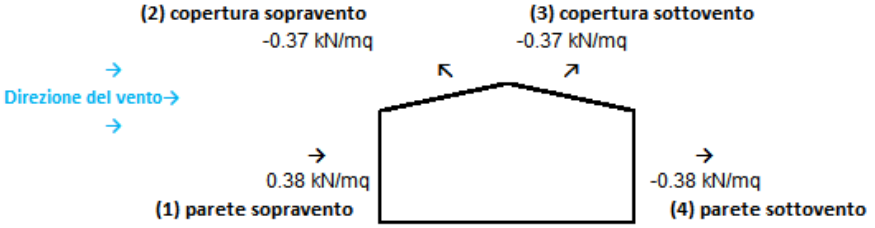
c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m²]
(1) par. sopra	0.391	1.00	1.00	1.634	0.60	0.38
(2) cop. sopra	0.391	1.00	1.00	1.634	-0.60	-0.38
(3) cop. Sotto	0.391	1.00	1.00	1.634	-0.60	-0.38
(4) par. sotto	0.391	1.00	1.00	1.634	-0.60	-0.38



Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)



Le pressioni del vento vanno dal sottotetto verso l'esterno, se sommiamo i pesi propri del manto di copertura risulta la pressione agente allo SLU.

p (risultante) = 1.50 x 0.38 – 0.20 = 0.37 kN/m^2

Valore che risulta inferiore al carico utilizzato per il calcolo delle strutture portanti della copertura in acciaio e dei fissaggi alla base degli elementi principali.

Per quanto riguarda la verifica sismica dei collegamenti della copertura in acciaio con gli elementi del sottotetto in struttura di cemento armato si effettua un calcolo medio sugli ancoraggi tra le piastre di appoggio della copertura e le strutture del sottotetto in c.a.

L'area della copertura è pari a 900 mq

Il peso sismico per unità di superficie della stessa è pari a G1+G2 = 0.75 kN/m^2

Dal calcolo fatto sul modello globale si ottengono i massimi coefficienti di azione sismica da applicare alla copertura, dalla seguente tabella.

Story	Spectrum	Shear Force		Weight Sum		Story Shear Force Coefficient	
		X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)	X	Y
2F	Ex(RS)	1.7081e+003	4.7471e+000	4.3357e+003	4.3357e+003	0.394	0.001095
1F	Ex(RS)	1.3680e+003	8.4543e+000	8.9979e+003	8.9979e+003	0.152	0.0009396
2F	Ey(RS)	4.9107e+000	1.6883e+003	4.3357e+003	4.3357e+003	0.001133	0.3894
1F	Ey(RS)	2.7417e+001	3.2104e+002	8.9979e+003	8.9979e+003	0.003047	0.03568

L'azione sismica totale sulla copertura in acciaio risulta:

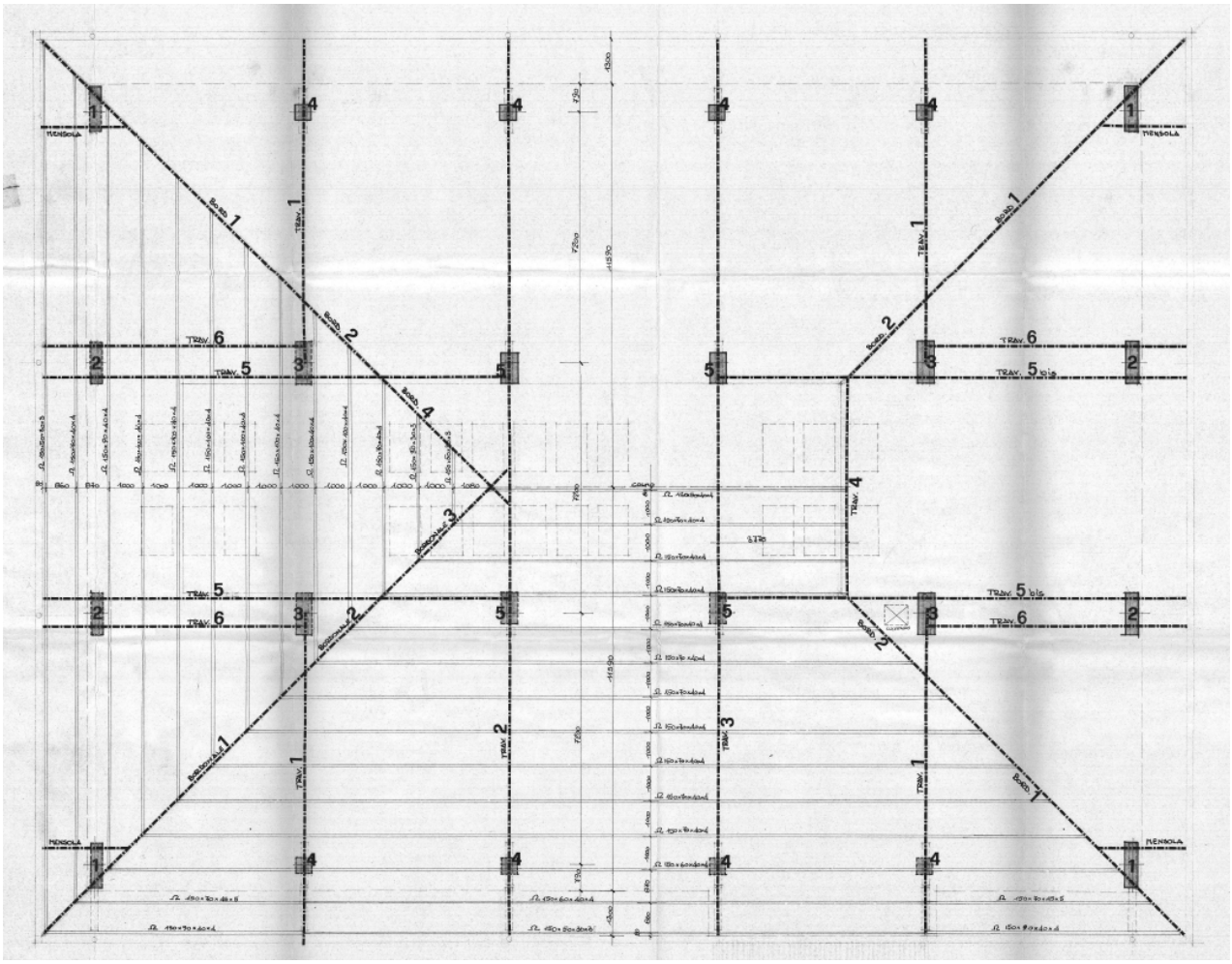
Ex (copertura) = 0.394 x 900 x 0.75 = 265.95 kN

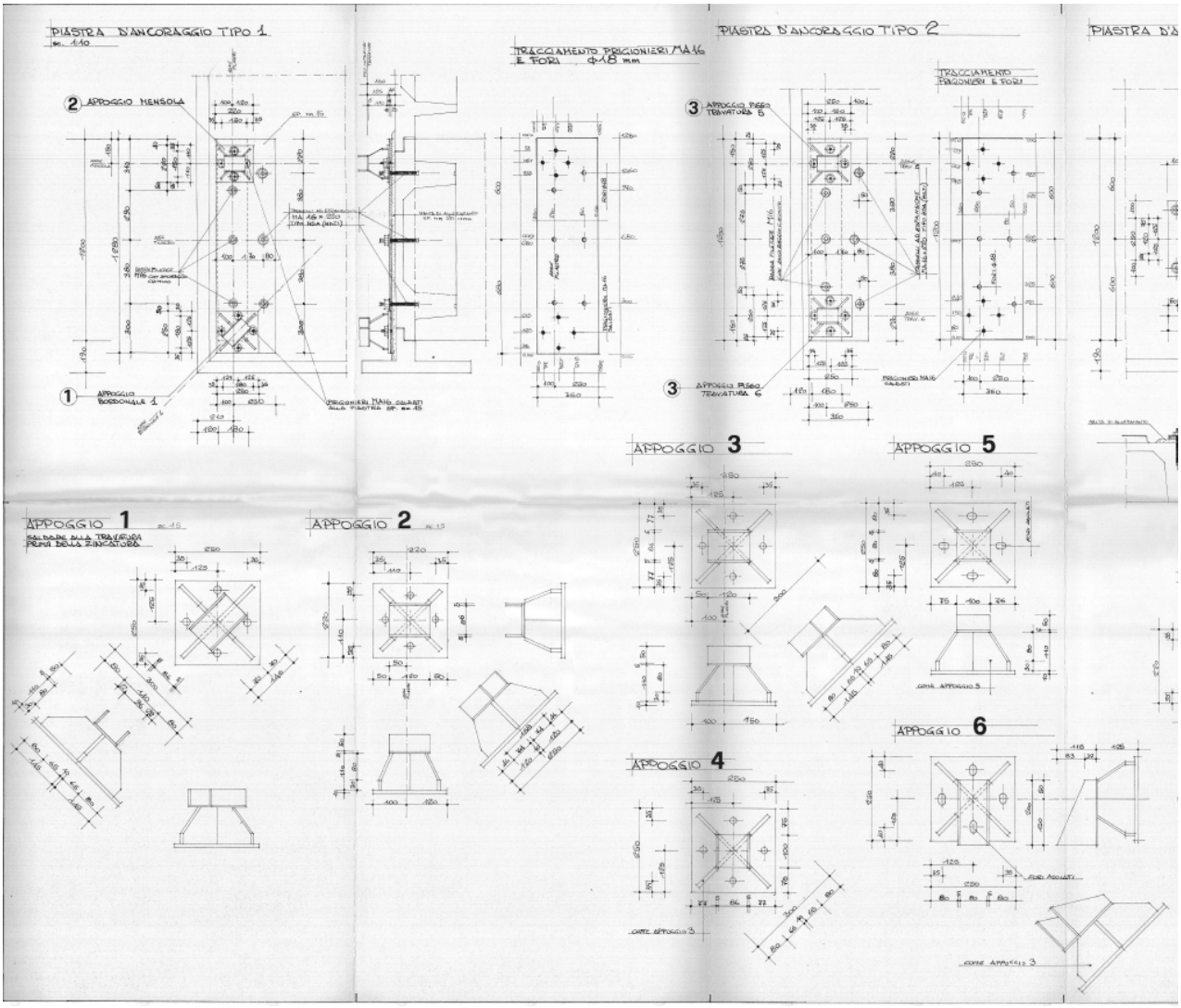
Ey (copertura) = 0.389 x 900 x 0.75 = 262.58 kN

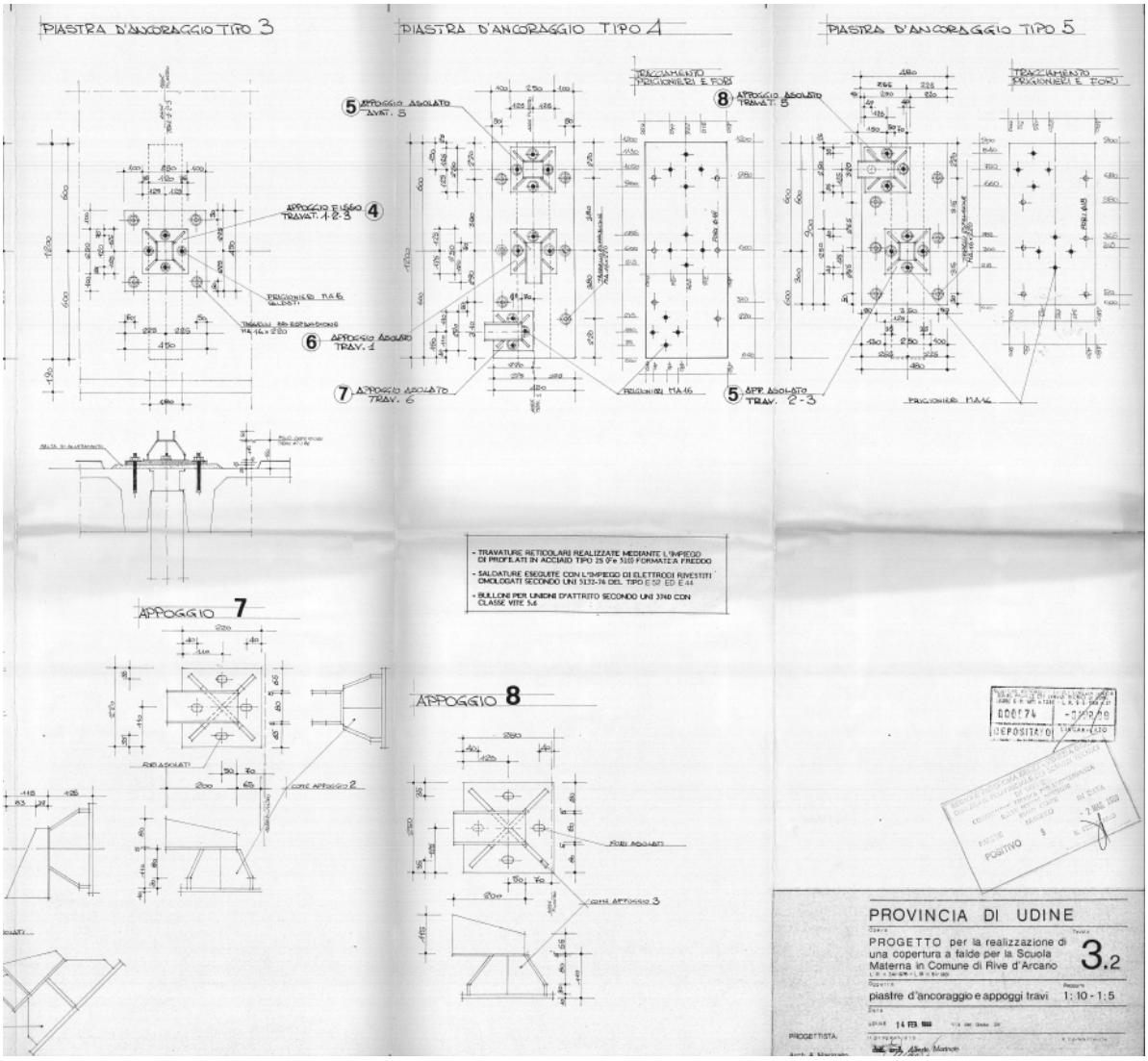
E secondo la combinazione 100:30 il taglio sismico totale agente sugli appoggi della copertura sul solaio di sottotetto in c.a. risulta:

E (tot) = Ex + 0.3 Ey = 265.95 + 0.3 x 262.58 = 344.72 kN

Lo schema degli appoggi risulta dalle seguenti immagini tratte dal progetto strutturale originario.


TRAV. 1
TRAV. 2
TRAV. 3
TRAV. 4
TRAV. 5
TRAV. 6
TRAV. 5 bis
MENSOLA
Bordo 1
Bordo 2
Bordo 3
Bordo 4


PIASTRA D'ANCORAGGIO TIPO 1
TRACCIAMENTO PRIGIONIERI M16 E FORI Φ18 mm
PIASTRA D'ANCORAGGIO TIPO 2
TRACCIAMENTO PRIGIONIERI E FORI
2 APPOGGIO MENSOLA
1 APPOGGIO BOCCIONALE 1
3 APPOGGIO PASSO TRAVATURA 5
3 APPOGGIO PASSO TRAVATURA 6
APPOGGIO 1
SALDARE ALLA TRAVERSA PRIMA DELLA ZINCATURA
APPOGGIO 2
APPOGGIO 3
APPOGGIO 4
APPOGGIO 5
APPOGGIO 6



Il conteggio totale degli ancoraggi M16 tipo Hilti utilizzati su tutte le piastre di base si ottiene:

N ancoraggi = 136 M16

L'azione di taglio media su ciascun ancoraggio risulta:

E (tot) = Ex + 0.3 Ey = 265.95 + 0.3 x 262.58 = 344.72 kN

Fv (1) = E (tot) / Na = 344.72 / 136 = 2.53 kN

Azione di taglio medio su ciascun ancoraggio M16 è di molto inferiore ai valori di resistenza raccomandati dalle schede tecniche di ancoraggi M16 che risultano circa pari a:

Frv = 18 kN

Il collegamento della copertura in acciaio alla struttura in c.a. del solaio di sottotetto è verificata allo SLV.

Il progettista

(*dott. ing. Corrado Piccirillo*)

……

11 GIUDIZIO MOTIVATO DI ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI MEDIANTE PROGRAMMA DI CALCOLO AUTOMATICO (PUNTO 10.2 DEL DM17/01/2018)

Sulla base delle indicazioni contenute al punto 10.2 del DM 17/01/2018 si da un giudizio motivato di attendibilità per i risultati ottenuti mediante il programma di calcolo automatico.

11.1 CONTROLLO DELLE SOMMATORIE DEI CARICHI APPLICATI E DELLE REAZIONI VINCOLARI

Le sommatorie dei carichi verticali applicati al modello di calcolo risultano:

Load	Story	Level (m)	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
G1	Roof	3.8500	0.000e+000	0.000e+000	-2.203e+003	0.000e+000	-9.202e+002	-3.123e+003
G1	2F	0.3000	0.000e+000	0.000e+000	-1.983e+003	0.000e+000	-7.083e+002	-2.691e+003
G1	1F	0.0000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	-2.393e+002	-2.393e+002
G2	Roof	3.8500	0.000e+000	-1.486e+002	-1.064e+003	0.000e+000	0.000e+000	-1.212e+003
G2	2F	0.3000	0.000e+000	0.000e+000	-8.046e+002	0.000e+000	0.000e+000	-8.046e+002
G2	1F	0.0000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000
Q	Roof	3.8500	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000
Q	2F	0.3000	0.000e+000	0.000e+000	-1.944e+003	0.000e+000	0.000e+000	-1.944e+003
Q	1F	0.0000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000
Qs	Roof	3.8500	0.000e+000	0.000e+000	-9.720e+002	0.000e+000	0.000e+000	-9.720e+002
Qs	2F	0.3000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000
Qs	1F	0.0000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000
SUMMATION OF STORY LOAD PRINTOUT								
			Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
G1			0.000e+000	0.000e+000	-4.186e+003	0.000e+000	-1.868e+003	-6.054e+003
G2			0.000e+000	-1.486e+002	-1.868e+003	0.000e+000	0.000e+000	-2.017e+003
Q			0.000e+000	0.000e+000	-1.944e+003	0.000e+000	0.000e+000	-1.944e+003
Qs			0.000e+000	0.000e+000	-9.720e+002	0.000e+000	0.000e+000	-9.720e+002

Le sommatorie delle reazioni vincolari ricavate dai vincoli esterni del modello di calcolo:

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT						
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
G1	0.000000	0.000000	6053.885940			
G2	0.000000	0.000000	2016.917966			
Q	0.000000	0.000000	1943.999898			
Qs	0.000000	0.000000	972.000000			

Le sommatorie dei carichi verticali applicati corrispondono alle sommatorie delle reazioni vincolari.

11.2 CONTROLLO DEI CARICHI SISMICI APPLICATI ALLO SLV

Le masse sismiche sono dovute ai pesi propri strutturali e non strutturali ed a quota parte dei carichi accidentali, risultando (G1+G2+0.6xQ):

Story	Level (m)	Nodal Mass (N/g)	Load To Masses (N/g)	Diaphragm Mass (N/g)	Structure Mass (N/g)	Sum (N/g)
Roof	3.8500	0.0000	348313.5835	0.0000	93835.9954	442149.5789
2F	0.3000	0.0000	403205.6700	0.0000	72233.7610	475439.4309
1F	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	24406.0793	24406.0793
	Total	0.0000	751519.2535	0.0000	190475.8356	941995.0891

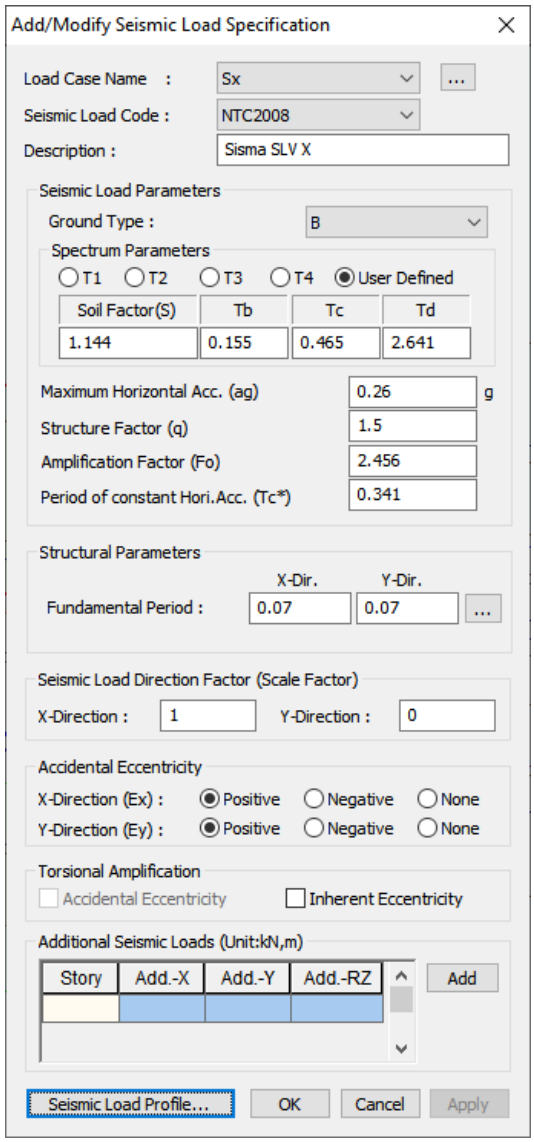
Ms (X, Y) = 941995 kg (peso sismico: Ws ≅ 9237 kN)

11.2.1 TAGLI SISMICI ALLA BASE

Si riportano i valori dei taglianti sismici totali presenti alla base della struttura ed ottenuti attraverso l'analisi dinamica lineare.

L'ordinata dello spettro di risposta allo SLV e per il primo periodo di vibrazione con massa partecipante significatica lungo l'asse X e Y valutato con un'analisi modale effettuata sul modello tridimensionale.

T_1 = 0.07 sec



Utilizzando la formula approssimata del taglio sismico alla base proposta al punto 7.3.3.2 del DM17/01/2018 si ottiene:

* MASS GENERATION DATA FOR LATERAL ANALYSIS OF BUILDING [UNIT: kN, m]

STORY NAME	TRANSLATIONAL MASS (X-DIR)	(Y-DIR)	ROTATIONAL MASS	CENTER OF MASS (X-COORD)	(Y-COORD)
Roof	442.149579	442.149579	68340.4617	44.5158001	11.1279699
2F	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1F	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TOTAL :	442.149579	442.149579			

* ADDITIONAL MASSES FOR THE CALCULATION OF EQUIVALENT SEISMIC FORCE

STORY NAME	TRANSLATIONAL MASS (X-DIR)	(Y-DIR)
Roof	0.0	0.0
2F	475.439431	475.439431
1F	24.4060793	24.4060793
TOTAL :	499.84551	499.84551

* EQUIVALENT SEISMIC LOAD IN ACCORDANCE WITH NTC2018 [UNIT: kN, m]

Ground Type : B
Spectrum Type : User Defined
Soil Class Factor (S) : 1.14
Limits of Constant Spectral Acceleration Branch (Tb) : 0.16
Limits of Constant Spectral Acceleration Branch (Tc) : 0.47
Start of Constant Displacement Range of Spectrum (Td) : 2.64
Maximum Horizontal Acceleration (ag) : 0.26
Structure Factor (q) : 1.50
Amplification Factor (F0) : 2.46
Period of constant Horizontal Acceleration (Tc*) : 0.34
Correction Factor for X-direction (Lambda_x) : 1.00

Correction Factor for Y-direction (Lambda_y) : 1.00

Fundamental Period for X-direction (T1x) : 0.0700

Fundamental Period for Y-direction (T1y) : 0.0700

Ordinate of Design Spectrum at Period T1x (Sd(T1x)) : 0.3831

Ordinate of Design Spectrum at Period T1y (Sd(T1y)) : 0.3831

S E I S M I C L O A D G E N E R A T I O N D A T A X - D I R E C T I O N

STORY NAME	STORY WEIGHT	STORY LEVEL	SEISMIC FORCE
Roof	4335.719	3.85	1806.05
2F	4662.159	0.3	266.46
G.L. --	0.0 --		2072.51

$$F_{bh} = S_d(T1) \cdot W_s \cdot \lambda / g = 2072.51kN$$

La totale azione sismica valutata dal programma di calcolo con un'analisi dinamica lineare effettuata sul modello di calcolo risulta lungo gli assi X eY:

TAGLI SISMICI ALLA BASE DA ANALISI SISMICA DINAMICA LINEARE

Si riportano i valori dei taglianti sismici totali presenti alla base della struttura ottenuti attraverso l'analisi dinamica lineare.

TAGLIANTE SISMICO PER AZIONE SISMICA LUNGO L'ASSE X, Ex [kN]

Story	Level (m)	Spectrum	Inertia Force		Shear Force						Eccentricity (m)	Story Force (kN)	Eccentric Moment (kN*m)
					Spring Reactions		Without Spring		With Spring				
			X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)			
Roof	3.8500	Ex(RS)	2.0465e+003	5.6876e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	1.2500e+000	2.0465e+003	2.5582e+003
2F	0.3000	Ex(RS)	-4.2057e+002	-1.2175e+001	0.0000e+000	0.0000e+000	2.0465e+003	5.6876e+000	2.0465e+003	5.6876e+000	1.1400e+000	4.2057e+002	4.7945e+002
1F	0.0000	Ex(RS)	-1.6391e+003	1.0129e+001	0.0000e+000	0.0000e+000	1.6391e+003	1.0129e+001	1.6391e+003	1.0129e+001	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000

F_{hb} (X) = 2047 kN

TAGLIANTE SISMICO PER AZIONE SISMICA LUNGO L'ASSE Y, Ey [kN]

Story	Level (m)	Spectrum	Inertia Force		Shear Force						Eccentricity (m)	Story Force (kN)	Eccentric Moment (kN*m)
					Spring Reactions		Without Spring		With Spring				
			X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)			
Roof	3.8500	Ey(RS)	5.8836e+000	2.0228e+003	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	1.6350e+000	2.0228e+003	3.3074e+003
2F	0.3000	Ey(RS)	-3.7316e+001	-1.6671e+003	0.0000e+000	0.0000e+000	5.8836e+000	2.0228e+003	5.8836e+000	2.0228e+003	1.5000e+000	1.6671e+003	2.5007e+003
1F	0.0000	Ey(RS)	3.2849e+001	-3.8464e+002	0.0000e+000	0.0000e+000	3.2849e+001	3.8464e+002	3.2849e+001	3.8464e+002	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000

F_{hb} (Y) = 2023 kN

I due valori, quello calcolato con la formula approssimata dell'analisi sismica statica equivalente e quelli valutati dal programma di calcolo con un'analisi dinamica lineare sono confrontabili con buon grado di approssimazione.

Sulla base delle precedenti considerazioni i calcoli effettuati con l'ausilio del programma di calcolo automatico si considerano attendibili.

Il Progettista delle strutture

(*dott. ing. Corrado Piccirillo*)

……

12 PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STUTTURALE DELL'OPERA, PUNTO 10.1 DEL DM 2018

Premessa

Il presente piano di manutenzione delle opere strutturali è da considerarsi come elemento complementare al progetto strutturale che ne prevede, pianifica e programma l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenere nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza e il valore economico.

Tale piano di manutenzione, coordinato con quello generale della costruzione, costituisce parte essenziale della progettazione strutturale. Viene corredato del manuale d'uso, del manuale di manutenzione e del programma di manutenzione delle strutture.

Scheda identificativa dell'opera

- Opere di fondazione in c.a.;
- Pareti, cordoli verticali e pilastri in c.a;
- Travi e cordoli in c.a. e altri elementi orizzontali;
- Elementi in acciaio.

DESCRIZIONE DELL'ELEMENTO STRUTTURALE: Opere di fondazione in c.a.

Elementi del sistema edilizio atti a trasmettere al terreno le azioni esterne e il peso proprio della struttura.

LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI

- Resistenza ai carichi e alle sollecitazioni previste in fase di progettazione;
- Contenimento delle deformazioni a breve e lungo periodo.

MODALITA' DEL CONTROLLO

- Controllo atto a riscontrare possibili anomalie che precedano fenomeni di cedimento strutturale.
- Controllo dello stato di conservazione del CLS e di eventuali fenomeni disgregativi dello stesso, segnalazione di eventuali quadri fessurativi e placcativi.

PERIODICITA'

- Quinquennale.

PROBLEMI RISCONTRABILI

- Formazione di fessure o crepe;
- Corrosione delle armature;
- Cedimenti delle fondazioni.

POSSIBILI CAUSE

- Alternanza di penetrazione e di ritiro dell'acqua.

TIPO DI INTERVENTO (consultare in ogni caso un tecnico strutturale per una più corretta valutazione)

- Riparazioni localizzate delle parti strutturali;
- Ripristino di parti strutturali in c.a.;
- Protezione dei calcestruzzi da azioni disgreganti;
- Protezione delle armature da azioni disgreganti.

STRUMENTI ATTI A MIGLIORARE LA CONSERVAZIONE DELL'OPERA

- Vernici, malte e trattamenti speciali;
- Prodotti contenenti resine idrifuganti e altri additivi specifici.

DESCRIZIONE DELL'ELEMENTO STRUTTURALE: Opere di elevazione in c.a.

Elementi del sistema edilizio aventi il compito di resistere alle azioni verticali ed orizzontali agenti sulla parte di struttura fuori terra e di trasmetterle alle opere di fondazione.

LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI

- Resistenza ai carichi e alle sollecitazioni previste in fase di progettazione;
- Adeguata resistenza meccanica a compressione;
- Buona resistenza termica ed un'elevata permeabilità al passaggio del vapor acqueo;
- Adeguata resistenza al fuoco.

CARATTERISTICHE MINIME DEI MATERIALI

- Calcestruzzo: Rck minimo = 30 N/mmq.

MODALITA' DEL CONTROLLO

- Controllo atto a riscontrare possibili anomalie che precedano fenomeni di cedimento strutturale.
- Controllo dello stato di conservazione del CLS e di eventuali fenomeni disgregativi dello stesso, segnalazione di eventuali quadri fessurativi e placcativi.

PERIODICITA'

- Annuale.

PROBLEMI RISCONTRABILI

- Formazione di fessure o crepe;
- Corrosione delle armature;
- Insorgere di efflorescenze o comparsa di muffe;
- Disgregazione o deterioramento del cemento con conseguente perdita degli aggregati;
- Movimenti relativi tra i giunti;
- Formazione di bolle d'aria.

POSSIBILI CAUSE

- Alternanza di penetrazione e di ritiro dell'acqua.

TIPO DI INTERVENTO (consultare in ogni caso un tecnico strutturale per una più corretta valutazione)

- Riparazioni localizzate delle parti strutturali;
- Ripristino di parti strutturali in c.a.;
- Protezione dei calcestruzzi da azioni disgreganti;

- Protezione delle armature da azioni disgreganti.

STRUMENTI ATTI A MIGLIORARE LA CONSERVAZIONE DELL'OPERA

- Vernici, malte e trattamenti speciali;
- Prodotti contenenti resine idrifuganti e altri additivi specifici.

DESCRIZIONE DELL'ELEMENTO STRUTTURALE: Opere orizzontali o inclinate in c.a.

Elementi del sistema edilizio aventi il compito di resistere alle azioni verticali e di trasmetterle alle altre parti strutturali ad essi collegate. Fungono da collegamento alle pareti in c.a.

LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI

- Resistenza ai carichi e alle sollecitazioni previste in fase di progettazione;
- Adeguata resistenza meccanica a compressione;
- Buona resistenza termica;
- Adeguata resistenza al fuoco.

CARATTERISTICHE MINIME DEI MATERIALI

- Calcestruzzo: Rck minimo = 30 N/mmq.

MODALITA' DEL CONTROLLO

- Controllo atto a riscontrare possibili anomalie che precedano fenomeni di cedimento strutturale.

PERIODICITA'

- Annuale.

PROBLEMI RISCONTRABILI

- Formazione di fessure o crepe;
- Corrosione delle armature;
- Insorgere di efflorescenze o comparsa di muffe;
- Disgregazione o deterioramento del cemento con conseguente perdita degli aggregati;
- Movimenti relativi tra i giunti;
- Formazione di bolle d'aria.

POSSIBILI CAUSE

- Anomali incrementi dei carichi da sopportare.

TIPO DI INTERVENTO (consultare in ogni caso un tecnico strutturale per una più corretta valutazione)

- Riparazioni localizzate delle parti strutturali;
- Ripristino di parti strutturali in c.a.;
- Protezione dei calcestruzzi da azioni disgreganti;
- Protezione delle armature da azioni disgreganti.

STRUMENTI ATTI A MIGLIORARE LA CONSERVAZIONE DELL'OPERA

- Vernici, malte e trattamenti speciali;
- Prodotti contenenti resine idrifuganti e altri additivi specifici.

DESCRIZIONE DELL'ELEMENTO STRUTTURALE: Opere in carpenteria metallica

LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI

- Adeguata resistenza meccanica;
- Durabilità degli elementi strutturali.

MODALITA' DEL CONTROLLO

- Controllo visivo atto a riscontrare possibili anomalie che precedano fenomeni di cedimento strutturale;
- Ogni anno dovrà essere effettuato da un professionista abilitato il controllo di tutti gli elementi strutturali in acciaio, allo scopo di verificare la perfetta integrità degli stessi, al fine di ottenere il rilascio di un certificato di idoneità statica.
- In presenza di lesioni, ammaloramenti o qualunque altra manifestazione che possa presentare sintomo di situazione anomala, il professionista incaricato dell'ispezione dovrà prontamente segnalare la situazione alla struttura tecnica di gestione operante per conto della proprietà, fornendo tutti i ragguagli che la situazione richiede per una corretta valutazione della gravità ed entità della patologia rilevata, compreso un'eventuale rappresentazione grafica della stessa.
- Controllo dello stato di conservazione delle carpenterie metalliche e degli strati di protezione alla corrosione delle stesse, verifica della zincatura;
- Verifica della superficie per lo strato di verniciatura e rifacimento di questa mediante spazzolatura, scarta-vetratura e verniciatura con una mano di primer e due mani di vernice.

PERIODICITA'

- Annuale.

PROBLEMI RISCONTRABILI

- Fenomeni di deterioramento e degrado dei materiali, ossidazione o corrosione dell'acciaio;
- Allentamento del serraggio dei nodi strutturali;
- Elevate deformazioni.

POSSIBILI CAUSE

- Agenti aggressivi.
- Cicli di azioni ripetute sulle strutture.

TIPO DI INTERVENTO (consultare in ogni caso un tecnico strutturale per una più corretta valutazione)

- Riparazioni localizzate delle parti strutturali;
- Verifica e ripristino dello stato dei nodi strutturali;
- Eventuale ripristino degli strati di protezione delle carpenterie metalliche;
- Ripristino o sostituzione delle parti deteriorate;
- Eventuale ripristino degli strati di protezione;
- Serraggio con chiave esagonale, sostituzione degli ancoraggi.

STRUMENTI ATTI A MIGLIORARE LA CONSERVAZIONE DELL'OPERA

- Vernici;
- Altri additivi specifici.

IL PROGETTISTA
dott. ing. Corrado Piccirillo

IL COMMITTENTE

IL DIRETTORE DEI LAVORI
dott. ing. Corrado Piccirillo