

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
1.1	Oggetto dell'intervento	3
1.2	Normativa di riferimento.....	6
2	Raccolta documentazione e analisi storico-critica.....	7
2.1	Caratteristiche strutturali allo stato attuale	7
3	Indagini eseguite sui materiali e fattori di confidenza.....	10
3.1	RESISTENZA MECCANICA DEL CALCESTRUZZO	10
3.2	RESISTENZA MECCANICA DELL'ACCIAIO	10
4	RELAZIONE SUI MATERIALI UTILIZZATI	11
4.1	Strutture esistenti prefabbricate	11
4.2	Nuove strutture	11
5	ANALISI DEI CARICHI	13
5.1	Carichi climatici.....	13
5.2	AZIONE SISMICA	14
6	IL PROGETTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO	16
7	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA	18
8	CALCOLO DELLA STRUTTURA NELLO STATO DI PROGETTO	23
8.1	CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO.....	23
8.2	COMBINAZIONI DI CARICO	23
9	DESCRIZIONE DEI CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	26
9.1	MODELLAZIONE STRUTTURALE	26
9.1.1	Specifiche tecniche.....	26
9.1.2	Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni.....	26
9.1.3	Verifiche delle membrane in cemento armato	27
9.1.4	Verifiche delle membrane in acciaio	28
9.2	ALTRE VERIFICHE	28
10	METODOLOGIA ED IPOTESI DI CALCOLO	30
10.1	Verifiche delle membrane in cemento armato.....	30
10.2	Immagini 3D del modello.....	31
10.3	Immagini del modello FEM:.....	33
10.4	ATTRIBUZIONE DEI CARICHI.....	33
10.5	GEOMETRIE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	35
10.5.1	STRUTTURE ESISTENTI.....	35
10.5.2	NUOVE STRUTTURE METALLICHE	37
11	RISULTATI DEL CALCOLO	38
11.1	Risultati dell'analisi statica	38
11.1.1	Sollecitazioni allo SLU– Involuppi globali	38
11.1.2	Deformata statica.....	40
11.2	Risultati dell'analisi sismica	43
11.1.4	Sollecitazioni allo SLV – Pilastri esistenti Involuppi globali	43
12.2	Nuove strutture metalliche - SLV	45
11.1.4	Sollecitazioni allo SLV – Micropali Involuppi globali.....	46
11.1.3	Deformata sismica.....	49
11.2.1	Modi di vibrare.....	51
12	VERIFICA DELLE FONDAZIONI.....	55
12.1	Risultati dell'analisi statica – strutture esistenti	55

12.2	Risultati dell'analisi sismica – strutture esistenti	55
12.3	VERIFICA fondazioni esistenti	56
12.4	Verifica Micropali.....	59
12.4.1	Verifica forze assiali.....	59
12.4.2	Verifica forze orizzontali.....	61
	Verifica strutturale micropalo.....	62
12.3	VERIFICA BASAMENTI NUOVE TORRI	63
13	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	64
13.1	Verifica pilastri esistenti	64
13.1.1	Pilastri sui lati lunghi:	64
13.1.2	Pilastri sui lati corti:	65
13.2	VERIFICA STRUTTURE TORRI.....	66
13.5	VERIFICA COLLEGAMENTI ORIZZONTALI	68
14.	VERIFICA DEI NODI	69
14.1	PIASTRA DI BASE COLONNA ESTERNA	69
14.2	PIASTRA DI BASE COLONNA INTERNA	76
14.3	NODO INTERMEDIO	84
14.4	NODO DI SOMMITA'	88
14.5	ATTACCO TORRE t1 - PILASTRO IN C.A.	93
14.6	ATTACCO TORRE t2 - PILASTRO IN C.A.	101

1 PREMESSA

1.1 OGGETTO DELL'INTERVENTO

L'edificio oggetto di studio è ubicato all'interno dell'abitato di Baganzola, in Via Ferdinando Cornacchia ed è sede della palestra della scuola "Malpeli".

Le coordinate di riferimento sono: latitudine (est) 44,85055 – longitudine (nord) 10,30795.

La costruzione risale ai primi anni '80.

L'edificio in esame è una costruzione a telaio puntiforme con strutture prefabbricate in c.a. e c.a.p.. La struttura si presenta perfettamente integra, senza alcuna fessurazione visibile, né nella struttura né alle parti non portanti (pareti e controsoffitti).

Si tratta di una costruzione a forma di parallelepipedo a un solo piano di dimensioni esterne complessive 34.40x20.60x10.00; la copertura è a doppia pendenza.

La struttura del fabbricato risulta composta da:

- Fondazioni dirette costituite da plinti prefabbricati di dimensioni 2.00x2.00x0.30 m nervato (su magroni di dimensioni variabili a seconda dell'ubicazione e della tipologia di pilastro), a bicchiere di spessore pareti 15 cm e altezza pareti 80 cm, per l'alloggiamento dei pilastri prefabbricati; l'estradosso del bicchiere è situato a -0.45 m da p.c.; detti plinti poggiano su basamenti di magrone di dimensioni 3.50x3.50x0.40 m;
- Pilastri 50x50 cm disposti su una maglia 8.375x19.90 m;
- Travi a doppia pendenza in c.a.v. a forma di "I" di altezza all'appoggio 85 cm, altezza in mezzera 185 cm, di larghezza bulbo inferiore 22 cm, bulbo superiore 38 cm, anima 10 cm e lunghezza complessiva 19.90 m, su cui poggiano i tegoli;
- Tegoli binervati prefabbricati a forma di "Pi greco" in c.a.v. di lunghezza 8.36 m circa, larghezza 187/240 cm e spessore complessivo 37 cm, scalfati all'appoggio;
- Elementi di gronda prefabbricati a forma di "H" in c.a.v. di lunghezza 8.36 m circa, larghezza 40 cm e spessore complessivo 50 cm, scalfati all'appoggio ;
- Pannelli orizzontali di tamponamento esterni spessore 20 cm alleggeriti, di altezze 3.00/2.00/2.00/2.75 m: questi elementi poggiano, i primi due corsi su un dado realizzato in sommità bicchiere, gli altri direttamente sul pilastro mediante mensole in c.a.; detti pannelli hanno un vincolo di trattenuta orizzontale (sui lati lunghi alla trave a doppia pendenza e sui lati lunghi alla trave di gronda) con il tipico sistema Halfen.

Va detto che all'interno della struttura, al fine di poter ricavare dei locali da adibire a mensa scolastica, nell'estate 2013 è stata realizzata una parte alta in cartongesso, giuntata comunque dalla struttura in esame.

Il progetto commissionato prevede il **miglioramento sismico** dell'intero corpo strutturale.

Il quadro normativo complessivo di riferimento per la **progettazione strutturale** è rappresentato dalle **Aggiornamentodelle Norme Tecniche per le costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018)**, e dalla Circolare ministeriale n. 7 del 21 gennaio 2019.



Figura 1: Ubicazione palestra

Foto della struttura esistente:



Foto 2: Prospetto sud-ovest dell'edificio



Foto 3: Prospetto nord- ovest dell'edificio



Foto 4: Prospetto Nord - Est dell'edificio



Foto 5: Prospetto Sud - Est dell'edificio

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. LL. PP. 11-03-88

Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.

Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88

Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18

Sicurezza e prestazioni attese (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.

Circolare 7 21-01-19 C.S.LL.PP

Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle N.T.C. di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 3 UNI ENV 1993-1-1:1994, Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-1:2014 Luglio 2014, Eurocodice 3 UNI ENV 1993-1-3:2000, Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-3:2007 Gennaio 2007, Eurocodice 3 EN 1993-1-8:2005

2 RACCOLTA DOCUMENTAZIONE E ANALISI STORICO-CRITICA

2.1 CARATTERISTICHE STRUTTURALI ALLO STATO ATTUALE

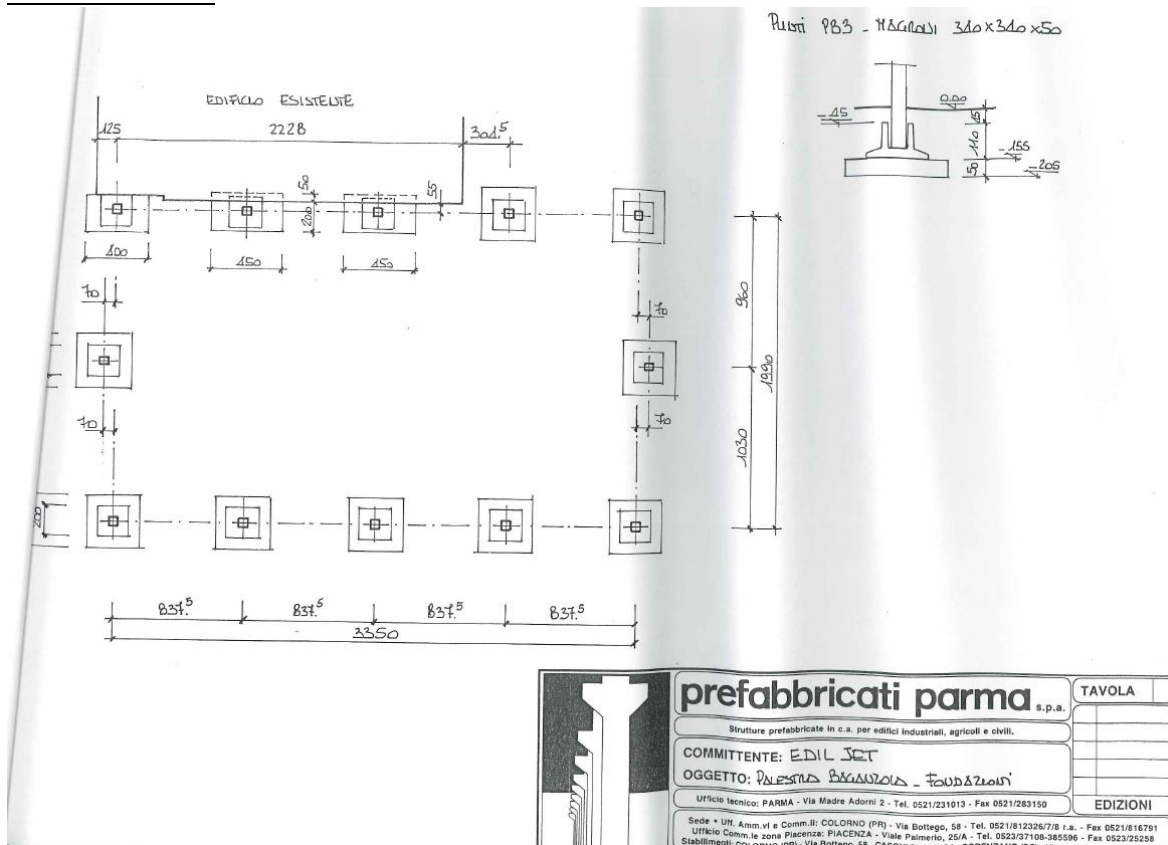
Il progetto originario delle strutture è stato messo a disposizione dal progettista delle strutture prefabbricate ing. Piergiacomo Bellini, **non essendo stato depositato il progetto presso il Genio Civile di Parma e non essendo stato lo stesso reperito negli archivi comunali. Di questo progetto non è stata reperita traccia neppure della documentazione amministrativo-contabile!**

I lavori sono stati realizzati dalla Ditta Ediljet s.r.l. di Parma, mentre la struttura prefabbricata è stata realizzata dalla Ditta Prefabbricati Parma S.p.A. di Colorno.

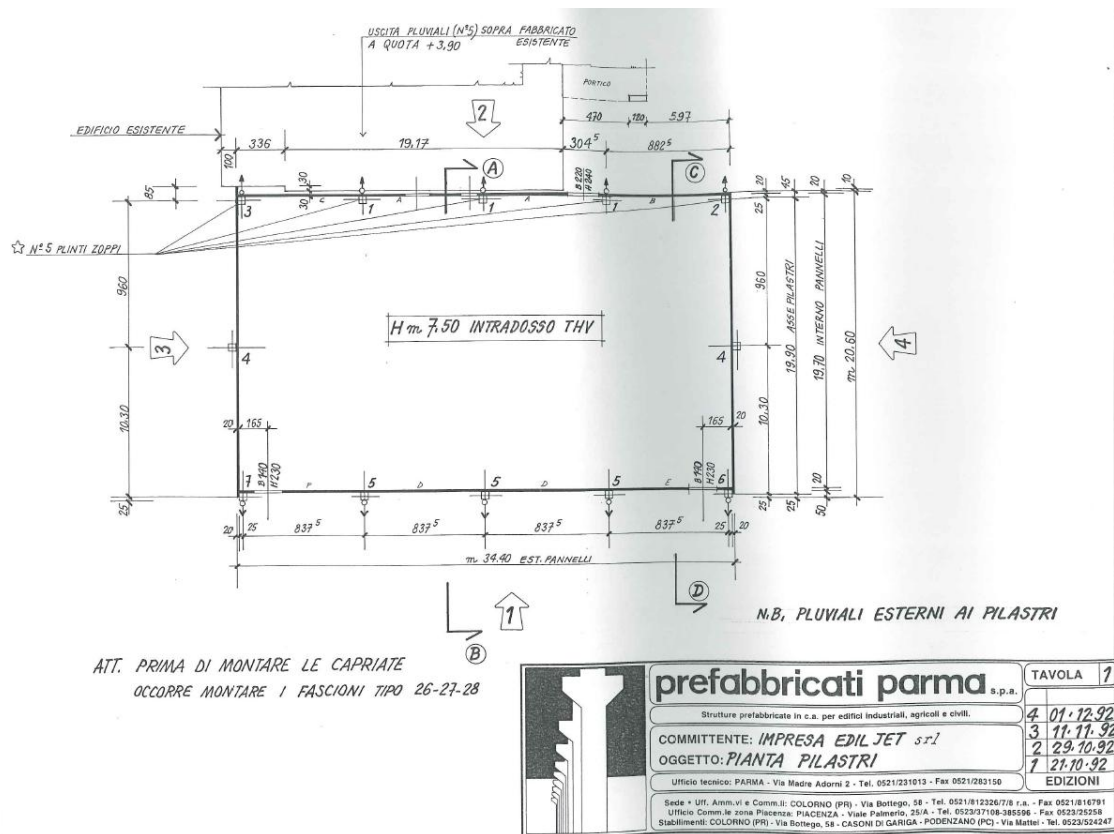
Sulla base di quanto detto, al fine di ottenere un livello di conoscenza LC3, sono state eseguite alcune banali indagini integrative, **mediante sclerometro e pacometro**, al fine di verificare la effettiva corretta corrispondenza all'opera realizzata e (presumibilmente, visto che non si trovano più i relativi documenti) collaudata.

Si riportano di seguito alcuni estratti del progetto (sono disponibili pure le schede di produzione degli elementi prefabbricati):

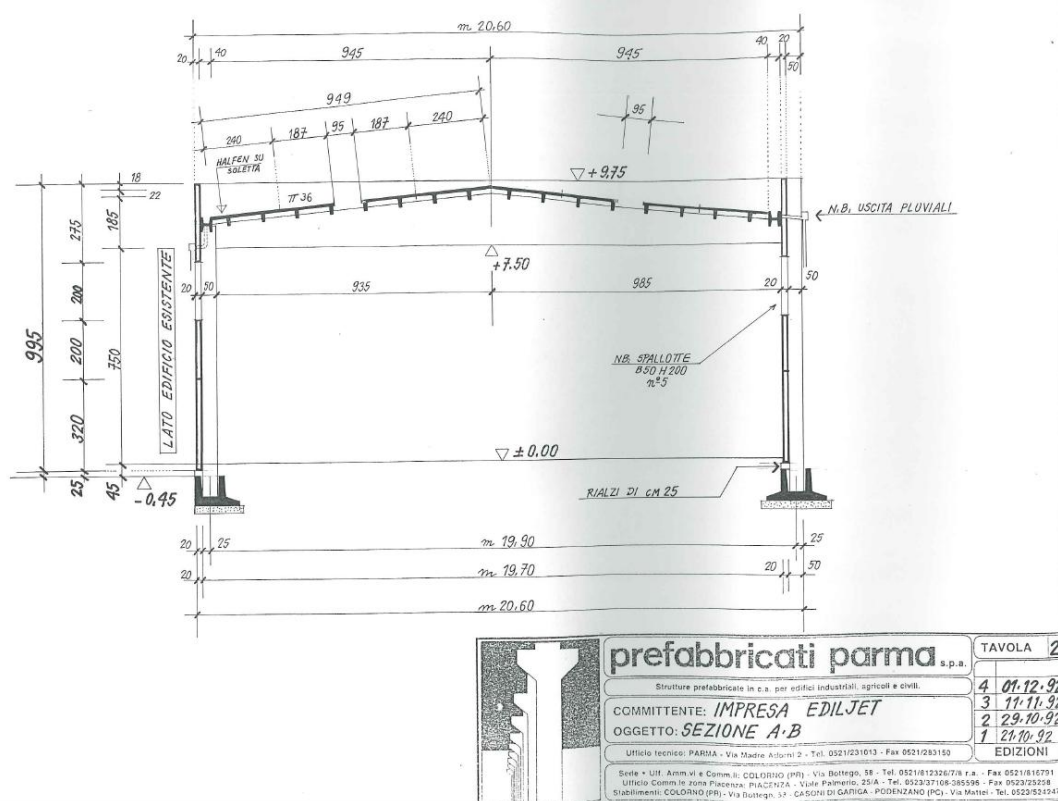
Pianta fondazioni



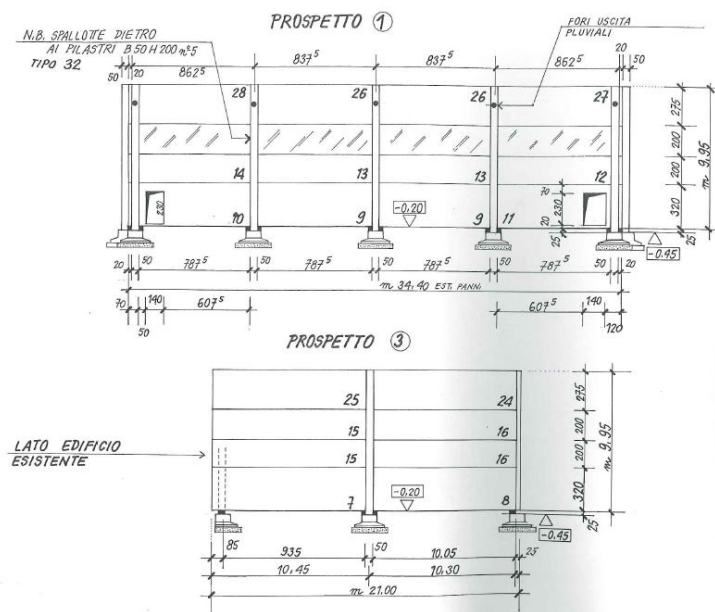
Pianta pilastri:



Sezione trasversale:



Prospetti:



	prefabbricati parma	TAVOLA 4
	Strutture prefabbricate in c.a. per edifici industriali, agricoli e civili.	4 01.12.92
	COMMITTENTE: IMPRESA EDILJET	3 11.11.92
	OGGETTO: PROSPETTI 1 e 3	2 29.10.92
	Ufficio tecnico: PARMA - Via Madre Adorni 2 - Tel. 0521/231013 - Fax 0521/283150	1 21.10.92
Sede - Off. Amm. e Comm. - COLOMBO (PR) - Via Botteghe, 58 - Tel. 0521/812326/7/8 r.a. - Fax 0521/816791 Ufficio Comm. le zone Piacenza: PIACENZA - Viale Palmiro, 25/A - Tel. 0523/77198-285596 - Fax 0523/28259 Stabilimenti: COLOMBO (PR) - Via Botteghe, 58 - CASONE DI GARRIGA - PODENZANO (PC) - Via Mattei - Tel. 0523/524247		EDIZIONI

E' stato inoltre, nell'anno 2016, eseguito un intervento di messa in sicurezza degli elementi prefabbricati, volto ad evitare crisi per perdita di appoggio, ma che non cambia lo schema statico delle strutture. Tali interventi si sono resi necessari a seguito degli eventi sismici che hanno interessato le province di *Modena*, Ferrara e Bologna a partire dal 20 maggio 2012 ed ai conseguenti gravi danni subiti dalle strutture prefabbricate.

Si è pertanto sviluppato un progetto per la messa in sicurezza delle connessioni: tali interventi, pur non mutando lo schema statico della struttura, sono volti sostanzialmente ad evitare crisi per perdite di appoggio.

Sono stati eseguiti pertanto i rinforzi di:

- **Vincolo trave doppia pendenza-pilastro** in quanto la trave era semplicemente appoggiata sopra il pilastro (il vincolo esistente, previsto nel progetto originario, non appariva efficace);
- **Vincolo tegolo – trave doppia pendenza** in quanto i tegoli erano semplicemente appoggiati sopra la trave a doppia pendenza.
- **Vincolo pannelli orizzontali – pilastri** in quanto il vincolo superiore dei pannelli ai pilastri mediante profilo Halfen non appariva completamente efficace (nell'evento sismico del maggio 2012 si sono verificate molte cadute di pannelli per rottura di questi profili).

Tali interventi, hanno permesso di sopperire urgentemente alle mancanze dimostrate dai capannoni prefabbricati nei confronti degli eventi sismici di maggio 2012, consentendo tuttavia gli spostamenti dovuti ai fenomeni coattivi (variazioni termiche, ecc.)

3 INDAGINI ESEGUITE SUI MATERIALI E FATTORI DI CONFIDENZA

I lavori sono stati realizzati dalla Ditta Ediljet s.r.l. di Parma, mentre la struttura prefabbricata è stata realizzata dalla Ditta Prefabbricati Parma S.p.A. di Colorno.

Come detto, risultano presenti tutti i disegni costruttivi originari completi di relazione di calcolo. Tali elaborati riportano in dettaglio, come prassi progettuale per strutture in cemento armato prefabbricato, le sagome e le dimensioni di ciascun elemento strutturale. Detta documentazione fornisce di conseguenza un elevato grado conoscitivo della struttura in considerazione anche del fatto che, per manufatti di questa tipologia che prevedono i diversi elementi realizzati in stabilimento, in considerazione della bontà della produzione della Ditta nel corso degli anni, possono ritenersi assai ridotti i livelli di incertezza circa dimensioni geometriche e materiali.

Sulla base di quanto detto, al fine di ottenere un livello di conoscenza LC3, sono state eseguite alcune banali indagini integrative, mediante sclerometro e pacometro, oltre alle verifiche dimensionali, al fine di verificare la effettiva corretta corrispondenza all'opera realizzata e (presumibilmente, visto che non si trovano più i relativi documenti) collaudata.

3.1 RESISTENZA MECCANICA DEL CALCESTRUZZO

Durante la campagna di indagini eseguita per conto dell'ing. Pedrini, redattore della verifica di vulnerabilità sismica dell'intero plesso scolastico

Sono state condotte prove mediante pacometro tipo "Proceq Profoscope" con lo scopo di effettuare un controllo circa la localizzazione dei ferri di armatura nei pilastri. Sono stati indagati quattro pilastri a campione (due posti internamente e due posti esternamente).

Dette indagini hanno confermato la presenza dei ferri di armatura contemplati all'interno degli elaborati relativi alla progettazione originaria, sia in termini di posizioni che di diametro e sia relativamente alle armature longitudinali che a quelle trasversali.

Non si è ritenuto di effettuare carotaggi ma solo prove sclerometriche le quali hanno prodotto risultati assai confortanti in merito alle resistenze del calcestruzzo ed alla omogeneità dei risultati. Di seguito si riportano i valori rilevati e le resistenze medie ottenute.

3.2 RESISTENZA MECCANICA DELL'ACCIAIO

La resistenza dell'acciaio da c.a. utilizzata nella modellazione strutturale è stata direttamente ricavata dalle specifiche tecniche fornite nella documentazione originale di progetto; come si evince dalla successiva immagine, estrapolata dalla relazione strutturale stilata all'epoca di costruzione, si è deciso di utilizzare un acciaio di classe **FeB44k**, per il quale si è considerata una resistenza a snervamento caratteristica pari a 440 N/mm² e resistenza a rottura pari a 540 N/mm².

4 RELAZIONE SUI MATERIALI UTILIZZATI

4.1 STRUTTURE ESISTENTI PREFABBRICATE

Per le verifiche finali, si sono considerate le effettive resistenze medie effettive ottenute dalle prove diverse e precisamente:

□ Calcestruzzo	$f_m =$	36.6	MPa
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{cc} =$	1.0	
fattore di conoscenza (LC2)		1.20	
fattore di sicurezza	$\gamma_m =$	1.50	
resistenza di progetto	$f_{cd} =$	20.3	MPa
□ Acciaio per c.a.	FeB44k		
tensione di snervamento	$f_{yk} =$	430	MPa
fattore di conoscenza (LC3)		1.0	
fattore di sicurezza	$\gamma_m =$	1.15	
resistenza di progetto	$f_{yd} =$	374	MPa

4.2 NUOVE STRUTTURE

• Calcestruzzo per basamento setti controventanti

• Classe	25/30	
• Resis. compr. di calcolo f_{cd}	14,17	MPa
• Resis. media a trazione f_{ctm}	2,56	MPa
• Modulo Elastico Normale E_c	31476	MPa
• Coeff. di Poisson	0,20	
• Copriferro	4,0 cm	

Il Calcestruzzo dovrà possedere **Classe di Esposizione XC2**, adatta per ambienti bagnati e raramente secchi

• Acciaio per armature B450C

L'acciaio deve essere caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura

$f_{y,Nom}$	450 N/mm ²
$f_{t,nom}$	540 N/mm ²

• Acciaio per carpenteria metallica torri

• Classe	S 355 JR	
• Resistenza caratteristica di snervamento f_{yk}	355	MPa
• Resistenza caratteristica di rottura f_{tk}	510	MPa
• Modulo Elastico E	206000	MPa
• Coefficiente di Poisson	0,3	
• Densità	7.850	kg/m ³

• Bulloni controventi

• Bulloni ad alta resistenza	8.8	
• Tensione di snervamento f_{yb}	640	MPa
• Tensione di snervamento f_{tb}	800	MPa

Classe di esecuzione: **EXC3**

• **Acciaio per micropali (tipologia IGU)**

• Classe	S 275	
• Resistenza caratteristica di snervamento f_{yk}	275	MPa
• Resistenza caratteristica di rottura f_{tk}	430	MPa
• Modulo Elastico E	206000	MPa
• Coefficiente di Poisson	0,3	
• Densità	7.850	kg/m ³

I tubi dovranno essere del tipo senza saldatura, con giunzioni a mezzo di manicotto filettato esterno. Le caratteristiche delle giunzioni (filettatura, lunghezza, sezioni utili) dovranno consentire una trazione ammissibile pari a quella del tubolare. Le valvole di iniezione saranno del tipo a "manchette", ovvero costituite da una guarnizione in gomma, tenuta in sede da due anelli metallici saldati esternamente al tubo, sul quale, in corrispondenza di ciascuna valvola, sono praticati almeno due fori $\phi 8$ mm.

• **Miscela cementizia per iniezione micropali**

Il cemento da impiegare dovrà essere del tipo CEM III o CEM IV (pozzolanico o d'altoforno). Si utilizzerà acqua chiara di cantiere, dolce, le cui caratteristiche chimico fisiche dovranno soddisfare i requisiti di Norma. E' ammesso l'impiego di additivi fluidificanti non aeranti: in casi particolari si può ammettere l'utilizzo di additivi acceleranti.

La resistenza cubica da ottenere deve essere: $R_{ck} \geq 25$ MPa; a tal scopo si prescrive che il dosaggio in peso dei componenti sia tale da soddisfare un rapporto $a/c \leq 0.5$.

La composizione delle miscele di iniezione, riferita ad 1 m³ di prodotto, dovrà essere la seguente:

acqua:	600 kg
cemento:	1200 kg
additivi:	10÷20 kg

per un peso specifico pari a circa 1800 kg/m³.

Le miscele dovranno essere confezionate utilizzando impianti a funzionamento automatico o semiautomatico, costituiti dai seguenti principali componenti:

- bilance elettroniche per componenti solidi
- vasca volumetrica per acqua
- mescolatore primario ad elevata turbolenza (min. 1500 giri/min)
- vasca di agitazione secondaria e dosatori volumetrici

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 CARICHI CLIMATICI

NEVE:

Zona Neve = I Alpina

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_{tr} = 1$ per $T_r = 50$ anni

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} C_e C_{tr} = 159$ daN/mq

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0,0^\circ$

- Copertura piana $W = 10.0$ m, $L = 50.0$ m $\Rightarrow L_c = 18.0$, $C_{ef} = 1.000$

$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 1.27$ kN/mq

VENTO:

Zona vento = 1

Velocità base della zona, $V_{b,o} = 25$ m/s (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_o = 1000$ m (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 275$ m

Velocità di riferimento, $V_b = 25,00$ m/s ($V_b = V_{b,o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_r = 1$ per $T_r = 50$ anni

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 25,00$ m/s

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Esposizione: Cat. IV - Entroterra fino a 500 m di altitudine

($K_r = 0,22$; $Z_o = 0,30$ m; $Z_{min} = 8$ m)

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 39$ daN/mq

Coefficiente di forma, $C_p = 1,00$

Coefficiente dinamico, $C_d = 1,00$

Coefficiente di esposizione, $C_e = 1,82$

Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1,00$

Altezza dell'edificio, $h = 10,60$ m

Pressione del vento, $p = q_b C_e C_p C_d = 0.71$ kN/mq

TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA:

Zona: I

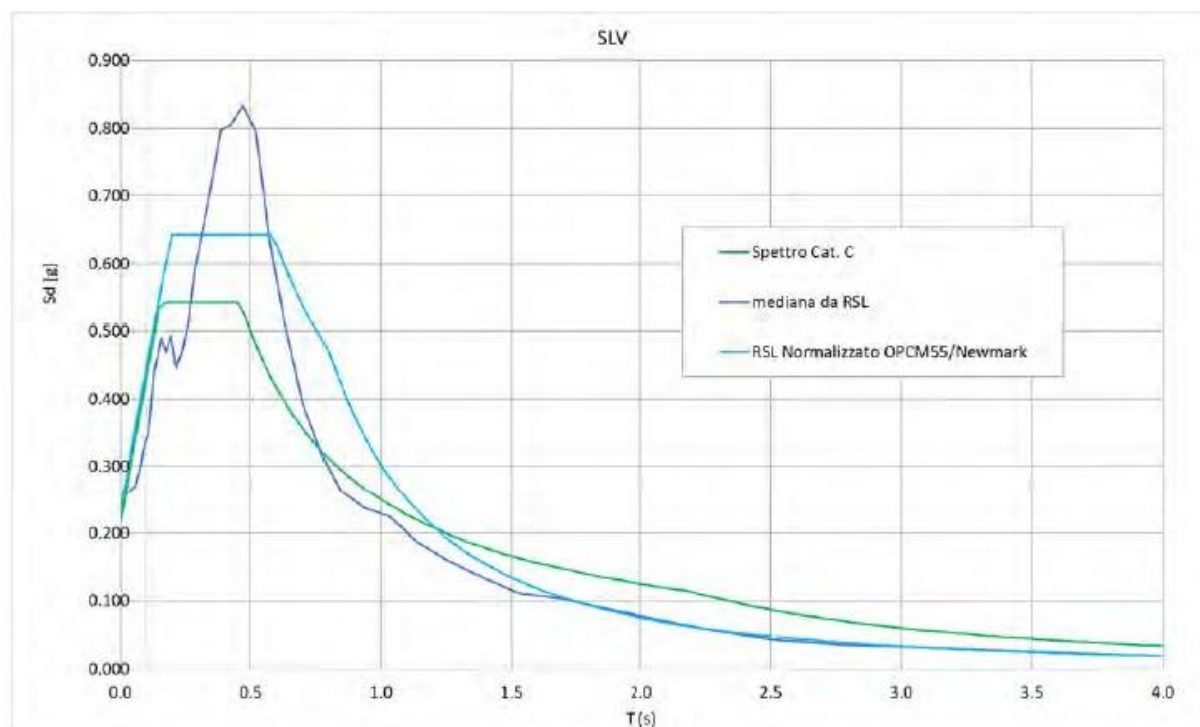
$T_{min} = -16.10^\circ$ [NTC 3.5.1]

$T_{max} = 40.35^\circ$ [NTC 3.5.2]

5.2 AZIONE SISMICA

Si assume quanto determinato nella relazione geologica del dott. Geol. Carlo Caleffi che ha eseguito uno studio della risposta sismica locale

PROGETTO	LIVELLO
Interventi di adeguamento normativo sismico, impiantistico ed efficientamento energetico del complesso scolastico "Malpeli" di Baganzola (PR)	Progettazione definitiva ed esecutiva



Sa (Tb-Tc)	0.643	$a_{max}(T=0)$	F_o	η
Tb	0.195	0.237	2.71	1.00
Tc	0.586			
Td	0.803			

Si riportano infine i parametri necessari per la definizione dello spettro di progetto per l'edificio in esame:

Generate Design Spectrum

Design Spectrum : NTC2018

Spectrum Type : Horizontal Design Spectrum

Ground Type : C

Spectrum Parameters

☐ T1 ☐ T2 ☐ T3
☐ T4 ☒ User Defined

Soil Factor (S)	Tb	Tc	Td
1	0.195	0.586	0.803

Maximum Horizontal Acc. (ag) : 0.237 g

Amplification Factor (Fo) : 2.71

Period of constant Hor. Acc. (Tc*) : 0.3

Behavior Factor (q) : 1.5

Max. Period : 2.5 (Sec)

OK Cancel

Trattandosi di un edificio scolastico, si considera allo SLV uno spettro di calcolo scalato al 60%

Add/Modify/Show Response Spectrum Functions

Function Name : SLV

Spectral Data Type : ☒ Normalized Accel. ☐ Acceleration ☐ Velocity ☐ Displacement

Scaling : ☒ Scale Factor 0.6 ☐ Maximum Value 0 g

Gravity : 9.806 m/sec²

Damping Ratio : 0.05

Graph Options : ☐ X-axis log scale ☐ Y-axis log scale

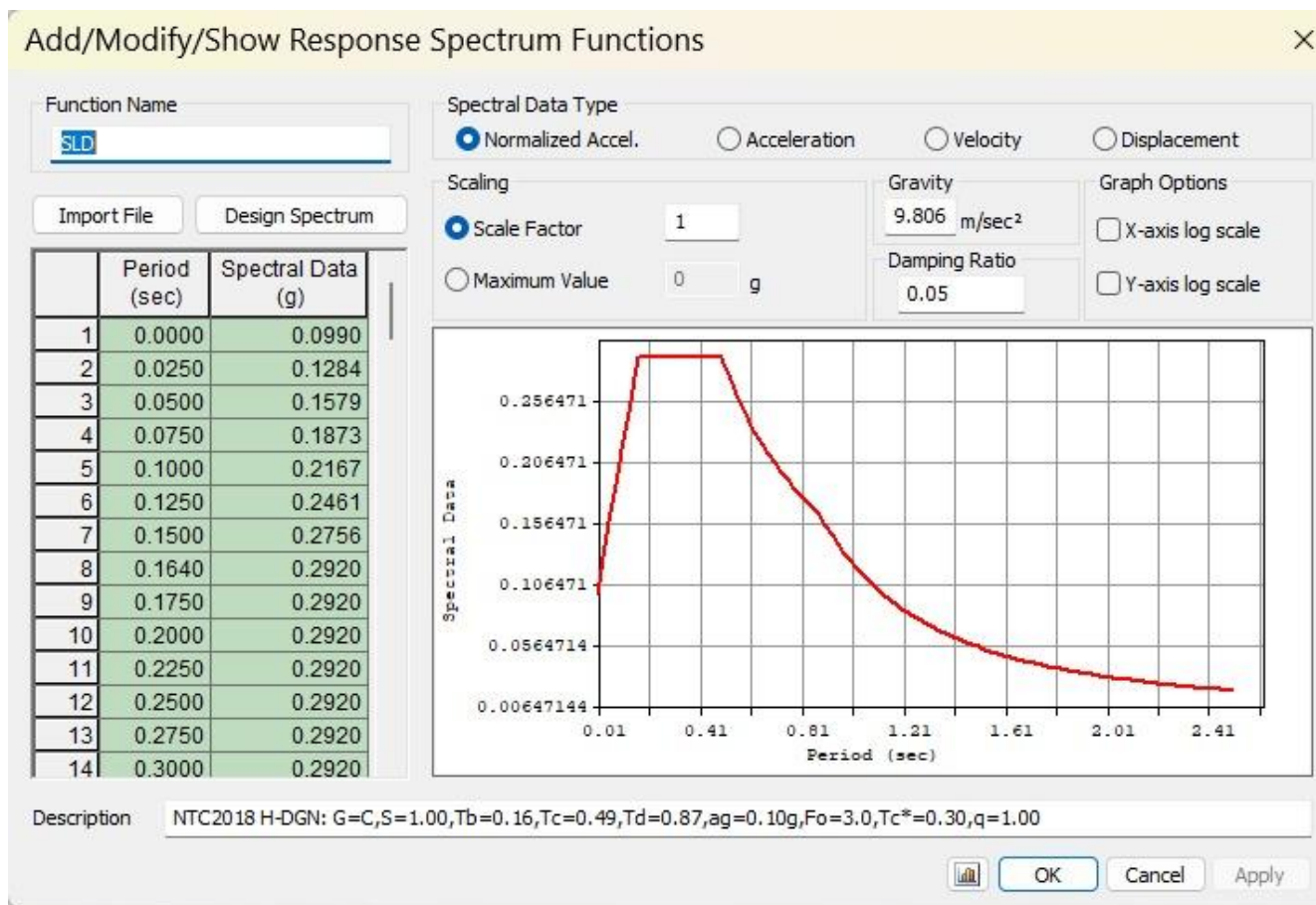
	Period (sec)	Spectral Data (g)
1	0.0000	0.2370
2	0.0250	0.2615
3	0.0500	0.2860
4	0.0750	0.3105
5	0.1000	0.3350
6	0.1250	0.3596
7	0.1500	0.3841
8	0.1750	0.4086
9	0.1950	0.4282
10	0.2000	0.4282
11	0.2250	0.4282
12	0.2500	0.4282
13	0.2750	0.4282
14	0.3000	0.4282

Description : NTC2018 H-DGN: G=C,S=1.00,Tb=0.20,Tc=0.59,Td=0.80,ag=0.24g,Fo=2.7,Tc*=0.30,q=1.50

OK Cancel Apply

Avendo considerato un coefficiente di struttura $q=1.5$.

Allo SLD si ha invece:

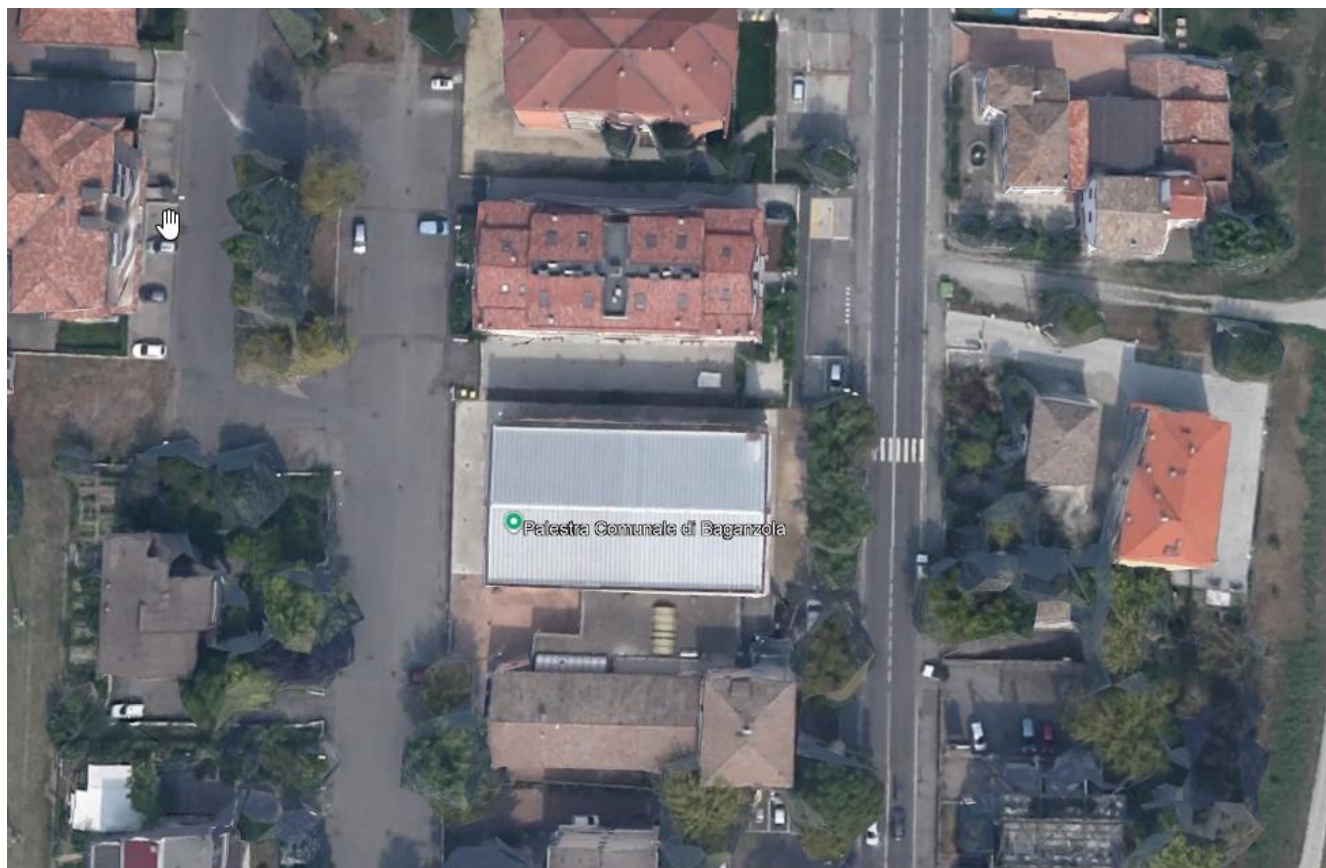


6 IL PROGETTO DI ADEGUAMENTO NORMATIVO

Alla luce di quanto emerso dalla valutazione della sicurezza si ha che:

- l'edificio necessita di una riqualificazione e della messa globale in sicurezza;
- l'edificio ha struttura portante prefabbricata in c.a. ed è costituito da un solo piano fuori terra;
- è stato previsto con la committenza un intervento di miglioramento sismico della struttura, in accordo alle NTC2018;

l'intervento che presenta il migliore rapporto costi-benefici è l'introduzione di **nuovi setti esterni in carpenteria metallica** allo scopo di incrementare la resistenza complessiva per azioni orizzontali.



Vista planimetrica generale del complesso scolastico

L'intervento prevede l'Inserimento di n. 9 setti in carpenteria metallica in posizioni strategiche all'esterno dell'edificio, tenendo conto sia dell'efficienza strutturale dell'intervento che la minor interferenza alla struttura originaria; tali strutture saranno opportunamente collegate ai pilastri e alle travi prefabbricate esistenti mediante piastre e tasselli, e consentiranno di assorbire gran parte delle azioni orizzontali, con conseguente incremento della rigidezza strutturale in caso di sisma.

Tali setti poseranno su blocchi di fondazione su 4 micropali $\phi 250$ di lunghezza 8 m.

7 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

E' stata eseguita l'indagine geologica da parte del dott. Geol. Carlo Caleffi

Di questa relazione si riportano alcuni stralci significativi:

- *In particolare, dall'esame della Carta geolitologico-morfologica di Tav. 2, l'edificio oggetto di studio ricade all'interno dell'unità di Modena; tale unità è costituita da una successione sedimentaria la cui deposizione è inquadrabile nell'ambito degli eventi alluvionali che hanno caratterizzato gli ultimi 1.500 anni di storia evolutiva.*
- *Trattasi di depositi di argine naturale con primo sottosuolo a tessitura prevalentemente limo-argillosa e limo-sabbiosa; in subordine sabbie fini, ai quali si intercalano livelli generalmente decimetrici di sabbie medio e/o grossolane. L'assetto idrogeologico del territorio di Villa di Serio è determinato dalla stratigrafia del sottosuolo per cui per quanto riguarda il settore pianeggiante, superficialmente si rinvencono, in linea di massima, depositi ghiaioso-sabbiosi, essi poggiano su un livello impermeabile di argille e limi, intercalati con strati di sabbia e di ghiaie sciolte.*
- *L'area in esame è ubicata circa 4 km a nord della città di Parma in una porzione di pianura alluvionale, settore di territorio in cui gli eventi morfogenetici sono riconducibili essenzialmente all'attività tettonica e alla dinamica fluviale manifestatasi nel periodo pleistocenico ed olocenico. Nel periodo storico si è sovrapposta anche l'attività antropica mirata alla stabilizzazione e alla modellazione delle superfici del suolo compatibilmente alle esigenze economiche, produttive ed insediative.*
- *Le caratteristiche idrodinamiche del territorio in esame sono state rappresentate, alla scala 1:10.000, nella Carta idrogeologica di Tav. 3. In tale elaborato, innanzitutto, è stato raffigurato l'assetto della prima falda, mediante rappresentazione di curve isopieze ad ugual livello statico, riprese dall'elaborato SA5-04 "Idrogeologia" del Quadro Conoscitivo del P.S.C. del Comune di Parma. Dall'osservazione della tavola, si evidenzia che la soggiacenza della falda, in corrispondenza dell'area d'intervento, è ridotta: pari a 3/3.5 m dall'attuale piano campagna. Le misure rilevate durante il periodo di esecuzione della campagna geognostica, Novembre 2018, confrontate con quelle rappresentate nella Carta idrogeologica di Tav. 3, confermano tali valori: la soggiacenza rilevata corrisponde, infatti, a valori prossimi ai 3.8-3.9 m dall'attuale piano campagna.*

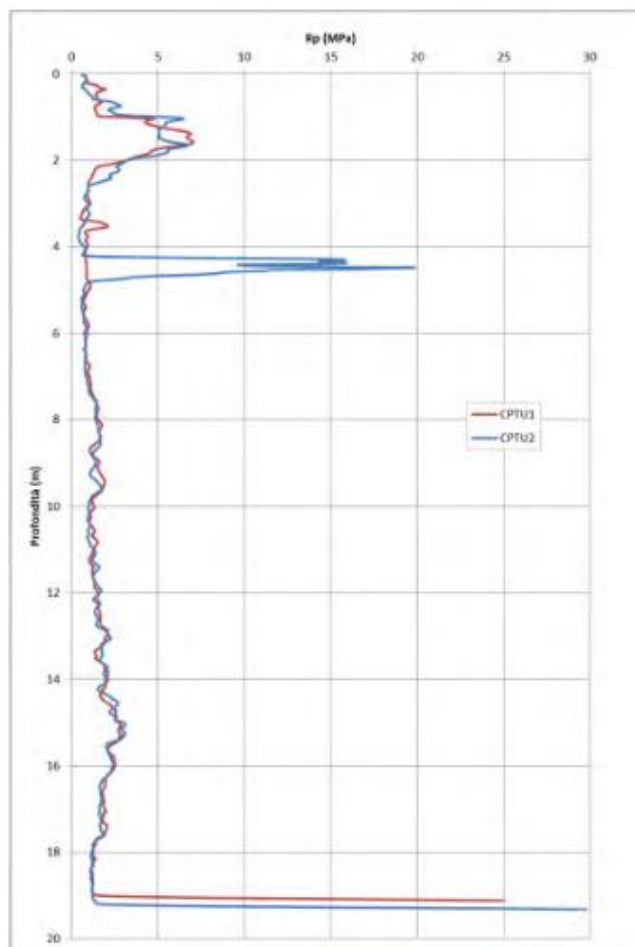
Obbiettivo dell'indagine è la ricostruzione della litostratigrafia e la definizione del modello geotecnico di riferimento per la progettazione delle opere di miglioramento sismico del fabbricato scolastico.

Per determinare le caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei terreni che sono interessati dalle opere in progetto sono state eseguite n°2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU1 e CPTU2).

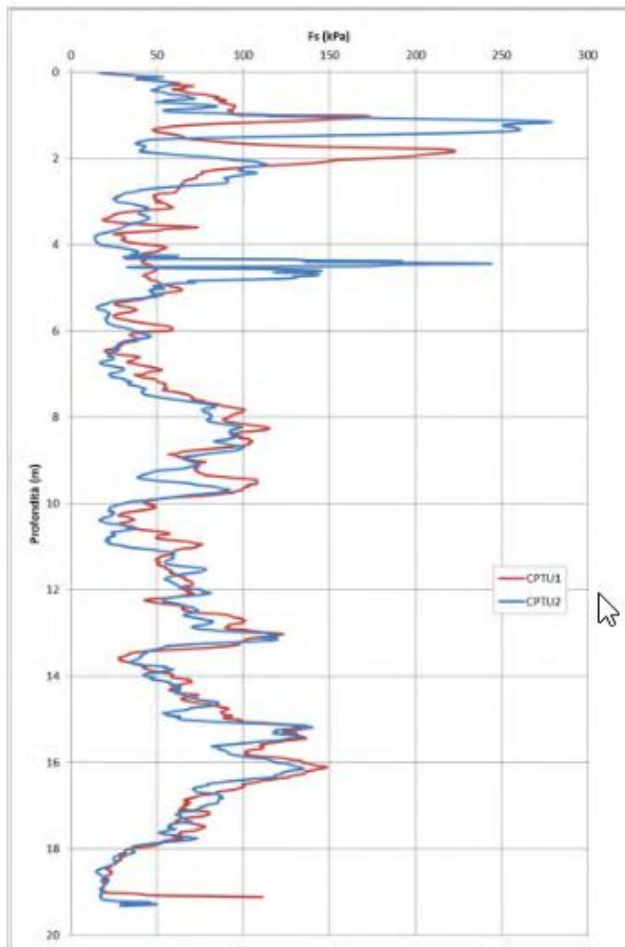
È stata inoltre utilizzata una prova SCPTU realizzata in precedenza a poca distanza dalla scuola.

Per la verifica delle caratteristiche sismiche del sottosuolo è stata, invece, effettuata un'indagine geofisica attraverso tromografo digitale.

Nella pagina seguente sono riportati i grafici delle prove penetrometriche effettuate rispetto alla quota 0 da p.c.:



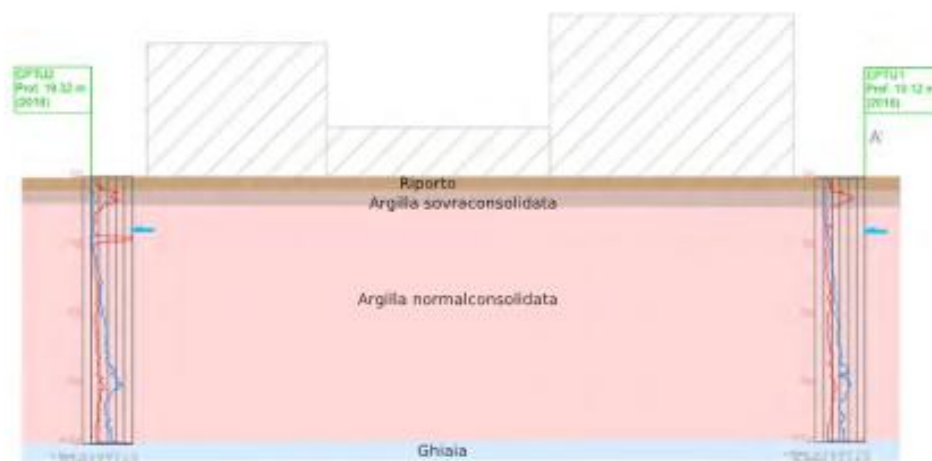
Resistenza alla punta



Attrito laterale

In sintesi, la successione stratigrafica rappresentata è la seguente:

- Da 0 m a -0.94 m da p.c.: Terreni di copertura di riporto
- Da -0.94 m a -1.98÷-2.18 m da p.c.: Depositi alluvionali prevalentemente argillosi a comportamento coesivo di natura sovraconsolidata;
- Da -1.98÷-2.18 m a -19.02÷-19.22 m da p.c.: Depositi alluvionali prevalentemente argillosi a comportamento coesivo di natura normalconsolidata (con sottile livello ghiaioso all'incirca tra -4.18 e -4.82 m da p.c. rinvenuto nella sola prova CPTU2)
- Da -19.02÷-19.22 m a max profondità indagata: Depositi prevalentemente ghiaiosi

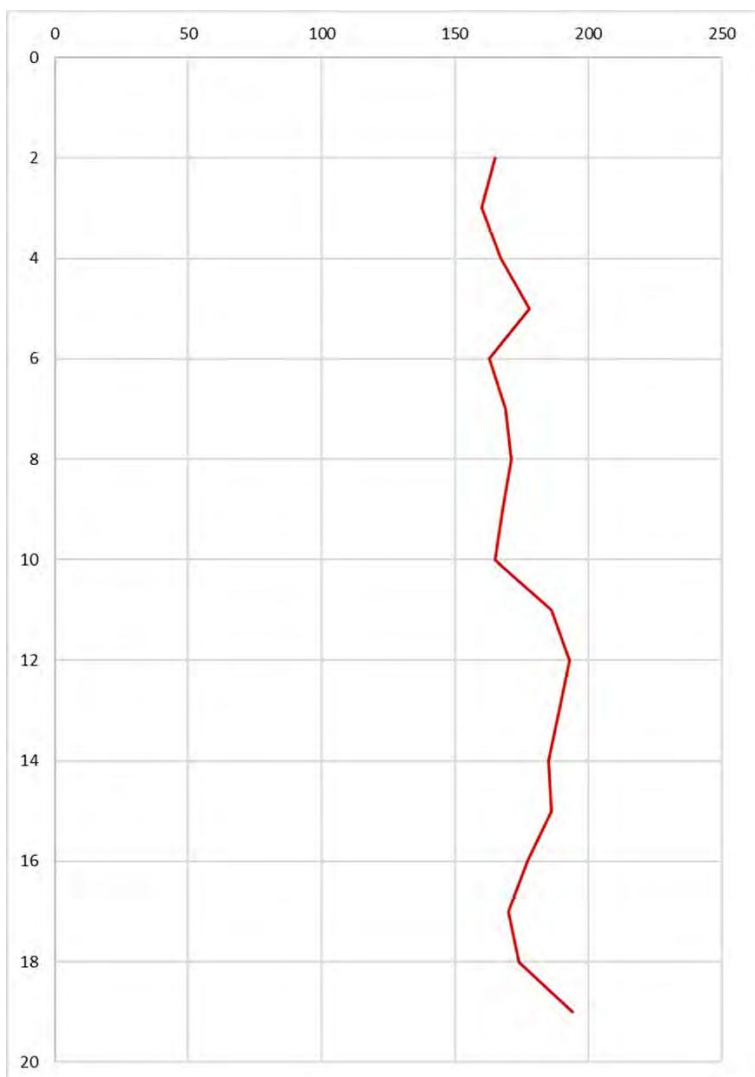


Per verificare le caratteristiche sismiche dei terreni è stata utilizzata una prova con cono sismico (SCPTU1) attrezzando lo strumento con una punta con piezocono e geofoni.

Oltre ai normali parametri della prova CPTU registrati ogni 2 cm, nella prova con sismocono, ad ogni metro di profondità, viene sospesa l'infissione, e, a piano campagna, vengono generate delle onde di taglio (onde S) percuotendo orizzontalmente, con una mazza, una trave vincolata al terreno, per avere un sismogramma con una prevalente fase S.

Tramite sensori sismici, presenti all'interno della punta penetrometrica, e adeguato acquisitore dinamico, è possibile rilevare e registrare i segnali prodotti in superficie e, di conseguenza, determinare i tempi necessari alle onde S per percorrere il tratto da piano campagna fino alla profondità a cui si trova il geofono (tempi di arrivo).

Attraverso il rapporto distanza/tempo di percorrenza, è possibile determinare, direttamente e con grande precisione, le velocità delle onde S, caratterizzando i vari strati di terreno attraversati.



In conclusione, nel sito in esame non è stata riscontrata la presenza di un "bedrock" sismico (strato caratterizzato da valori di V_s superiori a 800 m/s) nei primi 30 m di sottosuolo, pertanto la velocità equivalente delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m sotto il piano di posa della fondazione ($V_{s,30}$) risulta pari a **224 m/s**. Da tale valore consegue che il sottosuolo in esame è **classificabile in Categoria C**: *"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s"*

Di seguito viene proposta la caratterizzazione di dettaglio dei singoli orizzonti considerando la suddivisione stratigrafica rappresentata in precedenza

TERRENO DI RIPORTO

Parametri geotecnici non significativi per lo studio del complesso manufatto-terreno.

ORIZZONTE 1 - TERRENI A COMPORTAMENTO COESIVO

- Parametri geotecnici:

	$\phi' (^{\circ})$	$C' (kPa)$	$C_u (kPa)$	$E_{ed} (MPa)$
Valore caratteristico	27.5	10.52	159.32	7.73
Valore Medio	27.81	10.65	185.73	8.70

- peso specifico $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$

ORIZZONTE 2 - TERRENI A COMPORTAMENTO COESIVO

- Parametri geotecnici:

	$\phi' (^{\circ})$	$C' (kPa)$	$C_u (kPa)$	$E_{ed} (MPa)$
Valore caratteristico	21.80	11.28	78.42	4.67
Valore Medio	21.89	11.30	79.78	4.73

- peso specifico $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$

ORIZZONTE 3 - TERRENI A COMPORTAMENTO GRANULARE

- Parametri geotecnici (desunti da dati bibliografici per depositi granulari nell'intorno dell'area oggetto di studio):

	$\phi' (^{\circ})$	$E_y (MPa)$
Valore	36	40

- peso specifico $\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$

Il sito non è suscettibile di liquefazione.

8 CALCOLO DELLA STRUTTURA NELLO STATO DI PROGETTO

8.1 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

No	Name	Type	Description
1	G1	Dead Load (D)	
2	G2	Dead Load (D)	
3	Neve	Live Load (L)	
4	massa	User Defined Load (USER)	
5	windX	Wind Load on Structure (W)	
6	windY	Wind Load on Structure (W)	
*			

8.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico sono quindi quelle tipiche indicate dalle NTC18.

La struttura portante dell'edificio viene verificata nei confronti dei soli carichi statici.

Le combinazioni di carico sono quindi quelle tipiche indicate dalle NTC18, e vengono riassunte nelle tabelle che seguono:

Le combinazioni di carico utilizzate sono state create secondo il paragrafo 2.5.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC 2018:

< Load Combination >					
** GENERAL	NO	NAME	TYPE	ACTIVE	DESCRIPTION
	1	gLCB1	Add	ACTIVE	$1.3D + 1.5(1.0Neve)$
	2	gLCB2	Add	ACTIVE	$1.3D + 1.5(1.0Neve) + 1.5(0.6)windX$
	3	gLCB3	Add	ACTIVE	$1.3D + 1.5(1.0Neve) + 1.5(0.6)windY$
	4	gLCB4	Add	ACTIVE	$1.3D + 1.5(0.5Neve) + 1.5windX$
	5	gLCB5	Add	ACTIVE	$1.3D + 1.5(0.5Neve) + 1.5windY$
	6	gLCB6	Add	ACTIVE	$1.3D + 1.5(1.0Neve) - 1.5(0.6)windX$
	7	gLCB7	Add	ACTIVE	$1.3D + 1.5(1.0Neve) - 1.5(0.6)windY$
	8	gLCB8	Add	ACTIVE	$1.3D + 1.5(0.5Neve) - 1.5windX$
	9	gLCB9	Add	ACTIVE	$1.3D + 1.5(0.5Neve) - 1.5windY$
	10	gLCB10	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)) + 0.3(1.00)(SY(RS) + SY(ES)))$
	11	gLCB11	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)) + 0.3(1.00)(SY(RS) - SY(ES)))$
	12	gLCB12	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)) + 0.3(1.00)(SY(RS) + SY(ES)))$
	13	gLCB13	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)) + 0.3(1.00)(SY(RS) - SY(ES)))$
	14	gLCB14	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)) - 0.3(1.00)(SY(RS) + SY(ES)))$
	15	gLCB15	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)) - 0.3(1.00)(SY(RS) - SY(ES)))$
	16	gLCB16	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)) - 0.3(1.00)(SY(RS) + SY(ES)))$
	17	gLCB17	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)) - 0.3(1.00)(SY(RS) - SY(ES)))$
	18	gLCB18	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) + SY(ES)) + 0.3(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)))$
	19	gLCB19	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) + SY(ES)) + 0.3(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)))$
	20	gLCB20	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) - SY(ES)) + 0.3(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)))$
	21	gLCB21	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) - SY(ES)) + 0.3(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)))$
	22	gLCB22	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) + SY(ES)) - 0.3(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)))$
	23	gLCB23	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) + SY(ES)) - 0.3(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)))$
	24	gLCB24	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) -$

25	gLCB25	Add	ACTIVE	SY (ES)) - 0.3 (1.00) (Sx (RS) + Sx (ES))) 1.0D + 1.0 (0.0Neve) + 1.0 (1.0 (1.00) (SY (RS) - SY (ES)) - 0.3 (1.00) (Sx (RS) - Sx (ES))))
26	gLCB26	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) - 1.0 (1.0 (1.00) (Sx (RS) + Sx (ES)) + 0.3 (1.00) (SY (RS) + SY (ES))))
27	gLCB27	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) - 1.0 (1.0 (1.00) (Sx (RS) + Sx (ES)) + 0.3 (1.00) (SY (RS) - SY (ES))))
28	gLCB28	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) - 1.0 (1.0 (1.00) (Sx (RS) - Sx (ES)) + 0.3 (1.00) (SY (RS) + SY (ES))))
29	gLCB29	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) - 1.0 (1.0 (1.00) (Sx (RS) - Sx (ES)) + 0.3 (1.00) (SY (RS) - SY (ES))))
30	gLCB30	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) - 1.0 (1.0 (1.00) (Sx (RS) + Sx (ES)) - 0.3 (1.00) (SY (RS) + SY (ES))))
31	gLCB31	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) - 1.0 (1.0 (1.00) (Sx (RS) + Sx (ES)) - 0.3 (1.00) (SY (RS) - SY (ES))))
32	gLCB32	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) - 1.0 (1.0 (1.00) (Sx (RS) - Sx (ES)) - 0.3 (1.00) (SY (RS) + SY (ES))))
33	gLCB33	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) - 1.0 (1.0 (1.00) (Sx (RS) - Sx (ES)) - 0.3 (1.00) (SY (RS) - SY (ES))))
34	gLCB34	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) - 1.0 (1.0 (1.00) (SY (RS) + SY (ES)) + 0.3 (1.00) (Sx (RS) + Sx (ES))))
35	gLCB35	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) - 1.0 (1.0 (1.00) (SY (RS) + SY (ES)) + 0.3 (1.00) (Sx (RS) - Sx (ES))))
36	gLCB36	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) - 1.0 (1.0 (1.00) (SY (RS) - SY (ES)) + 0.3 (1.00) (Sx (RS) + Sx (ES))))
37	gLCB37	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) - 1.0 (1.0 (1.00) (SY (RS) - SY (ES)) + 0.3 (1.00) (Sx (RS) - Sx (ES))))
38	gLCB38	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) - 1.0 (1.0 (1.00) (SY (RS) + SY (ES)) - 0.3 (1.00) (Sx (RS) + Sx (ES))))
39	gLCB39	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) - 1.0 (1.0 (1.00) (SY (RS) + SY (ES)) - 0.3 (1.00) (Sx (RS) - Sx (ES))))
40	gLCB40	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) - 1.0 (1.0 (1.00) (SY (RS) - SY (ES)) - 0.3 (1.00) (Sx (RS) + Sx (ES))))
41	gLCB41	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) - 1.0 (1.0 (1.00) (SY (RS) - SY (ES)) - 0.3 (1.00) (Sx (RS) - Sx (ES))))
42	gLCB42	Add	ACTIVE	1.0D + (1.0Neve)
43	gLCB43	Add	ACTIVE	1.0D + (1.0Neve) + (0.6)windX
44	gLCB44	Add	ACTIVE	1.0D + (1.0Neve) + (0.6)windY
45	gLCB45	Add	ACTIVE	1.0D + (1.0Neve) - (0.6)windX
46	gLCB46	Add	ACTIVE	1.0D + (1.0Neve) - (0.6)windY
47	gLCB47	Add	ACTIVE	1.0D + (0.5Neve) + 1.0windX
48	gLCB48	Add	ACTIVE	1.0D + (0.5Neve) + 1.0windY
49	gLCB49	Add	ACTIVE	1.0D + (0.5Neve) - 1.0windX
50	gLCB50	Add	ACTIVE	1.0D + (0.5Neve) - 1.0windY
51	gLCB51	Add	ACTIVE	1.0D + (0.2Neve)
52	gLCB52	Add	ACTIVE	1.0D + (0.0Neve) + (0.2)windX
53	gLCB53	Add	ACTIVE	1.0D + (0.0Neve) + (0.2)windY
54	gLCB54	Add	ACTIVE	1.0D + (0.0Neve) - (0.2)windX
55	gLCB55	Add	ACTIVE	1.0D + (0.0Neve) - (0.2)windY
56	gLCB56	Add	ACTIVE	1.0D + (0.0Neve)
57	STL ENV_S~	Envelope	ACTIVE	Steel Strength Envelope
58	STL ENV_S~	Envelope	ACTIVE	Steel Serviceability Envelope
59	STL ENV_S~	Envelope	ACTIVE	
** STEEL DESIGN				
NO	NAME	TYPE	ACTIVE	DESCRIPTION
1	sLCB1	Add	ACTIVE	1.3D + 1.5 (1.0Neve)
2	sLCB2	Add	ACTIVE	1.3D + 1.5 (1.0Neve) + 1.5 (0.6)windX
3	sLCB3	Add	ACTIVE	1.3D + 1.5 (1.0Neve) + 1.5 (0.6)windY
4	sLCB4	Add	ACTIVE	1.3D + 1.5 (0.5Neve) + 1.5windX
5	sLCB5	Add	ACTIVE	1.3D + 1.5 (0.5Neve) + 1.5windY
6	sLCB6	Add	ACTIVE	1.3D + 1.5 (1.0Neve) - 1.5 (0.6)windX
7	sLCB7	Add	ACTIVE	1.3D + 1.5 (1.0Neve) - 1.5 (0.6)windY
8	sLCB8	Add	ACTIVE	1.3D + 1.5 (0.5Neve) - 1.5windX
9	sLCB9	Add	ACTIVE	1.3D + 1.5 (0.5Neve) - 1.5windY
10	sLCB10	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) + 1.0 (1.0 (1.00) (Sx (RS) + Sx (ES)) + 0.3 (1.00) (SY (RS) + SY (ES))))
11	sLCB11	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) + 1.0 (1.0 (1.00) (Sx (RS) + Sx (ES)) + 0.3 (1.00) (SY (RS) - SY (ES))))
12	sLCB12	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) + 1.0 (1.0 (1.00) (Sx (RS) - Sx (ES)) + 0.3 (1.00) (SY (RS) + SY (ES))))
13	sLCB13	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) + 1.0 (1.0 (1.00) (Sx (RS) - Sx (ES)) + 0.3 (1.00) (SY (RS) - SY (ES))))
14	sLCB14	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) + 1.0 (1.0 (1.00) (Sx (RS) + Sx (ES)) - 0.3 (1.00) (SY (RS) + SY (ES))))
15	sLCB15	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0 (0.0Neve) + 1.0 (1.0 (1.00) (Sx (RS) + Sx (ES)) - 0.3 (1.00) (SY (RS) - SY (ES))))

16	sLCB16	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)) - 0.3(1.00)(SY(RS) + SY(ES)))$
17	sLCB17	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)) - 0.3(1.00)(SY(RS) - SY(ES)))$
18	sLCB18	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) + SY(ES)) + 0.3(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)))$
19	sLCB19	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) + SY(ES)) + 0.3(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)))$
20	sLCB20	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) - SY(ES)) + 0.3(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)))$
21	sLCB21	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) - SY(ES)) + 0.3(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)))$
22	sLCB22	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) + SY(ES)) - 0.3(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)))$
23	sLCB23	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) + SY(ES)) - 0.3(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)))$
24	sLCB24	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) - SY(ES)) - 0.3(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)))$
25	sLCB25	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) + 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) - SY(ES)) - 0.3(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)))$
26	sLCB26	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) - 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)) + 0.3(1.00)(SY(RS) + SY(ES)))$
27	sLCB27	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) - 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)) + 0.3(1.00)(SY(RS) - SY(ES)))$
28	sLCB28	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) - 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)) + 0.3(1.00)(SY(RS) + SY(ES)))$
29	sLCB29	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) - 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)) + 0.3(1.00)(SY(RS) - SY(ES)))$
30	sLCB30	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) - 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)) - 0.3(1.00)(SY(RS) + SY(ES)))$
31	sLCB31	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) - 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)) - 0.3(1.00)(SY(RS) - SY(ES)))$
32	sLCB32	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) - 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)) - 0.3(1.00)(SY(RS) + SY(ES)))$
33	sLCB33	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) - 1.0(1.0(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)) - 0.3(1.00)(SY(RS) - SY(ES)))$
34	sLCB34	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) - 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) + SY(ES)) + 0.3(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)))$
35	sLCB35	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) - 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) + SY(ES)) + 0.3(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)))$
36	sLCB36	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) - 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) - SY(ES)) + 0.3(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)))$
37	sLCB37	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) - 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) - SY(ES)) + 0.3(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)))$
38	sLCB38	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) - 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) + SY(ES)) - 0.3(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)))$
39	sLCB39	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) - 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) + SY(ES)) - 0.3(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)))$
40	sLCB40	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) - 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) - SY(ES)) - 0.3(1.00)(Sx(RS) + Sx(ES)))$
41	sLCB41	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0Neve) - 1.0(1.0(1.00)(SY(RS) - SY(ES)) - 0.3(1.00)(Sx(RS) - Sx(ES)))$
42	sLCB42	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (1.0Neve)
43	sLCB43	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (1.0Neve) + (0.6)windX
44	sLCB44	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (1.0Neve) + (0.6)windY
45	sLCB45	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (1.0Neve) - (0.6)windX
46	sLCB46	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (1.0Neve) - (0.6)windY
47	sLCB47	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.5Neve) + 1.0windX
48	sLCB48	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.5Neve) + 1.0windY
49	sLCB49	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.5Neve) - 1.0windX
50	sLCB50	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.5Neve) - 1.0windY
51	sLCB51	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.2Neve)
52	sLCB52	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.0Neve) + (0.2)windX
53	sLCB53	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.0Neve) + (0.2)windY
54	sLCB54	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.0Neve) - (0.2)windX
55	sLCB55	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.0Neve) - (0.2)windY
56	sLCB56	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.0Neve)

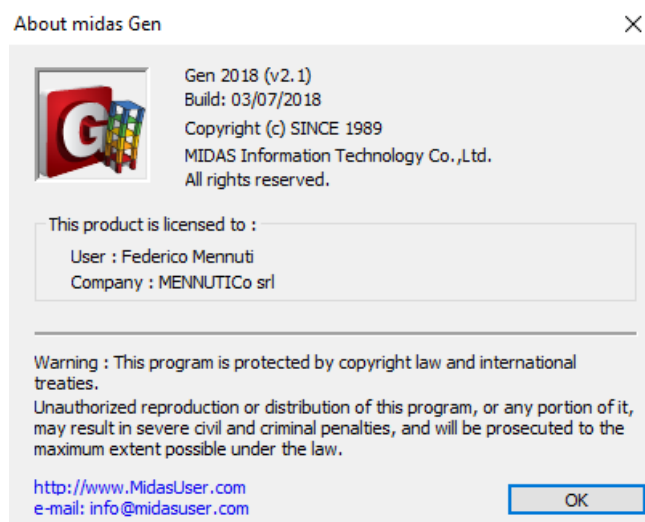
9 DESCRIZIONE DEI CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

9.1 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un preprocessore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

9.1.1 Specifiche tecniche

La modellazione numerica della struttura, la rielaborazione dei risultati dell'analisi agli Elementi Finiti, la progettazione-verifica degli elementi strutturali sono state condotte utilizzando MIDAS GEN



9.1.2 Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri in c.a., di orizzontamenti costituiti da travi e tegoli in c.a. prefabbricati.

Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive.

L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente.

Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura.

I calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione.
- le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito;
- I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidezza elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;
- I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.
- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche;
- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

9.1.3 Verifiche delle membrature in cemento armato

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08, al D.M. 17-01-18 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione.

I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi.

Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro.

Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare, il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile.

Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08, al D.M. 17-01-18

vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

9.1.4 Verifiche delle membrature in acciaio

L'intero sistema strutturale *telai in C.A. + torri metalliche di rinforzo*, è stato analizzato conducendo un'analisi dinamica modale

In fase di analisi, i materiali costituenti le membrature resistenti del telaio esistente in C.A. dell'edificio, e quello dei nuovi setti di rinforzo esterni, sono stati considerati in ambito elastico, trascurandone quindi le risorse dissipative intrinseche (perché quelle degli elementi in C.A. sarebbero risultate praticamente nulle).

9.2 ALTRE VERIFICHE

Le analisi e le verifiche sono state svolte ricorrendo ai seguenti codici di calcolo:

- Verifica sezioni in c.a.:

VCASlu - Sezione generica in C.A. e C.A.P. VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE Licenza gratuita.



- Verifiche nodi strutture metalliche:

IDEA STATICA versione: 23.0.0.3244 Sviluppato da IDEA Statica.



- Verifica pali di fondazione:

MP - Pali e micropali di fondazione sviluppato da Geostru s.r.l.



Copyright © 2025

Prodotto ID: 8

Versione: 2023.16.2.1028
Nome utente: PAOLO
Email: info@mennutieco.com
Stato licenza: Y
Codice attivazione: ARY7M-6BNNP-PM45Z-1VCGA
Stato attivazione: 15/04/2025
Prodotto ID: 8

Aggiornamento disponibile: True
Versione disponibile: 2025.16.2.1076
Tipo di aggiornamento: Major
Utente abilitato per gli aggiornamenti: True
Utente può attivare fino alla versione: 2024.16.2.1065
Il piano di aggiornamenti scade il: 07/06/2024



V. 2021.14.22

Ok

10 METODOLOGIA ED IPOTESI DI CALCOLO

10.1 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

È stata eseguita una **analisi dinamica lineare con fattore di struttura** come in accordo a quanto esposto al capitolo 7 della normativa. La verifica degli elementi strutturali si intende soddisfatta quando tutti gli elementi strutturali duttili soddisfano la condizione che la sollecitazione indotta dall'analisi sismica ridotta per il coefficiente di struttura è inferiore o uguale alla corrispondente resistenza, e gli elementi strutturali fragili soddisfano la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per il coefficiente di struttura è inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Secondo il capitolo 8.3 delle NTC la valutazione della sicurezza è stata eseguita con riferimento agli Stati Limite Ultimi (SLU *fondamentale* e SLV).

Per l'esecuzione delle suddette verifiche di resistenza, si sono inserite nel modello le armature indicate sugli elaborati di progetto (o quelle individuate/verificate mediante le indagini in situ) e sono stati calcolati momenti e tagli ultimi, confrontandoli con le sollecitazioni indotte dall'analisi sismica. Ai paragrafi successivi si riportano le modellazioni eseguite.

In riferimento alle proprietà dei materiali, si sono assunte le resistenze medie divise per il fattore di confidenza FC nel caso di verifiche degli elementi/meccanismi duttili e divise per $FC \cdot \gamma_m$ nel caso di verifiche degli elementi/meccanismi fragili.

Nel modello strutturale analizzato, sia per l'analisi statica che per quella sismica, verranno imposti vincoli di tipo cerniera all'estremità delle travi, così da simulare perfettamente l'effettiva concezione strutturale del prefabbricato.

È stato inoltre possibile modellare correttamente le due tipologie di plinti esistenti alla base dei pilastri prefabbricati, grazie alle tavole originali di progetto reperite in fase di analisi storico-critica.

Dopo aver modellato la copertura (basandoci sui valori dei carichi riportati in questa relazione al paragrafo interno alla "caratterizzazione meccanica dei materiali") e i pannelli di tamponamento esterni (basandoci ancora sui carichi definiti in precedenza), è stato possibile inserire all'interno delle varie sezioni resistenti le armature (a flessione e a taglio) che sono state ricavate direttamente dalla tavole originali di progetto, prestando attenzione ad inserire correttamente diametri, passi e sovrapposizioni: con quest'ultimo passaggio, si è così giunti alla definizione dell'edificio così come si presenta allo stato di fatto, in modo tale da potervi inserire gli interventi di progetto previsti.

Poiché si è prevista la realizzazione di nuovi setti esterni in carpenteria metallica, con l'obiettivo di regolarizzare i modi di vibrare della struttura e di consentire una distribuzione delle forze derivanti dal carico sismico per rigidezza e non per area di influenza sugli elementi verticali esistenti.

La copertura è stata considerata deformabile considerando la reale rigidezza dei singoli componenti (ossia modellando ogni elemento prefabbricato, tegoli compresi).

Sono stati comunque previsti dei vincoli tra gli elementi prefabbricati sia per riportarsi allo schema statico previsto (cerniera reale) nel calcolo sia per impedire perdite di appoggio.

Di fondamentale importanza sarà il collegamento in opera tra i nuovi elementi sismo-resistenti e gli elementi prefabbricati esistenti, in quanto questo dovrà trasmettere correttamente l'azione sismica dal telaio ai setti sino in fondazione: per far fronte a questa richiesta, sono stati previsti inghisaggi di barre in acciaio, che verranno disposte in numero e in modo tale da raggiungere gli obiettivi prefissati.

Si può affermare, in conclusione, che la modellazione impiegata per la ricostruzione tridimensionale dell'edificio

è in grado di rispecchiare ottimamente la schematizzazione dell'edificio reale, in quanto è stato deciso di costruire un unico modello per svolgere le analisi in elevazione e in fondazione considerando alla base dei vincoli che potessero ben rappresentare un terreno su suolo elastico alla Winkler.

Si riportano ora delle viste tridimensionali rappresentanti lo stato di progetto.

Come ampiamente descritto nella relazione illustrativa, si è pensato di realizzare dei setti esterni di rinforzo in carpenteria metallica, sufficientemente rigidi, che possano contenere gli sbandamenti laterali del telaio strutturale in C.A. per effetto delle azioni sismiche.

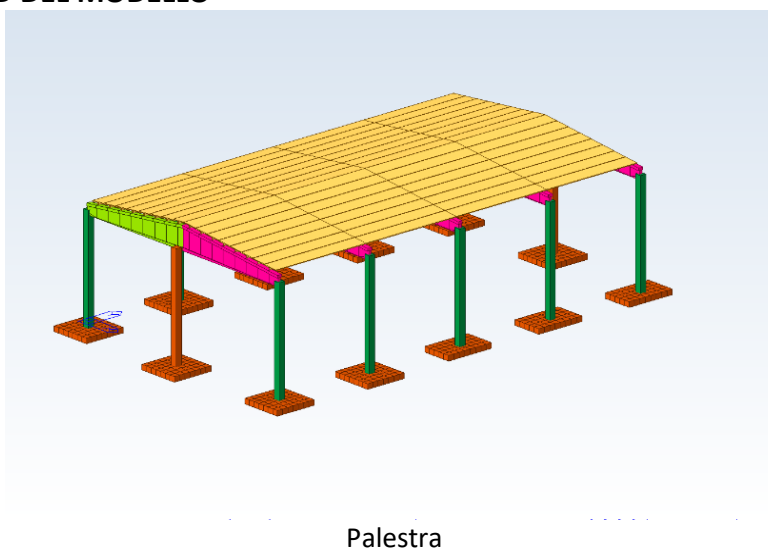
Come è evidente dai disegni, i setti sono stati ipotizzati:

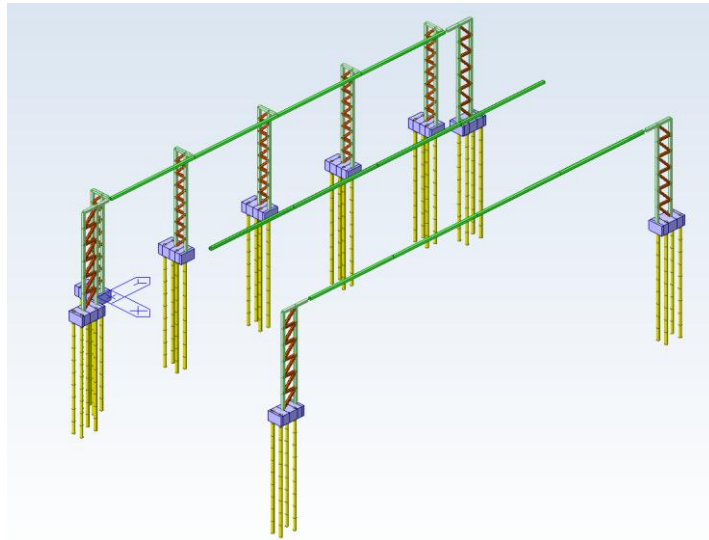
- ad una certa distanza dalla struttura esistente, così da poter eliminare le interferenze tra il sistema fondale della scuola ed il sistema di fondazione dei setti;
- come prolungamento virtuale di alcuni dei telai che si riconoscono nella struttura esistente di ciascun blocco, lungo le due direzioni ortogonali principali.

I setti metallici di controventamento sono collegati poi al terreno di tramite basamenti in C.A. a loro volta fondati su pali $\phi 800$ lunghi 8 m.

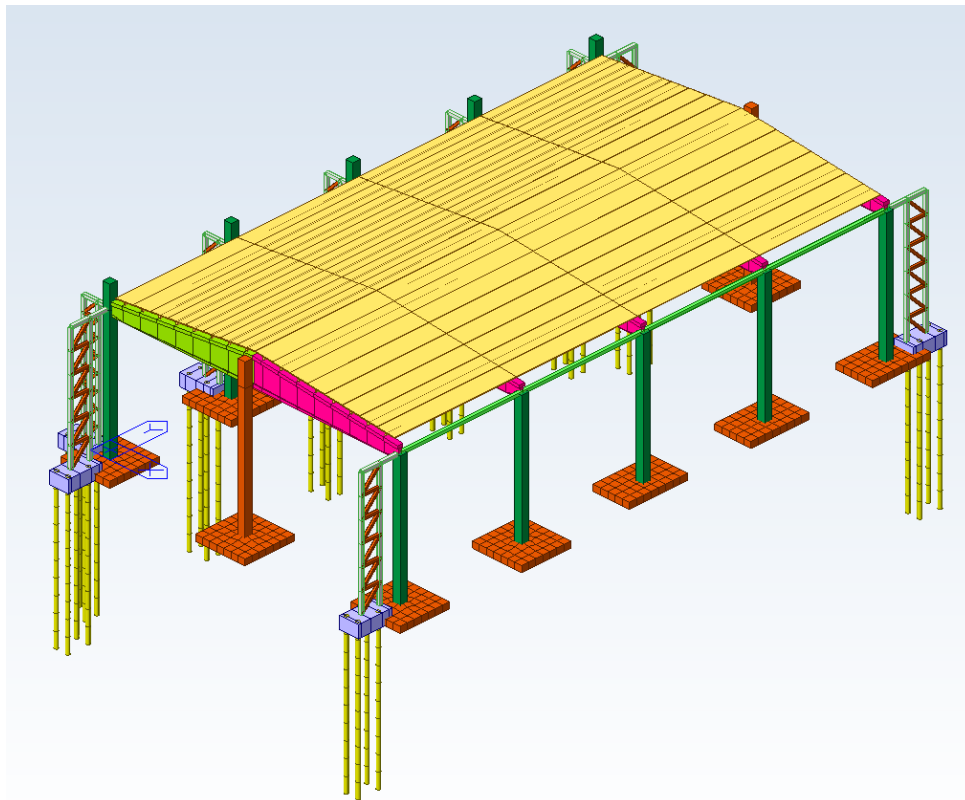
I basamenti, sono di forma rettangolare di dimensioni 230x130x80 cm, impostati a quota pavimentazione esterna.

10.2 IMMAGINI 3D DEL MODELLO





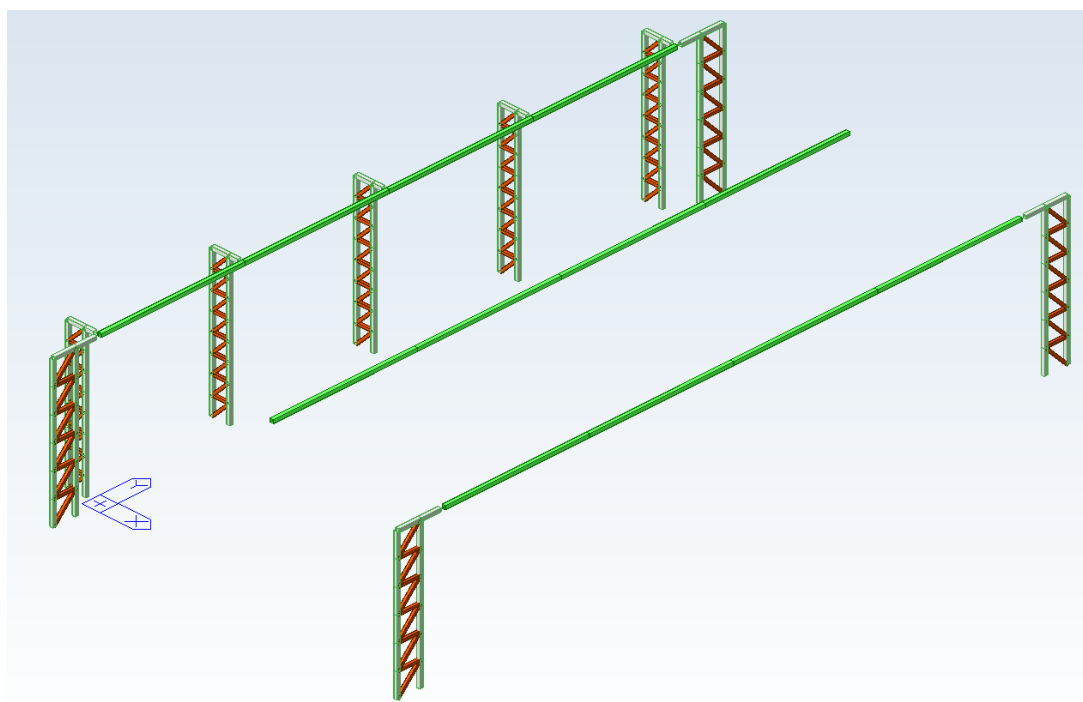
Miglioramento



Palestra con miglioramento 3D

10.3 IMMAGINI DEL MODELLO FEM:

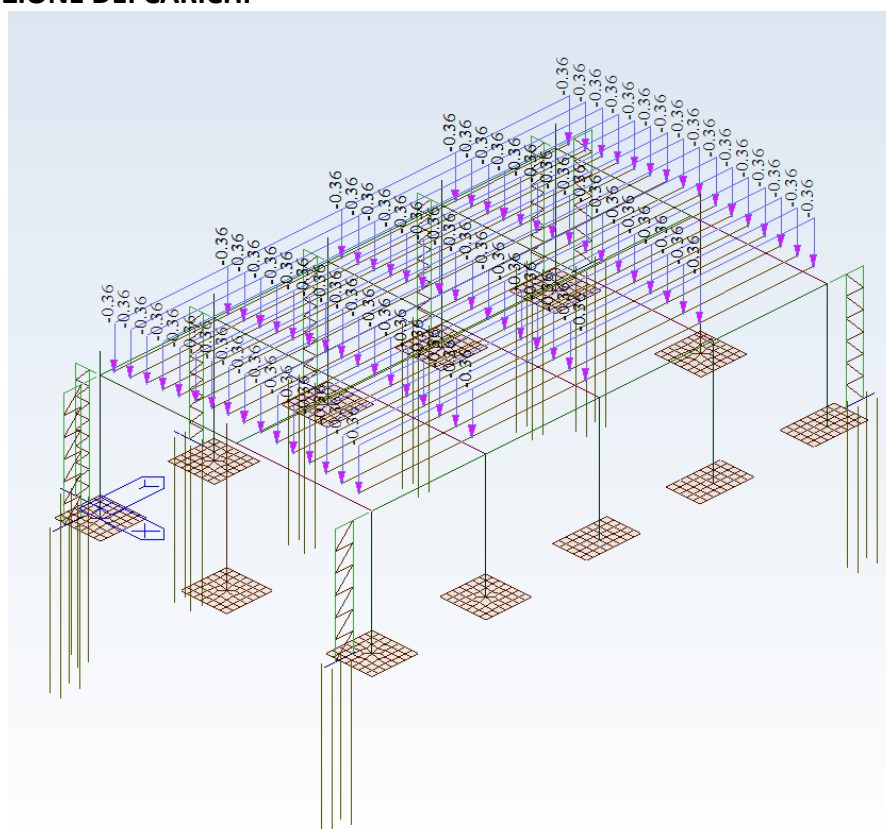
Nuove strutture metalliche:



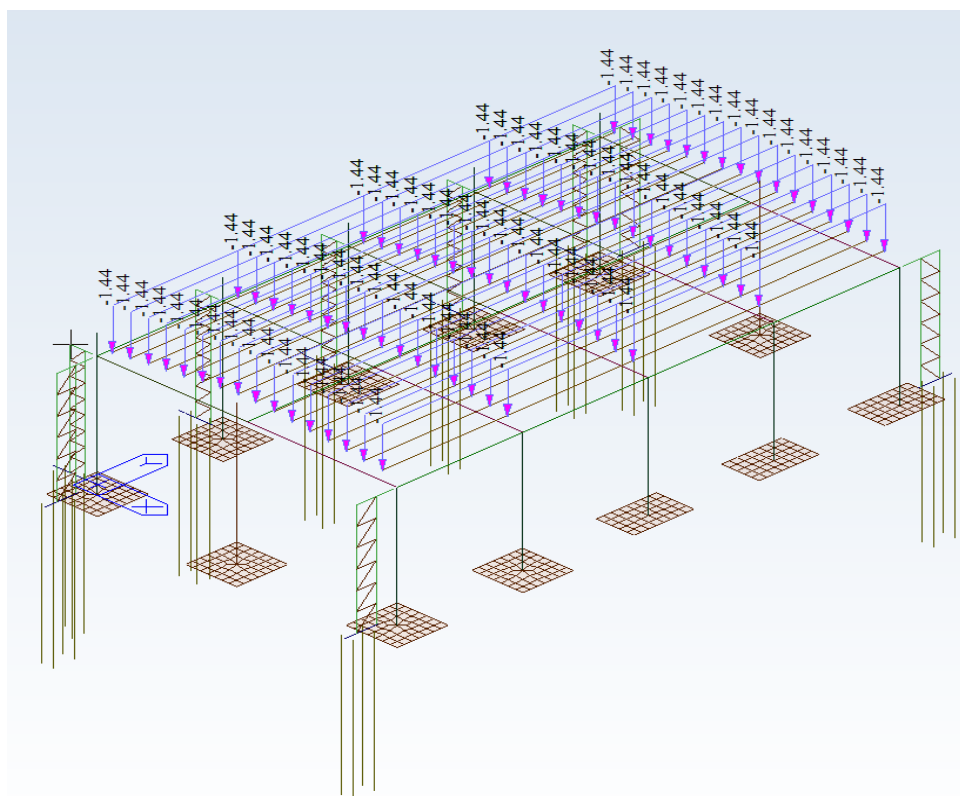
 Tubolare quadro 150x150x8

 Tubolare quadro 200x200x8

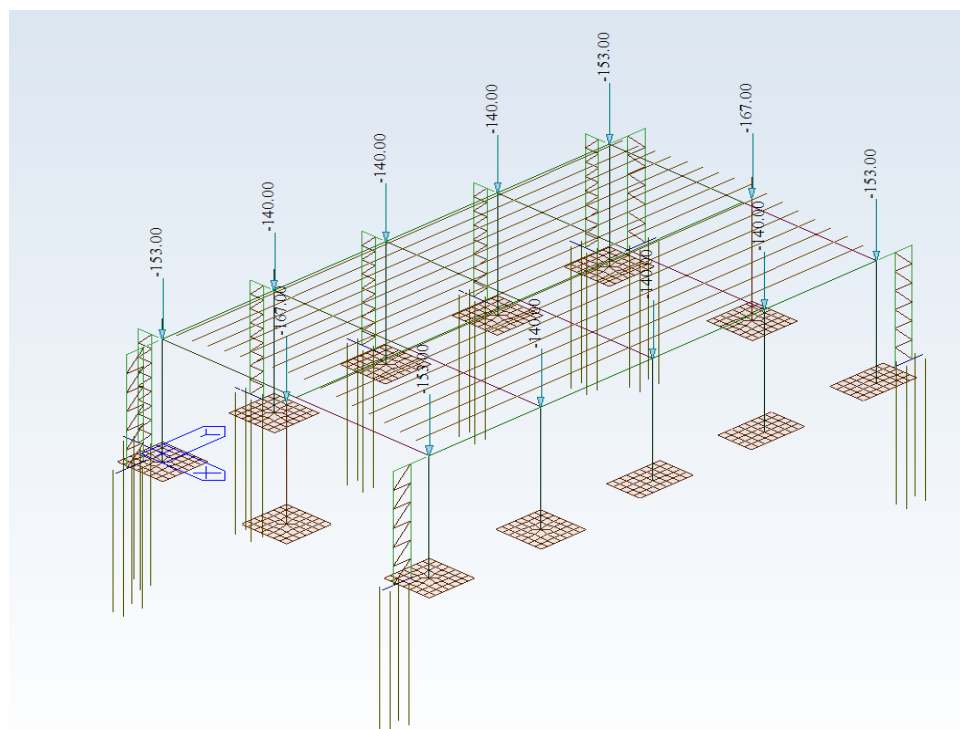
10.4 ATTRIBUZIONE DEI CARICHI



Carichi permanenti



Neve

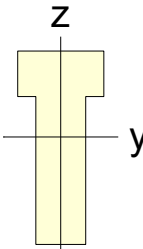
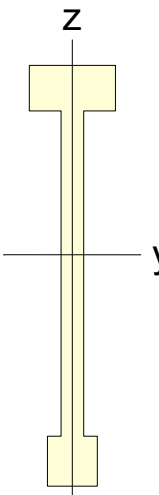


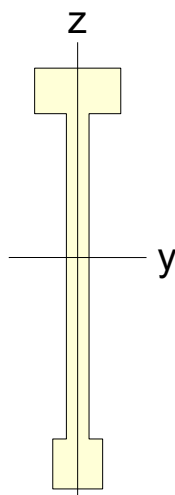
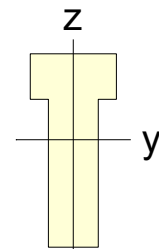
Carico sismico tamponamento

10.5 GEOMETRIE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

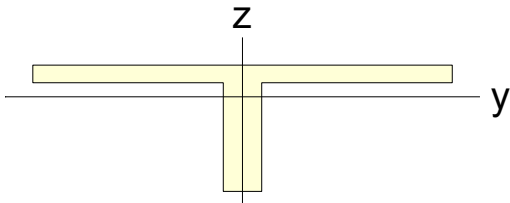
10.5.1 STRUTTURE ESISTENTI

TRAVE A DOPPIA PENDENZA – (SCHEMATIZZATE CON DUE MEZZE TRAVI)

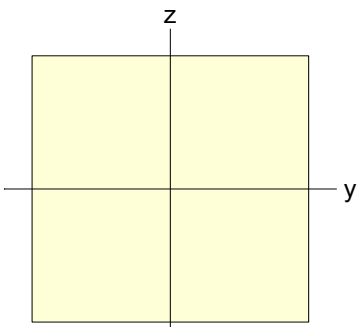
I-End					J-End				
									
A(mm ²)	Asy(mm ²)	Asz(mm ²)	z(+)(mm)	z(-)(mm)	A(mm ²)	Asy(mm ²)	Asz(mm ²)	z(+)(mm)	z(-)(mm)
219000.	100000	187000.	377.5	472.5	267400	103666	185000	832.7	1017.3
Ixx(mm ⁴)	Iyy(mm ⁴)	Izz(mm ⁴)	y(+)(mm)	y(-)(mm)	Ixx(mm ⁴)	Iyy(mm ⁴)	Izz(mm ⁴)	y(+)(mm)	y(-)(mm)
3802385698	14251743721	1491300000	190.0	190.5	1486059074	106428620046	1228913333	190.0	190.0

I-End					J-End				
									
A(mm ²)	Asy(mm ²)	Asz(mm ²)	z(+)(mm)	z(-)(mm)	A(mm ²)	Asy(mm ²)	Asz(mm ²)	z(+)(mm)	z(-)(mm)
267400	103666	185000	832.7	1017.3	219000.	100000	187000.	377.5	472.5
Ixx(mm ⁴)	Iyy(mm ⁴)	Izz(mm ⁴)	y(+)(mm)	y(-)(mm)	Ixx(mm ⁴)	Iyy(mm ⁴)	Izz(mm ⁴)	y(+)(mm)	y(-)(mm)
1486059074	106428620046	1228913333	190.0	190.0	3802385698	14251743721	1491300000	190.0	190.5

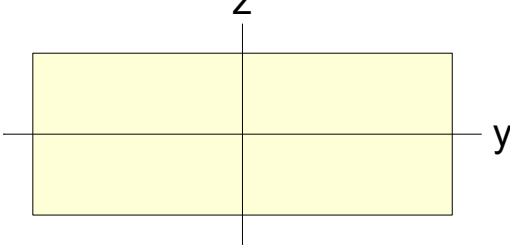
MEZZO TEGOLO

				
A(mm ²)	Asy(mm ²)	Asz(mm ²)	z(+)(mm)	z(-)(mm)
94100.000	50000.000	39600.000	90.228	269.772
Ixx(mm ⁴)	Iyy(mm ⁴)	Izz(mm ⁴)	y(+)(mm)	y(-)(mm)
170852386.350	990051754.339	7234384166.667	600.000	600.000

Pilastro 50X50

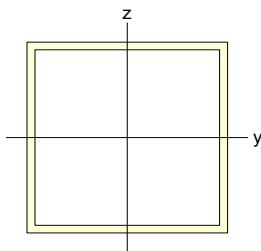
				
A(mm ²)	Asy(mm ²)	Asz(mm ²)	z(+)(mm)	z(-)(mm)
250000.000	208333.333	208333.333	250.000	250.000
Ixx(mm ⁴)	Iyy(mm ⁴)	Izz(mm ⁴)	y(+)(mm)	y(-)(mm)
8789062500.000	5208333333.333	5208333333.333	250.000	250.000

CORDOLO DI FONDAZIONE

				
A(mm ²)	Asy(mm ²)	Asz(mm ²)	z(+)(mm)	z(-)(mm)
1040000.000	866666.667	866666.667	400.000	400.000
Ixx(mm ⁴)	Iyy(mm ⁴)	Izz(mm ⁴)	y(+)(mm)	y(-)(mm)
136878646359.254	55466666666.667	146466666666.667	650.000	650.000

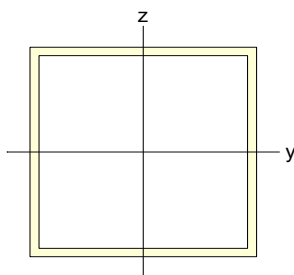
10.5.2 NUOVE STRUTTURE METALLICHE

MONTANTI TORRI E COLLEGAMENTI ORIZZONTALI PILASTRI 200x200x8



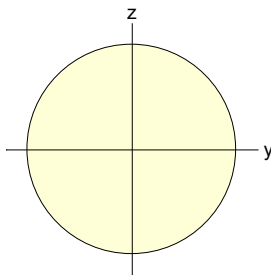
$A(\text{mm}^2)$	$A_{sy}(\text{mm}^2)$	$A_{sz}(\text{mm}^2)$	$z(+)(\text{mm})$	$z(-)(\text{mm})$
6144.000	3200.000	3200.000	100.000	100.000
$I_{xx}(\text{mm}^4)$	$I_{yy}(\text{mm}^4)$	$I_{zz}(\text{mm}^4)$	$y(+)(\text{mm})$	$y(-)(\text{mm})$
56623104.000	37814272.000	37814272.000	100.000	100.000

DIAGONALI TORRI 150x150x8



$A(\text{mm}^2)$	$A_{sy}(\text{mm}^2)$	$A_{sz}(\text{mm}^2)$	$z(+)(\text{mm})$	$z(-)(\text{mm})$
4544.000	2400.000	2400.000	75.000	75.000
$I_{xx}(\text{mm}^4)$	$I_{yy}(\text{mm}^4)$	$I_{zz}(\text{mm}^4)$	$y(+)(\text{mm})$	$y(-)(\text{mm})$
22906304.000	15319338.667	15319338.667	75.000	75.000

MP250mm



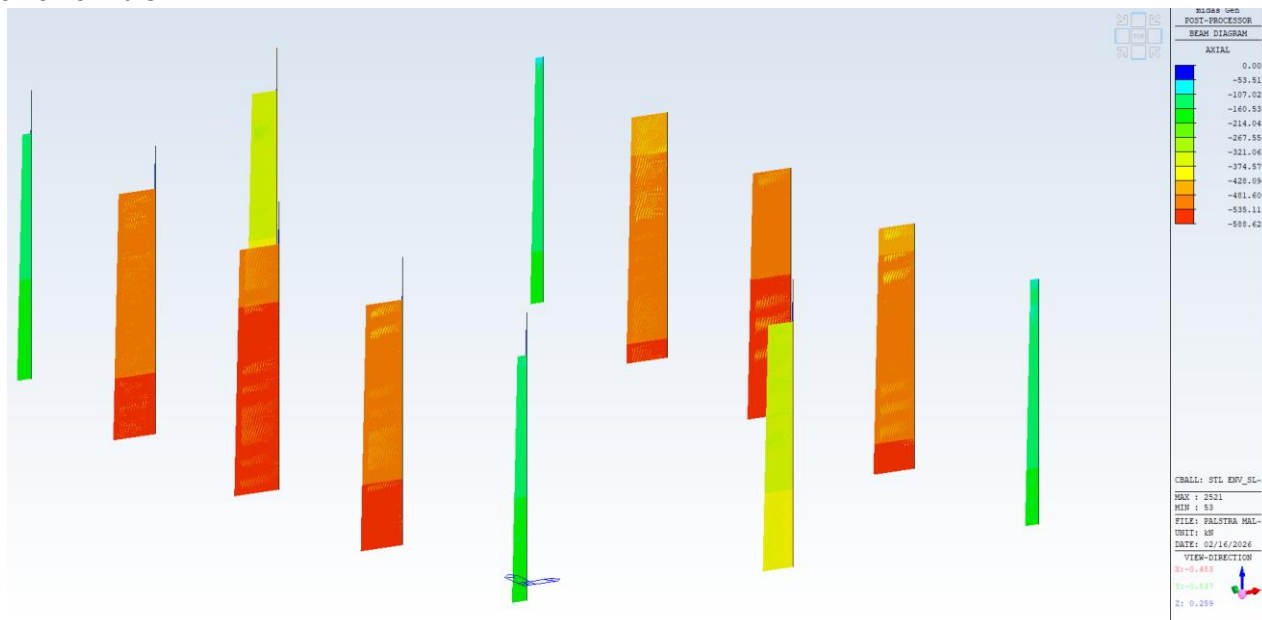
$A(\text{mm}^2)$	$A_{sy}(\text{mm}^2)$	$A_{sz}(\text{mm}^2)$	$z(+)(\text{mm})$	$z(-)(\text{mm})$
49087.385	44178.647	44178.647	125.000	125.000
$I_{xx}(\text{mm}^4)$	$I_{yy}(\text{mm}^4)$	$I_{zz}(\text{mm}^4)$	$y(+)(\text{mm})$	$y(-)(\text{mm})$
383495196.971	191747598.486	191747598.486	125.000	125.000

11 RISULTATI DEL CALCOLO

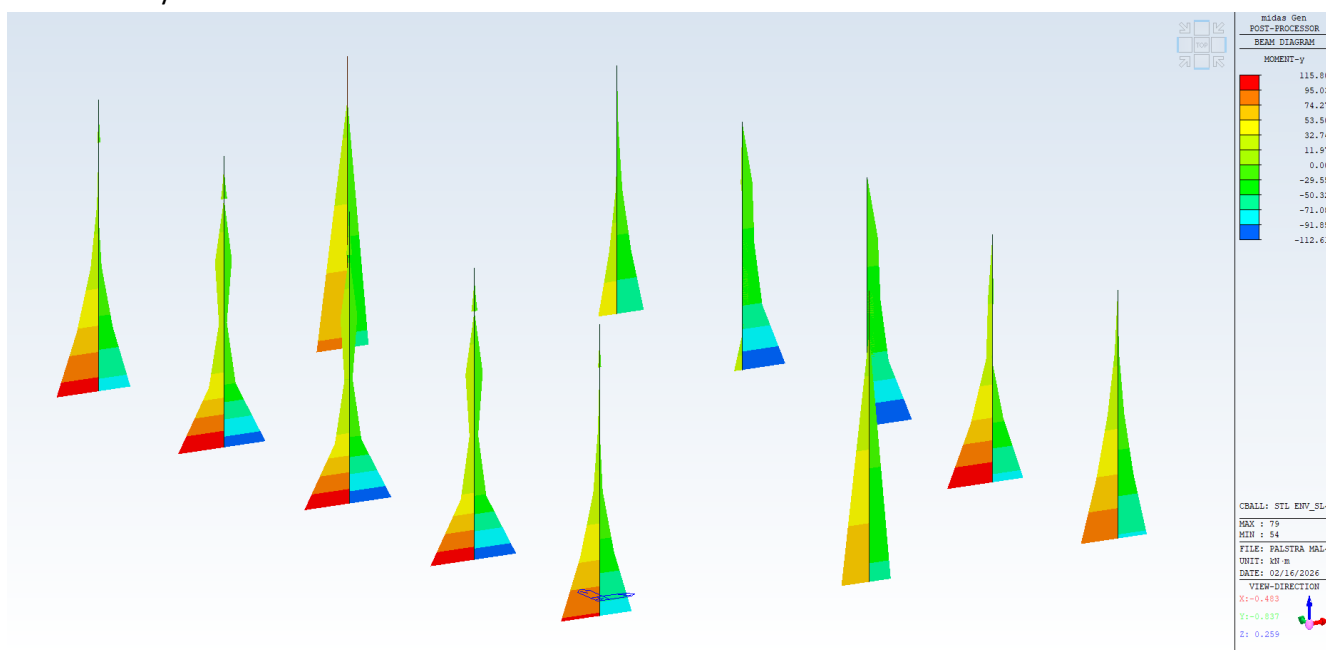
11.1 RISULTATI DELL'ANALISI STATICA

11.1.1 Sollecitazioni allo SLU– Involuppi globali

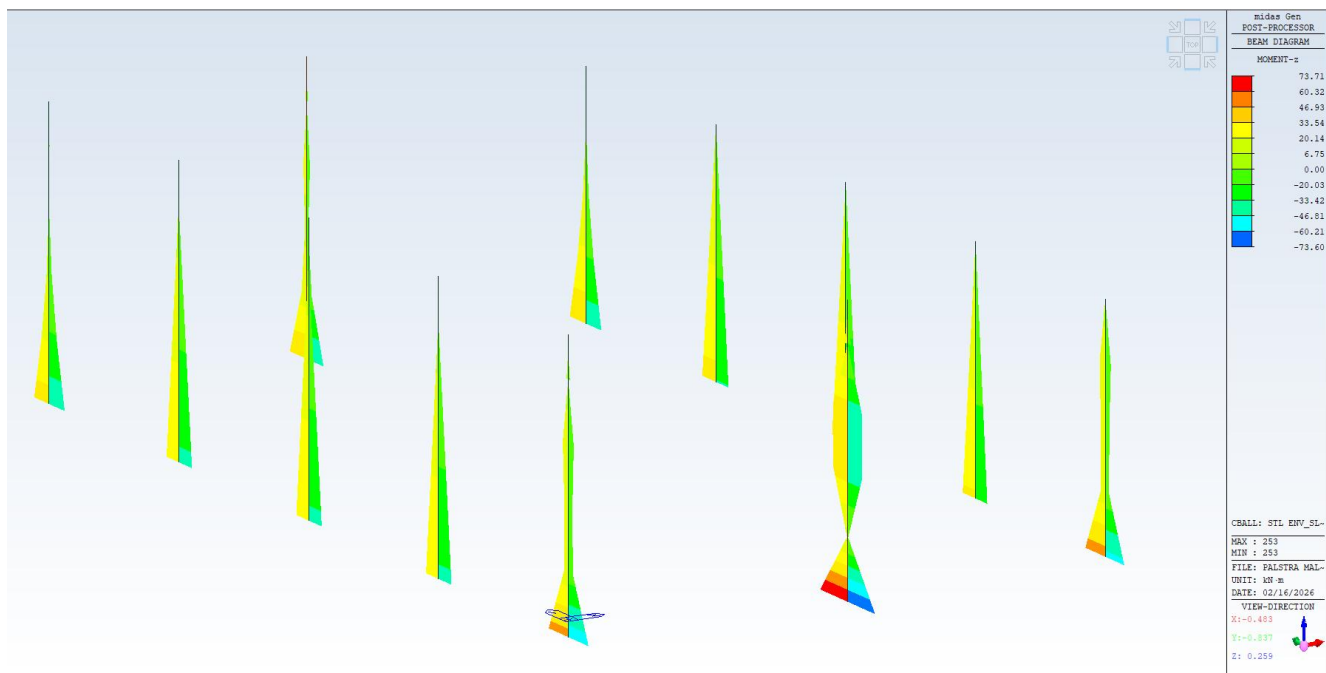
Sforzo normale



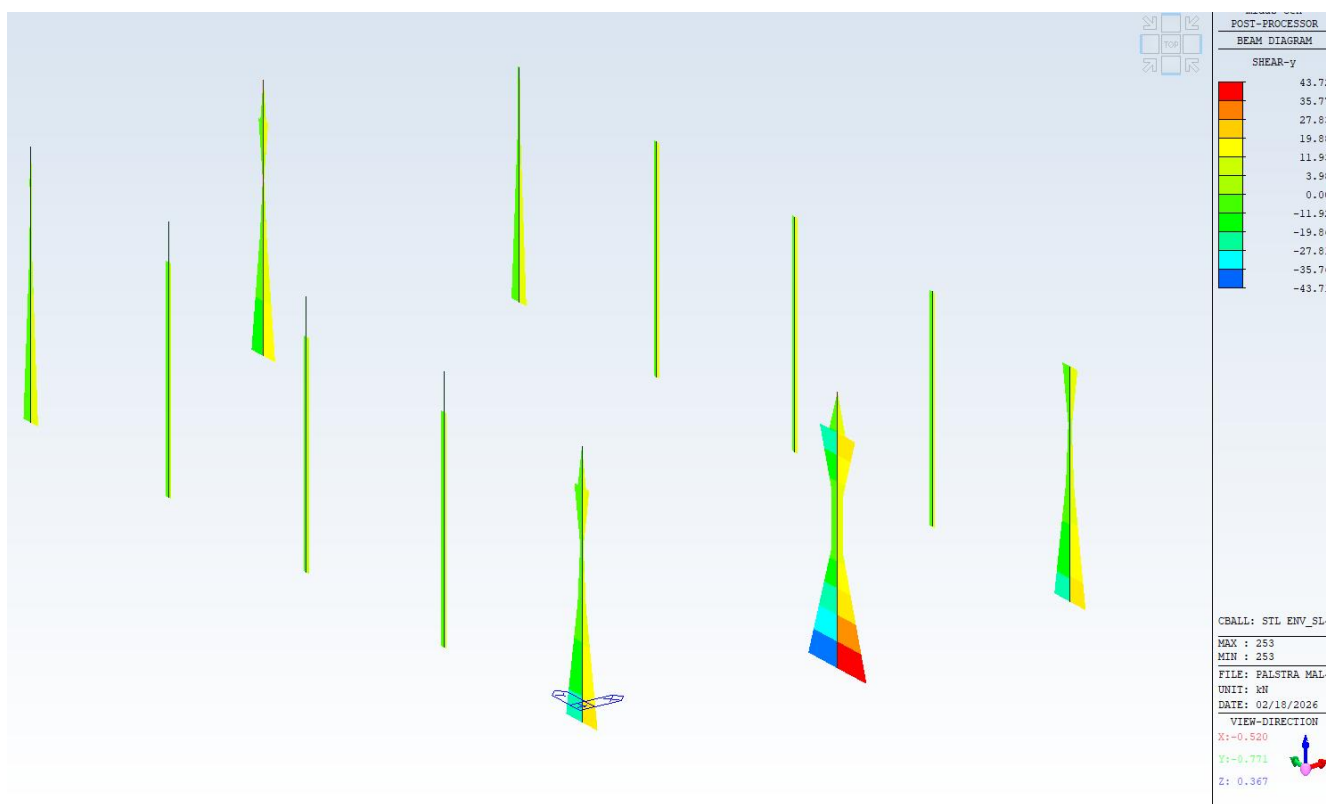
Momento My



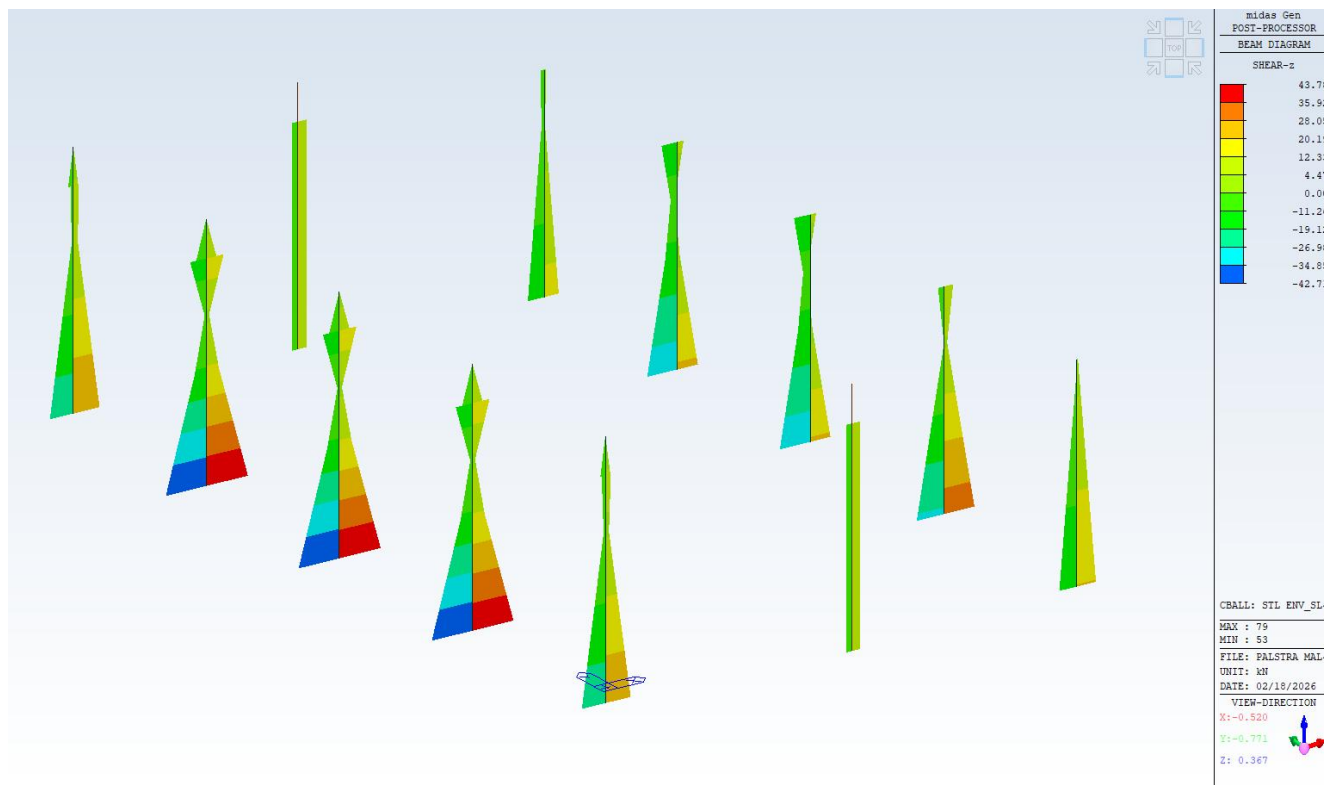
Momento Mz



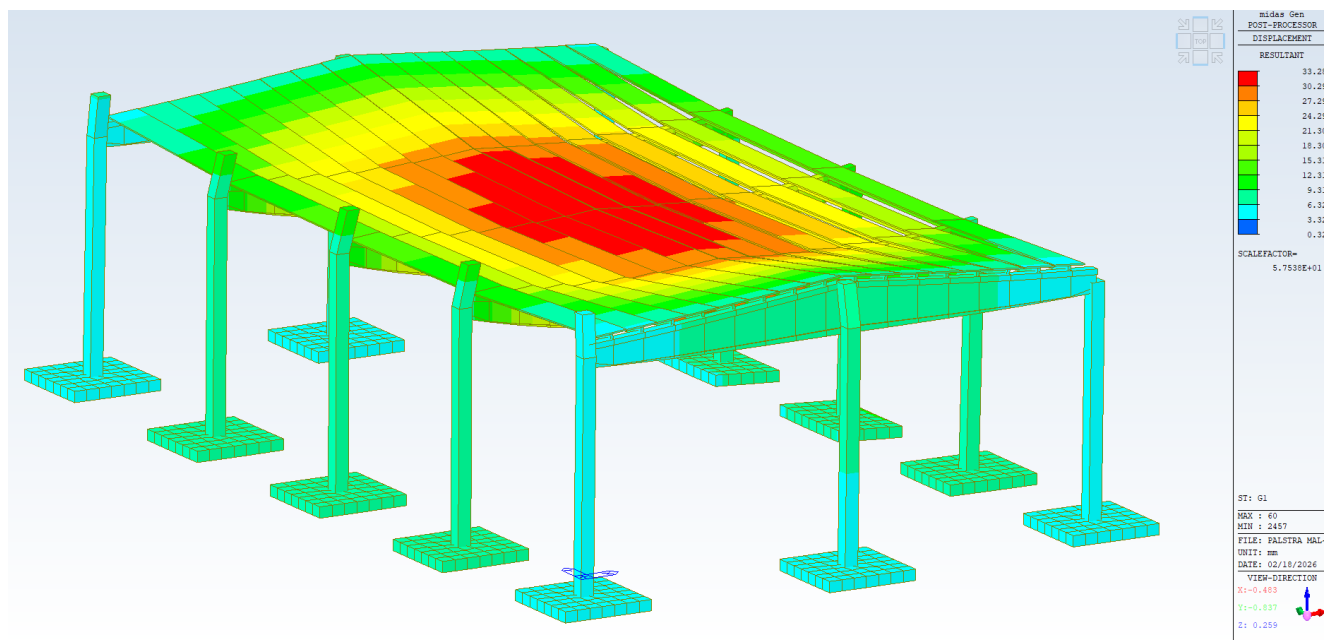
Taglio Fy



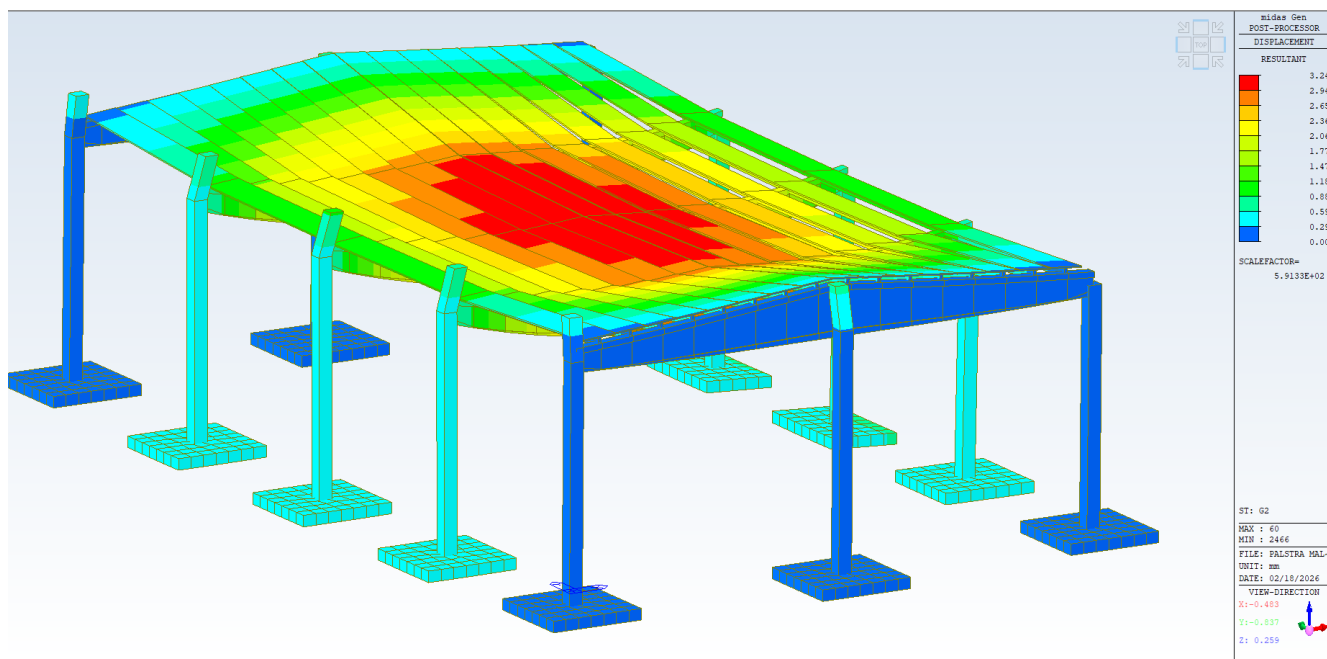
Taglio Fz



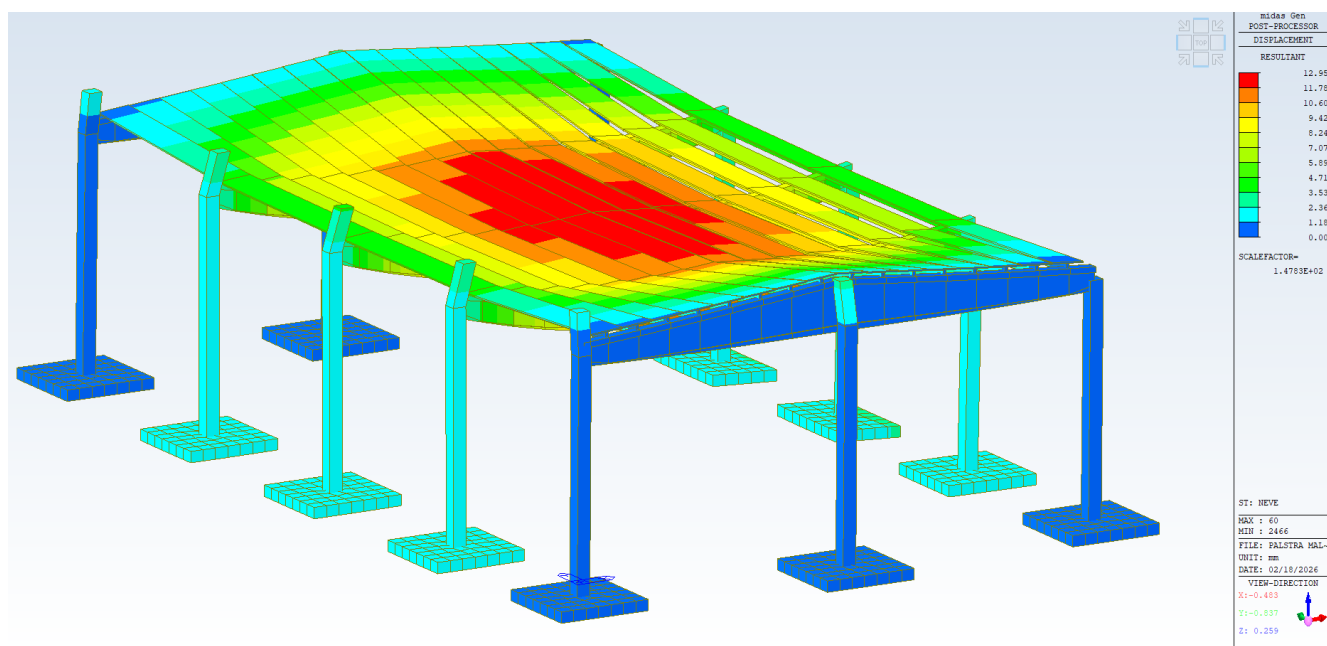
11.1.2 Deformata statica



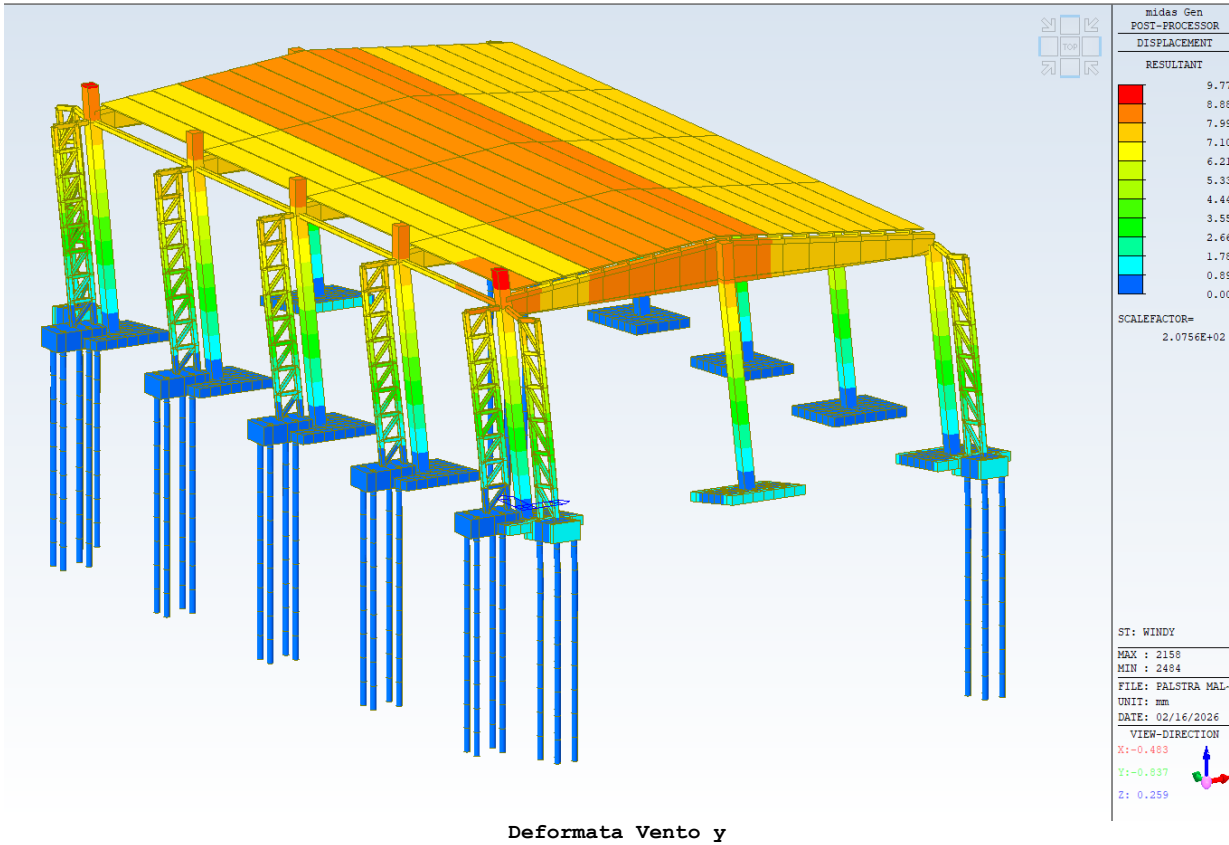
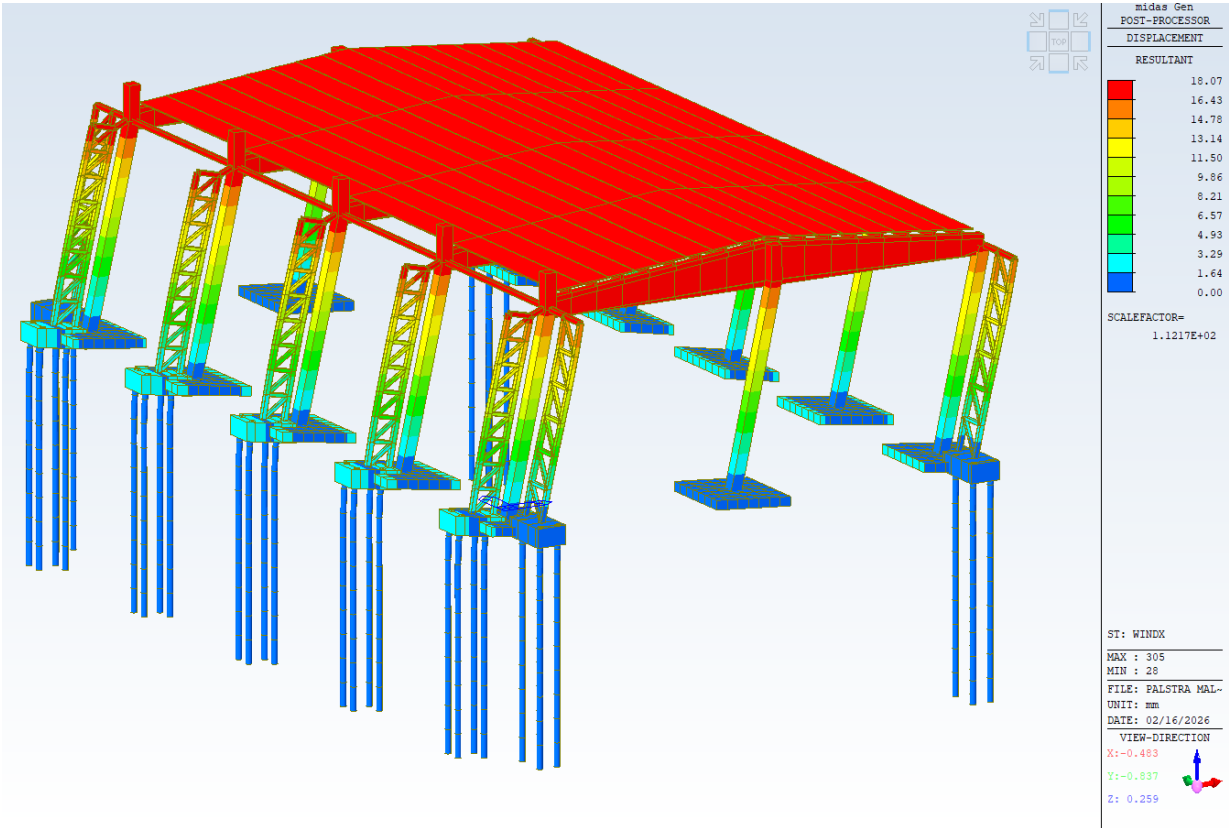
Deformata G1



Deformata G2



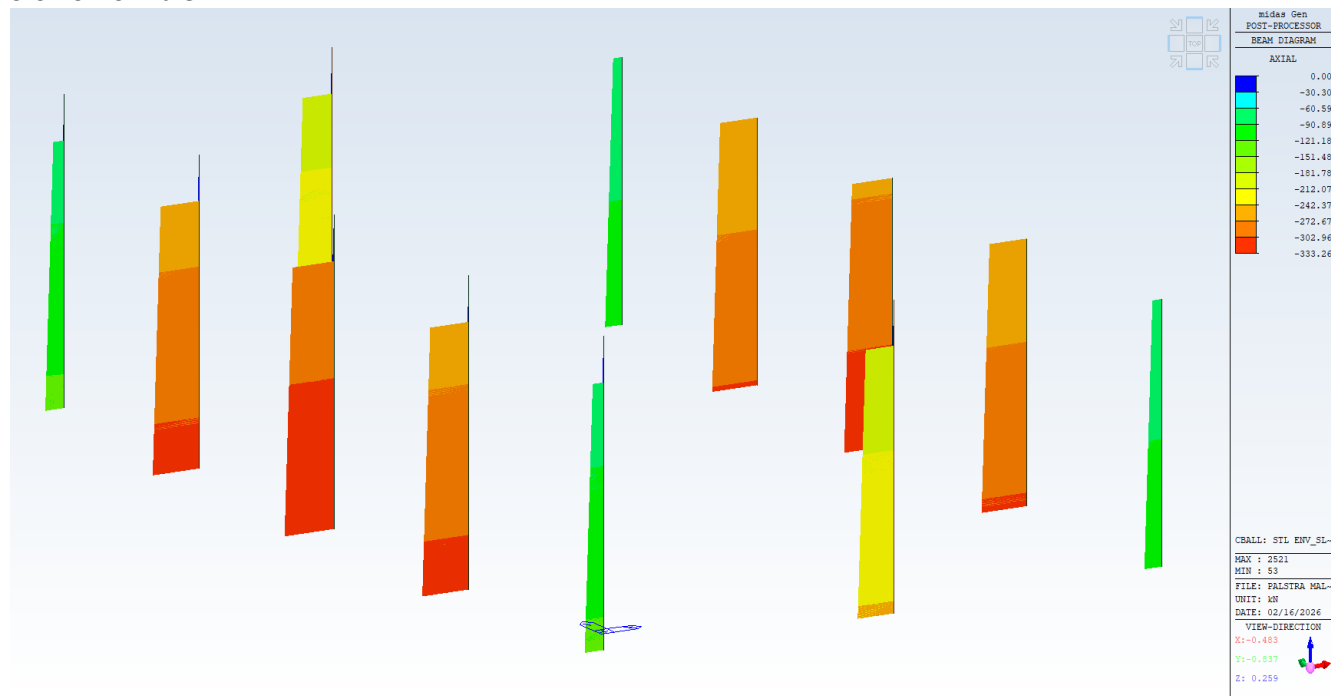
Deformata Neve



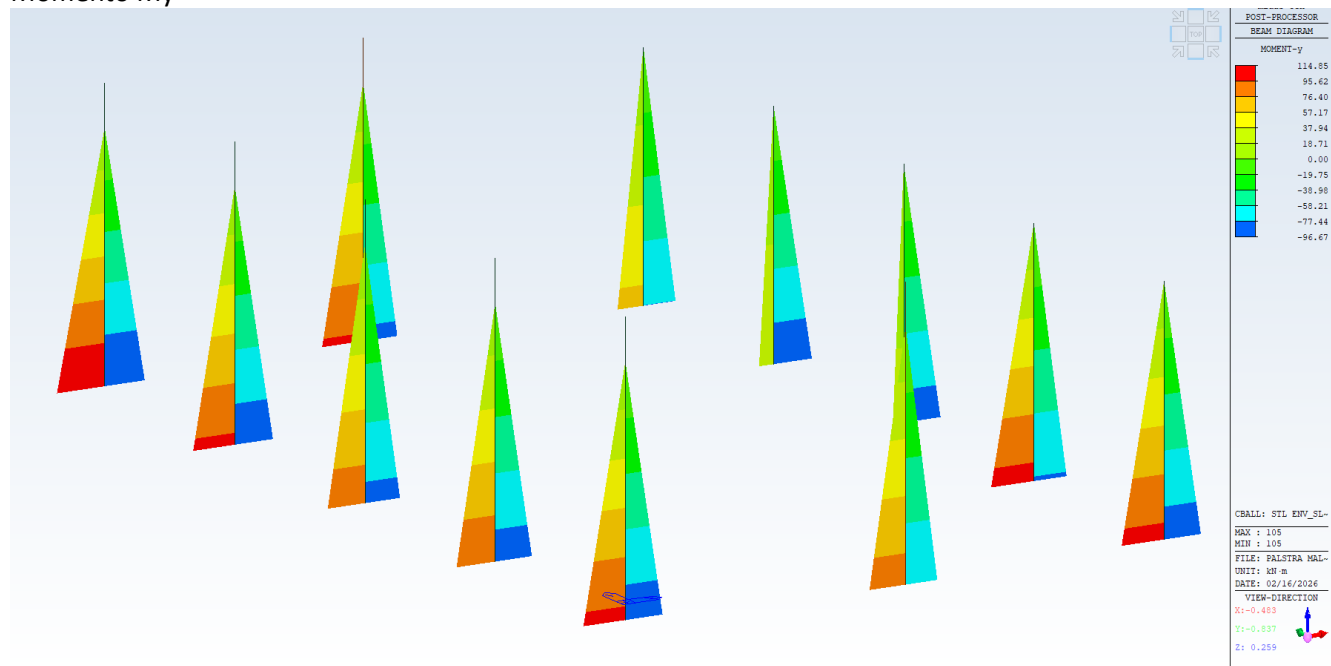
11.2 RISULTATI DELL'ANALISI SISMICA

11.1.4 Sollecitazioni allo SLV – Pilastri esistenti Involuppi globali

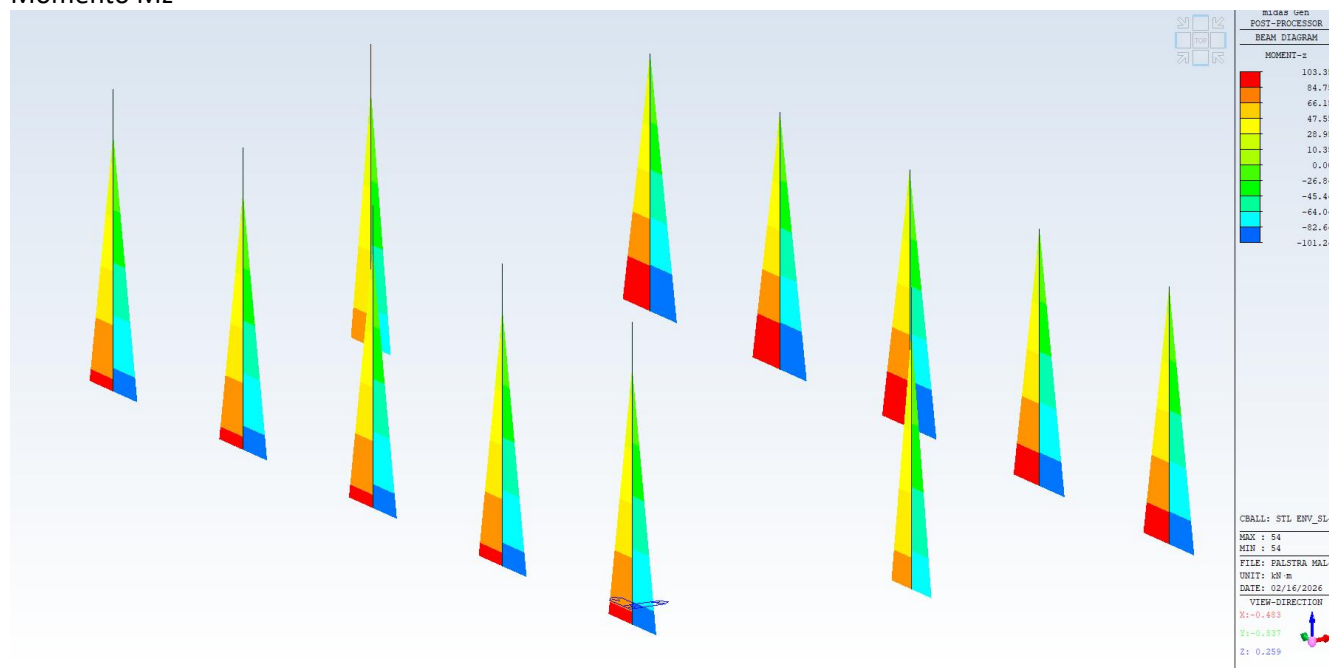
Sforzo Normale



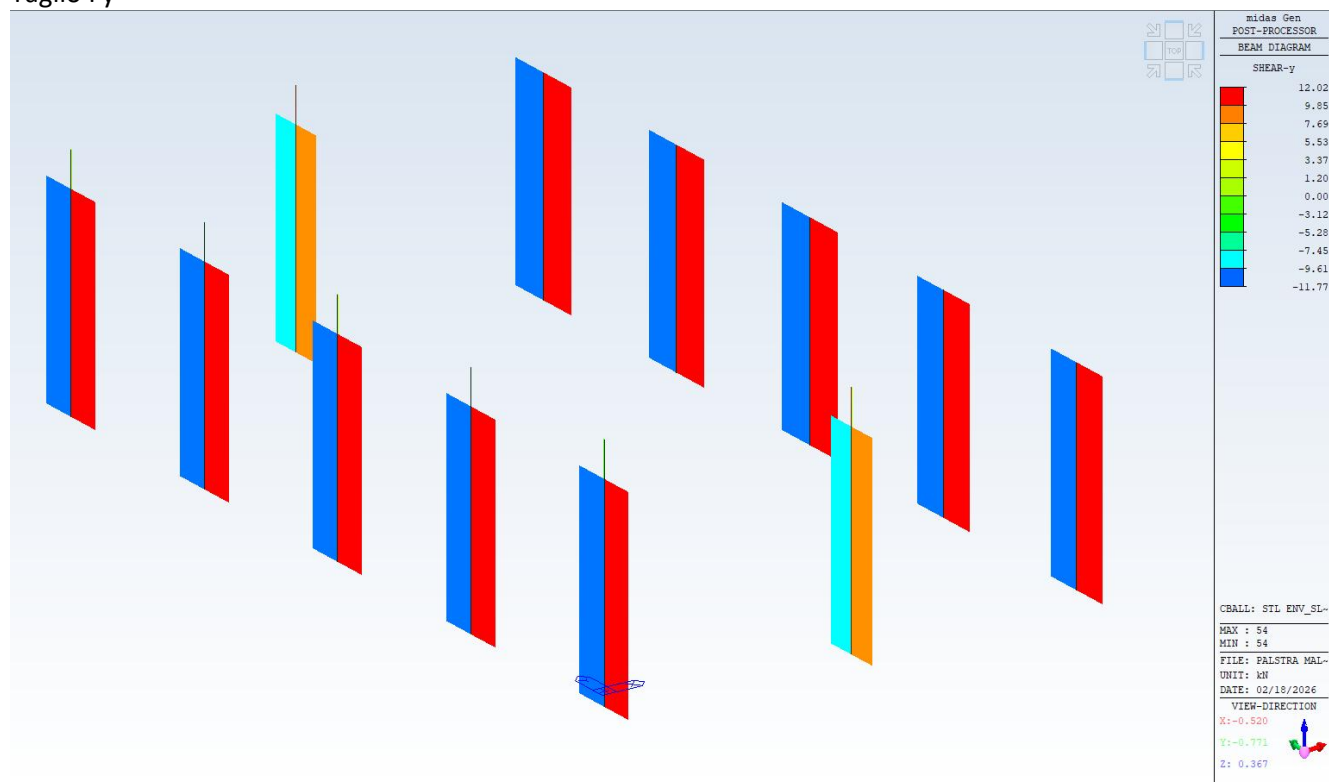
Momento My



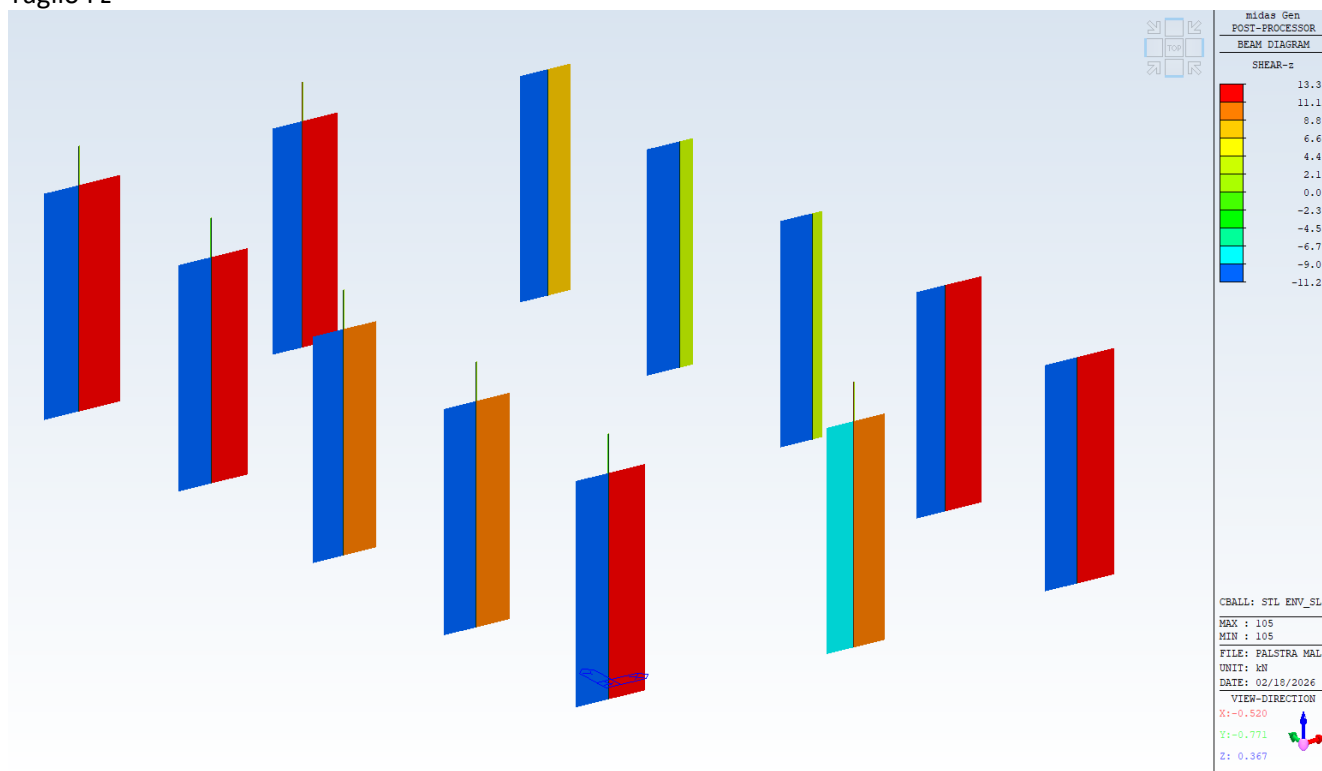
Momento Mz



Taglio Fy

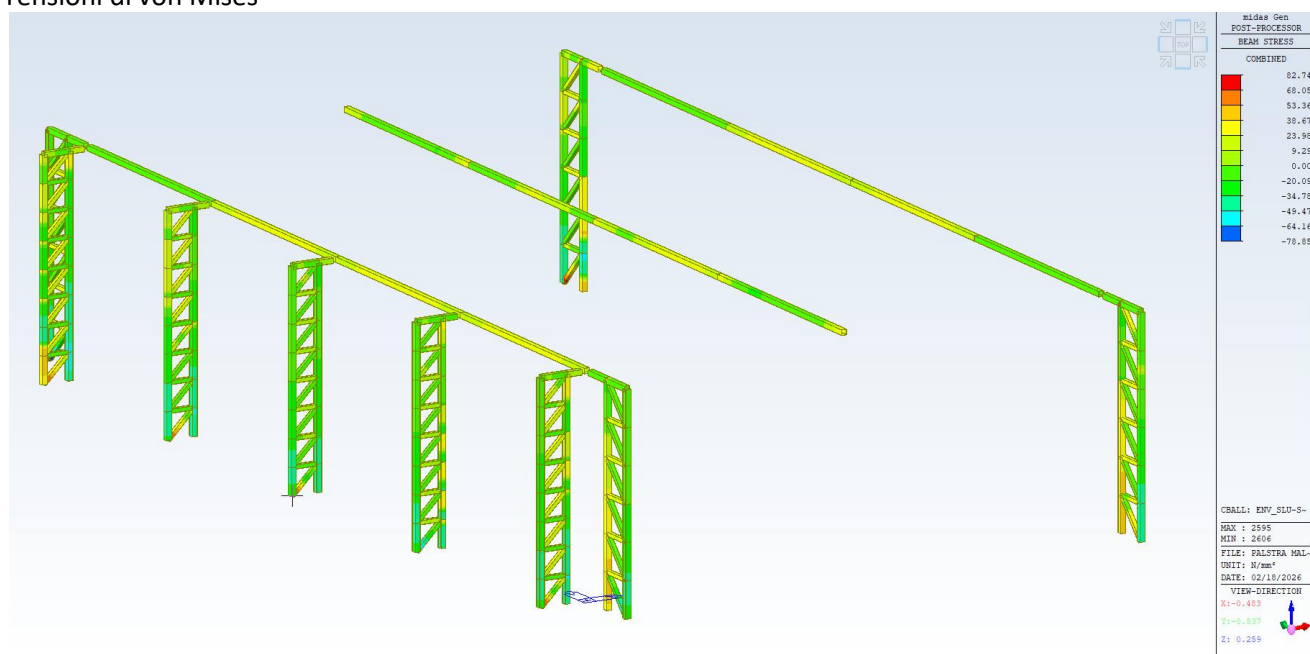


Taglio Fz

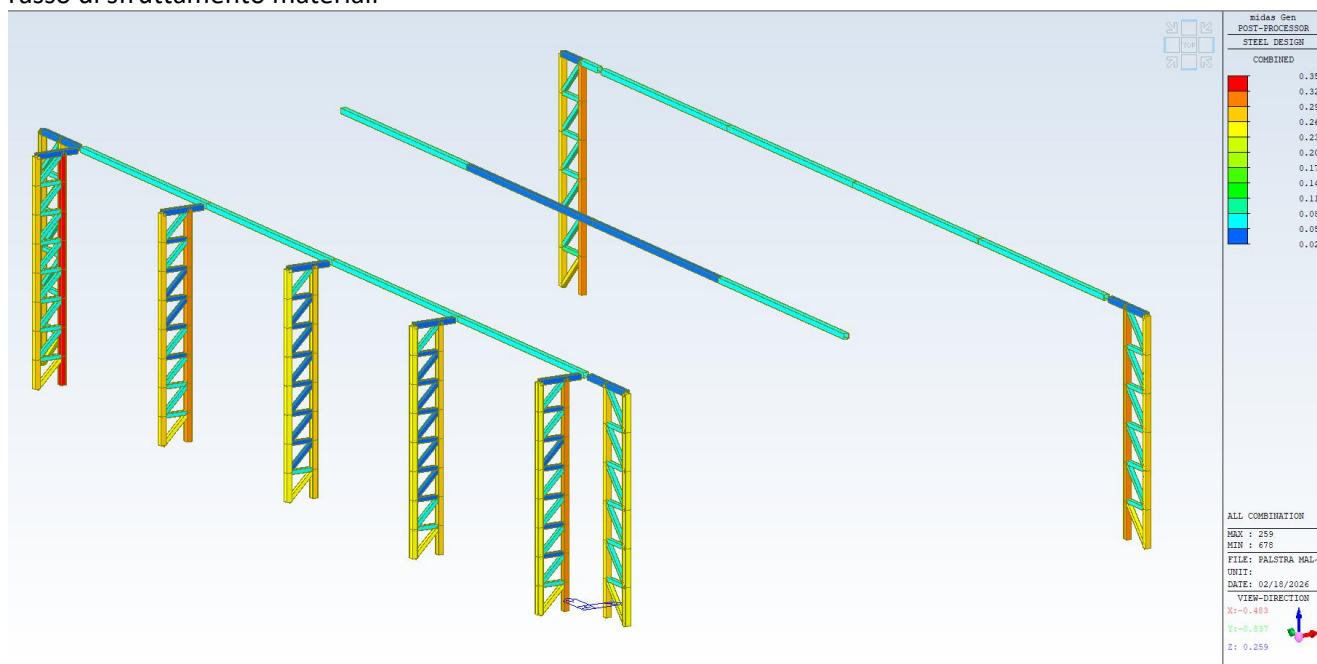


12.2 Nuove strutture metalliche - SLV

Tensioni di von Mises

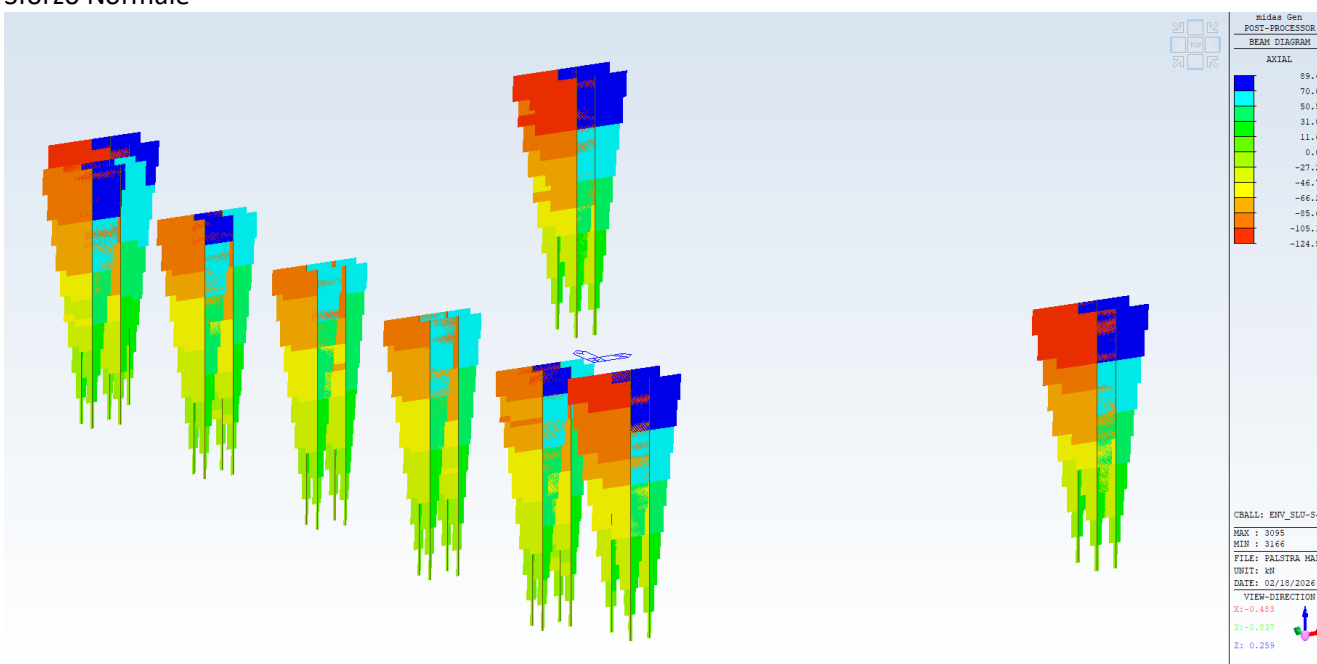


Tasso di sfruttamento materiali

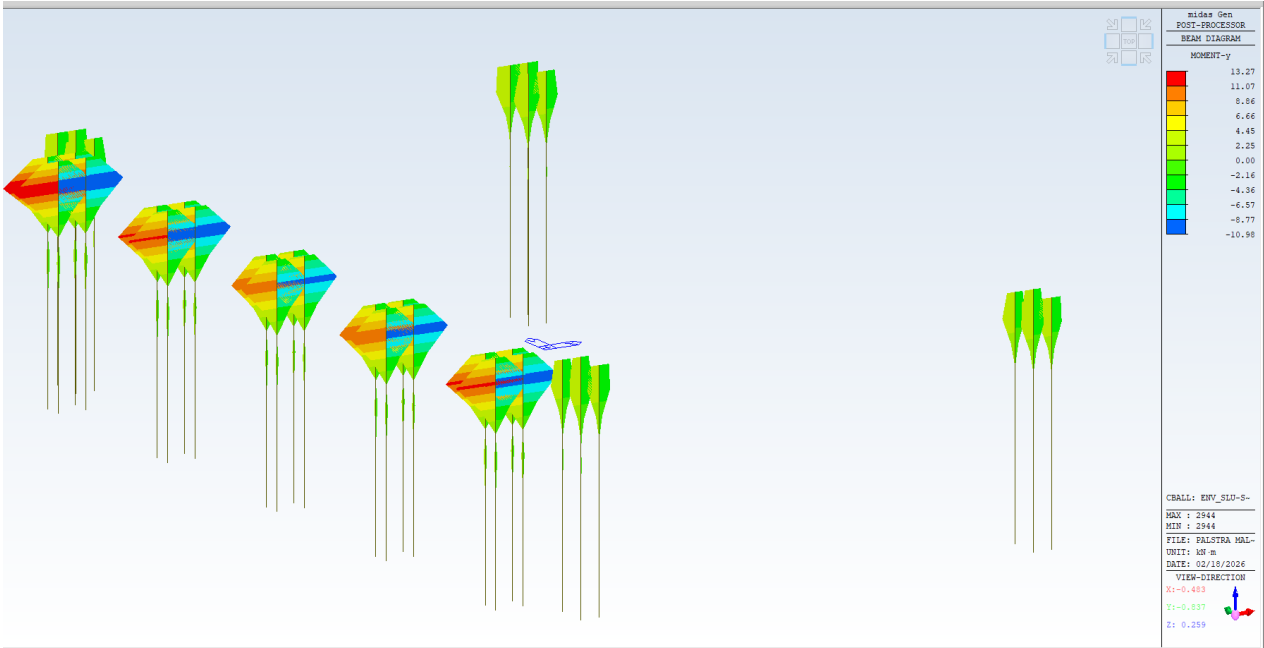


11.1.4 Sollecitazioni allo SLV – Micropali Involuppi globali

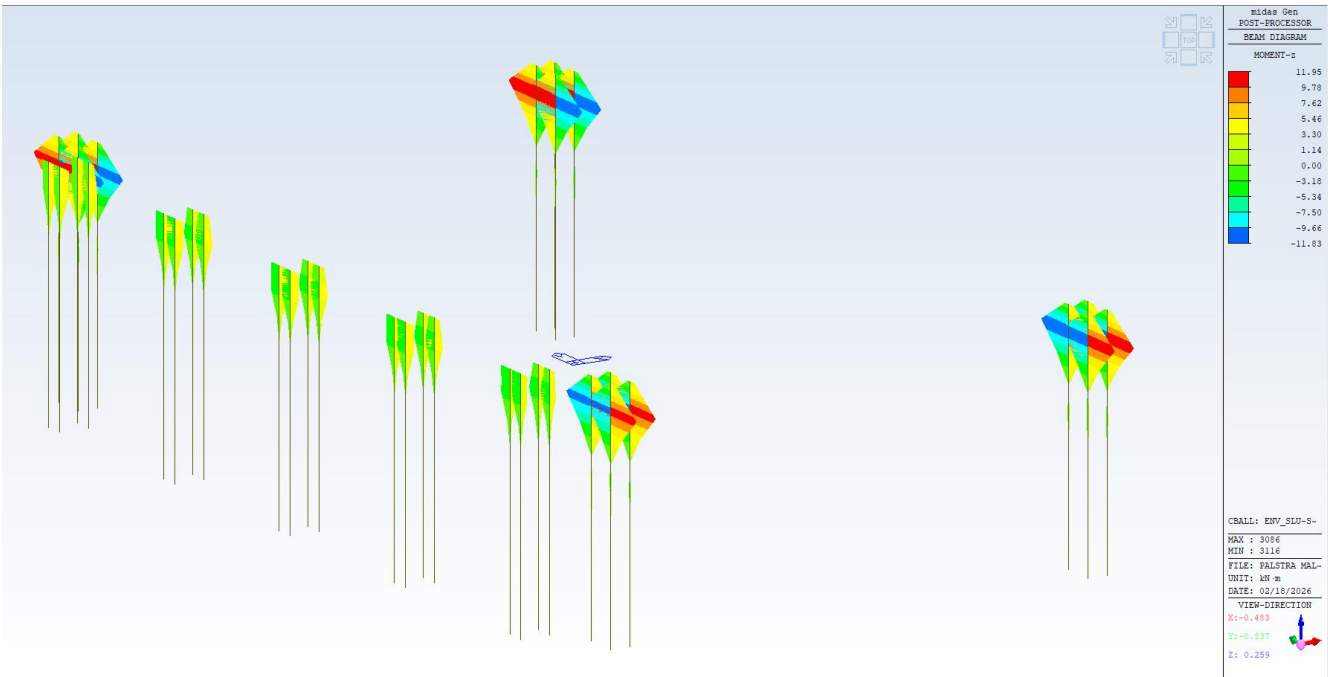
Sforzo Normale



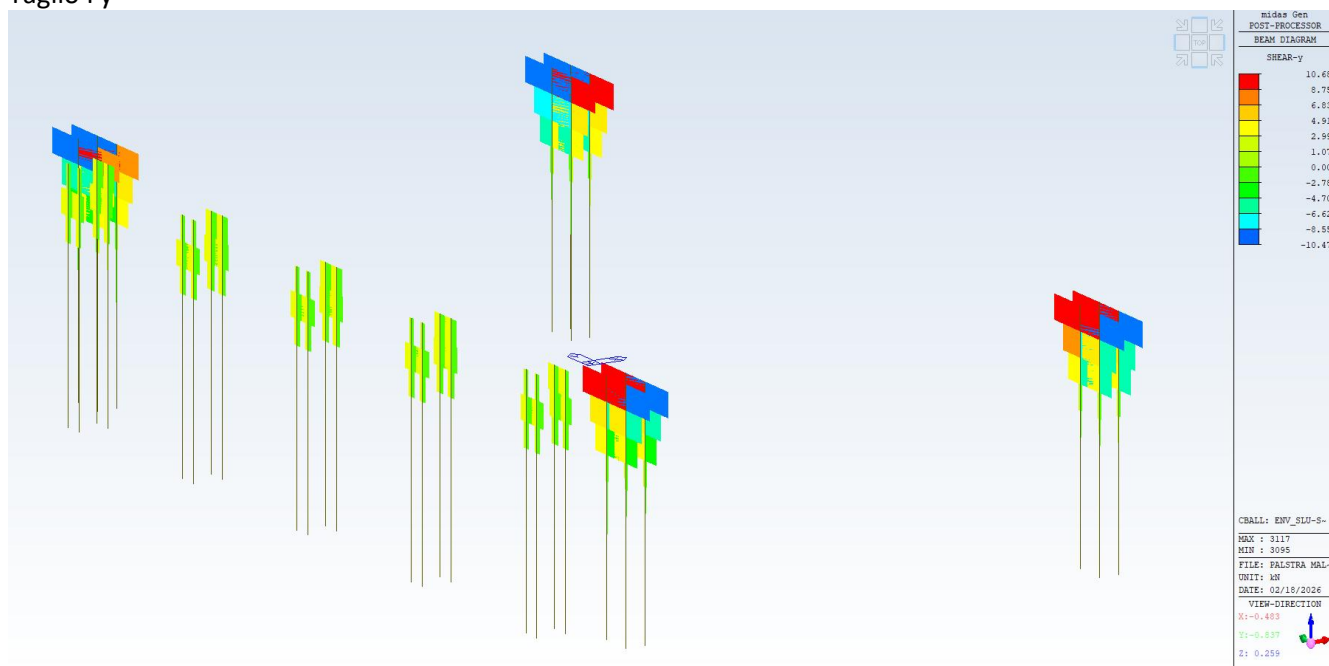
Momento My



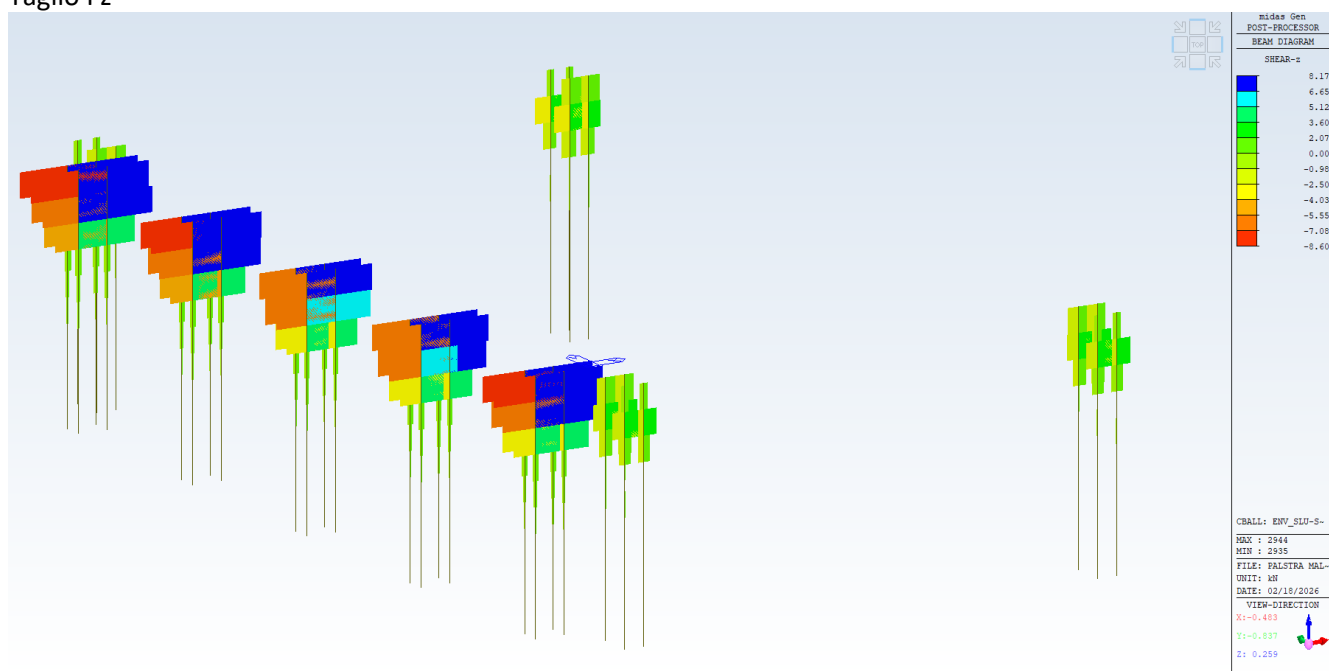
Momento Mz



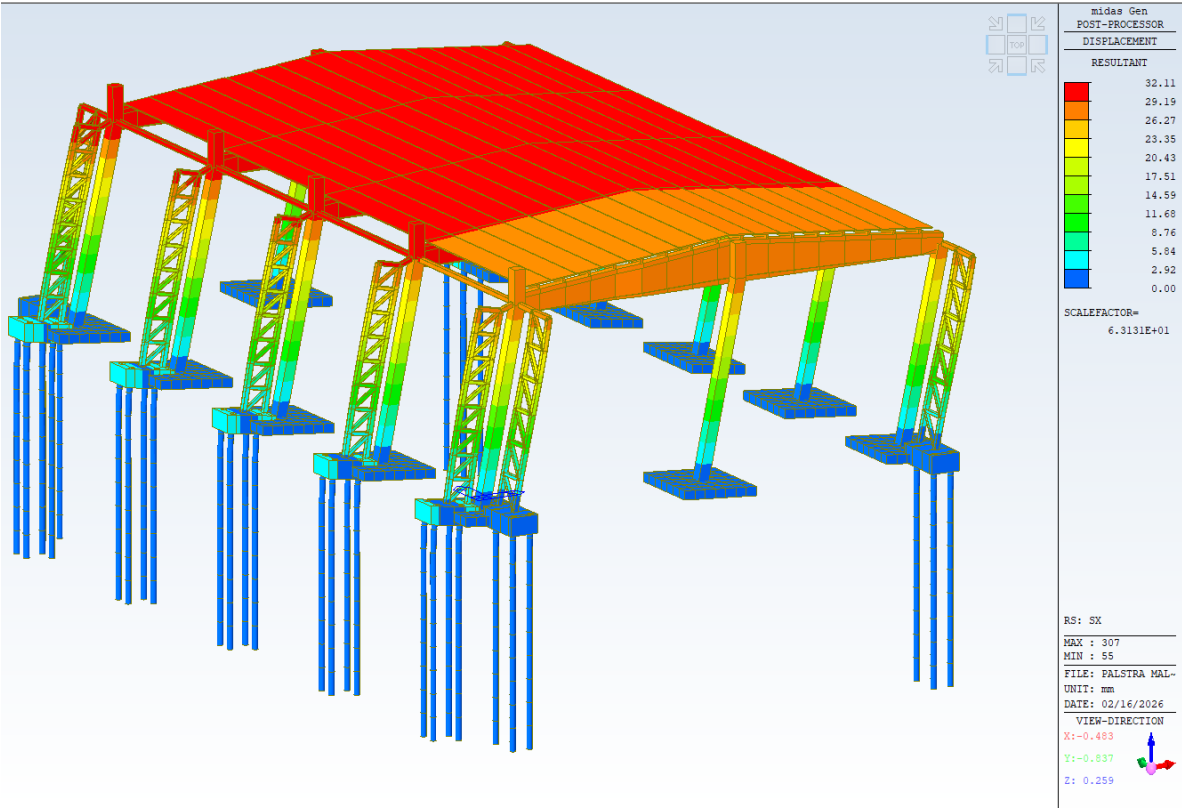
Taglio Fy



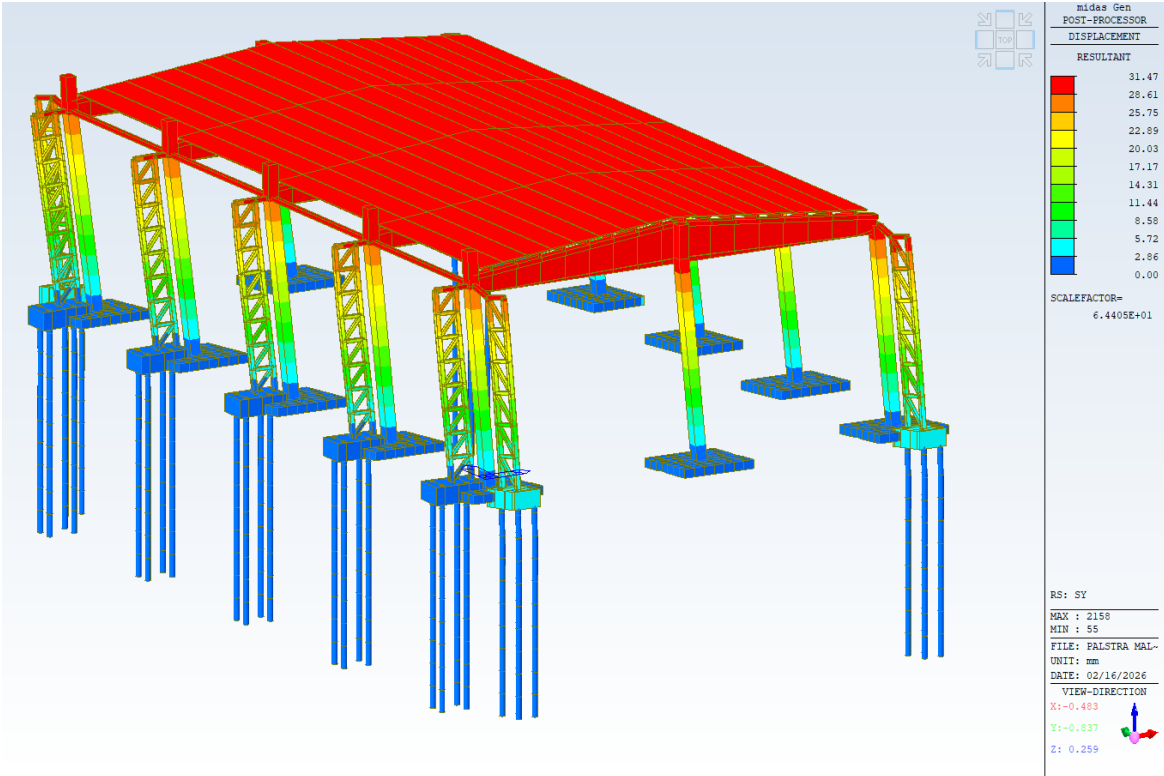
Taglio Fz



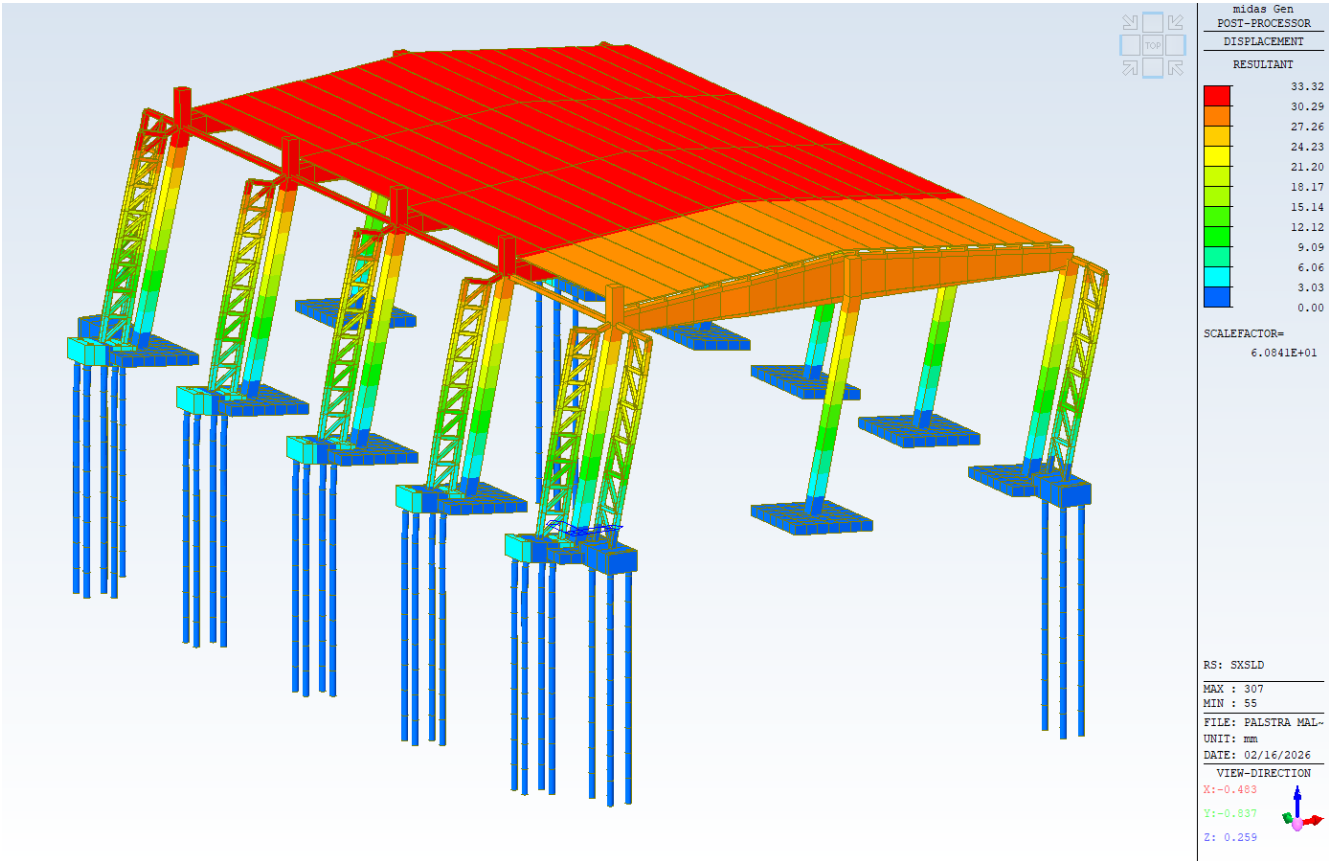
11.1.3 Deformata sismica



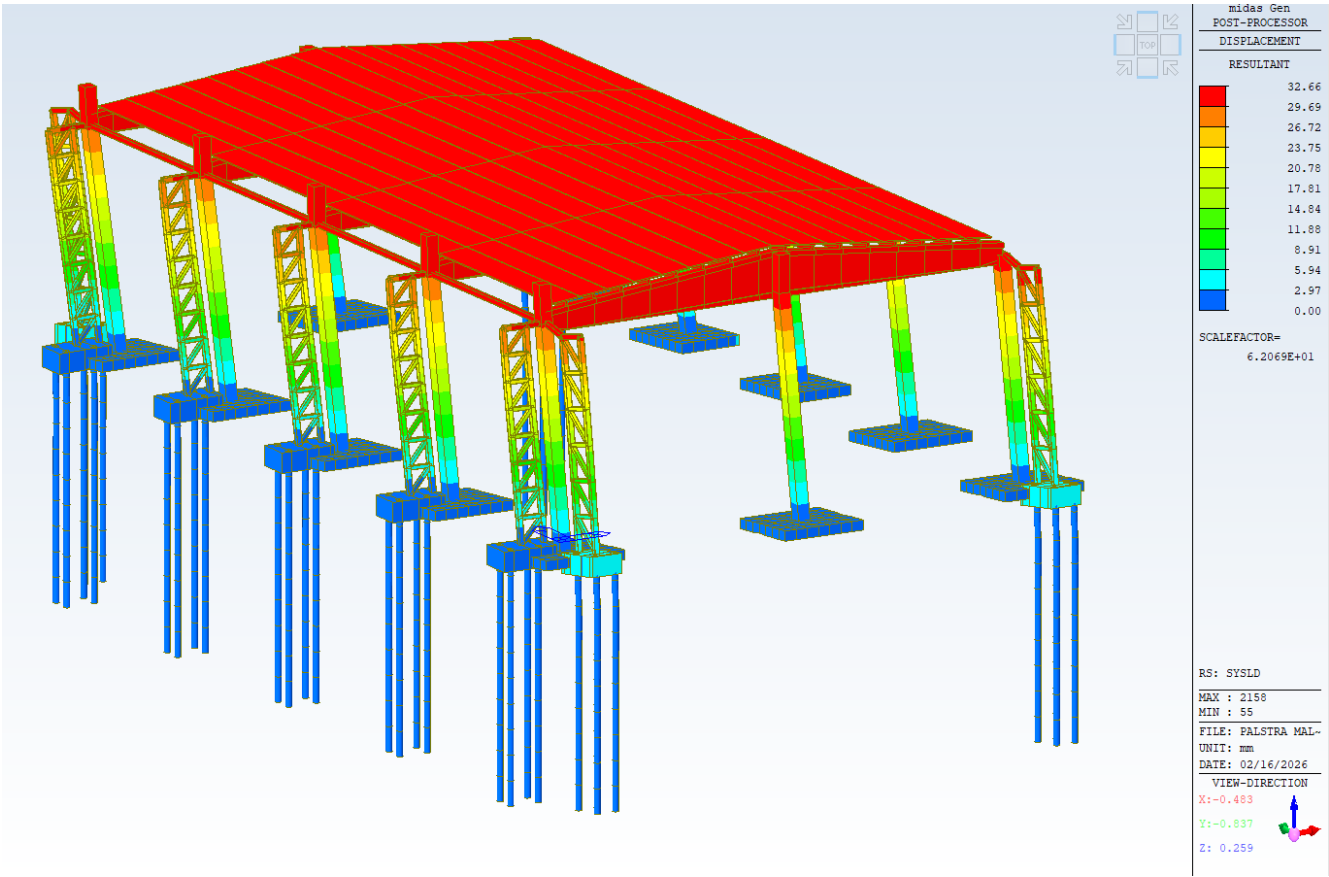
Deformata Sisma in x 60% SLV



Deformata Sisma in y 60% SLV

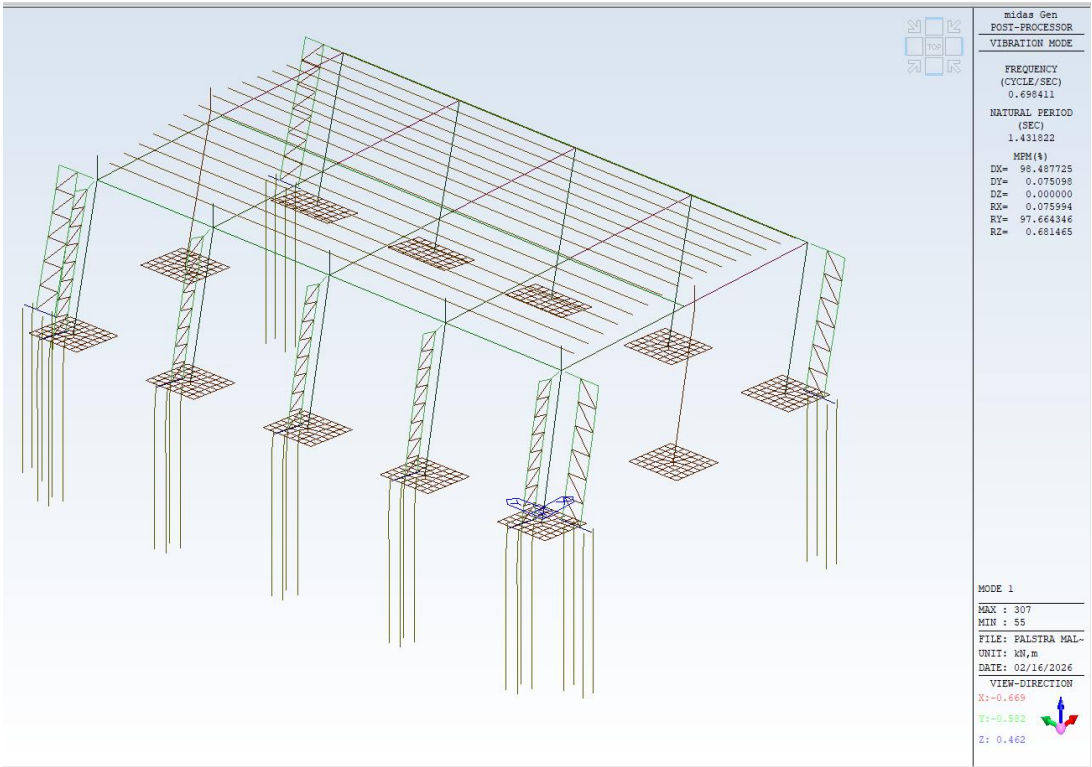


Deformata Sisma in x SLD

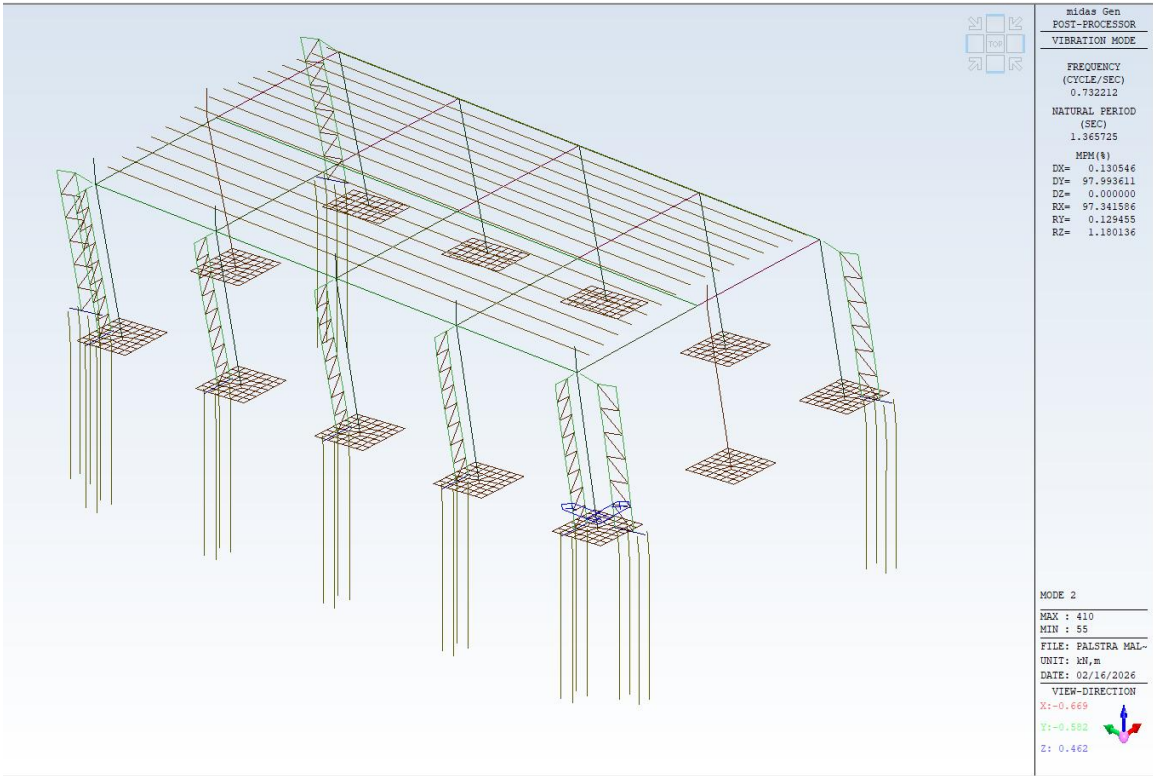


Deformata Sisma in y SLD

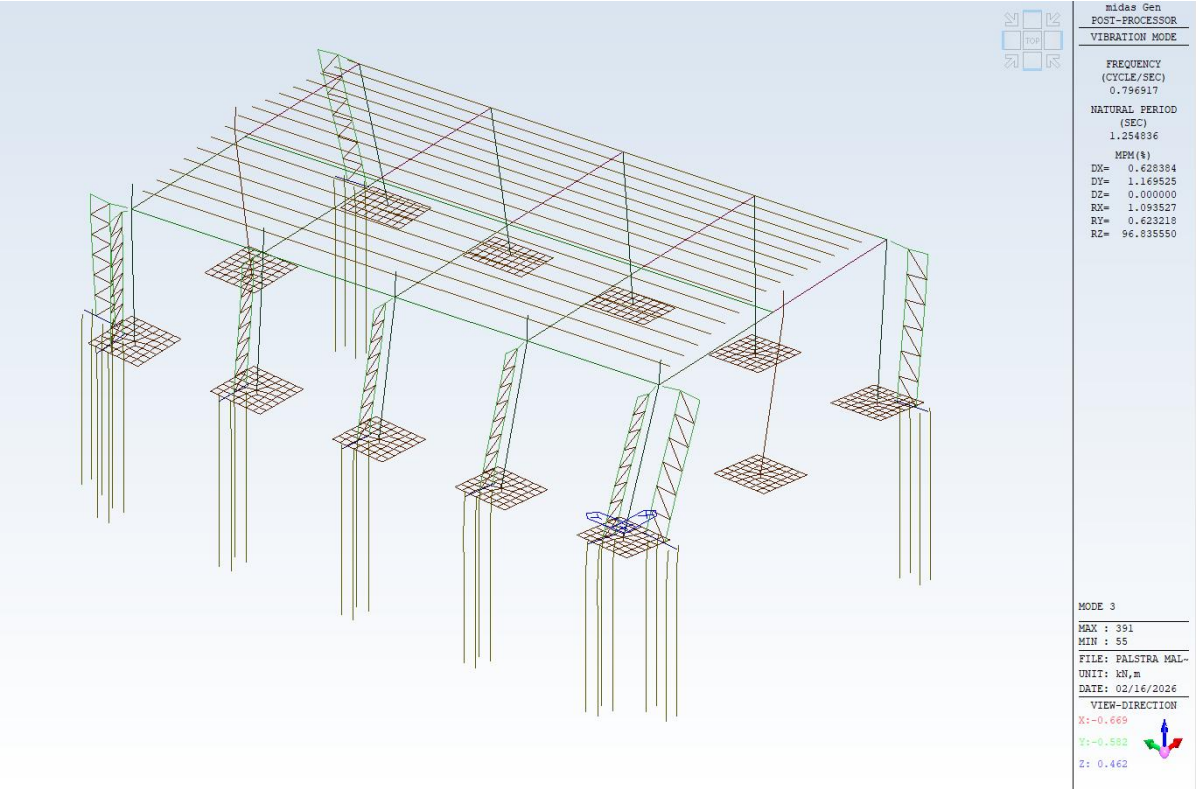
11.2.1 Modi di vibrare



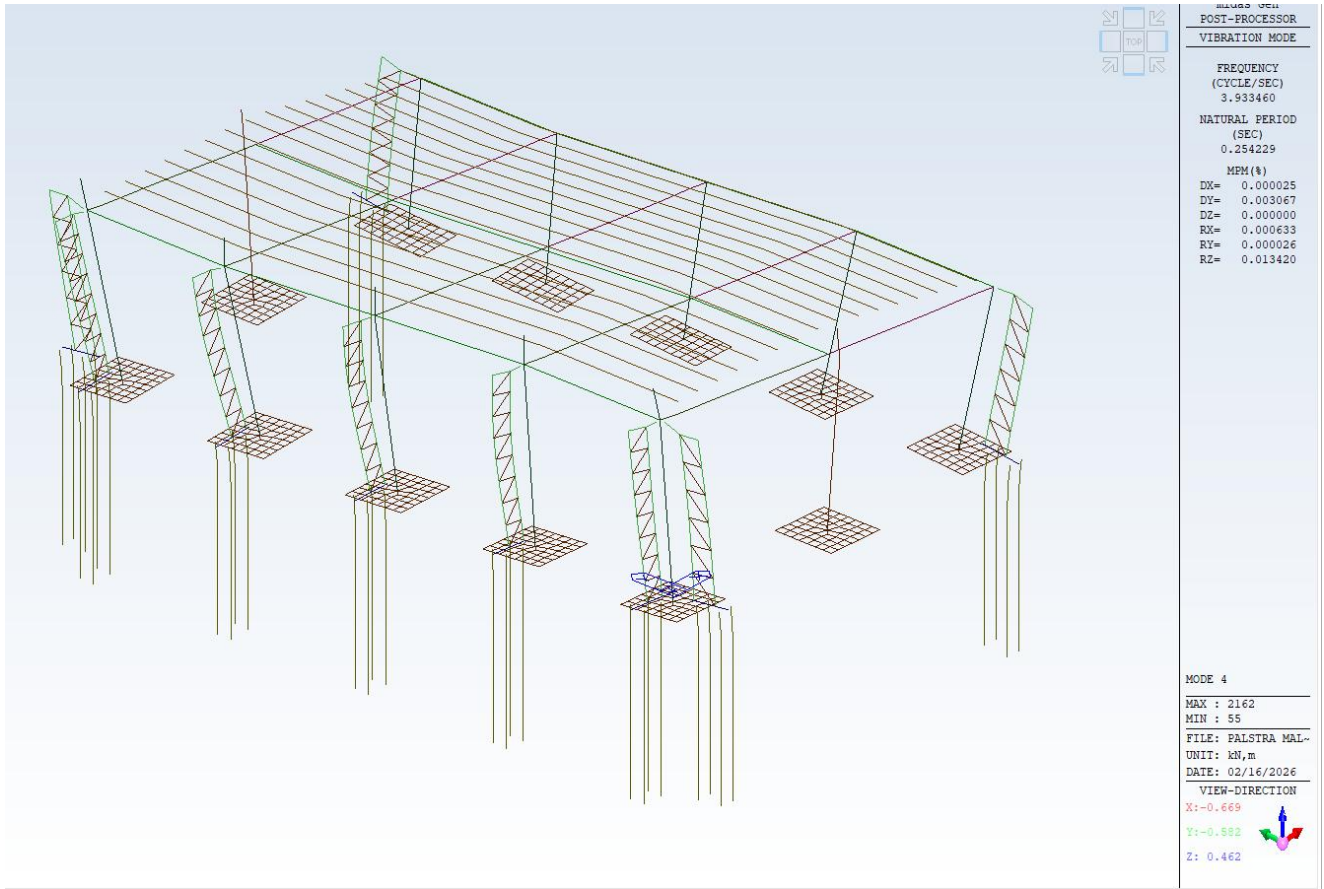
Modo 1



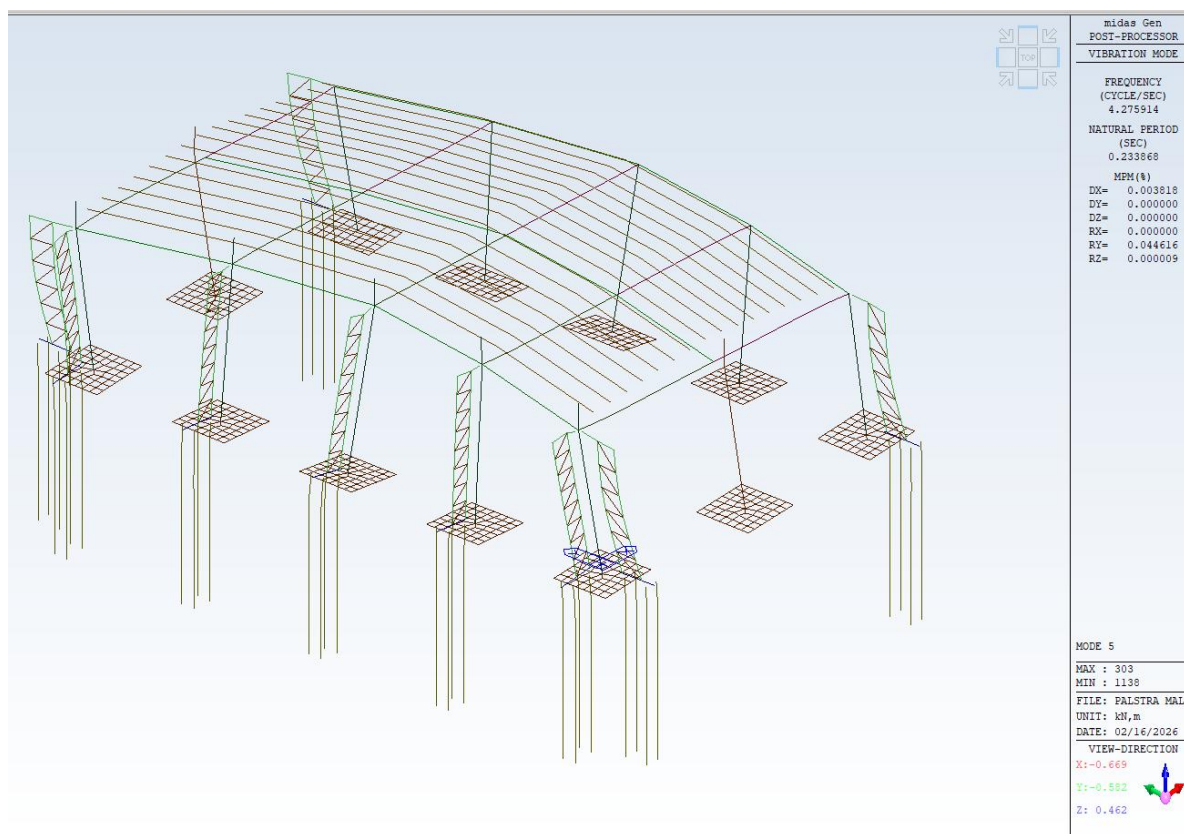
Modo 2



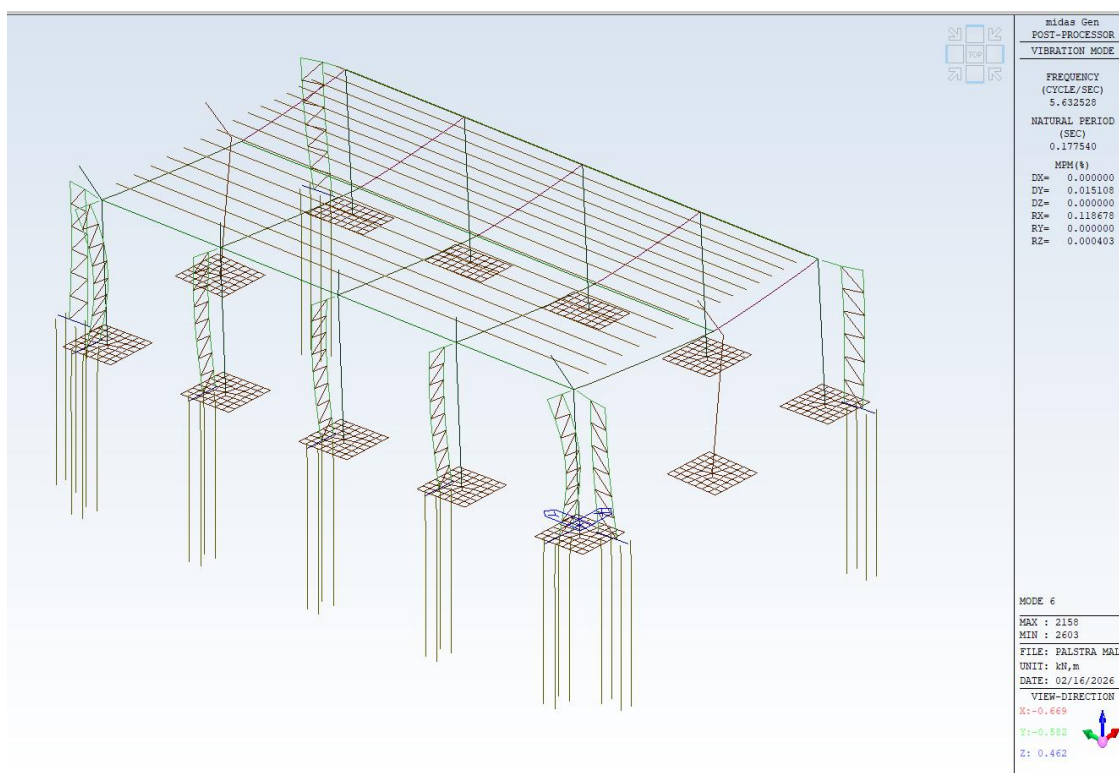
Modo 3



Modo 4



Modo 5



Modo 6

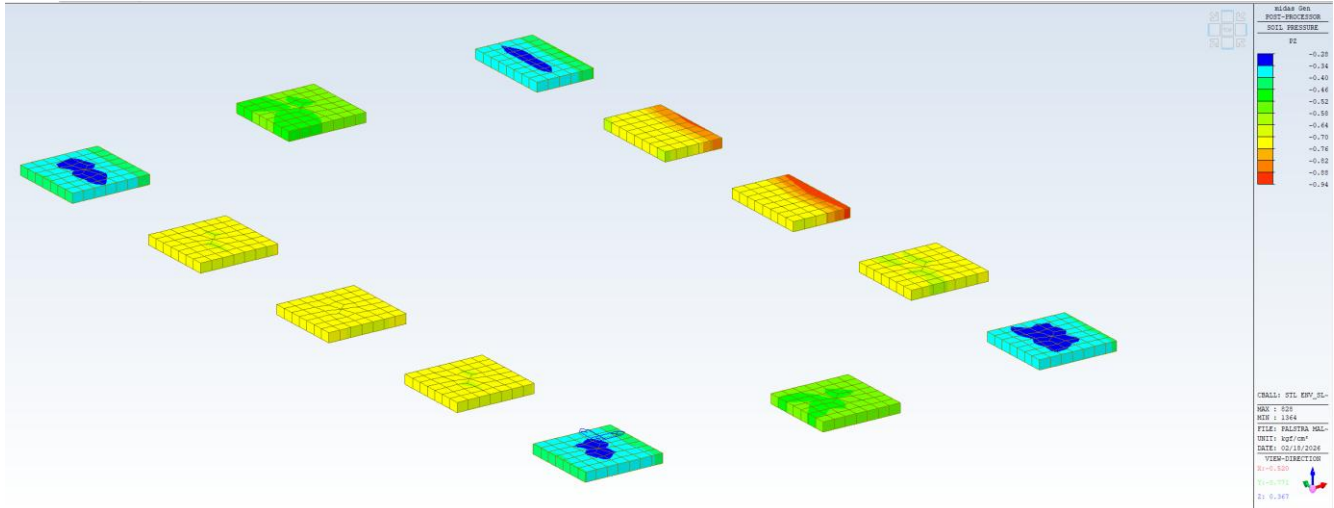
SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT						
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)		
	G1	0.000000	-0.000000	5119.131335		
	G2	0.000000	-0.000000	192.960000		
	Neve	0.000000	-0.000000	771.840000		
	massa	0.000000	-0.000000	1786.000000		
	windX	-291.905997	-0.000000	-0.000000		
	windY	-0.000000	-143.268002	-0.000000		
	Sx(RS)	-248.150775	4.843511	-0.000000		
	SY(RS)	-4.843511	-272.630012	0.000001		
	SxSLD(R)	-257.490622	5.025810	-0.000000		
	SySLD(R)	-5.025810	-282.891243	0.000001		

EIGENVALUE ANALYSIS													
Mode No	Frequency		Period		Tolerance								
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	(sec)									
1	4.3882	0.6984	1.4318	1.8283e-29									
2	4.6006	0.7322	1.3657	1.8283e-29									
3	5.0072	0.7969	1.2548	1.8283e-29									
4	24.7147	3.9335	0.2542	1.3684e-23									
5	26.8664	4.2759	0.2339	1.2719e-22									
6	35.3902	5.6325	0.1775	1.0289e-17									
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	98.4877	98.4877	0.0751	0.0751	0.0000	0.0000	0.0760	0.0760	97.6643	97.6643	0.6815	0.6815	
2	0.1305	98.6183	97.9936	98.0687	0.0000	0.0000	97.3416	97.4176	0.1295	97.7938	1.1801	1.8616	
3	0.6284	99.2467	1.1695	99.2382	0.0000	0.0000	1.0935	98.5111	0.6232	98.4170	96.8355	98.6972	
4	0.0000	99.2467	0.0031	99.2413	0.0000	0.0000	0.0006	98.5117	0.0000	98.4170	0.0134	98.7106	
5	0.0038	99.2505	0.0000	99.2413	0.0000	0.0000	0.0000	98.5117	0.0446	98.4617	0.0000	98.7106	
6	0.0000	99.2505	0.0151	99.2564	0.0000	0.0000	0.1187	98.6304	0.0000	98.4617	0.0004	98.7110	
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	427.3377	427.3377	0.3259	0.3259	0.0000	0.0000	7.8941	7.8941	10145.188	10145.188	618.5283	618.5283	
2	0.5664	427.9041	425.1937	425.5196	0.0000	0.0000	10111.660	10119.554	13.4475	10158.635	1071.1441	1689.6724	
3	2.7266	430.6307	5.0746	430.5942	0.0000	0.0000	113.5935	10233.148	64.7387	10223.374	87892.264	89581.937	
4	0.0001	430.6308	0.0133	430.6075	0.0000	0.0000	0.0657	10233.213	0.0027	10223.377	12.1803	89594.117	
5	0.0166	430.6474	0.0000	430.6075	0.0000	0.0000	0.0000	10233.213	4.6346	10228.011	0.0085	89594.125	
6	0.0000	430.6474	0.0656	430.6730	0.0000	0.0000	12.3281	10245.542	0.0000	10228.011	0.3661	89594.492	
MODAL PARTICIPATION FACTOR PRINTOUT (kN,m)													
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	Value	Value	Value	Value	Value	Value	Value	Value	Value	Value	Value	Value	
1	20.6721	-0.5708	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
2	0.7526	20.6202	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
3	1.6512	-2.2527	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
4	0.0104	0.1154	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
5	-0.1287	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
6	-0.0002	0.2560	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
MODAL DIRECTION FACTOR PRINTOUT													
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	Value	Value	Value	Value	Value	Value	Value	Value	Value	Value	Value	Value	
1	49.9977	0.0381	0.0000	0.0386	49.5797	0.3459							
2	0.0663	49.7997	0.0000	49.4684	0.0658	0.5997							
3	0.6262	1.1654	0.0000	1.0897	0.6210	96.4976							
4	0.1454	17.8617	0.0000	3.6861	0.1526	78.1542							
5	7.8806	0.0000	0.0000	0.0000	92.1001	0.0193							
6	0.0000	11.2586	0.0000	88.4408	0.0000	0.3006							
EIGEN VECTOR (kN,m)													

12 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

12.1 RISULTATI DELL'ANALISI STATICA – STRUTTURE ESISTENTI

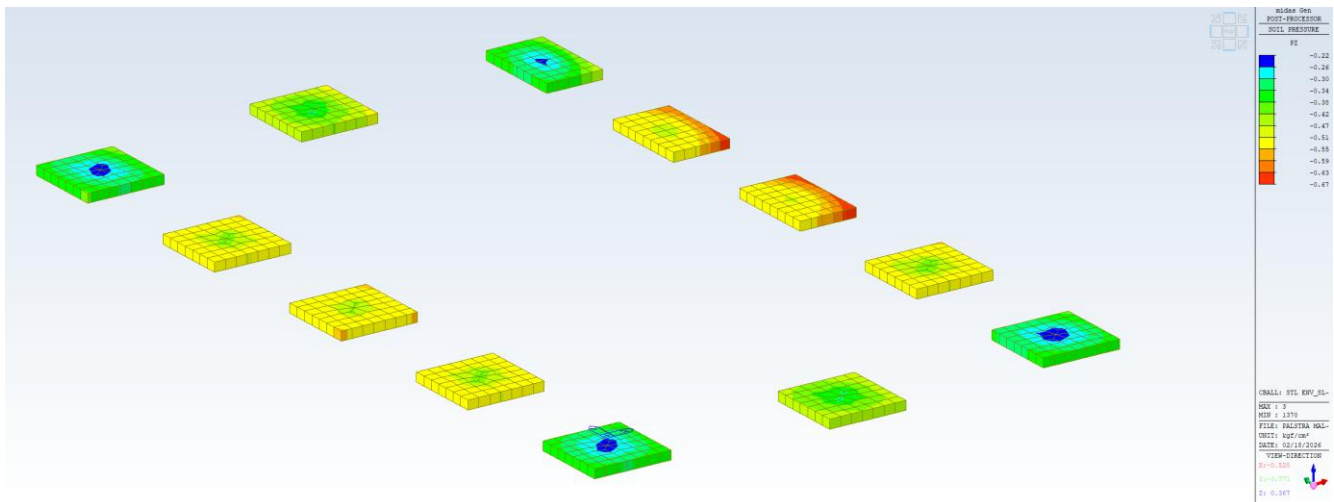
Pressione –SLU



La massima pressione sul terreno risulta essere di circa 0.94 daN/cm²

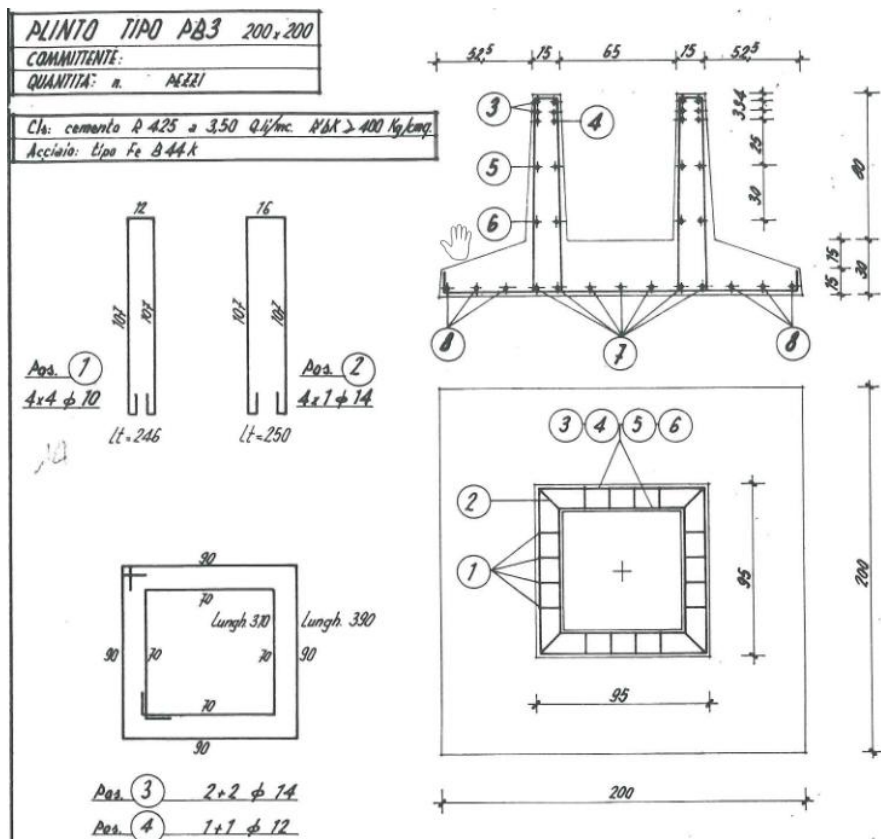
12.2 RISULTATI DELL'ANALISI SISMICA – STRUTTURE ESISTENTI

Pressioni - SLV

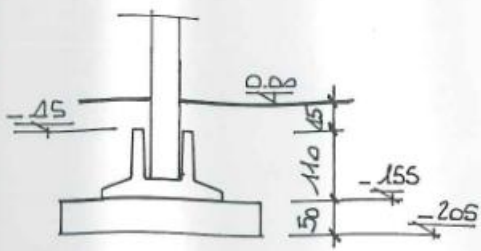


La massima pressione sul terreno risulta essere di circa 0.67 daN/cm²

12.3 VERIFICA FONDAZIONI ESISTENTI



Plinti PB3 - MAGGIORI 310x310x50



Armatura orizzontale presente: $8\phi 14 + 4\phi 12 = 16.84 \text{ cm}^2$

Armatura verticale presente: $4\phi 14 + 8\phi 10 = 12.44 \text{ cm}^2$

FONDAZIONI DIRETTE				PLINTO N.	
Tensioni efficaci				(compilare i campi in arancione)	
TERRENO					
b1	=	0	°	inclinazione fondazione	ATTENZIONE
b2	=	0	°	inclinazione piano campagna	b1+b2 < 45°
γ_1	=	19,00	kN/mc	peso specifico efficace	
γ_{sat}	=	19,00	kN/mc	peso specifico saturo	
γ_2	=	14,74	kN/mc	valore di g nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$	
c	=	78,00	kN/mq	coesione c'	
f	=	0,1	°	attrito interno terreno sottostante la fondazione	f
Zw	=	4,00	m	profondità falda	
GEOMETRIA FONDAZIONE					
B	=	340	cm	lato fondazione	FONDAZIONE RIDOTTA
L	=	340	cm	lunghezza fondazione	eb= 0,47 m ----> B'= 2,46 m
H	=	80	cm	altezza suola fondazione	el= 0,46 m ----> L'= 2,47 m
D	=	205	cm	profondità di posa	
AZIONI					
N	=	272,40	kN	Gkfond 231,20	Gk 0,00 Qk 0,00
Mb	=	128,10	kNm		0,00 0,00
MI	=	126,10	kNm		0,00 0,00
Tb	=	8,80	kN		0,00 0,00
TI	=	14,70	kN		0,00 0,00
Ht	=	17,13	kN		
SCEGLI la combinazione					
☐ A1+M1+R1 3 2,3 ☐ A2+M2+R2 ☒ A1+M1+R3					
CARICO LIMITE					
qlim	=	670,04	kN/mq	q=	44,76 kN/mq
		6,70	kg/cmq		0,45 kg/cmq
PRESSIONE AGENTE					
FS					
14,97					
verificato					
R1 = 1,0 R2 = 1,8 R3 = 2,3					
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd					
27,73					
OK verificato					

12.4 VERIFICA MICROPALI

12.4.1 Verifica forze assiali

Per quanto riguarda il calcolo della capacità portante per forze assiali applicate ai micropali, uno dei metodi di calcolo, tuttora fra i più validi fra quelli proposti in letteratura, è stato messo a punto da **Bustamante e Doix (1985)**, i quali hanno analizzato i risultati sperimentali di una notevole mole di prove di carico relative a tiranti, micropali e pali iniettati per un totale di **249 prove**.

Di queste una parte è stata ricavata da prove pubblicate in letteratura ma ben 120 si riferiscono a prove che gli stessi Autori hanno direttamente seguito per conto del **Laboratoire des Ponts et Chaussées** di Parigi.

Relativamente ai differenti tipi di terreni interessati dall'esecuzione dei micropali sottoposti alle prove di carico, sono stati analizzati i risultati relativi a terreni che comprendevano limi e argille, ghiaie e sabbie, rocce marnose o limo-calcaree e calcari e rocce alterate e fratturate.

Si riporta di seguito una tabella con i risultati delle prove.

CAPITOLO 3 - Calcolo della capacità portante

Descrizione dei terreni-roccie	Tipici valori della resistenza al taglio lungo la superficie laterale al contatto fra la miscela cementizia ed il terreno (kPa)			
	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Tipo D
Limo e argilla (con sabbia) (tenera, medio plastica)	35-70	35-95	50-120	50-145
Limo e argilla (con sabbia) (dura, da densa a molto densa)	50-120	70-190	95-190	95-190
Sabbia (con limo) (fine, da poco a mediamente addensata)	70-145	70-190	95-190	95-240
Sabbia (con limo, con ghiaia) (da mediamente densa a molto densa)	95-215	120-360	145-360	145-385
Ghiaia (con sabbia) (da mediamente a molto densa)	95-265	120-360	145-360	145-385
Morena (limo, sabbia, ghiaia) (da mediamente a molto densa, cementata)	95-190	95-310	120-310	120-335
Scisti argillosi teneri (moderatamente fratturati, poco o per niente alterati)	205-550	N/A	N/A	N/A
Scisti argillosi o scisti duri (moderatamente fratturati, poco o per niente alterati)	515-1,380	N/A	N/A	N/A
Calcari (moderatamente fratturati, poco o per niente alterati)	1,035-2,070	N/A	N/A	N/A
Arenarie (moderatamente fratturate, poco o per niente alterate)	520-1,725	N/A	N/A	N/A
Graniti e basalti (moderatamente fratturati, poco o per niente alterati)	1,380-4,200	N/A	N/A	N/A

Tipo A - Micropali a Gravità
Tipo B - Iniettati a pressione attraverso il rivestimento provvisorio quando viene sollevato
Tipo C - Iniezione primaria a gravità e iniezione secondaria globale unica in pressione
Tipo D - Iniezione primaria a gravità e una o più fasi di iniezione in pressione secondaria "globale" (iniezione ripetuta selettiva)

Riepilogo dei valori della resistenza al taglio lungo la superficie laterale in funzione del tipo di micropalo e terreno

Nel nostro caso verranno realizzati micropali con metodologia IGU, iniezione globale a bassa pressione, con foro di perforazione diametro 250mm, lunghezza 8m e armati con tubolare in acciaio S355 diametro 139.7mm

spessore 8mm.

Tipo di terreno	Coefficiente α		Quantità minima di miscela V_s
	IRS*	IGU**	
Ghiaia	1,8	1,3 à 1,4	1,5 V_s
Ghiaia sabbiosa	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 V_s
Sabbia ghiaiosa	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	1,5 V_s
Sabbia grossolana	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sabbia media	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sabbia fine	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sabbia limosa	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
			{ 1,5 à 2 V_s per IRS 1,5 V_s per IGU
Limo	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	{ 2 V_s per IRS 1,5 V_s per IGU
Argilla	1,8 à 2	1,2	{ 2,5 à 3 V_s per IRS 1,5 à 2 V_s per IGU

Perforazione foro $D_f = 0.25$ m

$$\alpha = 1.2$$

$$L = 8$$
 m

$$q_s = 35$$
 kPa

$$R_k = \pi \alpha D_f L q_s = 3.14 \times 1.2 \times 0.25 \text{ m} \times 8 \text{ m} \times 35 \text{ kPa} = 263.76 \text{ kN}$$

Approccio progettuale: Approccio 2 (A1+M1+R3) – §6.4.3.1 NTC 2018

Fattori di correlazione Tab. 6.4.IV (n verticale indagate = 2): $\xi_3 = 1.65$

Resistenza di progetto a compressione

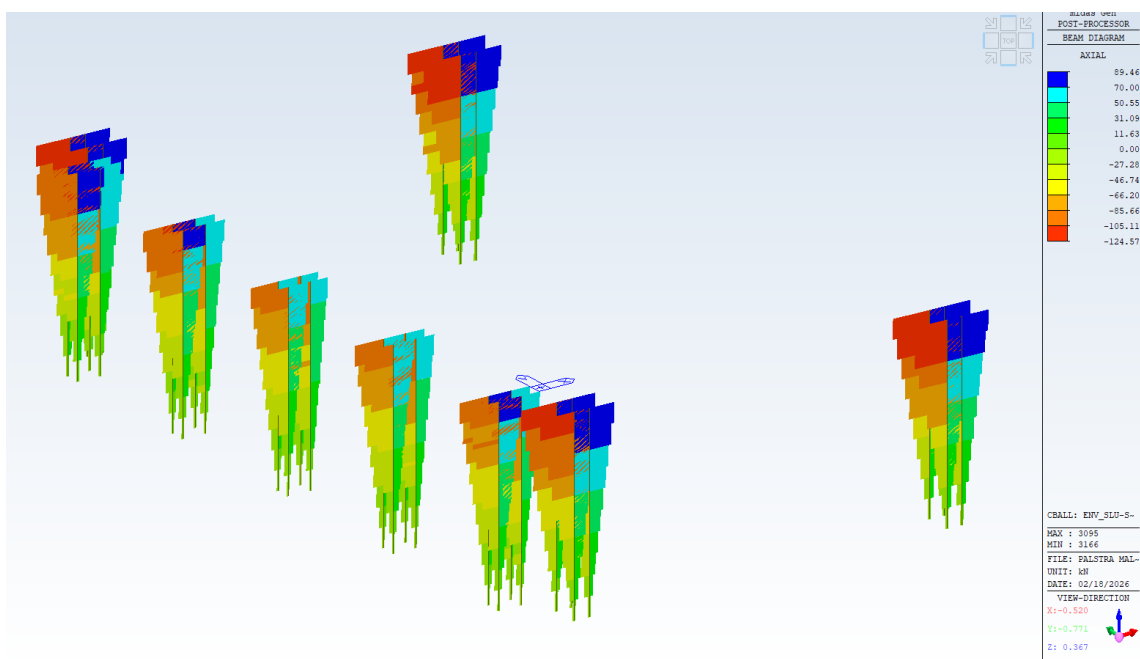
Fattore parziale resistenza laterale a compressione Tab. 6.4.II: $\gamma_s = 1.15$

$$R_{dc} = 263.76 \text{ kN} / 1.65 / 1.15 = 139 \text{ kN} > 124.57 \text{ kN} \text{ Verificato}$$

Resistenza di progetto a trazione

Fattore parziale resistenza laterale a trazione Tab. 6.4.II: $\gamma_{st} = 1.25$

$$R_{dt} = 263.76 \text{ kN} / 1.65 / 1.25 = 128 \text{ kN} > 89.46 \text{ kN} \text{ Verificato}$$



12.4.2 Verifica forze orizzontali

Per la verifica a carichi orizzontali si adotta il metodo di Broms per pali lunghi in argilla in condizioni non drenate.

La pressione limite del terreno per unità di lunghezza è:

$$p_f = 9 \cdot c_u \cdot D$$

Per palo lungo con testa incastrata il collasso è governato dalla formazione di due cerniere plastiche.

La capacità ultima è data dalla relazione implicita:

$$H = 2 \cdot M_y / (1.5D + 0.5f)$$

$$\text{con } f = H / (9 \cdot c_u \cdot D)$$

Calcolo della reazione limite del terreno

$$p_f = 9 \times 78.42 \times 0.25 = 176.44 \text{ kN/m}$$

Verifica strutturale del micropalo

Modulo plastico della sezione tubolare:

$$W_p = (D_o^3 - D_i^3) / 6$$

$$W_p = (0.1397^3 - 0.1237^3) / 6 = 1.389298 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\text{Momento plastico: } M_y = W_p \cdot f_y$$

$$M_y = 49.32 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Risoluzione iterativa dell'equazione implicita:

$$H_u \approx 132 \text{ kN}$$

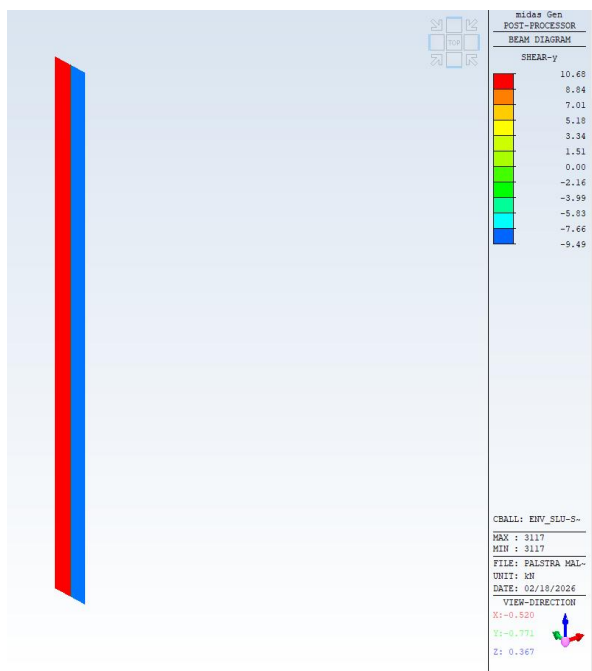
Approccio progettuale: Approccio 2 (A1+M1+R3) – §6.4.3.1 NTC 2018

Fattori di correlazione Tab. 6.4.IV (n verticale indagate = 2): $\xi_3 = 1.65$

Fattore parziale resistenza trasversale Tab. 6.4.VI: $\gamma_T = 1.3$

Resistenza caratteristica $H_k = 80.00 \text{ kN}$

Resistenza di progetto $H_d = H_k / \gamma_T = 61.54 \text{ kN} > 11 \text{ kN}$



Verifica strutturale micropalo

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE CIRCOLARE													
Dati INPUT				Dati OUTPUT									
Caratteristiche acciaio				Dati geometrici									
Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 355 H	Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata	
f_{yk} =	355 [Mpa]	D	T	1	A	I	i	W _{el}	W _{pl}	M	A _s	L/1t	
f_{tk} =	510 [Mpa]	[mm]	[mm]		[cm²]	[cm⁴]	[cm]	[cm³]	[cm³]	[kg/m]	[m²/m]	[m]	
		139.7	8.0		33.10	720.29	4.66	103.12	138.93	25.98	0.44	38.49	
Geometria sezione				Verifiche secondo NTC2018 - §4.2									
D =	139.7 [mm]	Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)				N _{pl,Rd} =	1119.09	N _{Ed} / N _{pl,Rd} =	0.11	verifica soddisfatta			
t =	8.0 [mm]	Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)				N _{c,Rd} =	1119.09	N _{Ed} / N _{c,Rd} =					
Lunghezza e vincoli asta				Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)				M _{c,Rd} =	46.97	M _{y,Ed} / M _{c,Rd} =	0.27	verifica soddisfatta	
L =	1.00 [m]												
β =	1.00 [-]												
Solicitazioni agenti				Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)				V _{c,Rd} =	411.32	V _{Ed} / V _{c,Rd} =	0.03	verifica soddisfatta	
N _{Ed} =	124.57 [kN]												
V _{Ed} =	10.85 [kN]												
M _{y,Ed} =	12.68 [kNm]												
ψ =	0.00	Tab. C4.2.VI Circ. NTC2018				Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)	Sez. Classe 1-2	M _{N,Rd} =	46.97	M _{Ed} / M _{N,Rd} =	0.27	verifica soddisfatta	
							Sez. Classe 3	α _{x,Ed} =		f _{yd} =			
				Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)				N _{b,Rd} =	1098.94	N _{Ed} / N _{b,Rd} =			
				Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3)				$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} =$					
 Fondazione Promozione Acciaio CRESCERE L'ACCIAIO, CRESCERE IL PAESE.													

12.3 VERIFICA BASAMENTI NUOVE TORRI

Verifica sezione in c.a. nella condizione più gravosa:

midas Gen

RC Beam Strength Checking Result

</

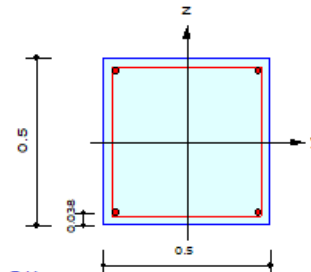
13 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

13.1 VERIFICA PILASTRI ESISTENTI

13.1.1 Pilastri sui lati lunghi:

1. Design Condition

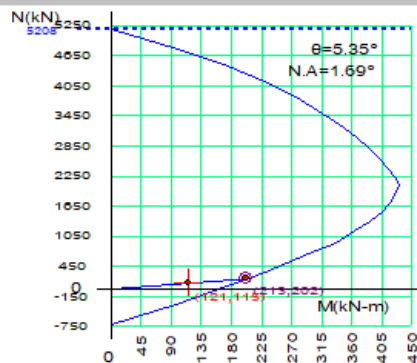
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number : 105 (PM), 1, 79 (Shear-y,z)
Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
Column Height : 8.6 m
Section Property : 50x50 (No : 1)
Rebar Pattern : 4 - 2 - P24 Ast = 0.001808 m² (pst = 0.007)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 16 (Pos : I)
Concentric Max. Axial Load N.Rdmax = 5208.03 kN
Axial Load Ratio N.Ed / N.Rd = 120.788 / 213.026 = 0.567 < 1.000 O.K
Moment Ratio M.Ed / M.Rd = 115.367 / 202.380 = 0.570 < 1.000 O.K
M.Edy / M.Rdy = 114.855 / 201.497 = 0.570 < 1.000 O.K
M.Edz / M.Rdz = 10.8603 / 18.8777 = 0.575 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



N.Rd(kN)	M.Rd(kN-m)
5208.03	0.00
4471.40	168.02
3861.32	271.45
3300.86	341.66
2802.52	387.45
2394.27	415.97
2158.98	429.77
1995.46	429.22
1720.16	416.80
1363.67	388.31
941.51	336.44
348.45	230.18
-707.48	0.00

3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 5, POS : I)	z (LCB : 4, POS : I)
Applied Shear Force (V.Ed)	23.7579 kN	43.7796 kN
V.Ed / V.Rdc	23.7579 / 0.00000 = 0.000	43.7796 / 0.00000 = 0.000
V.Ed / V.Rds	23.7579 / 113.893 = 0.209	43.7796 / 113.893 = 0.384
V.Ed / V.Rdmax	23.7579 / 649.993 = 0.037	43.7796 / 649.993 = 0.067
Shear Ratio	0.209 < 1.000 O.K	0.384 < 1.000 O.K
Asw-H.use	0.00028 m ² /m, 2-P6 @200	0.00028 m ² /m, 2-P6 @200

[MIDDLE]	y (LCB : 5, POS : 1/2)	z (LCB : 4, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V.Ed)	15.0504 kN	28.6221 kN
V.Ed / V.Rdc	15.0504 / 0.00000 = 0.000	28.6221 / 0.00000 = 0.000
V.Ed / V.Rds	15.0504 / 113.893 = 0.132	28.6221 / 113.893 = 0.251
V.Ed / V.Rdmax	15.0504 / 649.993 = 0.023	28.6221 / 649.993 = 0.044
Shear Ratio	0.132 < 1.000 O.K	0.251 < 1.000 O.K
Asw-H.use	0.00028 m ² /m, 2-P6 @200	0.00028 m ² /m, 2-P6 @200

4. Serviceability : Stress Limit Check

	Stress limit			Creep(QP)
Load Combination		47(C)		56(Q)
Component	Conc. Tens.	Conc. Comp.	Rebar Tens.	Conc. Comp.
Stress	-1870.40	4646.94	-16494.89	2515.78
Allowable Stress	-3326.19	19200.00	-360000.00	14400.00
Stress Ratio	0.5623	0.2420	0.0458	0.1747
Status	Uncracked	OK	OK	Linear

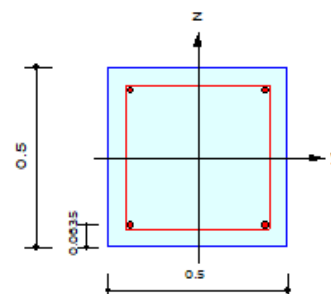
5. Serviceability : Crack Limit Check

	y (LCB : 56, POS : J)	z (LCB : 56, POS : J)
Crack Width	0.00000 m	0.00000 m
Allowable Crack Width	0.00030 m	0.00030 m
Check Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K

13.1.2 Pilastri sui lati corti:

1. Design Condition

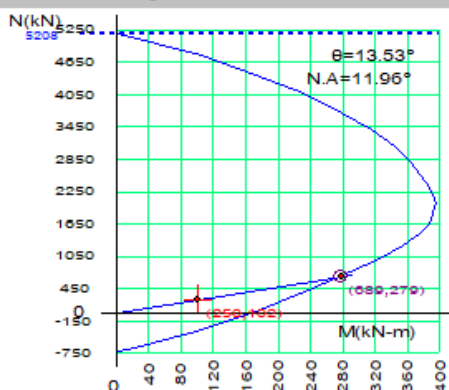
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number : 254 (PM), 253, 254 (Shear-y,z)
Material Data : $f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
Column Height : 8.6 m
Section Property : 50x50-2 (No : 7)
Rebar Pattern : 4 - 2 - P24 $A_{st} = 0.001808 \text{ m}^2$ ($p_{st} = 0.007$)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 16 (Pos : I)
Concentric Max. Axial Load N.Rdmax = 5208.03 kN
Axial Load Ratio N.Ed / N.Rd = 250.198 / 688.534 = 0.363 < 1.000 O.K
Moment Ratio M.Ed / M.Rd = 101.611 / 278.743 = 0.365 < 1.000 O.K
M.Edy / M.Rdy = 98.7315 / 271.009 = 0.364 < 1.000 O.K
M.Edz / M.Rdz = 24.0174 / 65.2061 = 0.368 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



N.Rd(kN)	M.Rd(kN-m)
5208.03	0.00
4774.60	105.39
4071.85	231.28
3403.81	315.45
2813.19	363.38
2331.53	387.38
2048.63	395.51
1839.92	391.94
1466.63	374.70
1025.24	326.24
443.56	239.01
-333.59	99.55
-707.48	0.00

3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 9, POS : I)	z (LCB : 16, POS : J)
Applied Shear Force (V.Ed)	43.7235 kN	11.4804 kN
V.Ed / V.Rdc	43.7235 / 0.00000 = 0.000	11.4804 / 0.00000 = 0.000
V.Ed / V.Rds	43.7235 / 107.607 = 0.406	11.4804 / 107.607 = 0.107
V.Ed / V.Rdmax	43.7235 / 614.116 = 0.071	11.4804 / 614.116 = 0.019
Shear Ratio	0.406 < 1.000 O.K	0.107 < 1.000 O.K
Asw-H.use	0.00028 m ² /m, 2-P6 @200	0.00028 m ² /m, 2-P6 @200

[MIDDLE]	y (LCB : 9, POS : 1/2)	z (LCB : 16, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V.Ed)	26.1473 kN	11.4804 kN
V.Ed / V.Rdc	26.1473 / 0.00000 = 0.000	11.4804 / 0.00000 = 0.000
V.Ed / V.Rds	26.1473 / 107.607 = 0.243	11.4804 / 107.607 = 0.107
V.Ed / V.Rdmax	26.1473 / 614.116 = 0.043	11.4804 / 614.116 = 0.019
Shear Ratio	0.243 < 1.000 O.K	0.107 < 1.000 O.K
Asw-H.use	0.00028 m ² /m, 2-P6 @200	0.00028 m ² /m, 2-P6 @200

4. Serviceability : Stress Limit Check

	Stress limit		Creep(QP)	
Load Combination	47(C)		56(Q)	
Component	Conc. Tens.	Conc. Comp.	Rebar Tens.	Conc. Comp.
Stress	-1345.94	3352.26	-8987.86	1260.66
Allowable Stress	-3326.19	19200.00	-360000.00	14400.00
Stress Ratio	0.4046	0.1746	0.0250	0.0875
Status	Uncracked	OK	OK	Linear

5. Serviceability : Crack Limit Check

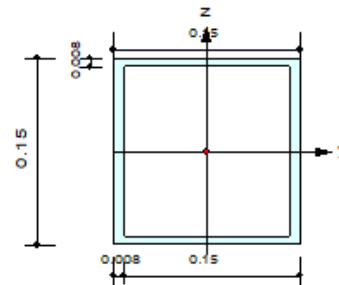
	y (LCB : 56, POS : J)	z (LCB : 56, POS : J)
Crack Width	0.00000 m	0.00000 m
Allowable Crack Width	0.00030 m	0.00030 m
Check Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K

13.2 VERIFICA STRUTTURE TORRI

Diagonali – condizione più gravosa:

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	2595
Material	S275 (No:2) ($F_y = 275000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	150x150x8 (No:5) (Built-up Section).
Member Length	: 1.86220



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 22.8063$ (LCB: 16, POS:I)
Bending Moments	$M_y = -0.6869$, $M_z = 15.4948$
End Moments	$M_{yi} = -0.6869$, $M_{yj} = -0.1027$ (for Lb) $M_{zi} = -0.6869$, $M_{zj} = -0.1027$ (for Ly) $M_{zi} = 15.4948$, $M_{zj} = -5.4743$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = 11.2595$ (LCB: 16, POS:I) $F_{zz} = -0.9434$ (LCB: 39, POS:I)

Depth	0.15000	Web Thick	0.00800
Flg Width	0.15000	Top F Thick	0.00800
Web Center	0.14200	Bot.F Thick	0.00800
Area	0.00454	Asz	0.00240
Oyb	0.00757	Ozb	0.00757
Iyy	0.00002	Izz	0.00002
Ybar	0.07500	Zbar	0.07500
Wely	0.00020	Welz	0.00020
ry	0.05806	rz	0.05806

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 1.86220$, $L_z = 1.86220$, $L_b = 1.86220$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$KL/r = 32.1 < 200.0 \text{ (Membr:2577, LCB: 1)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{tRd} = 22.81/1190.10 = 0.019 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.6869/63.4396 = 0.011 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 15.4948/63.4396 = 0.244 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^\beta$$

$$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM)] = 0.274 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

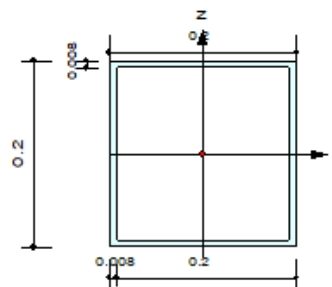
$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.031 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.002 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Montanti – condizione più gravosa:

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	259
Material	S275 (No:2) ($F_y = 275000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	200x200x8 (No:10) (Built-up Section).
Member Length	: 8.00000



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = -273.66$ (LCB: 16, POS:I)
Bending Moments	$M_y = 0.00000$, $M_z = 0.00000$
End Moments	$M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = -1.8726$ (for Lb) $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 3.18461$ (for Ly) $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 3.50217$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = 6.20074$ (LCB: 21, POS:I) $F_{zz} = 3.47219$ (LCB: 16, POS:J)

Depth	0.20000	Web Thick	0.00800
Flg Width	0.20000	Top F Thick	0.00800
Web Center	0.19200	Bot.F Thick	0.00800
Area	0.00014	Asz	0.00320
Qyb	0.01383	Qzb	0.01383
Iyy	0.00004	Izz	0.00004
Ybar	0.10000	Zbar	0.10000
Wely	0.00038	Welz	0.00038
ry	0.07845	rz	0.07845

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 1.00000$, $L_z = 8.00000$, $L_b = 8.00000$
Effective Length Factors	$K_y = 0.65$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 0.85$, $C_{mz} = 0.85$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 102.0 < 200.0$ (Memb:259, LCB: 16)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 273.662/791.849 = 0.346 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.000/115.925 = 0.000 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.000/115.925 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{Ny,Rd}, M_{Edz}/M_{Nz,Rd}]$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{cLT1} = N_{Ed}/(\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{cLT2} = N_{Ed}/(\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{bLT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.346 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.013 < 1.000$ O.K

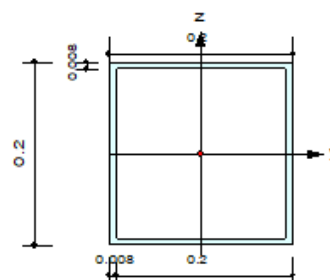
$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.006 < 1.000$ O.K

13.5 VERIFICA COLLEGAMENTI ORIZZONTALI

Condizione più gravosa:

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 1244
Material S275 (No:2)
($F_y = 275000$, $E_s = 210000000$)
Section Name 200x200x8 (No:6)
(Built-up Section).
Member Length : 8.37500



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -6.5231$ (LCB: 3, POS:1/4)
Bending Moments $M_y = 7.25941$, $M_z = -0.0921$
End Moments $M_{yi} = 4.92221$, $M_{yj} = -1.9013$ (for L_b)
 $M_{zi} = 4.92221$, $M_{zj} = -1.9013$ (for L_y)
 $M_{zi} = -0.2505$, $M_{zj} = 0.38311$ (for L_z)
Shear Forces $F_{yy} = -0.2410$ (LCB: 15, POS:I)
 $F_{zz} = 3.76331$ (LCB: 7, POS:J)

Depth	0.20000	Web Thick	0.00800
Flg Width	0.20000	Top F Thick	0.00800
Web Center	0.19200	Bot.F Thick	0.00800
Area	0.00514	Asz	0.00320
Qyb	0.01383	Qzb	0.01383
Iyy	0.00004	Izz	0.00004
Ybar	0.10000	Zbar	0.10000
Wely	0.00038	Welz	0.00038
ry	0.07845	rz	0.07845

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 8.37500$, $L_z = 8.37500$, $L_b = 8.37500$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 106.8 < 200.0$ (Memb:1244, LCB: 3)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 6.52/1609.14 = 0.004 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 7.259/115.925 = 0.063 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.092/115.925 = 0.001 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{Ny_Rd}, M_{Edz}/M_{Nz_Rd}]$

$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{Ny_Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{Nz_Rd})^\beta$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$R_{cLT1} = N_{Ed}/(\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{cLT2} = N_{Ed}/(\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{bLT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.068 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.007 < 1.000$ O.K

14. VERIFICA DEI NODI

14.1 PIASTRA DI BASE COLONNA ESTERNA

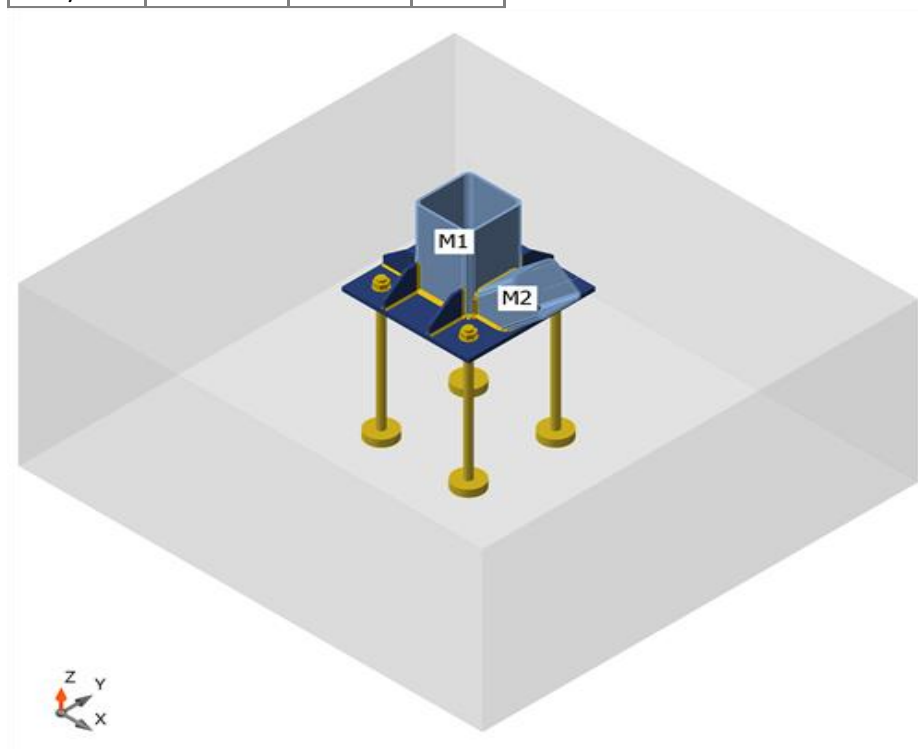
Membrature

Geometria

Nome	Sezione	β - Direzione [°]	γ - Pendenza [°]	α - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
M1	3 - SHS200/200/8.0	0,0	90,0	0,0	0	0	0
M2	1 - SHS150/150/8.0	0,0	48,0	0,0	0	0	-80

Vincoli e forze

Nome	Appoggio	Forze in	X [mm]
M1 / fine		Nodo	0
M2 / fine		Nodo	0



Sezioni

Nome	Materiale
3 - SHS200/200/8.0	S 275
1 - SHS150/150/8.0	S 275

Ancoraggi

Nome	Diametro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Superficie lorda [mm ²]
M27 8.8	27	640,0	800,0	573

Effetti del carico (forze in equilibrio)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M1 / Fine	520,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M2 / Fine	149,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Forze non equilibrate

Nome	X	Y	Z	Mx	My	Mz
------	---	---	---	----	----	----

	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
LE1	43,5	0,0	312,3	0,0	-5,2	0,0

Blocco di fondazione

Elemento	Valore	Unità
CB 1		
Dimensioni	2300x1300	mm
Altezza	800	mm
Ancoraggio	M27 8.8	
Lunghezza di ancoraggio	600	mm
Trasferimento dello sforzo di taglio	Ancoraggi	

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Verifica Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,1 < 5,0%	OK
Deformazione loc.	0,1 < 3%	OK
Ancoraggi	43,2 < 100%	OK
Saldature	87,2 < 100%	OK
Blocco di calcestruzzo	Non calcolato	
Stabilità	Non calcolato	

Piastre

Nome	Materiale	t _p [mm]	Carichi	σ _{Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _{c,Ed} [MPa]	Stato
M1	S 235	8,0	LE1	227,1	1,6	0,0	OK
M2	S 275	8,0	LE1	262,4	0,2	0,0	OK
PB1	S 275	20,0	LE1	262,5	0,3	0,0	OK
NER1	S 275	8,0	LE1	262,0	0,0	0,0	OK
NER2	S 275	8,0	LE1	262,3	0,2	0,0	OK
NER3	S 275	8,0	LE1	262,0	0,0	0,0	OK
NER4	S 275	8,0	LE1	262,2	0,2	0,0	OK
NER5	S 275	8,0	LE1	262,0	0,0	0,0	OK
NER6	S 275	8,0	LE1	262,0	0,0	0,0	OK

Dati Progetto

Materiale	f _y [MPa]	ε _{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Spiegazione dei simboli

- t_p Spessore piastra
- σ_{Ed} Sforzo equivalente
- ε_{pl} Deformazione Plastica
- σ_{c,Ed} Tensione di contatto
- f_y Tensione di snervamento
- ε_{lim} Limite di deformazione plastica

Risultati dettagliati per M1

Valori di progetto utilizzati nell'analisi

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 223,8 \text{ MPa}$$

Dove:

$f_{yk} = 235,0 \text{ MPa}$ – tensione di snervamento caratteristica

$\gamma_{M0} = 1,05$ – coefficiente di sicurezza per il materiale in acciaio EN 1993-1-1 – 6.1

Deformazione loc.

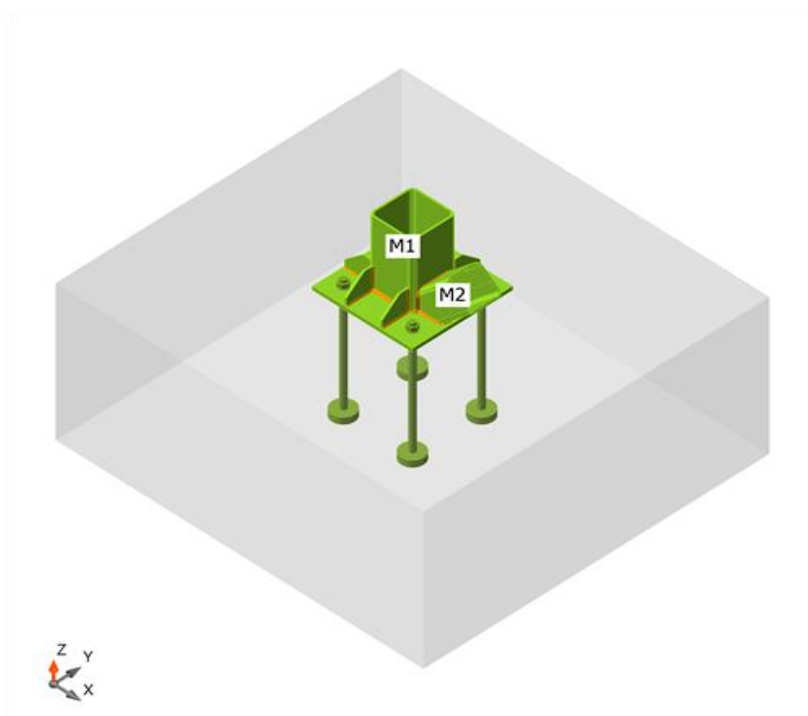
Nome	d ₀ [mm]	Carichi	δ [mm]	δ _{lim} [mm]	δ/d ₀ [%]	Verifica Stato
M1	200	LE1	0	6	0,2	OK
M2	150	LE1	0	5	0,0	OK

Spiegazione dei simboli

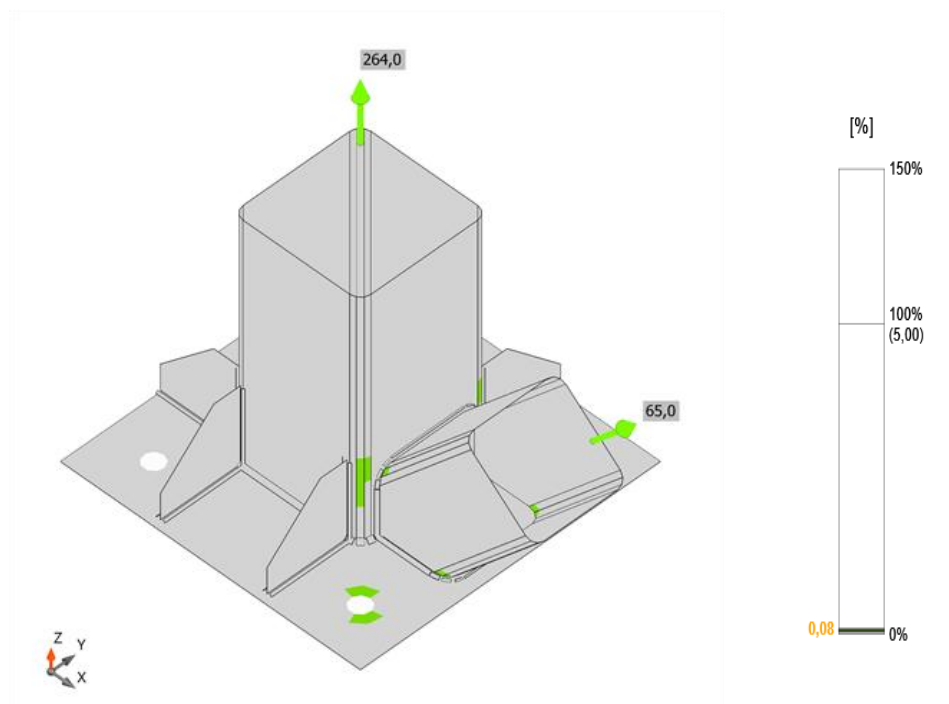
d₀ Misura sezione

δ Deformazione locale sezione

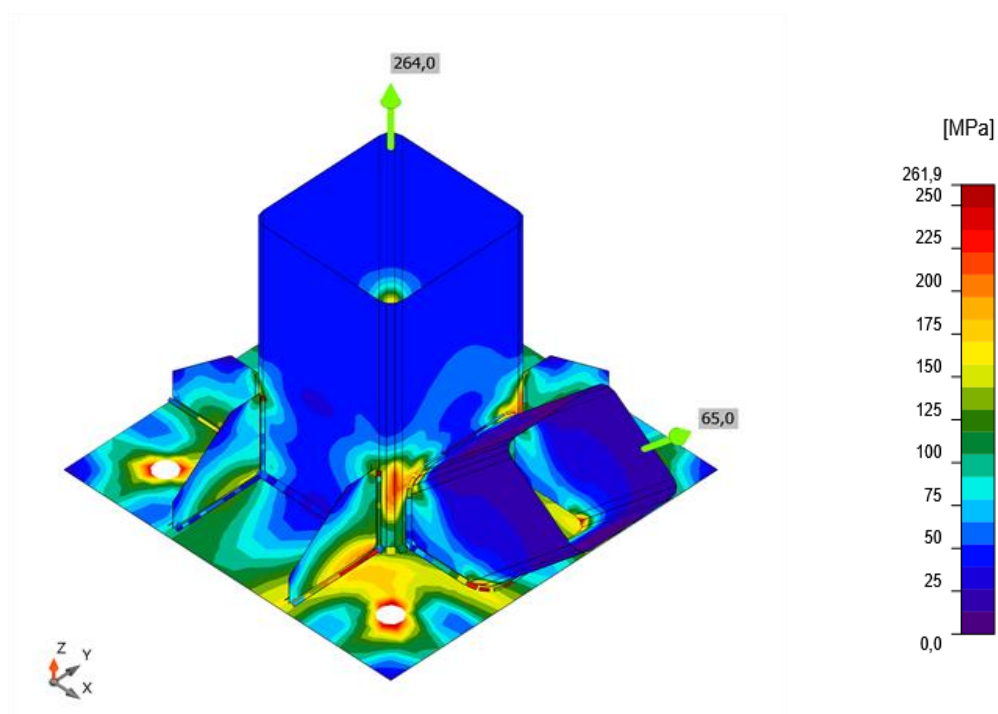
δ_{lim} Deformazione consentita



Verifica globale, LE1

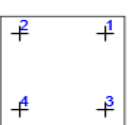


Verifica deformazione, LE1



Sforzo equivalente, LE1

Ancoraggi

Forma	Elemento	Carichi	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	N _{Rd,p} [kN]	N _{Rd,cb} [kN]	U _t [%]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Stato
	A1	LE1	80,4	11,1	1061,9	0,0	35,8	15,3	2,1	OK
	A2	LE1	80,3	11,1	1061,9	0,0	35,7	15,3	2,1	OK
	A3	LE1	97,1	10,6	1061,9	0,0	43,2	14,6	2,8	OK
	A4	LE1	97,1	10,6	1061,9	0,0	43,2	14,6	2,8	OK

Dati Progetto

Classe	N _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,s} [kN]
M27 8.8 - 1	224,7	72,9

Spiegazione dei simboli

N _{Ed}	Forza di trazione
V _{Ed}	Risultante delle forze di taglio del bullone Vy e Vz nei piani di taglio
N _{Rd,p}	Resistenza di progetto in caso di rottura per pull-out - EN 1992-4 – 7.2.1.5
N _{Rd,cb}	Resistenza di progetto in caso di collasso del calcestruzzo per spinta a vuoto - EN 1992-4 – 7.2.1.8
U _t	Utilizzo in trazione
U _s	Utilizzo a taglio
U _{ts}	Utilizzo in trazione e taglio
N _{Rd,s}	Resistenza di progetto alla trazione di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN 1992-4 – 7.2.1.3
V _{Rd,s}	Resistenza di progetto a taglio di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN 1992-4 – 7.2.2.3.1

Risultati dettagliati per A4

Si presuppone l'ancoraggio gettato in opera. Le verifiche sull'acciaio vengono eseguite secondo EN 1993-1-8.

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1993-1-8 – Tabella 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{c \cdot k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 224,7 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 97,1 \text{ kN}$$

Dove:

$c = 0,85$	– fattore di riduzione per taglio filettatura
$k_2 = 0,90$	– fattore per ancoraggi con testa non svasata
$f_{ub} = 800,0 \text{ MPa}$	– resistenza alla trazione minima del bullone
$A_s = 459 \text{ mm}^2$	– area soggetta alla trazione
$\gamma_{M2} = 1,25$	– coefficiente di sicurezza

Resistenza a pullout del calcestruzzo (EN 1992-4 – 7.2.1.5)

$$N_{Rd,p} = 1061,9 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 97,1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 1911,4 \text{ kN}$$

Dove:

$k_2 = 10,50$	– coefficiente per calcestruzzo fessurato / non fessurato
$A_h = 7281 \text{ mm}^2$	– area della testa portante del fissaggio
$A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2)$	

, dove:

$$d_h =$$

$$100,0 \text{ mm}$$

$$\leq 6 \cdot t_h + d$$

– dimensione utile della piastra a rondella, dove:

$$t_h \geq \frac{d_h - d}{6} =$$

$$12,2 \text{ mm} - \text{spessore della testa del fissaggio con testa}$$

$$d =$$

$$27,0 \text{ mm} - \text{diametro del gambo del fissaggio}$$

$$f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$$

– resistenza a compressione del calcestruzzo

$$\gamma_{Mc} = 1,80$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a blowout del calcestruzzo (EN 1992-4 – 7.2.1.8)

La verifica della rottura a blow-out del calcestruzzo non è richiesta se la distanza del bordo $c_1 > 0.5 h_{ef}$.

Resistenza a taglio (EN 1993-1-8 – 6.2.2)

$$F_{vb,Rd} = 72,9 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 10,6 \text{ kN}$$

$$F_{1vb,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 176,3 \text{ kN}$$

Dove:

$$\alpha_v = 0,60 \quad - \text{forza di taglio fattorizzata}$$

$$f_{ub} = 800,0 \text{ MPa} \quad - \text{resistenza alla trazione minima del bullone}$$

$$A = 459 \text{ mm}^2 \quad - \text{Area soggetta alla trazione del bullone}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad - \text{coefficiente di sicurezza}$$

$$F_{2vb,Rd} = 72,9 \text{ kN}$$

Dove:

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 f_{yb} = 0,25 \quad - \text{forza di taglio fattorizzata}$$

$$f_{yb} = 640,0 \text{ MPa} \quad - \text{resistenza di snervamento del bullone di ancoraggio}$$

$$235,0 \leq f_{yb} \leq 640,0$$

$$f_{ub} = 800,0 \text{ MPa} \quad - \text{resistenza alla trazione minima del bullone}$$

$$A_s = 459 \text{ mm}^2 \quad - \text{area soggetta alla trazione}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad - \text{coefficiente di sicurezza}$$

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio

L'interazione delle modalità di rottura dell'acciaio a trazione e taglio non è necessaria perché è implicitamente inclusa la verifica a taglio dell'ancoraggio.

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tabella 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^{1,5} + 0,03 \leq 1,0$$

Dove:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \quad - \text{il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \quad - \text{il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio}$$

$$\frac{N_{Ed,t}}{N_{Rd,t}} = 0,0 \% \quad - \text{rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 9,1 \% \quad - \text{rottura a pullout del calcestruzzo}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0,0 \% \quad - \text{rottura a blowout del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0,0 \% \quad - \text{rottura del bordo del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0,0 \% \quad - \text{rottura a pryout del calcestruzzo}$$

Armatura supplementare (EN 1992-4 – 7.2.1.9; EN 1992-4 – 7.2.2.6)

L'armatura supplementare dovrebbe resistere alla forza di 705,4 kN in trazione e 99,7 kN a taglio. Solo l'effetto di carico corrente considerato.

Saldature

Elemento	Bordo	Materiale	T _w [mm]	L [mm]	Carichi	σ _{w,Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _⊥ [MPa]	τ _⊥ [MPa]	τ [MPa]	U _t [%]	U _{t,c} [%]
PB1	NER1	S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	108,7	0,0	2,9	13,6	61,2	26,9	15,6
		S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	225,1	0,0	53,0	-43,0	118,7	55,6	35,7
M1-w 2	NER1	S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	251,1	0,0	94,3	85,3	103,8	69,8	44,3
		S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	238,4	0,0	74,3	-83,5	-100,7	66,2	44,2
PB1	NER2	S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	353,1	0,0	59,0	52,6	-194,0	87,2	50,5
		S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	129,2	0,0	8,9	-22,2	-71,0	31,9	20,4
M1-w 2	NER2	S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	263,9	0,0	80,5	90,4	113,5	73,3	50,7
		S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	282,4	0,0	104,7	-94,8	-118,0	78,4	50,4
PB1	NER3	S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	201,2	0,0	49,5	38,7	-105,7	49,7	33,4
		S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	72,2	0,0	18,8	-26,9	-30,0	17,8	11,7
M1-w 4	NER3	S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	237,3	0,0	74,0	83,1	100,2	65,9	44,2
		S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	250,0	0,0	94,1	-84,9	-103,3	69,4	44,6
PB1	NER4	S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	85,2	0,0	20,1	27,7	38,9	21,0	15,2
		S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	263,2	0,0	63,4	-51,2	138,3	65,0	42,8
M1-w 4	NER4	S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	283,5	0,0	105,0	95,1	118,6	78,7	51,5
		S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	265,2	0,0	81,0	-90,7	-114,2	73,7	51,5
PB1	NER5	S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	228,0	0,0	53,0	40,3	-121,5	56,3	36,0
		S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	73,5	0,0	2,8	-10,9	-41,0	18,2	12,3
M1-w 3	NER5	S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	253,6	0,0	79,5	88,9	106,9	70,4	46,9
		S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	262,5	0,0	98,6	-89,0	-108,6	72,9	45,6
PB1	NER6	S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	68,0	0,0	21,5	30,7	21,0	16,8	11,5
		S 275	▲ 4,0 ▲	119	LE1	200,8	0,0	49,1	-39,5	105,3	49,6	33,4
M1-w 3	NER6	S 235	▲ 4,0 ▲	119	LE1	262,7	0,0	98,5	89,0	108,9	73,0	46,2
		S 235	▲ 4,0 ▲	119	LE1	253,5	0,0	79,2	-88,7	-107,0	70,4	46,7
PB1	M1	S 235	▲ 8,0	736	LE1	146,7	0,0	131,6	-37,3	-2,4	50,8	26,8
M1-w 1	M2	S 235	▲ 6,0	319	LE1	175,7	0,0	174,0	11,8	-8,1	67,1	30,3
PB1	M2	S 275	▲ 6,0	331	LE1	324,4	0,0	207,8	-56,5	-132,3	80,2	50,2

Dati Progetto

Materiale	f _u [MPa]	β _w [-]	σ _{w,Rd} [MPa]	0.9 σ [MPa]
S 275	430,0	0,85	404,7	309,6

Spiegazione dei simboli

- T_w Spessore della gola a
- L Lunghezza
- σ_{w,Ed} Sforzo equivalente
- ε_{pl} Deformazione
- σ_⊥ Tensione perpendicolare

$\tau_{\perp}$ Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
 $\tau_{||}$ Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
 U_t Utilizzo
 U_{t_c} Stima della capacità della saldatura
 Saldatura riempita
 f_u Resistenza ultima della saldatura
 β_w Fattore di correlazione EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
 $\sigma_{w,Rd}$ Resistenza sforzo equivalente
 0.9σ Resistenza allo sforzo perpendicolare: $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$

Risultati dettagliati per PB1 / NER2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404,7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]^{0.5} = 353,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 309,6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 71,6 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 430,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{– Fattore di correlazione EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,87 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 353,1 \text{ MPa} \quad \text{– Sforzo normale massimo trasversale rispetto all'asse della saldatura}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 404,7 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza sforzo equivalente}$$

$$\sigma_{\perp} = 71,6 \text{ MPa} \quad \text{– Sforzo normale perpendicolare alla gola}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 309,6 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

14.2 PIASTRA DI BASE COLONNA INTERNA

Materiale

Acciaio S275
 Calcestruzzo C25/30

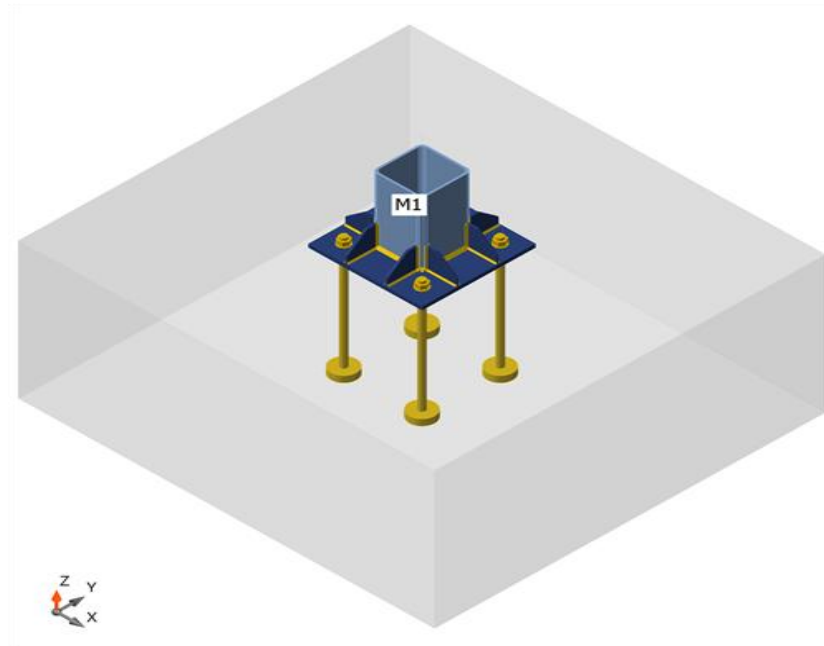
Membrature

Geometria

Nome	Sezione	β – Direzione [°]	γ - Pendenza [°]	α - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
M1	2 - SHS200/200/8.0	0,0	90,0	0,0	0	0	0

Vincoli e forze

Nome	Appoggio	Forze in	X [mm]
M1 / fine		Nodo	0



Sezioni

Nome	Materiale
2 - SHS200/200/8.0	S 275

Ancoraggi

Nome	Diametro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Superficie lorda [mm ²]
M27 8.8	27	640,0	800,0	573

Effetti del carico (forze in equilibrio)

Nome	Elemento	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
LE1	M1 / Fine	292,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Forze non equilibrate

Nome	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
LE1	0,0	0,0	292,0	0,0	0,0	0,0

Blocco di fondazione

Elemento	Valore	Unità
CB 1		
Dimensioni	2300 x 1300	mm
Altezza	800	mm
Ancoraggio	M27 8.8	
Lunghezza di ancoraggio	600	mm
Trasferimento dello sforzo di taglio	Ancoraggi	

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Verifica Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,0 < 5,0%	OK
Deformazione loc.	0,0 < 3%	OK

Ancoraggi	36,7 < 100%	OK
Saldature	69,6 < 100%	OK
Blocco di calcestruzzo	Non calcolato	
Stabilità	Non calcolato	

Piastre

Nome	t _p [mm]	Carichi	σ _{Ed} [MPa]	ε _{Pl} [%]	σ _{c,Ed} [MPa]	Stato
M1	8,0	LE1	225,6	0,0	0,0	OK
PB1	20,0	LE1	222,0	0,0	0,0	OK
NER1	8,0	LE1	168,7	0,0	0,0	OK
NER2	8,0	LE1	173,4	0,0	0,0	OK
NER3	8,0	LE1	154,6	0,0	0,0	OK
NER4	8,0	LE1	153,7	0,0	0,0	OK
NER5	8,0	LE1	157,5	0,0	0,0	OK
NER6	8,0	LE1	158,4	0,0	0,0	OK
NER7	8,0	LE1	157,3	0,0	0,0	OK
NER8	8,0	LE1	155,7	0,0	0,0	OK

Dati Progetto

Materiale	f _y [MPa]	ε _{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Spiegazione dei simboli

- t_p Spessore piastra
- σ_{Ed} Sforzo equivalente
- ε_{Pl} Deformazione Plastica
- σ_{c,Ed} Tensione di contatto
- f_y Tensione di snervamento
- ε_{lim} Limite di deformazione plastica

Risultati dettagliati per M1

Valori di progetto utilizzati nell'analisi

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 261,9 \text{ MPa}$$

Dove:

$$f_{yk} = 275,0 \text{ MPa} \quad \text{– tensione di snervamento caratteristica}$$

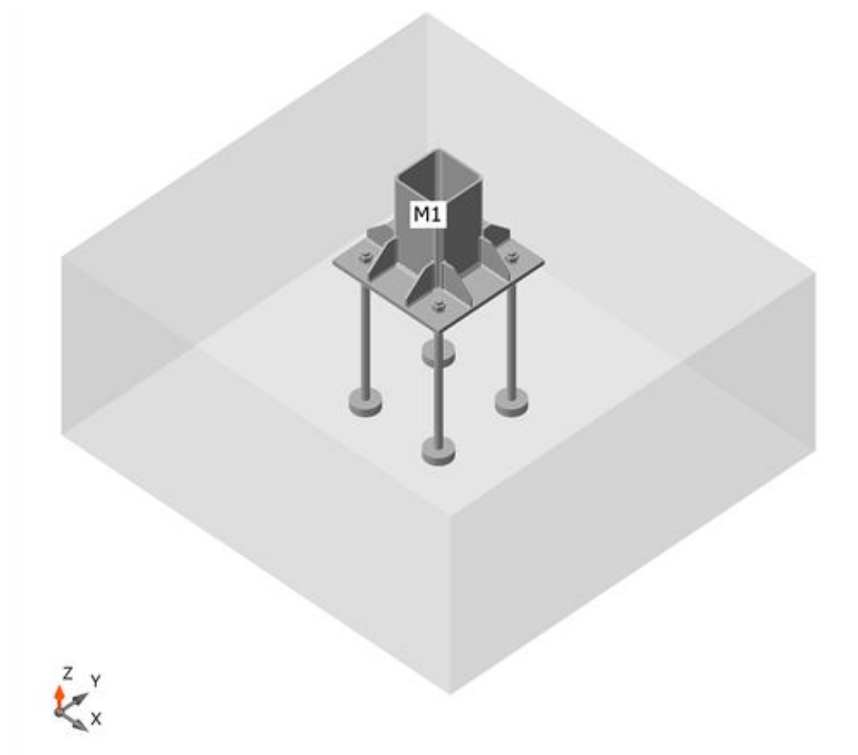
$$\gamma_{M0} = 1,05 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per il materiale in acciaio EN 1993-1-1 – 6.1}$$

Deformazione loc.

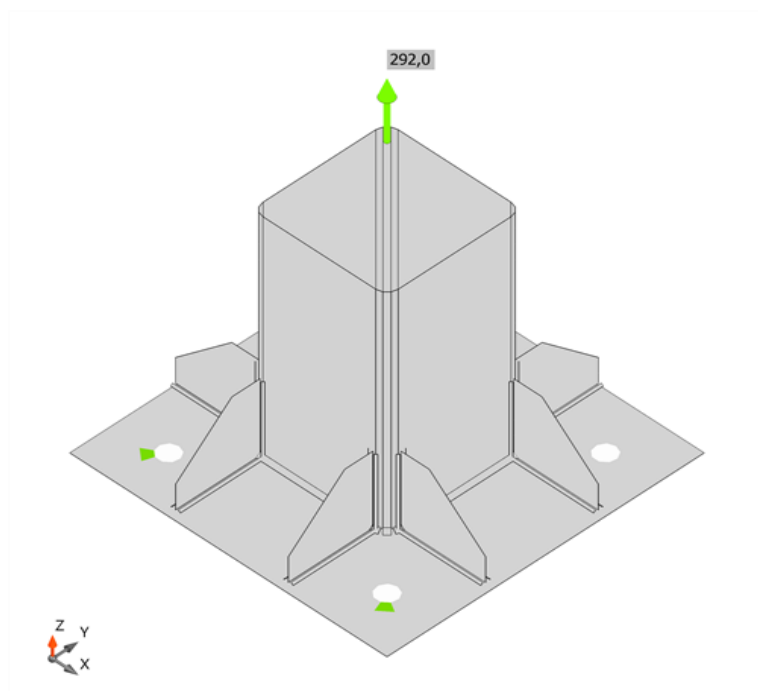
Nome	d ₀ [mm]	Carichi	δ [mm]	δ _{lim} [mm]	δ/d ₀ [%]	Verifica Stato
M1	200	LE1	0	6	0,0	OK

Spiegazione dei simboli

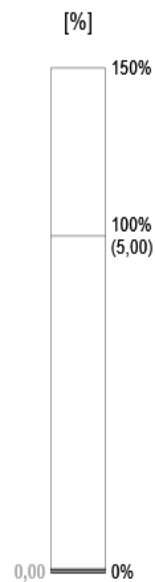
- d₀ Misura sezione
- δ Deformazione locale sezione
- δ_{lim} Deformazione consentita

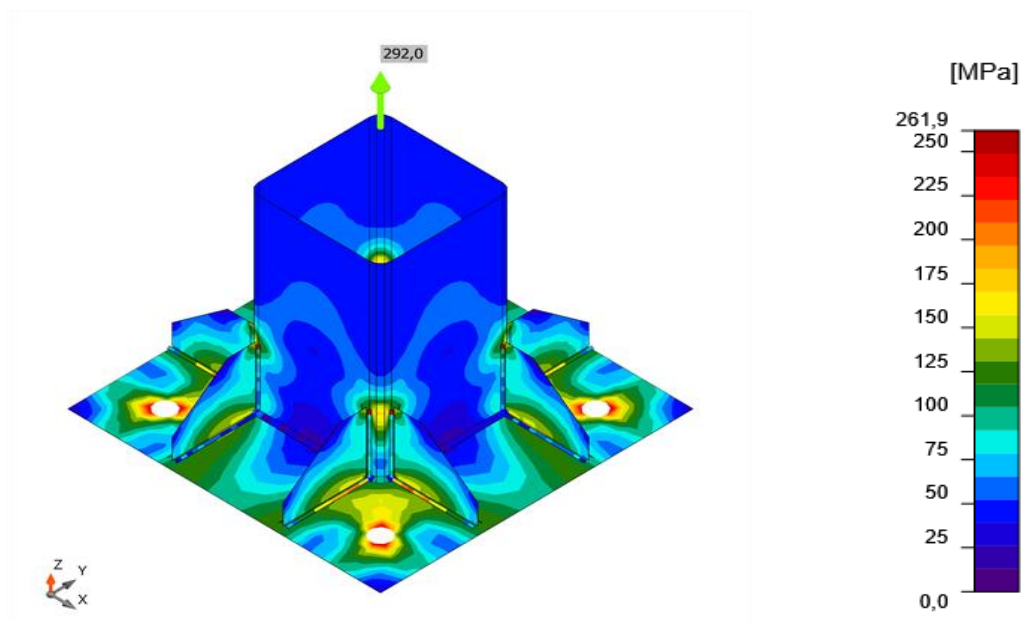


Verifica globale, LE1



Verifica deformazione, LE1





Sforzo equivalente, LE1

Ancoraggi

Forma	Elemento	Carichi	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	$N_{Rd,p}$ [kN]	$N_{Rd,cb}$ [kN]	$U_{t,t}$ [%]	$U_{t,s}$ [%]	$U_{t,ts}$ [%]	Stato
	A1	LE1	82,5	0,5	1061,9	0,0	36,7	0,7	2,2	OK
	A2	LE1	82,5	0,5	1061,9	0,0	36,7	0,7	2,2	OK
	A3	LE1	82,5	0,5	1061,9	0,0	36,7	0,7	2,2	OK
	A4	LE1	82,5	0,5	1061,9	0,0	36,7	0,7	2,2	OK

Dati Progetto

Classe	$N_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
M27 8.8 - 1	224,7	72,9

Spiegazione dei simboli

N_{Ed}	Forza di trazione
V_{Ed}	Risultante delle forze di taglio del bullone V_y e V_z nei piani di taglio
$N_{Rd,p}$	Resistenza di progetto in caso di rottura per pull-out - EN 1992-4 – 7.2.1.5
$N_{Rd,cb}$	Resistenza di progetto in caso di collasso del calcestruzzo per spinta a vuoto - EN 1992-4 – 7.2.1.8
$U_{t,t}$	Utilizzo in trazione
$U_{t,s}$	Utilizzo a taglio
$U_{t,ts}$	Utilizzo in trazione e taglio
$N_{Rd,s}$	Resistenza di progetto alla trazione di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN 1992-4 – 7.2.1.3
$V_{Rd,s}$	Resistenza di progetto a taglio di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN 1992-4 – 7.2.2.3.1

Risultati dettagliati per A1

Si presuppone l'ancoraggio gettato in opera. Le verifiche sull'acciaio vengono eseguite secondo EN 1993-1-8.

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1993-1-8 – Tabella 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{c \cdot k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 224,7 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 82,5 \text{ kN}$$

Dove:

- $c = 0,85$ – fattore di riduzione per taglio filettatura
- $k_2 = 0,90$ – fattore per ancoraggi con testa non svasata
- $f_{ub} = 800,0 \text{ MPa}$ – resistenza alla trazione minima del bullone
- $A_s = 459 \text{ mm}^2$ – area soggetta alla trazione
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – coefficiente di sicurezza

Resistenza a pullout del calcestruzzo (EN 1992-4 – 7.2.1.5)

$$\frac{N_{Rd,p}}{N_{s,s}} = 1061,9 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 82,5 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 1911,4 \text{ kN}$$

Dove:

- $k_2 = 10,50$ – coefficiente per calcestruzzo fessurato / non fessurato
- $A_h = 7281 \text{ mm}^2$ – area della testa portante del fissaggio
- $A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2)$
- , dove:
- $d_h = 100,0 \text{ mm}$
- $\leq 6 \cdot t_h + d$
- dimensione utile della piastra a rondella, dove:
- $t_h \geq \frac{d_h - d}{6} = 12,2 \text{ mm}$ – spessore della testa del fissaggio con testa
- $d = 27,0 \text{ mm}$ – diametro del gambo del fissaggio
- $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$ – resistenza a compressione del calcestruzzo
- $\gamma_{Mc} = 1,80$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a blowout del calcestruzzo (EN 1992-4 – 7.2.1.8)

La verifica della rottura a blow-out del calcestruzzo non è richiesta se la distanza del bordo $c_1 > 0.5 h_{ef}$.

Resistenza a taglio (EN 1993-1-8 – 6.2.2)

$$F_{vb,Rd} = 72,9 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 0,5 \text{ kN}$$

$$F_{1vb,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 176,3 \text{ kN}$$

Dove:

- $\alpha_v = 0,60$ – forza di taglio fattorizzata
- $f_{ub} = 800,0 \text{ MPa}$ – resistenza alla trazione minima del bullone
- $A = 459 \text{ mm}^2$ – Area soggetta alla trazione del bullone
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – coefficiente di sicurezza

$$\frac{F_{2vb,Rd}}{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A} = 72,9 \text{ kN}$$

Dove:

$$\alpha_b = 0.44 - 0.0003f_{yb} = 0,25$$

$$f_{yb} = 640,0 \text{ MPa}$$

$$235,0 \leq f_{yb} \leq 640,0$$

$$f_{ub} = 800,0 \text{ MPa}$$

$$A_s = 459 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

– forza di taglio fattorizzata

– resistenza di snervamento del bullone di ancoraggio

– resistenza alla trazione minima del bullone

– area soggetta alla trazione

– coefficiente di sicurezza

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio

L'interazione delle modalità di rottura dell'acciaio a trazione e taglio non è necessaria perché è implicitamente inclusa la verifica a taglio dell'ancoraggio.

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tabella 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}} \right)^{1,5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}} \leq 1,0$$

Dove:

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}$ – il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}$ – il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio

$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,c}} = 0,0 \%$ – rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 7,8 \%$ – rottura a pullout del calcestruzzo

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0,0 \%$ – rottura a blowout del calcestruzzo

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0,0 \%$ – rottura del bordo del calcestruzzo

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0,0 \%$ – rottura a pryout del calcestruzzo

Armatura supplementare (EN 1992-4 – 7.2.1.9; EN 1992-4 – 7.2.2.6)

L'armatura supplementare dovrebbe resistere alla forza di 250,9 kN in trazione e 0,0 kN a taglio. Solo l'effetto di carico corrente considerato.

Saldature

Elemento	Bordo	T _w [mm]	L [mm]	Carichi	σ _{w,Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _⊥ [MPa]	τ _⊥ [MPa]	τ [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Stato
PB1	NER1	▲ 4,0 ▼	119	LE1	119	LE1	109,9	0,0	4,2	14,7	61,7	OK
		▲ 4,0 ▼	119	LE1	119	LE1	232,5	0,0	53,1	-43,7	123,2	OK
M1-w 2	NER1	▲ 4,0 ▼	119	LE1	119	LE1	276,8	0,0	103,1	93,4	115,2	OK
		▲ 4,0 ▼	119	LE1	119	LE1	266,1	0,0	82,7	-92,5	-113,0	OK
PB1	NER2	▲ 4,0 ▼	119	LE1	119	LE1	281,7	0,0	42,3	37,7	-156,3	OK
		▲ 4,0 ▼	119	LE1	119	LE1	113,0	0,0	6,0	-17,1	-62,8	OK
M1-w 2	NER2	▲ 4,0 ▼	119	LE1	119	LE1	264,0	0,0	82,1	92,1	111,8	OK
		▲ 4,0 ▼	119	LE1	119	LE1	274,8	0,0	102,8	-92,8	-114,1	OK
PB1	NER3	▲ 4,0 ▼	119	LE1	119	LE1	207,7	0,0	50,4	39,5	-109,4	OK
		▲ 4,0 ▼	119	LE1	119	LE1	74,2	0,0	21,6	-29,7	-28,2	OK
M1-w 4	NER3	▲ 4,0 ▼	119	LE1	119	LE1	264,9	0,0	82,3	92,2	112,5	OK
		▲ 4,0 ▼	119	LE1	119	LE1	275,7	0,0	102,8	-93,0	-114,7	OK
PB1	NER4	▲ 4,0 ▼	119	LE1	119	LE1	73,7	0,0	16,6	23,6	34,0	OK
		▲ 4,0 ▼	119	LE1	119	LE1	209,2	0,0	47,1	-37,8	111,4	OK
M1-w 4	NER4	▲ 4,0 ▼	119	LE1	119	LE1	276,0	0,0	103,2	93,3	114,7	OK

		▲ 4,0 ▲	119	LE1	119	LE1	265,3	0,0	82,7	-92,5	-112,4	OK
PB1	NER5	▲ 4,0 ▲	119	LE1	119	LE1	237,2	0,0	54,7	41,6	-126,6	OK
		▲ 4,0 ▲	119	LE1	119	LE1	77,2	0,0	1,7	-10,4	-43,3	OK
M1-w 3	NER5	▲ 4,0 ▲	119	LE1	119	LE1	266,3	0,0	83,1	92,8	112,8	OK
		▲ 4,0 ▲	119	LE1	119	LE1	276,8	0,0	103,4	-93,6	-115,0	OK
PB1	NER6	▲ 4,0 ▲	119	LE1	119	LE1	70,6	0,0	16,4	23,1	32,2	OK
		▲ 4,0 ▲	119	LE1	119	LE1	208,2	0,0	51,1	-41,0	109,1	OK
M1-w 3	NER6	▲ 4,0 ▲	119	LE1	119	LE1	276,8	0,0	103,2	93,4	115,1	OK
		▲ 4,0 ▲	119	LE1	119	LE1	266,2	0,0	82,8	-92,6	-113,0	OK
PB1	NER7	▲ 4,0 ▲	119	LE1	119	LE1	85,6	0,0	17,7	27,5	39,8	OK
		▲ 4,0 ▲	119	LE1	119	LE1	236,6	0,0	55,3	-42,2	125,9	OK
M1-w 1	NER7	▲ 4,0 ▲	119	LE1	119	LE1	275,9	0,0	103,1	93,3	114,5	OK
		▲ 4,0 ▲	119	LE1	119	LE1	265,5	0,0	82,8	-92,6	-112,4	OK
PB1	NER8	▲ 4,0 ▲	119	LE1	119	LE1	210,1	0,0	51,0	40,4	-110,5	OK
		▲ 4,0 ▲	119	LE1	119	LE1	72,0	0,0	16,1	-22,6	-33,6	OK
M1-w 1	NER8	▲ 4,0 ▲	119	LE1	119	LE1	265,6	0,0	82,7	92,6	112,5	OK
		▲ 4,0 ▲	119	LE1	119	LE1	276,3	0,0	103,2	-93,5	-114,7	OK
PB1	M1	▲ 8,0	736	LE1	736	LE1	99,0	0,0	90,0	-23,8	-0,9	OK

Dati Progetto

Materiale	f_u [MPa]	β_w [-]	σ_{w,Rd} [MPa]	0.9 σ [MPa]
S 275	430,0	0,85	404,7	309,6

Spiegazione dei simboli

- T_w Spessore della gola a
- L Lunghezza
- σ_{w,Ed} Sforzo equivalente
- ε_{Pl} Deformazione
- σ_⊥ Tensione perpendicolare
- τ_⊥ Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
- τ_{||} Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
- Ut Utilizzo
- Ut_c Stima della capacità della saldatura
- ▲ Saldatura riempita
- f_u Resistenza ultima della saldatura
- β_w Fattore di correlazione EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
- σ_{w,Rd} Resistenza sforzo equivalente
- 0.9 σ Resistenza allo sforzo perpendicolare: 0.9*f_u/γ_{M2}

Risultati dettagliati per PB1 / NER2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404,7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]^{0.5} = 213,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 309,6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 42,7 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 430,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{– Fattore di correlazione EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,53 \leq 1,0$$

Dove:

$\sigma_{w,Ed} = 213,1 \text{ MPa}$ – Sforzo normale massimo trasversale rispetto all'asse della saldatura

$\sigma_{w,Rd} = 404,7 \text{ MPa}$ – Resistenza sforzo equivalente

$\sigma_{\perp} = 42,7 \text{ MPa}$ – Sforzo normale perpendicolare alla gola

$\sigma_{\perp,Rd} = 309,6 \text{ MPa}$ – Resistenza allo sforzo perpendicolare

14.3 NODO INTERMEDIO

Materiale

Acciaio S 275
Calcestruzzo C25/30

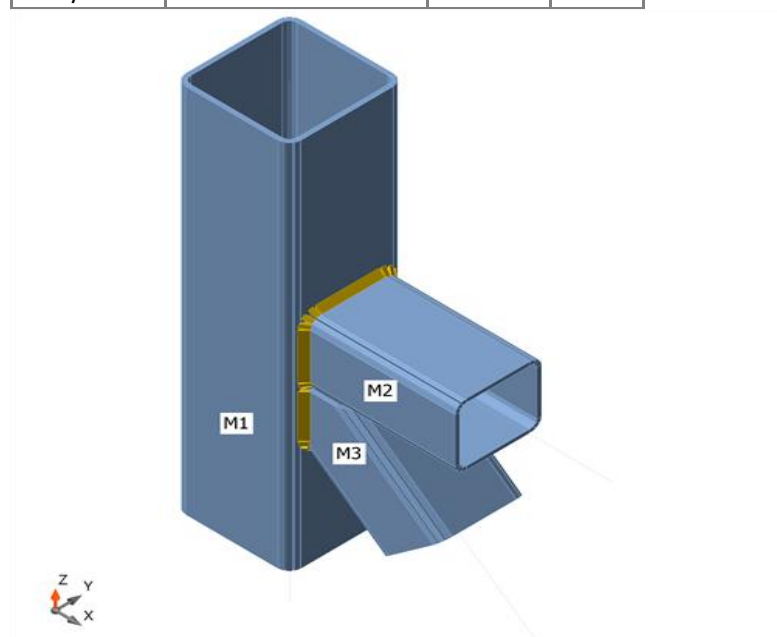
Membrature

Geometria

Nome	Sezione	β – Direzione [°]	γ - Pendenza [°]	α - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
M1	2 - SHS200/200/8.0	0,0	90,0	0,0	0	0	0
M2	1 - SHS150/150/8.0	0,0	0,0	0,0	0	0	0
M3	1 - SHS150/150/8.0	0,0	-45,0	0,0	0	0	0

Vincoli e forze

Nome	Appoggio	Forze in	X [mm]
M1 / inizio	N-Vy-Vz-Mx-My-Mz	Nodo	0
M1 / fine		Nodo	0
M2 / fine		Nodo	0
M3 / fine		Nodo	0



Sezioni

Nome	Materiale
2 - SHS200/200/8.0	S 275
1 - SHS150/150/8.0	S 275

Effetti del carico (forze in equilibrio)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M1 / Inizio	322,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M1 / Fine	-274,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M2 / Fine	-38,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M3 / Fine	64,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Forze non equilibrate

Nome	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	7,5	0,0	2,1	0,0	0,0	0,0

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Verifica Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,0 < 5,0%	OK
Deformazione loc.	0,1 < 3%	OK
Saldature	33,1 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	
GMNA	Calcolato	

Piastre

Nome	t _p [mm]	Carichi	σ _{Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _{c,Ed} [MPa]	Stato
M1	8,0	LE1	106,2	0,0	0,0	OK
M2	8,0	LE1	74,4	0,0	0,0	OK
M3	8,0	LE1	102,0	0,0	0,0	OK

Dati Progetto

Materiale	f _y [MPa]	ε _{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Spiegazione dei simboli

- t_p Spessore piastra
- σ_{Ed} Sforzo equivalente
- ε_{pl} Deformazione Plastica
- σ_{c,Ed} Tensione di contatto
- f_y Tensione di snervamento
- ε_{lim} Limite di deformazione plastica

Risultati dettagliati per M1

Valori di progetto utilizzati nell'analisi

$$f_{y,d} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 261,9 \text{ MPa}$$

Dove:

$$f_{yk} = 275,0 \text{ MPa} \quad \text{– tensione di snervamento caratteristica}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per il materiale in acciaio EN 1993-1-1 – 6.1}$$

Deformazione loc.

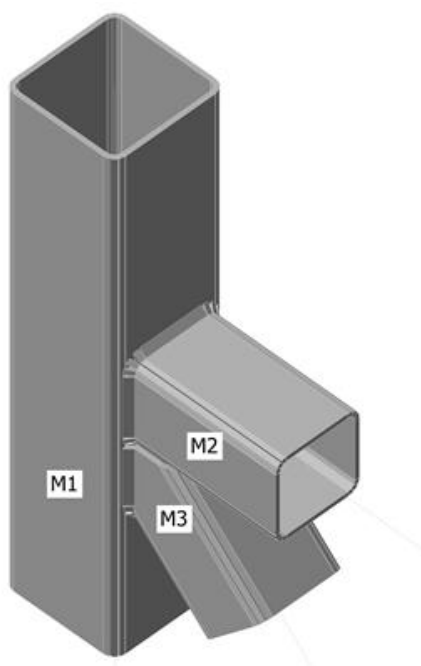
Nome	d ₀ [mm]	Carichi	δ [mm]	δ _{lim} [mm]	δ/d ₀ [%]	Verifica Stato
M1	200	LE1	0	6	0,1	OK
M2	150	LE1	0	5	0,0	OK
M3	150	LE1	0	5	0,0	OK

Spiegazione dei simboli

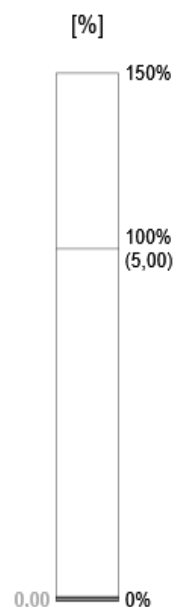
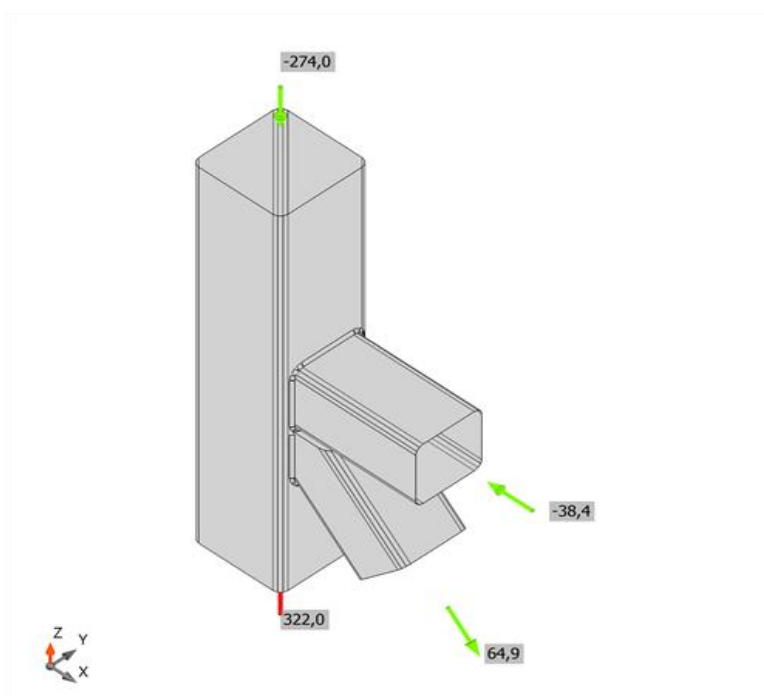
d₀ Misura sezione

δ Deformazione locale sezione

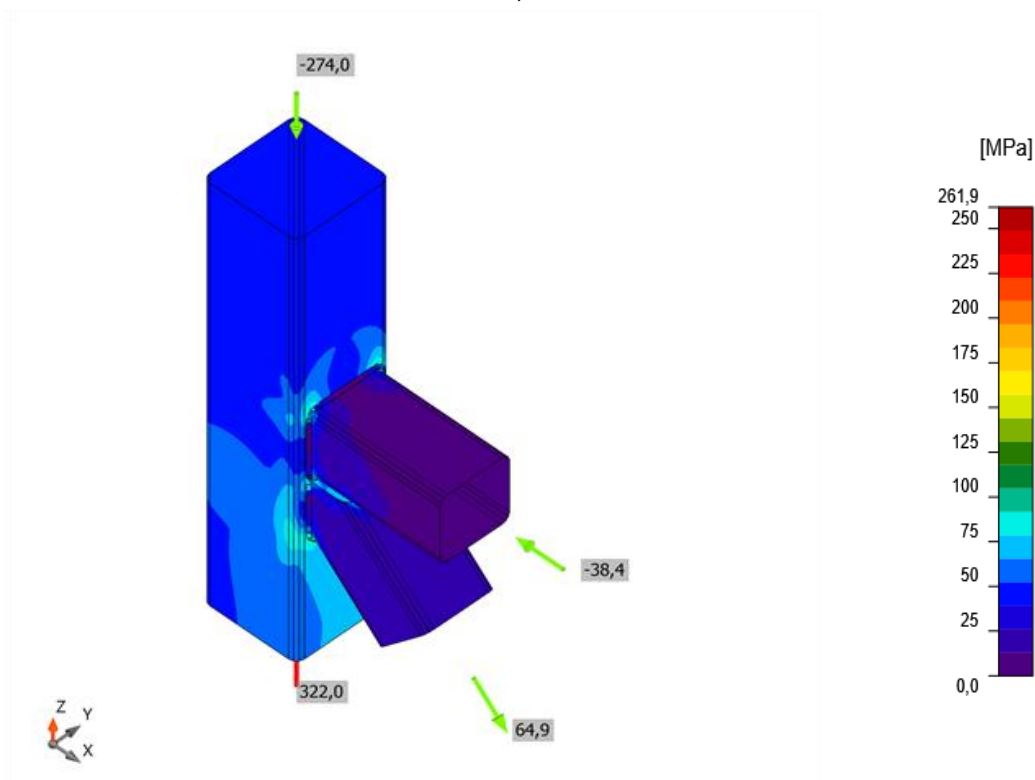
δ_{lim} Deformazione consentita



Verifica globale, LE1



Verifica deformazione, LE1



Sforzo equivalente, LE1

Saldature

Elemento	Bordo	T_w [mm]	L [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{ }$ [MPa]	U_t [%]	$U_{t,c}$ [%]	Stato
M1-w 1	M2	▲ 8,0	538	LE1	63,8	0,0	-62,3	4,7	-6,6	20,1	9,9	OK
M1-w 1	M3	▲ 8,0	374	LE1	103,7	0,0	38,4	-6,6	-55,2	25,6	15,5	OK
M2-w 1	M3	▲ 8,0	110	LE1	133,9	0,0	19,3	-67,4	-36,3	33,1	21,2	OK

Dati Progetto

Materiale	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	430,0	0,85	404,7	309,6

Spiegazione dei simboli

T_w	Spessore della gola a
L	Lunghezza
$\sigma_{w,Ed}$	Sforzo equivalente
ϵ_{pl}	Deformazione
$\sigma_{\perp}$	Tensione perpendicolare
$\tau_{\perp}$	Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
$\tau_{ }$	Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
U_t	Utilizzo
$U_{t,c}$	Stima della capacità della saldatura
▲	Saldatura riempita
f_u	Resistenza ultima della saldatura
β_w	Fattore di correlazione EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
$\sigma_{w,Rd}$	Resistenza sforzo equivalente

0.9 σ Resistenza allo sforzo perpendicolare: $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$

Risultati dettagliati per M2-w 1 / M3

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404,7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 133,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 309,6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 19,3 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 430,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{– Fattore di correlazione EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,33 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 133,9 \text{ MPa} \quad \text{– Sforzo normale massimo trasversale rispetto all'asse della saldatura}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 404,7 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza sforzo equivalente}$$

$$\sigma_{\perp} = 19,3 \text{ MPa} \quad \text{– Sforzo normale perpendicolare alla gola}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 309,6 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

14.4 NODO DI SOMMITA'

Materiale

Acciaio	S 275
Calcestruzzo	C25/30

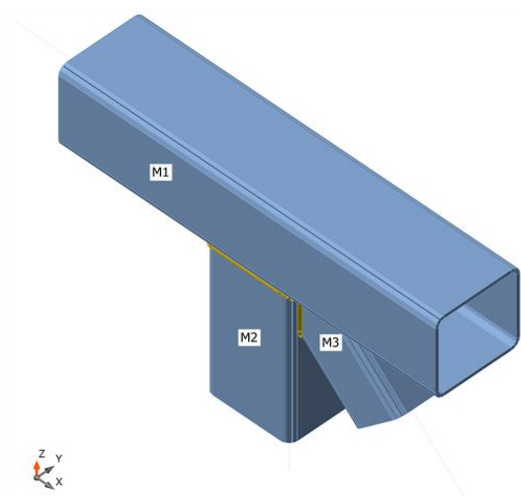
Membrature

Geometria

Nome	Sezione	β – Direzione [°]	γ - Pendenza [°]	α - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
M1	3 - SHS200/200/8.0	0,0	0,0	0,0	0	0	0
M2	3 - SHS200/200/8.0	0,0	-90,0	0,0	0	0	0
M3	1 - SHS150/150/8.0	0,0	-46,0	0,0	0	0	0

Vincoli e forze

Nome	Appoggio	Forze in	X [mm]
M1 / inizio		Nodo	0
M1 / fine		Nodo	0
M2 / fine	N-Vy-Vz-Mx-My-Mz	Nodo	0
M3 / fine		Nodo	0



Sezioni

Nome	Materiale
3 - SHS200/200/8.0	S 235
1 - SHS150/150/8.0	S 275

Effetti del carico (forze in equilibrio)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M1 / Inizio	42,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M1 / Fine	0,0	0,0	-3,0	0,0	2,0	0,0
	M2 / Fine	-39,0	0,0	0,0	0,0	-2,0	0,0
	M3 / Fine	-54,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Forze non equilibrate

Nome	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	42,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Verifica Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,0 < 5,0%	OK
Deformazione loc.	0,0 < 3%	OK
Saldature	27,1 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	
GMNA	Calcolato	

Piastre

Nome	Materiale	t _p [mm]	Carichi	σ _{Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _{c,Ed} [MPa]	Stato
M1	S 275	8,0	LE1	225,4	0,7	0,0	OK
M2	S 275	8,0	LE1	226,2	1,1	0,0	OK
M3	S 275	8,0	LE1	172,2	0,0	0,0	OK
NER1	S 275	10,0	LE1	124,7	0,0	0,0	OK
NER2	S 275	10,0	LE1	124,6	0,0	0,0	OK
SP1	S 275	10,0	LE1	33,4	0,0	0,0	OK

Dati Progetto

Materiale	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Spiegazione dei simboli

- t_p Spessore piastra
- σ_{Ed} Sforzo equivalente
- ϵ_{pl} Deformazione Plastica
- $\sigma_{c,Ed}$ Tensione di contatto
- f_y Tensione di snervamento
- ϵ_{lim} Limite di deformazione plastica

Risultati dettagliati per M2

Valori di progetto utilizzati nell'analisi

$$f_{y,d} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 223,8 \text{ MPa}$$

Dove:

- $f_{yk} = 235,0 \text{ MPa}$ – tensione di snervamento caratteristica
- $\gamma_{M0} = 1,05$ – coefficiente di sicurezza per il materiale in acciaio EN 1993-1-1 – 6.1

Deformazione loc.

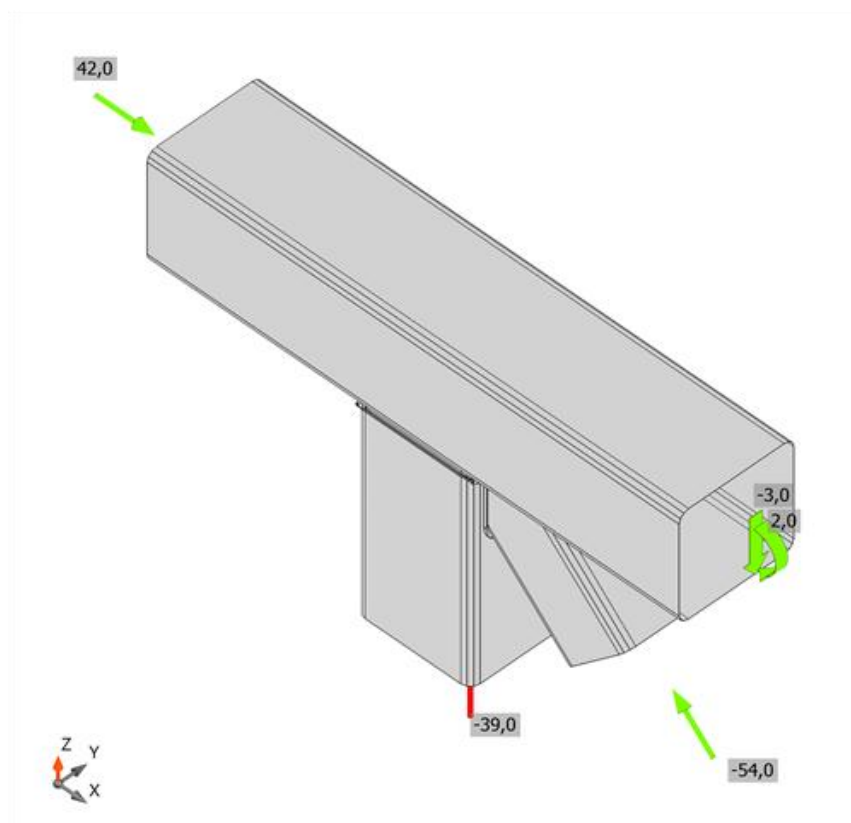
Nome	d_0 [mm]	Carichi	δ [mm]	δ_{lim} [mm]	δ/d_0 [%]	Verifica Stato
M1	200	LE1	0	6	0,0	OK
M2	200	LE1	0	6	0,0	OK
M3	150	LE1	0	5	0,0	OK

Spiegazione dei simboli

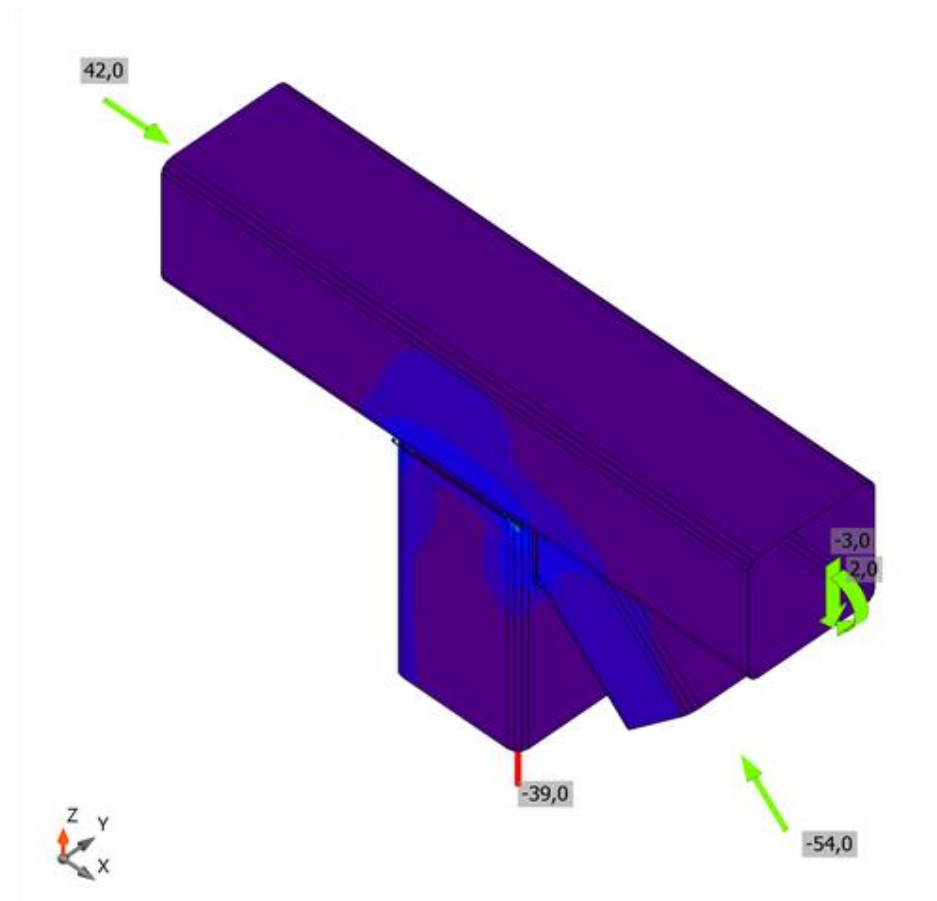
- d_0 Misura sezione
- δ Deformazione locale sezione
- δ_{lim} Deformazione consentita



Verifica globale, LE1



Verifica deformazione, LE1



Sforzo equivalente, LE1

Saldature

Elemento	Bordo	T _w [mm]	L [mm]	Carichi	σ _{w,Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _⊥ [MPa]	τ _⊥ [MPa]	τ [MPa]	U _t [%]	U _{t,c} [%]
M1-arc 2	M2	▲ 4,0 ▲	742	LE1	97,4	0,0	-2,5	-55,4	9,8	27,1	16,4
M1-w 1	M3	▲ 4,0 ▲	315	LE1	37,6	0,0	-1,5	-2,5	21,6	10,5	7,9
M2-w 3	M3	▲ 4,0 ▲	335	LE1	44,2	0,0	-11,3	-4,3	-24,3	12,3	7,9
		▲ 4,0 ▲	742	LE1	68,3	0,0	24,9	-18,9	31,5	19,0	11,6
		▲ 4,0 ▲	315	LE1	52,2	0,0	-22,5	13,7	23,4	14,5	9,6
		▲ 4,0 ▲	335	LE1	56,0	0,0	-28,2	9,0	-26,5	15,6	9,5

Dati Progetto

Materiale	f _u [MPa]	β _w [-]	σ _{w,Rd} [MPa]	0.9 σ [MPa]
S 275	430,0	0,85	404,7	309,6

Spiegazione dei simboli

T _w	Spessore della gola a
L	Lunghezza
σ _{w,Ed}	Sforzo equivalente
ε _{pl}	Deformazione
σ _⊥	Tensione perpendicolare
τ _⊥	Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
τ	Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
U _t	Utilizzo
U _{t,c}	Stima della capacità della saldatura
▲	Saldatura riempita
f _u	Resistenza ultima della saldatura
β _w	Fattore di correlazione EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
σ _{w,Rd}	Resistenza sforzo equivalente
0.9 σ	Resistenza allo sforzo perpendicolare: 0.9*f _u /γ _{M2}

Risultati dettagliati per M1-arc 2 / M2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 360,0 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]^{0.5} = 97,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 259,2 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 2,5 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 360,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{– Fattore di correlazione EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,27 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 97,4 \text{ MPa} \quad \text{– Sforzo normale massimo trasversale rispetto all'asse della saldatura}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 360,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza sforzo equivalente}$$

$$\sigma_{\perp} = -2,5 \text{ MPa} \quad \text{– Sforzo normale perpendicolare alla gola}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 259,2 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

14.5 ATTACCO TORRE T1 - PILASTRO IN C.A.

Materiale

Acciaio	S 275
Calcestruzzo	C25/30

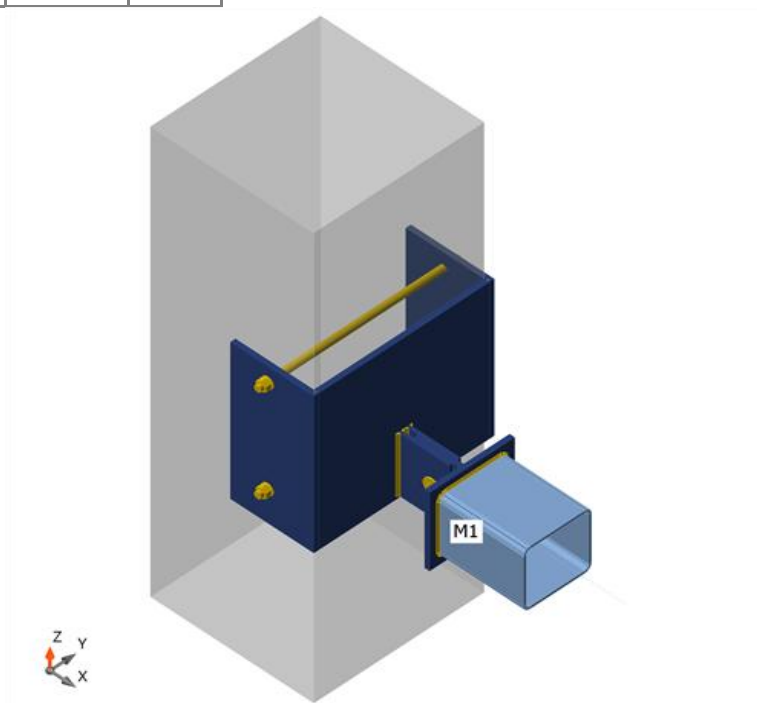
Membrature

Geometria

Nome	Sezione	β - Direzione [°]	γ - Pendenza [°]	α - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
M1	3 - SHS200/200/8.0	0,0	0,0	0,0	0	0	0

Vincoli e forze

Nome	Appoggio	Forze in	X [mm]
M1 / fine		Nodo	0



Sezioni

Nome	Materiale
3 - SHS200/200/8.0	S 235
5 - Piastra 15, 500	S 275

Ancoraggi / Perni

Nome	Diametro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Superficie lorda [mm ²]
M20 8.8	20	640,0	800,0	314
D24 S 275	24	275,0	430,0	452

Effetti del carico (forze in equilibrio)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M1 / Fine	-42,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE2	M1 / Fine	42,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Forze non equilibrate

Nome	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	-42,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE2	42,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Verifica Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,0 < 5,0%	OK
Deformazione loc.	0,0 < 3%	OK
Perni	34,5 < 100%	OK
Ancoraggi	26,8 < 100%	OK
Saldature	22,8 < 100%	OK
Blocco di calcestruzzo	Non calcolato	
Stabilità	Non calcolato	

Piastre

Nome	Materiale	t _p [mm]	Carichi	σ _{Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _{c,Ed} [MPa]	Stato
M1	S 235	8,0	LE1	51,2	0,0	0,0	OK
SM1-bfl 1	S 275	15,0	LE2	247,6	0,0	0,0	OK
SP1	S 275	15,0	LE1	180,9	0,0	1,8	OK
SP2	S 275	15,0	LE1	180,9	0,0	1,8	OK
SP3	S 275	15,0	LE2	26,3	0,0	0,0	OK
SP4	S 275	15,0	LE2	89,2	0,0	0,0	OK
SP5	S 275	10,0	LE1	148,6	0,0	6,7	OK
SP6	S 275	10,0	LE1	148,6	0,0	6,7	OK

Dati Progetto

Materiale	f _y [MPa]	ε _{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Spiegazione dei simboli

- t_p Spessore piastra
- σ_{Ed} Sforzo equivalente
- ε_{pl} Deformazione Plastica
- σ_{c,Ed} Tensione di contatto
- f_y Tensione di snervamento
- ε_{lim} Limite di deformazione plastica

Risultati dettagliati per M1

Valori di progetto utilizzati nell'analisi

$$f_{y,d} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 223,8 \text{ MPa}$$

Dove:

$$f_{yk} = 235,0 \text{ MPa} \quad \text{– tensione di snervamento caratteristica}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per il materiale in acciaio EN 1993-1-1 – 6.1}$$

Deformazione loc.

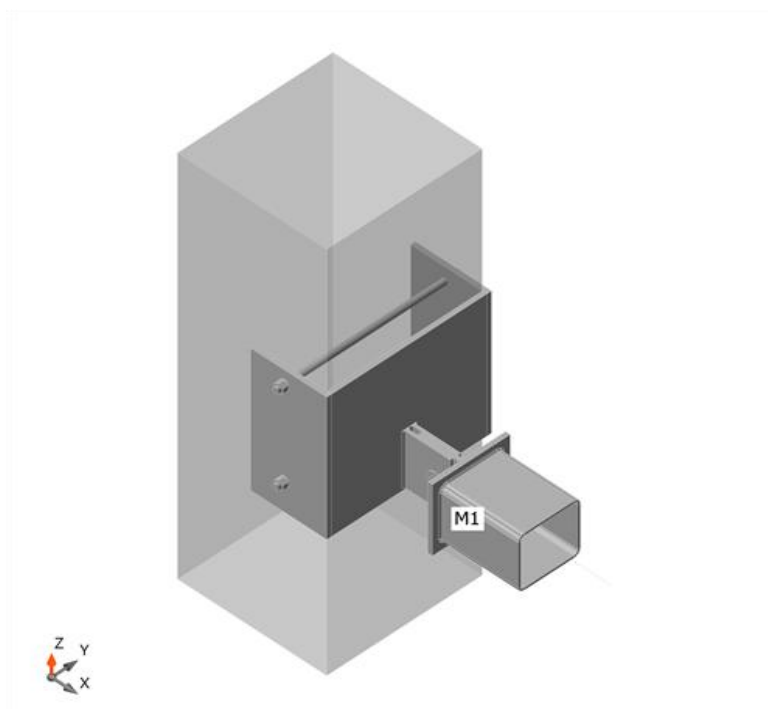
Nome	d ₀ [mm]	Carichi	δ [mm]	δ _{lim} [mm]	δ/d ₀ [%]	Verifica Stato
M1	200	LE2	0	6	0,0	OK

Spiegazione dei simboli

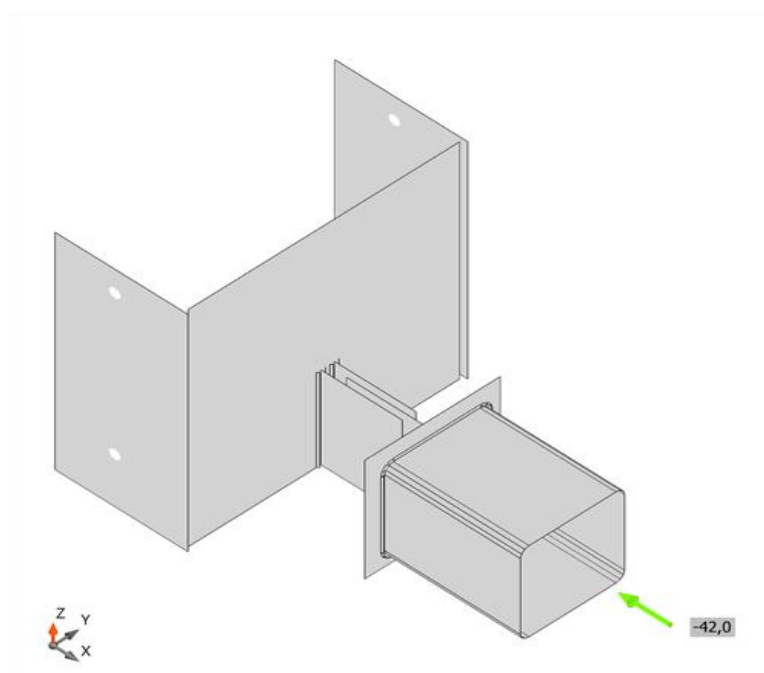
d₀ Misura sezione

δ Deformazione locale sezione

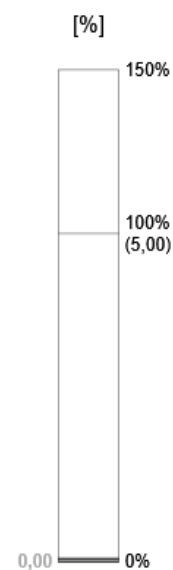
δ_{lim} Deformazione consentita

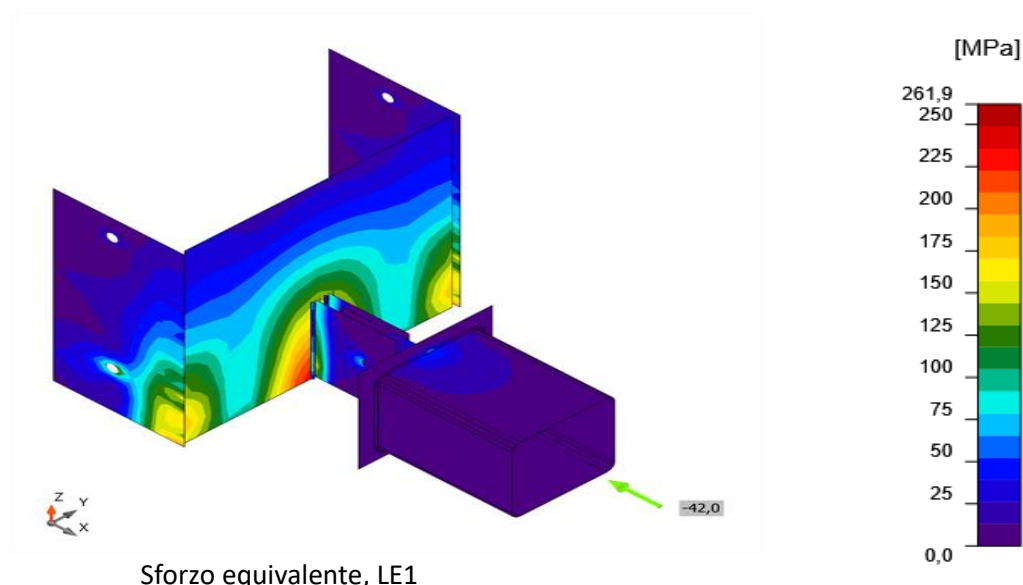


Verifica globale, LE1



Verifica deformazione, LE1





Sforzo equivalente, LE1

Perni

Elemento	Classe	Carichi	$F_{v,Ed}$ [kN]	M_{Ed} [kNm]	$F_{v,Rd}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	M_{Rd} [kNm]	U_t [%]	U_b [%]	U_{sb} [%]	Stato
P5	D24 S 275	LE2	21,0	0,2	93,4	141,4	0,5	29,7	34,5	16,9	OK

Spiegazione dei simboli

- $F_{v,Ed}$ Forza di taglio massimo nel perno
 M_{Ed} Momento flettente massimo nel perno
 $F_{v,Rd}$ Resistenza al taglio del perno
 $F_{b,Rd}$ Resistenza di progetto della piastra e del perno
 M_{Rd} Resistenza a flessione del perno
 U_t Utilizzo a taglio
 U_b Utilizzo in flessione
 U_{sb} Utilizzo a taglio e flessione combinati

Risultati dettagliati per P5

Verifica della resistenza a taglio (EN 1993-1-8 – Tabella 3.10)

$$\frac{F_{v,Rd}}{0,6A_f} = 93,4 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 21,0 \text{ kN}$$

Dove:

- $A = 452 \text{ mm}^2$ – Area della sezione del perno
 $f_{up} = 430,0 \text{ MPa}$ – Resistenza ultima alla trazione del perno
 $\gamma_{M2} = 1,25$ – Coefficiente di sicurezza

Verifica della Resistenza di progetto (EN 1993-1-8 – Tabella 3.10)

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5t d f_y}{\gamma_{M0}} = 141,4 \text{ kN} \geq F_{b,Ed} = 42,0 \text{ kN}$$

Dove:

- $t = 15,0 \text{ mm}$ – Spessore della parte collegata
 $d = 24,0 \text{ mm}$ – Diametro del perno
 $f_y = 275,0 \text{ MPa}$ – La minore tra la tensione di snervamento del perno e quella della parte connessa
 $\gamma_{M0} = 1,05$ – Coefficiente di sicurezza

Verifica della resistenza di progetto (EN 1993-1-8 – Tabella 3.10)

$$M_{Rd} = \frac{1,5 W_{el} f_{yp}}{\gamma_{M0}} = 0,5 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 0,2 \text{ kNm}$$

Dove:

$$W_{el} = 1357 \text{ mm}^3 \quad \text{– Modulo elastico della sezione del perno}$$

$$f_{yp} = 275,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza di snervamento del perno}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo a taglio

$$\max\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}, \frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}}\right) = 0,30 \leq 1,0$$

Dove:

$$F_{v,Ed} = 21,0 \text{ kN} \quad \text{– Forza di taglio massimo nel perno}$$

$$F_{v,Rd} = 93,4 \text{ kN} \quad \text{– Resistenza al taglio del perno}$$

$$F_{b,Ed} = 42,0 \text{ kN} \quad \text{– Forza di taglio che il perno trasferisce a servizio (per la piastra determinante)}$$

$$F_{b,Rd} = 141,4 \text{ kN} \quad \text{– Resistenza di progetto della piastra e del perno}$$

Utilizzo in flessione

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0,34 \leq 1,0$$

Dove:

$$M_{Ed} = 0,2 \text{ kNm} \quad \text{– Momento flettente massimo nel perno}$$

$$M_{Rd} = 0,5 \text{ kNm} \quad \text{– Resistenza a flessione del perno}$$

Verifica combinata a taglio e flessione (EN 1993-1-8 – Tabella 3.10)

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 = 0,17 \leq 1,0$$

Dove:

$$F_{v,Ed} = 21,0 \text{ kN} \quad \text{– Forza di taglio massimo nel perno}$$

$$F_{v,Rd} = 93,4 \text{ kN} \quad \text{– Resistenza al taglio del perno}$$

$$M_{Ed} = 0,2 \text{ kNm} \quad \text{– Momento flettente massimo nel perno}$$

$$M_{Rd} = 0,5 \text{ kNm} \quad \text{– Resistenza a flessione del perno}$$

Ancoraggi

Forma	Elemento	Carichi	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	U _t [%]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Stato
	A1	LE2	1,0	21,0	0,9	26,8	7,2	OK
	A2	LE1	4,2	0,0	3,8	0,0	0,1	OK
	A3	LE2	1,0	21,0	0,9	26,8	7,2	OK
	A4	LE1	4,2	0,0	3,8	0,0	0,1	OK

Dati Progetto

Classe	N _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,s} [kN]
M20 8.8 - 1	111,1	78,4

Spiegazione dei simboli

N_{Ed}	Forza di trazione
V_{Ed}	Risultante delle forze di taglio del bullone V_y e V_z nei piani di taglio
U_{t_t}	Utilizzo in trazione
U_{t_s}	Utilizzo a taglio
$U_{t_{ts}}$	Utilizzo in trazione e taglio - EN 1992-4 – Tabella 7.3
$N_{Rd,s}$	Resistenza di progetto alla trazione di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN 1992-4 – 7.2.1.3
$V_{Rd,s}$	Resistenza di progetto a taglio di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN 1992-4 – 7.2.2.3.1

Risultati dettagliati per A3

Le seguenti verifiche degli ancoraggi caricati a trazione non sono fornite e devono essere verificati utilizzando le informazioni in relative European Technical Product Specification:

Rottura a pull-out del fissaggio (per ancoraggi meccanici post-installati) - EN 1992-4 – 7.2.1.5

Rottura combinata del calcestruzzo e a pull-out (per ancoraggi post-installati) - EN 1992-4 – 7.2.1.6

Rottura per splitting del calcestruzzo - EN 1992-4 – 7.2.1.7

La rottura per blow-out del calcestruzzo dell'ancoraggio con testa a trazione è fornita solo per ancoraggi con rosetta.

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1992-4 – 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 111,1 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 1,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 166,6 \text{ kN}$$

Dove:

$c = 0,85$	– fattore di riduzione per taglio filettatura
$A_s = 245 \text{ mm}^2$	– area soggetta alla trazione
$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa}$	– resistenza alla trazione minima del bullone
$\gamma_{Ms} = 1,50$	– coefficiente di sicurezza per acciaio

$$\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} \geq 1,4$$

, dove:

$$f_{yk} =$$

640,0 MPa – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a taglio (EN 1992-4 – 7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{Ed}} = \frac{78,4 \text{ kN}}{21,0 \text{ kN}} \geq 1$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 98,0 \text{ kN}$$

Dove:

$k_7 = 1,00$	– coefficiente di duttilità dell'acciaio dell'ancoraggio
--------------	--

$$k_7 = \begin{cases} 0,8 & A < 0,08 \\ 1,0 & A \geq 0,08 \end{cases}$$

, dove:

$$A =$$

0,12 – allungamento della classe del bullone al rottura

$$V_{Rk,s}^0 = 98,0 \text{ kN} \quad \text{– la resistenza caratteristica a taglio}$$

$$V_{Rk,s}^0 = k_{\phi} \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, dove:

$$k_{\phi} =$$

0,50 – coefficiente per resistenza all'ancoraggio a taglio

$$A_s =$$

245 mm² – area soggetta alla trazione

$$f_{uk} =$$

800,0 MPa – resistenza alla rottura specificata dell'acciaio dell'ancoraggio

$$\gamma_{Ms} = 1,25$$

– coefficiente di sicurezza per acciaio

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 – Tabella 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1,0$$

Dove:

$$N_{Ed} = 1,0 \text{ kN} \quad \text{– forza di trazione di progetto}$$

$$N_{Rd,s} = 111,1 \text{ kN} \quad \text{– resistenza alla trazione del fissaggio}$$

$$V_{Ed} = 21,0 \text{ kN} \quad \text{– sforzo di taglio di progetto}$$

$$V_{Rd,s} = 78,4 \text{ kN} \quad \text{– resistenza al taglio del fissaggio}$$

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tabella 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^{1,5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1,0$$

Dove:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} = 0,0 \% \quad \text{– rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0,0 \% \quad \text{– rottura a pullout del calcestruzzo}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0,0 \% \quad \text{– rottura a blowout del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0,0 \% \quad \text{– rottura del bordo del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0,0 \% \quad \text{– rottura a pryout del calcestruzzo}$$

Armatura supplementare (EN 1992-4 – 7.2.1.9; EN 1992-4 – 7.2.2.6)

L'armatura supplementare dovrebbe resistere alla forza di 2,7 kN in trazione e 0,0 kN a taglio. Solo l'effetto di carico corrente considerato.

Saldature

Elemento	Bordo	T _w [mm]	L [mm]	Carichi	σ _{w,Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _⊥ [MPa]	τ _⊥ [MPa]	τ [MPa]	U _t [%]	U _{t,c} [%]	Stato
SP1	SM1-bfl 1	-	500	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
SP2	SM1-bfl 1	-	500	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
SP3	SP4	▲ 7,5 ▼	199	LE2	84,2	0,0	37,6	37,5	-22,0	20,8	13,4	OK
		▲ 7,5 ▼	199	LE2	84,2	0,0	37,5	-37,5	22,0	20,8	13,4	OK
SM1-bfl 1	SP5	▲ 5,0 ▼	199	LE1	58,2	0,0	35,7	24,7	-9,8	14,4	8,4	OK
		▲ 5,0 ▼	198	LE1	92,1	0,0	-52,2	38,9	-20,2	22,8	15,3	OK
SM1-bfl 1	SP6	▲ 5,0 ▼	198	LE1	92,1	0,0	-52,2	-38,9	20,2	22,8	15,3	OK

		▲ 5,0 ▲	199	LE1	58,2	0,0	35,7	-24,7	9,8	14,4	8,4	OK
SP3	M1	▲ 4,0 ▲	734	LE2	63,5	0,0	35,2	30,5	0,0	15,7	9,2	OK
		▲ 4,0 ▲	735	LE2	54,9	0,0	23,9	-28,5	0,0	13,6	8,3	OK

Dati Progetto

Materiale	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0,0	-	-	-
S 275	430,0	0,85	404,7	309,6

Spiegazione dei simboli

- T_w Spessore della gola a
- L Lunghezza
- $\sigma_{w,Ed}$ Sforzo equivalente
- ϵ_{pl} Deformazione
- $\sigma_{\perp}$ Tensione perpendicolare
- $\tau_{\perp}$ Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
- $\tau_{||}$ Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
- U_t Utilizzo
- $U_{t,c}$ Stima della capacità della saldatura
- ▲ Saldatura riempita
- f_u Resistenza ultima della saldatura
- β_w Fattore di correlazione EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
- $\sigma_{w,Rd}$ Resistenza sforzo equivalente
- 0.9σ Resistenza allo sforzo perpendicolare: $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$

Risultati dettagliati per SM1-bfl 1 / SP6

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404,7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]^{0.5} = 92,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 309,6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 52,2 \text{ MPa}$$

dove:

- $f_u = 430,0 \text{ MPa}$ – Resistenza Ultima
- $\beta_w = 0,85$ – Fattore di correlazione EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Coefficiente di sicurezza

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,23 \leq 1,0$$

Dove:

- $\sigma_{w,Ed} = 92,1 \text{ MPa}$ – Sforzo normale massimo trasversale rispetto all'asse della saldatura
- $\sigma_{w,Rd} = 404,7 \text{ MPa}$ – Resistenza sforzo equivalente
- $\sigma_{\perp} = -52,2 \text{ MPa}$ – Sforzo normale perpendicolare alla gola
- $\sigma_{\perp,Rd} = 309,6 \text{ MPa}$ – Resistenza allo sforzo perpendicolare

14.6 ATTACCO TORRE T2 - PILASTRO IN C.A.

Materiale

Acciaio	S 275
Calcestruzzo	C25/30

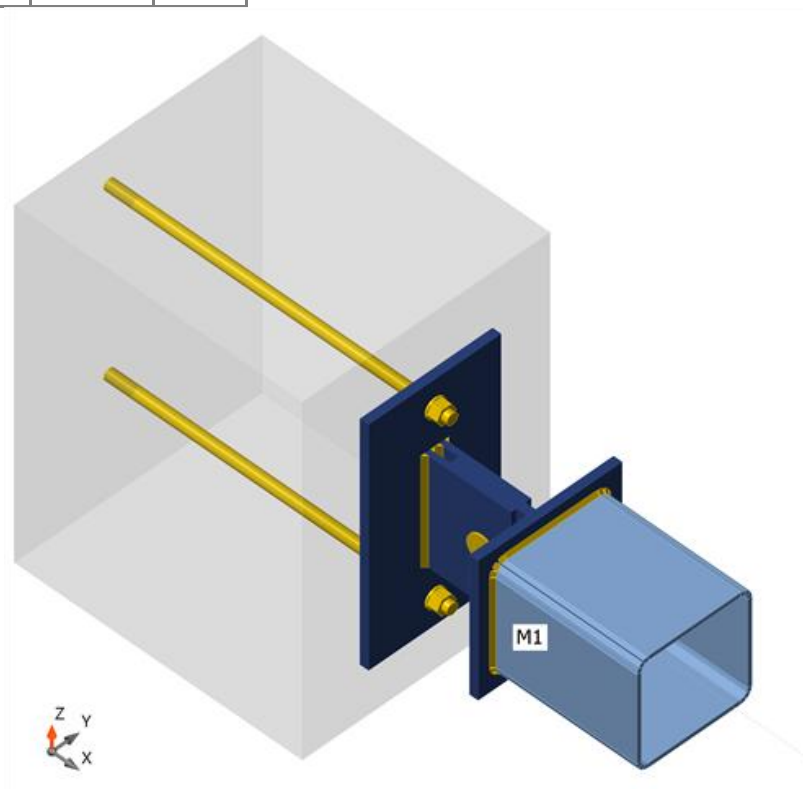
Membrature

Geometria

Nome	Sezione	β - Direzione [°]	γ - Pendenza [°]	α - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
M1	3 - SHS200/200/8.0	0,0	0,0	0,0	0	0	0

Vincoli e forze

Nome	Appoggio	Forze in	X [mm]
M1 / fine		Nodo	0



Sezioni

Nome	Materiale
3 - SHS200/200/8.0	S 235

Ancoraggi / Perni

Nome	Diametro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Superficie lorda [mm ²]
D24 S 275	24	275,0	430,0	452
M20 8.8	20	640,0	800,0	314

Effetti del carico (forze in equilibrio)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M1 / Fine	-42,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

LE2	M1 / Fine	42,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-----	-----------	------	-----	-----	-----	-----	-----

Forze non equilibrate

Nome	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	-42,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE2	42,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Verifica Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,0 < 5,0%	OK
Deformazione loc.	0,0 < 3%	OK
Perni	34,5 < 100%	OK
Ancoraggi	27,9 < 100%	OK
Saldature	98,0 < 100%	OK
Blocco di calcestruzzo	5,3 < 100%	OK
Taglio	0,0 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

Piastre

Nome	Materiale	t _p [mm]	Carichi	σ _{Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _{c,Ed} [MPa]	Stato
M1	S 235	8,0	LE1	51,2	0,0	0,0	OK
SP3	S 275	15,0	LE2	26,3	0,0	0,0	OK
SP4	S 275	15,0	LE2	89,2	0,0	1,7	OK
SP5	S 275	10,0	LE2	175,8	0,0	0,9	OK
SP6	S 275	10,0	LE2	177,6	0,0	0,9	OK
SP7	S 275	15,0	LE2	137,2	0,0	0,0	OK

Dati Progetto

Materiale	f _y [MPa]	ε _{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Spiegazione dei simboli

- t_p Spessore piastra
- σ_{Ed} Sforzo equivalente
- ε_{pl} Deformazione Plastica
- σ_{c,Ed} Tensione di contatto
- f_y Tensione di snervamento
- ε_{lim} Limite di deformazione plastica

Risultati dettagliati per SP6

Valori di progetto utilizzati nell'analisi

$$f_{y,d} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 261,9 \text{ MPa}$$

Dove:

$$f_{yk} = 275,0 \text{ MPa} \quad \text{– tensione di snervamento caratteristica}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per il materiale in acciaio EN 1993-1-1 – 6.1}$$

Deformazione loc.

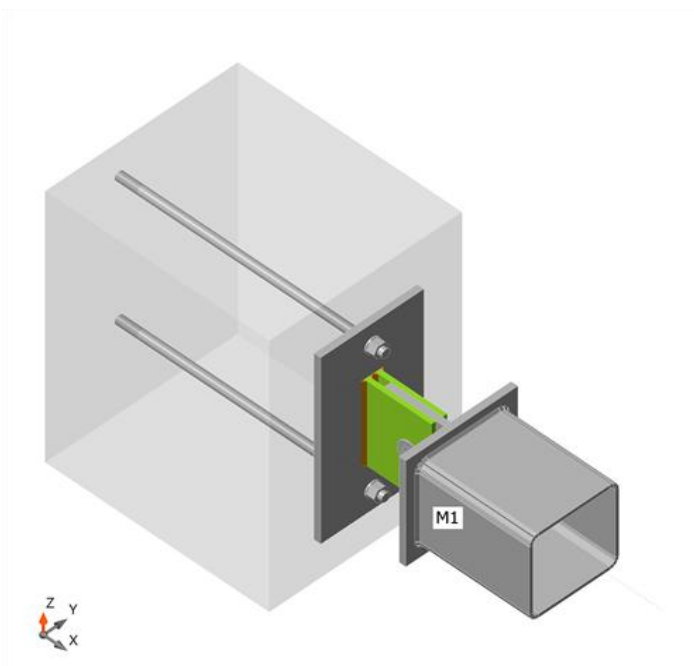
Nome	d ₀ [mm]	Carichi	δ [mm]	δ _{lim} [mm]	δ/d ₀ [%]	Verifica Stato
M1	200	LE2	0	6	0,0	OK

Spiegazione dei simboli

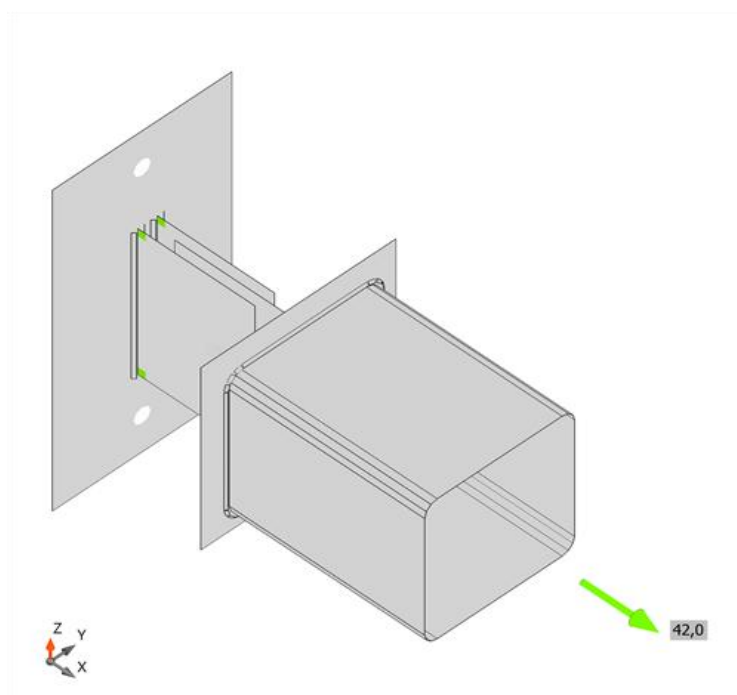
d₀ Misura sezione

δ Deformazione locale sezione

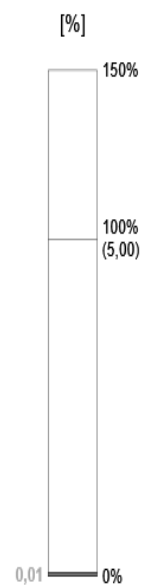
δ_{lim} Deformazione consentita

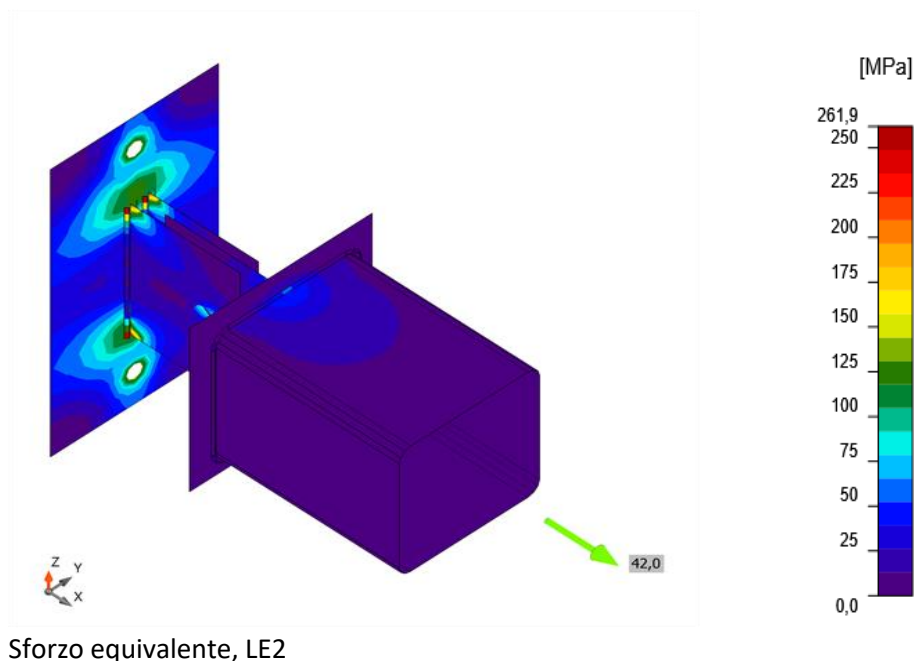


Verifica globale, LE2



Verifica deformazione, LE2





Perni

Elemento	Classe	Carichi	$F_{v,Ed}$ [kN]	M_{Ed} [kNm]	$F_{v,Rd}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	M_{Rd} [kNm]	U_t_s [%]	U_t_b [%]	U_t_{sb} [%]	Stato
P1	D24 S 275	LE2	21,0	0,2	93,4	141,4	0,5	29,7	34,5	16,9	OK

Spiegazione dei simboli

- $F_{v,Ed}$ Forza di taglio massimo nel perno
- M_{Ed} Momento flettente massimo nel perno
- $F_{v,Rd}$ Resistenza al taglio del perno
- $F_{b,Rd}$ Resistenza di progetto della piastra e del perno
- M_{Rd} Resistenza a flessione del perno
- U_t_s Utilizzo a taglio
- U_t_b Utilizzo in flessione
- U_t_{sb} Utilizzo a taglio e flessione combinati

Risultati dettagliati per P1

Verifica della resistenza a taglio (EN 1993-1-8 – Tabella 3.10)

$$\frac{F_{v,Rd}}{0.6A_f} = 93,4 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 21,0 \text{ kN}$$

Dove:

- $A = 452 \text{ mm}^2$ – Area della sezione del perno
- $f_{up} = 430,0 \text{ MPa}$ – Resistenza ultima alla trazione del perno
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Coefficiente di sicurezza

Verifica della Resistenza di progetto (EN 1993-1-8 – Tabella 3.10)

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5t\sqrt{f_y}}{\gamma_{M0}} = 141,4 \text{ kN} \geq F_{b,Ed} = 42,0 \text{ kN}$$

Dove:

- $t = 15,0 \text{ mm}$ – Spessore della parte collegata
- $d = 24,0 \text{ mm}$ – Diametro del perno

$$f_y = 275,0 \text{ MPa} \quad - \text{La minore tra la tensione di snervamento del perno e quella della parte connessa}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05 \quad - \text{Coefficiente di sicurezza}$$

Verifica della resistenza di progetto (EN 1993-1-8 – Tabella 3.10)

$$M_{Rd} = \frac{1,5 W_{el} f_y}{\gamma_{M0}} = 0,5 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 0,2 \text{ kNm}$$

Dove:

$$W_{el} = 1357 \text{ mm}^3 \quad - \text{Modulo elastico della sezione del perno}$$

$$f_{yp} = 275,0 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza di snervamento del perno}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05 \quad - \text{Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo a taglio

$$\max\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}, \frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}}\right) = 0,30 \leq 1,0$$

Dove:

$$F_{v,Ed} = 21,0 \text{ kN} \quad - \text{Forza di taglio massimo nel perno}$$

$$F_{v,Rd} = 93,4 \text{ kN} \quad - \text{Resistenza al taglio del perno}$$

$$F_{b,Ed} = 42,0 \text{ kN} \quad - \text{Forza di taglio che il perno trasferisce a servizio (per la piastra determinante)}$$

$$F_{b,Rd} = 141,4 \text{ kN} \quad - \text{Resistenza di progetto della piastra e del perno}$$

Utilizzo in flessione

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0,34 \leq 1,0$$

Dove:

$$M_{Ed} = 0,2 \text{ kNm} \quad - \text{Momento flettente massimo nel perno}$$

$$M_{Rd} = 0,5 \text{ kNm} \quad - \text{Resistenza a flessione del perno}$$

Verifica combinata a taglio e flessione (EN 1993-1-8 – Tabella 3.10)

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 = 0,17 \leq 1,0$$

Dove:

$$F_{v,Ed} = 21,0 \text{ kN} \quad - \text{Forza di taglio massimo nel perno}$$

$$F_{v,Rd} = 93,4 \text{ kN} \quad - \text{Resistenza al taglio del perno}$$

$$M_{Ed} = 0,2 \text{ kNm} \quad - \text{Momento flettente massimo nel perno}$$

$$M_{Rd} = 0,5 \text{ kNm} \quad - \text{Resistenza a flessione del perno}$$

Ancoraggi

Forma	Elemento	Carichi	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	U _t [%]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Stato
	A2	LE2	31,0	0,0	27,9	0,0	7,8	OK
	A3	LE2	31,0	0,0	27,9	0,0	7,8	OK

Dati Progetto

Classe	N _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,s} [kN]
M20 8.8 - 1	111,1	78,4

Spiegazione dei simboli

N_{Ed}	Forza di trazione
V_{Ed}	Risultante delle forze di taglio del bullone V_y e V_z nei piani di taglio
U_{t_t}	Utilizzo in trazione
U_{t_s}	Utilizzo a taglio
$U_{t_{ts}}$	Utilizzo in trazione e taglio - EN 1992-4 – Tabella 7.3
$N_{Rd,s}$	Resistenza di progetto alla trazione di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN 1992-4 – 7.2.1.3
$V_{Rd,s}$	Resistenza di progetto a taglio di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN 1992-4 – 7.2.2.3.1

Risultati dettagliati per A2

Le seguenti verifiche degli ancoraggi caricati a trazione non sono fornite e devono essere verificati utilizzando le informazioni in relative European Technical Product Specification:

Rottura a pull-out del fissaggio (per ancoraggi meccanici post-installati) - EN 1992-4 – 7.2.1.5

Rottura combinata del calcestruzzo e a pull-out (per ancoraggi post-installati) - EN 1992-4 – 7.2.1.6

Rottura per splitting del calcestruzzo - EN 1992-4 – 7.2.1.7

La rottura per blow-out del calcestruzzo dell'ancoraggio con testa a trazione è fornita solo per ancoraggi con rosetta.

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1992-4 – 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 111,1 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 31,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 166,6 \text{ kN}$$

Dove:

$c = 0,85$	– fattore di riduzione per taglio filettatura
$A_s = 245 \text{ mm}^2$	– area soggetta alla trazione
$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa}$	– resistenza alla trazione minima del bullone
$\gamma_{Ms} = 1,50$	– coefficiente di sicurezza per acciaio

$$\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} \geq 1,4$$

, dove:

$$f_{yk} =$$

640,0 MPa – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a taglio (EN 1992-4 – 7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{Ed}} = \frac{78,4 \text{ kN}}{0,0 \text{ kN}} \geq 1$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 98,0 \text{ kN}$$

Dove:

$k_7 = 1,00$	– coefficiente di duttilità dell'acciaio dell'ancoraggio
--------------	--

$$k_7 = \begin{cases} 0,8 & A < 0,08 \\ 1,0 & A \geq 0,08 \end{cases}$$

, dove:

$$A =$$

0,12 – allungamento della classe del bullone al rottura

$$V_{Rk,s}^0 = 98,0 \text{ kN} \quad \text{– la resistenza caratteristica a taglio}$$

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, dove:

$$k_6 =$$

0,50 – coefficiente per resistenza all'ancoraggio a taglio

$$A_s =$$

245 mm² – area soggetta alla trazione

$$f_{uk} =$$

800,0 MPa – resistenza alla rottura specificata dell'acciaio dell'ancoraggio

$$\gamma_{Ms} = 1,25$$

– coefficiente di sicurezza per acciaio

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 – Tabella 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1,0$$

Dove:

$$N_{Ed} = 31,0 \text{ kN} \quad \text{– forza di trazione di progetto}$$

$$N_{Rd,s} = 111,1 \text{ kN} \quad \text{– resistenza alla trazione del fissaggio}$$

$$V_{Ed} = 0,0 \text{ kN} \quad \text{– sforzo di taglio di progetto}$$

$$V_{Rd,s} = 78,4 \text{ kN} \quad \text{– resistenza al taglio del fissaggio}$$

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tabella 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \right)^{1,5} \leq 1,0$$

Dove:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} = 0,0 \% \quad \text{– rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0,0 \% \quad \text{– rottura a pullout del calcestruzzo}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0,0 \% \quad \text{– rottura a blowout del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0,0 \% \quad \text{– rottura del bordo del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0,0 \% \quad \text{– rottura a pryout del calcestruzzo}$$

Armatura supplementare (EN 1992-4 – 7.2.1.9; EN 1992-4 – 7.2.2.6)

L'armatura supplementare dovrebbe resistere alla forza di 62,0 kN in trazione e 0,0 kN a taglio. Solo l'effetto di carico corrente considerato.

Saldature

Elemento	Bordo	T _w [mm]	L [mm]	Carichi	σ _{w,Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _⊥ [MPa]	τ _⊥ [MPa]	τ [MPa]	U _t [%]	U _{t,c} [%]	Stato
SP3	SP4	▲ 7,5 ▼	199	LE2	84,2	0,0	37,6	37,5	-22,0	20,8	13,4	OK
		▲ 7,5 ▼	199	LE2	84,2	0,0	37,5	-37,5	22,0	20,8	13,4	OK
SP7	SP5	▲ 5,0 ▼	199	LE2	390,1	0,0	106,8	111,0	-186,0	96,4	56,2	OK
		▲ 5,0 ▼	199	LE2	396,6	0,0	112,6	-108,4	190,9	98,0	58,8	OK
SP7	SP6	▲ 5,0 ▼	199	LE2	395,9	0,0	120,1	117,7	-183,3	97,8	59,0	OK
		▲ 5,0 ▼	199	LE2	389,6	0,0	116,2	-118,7	178,8	96,3	56,3	OK
SP3	M1	▲ 4,0 ▼	734	LE2	63,5	0,0	35,2	30,5	0,0	15,7	9,2	OK

		▲ 4,0 ▲	735	LE2	54,9	0,0	23,9	-28,5	0,0	13,6	8,3	OK
--	--	---------	-----	-----	------	-----	------	-------	-----	------	-----	----

Dati Progetto

Materiale	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	430,0	0,85	404,7	309,6

Spiegazione dei simboli

- T_w Spessore della gola a
 L Lunghezza
 $\sigma_{w,Ed}$ Sforzo equivalente
 ϵ_{pl} Deformazione
 $\sigma_{\perp}$ Tensione perpendicolare
 $\tau_{\perp}$ Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
 $\tau_{||}$ Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
 U_t Utilizzo
 $U_{t,c}$ Stima della capacità della saldatura
 ▲ Saldatura riempita
 f_u Resistenza ultima della saldatura
 β_w Fattore di correlazione EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
 $\sigma_{w,Rd}$ Resistenza sforzo equivalente
 0.9σ Resistenza allo sforzo perpendicolare: $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$

Risultati dettagliati per SP7 / SP5

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404,7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]^{0.5} = 396,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 309,6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 116,7 \text{ MPa}$$

dove:

- $f_u = 430,0 \text{ MPa}$ – Resistenza Ultima
 $\beta_w = 0,85$ – Fattore di correlazione EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
 $\gamma_{M2} = 1,25$ – Coefficiente di sicurezza

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,98 \leq 1,0$$

Dove:

- $\sigma_{w,Ed} = 396,6 \text{ MPa}$ – Sforzo normale massimo trasversale rispetto all'asse della saldatura
 $\sigma_{w,Rd} = 404,7 \text{ MPa}$ – Resistenza sforzo equivalente
 $\sigma_{\perp} = 116,7 \text{ MPa}$ – Sforzo normale perpendicolare alla gola
 $\sigma_{\perp,Rd} = 309,6 \text{ MPa}$ – Resistenza allo sforzo perpendicolare

Blocco di calcestruzzo

Elemento	Carichi	c [mm]	A_{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k_j [-]	f_{jd} [MPa]	U_t [%]	Stato
CB 1	LE1	21	18953	2,3	3,00	42,5	5,3	OK

Spiegazione dei simboli

- c Larghezza del supporto

A_{eff} Area effettiva
 σ Tensione media nel calcestruzzo
 k_j Fattore di Concentrazione
 f_{jd} La portata ultima del basamento in calcestruzzo
 U_t Utilizzo

Risultati dettagliati per CB 1

Verifica resistenza a compressione del blocco di calcestruzzo (EN 1993-1-8 – 6.2.5)

$$f_{jd} = 42,5 \text{ MPa} \geq \sigma = 2,3 \text{ MPa}$$

Dove:

f_{jd} – resistenza di progetto del blocco di calcestruzzo:

$$f_{jd} = \alpha_{cc} \beta_j k_j \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

, dove:

$$\alpha_{cc} =$$

0,85 – effetti a lungo termine sul fattore di resistenza a compressione

$$\beta_j =$$

1,00 – coefficiente di qualità della malta

$$k_j =$$

3,00 – fattore di concentrazione

$$f_{ck} =$$

25,0 MPa – resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo

$$\gamma_c =$$

1,50 – fattore di sicurezza per calcestruzzo

$$\sigma$$

– sollecitazione di compressione media nel calcestruzzo sotto la piastra di base

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}}$$

, dove:

$$N =$$

43,0 kN – forza normale di compressione che agisce sul blocco di calcestruzzo

$$A_{eff} =$$

18953 mm² – area effettiva su cui viene distribuita la forza normale

Taglio nel piano di contatto

Nome	Carichi	V_y [kN]	V_z [kN]	$V_{Rd,y}$ [kN]	$V_{Rd,z}$ [kN]	U_t [%]	Stato
SP7	LE2	0,0	0,0	6,2	6,2	0,0	OK

Spiegazione dei simboli

V_y Sforzo di taglio nella piastra di base V_y

V_z Sforzo di taglio nella piastra di base V_z

$V_{Rd,y}$ Resistenza a taglio

$V_{Rd,z}$ Resistenza a taglio

U_t Utilizzo

Risultati dettagliati per SP7

Verifica della resistenza a taglio della piastra di base (EN 1993-1-8 – 6.2.2)

$$V_{Rd,y} = 6,2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,z} = N C_f = 6,2 \text{ kN}$$

Dove:

$N = 24,8 \text{ kN}$ – forza normale di progetto

$C_f = 0,25$ – coefficiente di attrito

Utilizzo a taglio

$$U_t = \frac{N}{\sqrt{V_y^2 + V_z^2}} \leq 1$$

TUTTE LE STRUTTURE RISULTANO PERTANTO VERIFICATE