Ospedale di Desio

ASST MONZA

Via Mazzini, 1, 20832 Desio MB

Sistema Socio Sanitario Regione Lombardia ASST Monza

OPERE DI ADEGUAMENTO ANTINCENDIO DEL PRESIDIO OSPEDALIERO DI DESIO – LOTTO 2

COMMITTENTE

direttore generale:
Dott. Matteo Stocco

direttore sanitario:
Dott. Nicola Vincenzo Orfeo

responsabile S.C. Gestione tecnico patrimoniale:
Arch. Luigi G. Rossi

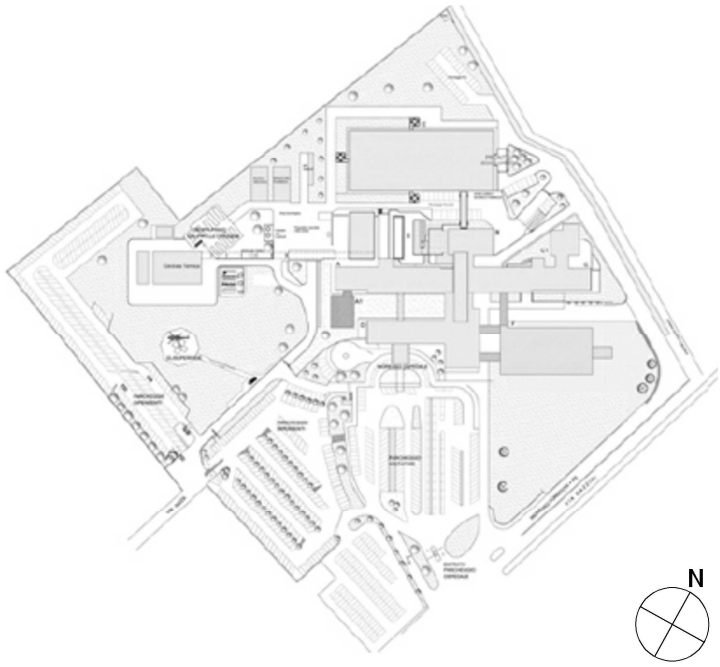
responsabile unico del procedimento:
Ing. Sabrina Piatti

PROGETTISTI:

progetto architettonico:
arch. Andrea Taddia

progetto strutturale:
ing. Matteo Spairani

progetto Prevenzione Incendi, impianti Meccanici ed Elettrici
ing. Roberto Taddia



Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato
3				
2				
1				
0				

capogruppo mandataria:
Progettisti Associati Tecnarc s.r.l.
Milano - Via Lampedusa, 13 - Tel. 02/45490600 Fax 02/45490601

mandanti:
Ing. Matteo Spairani

Ecogis Studio Associato di Geologia

Disegno N.

S-002

Oggetto

PROGETTO PREVENZIONE INCENDI
DENUNCIA DELLE STRUTTURE

Scala:

Data 15/03/2018

Descrizione

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO SCALA D

Commessa 2018602

Nome file E8602-

A termini di legge il progettista si riserva la proprietà di questo disegno con la proibizione di riprodurlo o trasferilo a terzi senza autorizzazione.

Sommario

1 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE IN ELEVAZIONE CORPO SCALE 10 PIANI 3
2 PREMESSA 3
3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO 3
4 SINTETICA DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO 3
5 SOFTWARE DI CALCOLO 6
6 TIPO DI ANALISI 6
7 MODELLI DI CALCOLO 7
8 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 11
8.1 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI 11
8.2 CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI 11
8.3 ACCIAIO PER C.A. 11
8.4 ACCIAIO TIPO S275 , PROTEZIONE E ZINCATURA A CALDO 11
8.5 BULLONI 12
8.6 SALDATURE 12
8.7 PROCEDIMENTI OPERATIVI AI SENSI DELLE UNI 1090 12
9 ANALISI DEI CARICHI 14
10 CARICHI DA NEVE 15
10.1 CARICHI DA VENTO 16
10.2 PREMESSE RELATIVE AI CARICHI DA SISMA 19
10.3 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI SISMICI 20
10.4 COMBINAZIONE GRAVITAZIONALE ALLO STATO LIMITE ULTIMO 25
10.5 COMBINAZIONE GRAVITAZIONALE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (FREQUENTE) 27
10.6 COMBINAZIONE SISMICA ALLO STATO LIMITE DI VITA 28
10.7 MODELLO CON APPLICAZIONE CARICHI, SLU 30
10.8 MODELLO CON APPLICAZIONE CARICHI SISMICI TORCENTI 38
10.9 ANALISI DEI MODI PROPRI DI VIBRARE, FREQUENZA NATURALE IN CONDIZIONE DI ESERCIZIO (IMPIEGATA PER LA VALUTAZIONE DELLE VERIFICHE A VIBRAZIONE) 40
10.10 ANALISI DEI MODI PROPRI DI VIBRARE, FREQUENZA NATURALE DEI SOLI PESI PROPRI E PORTATI 44
11 RISULTATI SOLLECITAZIONI STRUTTURE IN ELEVAZIONE IN C.A. SLU STATICI E SLV SISMICI 47
12 RISULTATI SOLLECITAZIONI STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A. AGLI SLU STATICI (DOMINANTE SLU A1,M1,R3 ENVELOPE) E SLV SISMICI 69
13 COMPARAZIONE SECONDO NTC 2018 112
13.1 COMPARAZIONE REAZIONI A TERRA IN ESERCIZIO DEI PESI PROPRI 112
13.2 COMPARAZIONE DEI TAGLI ALLA BASE IN AMBIENTE SISMICO 114
14 VERIFICHE AGLI SL SECONDO NTC 2018 115
14.1 VERIFICHE SLE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO 117
14.2 VERIFICHE SLE DI FESSURAZIONE 118
14.3 DETTAGLI COSTRUTTIVI 118

14.4 ESCLUSIONE DELLE VERIFICHE CON I METODI DEL SECONDO ORDINE PER PARETI IN C.A. 119
14.4.1 SEZIONE TOTALE 730X35 121
15 VERIFICA PARETI AGLI SLU GRAVITAZIONALI 121
15.1 VERIFICA PARETE UNICA ALL. "A" SLU 121
15.1.1 SEZIONE 730X35 121
15.2 VERIFICA PARETI AGLI SLV SISMICI 124
15.2.1 PREMESSA PARETI IN C.A. IN ZONA SISMICA 124
15.3 VERIFICA PARETE UNICA ALL. "A" SLV SISMICI (DOMINANTE EY+30%EX-MX-30%MY) 130
15.3.1 SEZIONE 730X35 130
15.4 VERIFICA DI DUTTILITÀ IN HCR 132
15.5 VERIFICA DI DUTTILITÀ IN HCR PARETE UNICA ALL. "A" SLV SISMICI (DOMINANTE EX+30%EY+MY+30%MX) 133
15.5.1 SEZIONE 730X35 133
15.6 VERIFICA AL TAGLIO PARETE UNICA ALL. "A" SLU ENVELOPE E SLV SISMICI (DOMINANTE EY+30%EX-MX-30%MY) 135
15.6.1 SEZIONE 730X35 135
16 VERIFICA ALLO SLD SISMICO 145
16.1 VERIFICA MINIMA DISTANZA ANTIMARTELLAMENTO CON EDIFICI CONTIGUI 145
17 VERIFICHE STRUTTURE IN ELEVAZIONE IN ACCIAIO 147
17.1 PREMESSA 147
17.2 VERIFICA DELLE CARPENTERIE METALLICHE AGLI SLU GRAVITAZIONALI 155
17.3 VERIFICA DELLE CARPENTERIE METALLICHE AGLI SLV SISMICI 168
17.4 VERIFICHE ALLE VIBRAZIONI (COMFORT) AGLI SLE FREQUENTI STATICI 179
17.5 VERIFICHE DELLE DEFORMAZIONI (SLU STATICI) 182
17.6 COLLEGAMENTI E GIUNZIONI STRUTTURE METALLICHE (DOMINANTE SLU ENVELOPE) 185
17.6.1 PIASTRA DI BASE INCASTRO COLONNA SINGOLA 185
17.6.2 NODO DI INCASTRO COSCIALE 193
17.6.3 PIASTRA DI BASE INCASTRO COLONNA COMPOSTA CON UPN 208
17.6.4 PIASTRA DI ANCORAGGIO UPN 320 AI MURI IN C.A. 223
17.6.5 NODO A CERNIERA TRAVE HEA 200 – COSCIALE UPN 320 226
18 RISULTATI E VERIFICHE DELLE STRUTTURE DI SBARCO (PIANEROTTOLI) 235
18.1 PREMESSA 235
18.2 VERIFICA DELLE STRUTTURE DI SBARCO (PIANEROTTOLI) (DOMINANTE SLU ENVELOPE) 235
19 PREMESSA INERENTE LA GEOTECNICA 238
20 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE 238
20.1.1 LIQUEFAZIONE 242
20.1.2 CAPACITÀ PORTANTE DELLA FONDAZIONE 242
20.1.3 COSTANTE DI SOTTOFONDO PER STRATI PER FONDAZIONI DIRETTE 244
21 PREMESSA SULLE OPERE DI FONDAZIONE 246
22 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DEL SISTEMA FONDAZIONALE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E SISMICI (DOMINANTE SLU A1,M1,R3 ENVELOPE E SLV A1,M1,R3 EY+30% EX –MX-30%MY) 246
23 VERIFICHE STRUTTURALI AGLI STATI LIMITE SISMICI DELLA PLATEA (DOMINANTE SLV A1,M1,R3 EX+30%EY+MY+30%MX) 247

1 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE IN ELEVAZIONE CORPO SCALE 10 PIANI

2 Premessa

Il presente documento costituisce la Relazione di calcolo delle opere strutturali in elevazione, delle fondazioni, della geotecnica e il fascicolo dei calcoli inerente la realizzazione di un vano scala di emergenza e rispettivi pianerottoli di sbarco di accesso ai vari piani, da realizzarsi presso il presidio ospedaliero di Desio.

Le verifiche riportate di seguito riguardano le strutture di fondazione a platea, i setti che costituiscono il vano scala e le travi metalliche che costituiscono gli elementi portanti dell'apparato metallico.

Un'analisi numerica tridimensionale della struttura, compresi i telai, è stata studiata per simulare il reale comportamento delle strutture.

3 Normative di riferimento

Nel seguito si adotta come riferimento quanto disposto dalle seguenti normative nazionali:

[1] NTC2018 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17 Gennaio 2018.

[2] Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo

[3] Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio – Annex B

4 Sintetica descrizione dell'intervento

L'area d'intervento è ubicata nel comune di Desio (MI), presso il Presidio ospedaliero di Desio.

L'intervento strutturale previsto e affrontato in questa sede riguarda la realizzazione di un corpo scala di emergenza da utilizzarsi in caso di incendio. Tale intervento è esterno e strutturalmente indipendente dall'edificio esistente denominati Corpo "D".

La struttura in esame è costituita da un'ossatura portante di tipo misto, in acciaio S275J per quanto riguarda il corpo scale vero e proprio e in cemento armato gettato in opera per quanto riguarda le fondazioni dirette a platea, il setto in elevazione di controvento alle azioni orizzontali (vento e sisma) e i pianerottoli di sbarco ai due livelli.

Nel complesso l'intero apparato portante può essere così descritto:

- Fondazioni dirette su platea in c.a. (cls Rck 300 e acciaio armonico B450C), dimensioni in pianta circa 7x8 m e spessore presumibilmente di 60 cm armata con tondini di acciaio con diametro prevalente di 16 mm;

- Setto in elevazione in c.a. (cls Rck 350 e acciaio armonico B450C) di lunghezza 7,3 m, spessore 35 cm e altezza in sommità di oltre 10 m, disposto parallelamente ai pianerottoli di sbarco e irrigidito alla base per un'altezza di 90 cm dal piano di fondazione con spessore pari a 60 cm;

- Pianerottoli di sbarco in c.a. (cls Rck 350 e acciaio armonico B450C) dello spessore di circa 15 cm ancorati ai setti portanti e ai cosciali della scala mediante opportuni connettori, armati prevalentemente con tondini di acciaio diam 16 mm ivi compresa la relativa passerella di collegamento al piano primo;

- Cosciali del corpo scala in acciaio S275J con profilati tipo UPN320 aventi idoneo trattamento di finitura superficiale e realizzati ai sensi delle norme NTC2018 e norma UNI 1090;

- N. 3 colonne portanti in profili tubolari cavi diam. 273 mm e spessore 9 mm a sostegno dei pianerottoli intermedi e di porzione della passerella di sbarco al primo livello fuori terra, in acciaio S275J aventi idoneo trattamento di finitura superficiale e realizzati ai sensi delle norme NTC2018 e norma UNI 1090;

- Travi e mensole dei pianerottoli intermedi in acciaio S275J con profilati presumibilmente tipo HEA200 aventi idoneo trattamento di finitura superficiale e realizzati ai sensi delle norme NTC2018 e norma UNI 1090;

- Controventi in tondini di accaio S275J diam. tra 22 mm, aventi idoneo trattamento di finitura superficiale e realizzati ai sensi delle norme NTC2018 e norma UNI 1090;

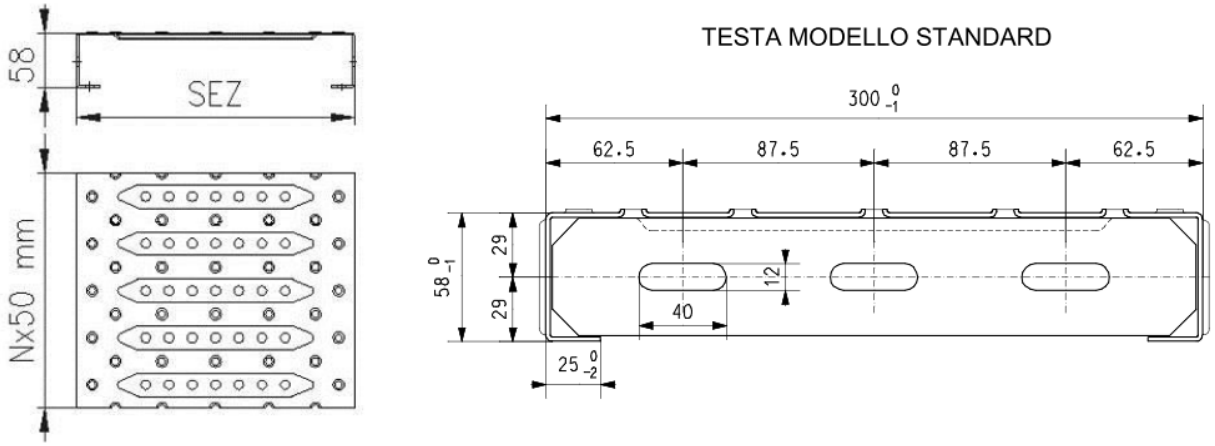
- Collegamenti bullonati con idonee piastre, squadrette e fazzoletti di spessore e dimensione analogamente idonei e bulloni in acciaio 8.8 ad alta resistenza in conformità alle norme UNI EN 14399 -1 per collegamenti precaricati e UNI EN 15048-1 per collegamenti non precaricati con particolare riferimento alle norme EN ISO 898 e alla norma UNI 1090;

- Collegamenti saldati in officina con idonee piastre, quadrette e fazzoletti di spessore e dimensione analogamente idonei, eseguiti a completo ripristino della sezione secondo le prescrizioni delle UNI EN ISO 898 e alla norma UNI 1090;

- Parapetti con montanti e intelaiature in acciaio S275J con profilati presumibilmente di tipo scatolare cavo 50x50 mm, spessore 4 mm e trattamenti di finitura superficiale e realizzati ai sensi delle norme NTC2018 e norma UNI 1090, ancorati direttamente ai cosciali;

- Gradini in acciaio S275J o similare, autoportanti strutturalmente e ancorati tramite viti e/o bulloni di classe 8.8 ai cosciali della scala e alle travature dei pianerottoli intermedi.

I gradini in acciaio e i pianerottoli, mutuamente vincolati alle travature, saranno del tipo indicato sotto:



GRADINI saldati			
Tipologia prodotto: ***profilo GF***			
Larghezza: mm 300		*Peso kg / ml*	
lunghezza mm	*spessore mm*	acciaio grezzo	acciaio zincato a caldo
700	2,0	5,660	5,970
	2,5	6,770	7,450
800	2,0	6,300	6,710
	2,5	7,570	8,320
1000	2,0	7,570	8,190
	2,5	9,160	10,260
1200	2,0	8,840	9,680
	2,5	10,750	11,930
1500	2,0	10,760	12,000
	2,5	13,140	14,450
1800	2,0	12,670	14,320
	2,5	15,530	17,630
2400	2,0	16,490	18,640
	2,5	20,300	22,680

5 Software di calcolo

I risultati numerici sono ottenuti mediante l'ausilio del codice ad elementi finiti SAP 2000 (v. 14).

6 Tipo di analisi

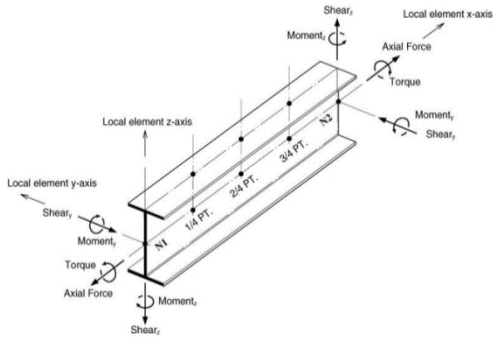
L' analisi strutturale condotta attraverso l'utilizzo del software di calcolo è di tipo statica gravitazionale e dinamica modale.

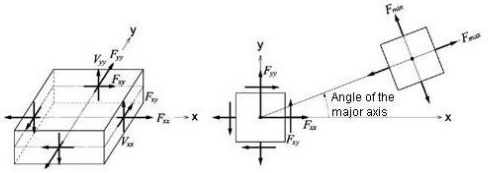
La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

K * **u** = **F** dove **K** = matrice di rigidezza

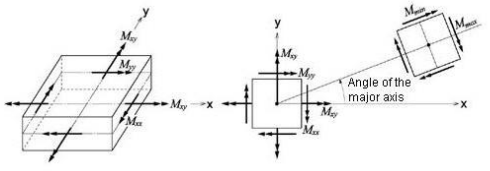
u = vettore spostamenti nodali

F = vettore forze nodali





(a) Forces per unit length due to in-plane actions at the output locations



(b) Moments per unit length due to out-of-plane bending actions at the output locations

Convenzione segni per frame e shell

7 Modelli di calcolo

La valutazione delle sollecitazioni agenti sui differenti elementi strutturali sono state ricavate sia da analisi numeriche condotte secondo il metodo degli elementi finiti operando nell'ipotesi di comportamento elastico-lineare dei materiali, sia da analisi analitiche in forma chiusa basate sulla teoria della Scienza e Tecnica delle Costruzioni in accordo con il cap. 10.2 delle NTC 2018.

Sono stati realizzati due modelli, uno ad elementi shells per i muri e frame per le carpenterie metalliche nel caso di analisi statica gravitazionale, uno ad elementi frame equivalenti per i setti murari in c.a. e frame per le carpenterie metalliche nel caso di analisi sismica multimodale con spettro di risposta. Quest'ultimo accogimento è necessario in caso di analisi dinamica in quanto i risultati degli inviluppi max e min sugli elementi shell non sempre sono conservativi. Tutti gli elementi vincolati a terra avranno come condizione al contorno l'incastro alla base. Tuttavia sono stati ripetuti i modelli comprendendo anche le fondazioni per verificare il reale comportamento di interazione suolo-struttura. In seguito si riporta uno schema del modello tridimensionale della struttura in campo statico e in campo sismico.

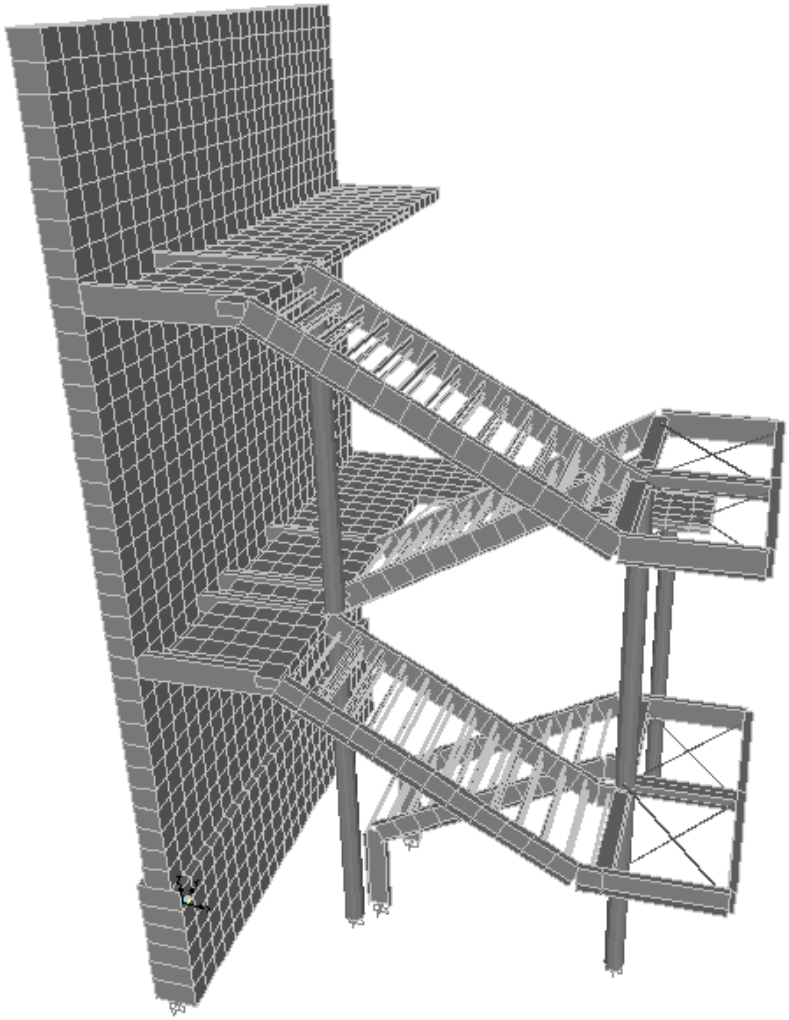


Figura 1: Modello 3D della struttura con incastri a terra, nel caso di analisi statica

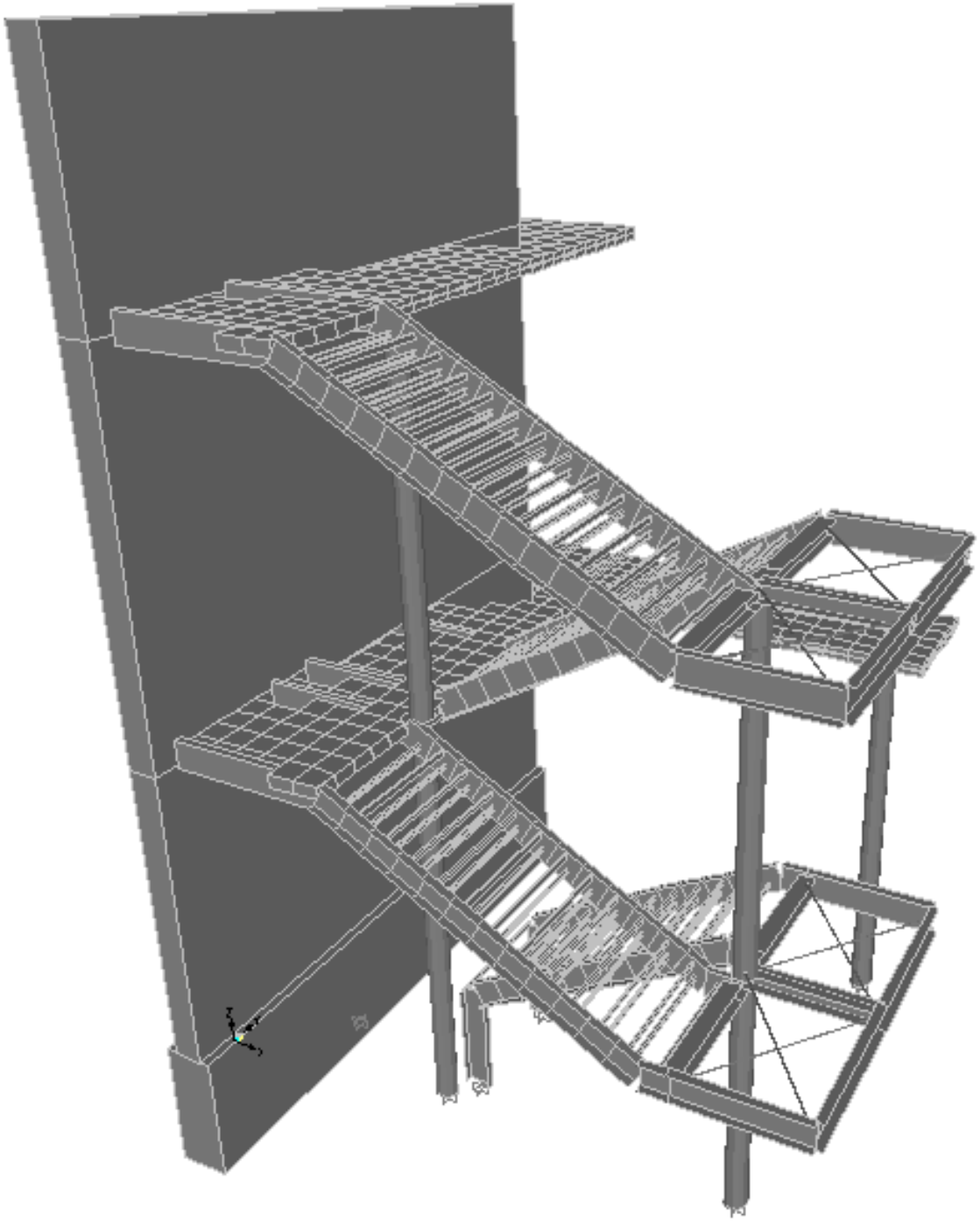


Figura 2: Modello 3D della struttura con incastri a terra, nel caso di analisi sismica

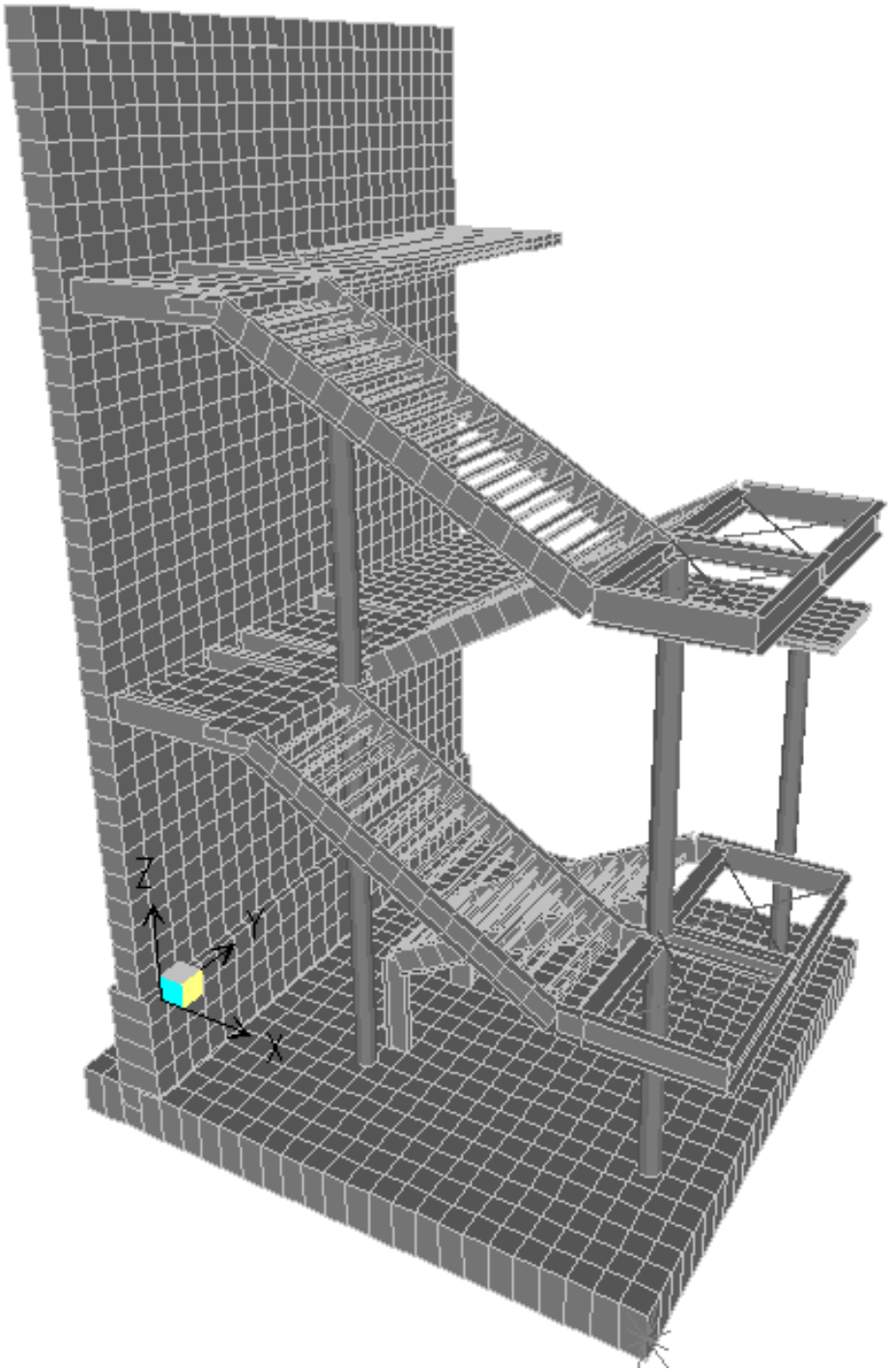


Figura 3: Modello 3D della struttura con interazione suolo-struttura (platea di fondazione), nel caso di analisi statica

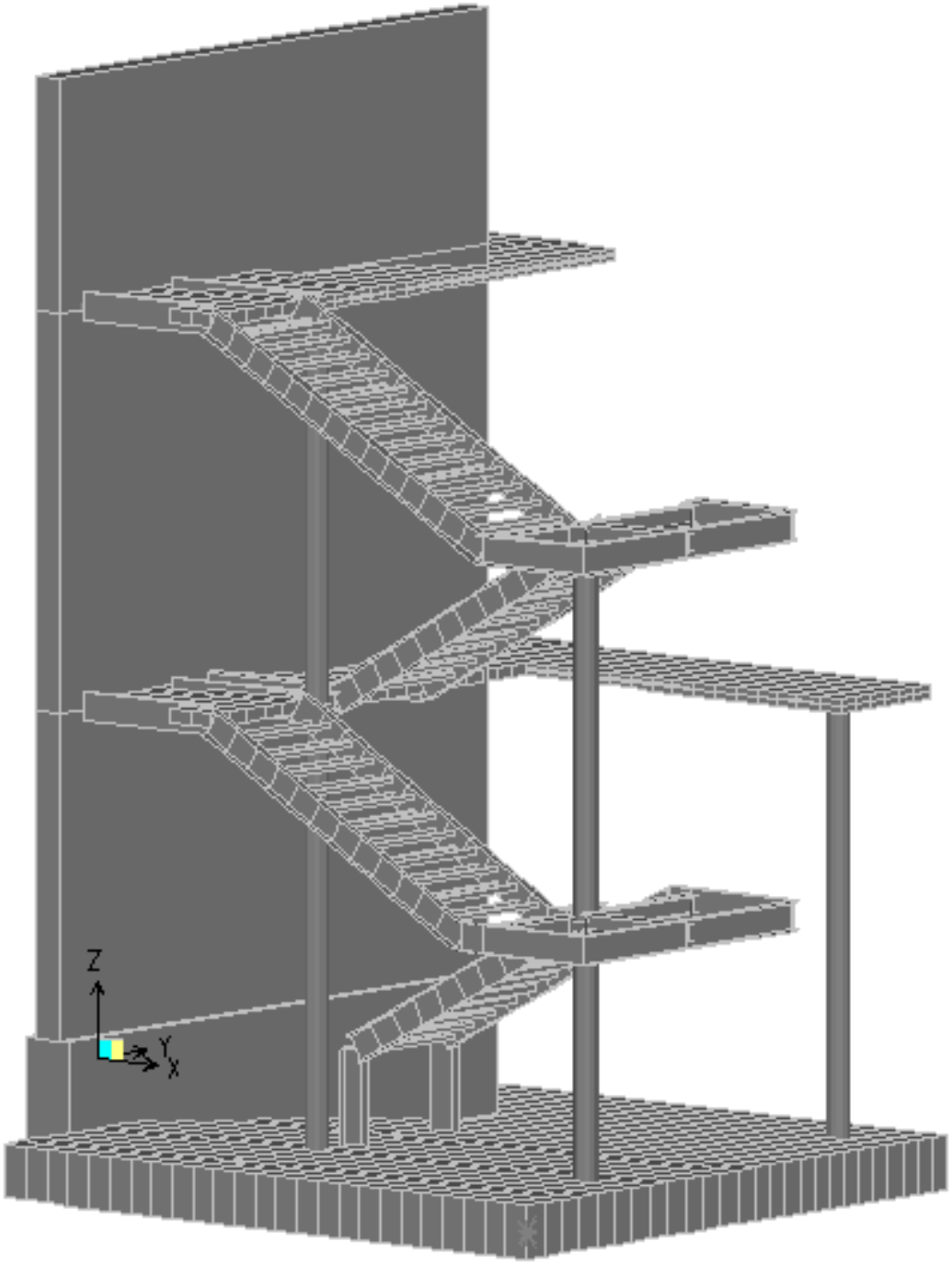


Figura 4: Modello 3D della struttura con interazione suolo-struttura (platea di fondazione), nel caso di analisi sismica

8 Caratteristiche dei materiali

Nel dimensionare le strutture relative ai diversi manufatti in esame si sono utilizzati i seguenti materiali, le cui caratteristiche di resistenza vengono stabilite in base alla normativa basata sul metodo semi probabilistico agli stati limite:

8.1 Calcestruzzo per fondazioni

Resistenza caratteristica cubica:	R_{Ck} = 30 MPa (per platea)
Legge costitutiva	parabola rettangolo
Accorciamento ultimo a flessione	0.35 %
Accorciamento ultimo a compressione	0.20 %
Coefficiente di sicurezza	γ_c = 1.6
Resistenza di progetto	f_{cd} = 14.17 MPa (per C 25/30)
Classe di esposizione:	XC2
Lavorabilita' (slump):	S4
Dimensione massima dell'inerte:	30 mm
Rapporto massimo acqua/cemento:	0,6
Contenuto minimo di cemento:	280 kg/mc
Impiegare cemento tipo portland classe di resistenza	42.5 R

8.2 Calcestruzzo per elevazioni

Denominazione	C 28/ 35 (ex Rck 35)
Resistenza caratteristica cubica:	Rck = 35 MPa
Classe di consistenza	S4
Classe di esposizione ambientale	XC2
Rapporto max acqua cemento	0.55 L/kg
Diametro max aggregati	20 mm
Copriferro	40 mm
Legge costitutiva	parabola rettangolo
Modulo elastico	32308 MPa
Accorciamento ultimo a flessione	0.35 %
Accorciamento ultimo a compressione	0.20 %
Coefficiente di sicurezza	γc = 1.5
esistenza di progetto	fcd = 15.87 MPa

8.3 Acciaio per c.a.

Denominazione	B450C
Legge costitutiva	bilineare
Allungamento ultimo di progetto	6.75 %
Resistenza allo snervamento	fyk = 450 MPa
Coefficiente di sicurezza	γs = 1.15
Resistenza di progetto	fyd = 391.3 Mpa
Modulo elastico	210000 MPa

8.4 Acciaio tipo S275 , protezione e zincatura a caldo.

- Tensione caratteristica di rottura — $f_{tk} \geq 430$ MPa per spessori fino a 40mm
- Tensione caratteristica di snervamento — $f_{yk} \geq 275$ MPa per spessori fino a 40mm
- Modulo elastico — E = 200000 Mpa

8.5 Bulloni

Si considerano bulloni ad alta resistenza con viti di classe 8.8, in conformità alle norme UNI EN 14399 -1 per collegamenti precaricati e UNI EN 15048-1 per collegamenti non precaricati.

La norma EN 15048- 1 ammette la composizione dell'assieme di assemblaggio utilizzando componenti provenienti da bulloneria standard ISO, come ad esempio ISO 4014 (viti a filetto parziale) , oppure ISO 4017 (viti a tutto filetto), combinata con ISO 4032 (dadi) e, se richiesto dal progettista, anche con ISO 7091 (rondelle).

Un particolare riferimento si farà alle norme EN ISO 898 e alla norma UNI 1090

I bulloni avranno le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Tensione caratteristica di rottura — f_{tb} = 800 MPa
- Tensione caratteristica di snervamento — $f_{yb} \geq 640$ MPa

8.6 Saldature

Le saldature sono eseguite a completo ripristino della sezione secondo le prescrizioni delle UNI EN ISO 898 e alla norma UNI 1090.

8.7 Procedimenti operativi ai sensi delle Uni 1090

La classe di esecuzione richiesta per le strutture in carpenteria metallica è la EXC3.

Classi di esecuzionedelle strutture

Danno		CC1		CC2		CC3	
Esecuzione		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Costruzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC4

Rischi connessi all'esercizio della struttura

Categoria	Criterio
SC1	- Strutture e componenti progettati solo per azioni quasi statiche - Strutture e componenti con sistemi di giunzione progettati per azioni sismiche in aree con bassa attività sismica - Strutture e componenti progettati per sollecitazioni a fatica
SC2	- Strutture e componenti progettati per sollecitazioni a fatica secondo EN 1993 (es. ponti) - Strutture e componenti con sistemi di giunzione progettati per azioni sismiche in aree con media ed alta attività sismica

Rischi connessi alla costruzione della struttura

Categoria	Criterio
PC1	- Componenti senza saldature fabbricati con acciaio di qualsiasi grado - Componenti con saldature fabbricati con acciaio inferiore al grado S355
PC2	- Componenti con saldature fabbricati con acciaio di grado S355 e superiore - Componenti fondamentali per l'integrità strutturale assemblati in cantiere mediante saldatura - Componenti ottenuti a caldo e sottoposti a trattamenti termici - Componenti reticolari a sezione cava circolare

Rischi connessi all'esercizio della struttura

Categoria	Criterio
CC3	Danni elevati per perdita di vite umane, o conseguenze economiche, sociali e ambientali molto gravi
CC2	Danni medi per perdita di vite umane, o conseguenza economiche, sociali e ambientali considerevoli
CC1	Danni bassi per perdita di vite umane, o conseguenze economiche, sociali e ambientali trascurabili

9 Analisi dei carichi

Come di seguito esplicitato i sovraccarichi sono stati calcolati in base alla destinazione d'uso, adottando i valori indicati dalla normativa.

I carichi unitari impiegati nei calcoli e nei modelli ai fini delle verifiche sono:

PAVIMENTAZIONE SCALA

pavimentazione in grigliato metallico peso 35 kg/m²	0,35	kN/m²
G griglia =	0,35	kN/m²

PESO RINGHIERA

ringhiera metallica alta 1 m con montante ogni 1,5 m peso ringhiera 50 kg/m	0,75	kN/m²
G ringhiera =	0,75	kN/m²

PESO NON STRUTTURALE PIANEROTTOLO DI PIANO

rivestimento pavimentazione sp. 2 cm peso specifico 20 kN/mc	0,32	kN/m²
massetto pendenze in cls spessore medio 8 cm peso specifico 21 kN/mc	1,68	kN/m²
PNS solaio =	2,00	kN/m²

CARICHI ACCIDENTALI DA NORMATIVA

Q folla/balconi =	4,00	kN/m²

10 Carichi da neve

La determinazione del carico da neve si ricava in funzione dei seguenti dati e delle prescrizioni del D.M. 17-01-2018:

○	**Zona I - Alpina** Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	q_{sk} = 1,50 kN/mq a_s ? 200 m q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] kN/mq a_s > 200 m
◉	**Zona I - Mediterranea** Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	q_{sk} = 1,50 kN/mq a_s ? 200 m q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] kN/mq a_s > 200 m
○	**Zona II** Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	q_{sk} = 1,00 kN/mq a_s ? 200 m q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] kN/mq a_s > 200 m
○	**Zona III** Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanisetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	q_{sk} = 0,60 kN/mq a_s ? 200 m q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481^2] kN/mq a_s > 200 m

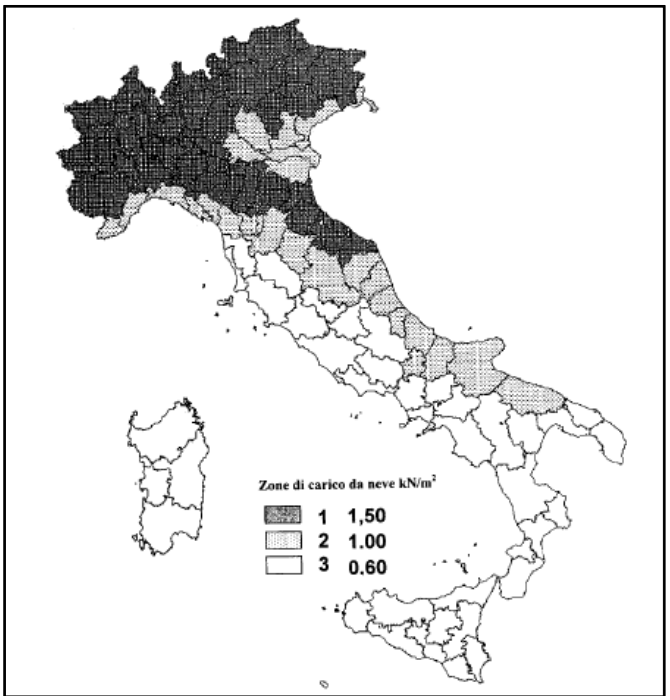
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = μ_i?q_{sk}?C_E?C_t

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])

C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)



Valore carratteristicio della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	120
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1,50

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **Ct = 1**.

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

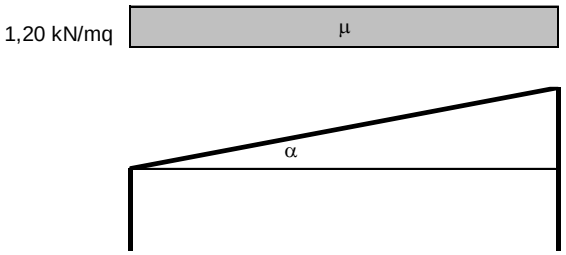
Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1,50

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0

μ	0,8



Si precisa in ogni caso che il carico neve, essendo la struttura della scala grigliata, non risulta significativo rispetto al carico da folla e vento.

10.1 Carichi da vento

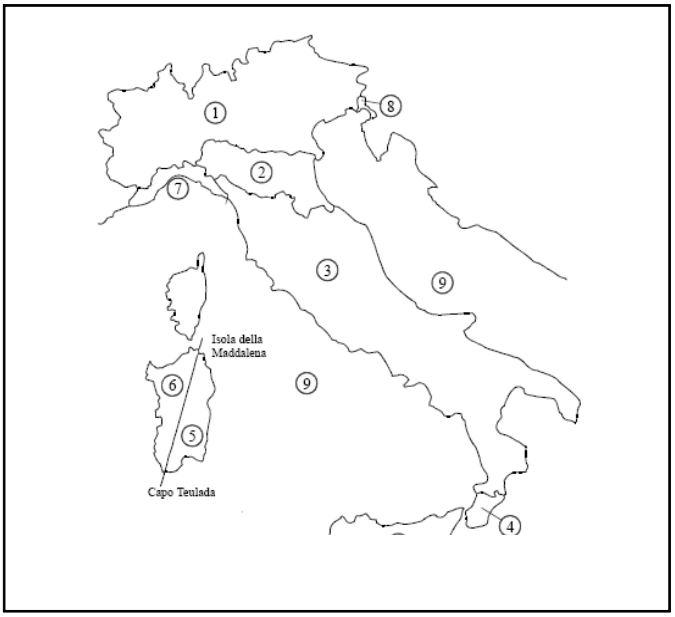
Le NTC al cap. 3.3 enunciano che il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al parag. 3.3.3 delle suddette NTC (DM 17/01/18).

In seguito si riporta la tabella con i valori base per il calcolo della pressione del vento in relazione alle varie zone d'Italia.

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

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



vb = vb,0 per as < a0

vb = 25 m/s

La pressione del vento è data dall'espressione:

p = qr * ce * cp * cd

dove:

qr è la pressione cinetica di riferimento, pari a $1/2*\rho*vr^2$ = 0,39 kN/mq;

ce è il coefficiente di esposizione;

cp è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);

cd è il coefficiente dinamico.

Il coefficiente di esposizione ce dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

ce (z) = kr^2 *ct * ln (z/z0) * [7+ ct ln (z/z0)] per z > zmin

ce (z) = ce (zmin) per z < zmin

Le NTC suggeriscono i seguenti parametri per il calcolo del coefficiente di esposizione

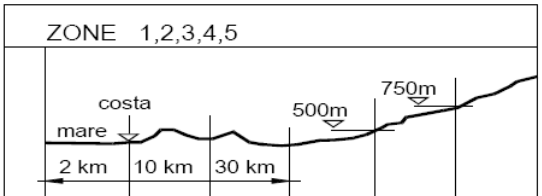
Tabella 3.3.II – *Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione*

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tab. 3.3.III - *Classi di rugosità del terreno*

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).



A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

Utilizzando classe di rugosità "C", oltre 30 km dalla costa e qslm < 500m (quindi categoria di esposizione III) con costruzione di altezza massima 30 m > 5m pertanto, assumendo ct = 1, si evince un coefficiente di esposizione pari a ce (z) = 1,708 fino a 5 m e 2,85 da 5 m in sommità.

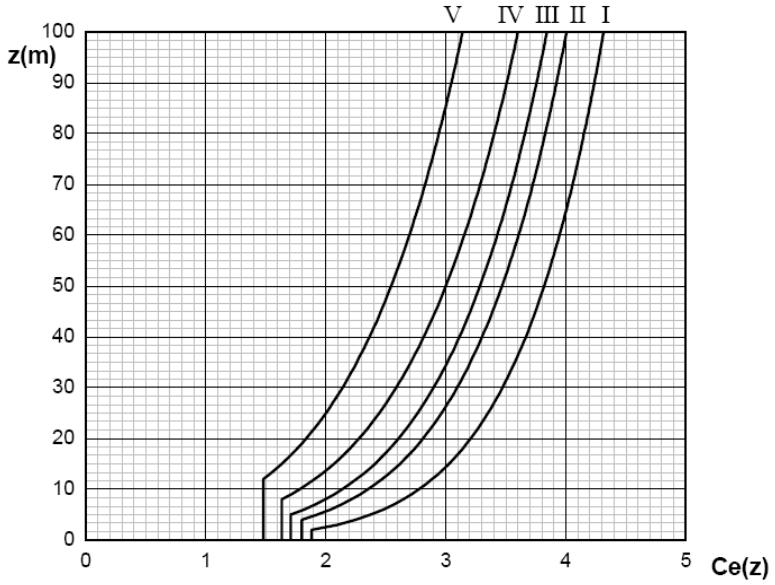


Figura 3.3.3 - *Andamento del coefficiente di esposizione* c_e *con la quota (per* $c_t = 1$*)*

In definitiva la pressione del vento adottando coefficiente dinamico pari a 1, per le varie altezze vale:

PIANEROTTOLI DI PIANO - DIREZIONE X e Y								RINGHIERA DI PIANO - DIREZIONE Y		
PIANO	QUOTA	PRESSIONE	DEPRESSIONE					% APERTURA	FASCIA	CARICO PRESSIONE
0	0,00 m	0,67 kN/m²	0,40 kN/m²					50%	1,35 m	0,45 kN/m
1°	3,90 m	0,67 kN/m²	0,40 kN/m²					50%	1,35 m	0,45 kN/m
2	8,31 m	0,79 kN/m²	0,48 kN/m²					50%	1,35 m	0,53 kN/m
3	10,91 m	0,86 kN/m²	0,52 kN/m²					50%	1,35 m	0,58 kN/m
PIANEROTTOLI INTERMEDI - DIREZIONE X								**RINGHIERA INTERMEDIA - DIREZIONE X**		
PIANO	QUOTA	PRESSIONE	DEPRESSIONE	FASCIA	CARICO PRESSIONE	CARICO DEPRESSIONE		% APERTURA	FASCIA	CARICO PRESSIONE
0	1,85 m	0,67 kN/m²	0,40 kN/m²	3,60 m	2,41 kN/m	1,44 kN/m		50%	1,35 m	0,45 kN/m
1°	6,15 m	0,72 kN/m²	0,43 kN/m²	4,00 m	2,88 kN/m	1,72 kN/m		50%	1,35 m	0,49 kN/m

10.2 Premesse relative ai carichi da sisma

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere risulta riportata nella Tab. 2.4.I delle NTC 2018, di cui si riporta un estratto in seguito.

Tab. 2.4.I – *Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

	TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Inoltre le NTC 2018 stabiliscono che in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la

costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

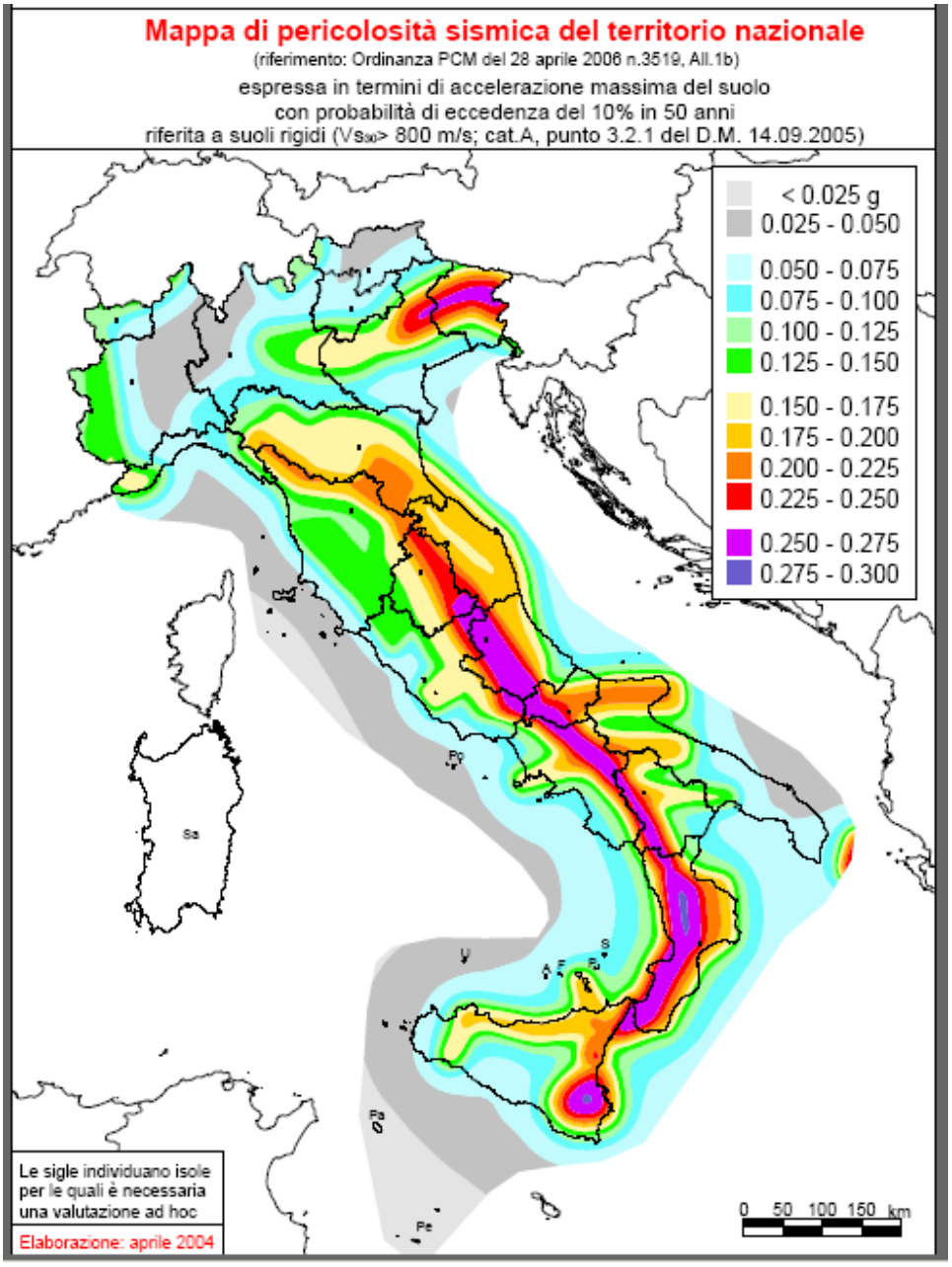
Nel caso in esame è possibile ricondurre la struttura oggetto della presente relazione alla classe d'uso IV.

10.3 Determinazione dei parametri sismici

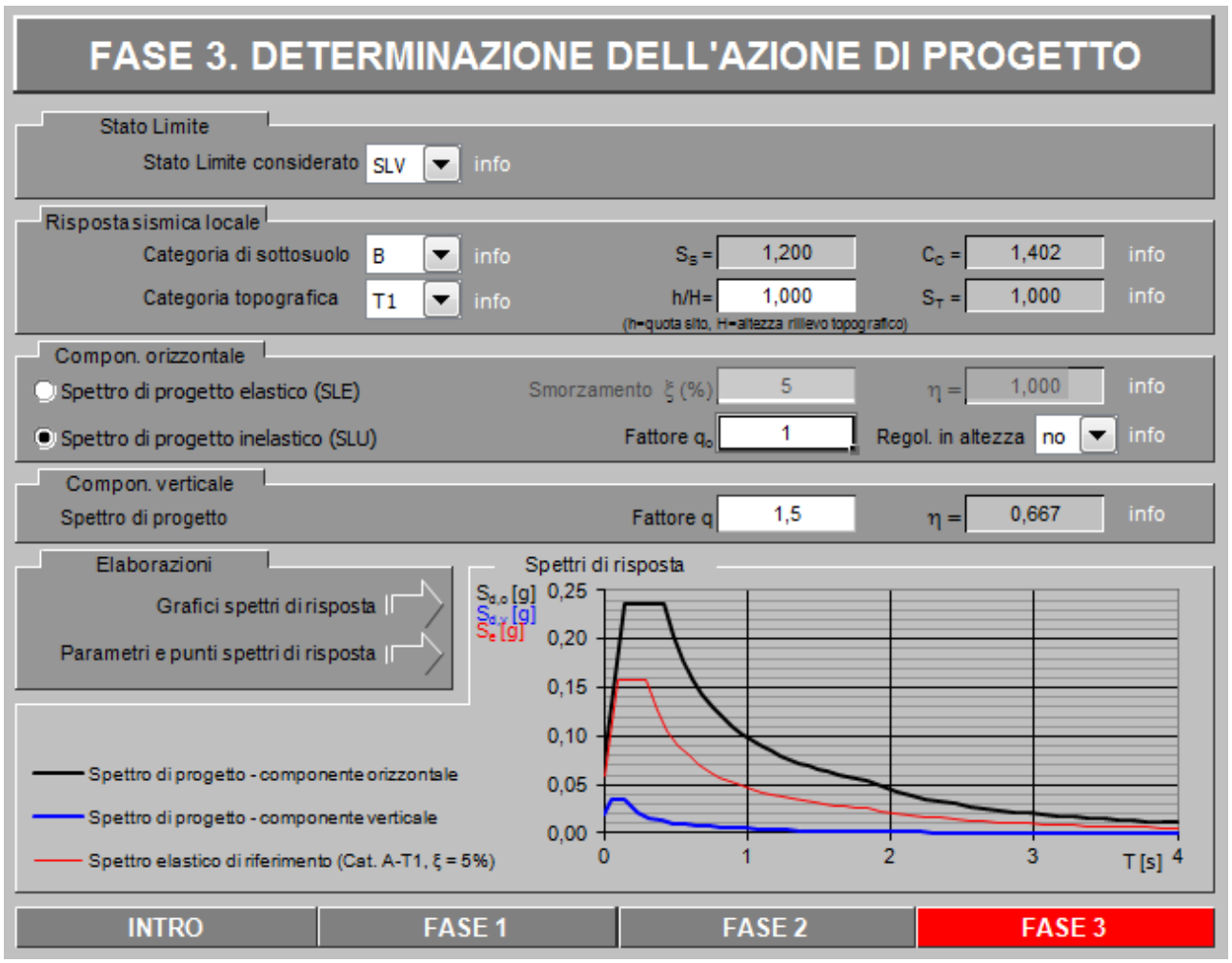
Si è fatto riferimento alle NTC per quanto riguarda la nuova classificazione sismica del territorio, i periodi di riferimento, le accelerazioni di ancoraggio degli spettri di risposta elastici, i rispettivi periodi e i fattori di struttura da adottare per la definizione degli spettri di progetto.

Nel caso in esame è stato scelto di adottare lo spettro elastico, ovvero con fattore di struttura q=1 non associando quindi giunzioni dissipative agli elementi portanti in acciaio.

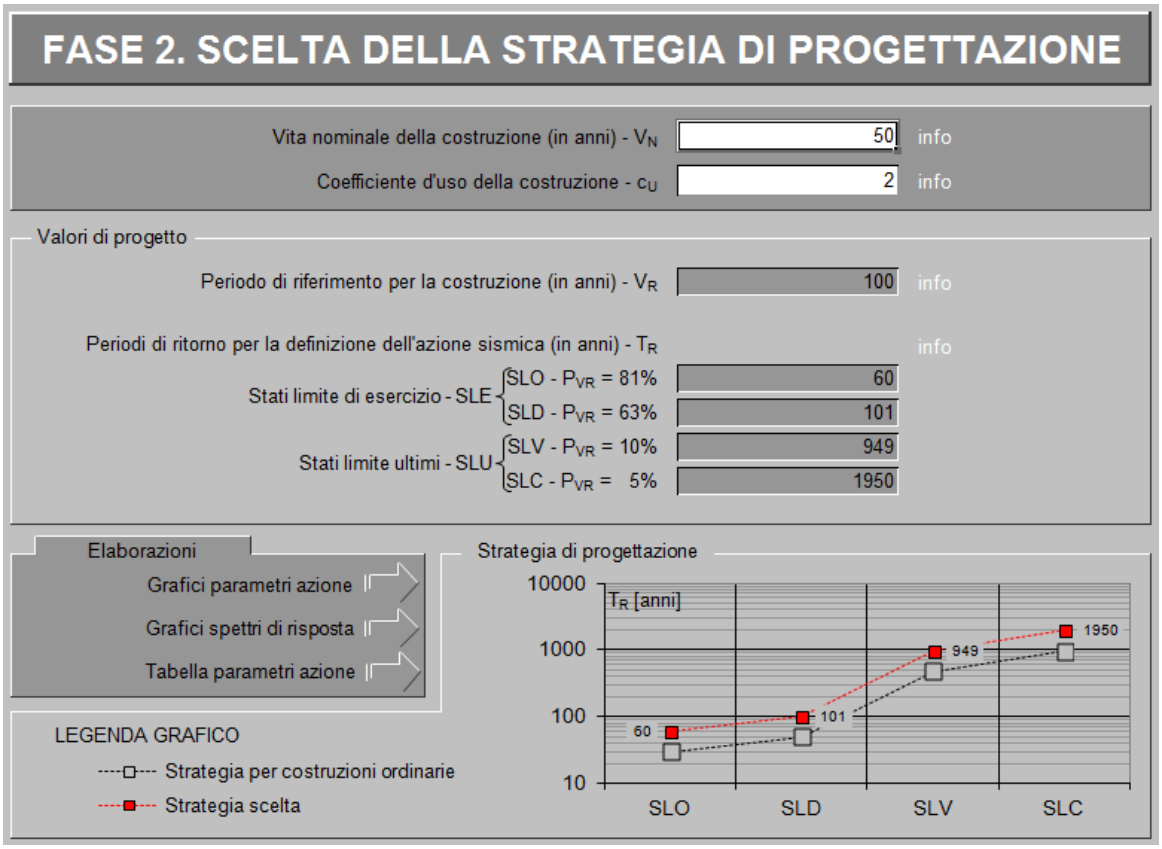
La categoria di sottosuolo, in accordo con la relazione geologica effettuta dal Geol. Gianluca Nascimbene, risulta di cat. B e categoria topografica T1. La zona sismica del comune di Desio è 3.



Si riportano i valori e le rappresentazioni grafiche degli spettri di progetto utilizzati.

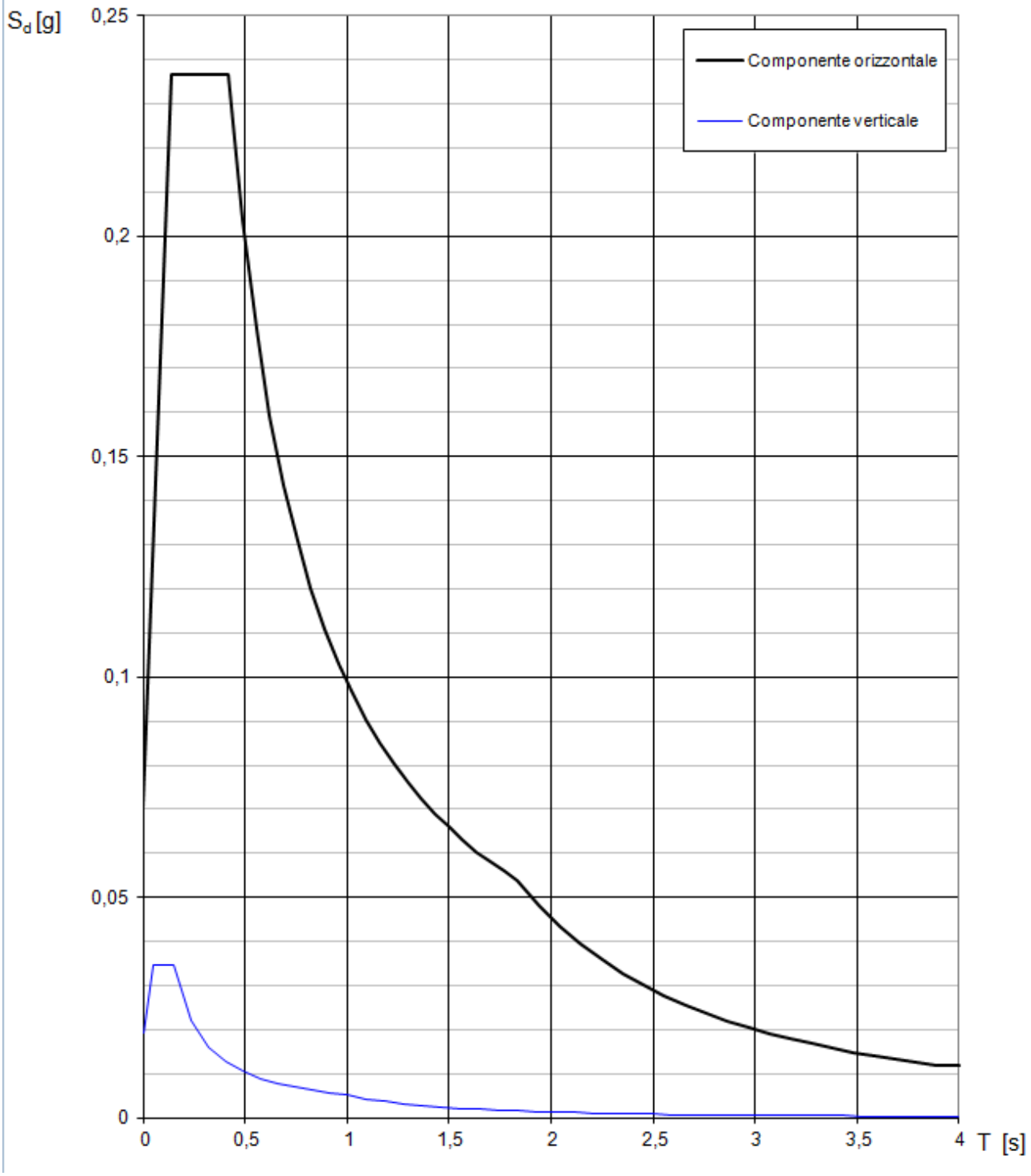


STATO LIMITE	SLV
a_g	0,059 g
F_o	2,676
T_C^*	0,297 s
S_S	1,200
C_C	1,402
S_T	1,000
q	0,800



SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,025	2,555	0,193
SLD	101	0,031	2,571	0,214
SLV	949	0,059	2,676	0,297
SLC	1950	0,071	2,727	0,310

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



10.4 Combinazione gravitazionale allo stato limite ultimo

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

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

In cui:

G_K valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{1k} valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ik} valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

γ_{G1} 1,3 per A1 (str) e 1,0 per A2 (geo);

γ_{G2} 1,5 per A1 (str) e 1,3 per A2 (geo);

γ_p 1,0;

γ_q 1,5 per A1 (str) e 1,3 per A2 (geo);

ψ_{0i} coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

Il contributo delle deformazioni impresse, non imposte appositamente, è trascurato se a favore della sicurezza.

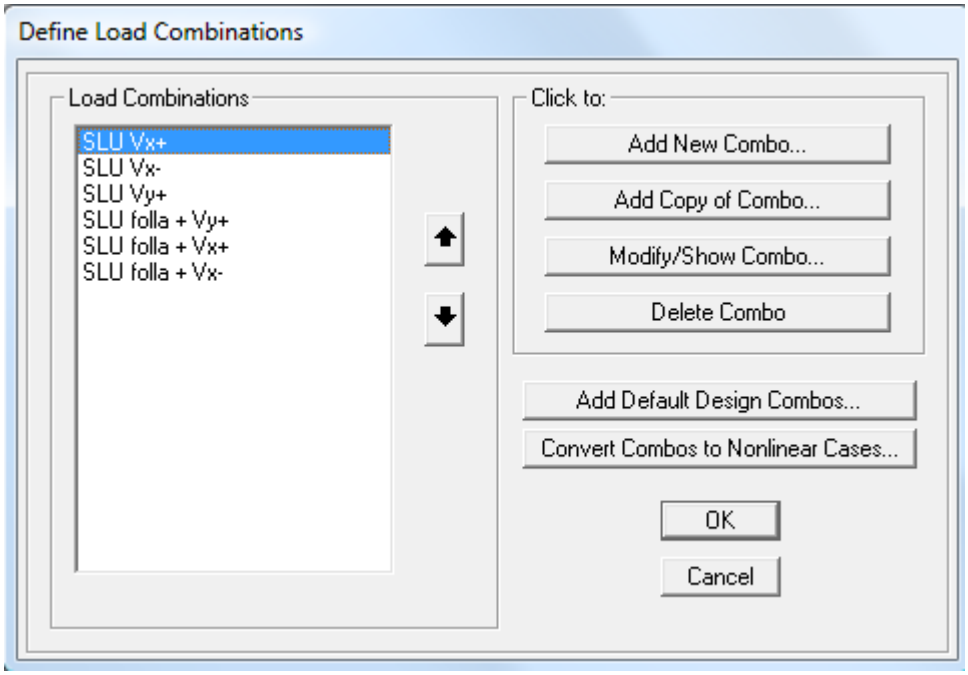
Nell'analisi del modello in oggetto si definiscono le combinazioni agli Stati limite ultimi in funzione del seguenti approcci:

Approccio 1:

Combinazione 2: A2+M2+R2

Approccio 2:

Combinazione unica: A1+M1+R3



Dove si alternano:

Vento dominante X + folla
Vento dominante y + folla
folla dominante + vento Y
folla dominante + vento X

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali[(1)]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3

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

10.5 Combinazione gravitazionale allo stato limite di esercizio (frequente)

γ_{G1}*G1 + γ_{G2}*G2 + γ_P*P + γ_{Q1}*ψ01*Qk1 + γ_{Q2}* ψ02*Qk2 + …….. (SSLLEE)

In cui:

G_K valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{1k} valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ik} valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

γ_{G1} 1,0;

γ_{G2} 1,0,

γ_p 1,0;

γ_q 1,0;

$\psi 1,1 = 0,7$

$\psi 2,1 = 0,2$

10.6 Combinazione sismica allo stato limite di vita

E +G1+ G2 + P + $\psi 21$*Qk1 + …….. (SLV)

In cui:

E valore caratteristico della azione sismica;

G_K valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{1k} valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ik} valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

ψ_{0i} coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche (0,6 per sovraccarichi accidentali folla - 0,0 con neve, vento,variazioni termiche).

	CARICHI											
COMBINAZIONI	DEAD	Gpedata	Gringhiera	PNS pavimento	Q folla	Qvento +X	Qvento -X	Qvento +Y	SPETTRO Ex	SPETTRO Ey	Mtx	Mty
	coefficienti γ COMBINAZIONI											
Ex + 30% Ey	1	1	1	1	0,6	0	0	0	1	0,3	-	-
Ex - 30% Ey	1	1	1	1	0,6	0	0	0	1	-0,3	-	-
-Ex + 30% Ey	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-1	0,3	-	-
-Ex - 30% Ey	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-1	-0,3	-	-
Ey + 30% Ex	1	1	1	1	0,6	0	0	0	0,3	1	-	-
Ey - 30% Ex	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-0,3	1	-	-
-Ey + 30% Ex	1	1	1	1	0,6	0	0	0	0,3	-1	-	-
-Ey - 30% Ex	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-0,3	-1	-	-
Ex + 30% Ey + Mty + 30% Mtx	1	1	1	1	0,6	0	0	0	1	0,3	0,3	1
Ex + 30% Ey + Mty - 30% Mtx	1	1	1	1	0,6	0	0	0	1	0,3	-0,3	1
Ex + 30% Ey - Mty + 30% Mtx	1	1	1	1	0,6	0	0	0	1	0,3	0,3	-1

Ex + 30% Ey - Mty - 30% Mtx	1	1	1	1	0,6	0	0	0	1	0,3	-0,3	-1
Ex - 30% Ey + Mty + 30% Mtx	1	1	1	1	0,6	0	0	0	1	-0,3	0,3	1
Ex - 30% Ey + Mty - 30% Mtx	1	1	1	1	0,6	0	0	0	1	-0,3	-0,3	1
Ex - 30% Ey - Mty + 30% Mtx	1	1	1	1	0,6	0	0	0	1	-0,3	0,3	-1
Ex - 30% Ey - Mty - 30% Mtx	1	1	1	1	0,6	0	0	0	1	-0,3	-0,3	-1
-Ex + 30% Ey + Mty + 30% Mtx	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-1	0,3	0,3	1
-Ex + 30% Ey + Mty - 30% Mtx	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-1	0,3	-0,3	1
-Ex + 30% Ey - Mty + 30% Mtx	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-1	0,3	0,3	-1
-Ex + 30% Ey - Mty - 30% Mtx	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-1	0,3	-0,3	-1
-Ex - 30% Ey + Mty + 30% Mtx	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-1	-0,3	0,3	1
-Ex - 30% Ey + Mty - 30% Mtx	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-1	-0,3	-0,3	1
-Ex - 30% Ey - Mty + 30% Mtx	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-1	-0,3	0,3	-1
-Ex - 30% Ey - Mty - 30% Mtx	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-1	-0,3	-0,3	-1
Ey + 30% Ex + Mtx + 30% Mty	1	1	1	1	0,6	0	0	0	0,3	1	1	0,3
Ey + 30% Ex + Mtx - 30% Mty	1	1	1	1	0,6	0	0	0	0,3	1	1	-0,3
Ey + 30% Ex - Mtx + 30% Mty	1	1	1	1	0,6	0	0	0	0,3	1	-1	0,3
Ey + 30% Ex - Mtx - 30% Mty	1	1	1	1	0,6	0	0	0	0,3	1	-1	-0,3
Ey - 30% Ex + Mtx + 30% Mty	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-0,3	1	1	0,3
Ey - 30% Ex + Mtx - 30% Mty	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-0,3	1	1	-0,3
Ey - 30% Ex - Mtx + 30% Mty	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-0,3	1	-1	0,3
Ey - 30% Ex - Mtx - 30% Mty	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-0,3	1	-1	-0,3
-Ey + 30% Ex + Mtx + 30% Mty	1	1	1	1	0,6	0	0	0	0,3	-1	1	0,3
-Ey + 30% Ex + Mtx - 30% Mty	1	1	1	1	0,6	0	0	0	0,3	-1	1	-0,3
-Ey + 30% Ex - Mtx + 30% Mty	1	1	1	1	0,6	0	0	0	0,3	-1	-1	0,3
-Ey + 30% Ex - Mtx - 30% Mty	1	1	1	1	0,6	0	0	0	0,3	-1	-1	-0,3
-Ey - 30% Ex + Mtx + 30% Mty	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-0,3	-1	1	0,3

-Ey - 30% Ex + Mtx - 30% Mty	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-0,3	-1	1	-0,3
-Ey - 30% Ex - Mtx + 30% Mty	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-0,3	-1	-1	0,3
-Ey - 30% Ex - Mtx - 30% Mty	1	1	1	1	0,6	0	0	0	-0,3	-1	-1	-0,3

10.7 MODELLO CON APPLICAZIONE CARICHI, SLU

Le azioni definite nei capitoli precedenti sono applicati nel modello di calcolo a ciascuna trave come carico linearmente distribuito e sulle shell del vano ascensore come pressioni e carichi puntuali (ascensore).

Si riporta di seguito il modello con i carichi applicati.

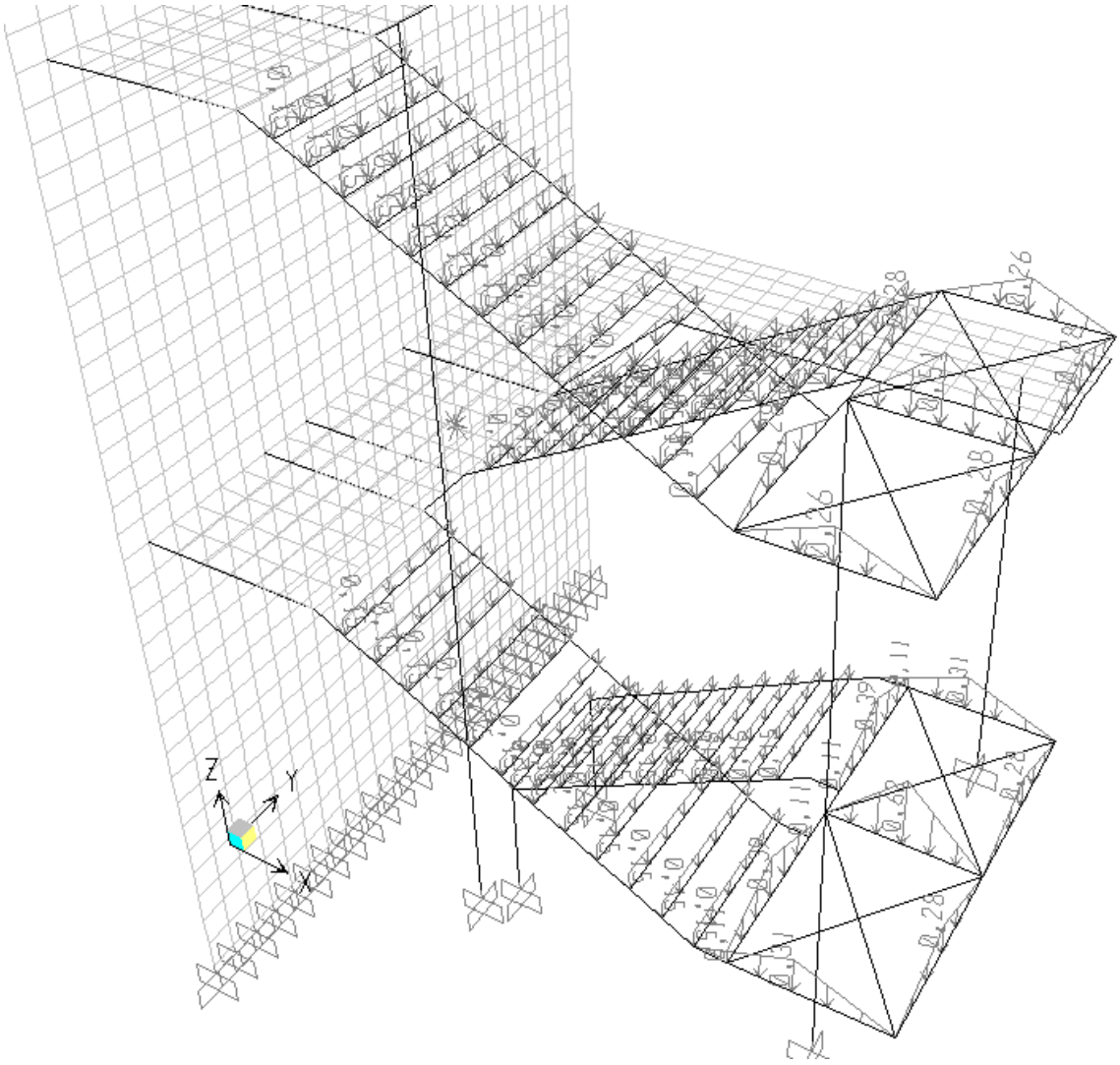


Figura 5: Modello 3D della struttura con dettaglio applicazione carichi gradini e pianerottoli

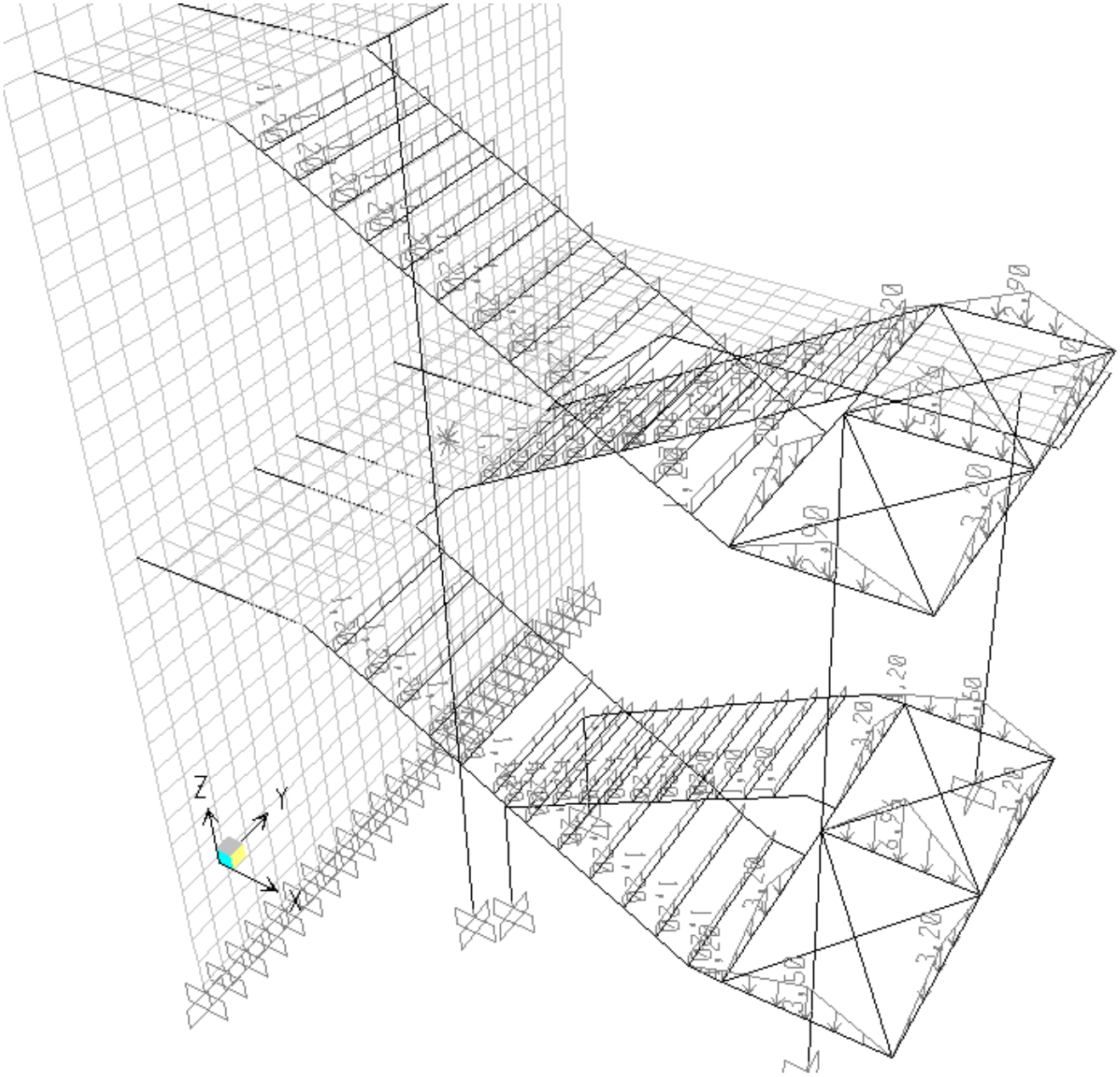


Figura 6: Modello 3D della struttura con dettaglio applicazione carichi folla

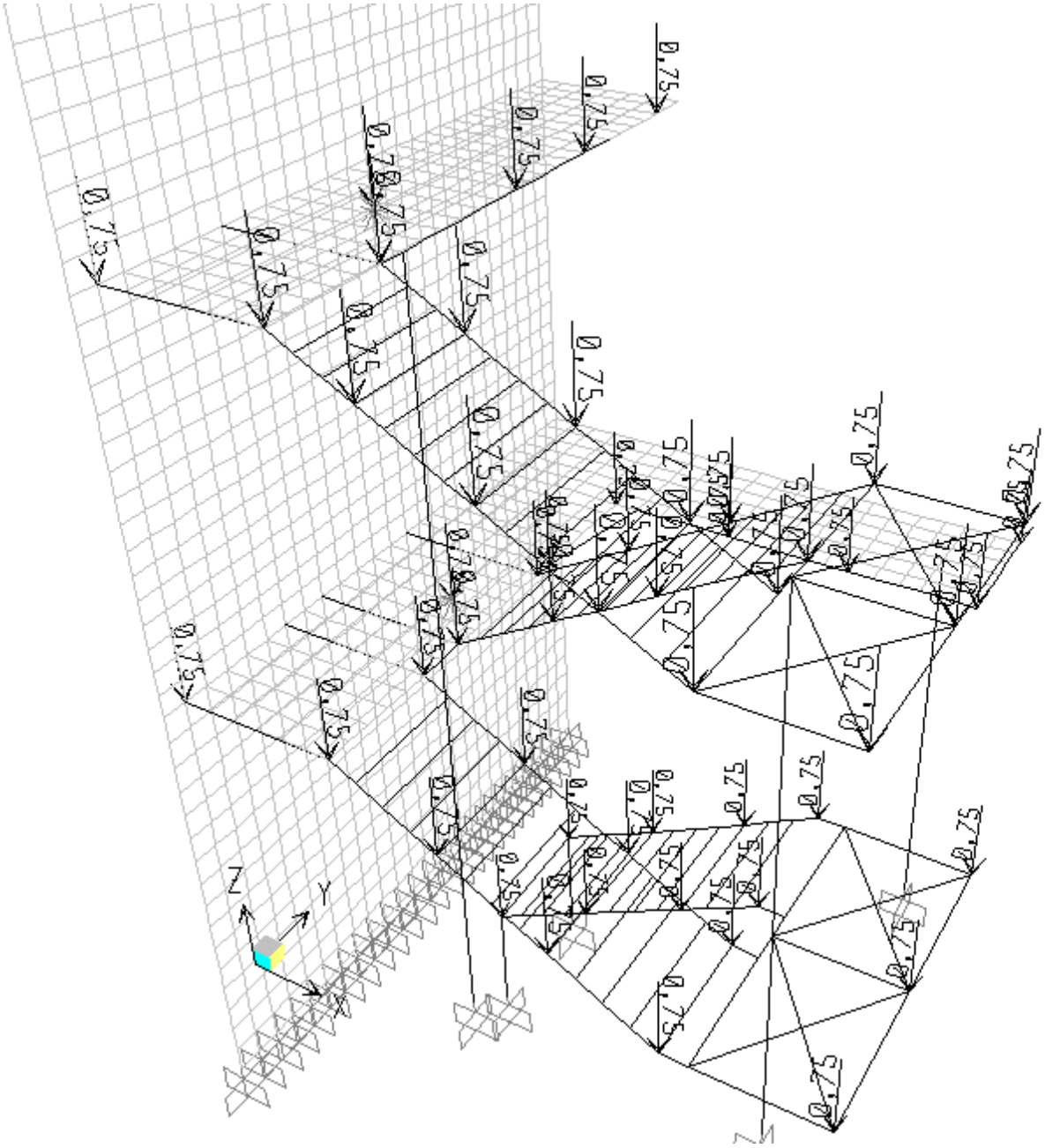


Figura 7: Modello 3D della struttura con applicazione carichi parapetti

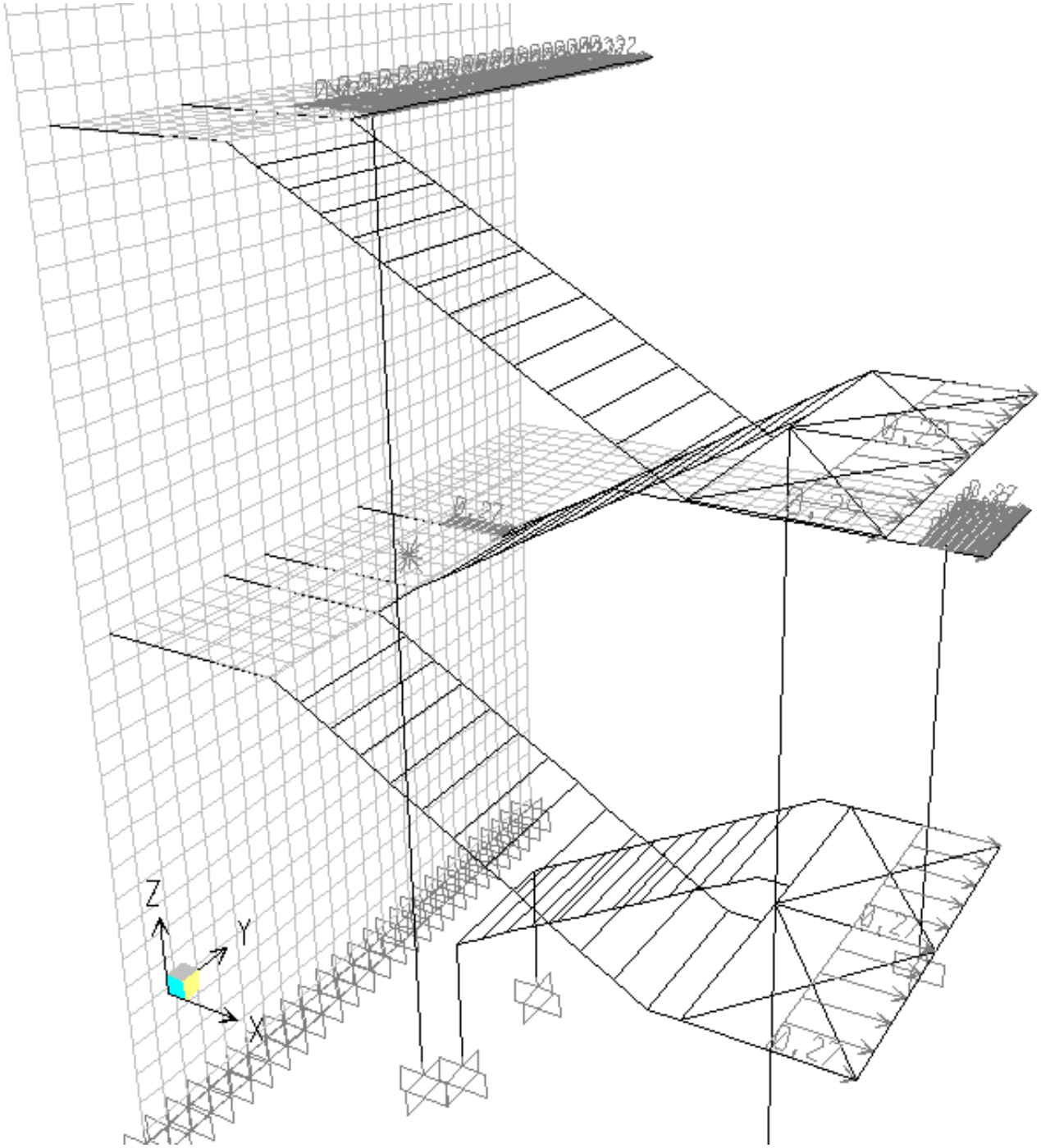


Figura 8: Modello 3D della struttura con applicazione carichi vento +X sulle carpenterie

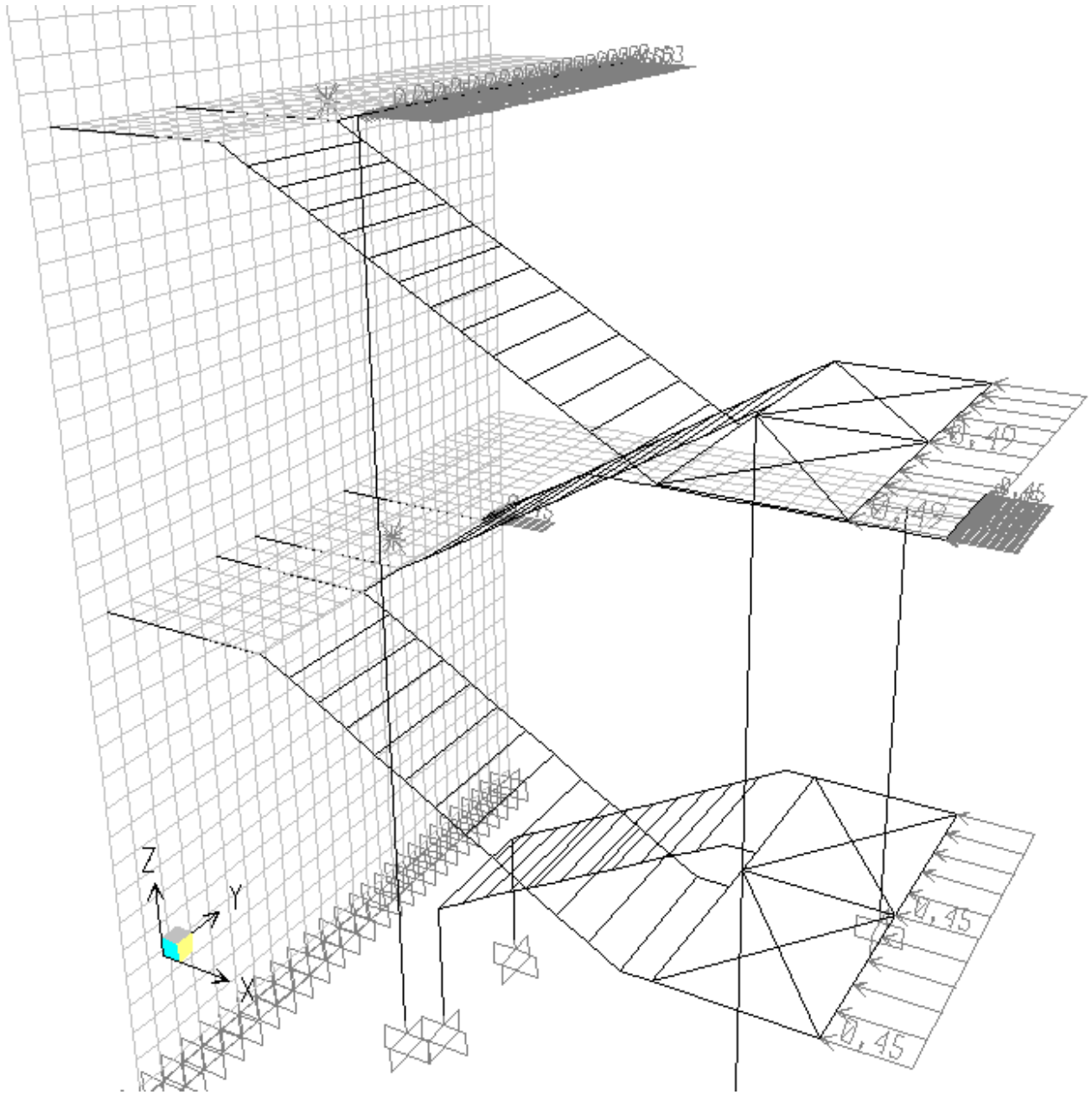


Figura 9: Modello 3D della struttura con applicazione carichi vento -X sulle carpenterie

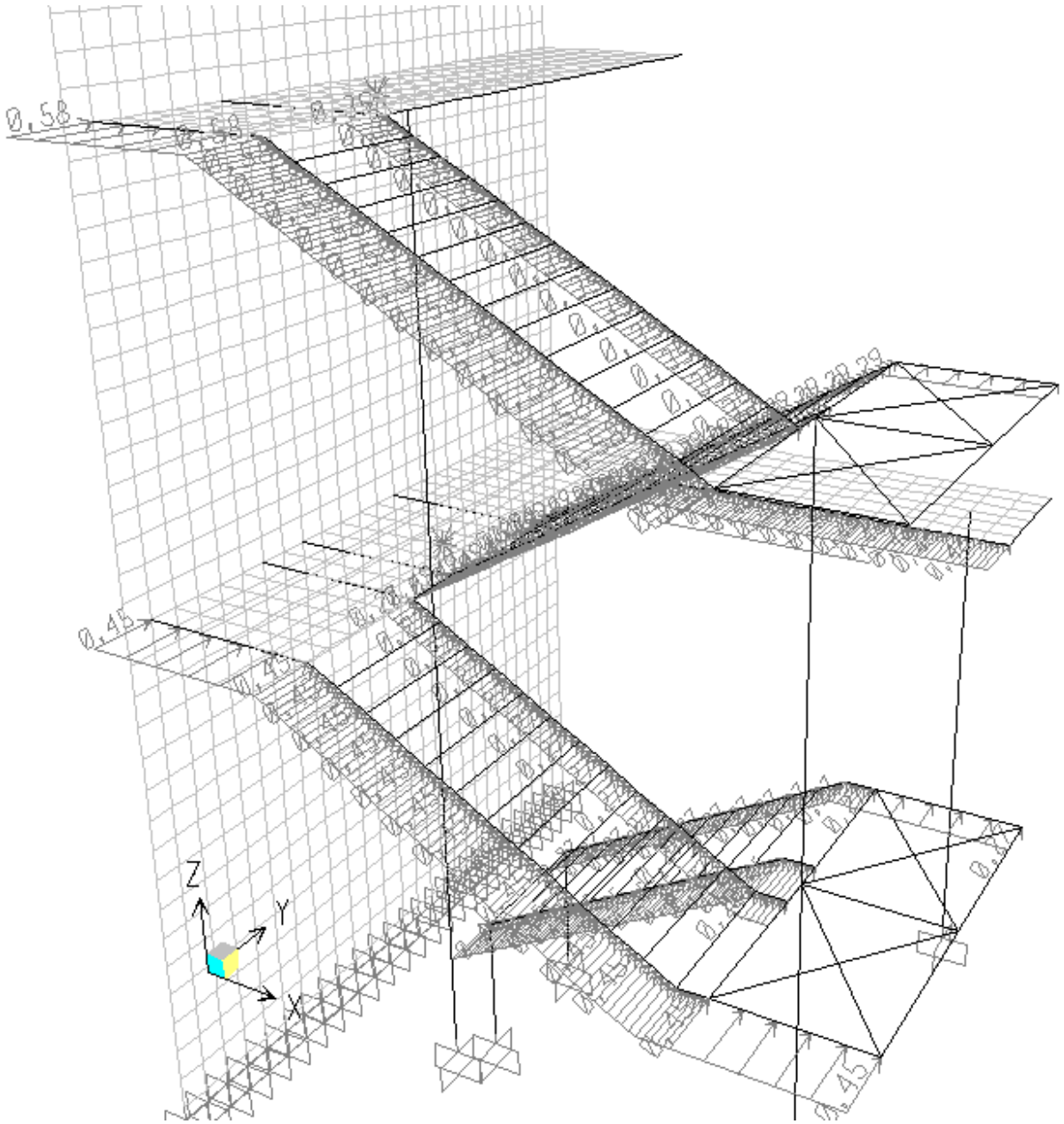


Figura 10: Modello 3D della struttura con applicazione carichi vento +Y sulle carpenterie

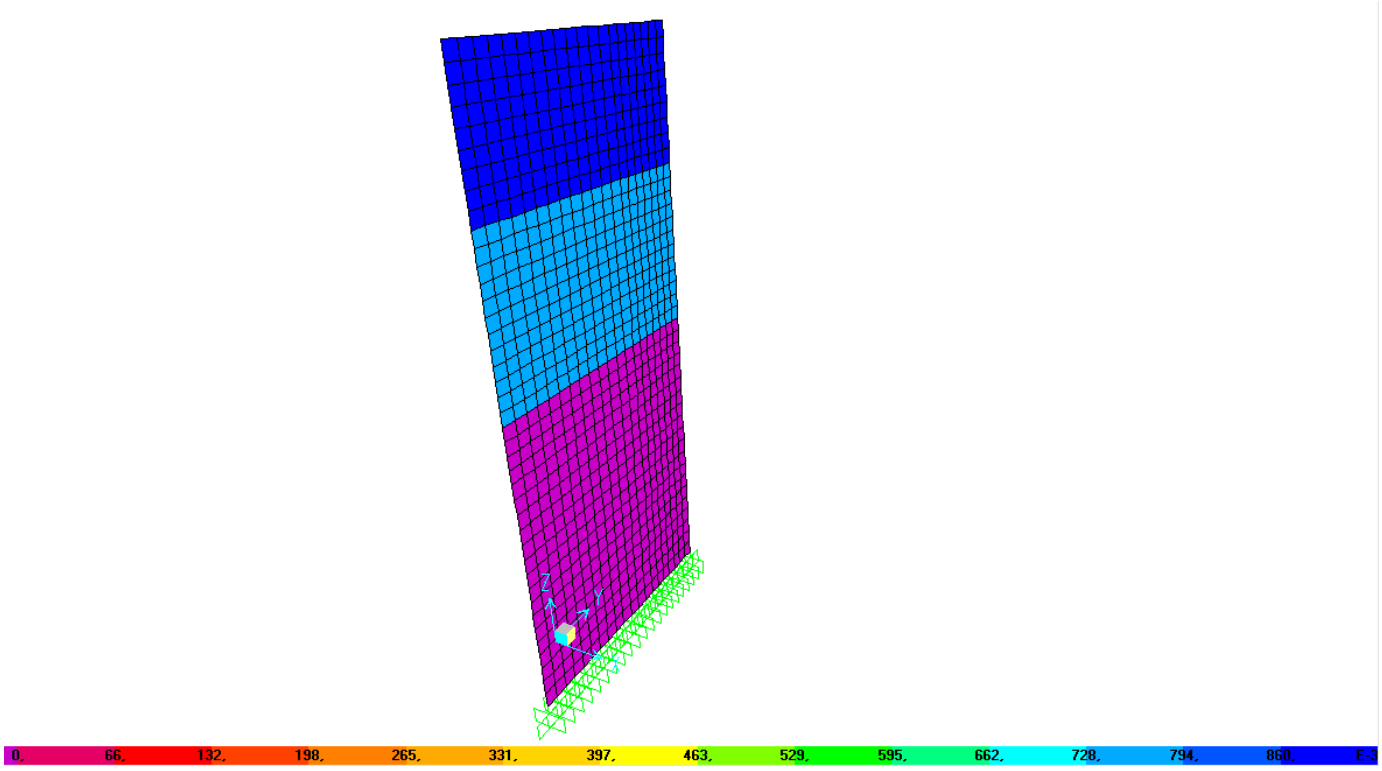


Figura 11: Modello 3D della struttura con applicazione carichi vento +X alle varie quote sulle shells

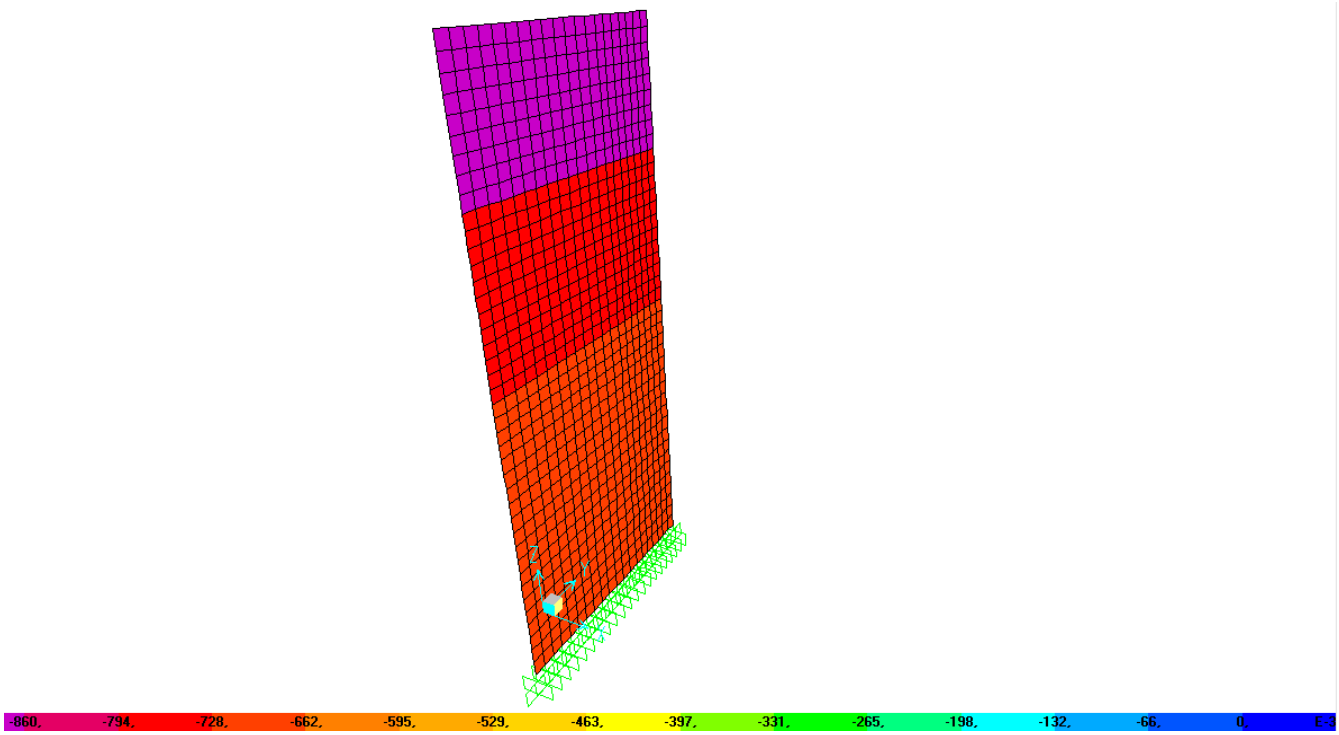


Figura 12: Modello 3D della struttura con applicazione carichi vento -X alle varie quote sulle shells

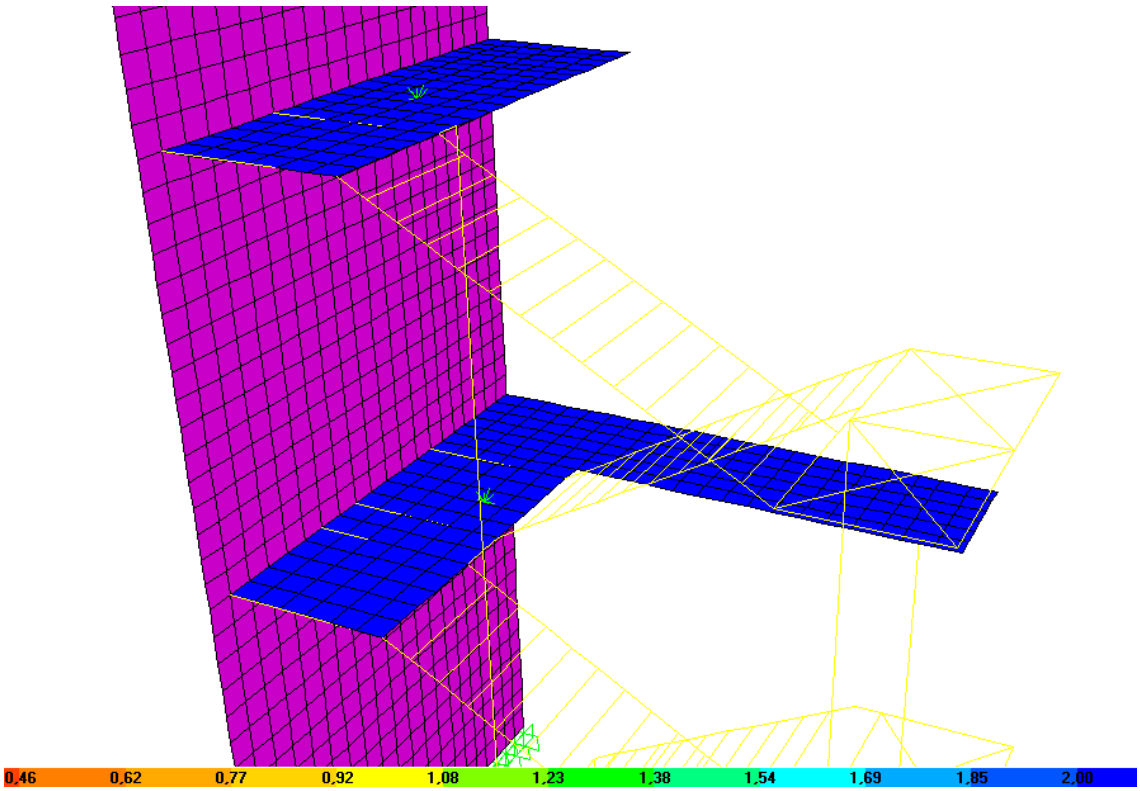


Figura 13: Modello 3D della struttura con applicazione carichi pavimento sulle shells pianerottolo

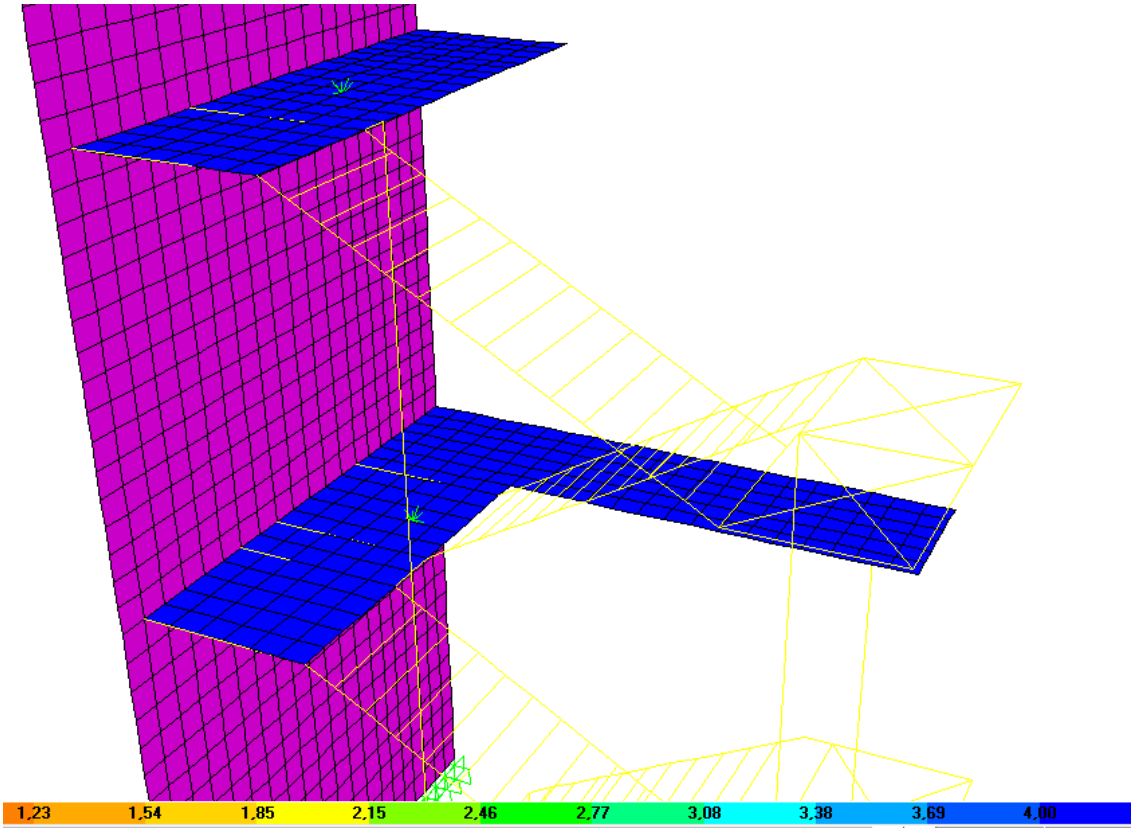


Figura 14: Modello 3D della struttura con applicazione carichi folla sulle shells pianerottolo

10.8 MODELLO CON APPLICAZIONE CARICHI SISMICI TORCENTI

Le azioni sismiche per effetto torcente sono applicati nel modello di calcolo come momenti torcenti applicati ad un nodo master (centro di massa) collegato rigidamente ai nodi di piano e questo è stato fatto per ciascun piano.

TIPO DI CARICO	QUOTA PIANO Z	CARICHI AL PIANO 1°		INCIDENZA DI CARICO	MASSA
PERMANENTE	5,17 m	DEAD	325,00 kN/m²	1,00 m²	325,00 kN
PERMANENTE	5,17 m	Gpedata	0,35 kN/m²	16,90 m²	5,92 kN
PERMANENTE NON STRUTTURALE	5,17 m	Gringhiera	0,75 kN/m²	25,00 m²	18,75 kN
ACCIDENTALE 1	5,17 m	Qfolla	4,00 kN/m²	33,20 m²	79,68 kN
PERMANENTE NON STRUTTURALE	5,17 m	PNS pavimento	2,00 kN/m²	16,30 m²	32,60 kN
				MASSA DI PIANO	**461,95 kN**

TIPO DI CARICO	QUOTA PIANO Z	CARICHI AL PIANO 2°		INCIDENZA DI CARICO	MASSA
PERMANENTE	12,18 m	DEAD	283,00 kN/m²	1,00 m²	283,00 kN
PERMANENTE	12,18 m	Gpedata	0,35 kN/m²	16,90 m²	5,92 kN
PERMANENTE NON STRUTTURALE	12,18 m	Gringhiera	0,75 kN/m²	18,00 m²	13,50 kN
ACCIDENTALE 1	12,18 m	Qfolla	4,00 kN/m²	26,50 m²	63,60 kN
PERMANENTE NON STRUTTURALE	12,18 m	PNS pavimento	2,00 kN/m²	9,60 m²	19,20 kN
				MASSA DI PIANO	**385,22 kN**

Ora, in funzione dell'altezza totale della struttura, il suo periodo di vibrazioni fondamentale e la corrispondente ordinata spettrale si sono ottenute le forze sismiche di ogni piano:

FORZE TORCENTI EQUIVALENTI - NTC 2018 CAP. 7.3.3.2

H edificio = 12,18 m STRUTTURA altro tipo

C_1 = 0,05 T_1 = 0,310 s Sd (T_1)= 0,237

W tot. = 847,16 kN λ = 0,85

Fh = 170,66 kN

PIANO	Zi	MASSE DI PIANO	FORZA SISMICA DI PIANO
1°	5,17 m	461,95 kN	F1 = 57,57 kN
2°	12,18 m	385,22 kN	F2 = 113,09 kN

$\Sigma Zi \cdot Wi =$ 7080,17 kN

Dimensioni piano		Eccentricità da NTC 2018		MOMENTO TORCENTE ECC. X	MOMENTO TORCENTE ECC. Y
Lx	**Ly**	**ex**	**ey**		
7,10 m	5,80 m	0,36 m	0,29 m	20,44 kNm	16,69 kNm
7,10 m	5,80 m	0,36 m	0,29 m	40,15 kNm	32,80 kNm

Si riporta di seguito il modello con i carichi applicati.

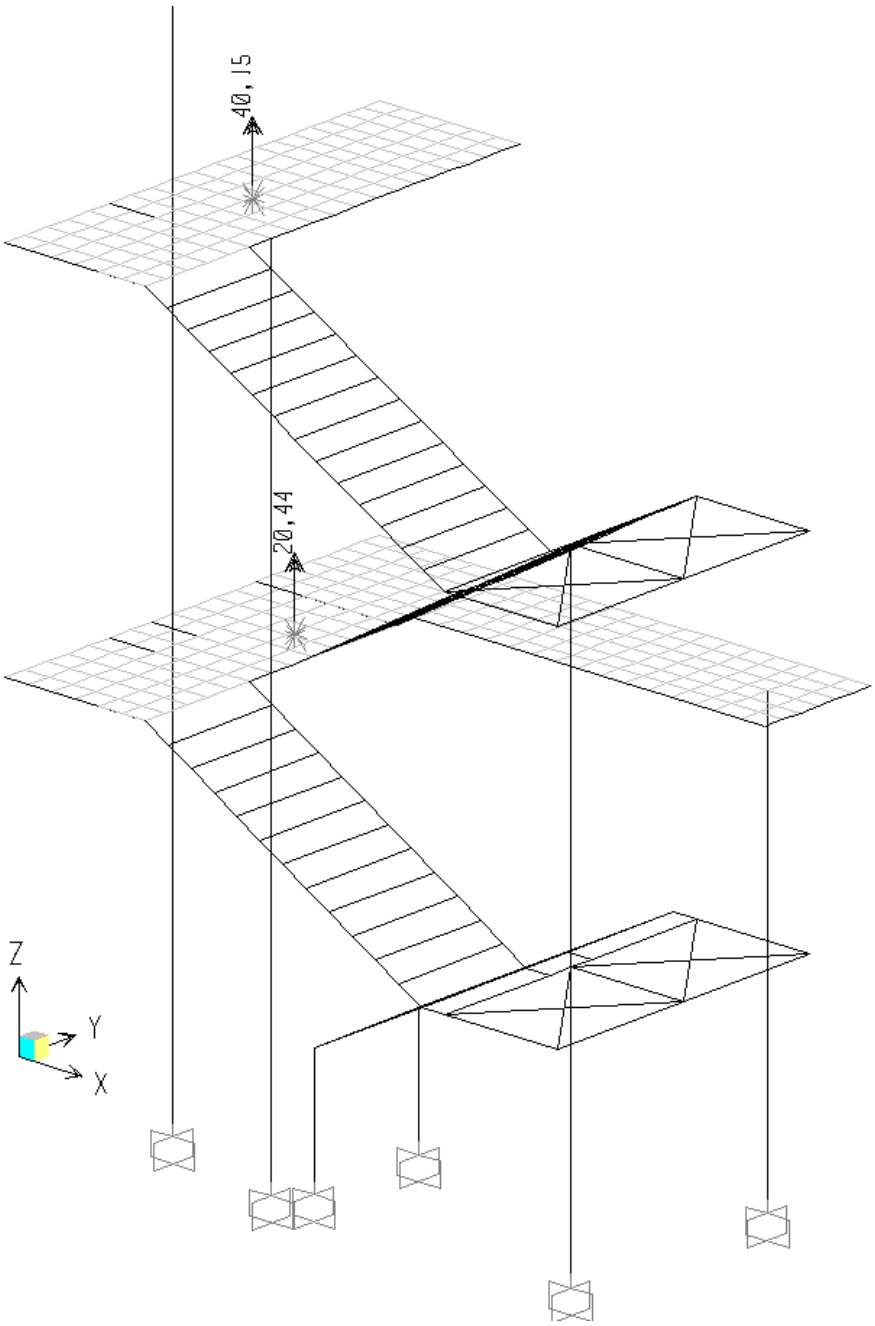


Figura 15: Modello 3D della struttura con applicazione momenti torcenti lungo X (Mx)

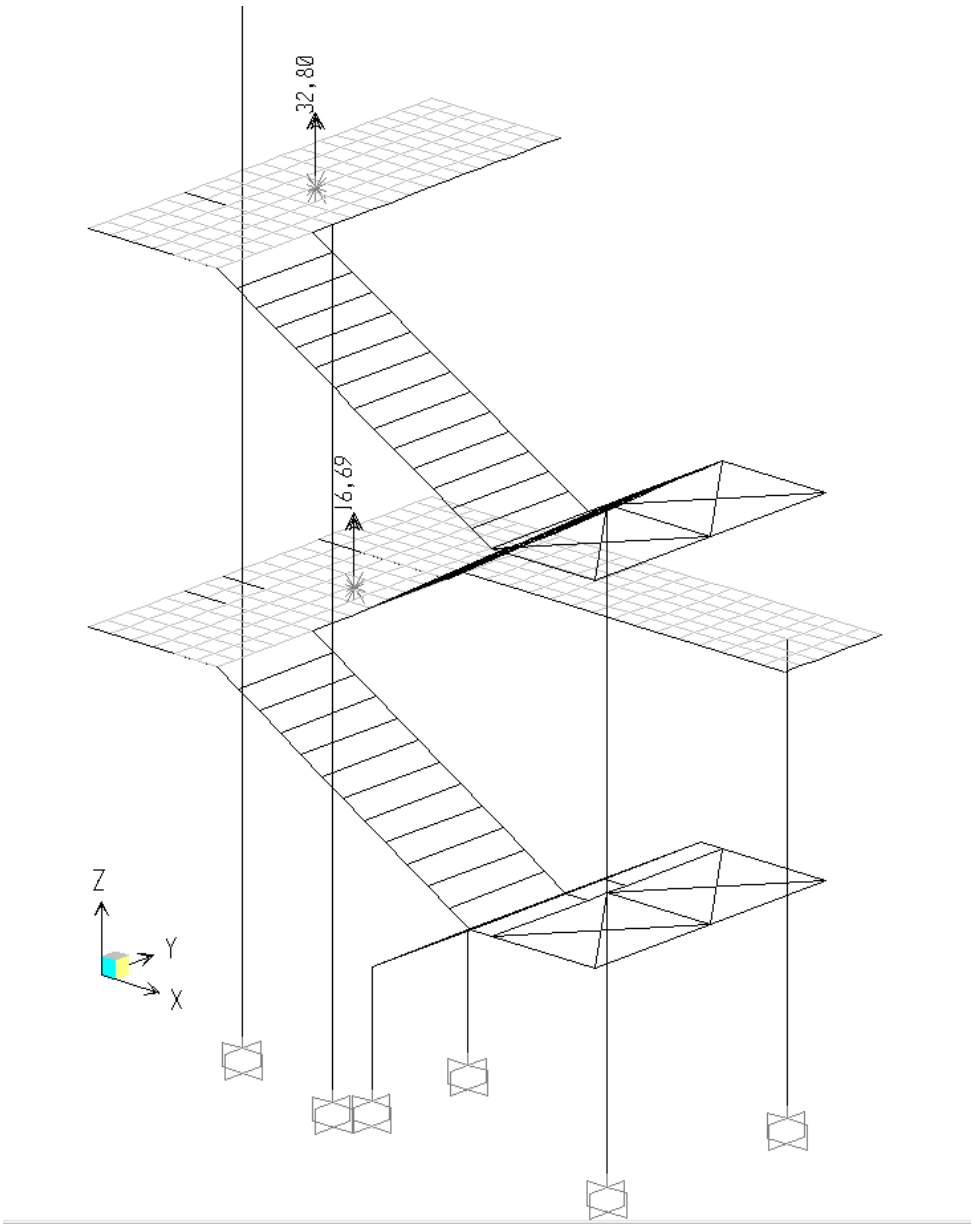


Figura 16: Modello 3D della struttura con applicazione momenti torcenti lungo Y (My)

10.9 ANALISI DEI MODI PROPRI DI VIBRARE, FREQUENZA NATURALE IN CONDIZIONE DI ESERCIZIO (IMPIEGATA PER LA VALUTAZIONE DELLE VERIFICHE A VIBRAZIONE)

Si riporta nel seguente capitolo l'analisi modale del modello di calcolo considerando la concomitanza dei pesi propri, portati e dei sovraccarichi (folla, neve) moltipliocati per i rispettivi coefficienti in combinazione frequente. La rigidezza dei materiali per questo specifico caso è assunta pari al 100% .

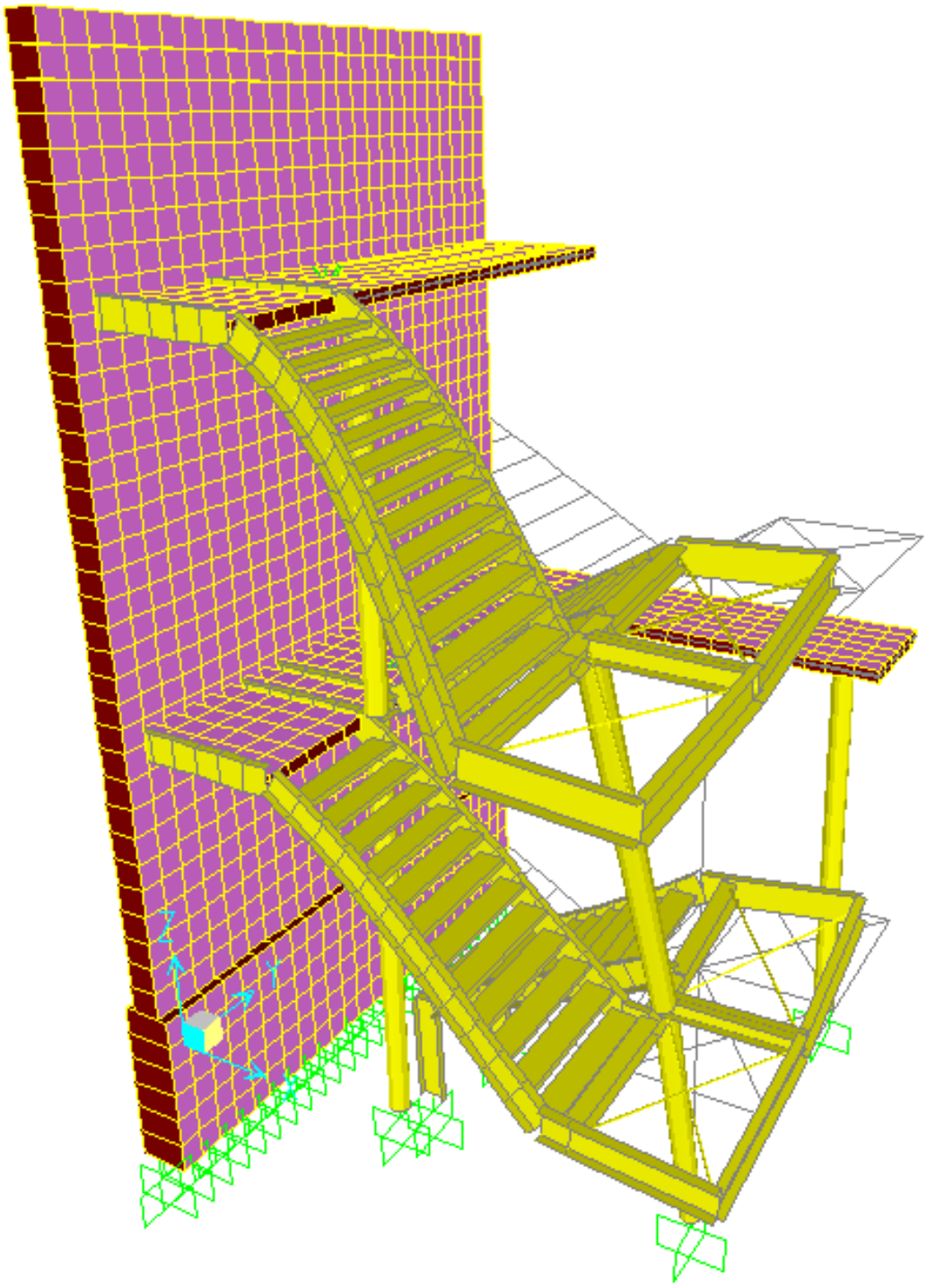


Figura 17: Primo modo di vibrare, pseudo torcente (amplificato 5 volte)

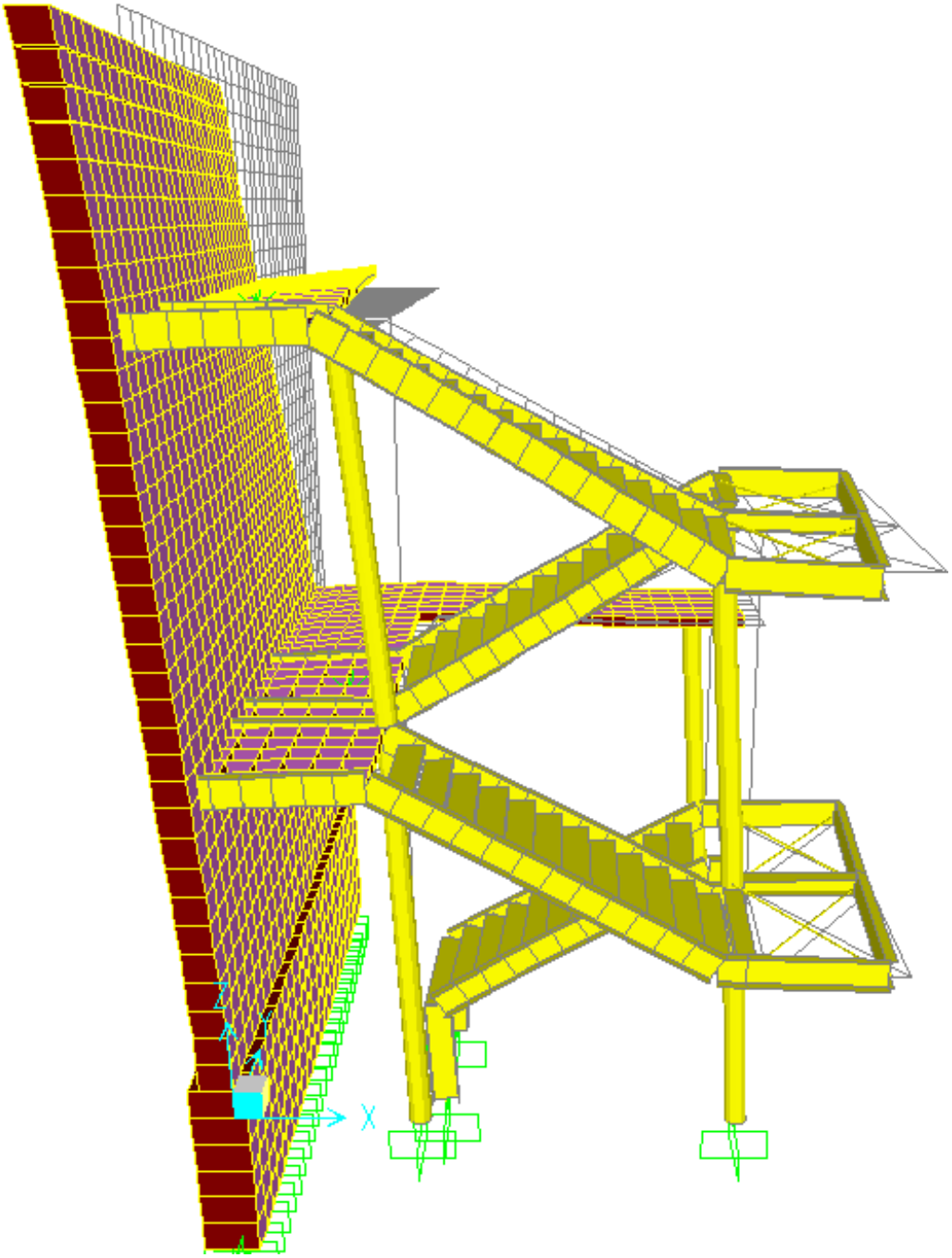


Figura 18: Secondo modo di vibrare, direzione X (amplificato 5 volte)

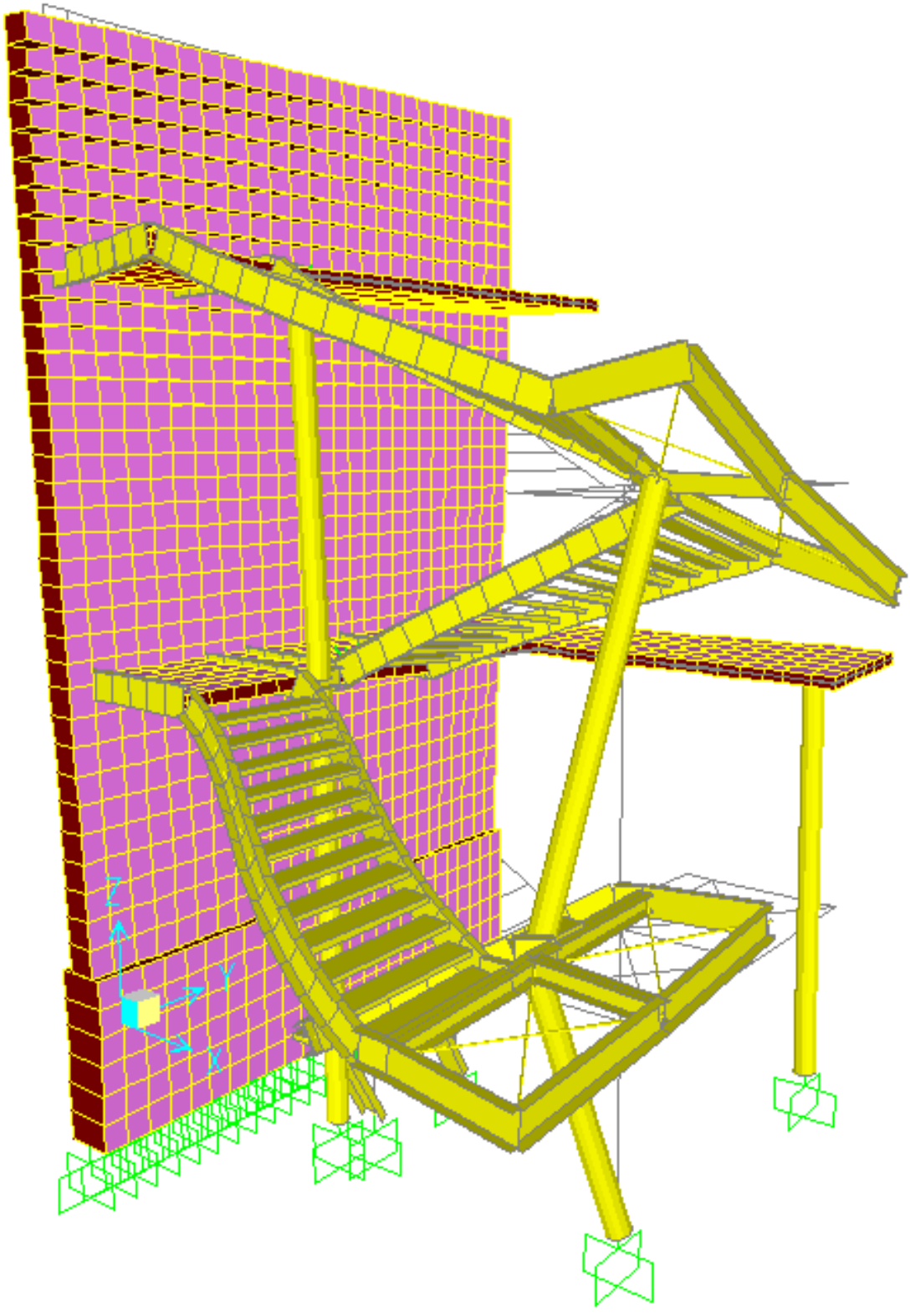


Figura 19: Terzo modo di vibrare, direzione y (amplificato 5 volte)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,522207	0,00284	0,07973	0,000009587	0,00284	0,07973	0,000009587
MODAL	Mode	2	0,333279	0,58308	0,0015	0,00092	0,58592	0,08122	0,00093
MODAL	Mode	3	0,200186	0,00343	0,0404	0,000008074	0,58936	0,12163	0,00094
MODAL	Mode	4	0,197897	0,01126	0,00677	0,00001965	0,60062	0,1284	0,00096
MODAL	Mode	5	0,153407	0,00000284	0,00049	0,00017	0,60062	0,12889	0,00113
MODAL	Mode	6	0,132831	0,0000103	0,00024	0,00067	0,60063	0,12913	0,0018
MODAL	Mode	7	0,126348	0,00002136	0,00033	0,0017	0,60065	0,12945	0,0035
MODAL	Mode	8	0,124713	0,004	0,00984	0,01162	0,60465	0,13929	0,01512
MODAL	Mode	9	0,120687	0,01717	0,00037	0,0022	0,62181	0,13966	0,01732
MODAL	Mode	10	0,112998	0,00589	0,00189	0,01435	0,6277	0,14155	0,03167

Si noti che i modi fondamentali di vibrare, ai quali risulta associata una significativa massa partecipante, risulta il modi n. 2. Per semplicità è stato riportato un estratto con i primi 10 modi.

La totalità dei modi di vibrare per il raggiungimento di almeno il 95% di massa partecipante saranno mostrati nel paragrafo successivo insieme con le debite considerazioni.

10.10 ANALISI DEI MODI PROPRI DI VIBRARE, FREQUENZA NATURALE DEI SOLI PESI PROPRI E PORTATI

Si riporta nel seguente capitolo l'analisi modale del modello di calcolo. La rigidezza del calcestruzzo viene considerata ridotta del 50% (per gli SLV) come prescritto dalle NTC 2018 al capitolo §7.

Si evidenziano solo i modi fondamentali. Sono stati implementati oltre n. 100 modi di vibrare, vista la esigua massa partecipante ad ogni passo dovuta alla snellezza e prevalenza di strutture in acciaio,, raggiungendo il 97 % della massa partecipante in X e in Y.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,540652	0,00576	0,20417	0,000001788	0,00576	0,20417	0,000001788
MODAL	Mode	2	0,440881	0,6182	0,01324	0,00078	0,62396	0,21741	0,00078
MODAL	Mode	3	0,352159	0,02782	0,07498	0,00015	0,65178	0,29239	0,00093
MODAL	Mode	4	0,212089	0,00013	0,055	0,00002856	0,65191	0,3474	0,00096
MODAL	Mode	5	0,208931	0,00271	0,03816	0,00017	0,65462	0,38556	0,00113
MODAL	Mode	6	0,153957	0,09469	0,00083	0,00196	0,74931	0,38639	0,00309
MODAL	Mode	7	0,15165	0,05493	0,00455	0,00014	0,80424	0,39094	0,00323
MODAL	Mode	8	0,139543	0,00245	0,00001365	0,00962	0,80669	0,39096	0,01286

MODAL	Mode	9	0,13397	0,00108	0,00015	0,05018	0,80777	0,39111	0,06304
MODAL	Mode	10	0,128043	0,0005	0,0013	0,0002	0,80827	0,39241	0,06324
MODAL	Mode	11	0,125532	0,00217	0,01148	0,01154	0,81044	0,40389	0,07478
MODAL	Mode	12	0,120733	0,00376	0,00023	0,00033	0,8142	0,40413	0,07511
MODAL	Mode	13	0,111805	0,00141	0,00182	0,02332	0,81562	0,40595	0,09843
MODAL	Mode	14	0,108058	0,00239	0,00252	0,00548	0,818	0,40847	0,10391
MODAL	Mode	15	0,097748	0,00048	0,00439	0,00913	0,81848	0,41286	0,11304
MODAL	Mode	16	0,094679	0,00109	0,00601	0,00156	0,81957	0,41887	0,1146
MODAL	Mode	17	0,078643	0,00959	0,0003	0,03416	0,82916	0,41917	0,14876
MODAL	Mode	18	0,076222	0,00003856	0,00013	0,0051	0,8292	0,4193	0,15386
MODAL	Mode	19	0,074512	0,00122	0,000001002	0,00925	0,83042	0,4193	0,16311
MODAL	Mode	20	0,071171	0,00029	0,00375	0,00005249	0,83072	0,42304	0,16316
MODAL	Mode	21	0,069883	0,0118	0,00001258	0,01056	0,84251	0,42306	0,17372
MODAL	Mode	22	0,067502	0,00006862	0,00038	0,00142	0,84258	0,42344	0,17514
MODAL	Mode	23	0,063292	0,0029	0,00019	0,00251	0,84548	0,42363	0,17765
MODAL	Mode	24	0,062959	0,00725	0,00021	0,00003606	0,85273	0,42385	0,17769
MODAL	Mode	25	0,051568	0,00031	0,00005777	0,00315	0,85303	0,4239	0,18084
MODAL	Mode	26	0,049131	0,00024	0,00045	0,00133	0,85327	0,42435	0,18217
MODAL	Mode	27	0,046618	0,000008556	0,0000161	0,01697	0,85328	0,42437	0,19915
MODAL	Mode	28	0,044388	0,00005848	0,00000367	0,02959	0,85334	0,42437	0,22874
MODAL	Mode	29	0,039998	0,000001407	0,00000282	0,00121	0,85334	0,42437	0,22995
MODAL	Mode	30	0,03958	0,00001949	0,000006588	0,00007657	0,85336	0,42438	0,23002
MODAL	Mode	31	0,038818	0,00022	0,00004247	0,00755	0,85358	0,42442	0,23757
MODAL	Mode	32	0,038448	0,000007925	0,00163	0,0003	0,85358	0,42606	0,23787
MODAL	Mode	33	0,037339	0,00003362	0,00696	0,00878	0,85362	0,43301	0,24665
MODAL	Mode	34	0,036712	0,00022	0,00027	0,00191	0,85384	0,43328	0,24856
MODAL	Mode	35	0,036138	9,374E-09	0,00012	0,00038	0,85384	0,4334	0,24893
MODAL	Mode	36	0,035554	0,00013	0,00187	0,00004886	0,85397	0,43528	0,24898
MODAL	Mode	37	0,03497	0,00032	6,09E-08	2,133E-07	0,85428	0,43528	0,24898
MODAL	Mode	38	0,033859	0,00003259	0,00041	0,00025	0,85432	0,43569	0,24923
MODAL	Mode	39	0,032466	0,0000967	0,00017	0,00095	0,85441	0,43586	0,25018
MODAL	Mode	40	0,030795	0,000002256	0,00001469	0,00747	0,85442	0,43588	0,25765
MODAL	Mode	41	0,029231	0,00513	0,00015	0,00439	0,85954	0,43603	0,26204
MODAL	Mode	42	0,0274	0,00003779	2,085E-08	0,00362	0,85958	0,43603	0,26566
MODAL	Mode	43	0,027214	0,00018	1,115E-07	0,02839	0,85976	0,43603	0,29405
MODAL	Mode	44	0,025259	0,00006576	0,00025	0,00018	0,85983	0,43627	0,29422
MODAL	Mode	45	0,024321	0,00004069	0,00004001	0,00323	0,85987	0,43631	0,29745
MODAL	Mode	46	0,023382	0,00002632	0,00023	0,02943	0,85989	0,43654	0,32688
MODAL	Mode	47	0,023106	0,00041	0,00061	0,00763	0,86031	0,43715	0,33451
MODAL	Mode	48	0,023013	0,000002157	0,00019	0,000006066	0,86031	0,43733	0,33451
MODAL	Mode	49	0,022464	0,00022	0,00001257	0,00002089	0,86053	0,43735	0,33453
MODAL	Mode	50	0,021583	0,00044	0,00003585	0,08523	0,86097	0,43738	0,41976
MODAL	Mode	51	0,019769	0,07611	0,000006413	0,04704	0,93708	0,43739	0,4668

MODAL	Mode	52	0,019716	0,04634	0,000005243	0,09374	0,98342	0,43739	0,56054
MODAL	Mode	53	0,019682	0,00397	0,0011	0,07116	0,98739	0,43849	0,6317
MODAL	Mode	54	0,019634	0,00785	0,00001685	0,1074	0,99524	0,43851	0,73911
MODAL	Mode	55	0,01902	0,00146	0,0001	0,06033	0,9967	0,43861	0,79944
MODAL	Mode	56	0,018329	0,00066	0,0000508	0,00012	0,99736	0,43866	0,79956
MODAL	Mode	57	0,017647	0,00091	0,00027	1,966E-07	0,99827	0,43893	0,79956
MODAL	Mode	58	0,017449	0,0002	0,00073	0,00015	0,99847	0,43966	0,79971
MODAL	Mode	59	0,017186	6,633E-09	0,00006241	0,00516	0,99847	0,43972	0,80486
MODAL	Mode	60	0,016794	0,00065	0,0000448	0,00029	0,99912	0,43977	0,80515
MODAL	Mode	61	0,016545	0,0002	0,00001464	0,00605	0,99931	0,43978	0,8112
MODAL	Mode	62	0,016425	0,00011	0,000000511	0,00037	0,99942	0,43978	0,81157
MODAL	Mode	63	0,016143	0,00008155	0,00038	0,00262	0,9995	0,44016	0,81419
MODAL	Mode	64	0,016043	0,000006351	0,00003546	0,00183	0,99951	0,4402	0,81602
MODAL	Mode	65	0,015589	0,00015	0,00004716	0,00186	0,99966	0,44024	0,81789
MODAL	Mode	66	0,015238	0,00001644	0,00001123	0,0007	0,99967	0,44025	0,81859
MODAL	Mode	67	0,014025	0,00002167	0,00028	0,00217	0,99969	0,44053	0,82076
MODAL	Mode	68	0,013862	0,00000657	0,00234	0,01629	0,9997	0,44287	0,83706
MODAL	Mode	69	0,013413	0,00001432	0,00127	0,0000102	0,99971	0,44414	0,83707
MODAL	Mode	70	0,013037	0,000000308	0,00106	0,000007027	0,99971	0,4452	0,83707
MODAL	Mode	71	0,012723	0,00001813	0,00023	0,00388	0,99973	0,44542	0,84095
MODAL	Mode	72	0,012351	0,000004495	0,00143	0,00055	0,99974	0,44685	0,8415
MODAL	Mode	73	0,012029	0,000001967	0,00014	0,00048	0,99974	0,44699	0,84198
MODAL	Mode	74	0,011953	0,000002219	0,00005393	0,0003	0,99974	0,44705	0,84228
MODAL	Mode	75	0,011672	1,258E-07	0,0000149	0,000001069	0,99974	0,44706	0,84228
MODAL	Mode	76	0,011608	0,00004891	0,00023	0,000004724	0,99979	0,44729	0,84229
MODAL	Mode	77	0,011454	0,000007593	0,00162	0,00068	0,9998	0,44891	0,84296
MODAL	Mode	78	0,011302	0,00000931	0,00289	0,00087	0,99981	0,4518	0,84383
MODAL	Mode	79	0,010962	4,111E-07	0,00749	0,00016	0,99981	0,45929	0,84399
MODAL	Mode	80	0,010716	3,742E-08	0,00066	0,0000258	0,99981	0,45994	0,84402
MODAL	Mode	81	0,010679	0,000001763	0,10798	0,00003361	0,99981	0,56793	0,84405
MODAL	Mode	82	0,010482	1,856E-09	0,00087	0,000007348	0,99981	0,5688	0,84406
MODAL	Mode	83	0,010104	0,00000368	0,00369	0,00002503	0,99981	0,57249	0,84408
MODAL	Mode	84	0,009923	0,000001091	0,00061	0,00003886	0,99981	0,5731	0,84412
MODAL	Mode	85	0,009855	1,843E-07	0,00001443	0,000001696	0,99981	0,57311	0,84412
MODAL	Mode	86	0,00978	5,816E-07	0,00017	0,000005469	0,99982	0,57328	0,84413
MODAL	Mode	87	0,009627	0,000007591	0,00008044	0,00015	0,99982	0,57336	0,84428
MODAL	Mode	88	0,009581	0,000004854	0,00013	0,00075	0,99983	0,57349	0,84504
MODAL	Mode	89	0,009404	0,000003335	0,00006367	0,000008469	0,99983	0,57355	0,84504
MODAL	Mode	90	0,009325	2,113E-07	0,00253	0,00025	0,99983	0,57608	0,8453
MODAL	Mode	91	0,009307	7,667E-07	0,000004046	0,00001463	0,99983	0,57608	0,84531
MODAL	Mode	92	0,009147	0,00004	0,00044	0,00017	0,99987	0,57652	0,84548
MODAL	Mode	93	0,008997	0,000003483	0,00034	0,00004432	0,99988	0,57686	0,84552
MODAL	Mode	94	0,008929	8,478E-07	0,00056	0,00052	0,99988	0,57742	0,84604

MODAL	Mode	95	0,008792	5,752E-09	0,00155	0,000008444	0,99988	0,57897	0,84605
MODAL	Mode	96	0,008528	0,00000625	0,00216	0,00076	0,99988	0,58114	0,84681
MODAL	Mode	97	0,008484	7,972E-07	0,00016	0,00009127	0,99988	0,5813	0,8469
MODAL	Mode	98	0,008261	0,000003406	0,00054	0,00087	0,99989	0,58184	0,84777
MODAL	Mode	99	0,008056	0,000005875	0,00055	0,00262	0,99989	0,58239	0,85039
MODAL	Mode	100	0,007928	0,000001213	0,000001821	0,00028	0,99989	0,58239	0,85067
MODAL	Mode	101	0,007864	2,598E-07	0,00342	0,000004858	0,99989	0,5858	0,85068
MODAL	Mode	102	0,007828	0,00002243	0,00005032	0,00171	0,99992	0,58585	0,85238
MODAL	Mode	103	0,007755	2,357E-07	0,00022	0,00271	0,99992	0,58607	0,85509
MODAL	Mode	104	0,007656	0,000000247	0,00073	0,00047	0,99992	0,58681	0,85556
MODAL	Mode	105	0,007627	2,009E-13	2,499E-10	2,201E-10	0,99992	0,58681	0,85556
MODAL	Mode	106	0,007587	9,342E-10	5,031E-07	0,000000166	0,99992	0,58681	0,85556
MODAL	Mode	107	0,007494	3,034E-07	0,00011	0,00074	0,99992	0,58692	0,85629
MODAL	Mode	108	0,007459	1,722E-08	0,00009264	0,00115	0,99992	0,58701	0,85745
MODAL	Mode	109	0,007336	0,000001382	0,00038	0,00469	0,99992	0,58739	0,86214
MODAL	Mode	110	0,007274	0,000006522	0,00008369	7,748E-08	0,99993	0,58747	0,86214
MODAL	Mode	111	0,007196	3,465E-07	0,00000947	0,00006555	0,99993	0,58748	0,86221
MODAL	Mode	112	0,007029	2,308E-10	0,00052	0,00001934	0,99993	0,588	0,86222
MODAL	Mode	113	0,006962	7,099E-08	0,000004751	0,00269	0,99993	0,588	0,86491
MODAL	Mode	114	0,006913	0,00000285	0,00076	0,02631	0,99993	0,58876	0,89122
MODAL	Mode	115	0,006815	4,897E-08	0,00081	0,00016	0,99993	0,58957	0,89138
MODAL	Mode	116	0,006713	0,000002293	0,002	0,00755	0,99993	0,59158	0,89893
MODAL	Mode	117	0,006692	9,459E-09	0,000005636	0,000007809	0,99993	0,59158	0,89894
MODAL	Mode	118	0,006648	1,125E-07	0,00027	0,00029	0,99993	0,59185	0,89923
MODAL	Mode	119	0,006552	6,875E-08	0,3431	0,0002	0,99993	0,93495	0,89943
MODAL	Mode	120	0,006483	4,709E-07	0,04112	0,00066	0,99993	0,97607	0,9001

11 Risultati sollecitazioni strutture in elevazione in C.A. SLU statici e SLV sismici

Si riportano in seguito le sollecitazioni negli elementi strutturali.

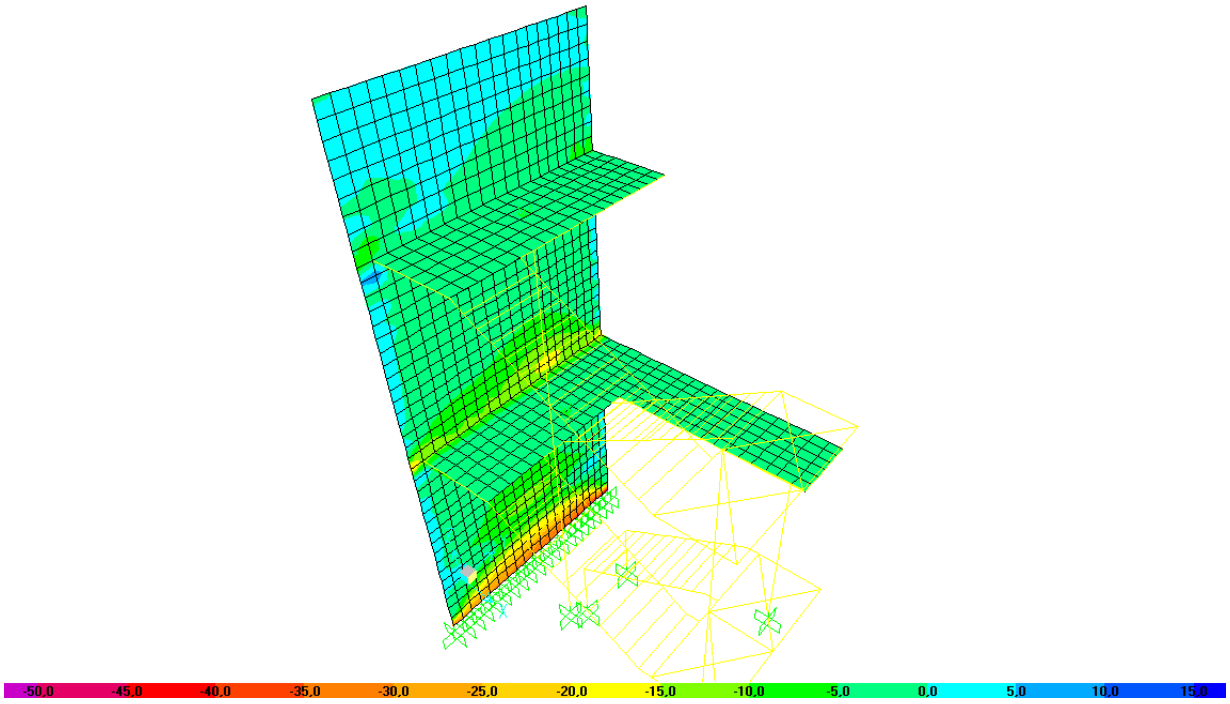


Figura 20: sforzi assiali F11 nella sezione più sollecitata, SLU envelope

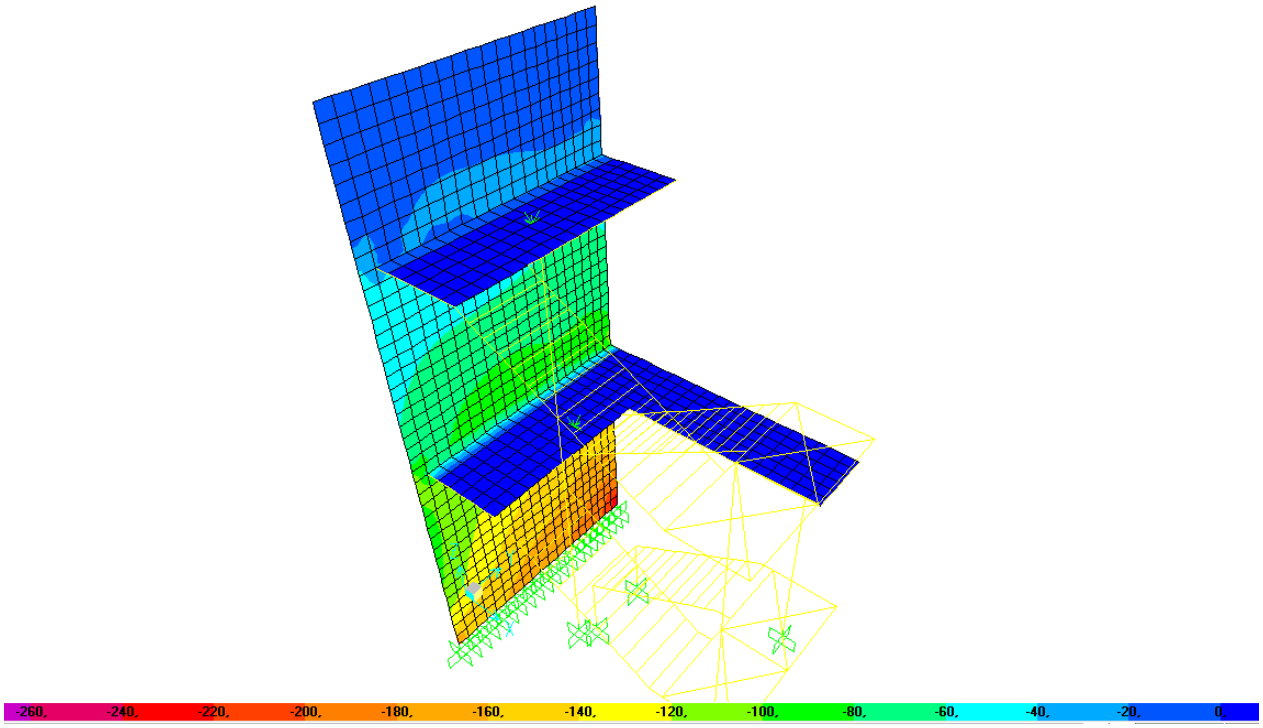


Figura 21: sforzi assiali F22 nella sezione più sollecitata, SLU envelope

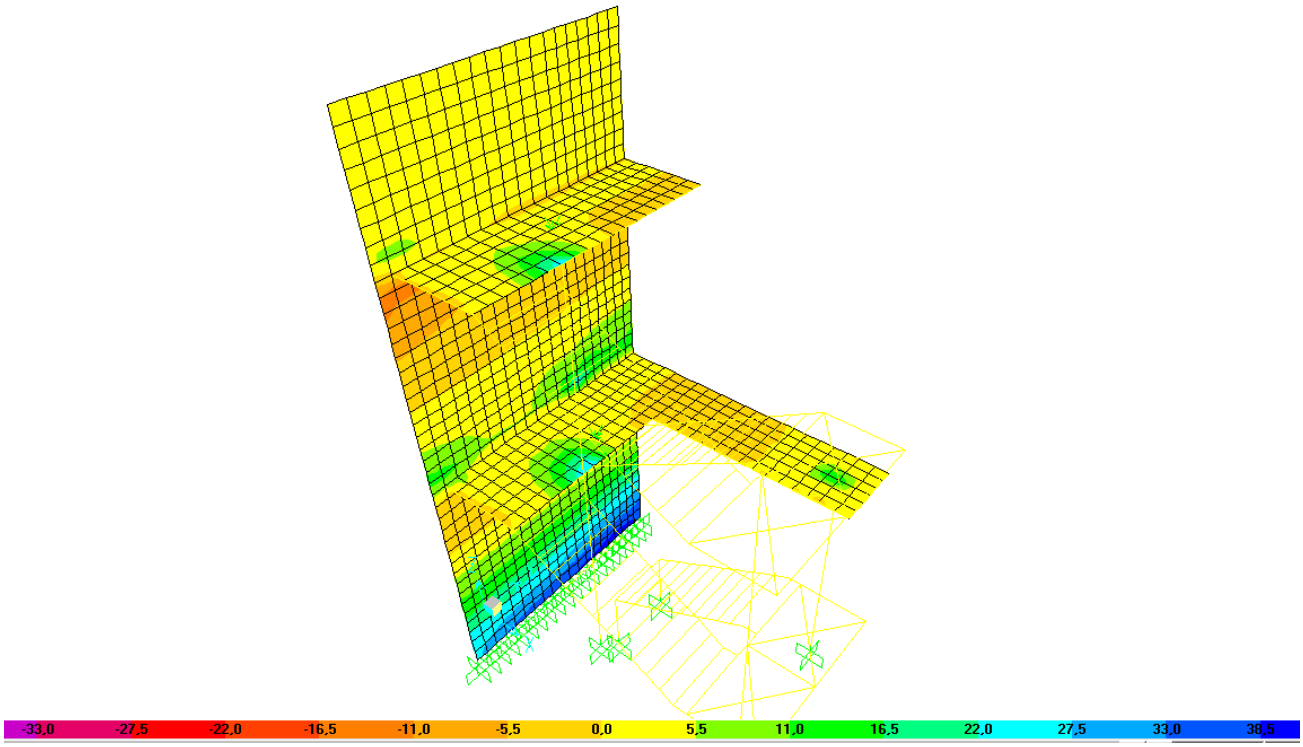


Figura 22: sforzi di flessione M22 nella sezione più sollecitata, SLU envelope

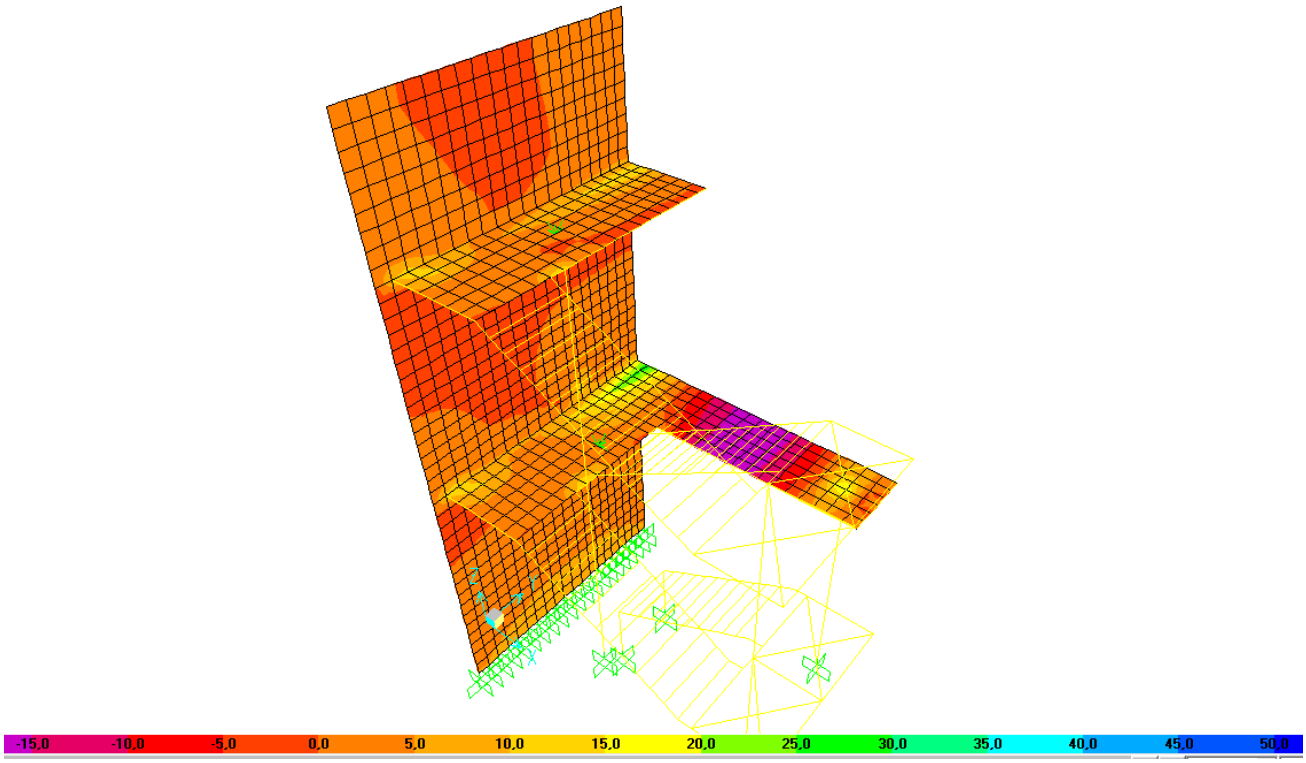


Figura 23: sforzi di flessione M11 nella sezione più sollecitata, SLU envelope

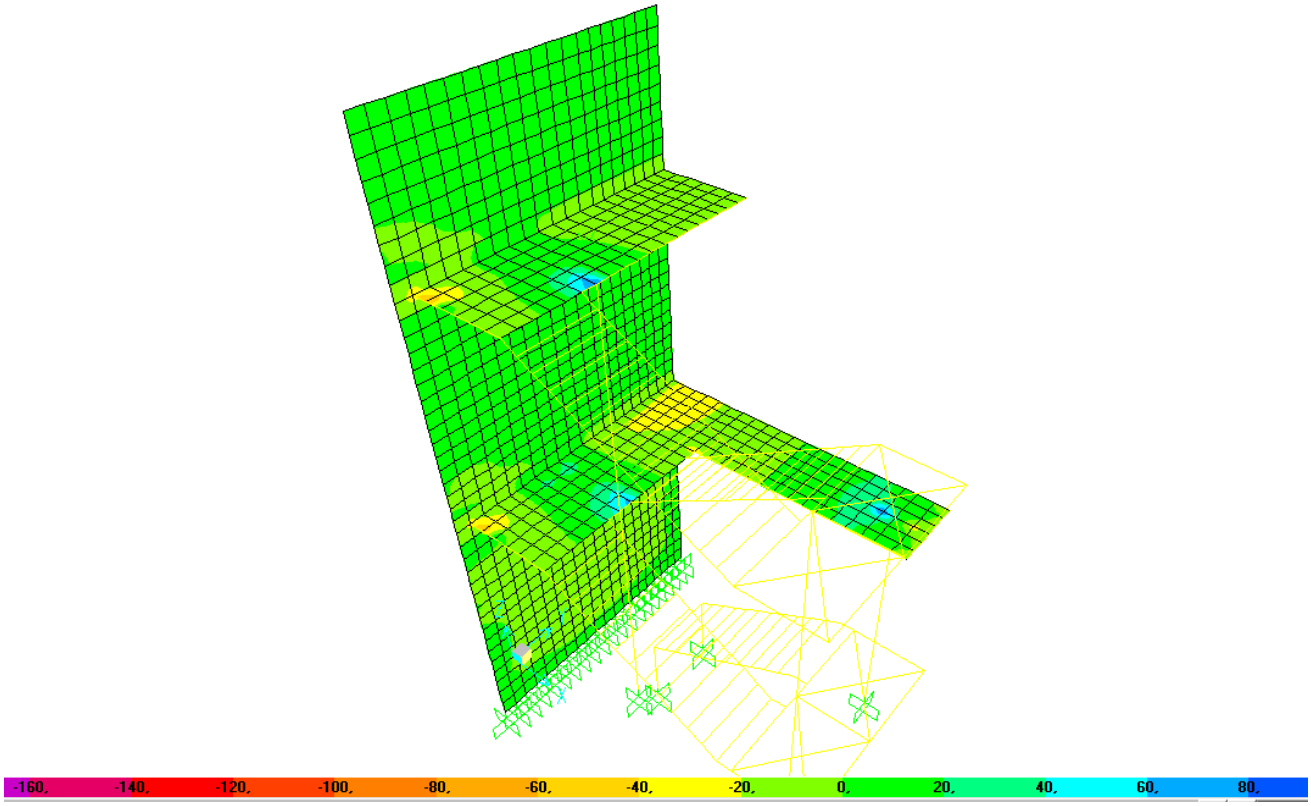


Figura 24: sforzi di taglio V13 nella sezione più sollecitata, SLU envelope

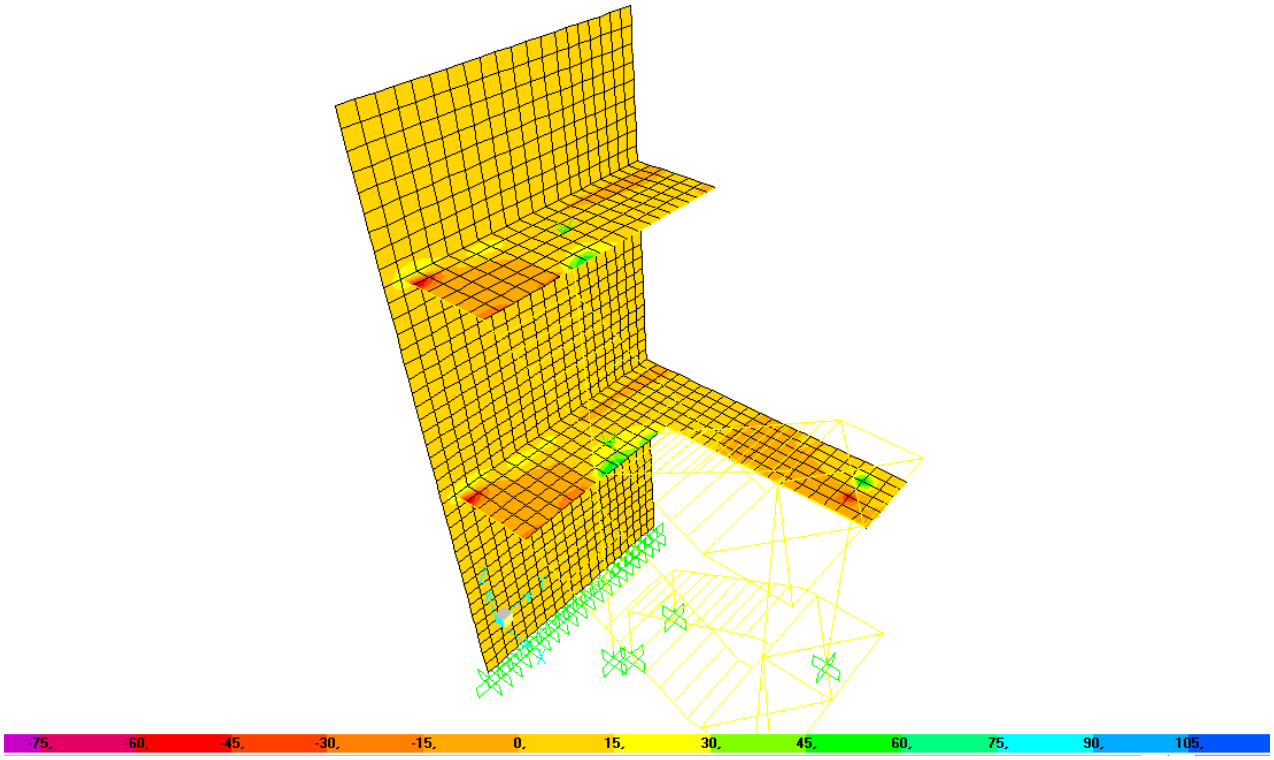


Figura 25: sforzi di taglio V23 nella sezione più sollecitata, SLU envelope

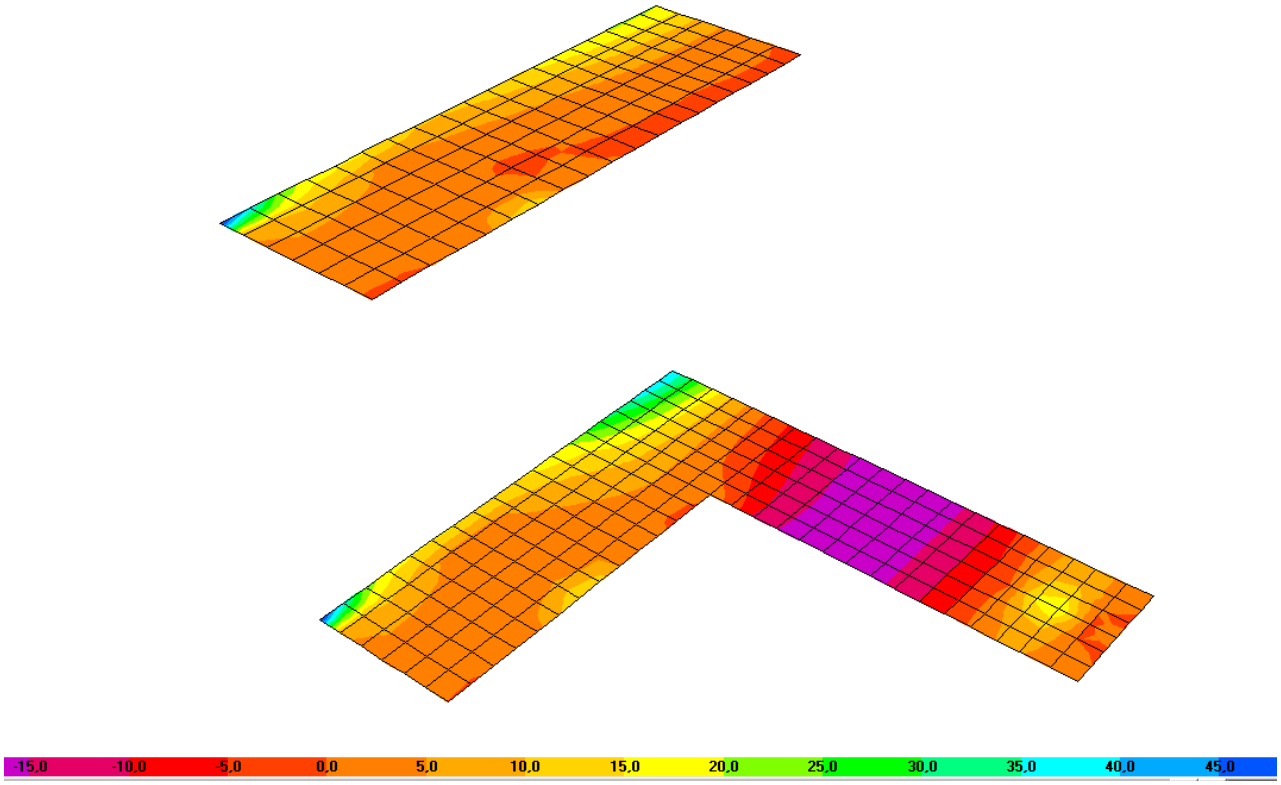


Figura 26: sforzi di flessione M11 nella sezione più sollecitata dei pianerottoli tipo, SLU envelope

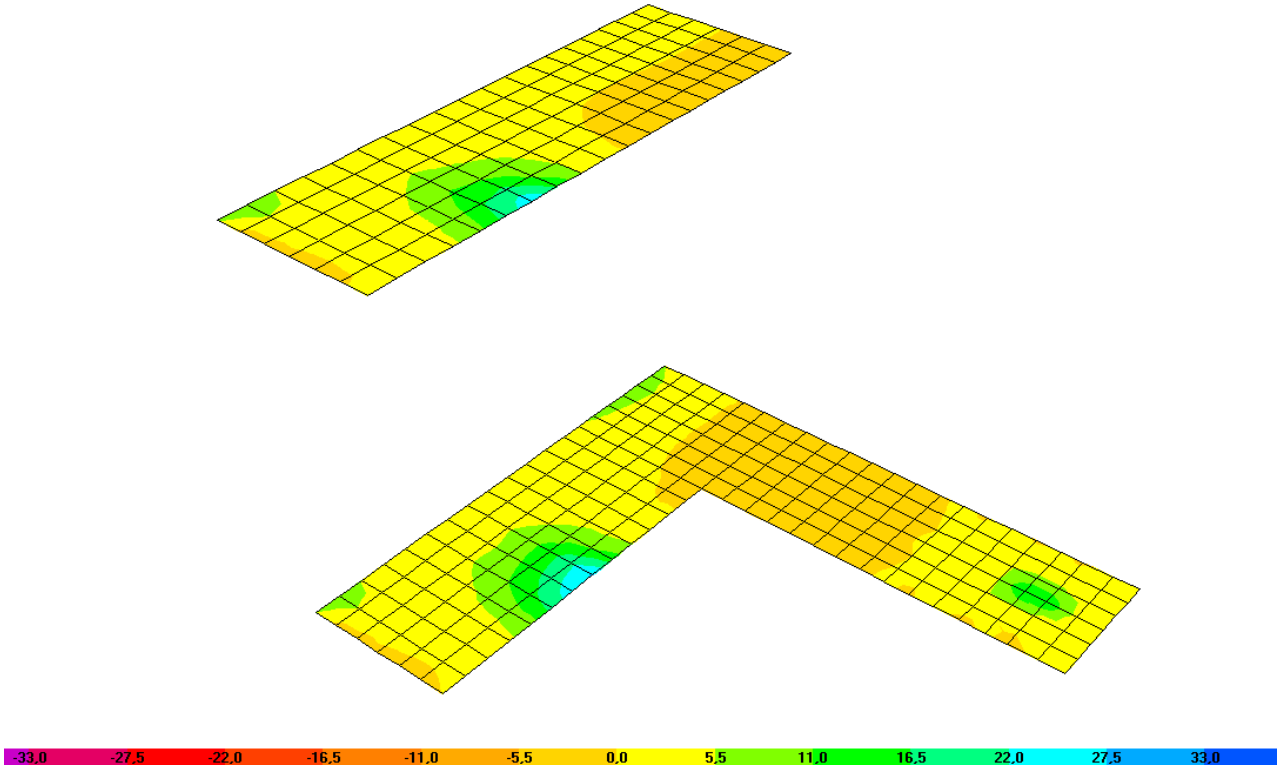


Figura 27: sforzi di flessione M22 nella sezione più sollecitata dei pianerottoli tipo, SLU envelope

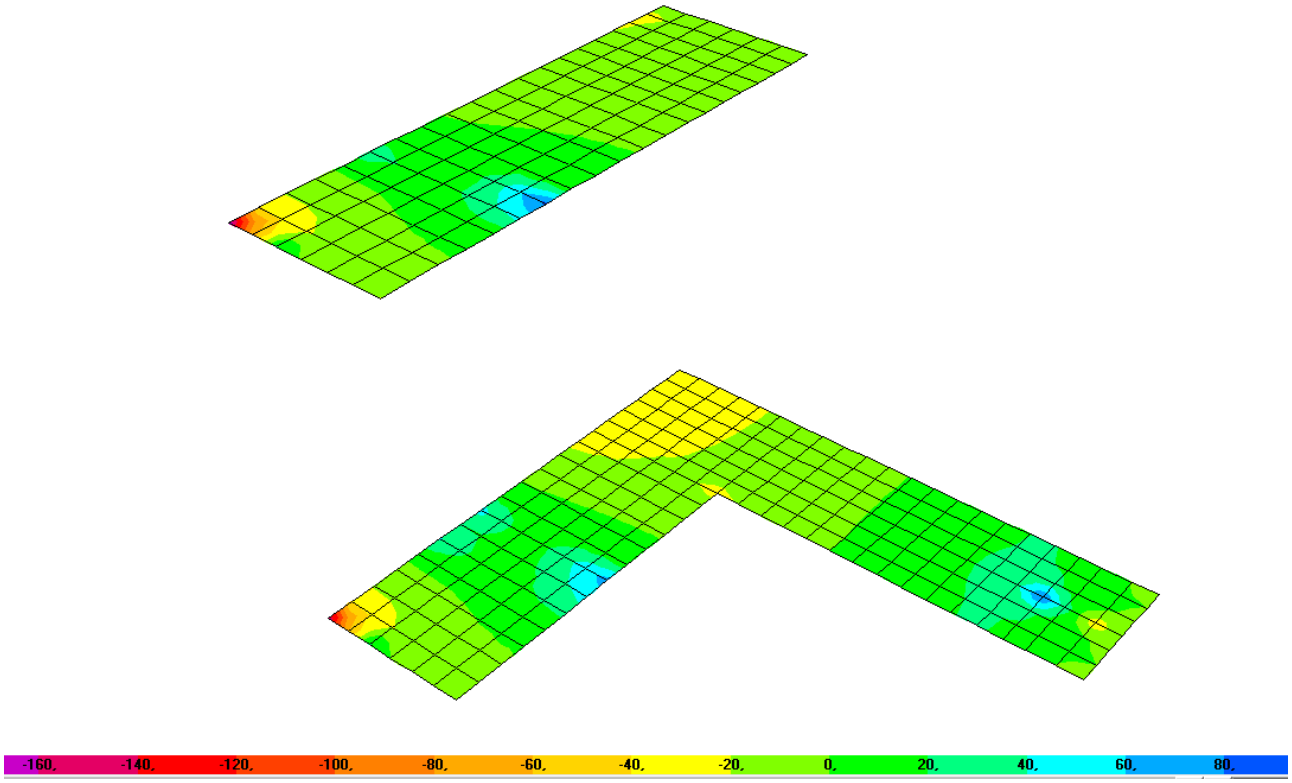


Figura 28: sforzi di taglio V13 nella sezione più sollecitata dei pianerottoli tipo, SLU envelope

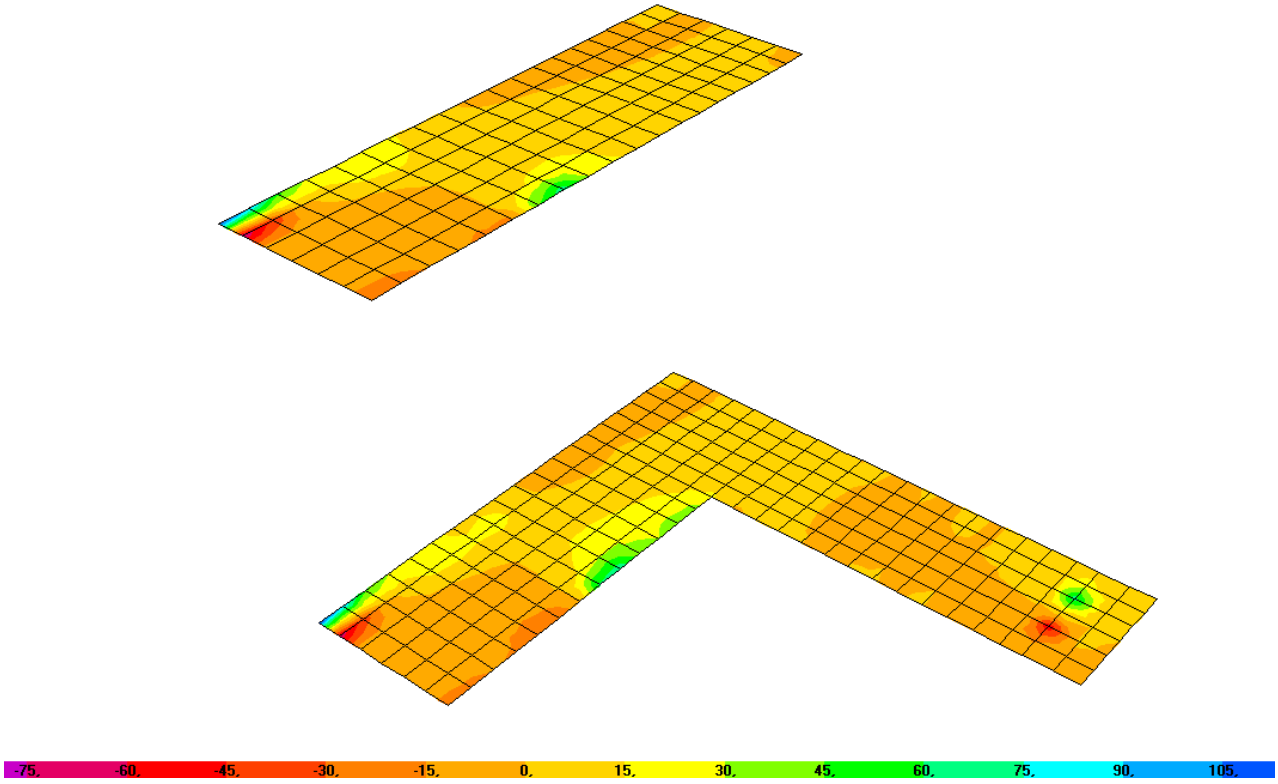


Figura 29: sforzi di taglio V23 nella sezione più sollecitata dei pianerottoli tipo, SLU envelope

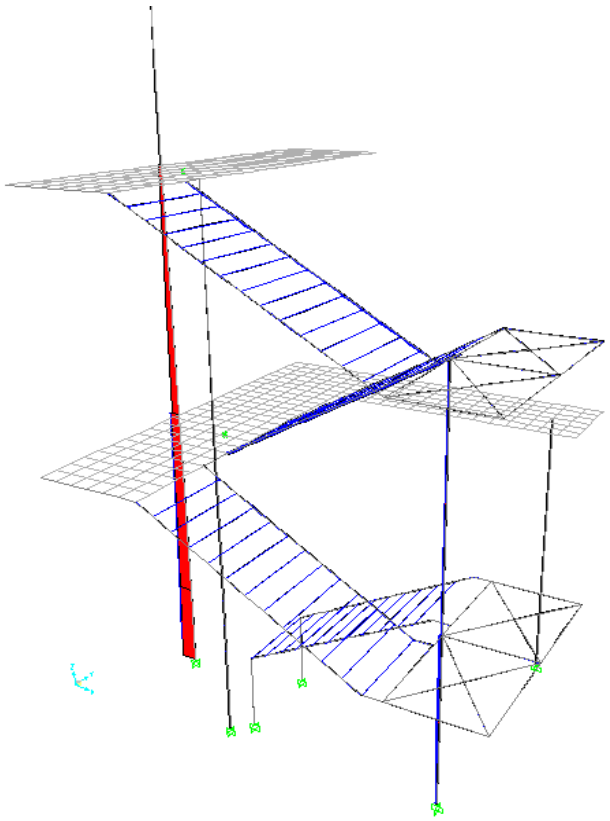


Figura 30: sforzi assiali nella combinazione dominante SLV sismica (Ey+30% Ex –Mx-30%My)

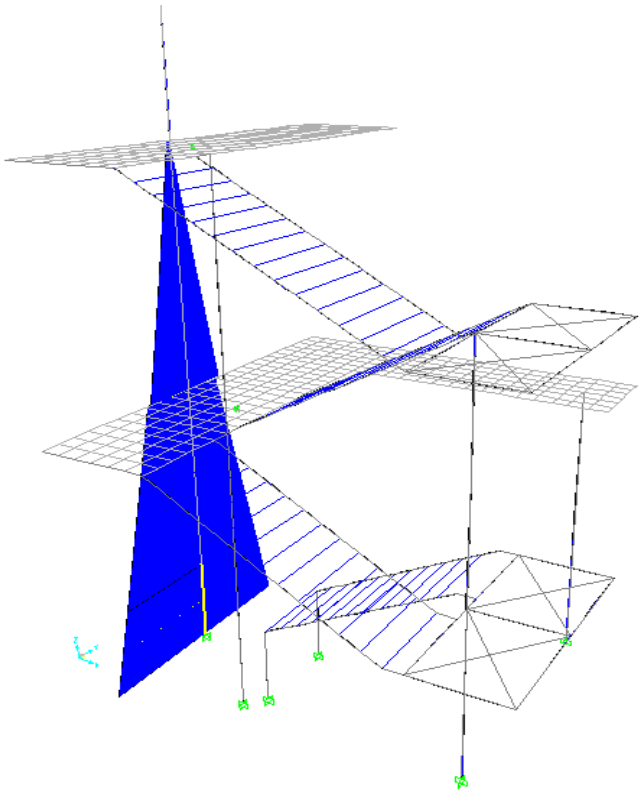


Figura 31: sforzi di flessione M2 nella combinazione dominante SLV sismica (Ey+30% Ex –Mx-30%My)

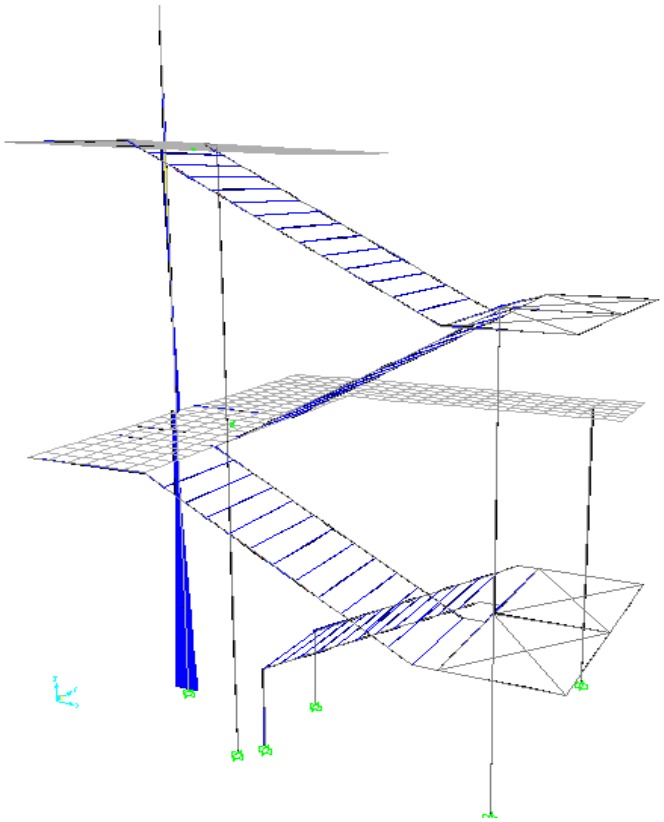


Figura 32: sforzi di flessione M3 nella combinazione dominante SLV sismica (Ey+30% Ex –Mx-30%My)

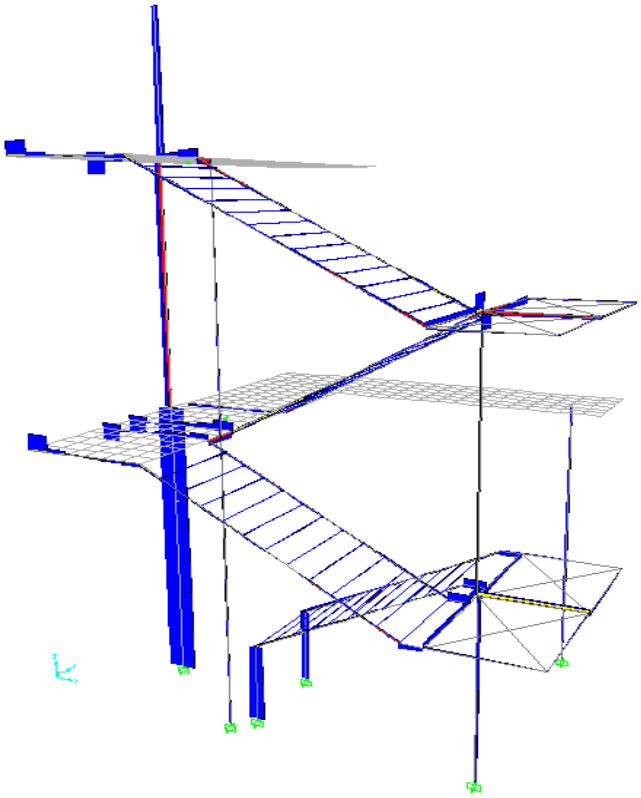


Figura 33: sforzi di taglio V2 nella combinazione dominante SLV sismica (Ey+30% Ex –Mx-30%My)

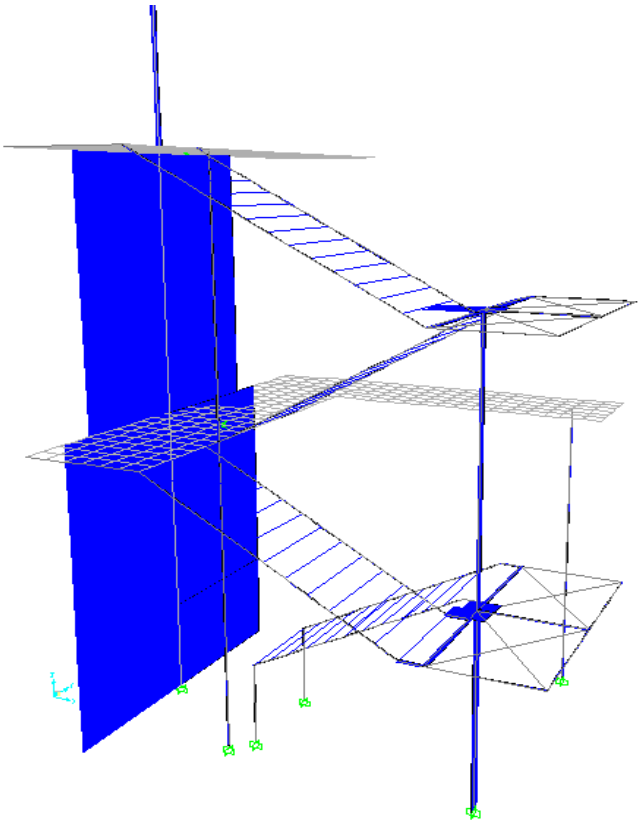
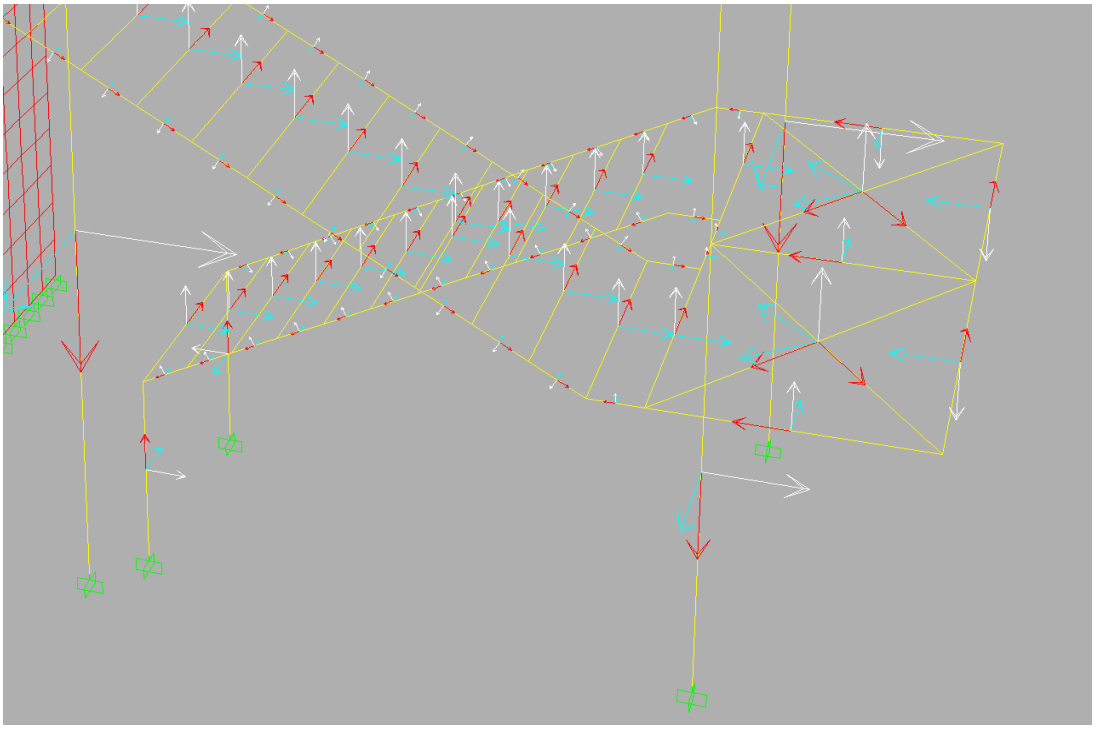
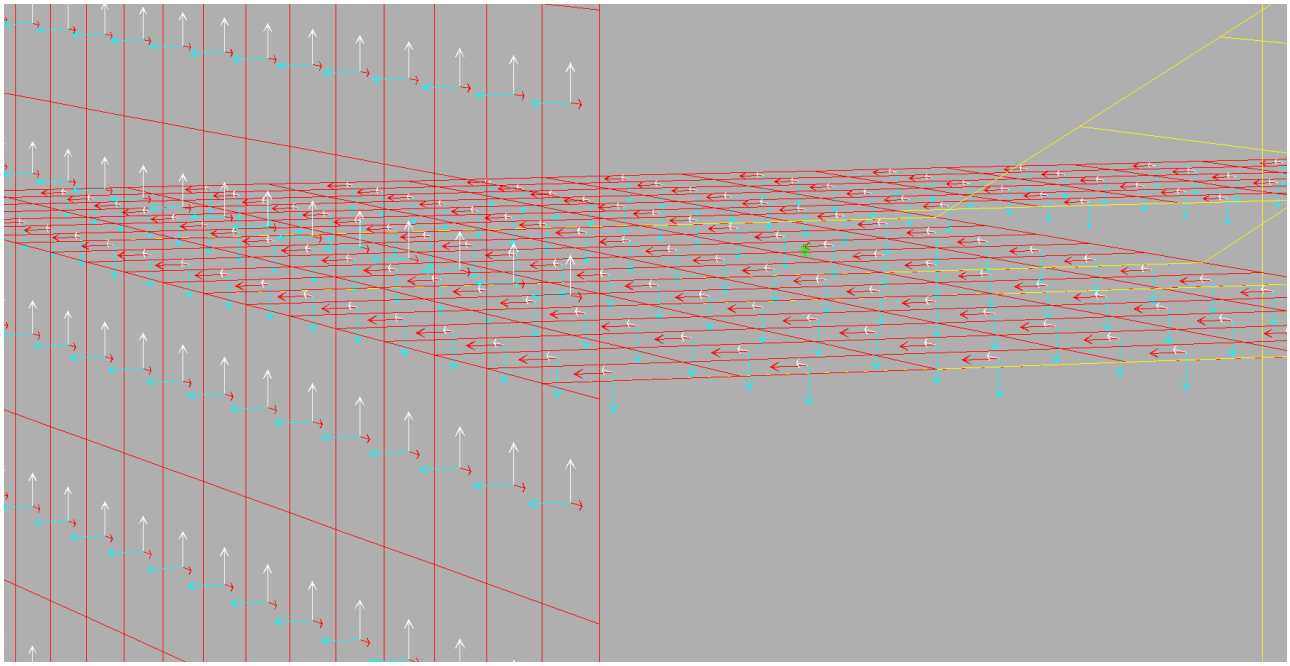


Figura 34: sforzi di taglio V3 nella combinazione dominante SLV sismica (Ey+30% Ex –Mx-30%My)

Dove le convenzioni degli assi locali negli elementi frame sono sotto raffigurate:



Nelle shells sono:



Asse rosso = 1

Asse bianco = 2

Asse ciano = 3

Si propongono in seguito le sollecitazioni negli elementi frame per una migliore comprensione, in sostanza delle sole carpenterie metalliche, per il modello con combinazioni statiche gravitazionali e per il modello sismico.

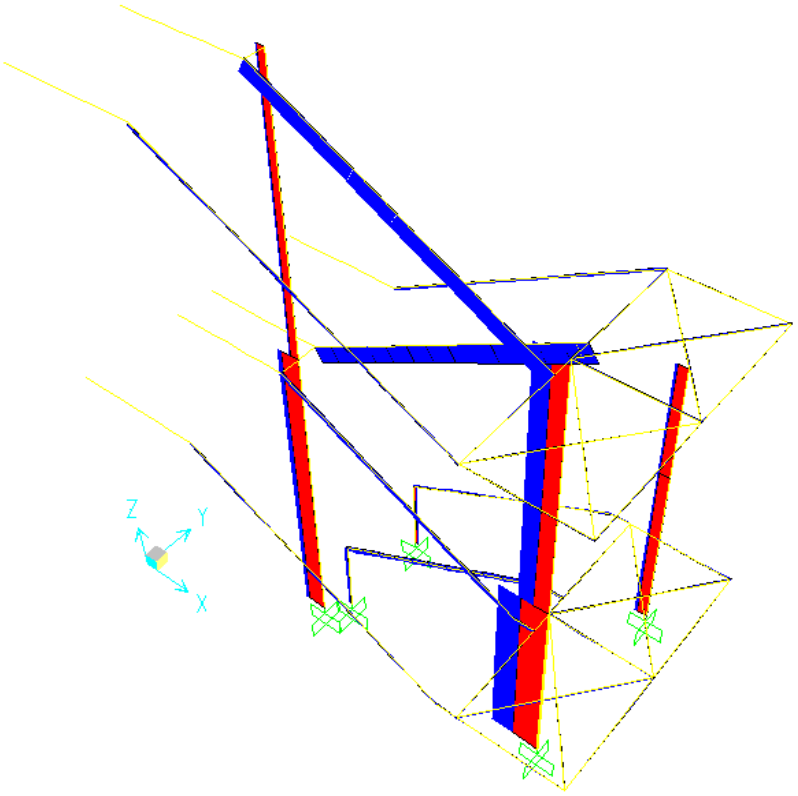


Figura 35: sforzi assiali nelle sezioni più sollecitate, SLU envelope

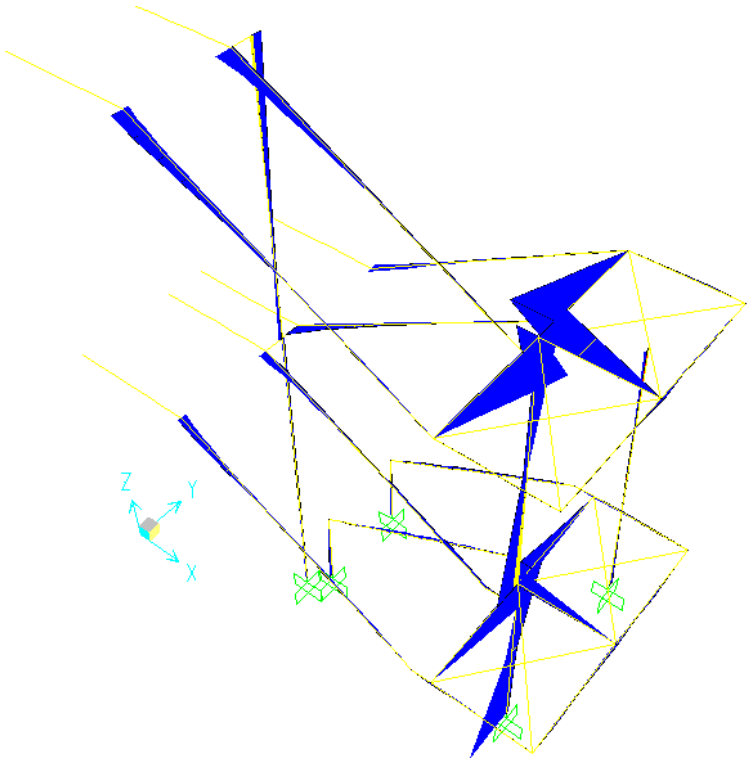


Figura 36: sforzi di flessione M2 nelle sezioni più sollecitate, SLU envelope

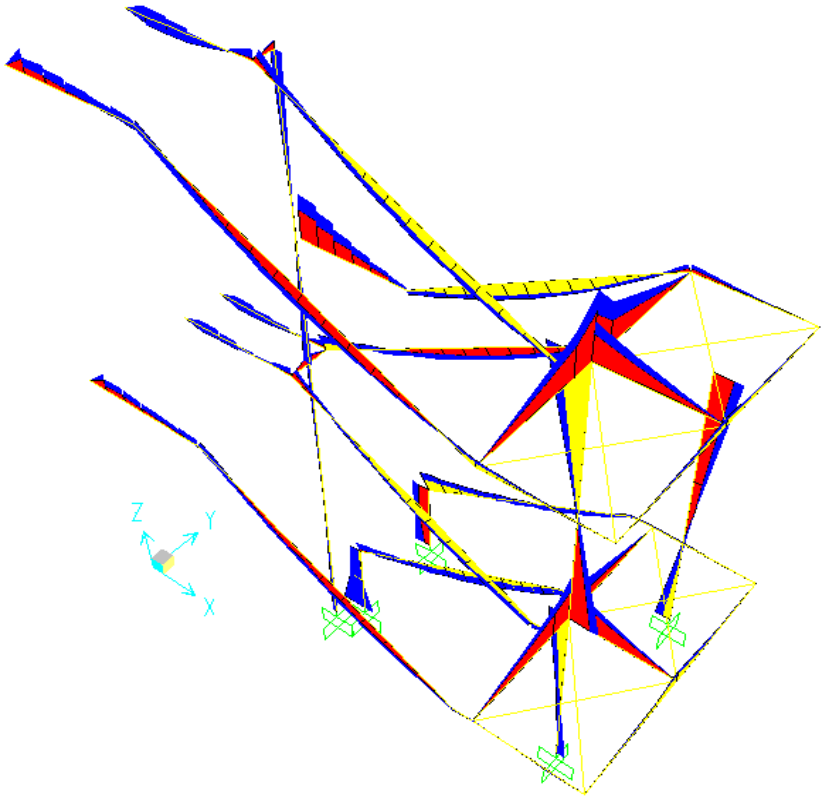


Figura 37: sforzi di flessione M3 nelle sezioni più sollecitate, SLU envelope

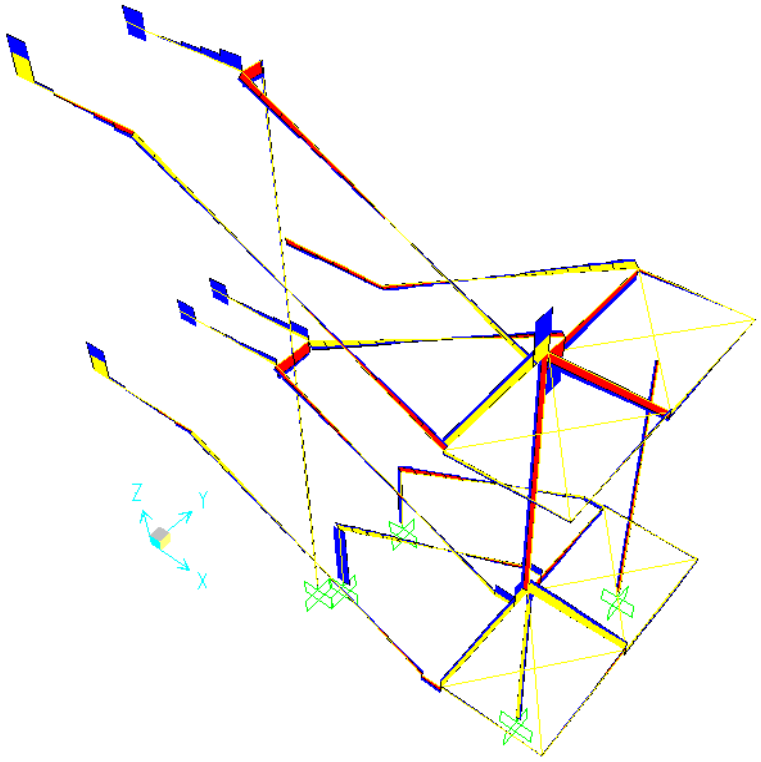


Figura 38: sforzi di taglio V2 nelle sezioni più sollecitate, SLU envelope

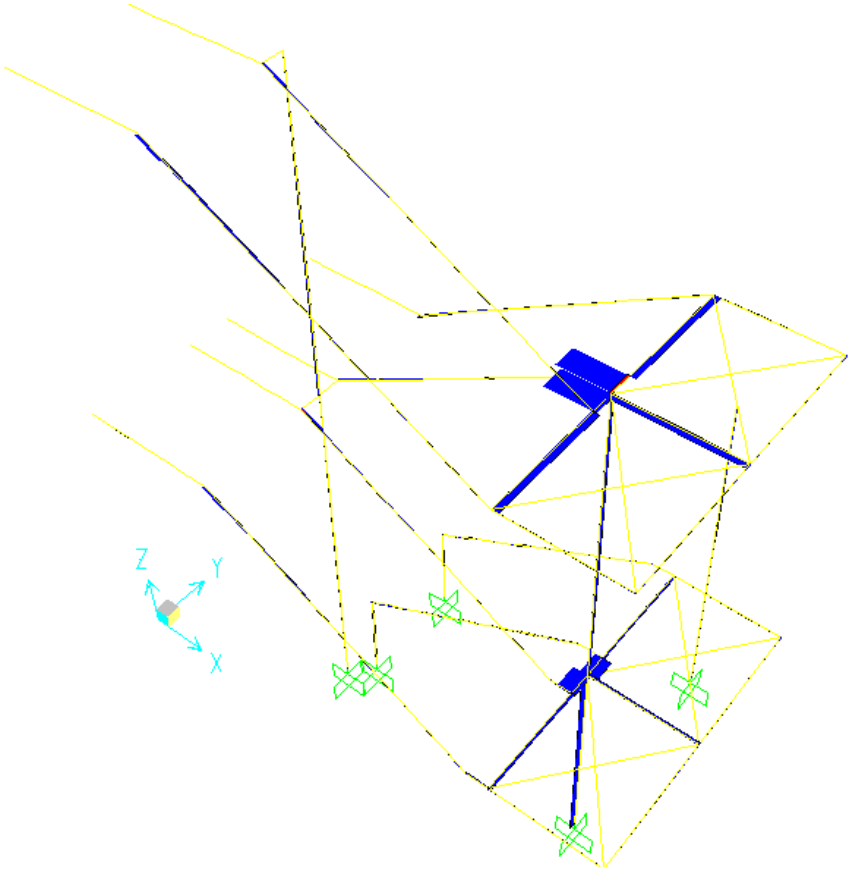


Figura 39: sforzi di taglio V3 nelle sezioni più sollecitate, SLU envelope

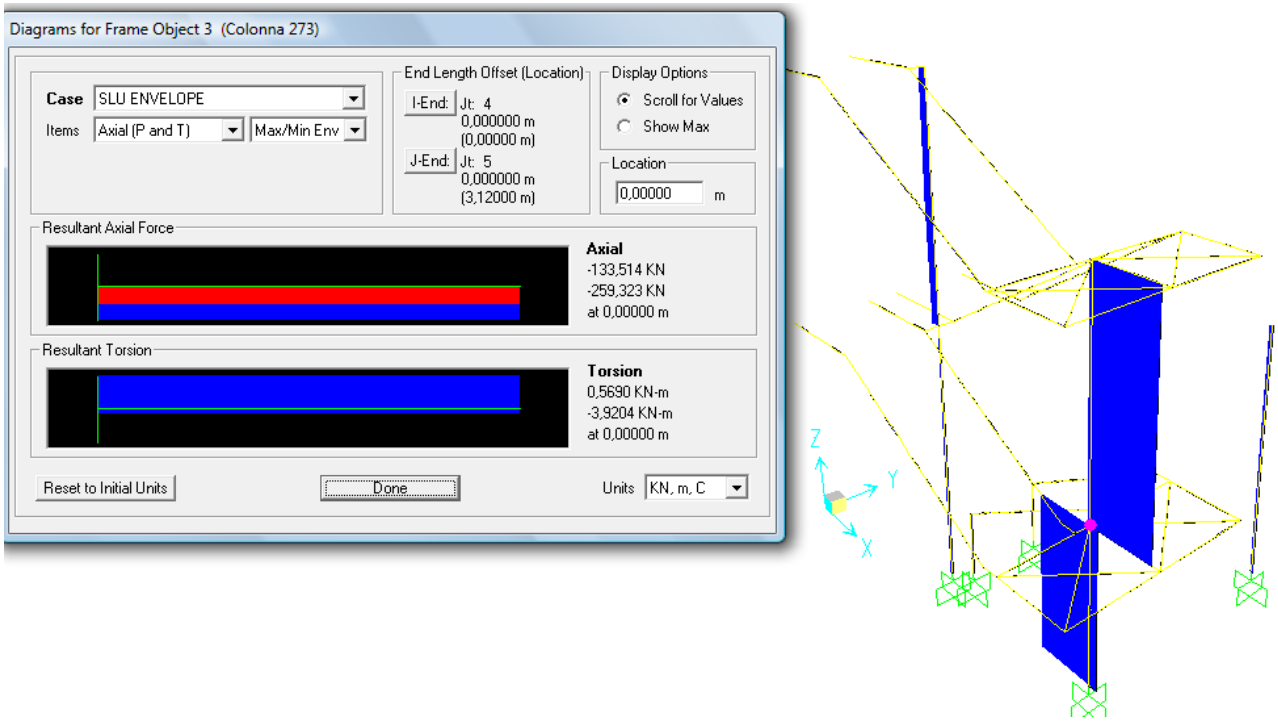


Figura 40: dettaglio sforzi di torsione T nelle sezioni più sollecitate, SLU envelope

Nelle pagine in seguito si riportano le sollecitazioni derivanti dalle più sfavorevoli combinazioni sismiche.

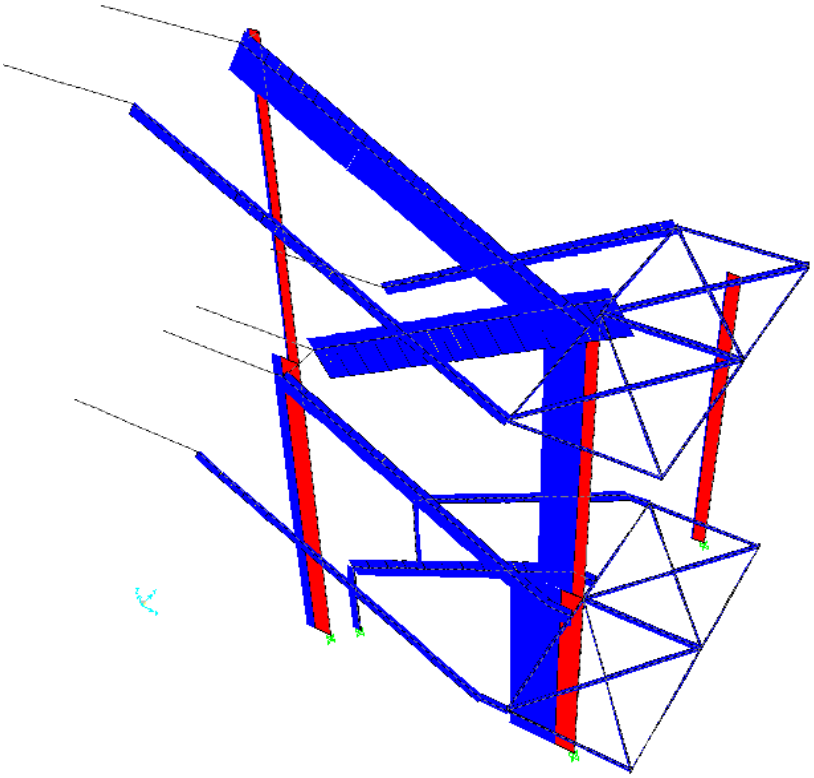


Figura 41: sforzi assiali nelle sezioni più sollecitate, SLV sismica (Ey+30% Ex –Mx-30%My)

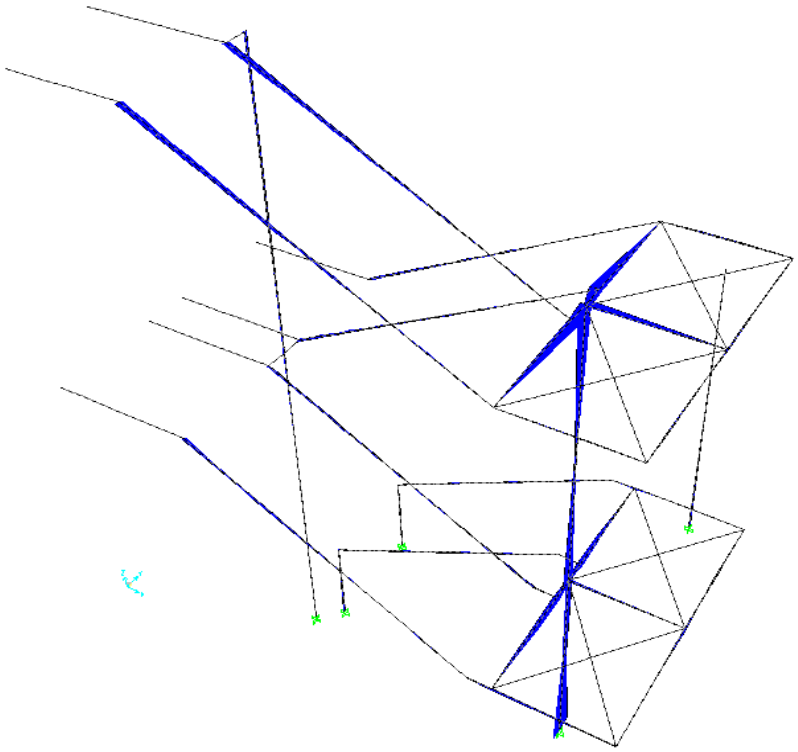


Figura 42: sforzi di flessione M2 nelle sezioni più sollecitate, SLV sismica (Ey+30% Ex –Mx-30%My)

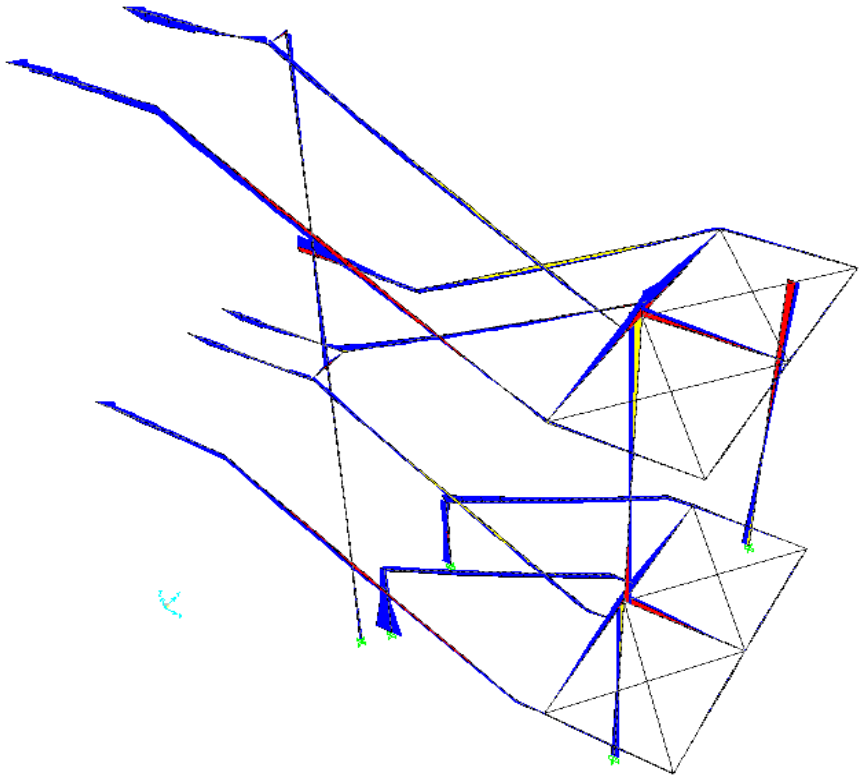


Figura 43: sforzi di flessione M3 nelle sezioni più sollecitate, SLV sismica (Ey+30% Ex –Mx-30%My)

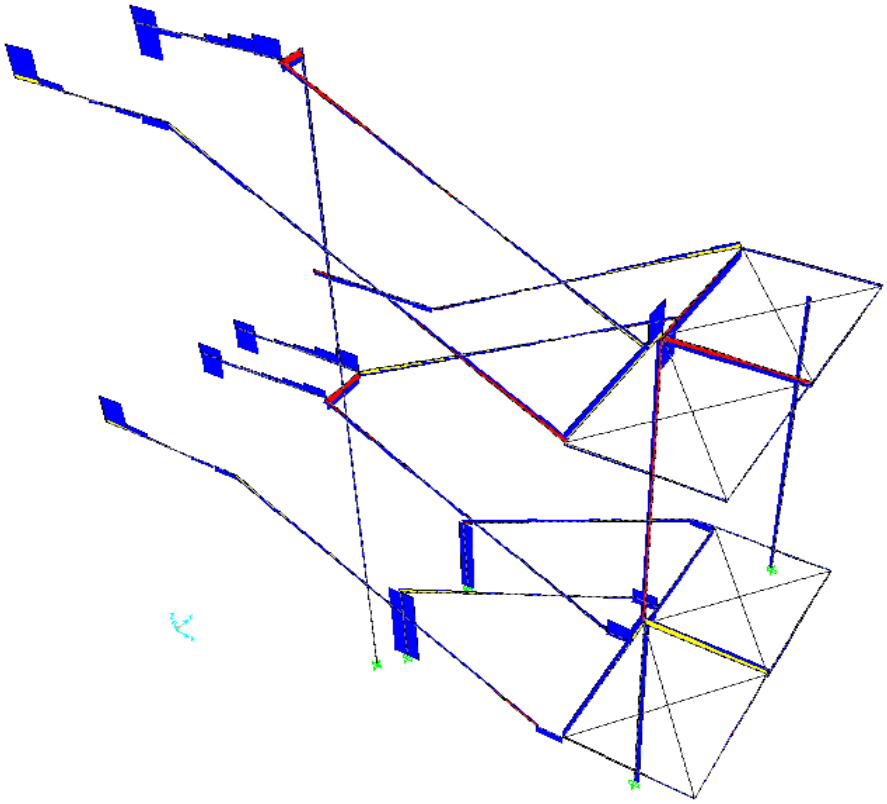


Figura 44: sforzi di taglio V2 nelle sezioni più sollecitate, SLV sismica (Ey+30% Ex –Mx-30%My)

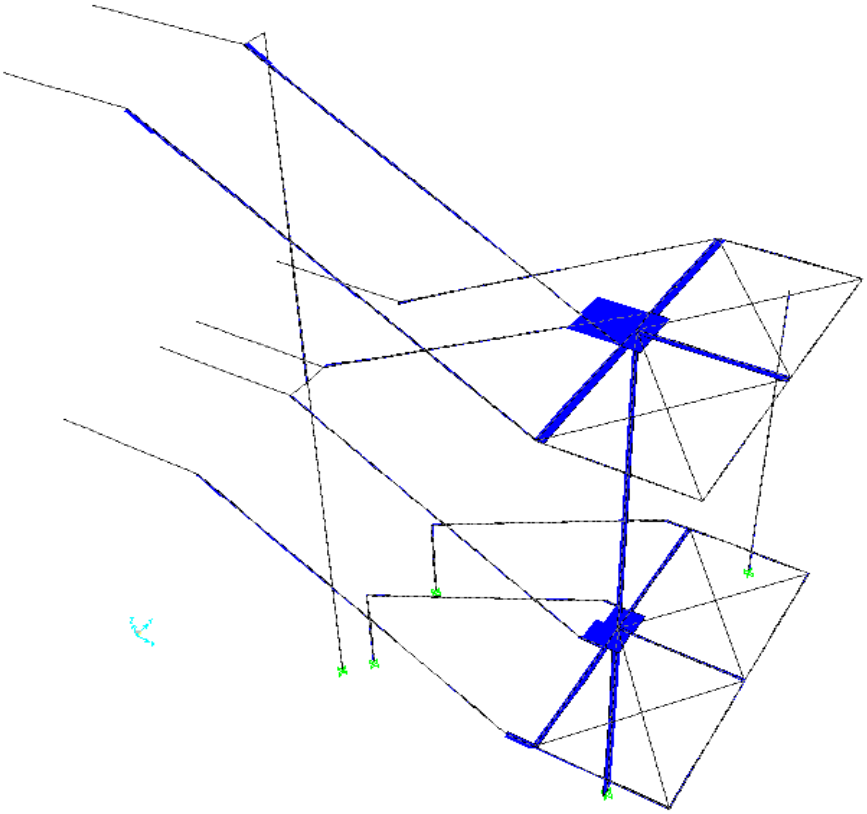


Figura 45: sforzi di taglio V3 nelle sezioni più sollecitate, SLV sismica (Ey+30% Ex –Mx-30%My)

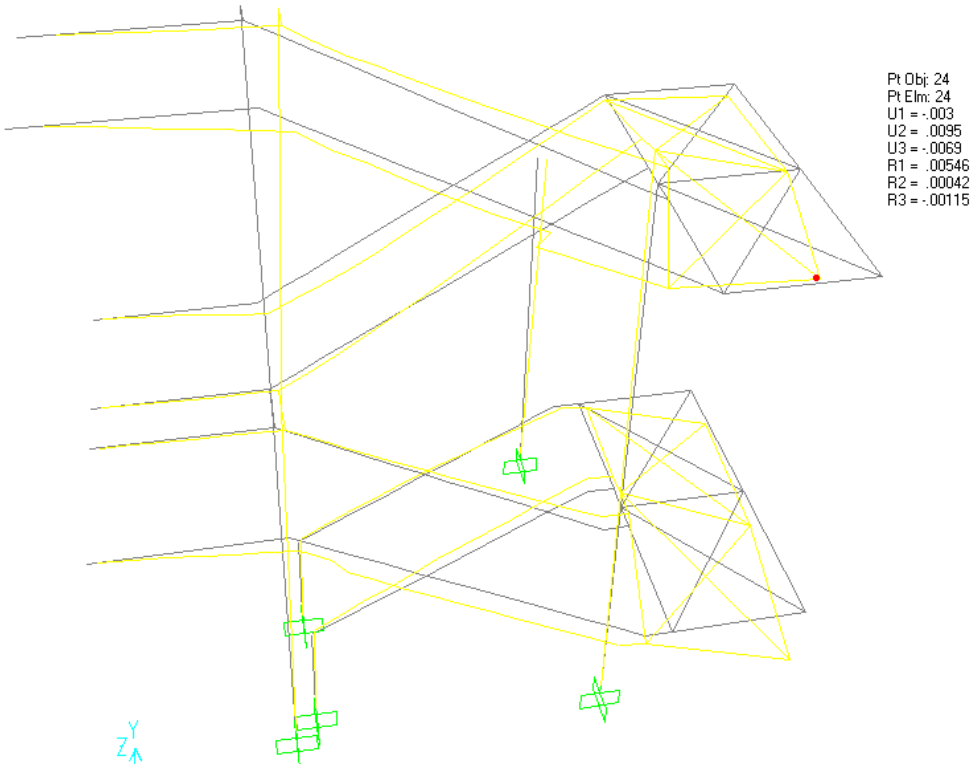


Figura 46: valutazione degli spostamenti massimi nodali ultimo pianerottolo nodo estremo, SLU envelope

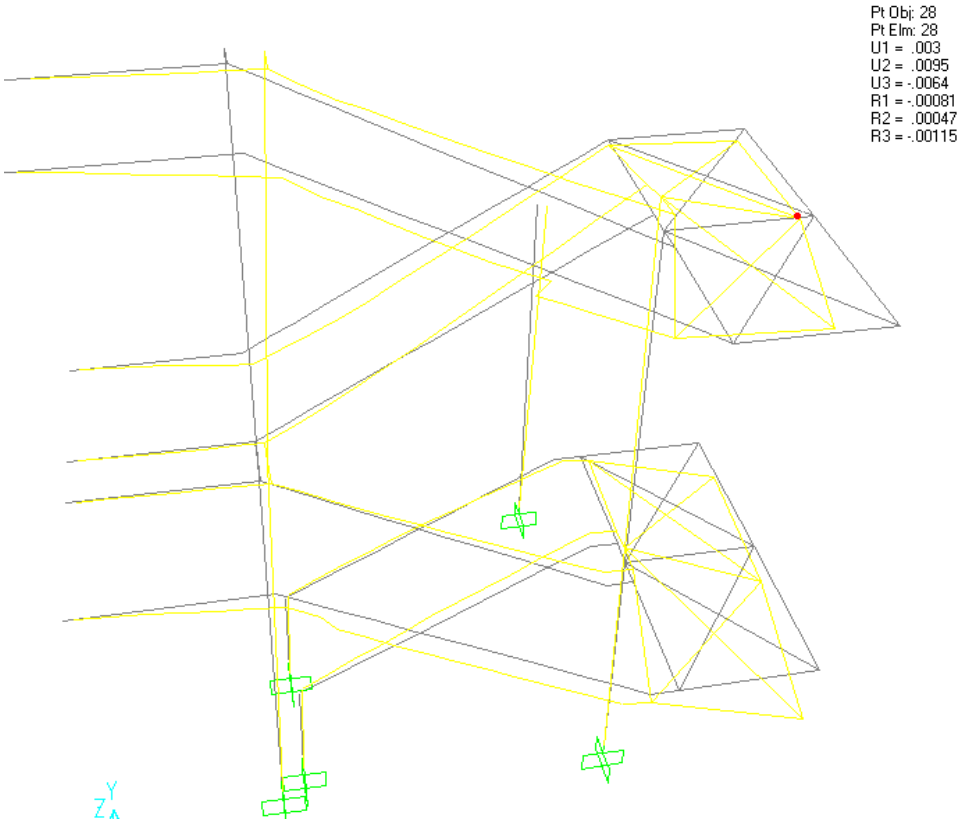


Figura 47: valutazione degli spostamenti massimi nodali ultimo pianerottolo nodo intermedio, SLU envelope

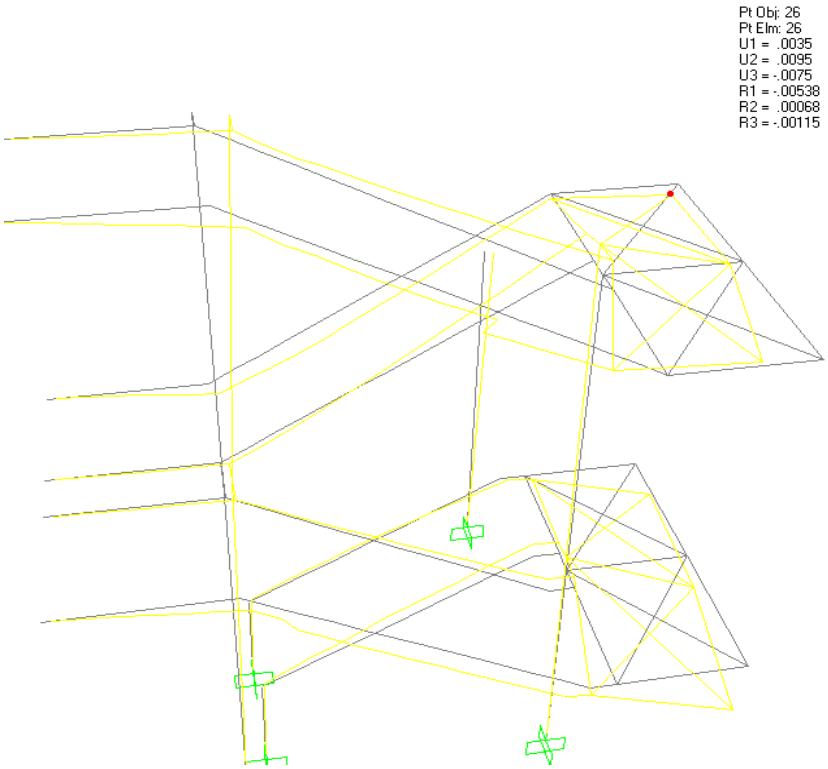


Figura 48: valutazione degli spostamenti massimi nodali ultimo pianerottolo nodo estremo opposto, SLU envelope

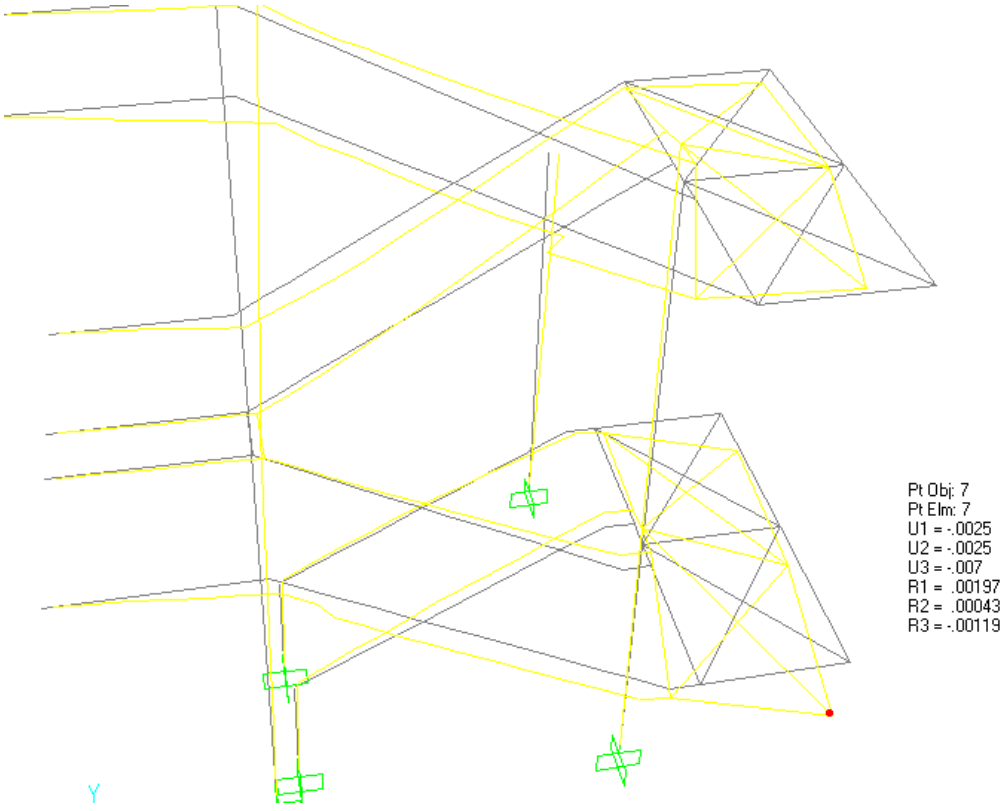


Figura 49: valutazione degli spostamenti massimi nodali penultimo pianerottolo nodo estremo, SLU envelope

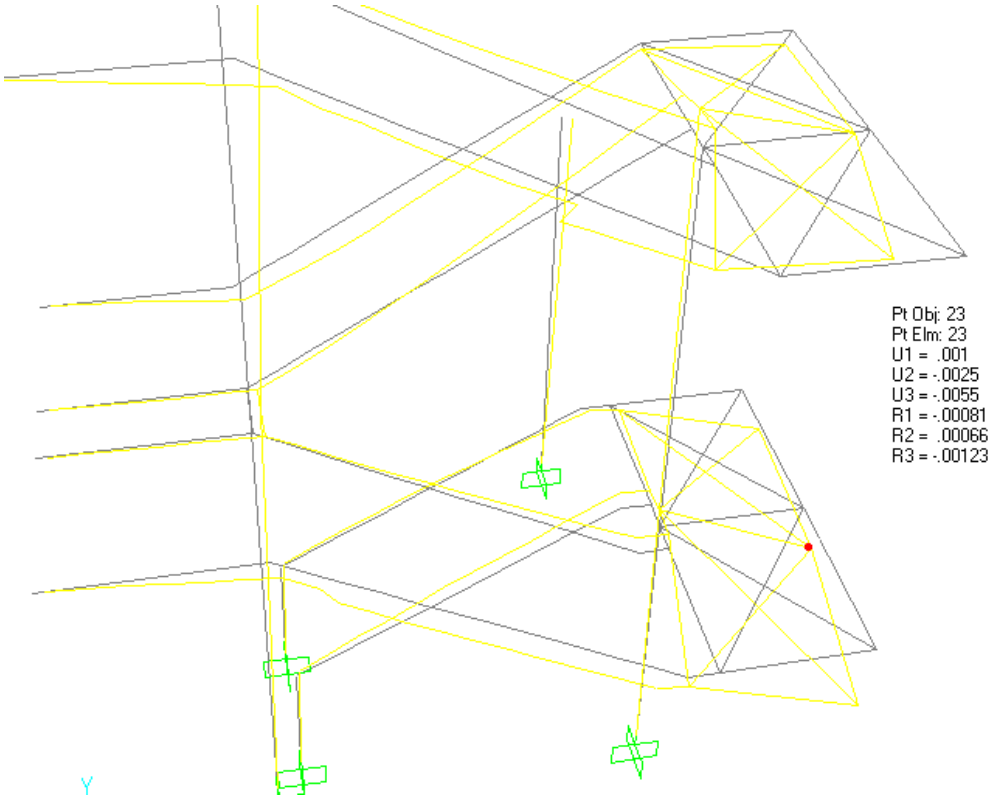


Figura 50: valutazione degli spostamenti massimi nodali penultimo pianerottolo nodo intermedio, SLU envelope

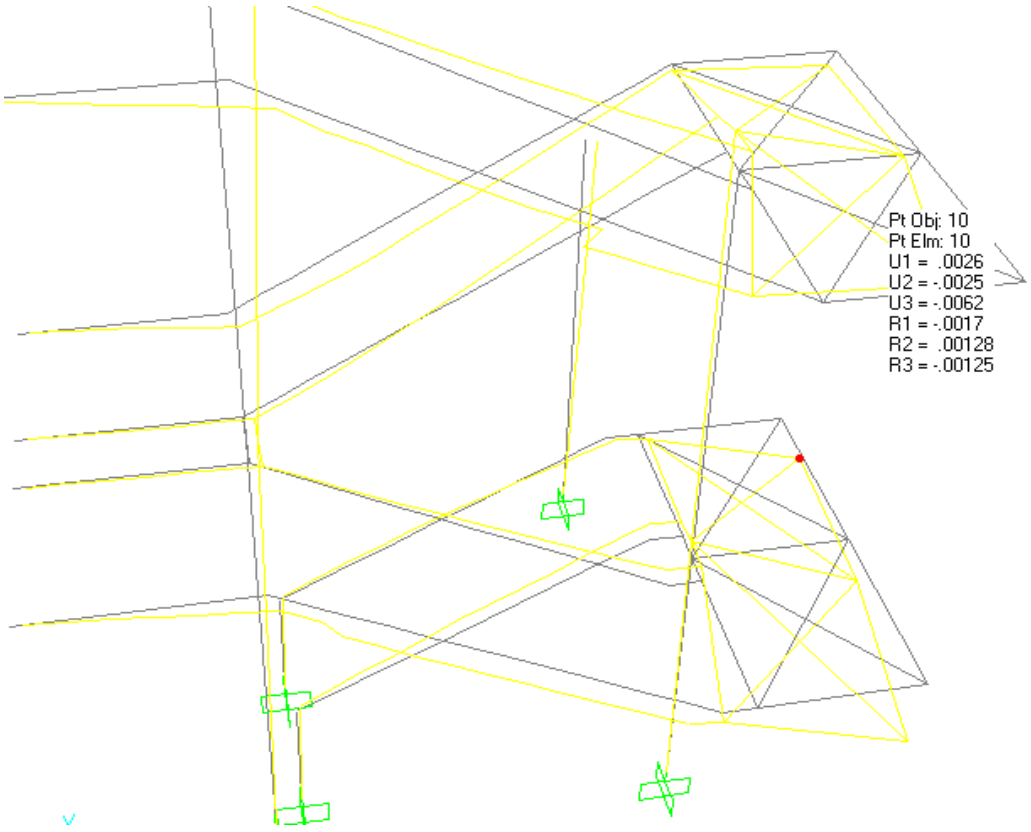


Figura 51: valutazione degli spostamenti massimi nodali penultimo pianerottolo nodo estremo opposto, SLU envelope

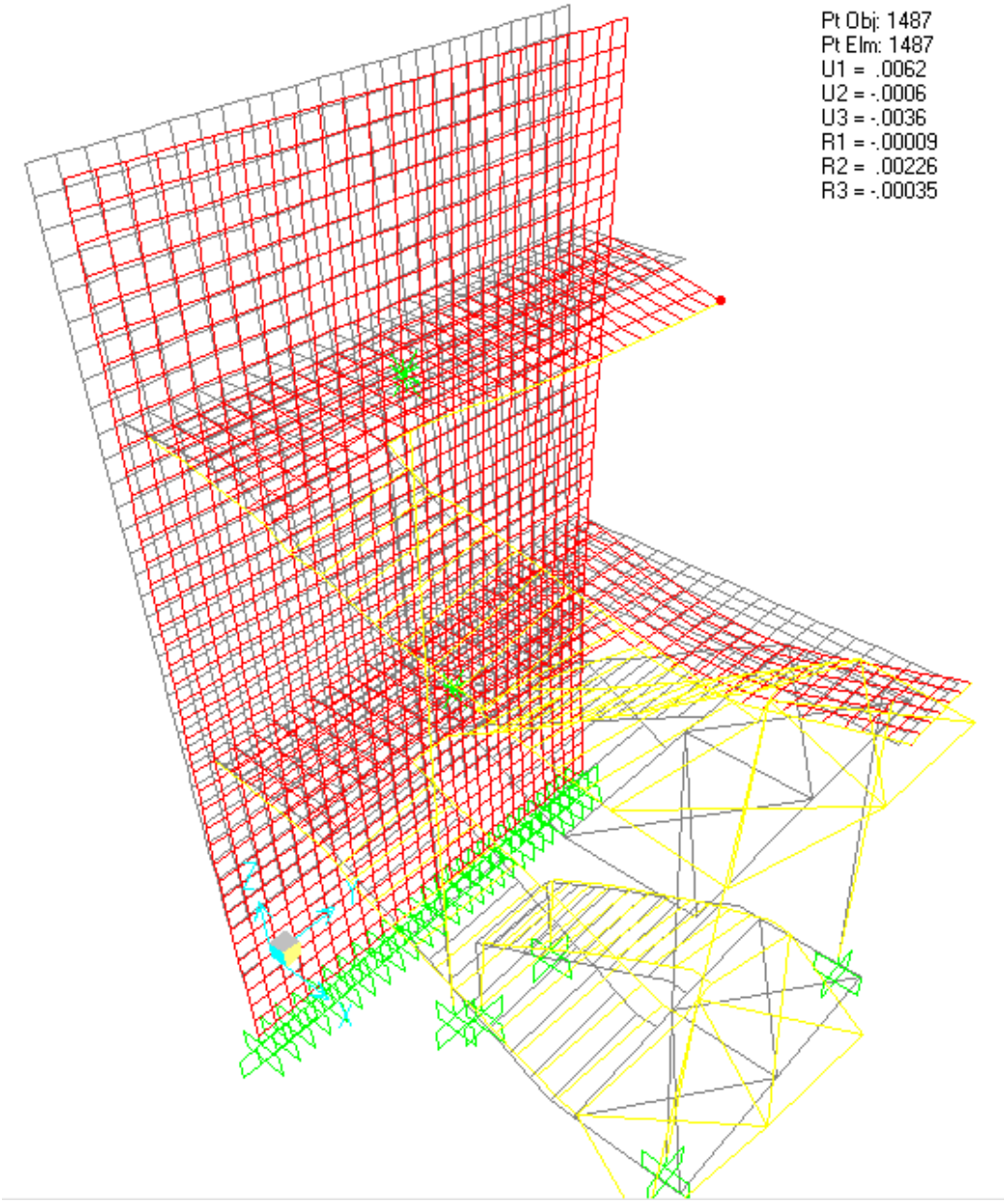


Figura 52: valutazione degli spostamenti massimi nodali ultimo pianerottolo di sbarco nodo estremo pianerottolo, SLU envelope

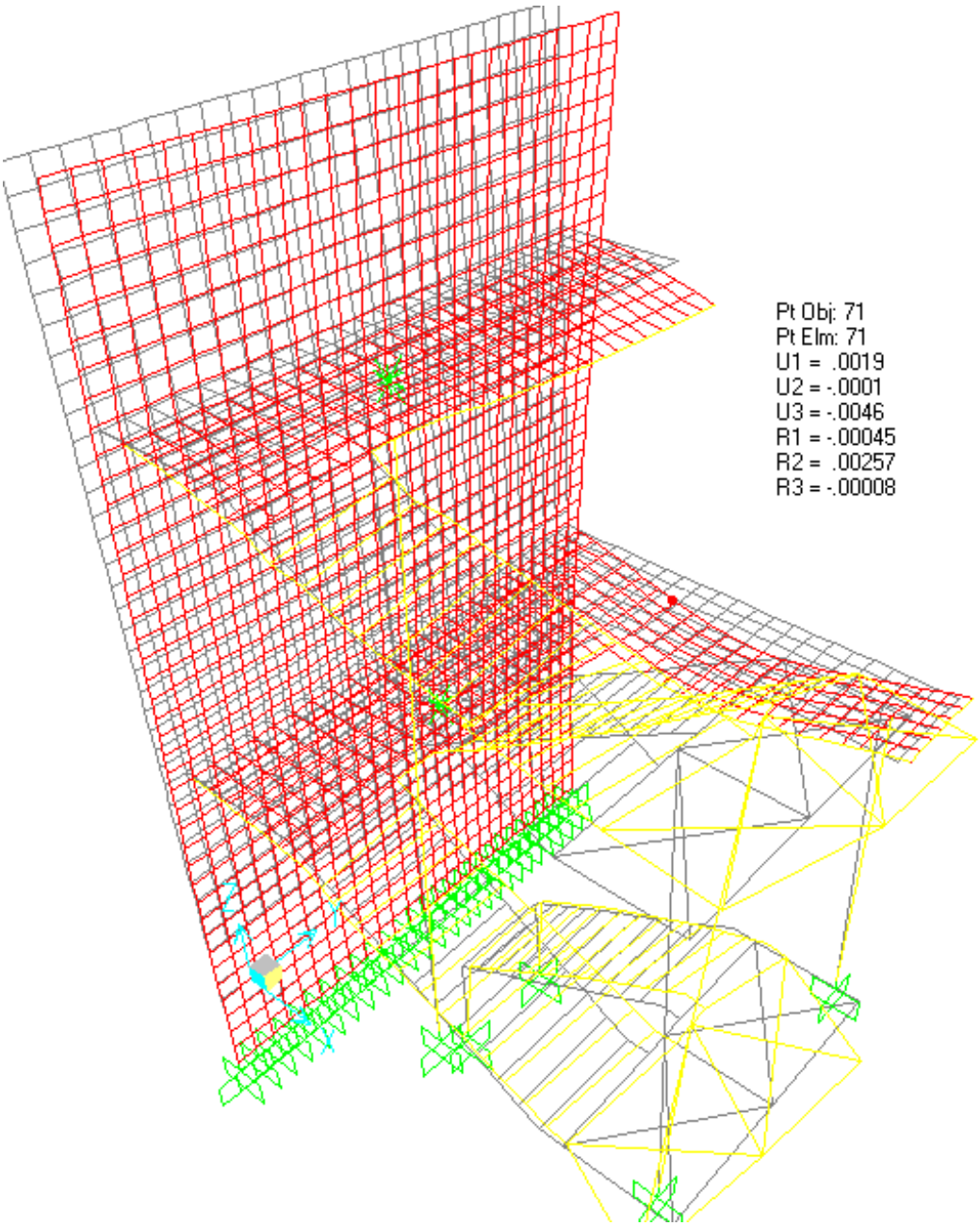


Figura 53: valutazione degli spostamenti massimi nodali penultimo pianerottolo di sbarco nodo estremo pianerottolo, SLU envelope

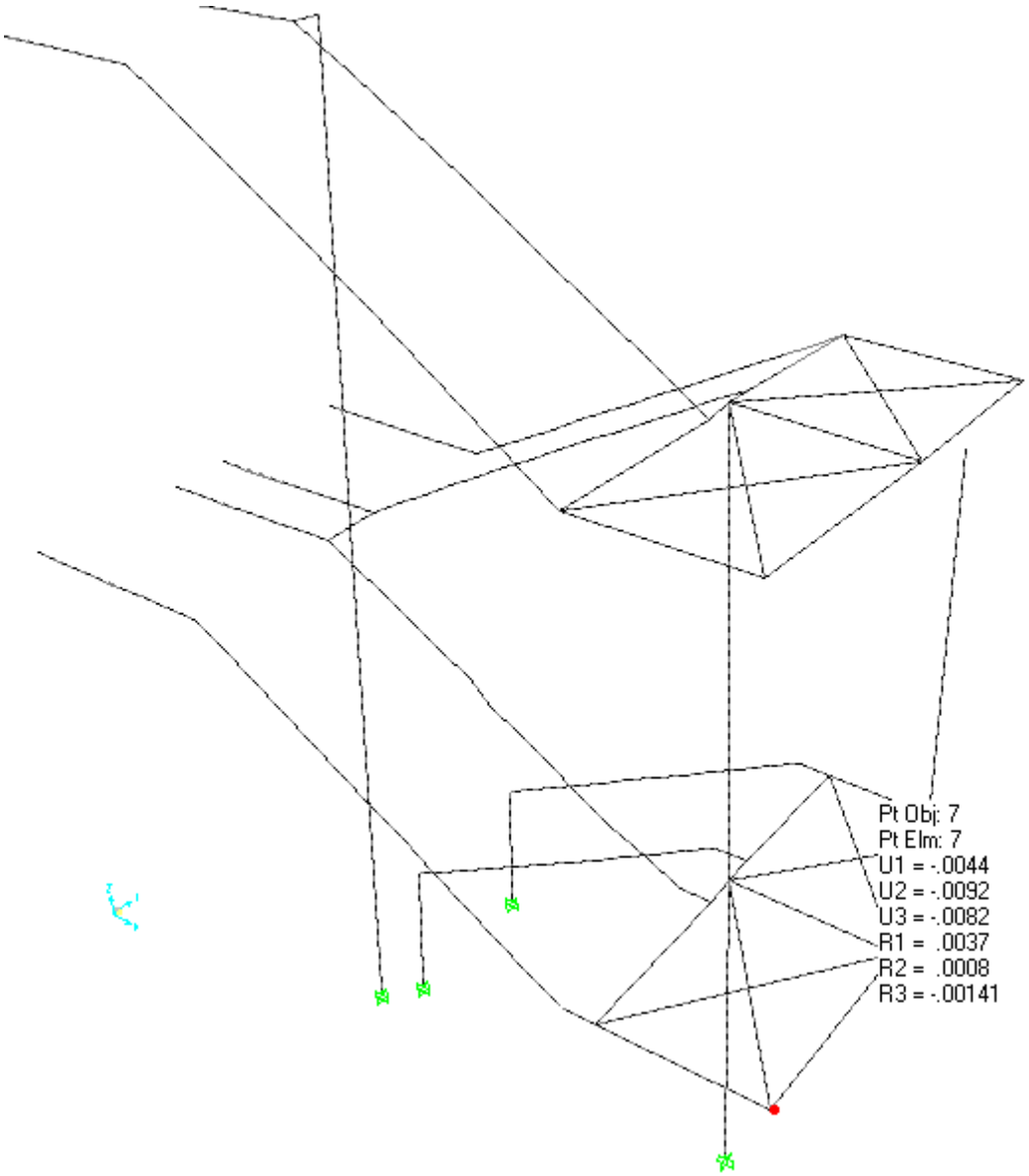


Figura 54: spostamento interpiano primo pianerottolo intermedio, SLV sismica (Ey+30% Ex –Mx-30%My)

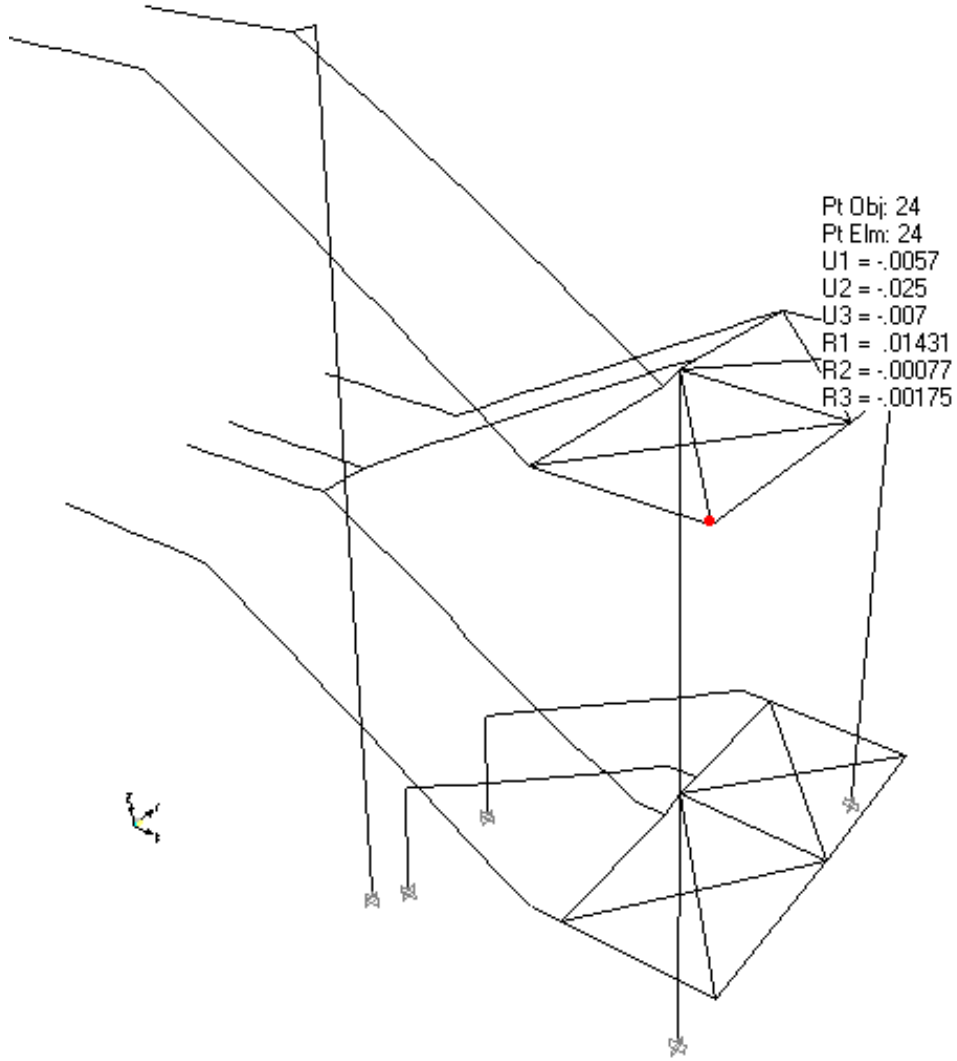


Figura 55: spostamento interpiano secondo pianerottolo intermedio, SLV sismica (Ey+30% Ex –Mx-30%My)

12 Risultati sollecitazioni strutture di fondazione in C.A. agli SLU statici (dominante SLU A1,M1,R3 Envelope) e SLV sismici

Il modello di calcolo del vano scala, descritto in precedenza, comprende anche la modellazione della struttura di fondazione con una interazione suolo-struttura secondo la teoria del suolo elastico alla Winkler.

In base alla natura geologica del terreno, come riportato nella relazione geologica redatta da Ecogis geol. Gianluca Nascimbene si sono stimati i parametri geotecnici riportati nel successivo paragrafo 18.

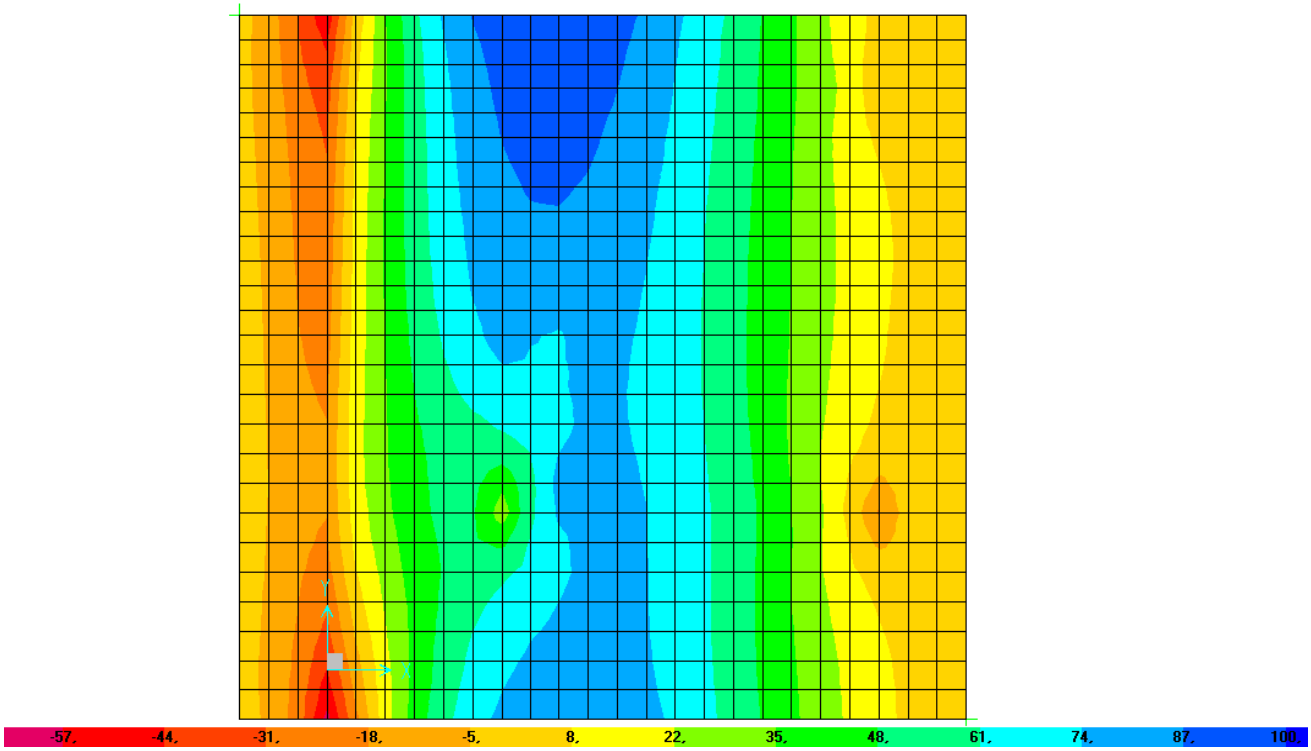


Fig 56: Principali sollecitazioni flettenti M11, A1,M1,R3 Envelope nella platea di fondazione, Min= -60 kNm – Max = 96 kNm

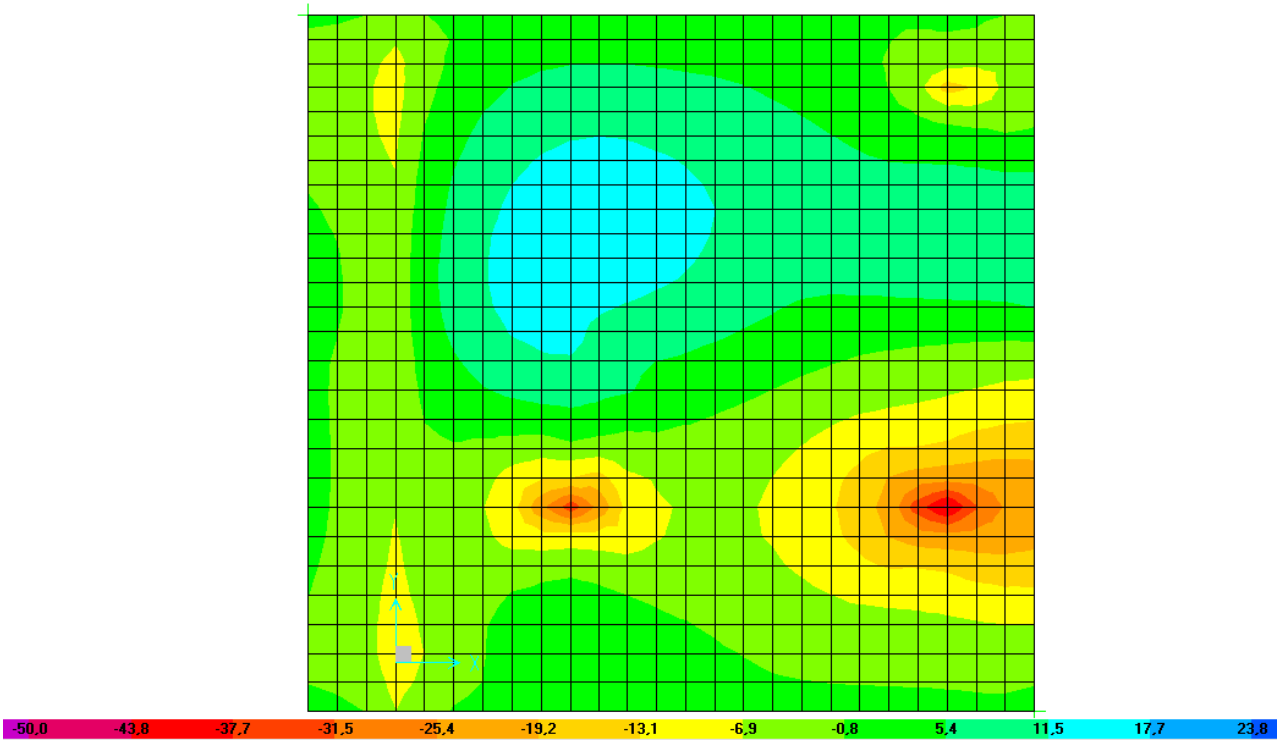


Fig 57: Principali sollecitazioni flettenti M22, A1,M1,R3 Envelope nella platea di fondazione, Min= -45 kNm – Max = 20 kNm

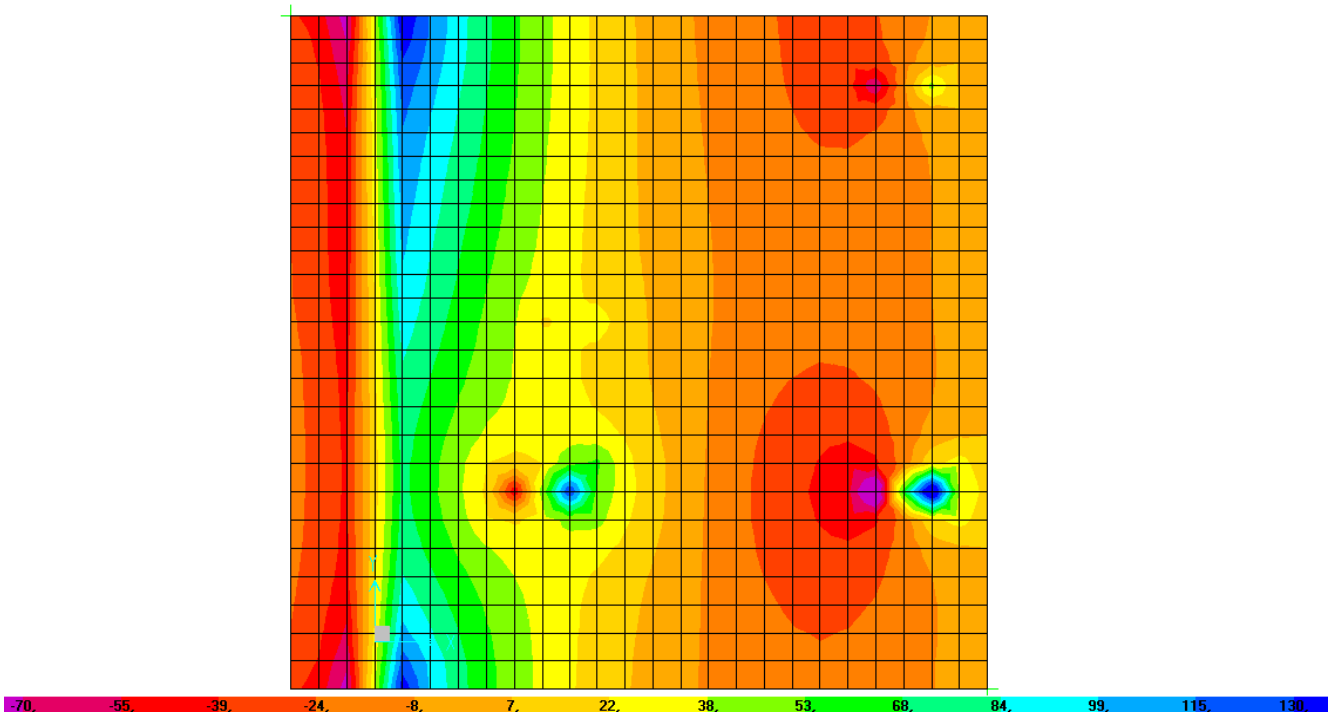


Fig 58: Principali sollecitazioni di taglio V13, A1,M1,R3 Envelope nella platea di fondazione, Min= -73 kN – Max = 130 kN

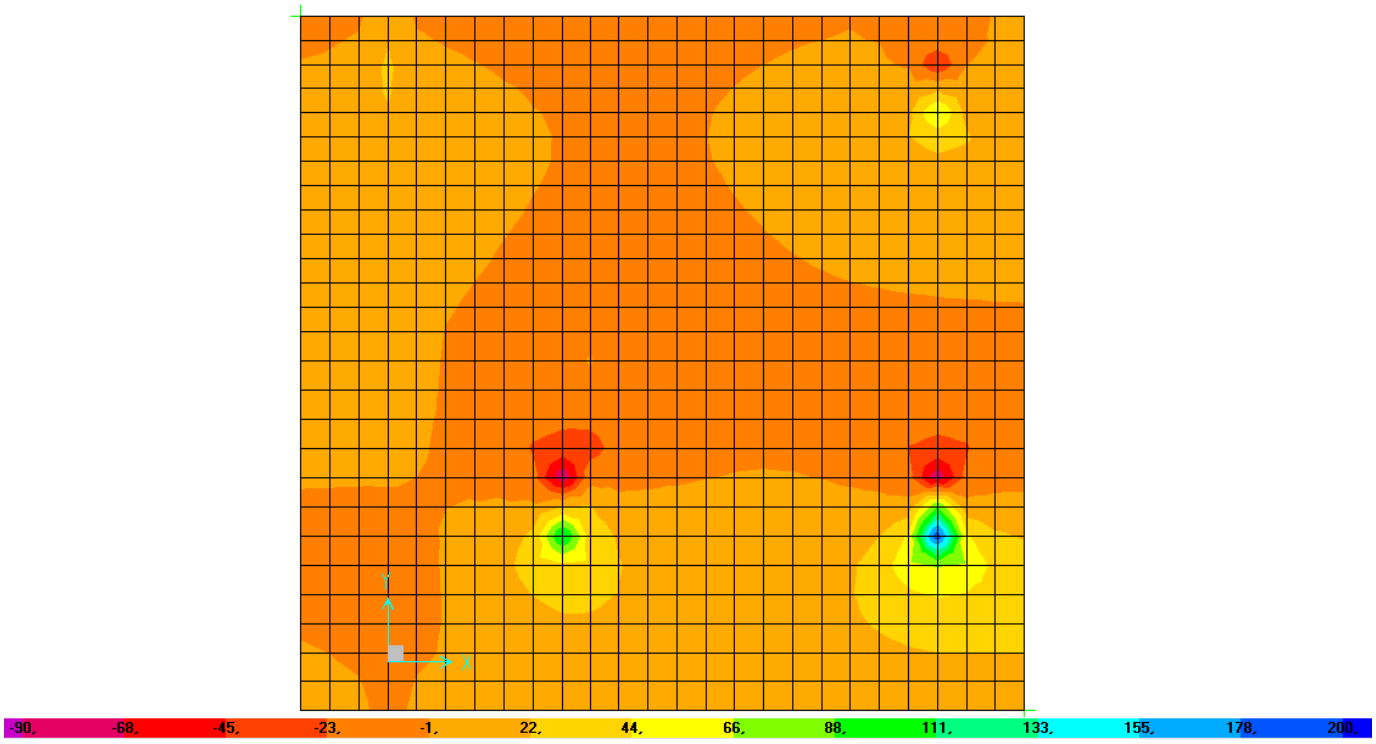


Fig 59: Principali sollecitazioni di taglio V23, A1,M1,R3 Envelope nella platea di fondazione, Min= -90 kN – Max = 200 kN

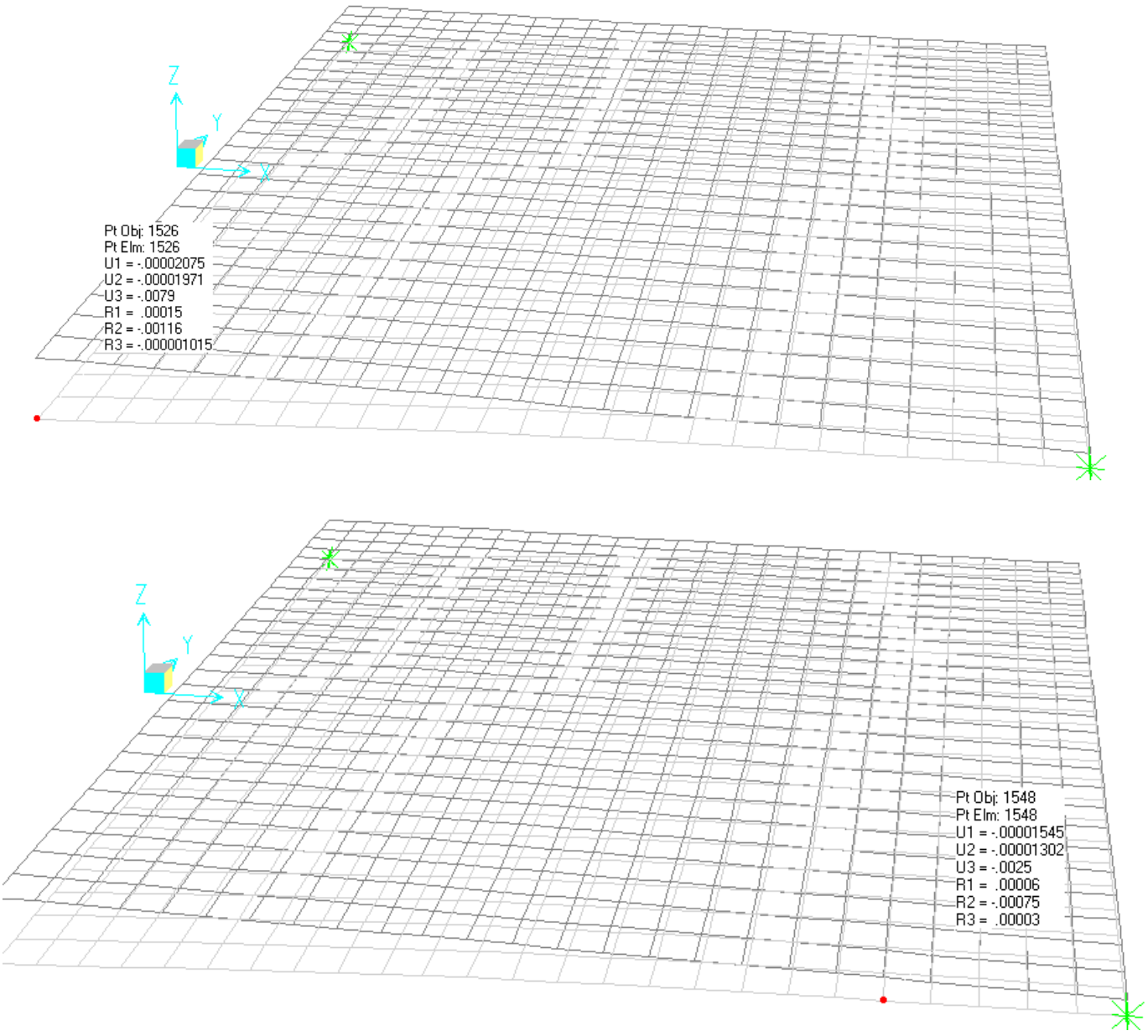


Fig 60: Principali deformazioni della platea di fondazione, amplificata 60 volte.

Le deformazioni nella peggiore delle combinazioni statiche gravitazionali A1,M1,R3 Envelope fornisce un cedimento immediato dell'ordine di 5,4 mm verticale, decisamente non influente al fine della stabilità dell'opera.

Le reazioni a terra, forniscono valori di sollecitazione inferiori alla capacità portante del sistema di fondazione come si vedrà nella sezione di calcolo delle fondazioni previo parametri della relazione geotecnica.

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3

Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
2	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,242
5	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,4
19	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,871
21	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,562
51	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,523
52	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,782
53	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,47
54	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,416
55	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,142
56	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,911
65	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,278
67	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,452
68	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,182
69	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,87
70	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,599
71	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,981
72	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,721
73	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,667
74	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,613
75	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,342
76	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,119
77	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,964
78	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,131
79	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,921
80	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,304
81	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,426
82	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,543
83	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,331
84	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,972
85	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,668
86	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,896
87	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,02
88	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,852
169	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,798
170	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,436
171	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,125
172	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,931
425	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,731
426	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,68
427	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,628
428	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,576
429	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,362

430	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,307
431	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,253
432	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,197
433	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,096
434	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,05
435	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,003
436	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,957
437	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,88
438	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,827
439	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,774
440	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,558
441	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,504
442	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,45
443	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,396
444	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,296
445	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,252
446	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,207
447	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,163
448	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,42
449	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,387
450	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,352
451	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,316
452	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,122
453	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,061
454	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,998
455	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,934
456	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,816
457	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,762
458	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,707
459	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,653
460	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,101
461	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,07
462	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,037
463	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,001
464	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,812
465	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,751
466	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,689
467	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,625
468	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,506
469	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,451
470	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,396
471	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,349
472	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,523

473	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,502
474	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,48
475	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,455
476	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,264
477	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,194
478	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,122
479	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,047
480	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,91
481	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,848
482	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,787
483	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,001
484	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,727
485	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,98
486	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,957
487	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,93
488	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,735
489	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,665
490	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,591
491	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,514
492	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,371
493	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,308
494	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,245
495	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,184
496	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,269
641	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,322
642	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,87
643	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,924
644	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,215
645	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,817
646	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,532
647	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,582
648	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,133
649	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,184
650	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,481
651	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,082
652	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,429
653	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,03
654	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,376
655	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,977
656	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,161
657	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,763
658	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,106
659	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,708

660	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,052
661	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,654
662	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,998
663	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,599
664	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,943
665	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,544
666	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,897
667	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,498
668	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,852
669	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,452
670	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,807
671	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,407
672	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,762
673	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,361
674	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,718
675	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,316
676	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,06
677	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,113
678	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,654
679	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,705
680	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,276
681	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,327
682	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,921
683	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,97
684	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,574
685	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,621
686	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,007
687	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,602
688	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,223
689	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,868
690	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,521
691	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,312
692	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,36
693	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,893
694	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,937
695	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,506
696	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,548
697	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,136
698	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,173
699	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,773
700	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,807
701	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,264
702	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,848

703	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,464
704	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,097
705	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,737
706	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,214
707	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,802
708	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,42
709	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,057
710	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,7
711	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,164
712	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,754
713	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,375
714	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,014
715	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,661
716	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,953
717	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,547
718	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,167
719	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,811
720	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,463
721	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,898
722	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,491
723	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,108
724	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,751
725	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,402
726	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,842
727	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,435
728	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,049
729	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,69
730	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,339
731	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,786
732	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,377
733	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,988
734	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,628
735	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,276
736	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,729
737	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,832
739	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,319
740	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,927
741	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,565
742	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,212
743	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,682
779	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,271
780	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,876
781	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,513

782	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,159
783	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,635
784	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,223
1271	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,825
1272	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,461
1273	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,106
1274	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,588
1275	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,175
1276	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,775
1277	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,409
1278	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,053
1279	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,541
1280	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,127
1281	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,724
1282	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,357
1283	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,999
1284	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,494
1287	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,079
1288	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,674
1289	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,305
1290	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,946
1291	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,209
1292	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,25
1293	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,029
1294	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,072
1295	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,154
1296	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,975
1297	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,349
1298	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,368
1299	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,175
1300	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,194
1301	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,328
1302	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,154
1303	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,306
1304	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,132
1305	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,28
1306	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,105
1307	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,089
1308	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,912
1309	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,018
1310	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,842
1311	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,945
1312	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,768

1313	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,869
1314	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,691
1315	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,793
1316	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,615
1317	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,73
1318	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,551
1319	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,668
1320	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,488
1321	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,606
1322	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,426
1323	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,546
1324	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,365
1325	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,486
1326	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,306
1327	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,607
1328	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,648
1329	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,356
1330	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,397
1331	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,115
1332	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,157
1333	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,885
1334	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,927
1335	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,666
1336	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,709
1337	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,458
1338	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,501
1339	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,261
1340	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,304
1341	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,073
1342	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,116
1343	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,894
1344	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,936
1345	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,721
1346	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,763
1347	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,555
1348	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,596
1349	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,56
1350	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,309
1351	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,068
1352	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,838
1353	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,619
1354	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,41
1355	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,213

1356	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,024
1357	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,843
1358	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,67
1359	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,501
1360	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,775
1361	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,802
1362	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,525
1363	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,55
1364	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,284
1365	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,309
1366	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,055
1367	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,079
1368	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,836
1369	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,859
1370	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,627
1371	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,65
1372	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,427
1373	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,45
1374	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,236
1375	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,258
1376	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,051
1377	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,073
1378	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,872
1379	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,893
1380	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,696
1381	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,717
1382	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,747
1383	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,497
1384	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,257
1385	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,028
1386	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,809
1387	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,601
1388	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,402
1389	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,211
1390	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,028
1391	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,85
1392	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,675
1393	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,717
1394	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,467
1395	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,227
1396	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,998
1397	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,779
1398	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,571

1399	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,373
1400	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,184
1401	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,002
1402	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,825
1403	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,652
1404	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,684
1405	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,434
1406	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,194
1407	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,965
1408	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,746
1409	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,538
1410	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,341
1411	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,152
1412	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,972
1413	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,797
1414	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,626
1415	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,507
1416	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,257
1417	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,016
1418	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,786
1419	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,566
1420	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,358
1421	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,159
1422	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,969
1423	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,786
1424	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,61
1425	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,437
1426	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,451
1427	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,201
1428	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,96
1429	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,73
1430	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,51
1431	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,3
1432	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,1
1433	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,908
1434	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,724
1435	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,545
1436	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,369
1437	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,392
1438	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,142
1439	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,901
1440	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,67
1441	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,449

1442	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,238
1443	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,037
1444	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,844
1445	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,657
1446	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,476
1447	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,298
1448	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,332
1449	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,081
1450	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,839
1451	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,607
1452	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,386
1453	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,174
1454	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,971
1455	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,776
1456	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,588
1457	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,405
1458	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,225
1459	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,269
1460	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,017
1461	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,775
1462	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,542
1463	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,32
1464	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,107
1465	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,903
1466	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,707
1467	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,517
1468	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,332
1469	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,151
1470	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,216
1471	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,963
1472	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,72
1473	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,487
1474	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,264
1475	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,05
1476	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,845
1477	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,648
1478	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,457
1479	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,271
1480	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,089
1481	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,162
1482	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,908
1483	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,665
1484	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,431

1485	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,207
1486	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,992
1487	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,787
1488	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,589
1489	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,397
1490	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,211
1491	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,028
1492	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,11
1493	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,853
1494	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,609
1495	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,374
1496	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,15
1497	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,935
1498	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,728
1499	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,53
1500	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,338
1501	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,151
1502	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,968
1503	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,062
1504	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,798
1505	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,552
1506	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,317
1507	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,092
1508	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,876
1509	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,67
1510	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,471
1511	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,278
1512	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,091
1513	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,908
1514	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,015
1515	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,743
1516	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,496
1517	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,26
1518	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,034
1519	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,818
1520	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,611
1521	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,412
1522	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,219
1523	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,032
1524	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,848
1525	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,481
1526	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	9,029
1527	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,158

1528	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,562
1529	SLU ENVELOPE	Combination	Max	49,764	3,798	2,039
1530	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,632
1531	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,233
1532	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,406
1533	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,979
1534	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,587
1535	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,209
1536	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,84
1537	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,388
1538	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,214
1539	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,827
1540	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,574
1541	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,332
1542	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,101
1543	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,881
1544	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,671
1545	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,471
1546	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,279
1547	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,093
1548	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,913
1549	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,736
1550	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,074
1551	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	8,03
1552	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,544
1553	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,497
1554	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,258
1555	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,212
1556	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,609
1557	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,552
1558	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,067
1559	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,014
1560	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,673
1561	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,271
1562	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,628
1563	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,225
1564	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,447
1565	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,032
1566	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,623
1567	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,253
1568	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,893
1569	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,4
1570	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,984

1571	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,574
1572	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,201
1573	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,84
1574	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,428
1575	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,247
1576	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,371
1577	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,19
1578	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,968
1579	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,69
1580	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,44
1581	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,203
1582	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,976
1583	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,76
1584	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,553
1585	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,353
1586	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,161
1587	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,973
1588	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,79
1589	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,921
1590	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,641
1591	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,383
1592	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,145
1593	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,918
1594	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,702
1595	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,494
1596	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,295
1597	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,102
1598	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,915
1599	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,732
1643	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,634
1648	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,773
1649	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,727
1650	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,681
1863	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,865
1864	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,819
1940	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,587
1941	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,54
2048	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,315
2054	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,848
2055	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,023
2065	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,329
2073	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	0,801
2081	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,985

2089	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,94
2097	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,895
2105	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,452
2113	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,407
2121	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,361
2129	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,166
2137	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,119
2145	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,072
2153	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,495
2161	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,439
2169	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	0,961
2170	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	0,909
2171	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	0,855
2172	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,583
2173	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,18
2174	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,537
2175	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,134
2176	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,492
2177	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,088
2178	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,445
2179	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,042
2180	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,353
2181	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,936
2182	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,525
2183	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,149
2184	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,786
2185	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,306
2186	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,887
2187	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,475
2188	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,096
2189	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,731
2190	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,258
2191	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,838
2192	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,424
2193	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,042
2194	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,683
2195	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,21
2196	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,788
2197	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,373
2198	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,987
2199	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,638
2200	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,314
2201	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,137

2202	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,261
2203	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,085
2204	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,208
2205	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,032
2206	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,154
2207	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	0,977
2208	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,873
2209	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,592
2210	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,326
2211	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,088
2212	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,86
2213	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,643
2214	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,435
2215	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,236
2216	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,044
2217	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,857
2218	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,675
2219	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,825
2220	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,543
2221	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,274
2222	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,029
2223	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,801
2224	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,584
2225	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,376
2226	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,177
2227	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,985
2228	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,799
2229	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,618
2230	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,776
2231	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,493
2232	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,223
2233	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,97
2234	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,742
2235	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,524
2236	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,316
2237	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,117
2238	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,925
2239	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,74
2240	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,559
2241	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,726
2242	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,441
2243	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,17
2244	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,912

2245	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,681
2246	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,463
2247	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,255
2248	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,056
2249	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,865
2250	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,68
2251	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,502
2252	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,801
2253	SLU ENVELOPE	Combination	Max	57,585	-2,05	7,753
2254	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,267
2255	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,218
2256	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,974
2257	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,922
2258	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,273
2259	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,217
2260	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	0,747
2261	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	0,692
2262	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,398
2263	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,995
2264	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	7,351
2265	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,947
2266	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,162
2267	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,738
2268	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,32
2269	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,931
2270	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,593
2271	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	6,112
2272	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,686
2273	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	5,267
2274	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,884
2275	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	4,546
2276	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,098
2277	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	0,923
2278	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,042
2279	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	0,867
2280	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,674
2281	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,389
2282	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,117
2283	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,858
2284	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,62
2285	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,401
2286	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,194
2287	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,995

2288	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,804
2289	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,622
2290	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,446
2291	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,621
2292	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,334
2293	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	3,062
2294	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,803
2295	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,557
2296	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,338
2297	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	2,131
2298	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,932
2299	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,745
2300	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,565
2301	SLU ENVELOPE	Combination	Max	0	0	1,39

somma totale = kN 3012,242

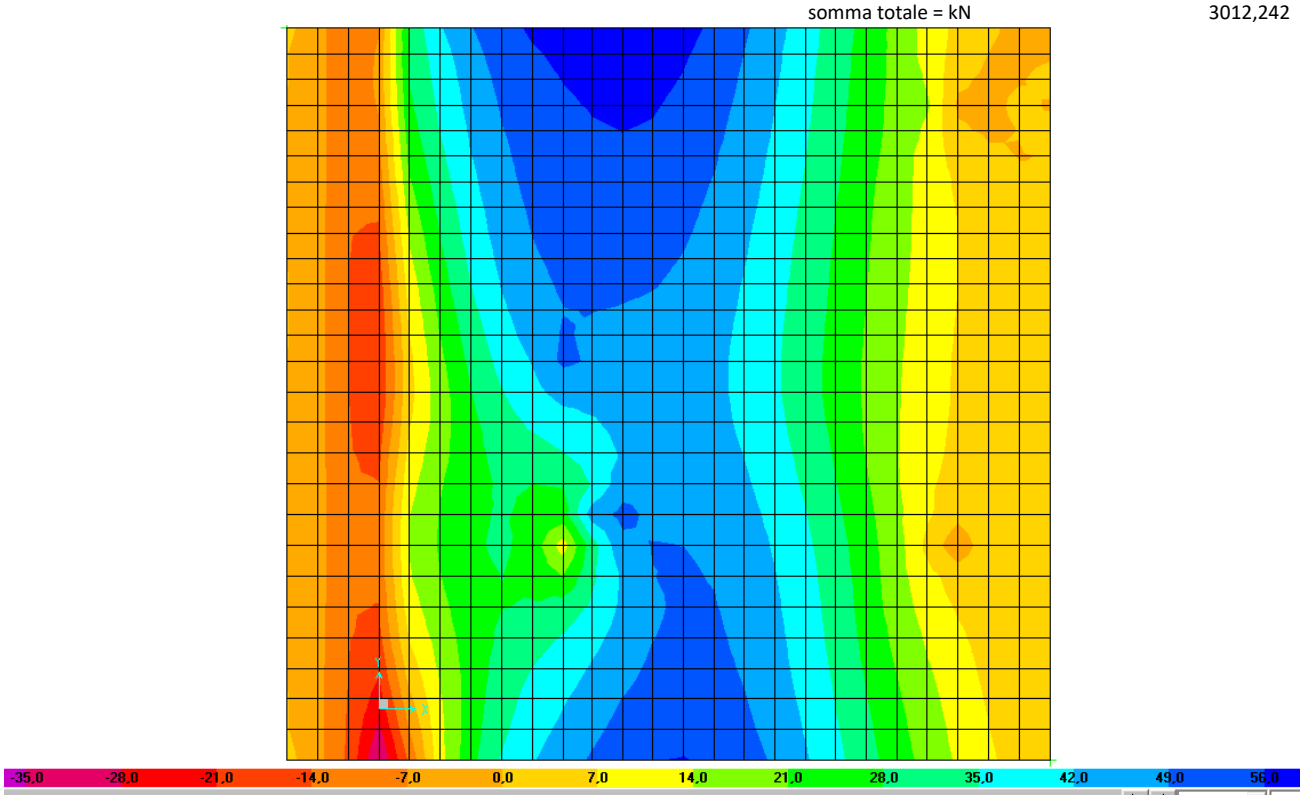


Fig 61: Principali sollecitazioni flettenti M11, A1,M1,R3 SLV sismica (Ey+30% Ex –Mx-30%My) nella platea di fondazione, Min= -35 kNm – Max = 56 kNm

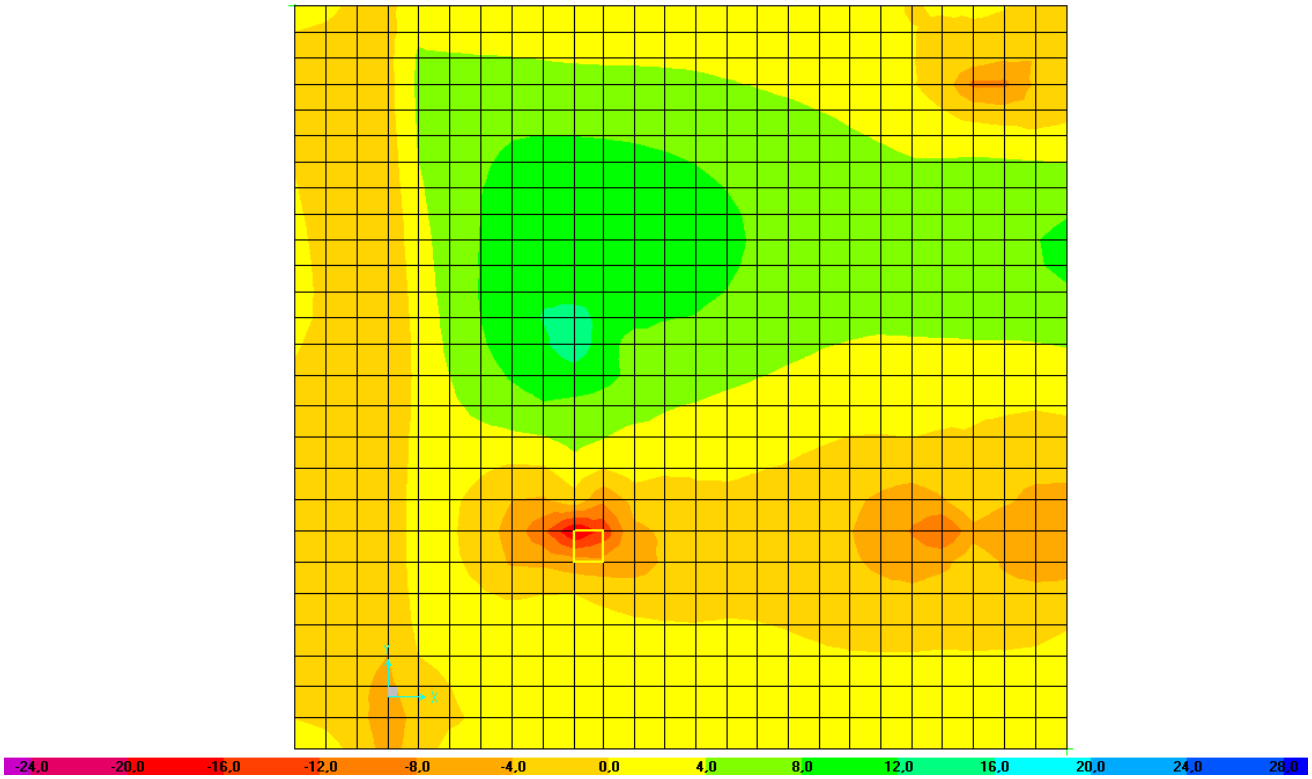


Fig 62: Principali sollecitazioni flettenti M22, A1,M1,R3 SLV sismica (Ey+30% Ex –Mx-30%My)nella platea di fondazione, Min= -24 kNm – Max = 28 kNm

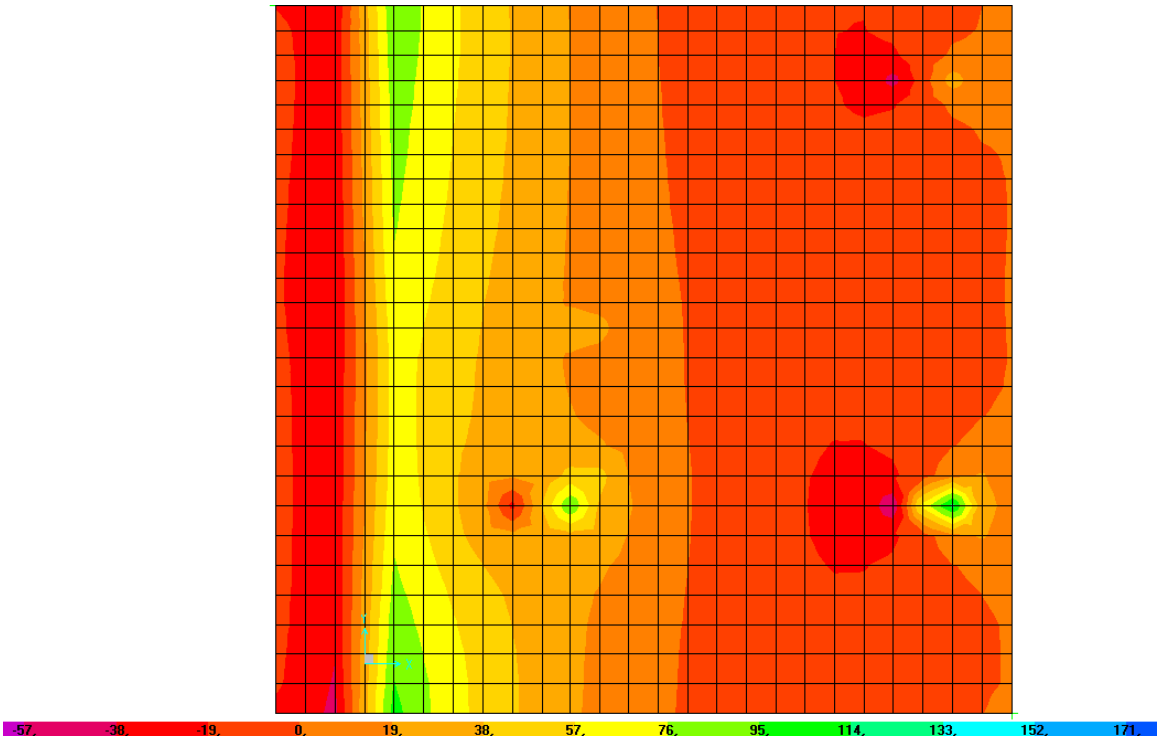


Fig 63: Principali sollecitazioni di taglio V13, A1,M1,R3 SLV sismica (Ey+30% Ex –Mx-30%My)nella platea di fondazione, Min= -57 kN – Max = 100 kN

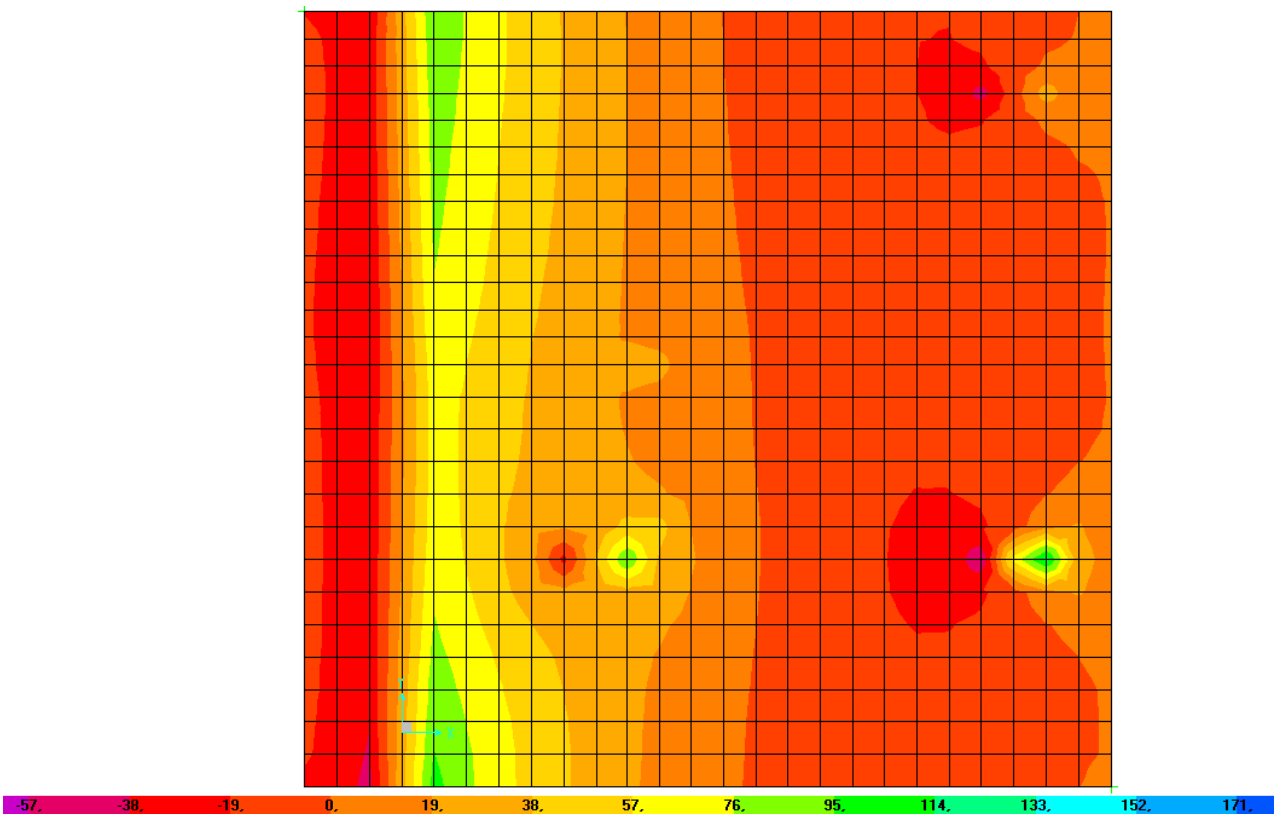
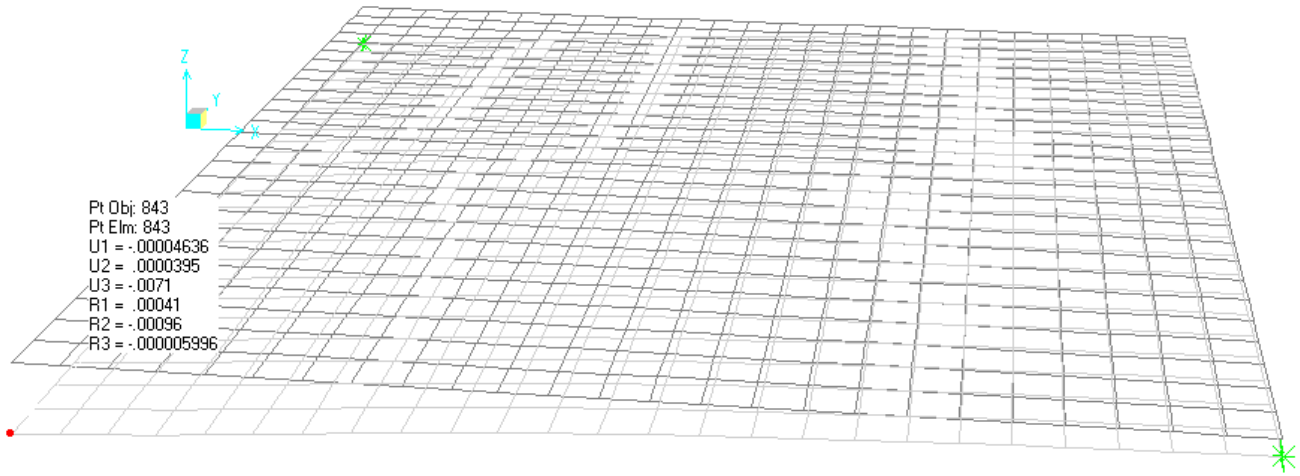
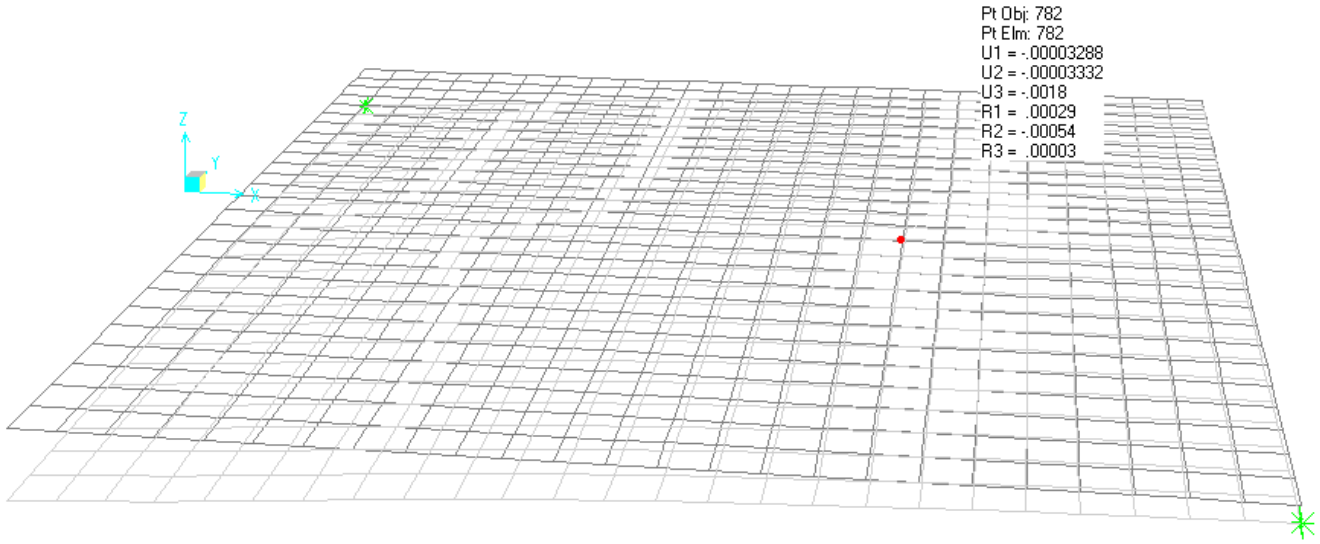


Fig 64: Principali sollecitazioni di taglio V23, A1,M1,R3 SLV sismica (Ey+30% Ex –Mx-30%My)nella platea di fondazione, Min= -57 kN – Max = 120 kN





Le deformazioni nella peggiore delle combinazioni sismiche A1,M1,R3 SLV sismica (Ey+30% Ex –Mx-30%My) fornisce un cedimento differenziale tra due punti significativi dell'ordine di 5 mm verticale, non influente al fine del drift interpiano. Il cedimento verticale determina invece la rigidezza della molla verticale di punta.

Le reazioni a terra forniscono valori di sollecitazione inferiori alla capacità portante del sistema di fondazione come si vedrà nella sezione di calcolo delle fondazioni previo parametri della relazione geotecnica.

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
2	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,212
5	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,031
19	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,794
21	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,261
52	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,395
53	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,099
54	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,255
55	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,116
56	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,535
57	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,491
58	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,958
59	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,817
60	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,676
61	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,535
62	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,844
65	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,715
66	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,605

68	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,979
69	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,51
70	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,499
71	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,494
72	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,492
73	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,241
74	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,492
75	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,492
76	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,306
77	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,785
78	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,084
79	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,527
80	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,467
81	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	8,054
82	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,366
83	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,229
84	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,094
85	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,531
86	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,446
87	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,002
88	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,45
169	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,902
170	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,192
171	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,058
172	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,206
413	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,946
414	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,559
415	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,313
416	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,752
417	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,873
418	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,709
419	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,655
420	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,291
421	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,022
422	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,916
423	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,779
424	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,641
425	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,503
426	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,96
427	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,831
428	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,71
429	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,606
430	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,493

431	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,471
432	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,459
433	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,451
434	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,692
435	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,597
436	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,501
437	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,404
438	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,959
439	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,832
440	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,706
441	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,587
442	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,511
443	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,499
444	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,488
445	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,477
446	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,364
447	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,276
448	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,187
449	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,095
450	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,674
451	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,553
452	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,433
453	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,317
454	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,244
455	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,23
456	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,217
457	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,204
458	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,178
459	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,15
460	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,121
461	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,091
462	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,869
463	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,79
464	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,71
465	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,633
466	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,502
467	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,448
468	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,399
469	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,852
470	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,831
471	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,81
472	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,784
473	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,59

474	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,518
475	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,443
476	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,366
477	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,231
478	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,173
479	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,119
480	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,069
481	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,906
482	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,044
483	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,583
484	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,355
485	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,722
486	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,769
487	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,445
488	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,599
489	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,737
490	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,281
491	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,421
492	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,46
493	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,141
494	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,321
495	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,001
496	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,182
497	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,861
498	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,634
499	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,309
500	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,503
501	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,176
502	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,38
503	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,05
504	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,274
505	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,942
506	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,201
507	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,87
508	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,167
509	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,84
510	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,148
511	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,826
512	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,138
513	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,818
514	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,133
515	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,814
516	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,13

517	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,813
518	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,906
519	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,044
520	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,553
521	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,688
522	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,203
523	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,333
524	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,86
525	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,982
526	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,527
527	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,641
528	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,767
529	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,417
530	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,071
531	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,733
532	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,404
533	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,597
534	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,735
535	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,217
536	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,347
537	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,829
538	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,95
539	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,442
540	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,553
541	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,061
542	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,163
543	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,459
544	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,086
545	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,707
546	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,329
547	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,958
548	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,321
549	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,955
550	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,584
551	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,216
552	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,853
553	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,183
554	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,822
555	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,459
556	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,1
557	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,748
558	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,629
559	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,281

560	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,937
561	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,601
562	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,275
563	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,493
564	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,145
565	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,802
566	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,467
567	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,144
568	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,362
569	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,012
570	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,669
571	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,335
572	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,014
573	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,249
574	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,896
575	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,55
576	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,215
577	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,893
578	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,181
579	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,829
580	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,485
581	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,151
582	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,831
583	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,159
584	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,81
585	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,467
586	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,134
587	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,815
588	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,151
589	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,802
590	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,459
591	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,125
592	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,804
593	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,147
594	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,798
595	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,453
596	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,118
597	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,795
598	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,145
599	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,796
600	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,449
601	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,112
602	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,787

603	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,145
604	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,794
605	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,446
606	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,107
607	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,779
608	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,911
609	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,956
610	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,807
611	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,852
612	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,85
613	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,75
614	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,067
615	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,093
616	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,959
617	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,982
618	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,042
619	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,936
620	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,016
621	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,912
622	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,988
623	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,885
624	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,776
625	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,683
626	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,699
627	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,609
628	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,621
629	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,532
630	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,544
631	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,455
632	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,47
633	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,38
634	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,411
635	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,321
636	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,356
637	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,264
638	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,305
639	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,212
640	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,258
641	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,163
642	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,215
643	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,118
644	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,612
645	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,71

646	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,383
647	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,476
648	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,178
649	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,266
650	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,991
651	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,073
652	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,82
653	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,898
654	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,665
655	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,739
656	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,527
657	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,596
658	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,403
659	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,467
660	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,292
661	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,352
662	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,192
663	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,248
664	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,103
665	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,154
666	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,508
667	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,285
668	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,085
669	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,903
670	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,737
671	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,587
672	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,452
673	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,331
674	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,223
675	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,126
676	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,037
677	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,058
678	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,14
679	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,803
680	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,878
681	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,572
682	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,64
683	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,358
684	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,421
685	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,163
686	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,22
687	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,984
688	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,036

689	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,821
690	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,869
691	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,672
692	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,716
693	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,536
694	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,575
695	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,41
696	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,445
697	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,291
698	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,323
699	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,975
700	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,726
701	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,5
702	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,293
703	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,102
704	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,928
705	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,77
706	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,627
707	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,495
708	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,374
709	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,26
710	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,89
711	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,646
712	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,426
713	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,223
714	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,038
715	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,869
716	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,717
717	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,578
718	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,452
719	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,336
720	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,227
721	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,801
722	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,563
723	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,348
724	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,15
725	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,97
726	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,806
727	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,659
728	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,525
729	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,405
730	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,295
731	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,192

732	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,398
733	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,181
734	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,988
735	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,81
736	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,649
737	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,503
738	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,372
739	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,254
740	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,148
741	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,051
742	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,959
743	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,285
744	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,073
745	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,886
746	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,714
747	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,557
748	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,416
749	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,288
750	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,173
751	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,068
752	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,971
753	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,879
754	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,17
755	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,963
756	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,781
757	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,615
758	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,464
759	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,327
760	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,203
761	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,09
762	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,987
763	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,891
764	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,8
765	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,058
766	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,855
767	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,679
768	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,52
769	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,375
770	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,243
771	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,122
772	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,011
773	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,909
774	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,814

775	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,722
776	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,002
777	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,796
778	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,618
779	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,457
780	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,31
781	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,177
782	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,055
783	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,943
784	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,839
785	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,742
786	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,649
787	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,984
788	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,774
789	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,592
790	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,426
791	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,275
792	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,136
793	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,01
794	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,895
795	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,788
796	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,688
797	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,593
798	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,967
799	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,753
800	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,568
801	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,399
802	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,244
803	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,102
804	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,972
805	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,853
806	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,742
807	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,64
808	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,542
809	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,951
810	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,732
811	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,544
812	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,372
813	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,214
814	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,069
815	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,936
816	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,814
817	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,701

818	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,595
819	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,495
820	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,936
821	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,711
822	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,52
823	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,346
824	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,185
825	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,038
826	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,903
827	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,778
828	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,663
829	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,555
830	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,453
831	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,921
832	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,692
833	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,497
834	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,32
835	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,157
836	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,008
837	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,87
838	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,744
839	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,626
840	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,517
841	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,413
842	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,876
843	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	8,19
844	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,535
845	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,235
846	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	40,351	29,201	1,896
847	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,876
848	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	7,561
849	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,872
850	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,477
851	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,071
852	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,663
853	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,263
854	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,119
855	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,007
856	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,218
857	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,95
858	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,706
859	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,481
860	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,275

861	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,086
862	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,914
863	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,757
864	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,612
865	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,479
866	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,354
867	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,444
868	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,442
869	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,457
870	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,447
871	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,18
872	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,168
873	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,275
874	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,239
875	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	0,979
876	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	0,939
877	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,128
878	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,812
879	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,127
880	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,812
881	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,145
882	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,793
883	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,443
884	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,102
885	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,772
886	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,145
887	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,792
888	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,441
889	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,097
890	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,764
891	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,175
892	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,077
893	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,138
894	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,039
895	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,907
896	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,672
897	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,474
898	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,294
899	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,129
900	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,977
901	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,838
902	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,71
903	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,592

904	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,481
905	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,376
906	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,893
907	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,652
908	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,45
909	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,268
910	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,101
911	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,948
912	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,807
913	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,678
914	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,558
915	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,446
916	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,341
1009	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,498
1010	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,493
1011	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,495
1012	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,496
1013	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,5
1014	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,502
1015	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,4
1016	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,439
1017	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,112
1018	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,102
1019	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	0,792
1020	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,441
1021	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,44
1022	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,439
1023	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,437
1024	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,426
1025	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,414
1026	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,156
1027	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,142
1028	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,128
1029	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,205
1030	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,173
1031	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	0,901
1032	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	0,865
1033	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	0,828
1034	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,127
1035	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,812
1036	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,127
1037	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,813
1038	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,127

1039	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,814
1040	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,127
1041	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,815
1042	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,146
1043	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,792
1044	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,438
1045	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,091
1046	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,756
1047	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,147
1048	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,791
1049	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,435
1050	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,085
1051	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,748
1052	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,148
1053	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,789
1054	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,431
1055	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,078
1056	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,738
1057	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,148
1058	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,788
1059	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,426
1060	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,071
1061	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,727
1062	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,103
1063	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,002
1064	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,07
1065	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	0,967
1066	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,035
1067	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	0,931
1068	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	0,999
1069	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	0,895
1070	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,878
1071	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,633
1072	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,427
1073	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,242
1074	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,073
1075	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,918
1076	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,776
1077	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,645
1078	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,525
1079	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,413
1080	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,307
1081	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,862

1082	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,614
1083	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,403
1084	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,215
1085	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,044
1086	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,887
1087	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,744
1088	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,613
1089	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,492
1090	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,379
1091	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,274
1092	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,846
1093	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,593
1094	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,379
1095	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,188
1096	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,015
1097	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,857
1098	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,712
1099	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,58
1100	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,458
1101	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,345
1102	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,239
1103	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,828
1104	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,572
1105	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,353
1106	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,16
1107	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,985
1108	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,825
1109	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,679
1110	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,546
1111	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,424
1112	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,31
1113	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,204
1114	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,438
1115	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	29,844	50,623	6,436
1116	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,385
1117	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,367
1118	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,095
1119	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,075
1120	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,064
1121	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,027
1122	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	0,755
1123	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	0,718
1124	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,127

1125	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,816
1126	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	6,127
1127	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,817
1128	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,149
1129	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,785
1130	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,42
1131	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,061
1132	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,715
1133	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	5,149
1134	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,782
1135	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,414
1136	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	4,051
1137	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	3,701
1138	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	0,961
1139	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	0,858
1140	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	0,924
1141	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	0,821
1142	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,808
1143	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,55
1144	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,327
1145	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,13
1146	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,953
1147	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,792
1148	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,645
1149	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,511
1150	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,388
1151	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,275
1152	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,168
1153	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,786
1154	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,525
1155	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,298
1156	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	2,099
1157	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,92
1158	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,757
1159	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,61
1160	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,475
1161	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,352
1162	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,238
1163	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	0	0	1,131
				somma tot = kN		2418,72

CONVENZIONI PER GLI ELEMENTI SHELLS VERTICALI NEL REPORT DELLE SOLLECITAZIONI STATICHE GRAVIT.

Le sollecitazioni delle sezioni portanti in c.a. dei setti in cemento armato, essendo lo stesso modellato con elementi bidimensionali di tipo shell, sono state debitamente estrapolate mediante il comando tagli della sezione "Section cuts".

Le forze risultanti agenti in una qualunque porzione di struttura possono essere calcolate utilizzando delle linee di sezione (section cuts). Una linea di sezione può avere una forma generica e può essere utilizzata per calcolare i tagli di piano, le forze di scorrimento fra elementi interconnessi, forze di progetto nelle pareti di taglio e tanti altri scopi. Le linee di sezione possono essere ottenute per qualunque condizione o combinazione di carico che risulta per esempio la più sfavorevole. Con tale procedura è possibile convertire le sollecitazioni assiali in forze assiali equivalenti integrate su tutta la lunghezza della sezione di riferimento; inoltre l'equilibrio delle forze assiali risultanti genera il momento nel piano della sezione in modo tale da poter procedere alla verifica a pressoflessione.

Lo stesso meccanismo vale anche per le sollecitazioni di taglio. Le stesse sollecitazioni che negli elementi bidimensionali si trovano parametrate a metro lineare, vengono automaticamente integrate sulla lunghezza della sezione di riferimento generando uno sforzo complessivo nel piano di riferimento.

Le "section cuts" trasformano dunque qualsiasi elemento bidimensionale (shell) schematizzato con qualsiasi discretizzazione, in elemento trave equivalente (beam) fornendo un quadro sinottico delle sollecitazioni puntuali ricavate in base anche alla rigidezza della sezione stessa.

Tutte le section cuts vengono impostate manualmente in relazione a quante e quali sono le sezioni maggiormente sollecitate e quindi ritenute significative ai sensi delle verifiche di resistenza.

Si riportano di seguito le sezioni di controllo, le sollecitazioni agenti e le rispettive verifiche.

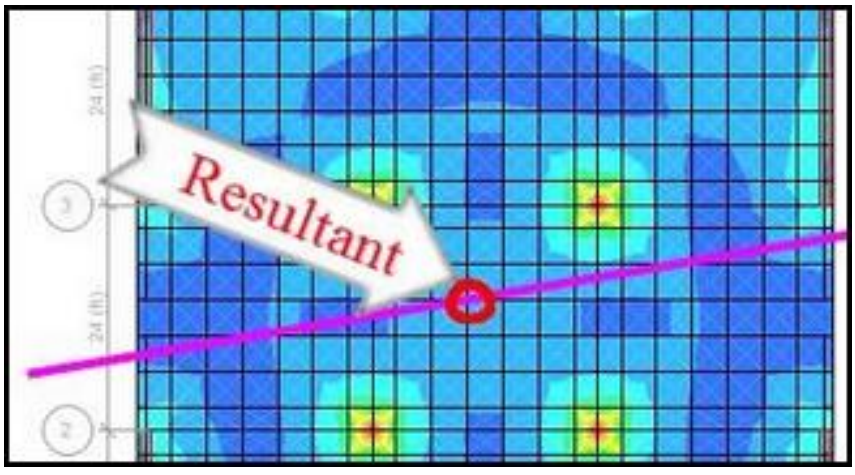
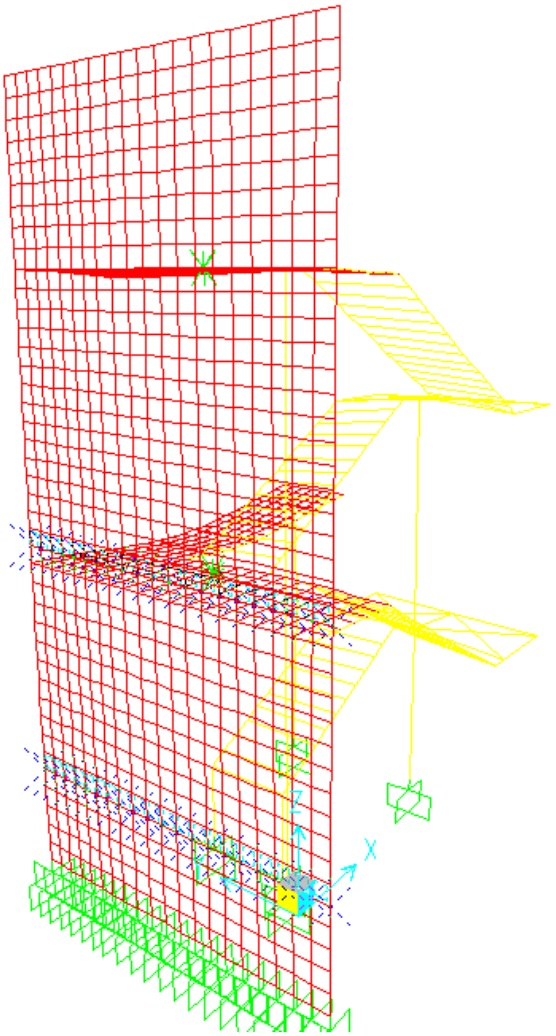


Figura 65: Esempio di comando Section Cut

TABELLA SECTION CUTS SLU GRAVITAZIONALI

TABLE: Section Cut Forces - Design

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEC CUT BASE	SLU ENVELOPE	Combination	Max	-1190,825	**-82,63**	-0,827	16,1364	102,7214	-144,0136
SEC CUT BASE	SLU ENVELOPE	Combination	Min	**-1111,172**	41,7	**18,546**	**69,6461**	**-78,6746**	**240,7317**
SEC CUT PRIMO	SLU ENVELOPE	Combination	Max	**-684,777**	**-54,737**	**-1,813**	**-96,2284**	**-22,9776**	**-68,9657**
SEC CUT PRIMO	SLU ENVELOPE	Combination	Min	-640,434	-9,165	5,631	3,9049	-96,0684	0,9264



Posizione delle section cuts

Nel modello sismico, essendo modellato con aste equivalenti, per semplicità si riporta in seguito la numerazione delle aste delle pareti in c.a. e i rispettivi valori alle varie quote delle sollecitazioni per cui saranno estese le verifiche in seguito.

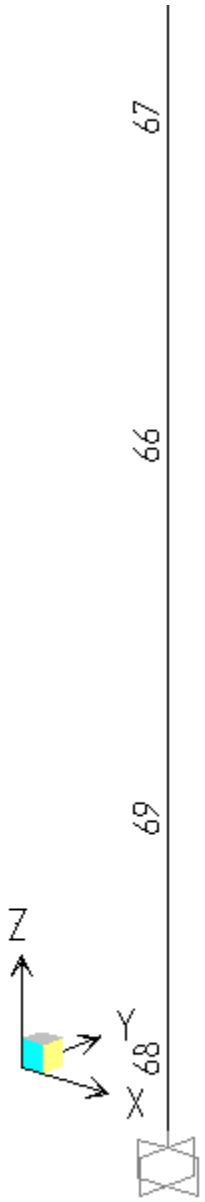


Figura 66: numerazione aste pareti in c.a.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
66	0	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	**-498,736**	**-14,108**	**192,883**	**-1,6868**	**891,826**	**-6,0997**
66	2,205	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	-360,708	-14,108	192,883	-1,6868	467,6297	27,4522
66	4,41	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	-222,681	-14,108	192,883	-1,6868	82,3683	65,2409
66	0	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Min	-537,188	-24,391	-193,05	-141,0588	-804,4175	-61,2384

66	2,205	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Min	-399,161	-24,391	-193,05	-141,0588	-379,8526	-9,8995
66	4,41	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Min	-261,133	-24,391	-193,05	-141,0588	5,7774	37,2027
69	0	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	**-796,957**	**43,062**	**245,936**	**45,3331**	**1856,3821**	**172,7468**
69	1,8	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	-684,282	43,062	245,936	45,3331	1418,7975	96,2211
69	3,6	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Max	-571,606	43,062	245,936	45,3331	986,4998	83,7253
69	0	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Min	-886,703	-50,453	-244,429	-142,8375	-1570,3532	-101,0785
69	1,8	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Min	-774,028	-50,453	-244,429	-142,8375	-1135,4828	-11,2484
69	3,6	Ey+30%Ex-Mx-30%My	Combination	Min	-661,352	-50,453	-244,429	-142,8375	-705,8993	14,5518

celle azzurre alla base

celle verdi al secondo pianerottolo

in rosso grassetto i valori più sfavorevoli

VALIDAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO IN ELEVAZIONE CORPO SCALE 2 PIANI

13 Comparazione secondo NTC 2018

Facendo riferimento al paragrafo §11 delle NTC 2018 , per la validazione del modello di calcolo agli elementi finiti si procederà sia con la valutazione delle reazioni a terra delle strutture in elevazione relative, per semplicità, ai soli pesi propri in ambiente statico gravitazionale e, in ambiente simico si procederà con la comparazione dei tagli alla base delle sole combinazioni EX ed Ey separatamente che consideranola massa partecipante dei pesi propri e i sovraccarico accidentale moltiplicati per i rispettivi coefficienti.

13.1 Comparazione Reazioni a terra in esercizio dei pesi propri

Si calcolano in forma chiusa i pesi propri degli elementi:

TIPO DI CARICO	QUOTA PIANO Z	CARICHI AL PIANO 1°		INCIDENZA DI CARICO	PESO
PERMANENTE	5,17 m	DEAD	653,50 kN/m²	1,00 m²	653,50 kN
PERMANENTE	5,17 m	Gpedata	0,35 kN/m²	16,90 m²	5,92 kN
PERMANENTE NON STRUTTURALE	5,17 m	Gringhiera	0,75 kN/m²	25,00 m²	18,75 kN
				PESO DI PIANO	**678,17 kN**

TIPO DI CARICO	QUOTA PIANO Z	CARICHI AL PIANO 2°		INCIDENZA DI CARICO	PESO
PERMANENTE	12,18 m	DEAD	363,00 kN/m²	1,00 m²	363,00 kN
PERMANENTE	12,18 m	Gpedata	0,35 kN/m²	16,90 m²	5,92 kN
PERMANENTE NON STRUTTURALE	12,18 m	Gringhiera	0,75 kN/m²	18,00 m²	13,50 kN
				PESO DI PIANO	**382,42 kN**
				PESO TOTALE	**1060,58 kN**

Il software per i relativi pesi propri considerati nei calcoli di cui sopra fornisce i seguenti valori di reazioni a terra:

TABLE: Joint Reactions			
Joint	**OutputCase**	**CaseType**	**F3**
Text	Text	Text	KN
2	sle	Combination	39,949
5	sle	Combination	63,89
19	sle	Combination	4,436
21	sle	Combination	5,38
51	sle	Combination	36,432
52	sle	Combination	41,136
53	sle	Combination	36,511
54	sle	Combination	36,633
55	sle	Combination	34,199
56	sle	Combination	31,523
63	sle	Combination	0,75
64	sle	Combination	0,75
425	sle	Combination	37,844
426	sle	Combination	36,974
427	sle	Combination	36,573
428	sle	Combination	36,433
429	sle	Combination	36,775
430	sle	Combination	36,92
431	sle	Combination	37,061
432	sle	Combination	37,192
433	sle	Combination	31,173
434	sle	Combination	31,249
435	sle	Combination	31,327
436	sle	Combination	31,415
484	sle	Combination	22,94
694	sle	Combination	34,337
718	sle	Combination	32,143
719	sle	Combination	32,563
720	sle	Combination	33,221
737	sle	Combination	25,678
1318	sle	Combination	37,705
1319	sle	Combination	23,637
1863	sle	Combination	31,665
1864	sle	Combination	31,862

somma = 1058,276

13.2 Comparazione dei tagli alla base in ambiente sismico

Dai calcoli analitici in forma chiusa e considerando partecipanti per approssimazione i due modi fondamentali di vibrare, al fine di individuare la corretta accelerazione spettrale e la relativa massa partecipante, si ha:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,540652	0,00576	0,20417	0,000001788	0,00576	0,20417
MODAL	Mode	2	0,440881	0,6182	0,01324	0,00078	0,62396	0,21741

Al primo modo ag/g = 0,18

Al secondo modo ag/g = 0,22

In Ey (primo modo)

C_1 =	0,05	T_1 =	0,540 s	Sd (T_1)=	0,18
W tot. =	1060,58 kN			ʎ =	0,85
Fh - EY =	162,27 kN				

In Ex (secondo modo)

C_1 =	0,05	T_1 =	0,440 s	Sd (T_1)=	0,22
W tot. =	1060,58 kN			ʎ =	0,85
Fh - EY =	198,33 kN				

Considerando i fattori di partecipoazione modale, ovvero la percentuale di massa partecipante al primo e secondo modo si ha:

Ey = 162*0,2 = 32 kN

Ex = 198*0,63 = 125 kN

Il software fornisce le tabelle con i seguenti valori di taglio alla base:

TABLE: Joint Reactions EX				
Joint	**OutputCase**	**CaseType**	**StepType**	**F1**
Text	Text	Text	Text	KN
2	Ex	LinRespSpec	Max	1,765
5	Ex	LinRespSpec	Max	3,589
19	Ex	LinRespSpec	Max	40,024
21	Ex	LinRespSpec	Max	4,527
463	Ex	LinRespSpec	Max	102,307
484	Ex	LinRespSpec	Max	3,202
			somma	155,414

TABLE: Joint Reactions EY				
Joint	**OutputCase**	**CaseType**	**StepType**	**F2**
Text	Text	Text	Text	KN
2	Ey	LinRespSpec	Max	2,201
5	Ey	LinRespSpec	Max	7,008
19	Ey	LinRespSpec	Max	6,192
21	Ey	LinRespSpec	Max	8,518
463	Ey	LinRespSpec	Max	3,389
484	Ey	LinRespSpec	Max	0,292
				27,6

FASCICOLO DEI CALCOLI STRUTTURE IN ELEVAZIONE CORPO SCALE 10 PIANI

14 Verifiche agli SL secondo NTC 2018

Tutte le verifiche condotte fanno riferimento al paragrafo §6.5.3.1.1 delle NTC 2018 nonché al punto §4.1 per quanto riguarda le verifiche di tipo STR del calcestruzzo armato, e al paragrafo §7 per la progettazione per azioni sismiche.

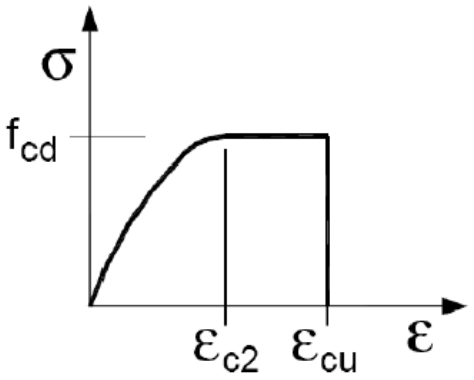
Ipotesi di calcolo:

i. conservazione delle sezioni piane;
ii. perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;

iii. resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
iv. rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa
v. ultima a compressione;
vi. rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Diagramma di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo:

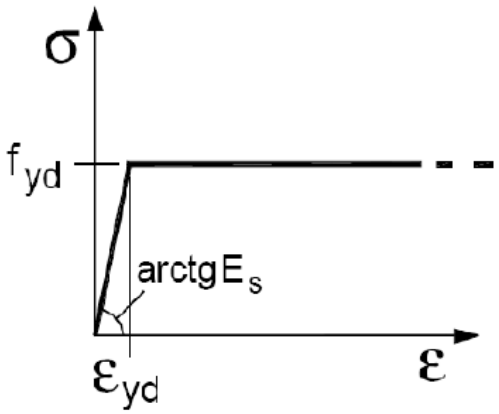
- diagramma parabola-rettangolo:



ε_{c2}=0.20%
ε_{cu}=0.35%
f_{cd}=22.67 MPa

Diagramma di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio:

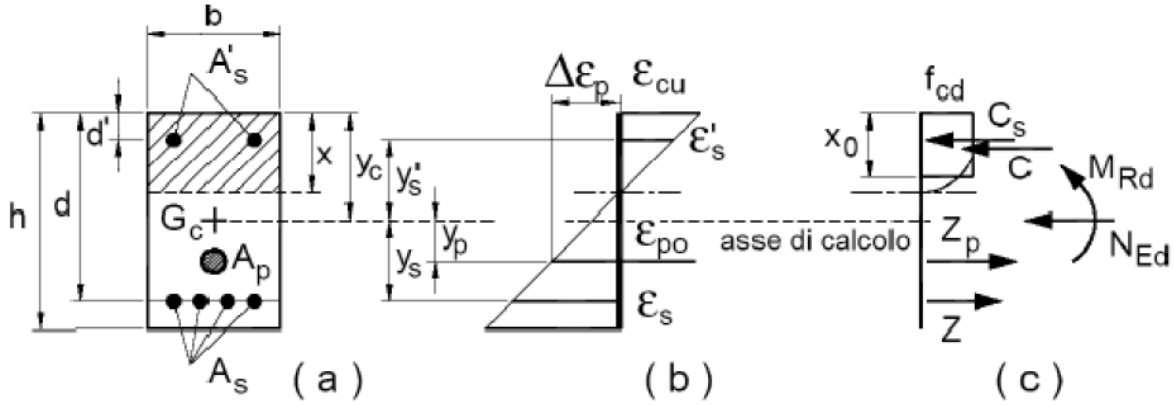
- elastico-perfettamente plastico indefinito:



arcTg E_s=89.99°
f_{yd}=391.3 MPa
ε_{yd}=0.186%

Analisi della sezione:

Con riferimento alla sezione presso inflessa illustrata nella figura seguente:



la verifica di resistenza si esegue controllando che:

$M_{Rd}=M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$

dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed};

N_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo normale;

M_{Ed} è il valore di calcolo del momento flettente.

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica è posta nella forma:

$(M_{yEd}/M_{yRd})^{\alpha}+(M_{zEd}/M_{zRd})^{\alpha} \leq 1$

dove:

M_{yEd}, M_{zEd} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta attorno agli assi y e z;

M_{yRd}, M_{zRd} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta, corrispondenti a NEd, valutati separatamente attorno agli assi y e z.

L'esponente α, a favore di sicurezza, viene assunto pari a 1.

14.1 Verifiche SLE delle tensioni di esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio viene eseguita facendo riferimento al cap. 4.1.2.2. DM 17/01/18, riguardante la resistenza a sforzo normale e flessione. Ipotesi di calcolo:

i. conservazione delle sezioni piane;
ii. perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
iii. resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
iv. rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità de formativa ultima a compressione;

v. rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità de formativa ultima.

La verifica delle tensioni in esercizio si effettua nell'ipotesi di comportamento lineare dei materiali, trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo ed indipendentemente dal tempo, assumendo un coefficiente di omogeneizzazione n tra i moduli elastici di acciaio e calcestruzzo pari a 15.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo è pari a:

$0.60 \cdot f_{ck}$=21 MPa per le combinazioni rare;

$0.45 \cdot f_{ck}$=15.75 MPa per le combinazioni quasi permanenti.

La massima tensione dell'acciaio è pari a: $0.80 \cdot f_{yk}$=360 MPa

14.2 Verifiche SLE di fessurazione

La verifica di fessurazione viene eseguita facendo riferimento al cap. 4.1.2.2.4.5 DM 17/01/18, riguardante la resistenza a sforzo normale e flessione. Ipotesi di calcolo:

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

Condizioni ambientali: Ordinarie

Stati limite considerati:

combinazione frequente: stato limite di formazione delle fessure Apert.Fess.Limite : 0,400 mm

combinazione quasi permanente: stato limite di formazione delle fessure Apert.Fess.Limite : 0,300 mm.

14.3 Dettagli costruttivi

Per la disposizione delle armature nelle zone critiche si riporta quanto riportato nel paragrafo7.4.6.2.4

"Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/100 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete ed una lunghezza "confinata" l_c pari al 20% della lunghezza in pianta l della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona il rapporto geometrico ρ dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti :

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Nelle zone confinate l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata."

Nella zona confinata, si decide di disporre armature ϕ 18 come e staffe passo 10 cm per rispettare i limiti imposti dalla normativa.

14.4 Esclusione delle verifiche con i metodi del secondo ordine per pareti in c.a.

Secondo quanto riportato nel paragrafo 7.4.4.5 le pareti risultano snelle nel rapporto Hw/lw. Secondo il paragrafo 4.1.2.3.9.2 le verifiche di stabilità degli elementi snelli devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi.
In via approssimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite di:

$$\lambda_{lim} = \frac{25}{\sqrt{\nu}} \qquad [4.1.41]$$

dove

$\nu = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ è l'azione assiale adimensionalizzata.

La snellezza è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione, l0, ed il raggio d'inerzia, i, della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i \qquad [4.1.42]$$

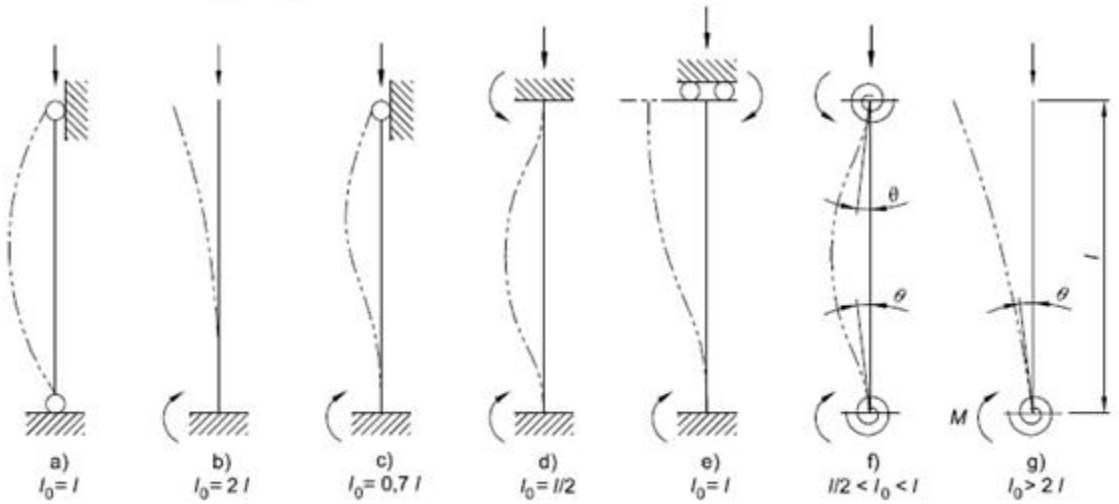
dove in particolare l0 va definita in base ai vincoli d'estremità ed all'interazione con eventuali elementi contigui.
Per le pareti il calcolo di l0 deve tenere conto delle condizioni di vincolo sui quattro lati e del rapporto tra le dimensioni principali nel piano.

Si riporta sotto un estratto dei metodi della scienza delle costruzioni relativo al calcolo della luce di libera inflessione degli elementi (desunto da EC3).

figura 5.7 **Esempi di diverse deformate critiche e lunghezze libere d'inflessione per elementi isolati**

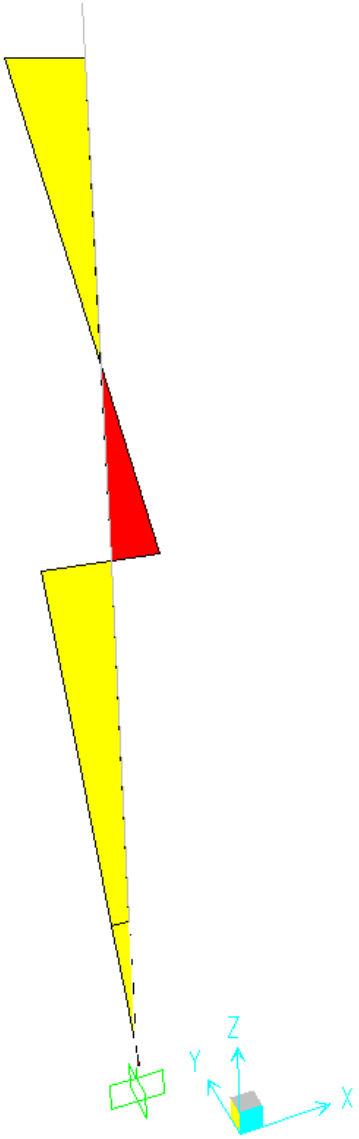
Legenda

a) $l_0 = l$
b) $l_0 = 2l$
c) $l_0 = 0{,}7l$
d) $l_0 = l/2$
e) $l_0 = l$
f) $l/2 < l_0 < l$
g) $l_0 > 2l$



Dal report delle immagini relative alle sollecitazioni negli elementi del paragrafo 11, si evince che il comportamento flessionale delle pareti fuori piano risulta double-bending (ovvero momento a farfalla) pertanto le stesse pareti possono essere schematizzate con una deformazione critica di incastro – pattino o al limite incastro a terra e libero in sommità, a favore di sicurezza, per la parete di base considerando una altezza interpiano di 3,9 m.

Per favorire le comprensione sotto si riporta l'andamento dei momenti relativi al carico vento per una parete tipo.



14.4.1 Sezione totale 730x35

$J_{fuori\ piano}$ = 730*35^3 / 12 = 2626093 cm^4

A = 730*35 = 25550 cm^2

i = Radq (2626093/25550) = 10,1 cm

l0 = 2*l = 2*390 = 780 cm

Nsd = 1125 kN (SLU Vx+)

ν = Nsd / Acls * fcd = 1125000 / (255000*15,87) = 0,028

λlim = 25 / radq(0,028) = 150

λ = l0 / i = 780 / 10,1 = 77

NON NECESSITA DI VERIFICA DEL SECONDO ORDINE

Per tutti gli altri piani in cui l'andamento del momento è doppio il problema non sussiste.

Per quanto riguarda le sollecitazioni flessionali nel piano ogni parete è dotata di snellezza molto ridotta rispetto a quella limite, visti i notevoli momenti di inerzia e rispettivi raggi di inerzia, pertanto non sussitono problemi di instabilità.

15 Verifica Pareti agli SLU gravitazionali

Sulla scorta dei valori di sollecitazione derivanti dalle section cuts del paragarafo precedente in merito agli slu gravitazionali.

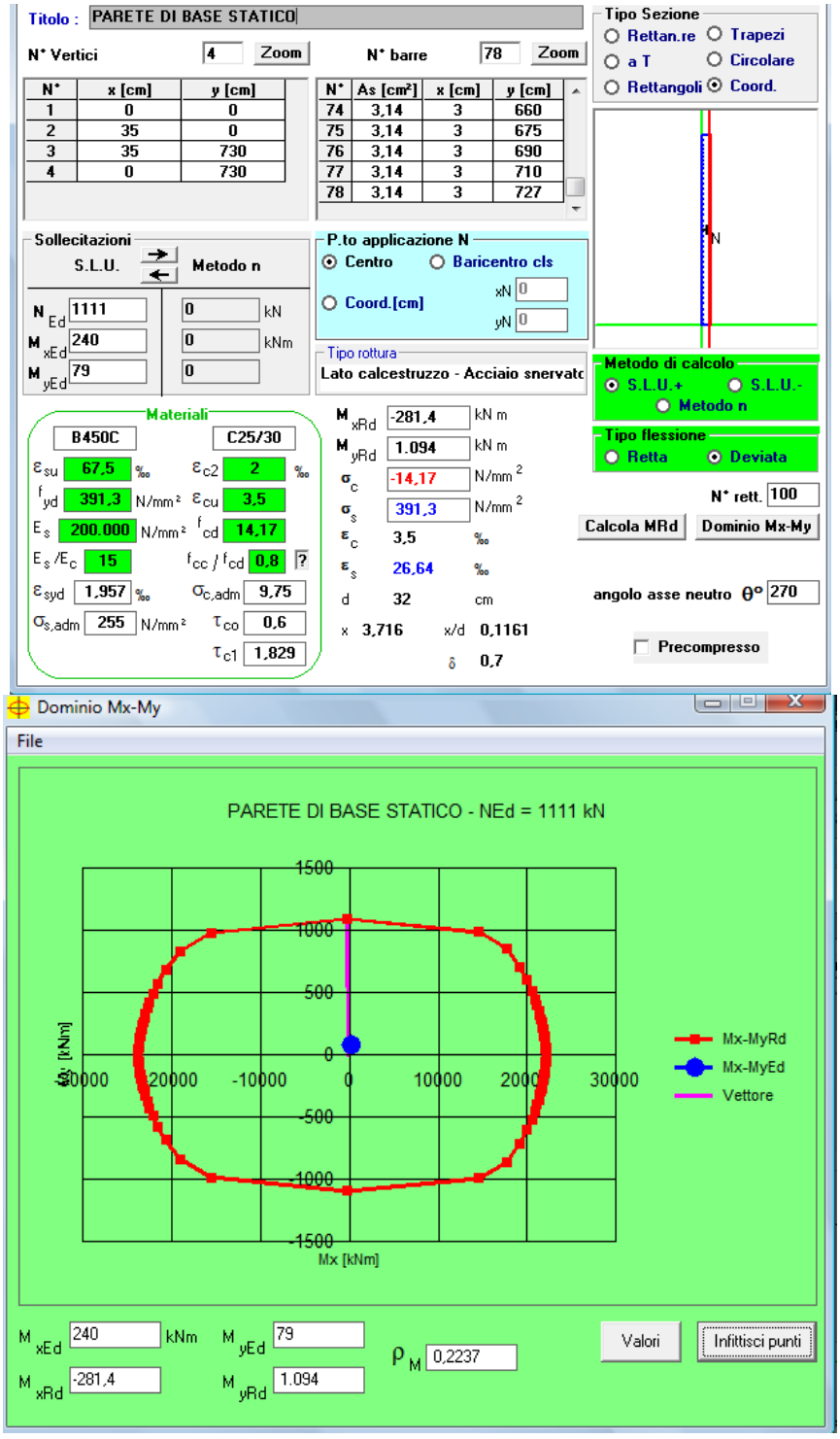
15.1 Verifica Parete unica ALL. "A" SLU

Si riportano ora le verifiche a pressoflessione delle tre sezioni. Le verifiche vengono eseguite agli stati limite ultimi.

15.1.1 Sezione 730x35

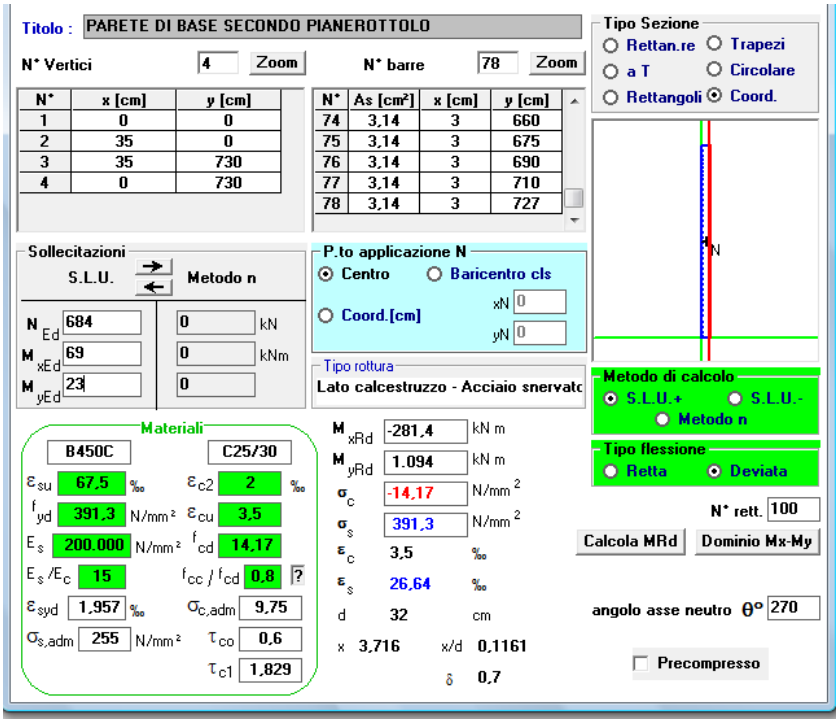
SEZIONE DI BASE

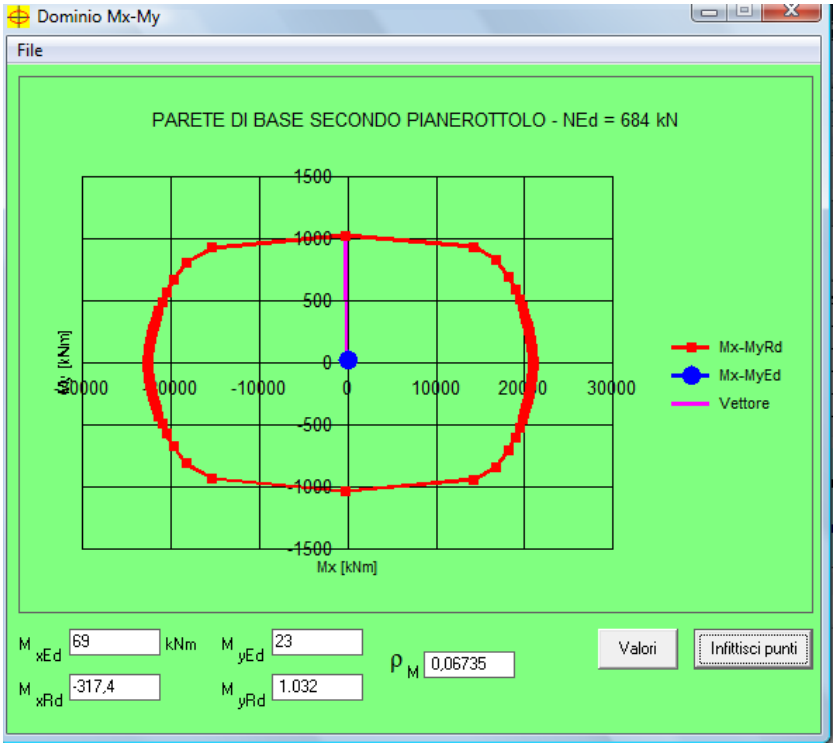
Si riportano le verifiche della sezione 730x35 cm armata con ϕ 12/20 longitudinali verticali e nelle zone irrigidite (angoli) 9+9 ϕ 20. LE SEZIONI SONO VERIFICATE.



Verifica zona di base

SEZIONE AL SECONDO PIANEROTTOLO





Verifica al secondo pianerottolo

15.2 Verifica Pareti agli SLV sismici

15.2.1 PREMESSA PARETI IN C.A. IN ZONA SISMICA

Si precisa che l'anailisi sismica è stata condotta con spettro elastico e quindi con fattore di struttura q=1.
Tale premessa vale anche per gli altri paragrafi relativi alla verifica delle altre pareti in zona sismica. Si procede con il calcolo secondo la classe di duttilità B. La zona inelastica di base è calcolata come una volta l'altezza del piano terra essendo una struttura di meno di 6 piani (tra fondazione e primo solaio di sbarco) pari a circa 3,9 m.
In ogni caso per le pareti le NTC 2018 prescrivono le seguenti regole sotto riportate.

Per le sole pareti snelle, sia in CD"A" sia in CD"B", la domanda in termini di momenti flettenti lungo l'altezza della parete (linea c di fig. 7.4.4) è ottenuta per traslazione verso l'alto dell'inviluppo del diagramma dei momenti (linea b di fig. 7.4.4) derivante dai momenti forniti dall'analisi (linea a di fig. 7.4.4); l'inviluppo può essere assunto lineare se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidezza e resistenza lungo l'altezza.

La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica dissipativa di base).

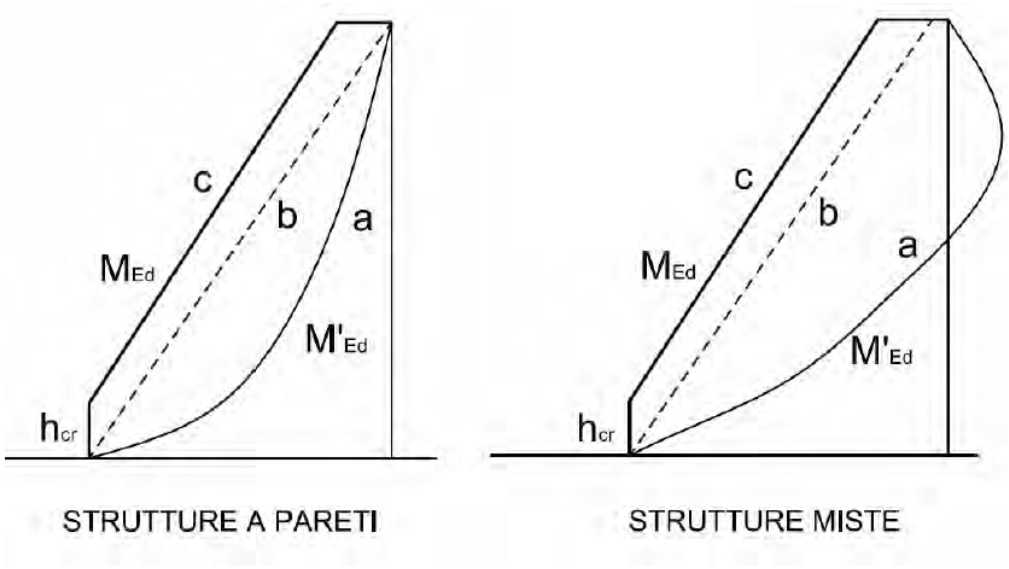


Fig. 7.4.4 – *Traslazione del diagramma dei momenti flettenti per strutture a pareti e strutture miste*

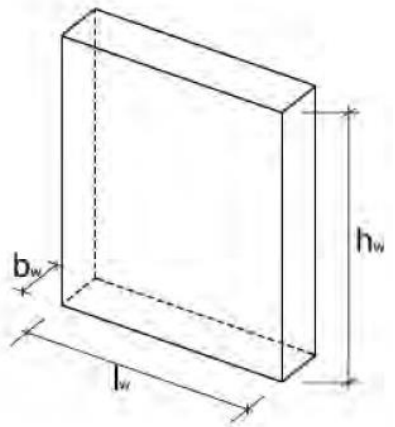
In assenza di analisi più accurate, si può assumere che l'altezza della zona dissipativa h_{cr} al di sopra della base della parete, possa essere valutata rispettando le condizioni seguenti:

$$h_{cr} = \max(l_w, h_w/6) \quad \text{purchè} \quad h_{cr} \le \begin{cases} 2 \cdot l_w & \\ h_s & \text{per } n \le 6 \text{ piani} \\ 2 \cdot h_s & \text{per } n \ge 7 \text{ piani} \end{cases} \qquad [7.4.13]$$

dove l_w e h_w hanno il significato mostrato in fig. 7.4.3, n è il numero di piani della costruzione, h_s è l'altezza libera di piano.
Per tutte le pareti, la domanda in forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 35% in CD"A" e il 40% in CD"B" della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.

Le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.1 tenendo conto, nella determinazione della capacità, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete.

calcolo altezza della zona dissipativa come da NTC 2018 - cap. 7.4.4.5.1



n° piani	n =	3 piani
lunghezza parete	l_w =	7,38 m
altezza totale parete	h_w =	12,00 m
altezza libera di piano	h_s =	3,90 m
altezza della zona dissipativa	***h cr =***	***3,90 m***

Taglio

Per le pareti si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete. A tal fine, la domanda di taglio di progetto deve essere incrementata del fattore:

$$1{,}5 \le q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0{,}1 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \le q \quad \text{per pareti snelle} \qquad [7.4.14]$$

$$\gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \le q \quad \text{per pareti tozze} \qquad [7.4.15]$$

dove per γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I, e con M_{Ed} ed M_{Rd} si indicano i momenti flettenti di progetto, rispettivamente, di domanda e di capacità alla base della parete, con T_1 il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica, con $S_e(T)$ l'ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente all'ascissa T.

Nelle strutture miste, il taglio nelle pareti snelle deve tener conto delle sollecitazioni dovute ai modi di vibrare superiori. A tal fine, il taglio derivante dall'analisi (linea a di fig. 7.4.5) può essere sostituito dal taglio incrementato (linea b di fig. 7.4.5) e quest'ultimo dal diagramma inviluppo (linea c di Fig. 7.4.5); h_W è l'altezza della parete, V_A è il taglio alla base già incrementato, V_B è il taglio ad 1/3 dell'altezza h_w, che comunque deve essere assunto almeno pari a $V_A/2$.

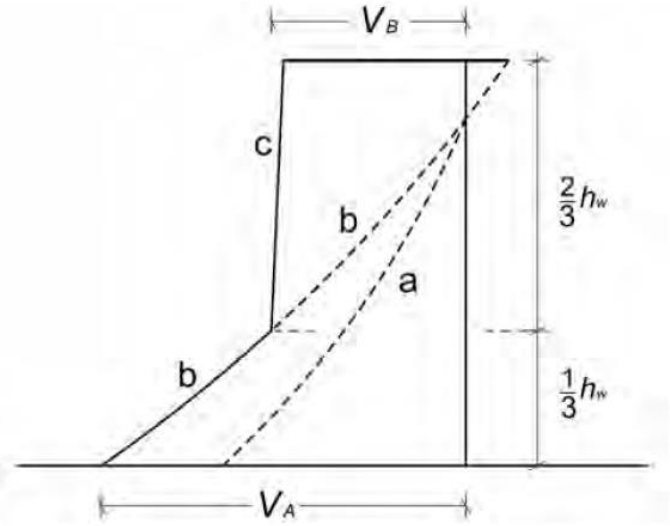


Fig. 7.4.5 – *Diagramma di inviluppo delle forze di taglio nelle pareti di strutture miste*

La domanda in duttilità di curvatura nelle zone dissipative delle pareti può essere espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ; qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, tale domanda può essere valutata attribuendo a μ_Φ i valori forniti dalle [7.4.3] del § 7.4.4.1.2 con il valore di q in queste espressioni ridotto del fattore M_{Ed}/M_{Rd}, dove M_{Ed} è il momento flettente di progetto alla base della parete fornito dall'analisi nella situazione sismica di progetto e M_{Rd} è la resistenza flessionale di progetto.
La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata, in termini di fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ, come rapporto tra la curvatura ϕ_u cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio – e la curvatura convenzionale ϕ_{yd} di prima plasticizzazione quale definita nel § 4.1.2.3.4.2.

Nelle sole regioni di estremità della sezione trasversale, dette "elementi di bordo", si può tener conto, nel calcolo della capacità, dell'effetto del confinamento purché congiuntamente all'espulsione dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%); gli elementi di bordo (zone campite di fig. 7.4.6) si assumono di larghezza b_0 pari alla larghezza b_w della sezione diminuita dello spessore dei copriferri e di lunghezza l_c pari all'estensione della zona nella quale la deformazione a compressione del calcestruzzo supera ε_{cu2}=0,35%. In ogni caso: $l_c \geq \max(0{,}15 \cdot l_w, 0{,}15 \cdot b_w)$.

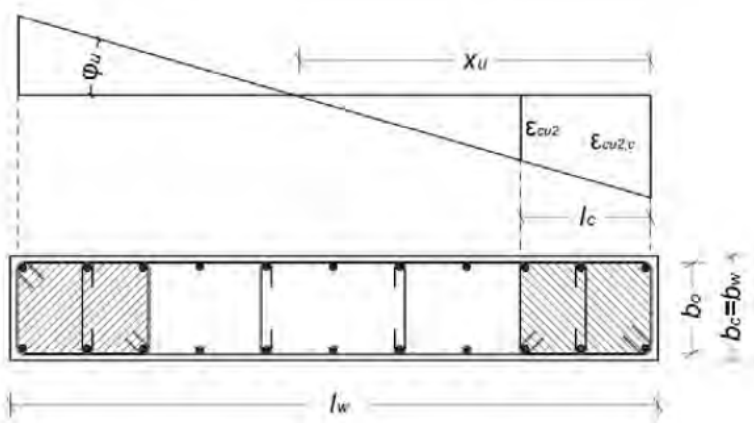


Fig. 7.4.6 – *Elementi di bordo di una parete, diagramma delle corrispondenti curvature, schema esemplificativo delle armature di confinamento*

Il valore di x_u si ricava dalla condizione di equilibrio della sezione nella combinazione di progetto sismica facendo riferimento, per la valutazione della deformazione ultima del calcestruzzo $\varepsilon_{cu2,c}$, alla quantità di armatura di confinamento effettivamente presente (v. § 4.1.2.1.2.1).
Nel caso si utilizzi la formulazione semplificata indicata al § 7.4.6.2.4 per eseguire la verifica di duttilità, si può porre $l_c \geq \max(0{,}20 \cdot l_w, 1{,}5 \cdot b_w)$.

7.4.6.2.4 Pareti

Nelle parti della parete, in pianta ed in altezza, al di fuori di una zona dissipativa, vanno seguite le regole del Capitolo 4, con un'armatura minima verticale e orizzontale, finalizzata a controllare la fessurazione da taglio, avente rapporto geometrico ϱ riferito, rispettivamente, all'area della sezione orizzontale e verticale almeno pari allo 0,2%. Tuttavia, in quelle parti della sezione dove, nella situazione sismica di progetto, la deformazione a compressione ε_c è maggiore dello 0,2%, si raccomanda di fornire un rapporto geometrico di armatura verticale $\varrho \geq 0{,}5\%$.
Le armature, sia orizzontali sia verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno 9 legature ogni metro quadrato.

Armature longitudinali

Negli elementi di bordo delle zone dissipative l'armatura longitudinale deve rispettare le prescrizioni fornite per le zone dissipative dei pilastri primari nel § 7.4.6.2.2.

Armature trasversali

Negli elementi di bordo delle zone dissipative l'armatura trasversale deve rispettare le prescrizioni fornite per le zone dissipative dei pilastri primari nel § 7.4.6.2.2.

Dettagli costruttivi per la duttilità

Per le zone dissipative di base delle pareti primarie devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.5.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30\mu_\phi \cdot (\nu_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0{,}035 \qquad [7.4.32]$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo degli elementi di bordo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \qquad [7.4.33]$$

dove i simboli hanno il significato della [7.4.29] e $\omega_v = \rho_v \cdot f_{yd,v} / f_{cd}$, essendo ρ_v e $f_{yd,v}$, rispettivamente, il rapporto geometrico e la resistenza di snervamento di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo.

dove:
ω_{wd} è il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo è individuato con riferimento alla linea media delle staffe) che deve essere non minore di 0,12 in CD"A" .
μ_ϕ è la domanda in duttilità di curvatura allo *SLC*;
ν_d è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica *SLV* ($\nu_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);
$\varepsilon_{sy,d}$ è la deformazione di snervamento dell'acciaio;
h_c è la profondità della sezione trasversale lorda;
h_0 è la profondità del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe);
b_c è la larghezza minima della sezione trasversale lorda;
b_0 è la larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c (con riferimento alla linea media delle staffe);
α è il coefficiente di efficacia del confinamento, uguale a $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, con:
a) per sezioni trasversali rettangolari

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0) \qquad [7.4.31a]$$

$$\alpha_s = [1 - s/(2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s/(2 \cdot h_0)] \qquad [7.4.31b]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature, b_i è la distanza tra barre consecutive contenute e s è il passo delle staffe;

b) per sezioni trasversali circolari con diametro del nucleo confinato D_0 (con riferimento alla linea media delle staffe)

$$\alpha_n = 1 \qquad [7.4.31c]$$

$$\alpha_s = [1 - s/(2 \cdot D_0)]^\beta \qquad [7.4.31d]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature, b_i è la distanza tra barre consecutive contenute, $\beta = 2$ per staffe circolari singole, $\beta = 1$ per staffa a spirale.

I limiti di armatura per le diverse pareti sono così calcolate:

PARETE VERTICALE UNICA

LIMITAZIONI ARMATURA PARETI - CAP. 7.4.6.2.4

Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

CLS			ARMATURA		
L =	730	cm	ϕ max =	35	mm
spessore =	35	cm			

A_{cls} = 25550 cm²

Nella zona critica le lunghezze "confinate" sono pari al 20 % della lunghezza totale della parete (in pianta) e comunque non inferiore al 1,5 volte lo spessore della parete.

Lunghezza totale parete x = 0 cm

Lunghezza totale parete y = 730 cm

Lc x = 52,5 cm Lc y = 146 cm

A_{cls} x = 1837,5 cm² A_{cls} y= 5110 cm²

Nella zona critica la percentuale di armatura verticale deve essere compresa tra 1% e il 4% della sezione di cls:

Armatura in Lc y: 18 ϕ 20

As x= 56,55 cm² $\rho_y = \frac{As}{A_{cls}}$ = 1,11%

1% < ρx < 4% VERIFICATA

Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.

Lunghezza parte rimanente lungo Y - Ly = 438 m

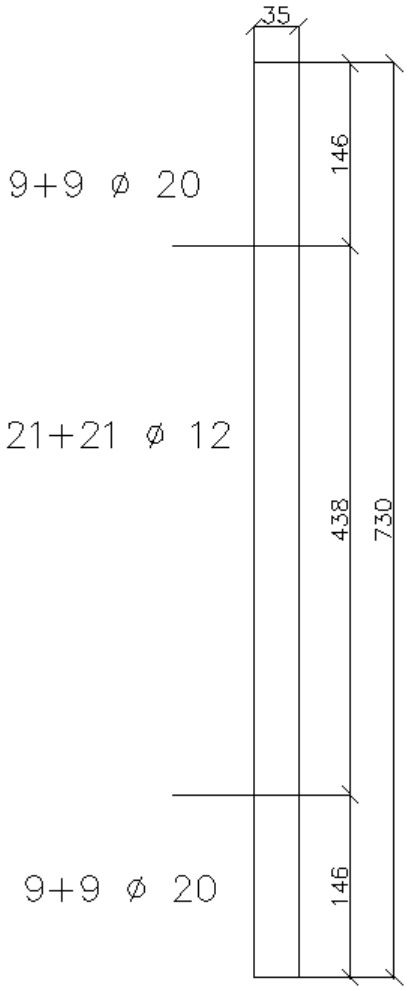
area di parete rimanente - A_{cls} y = 15330 cm²

Armatura in L y: 42 ϕ 12

As x= 47,50 cm² $\rho_y = \frac{As}{A_{cls}} = 0,31\%$

ρx > 0,2% VERIFICATA

Dove in pianta i ferri sono così disposti

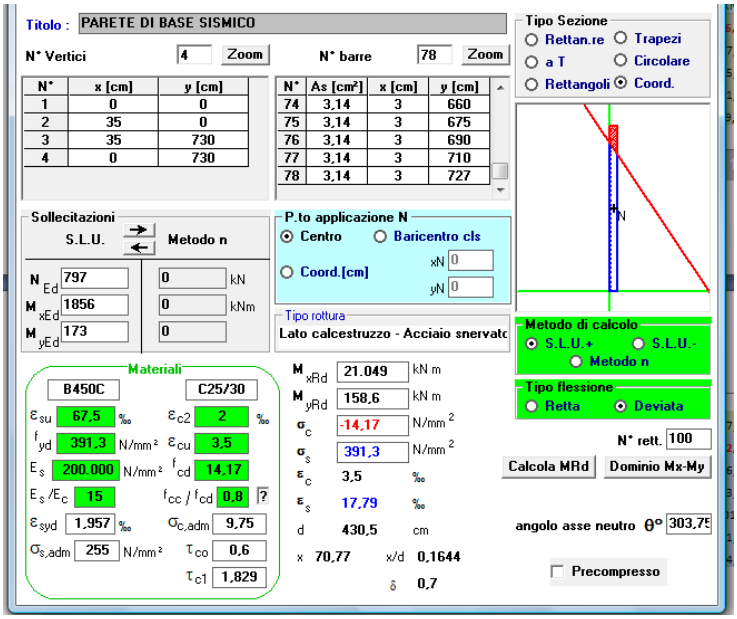


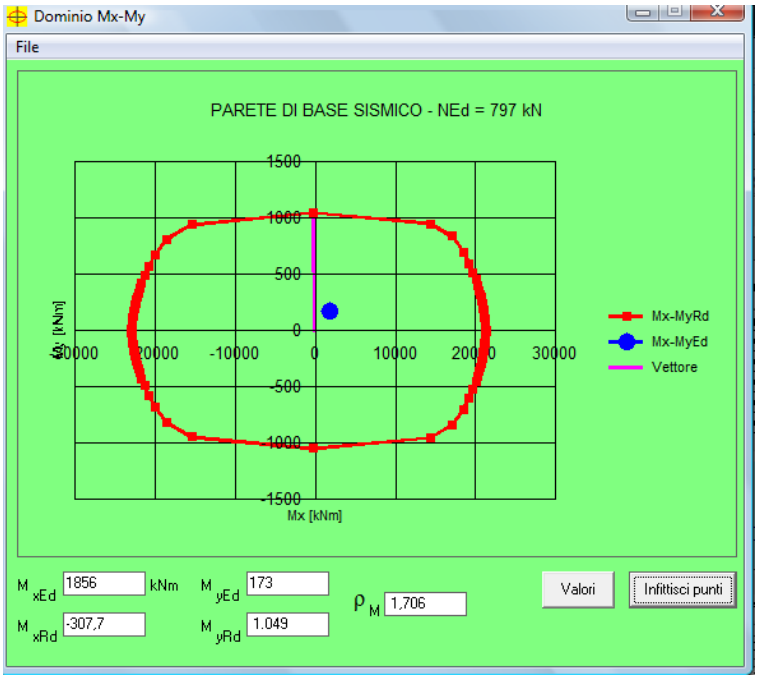
15.3 Verifica Parete unica ALL. "A" SLV sismici (dominante Ey+30%Ex-Mx-30%My)

15.3.1 Sezione 730x35

SEZIONE DI BASE

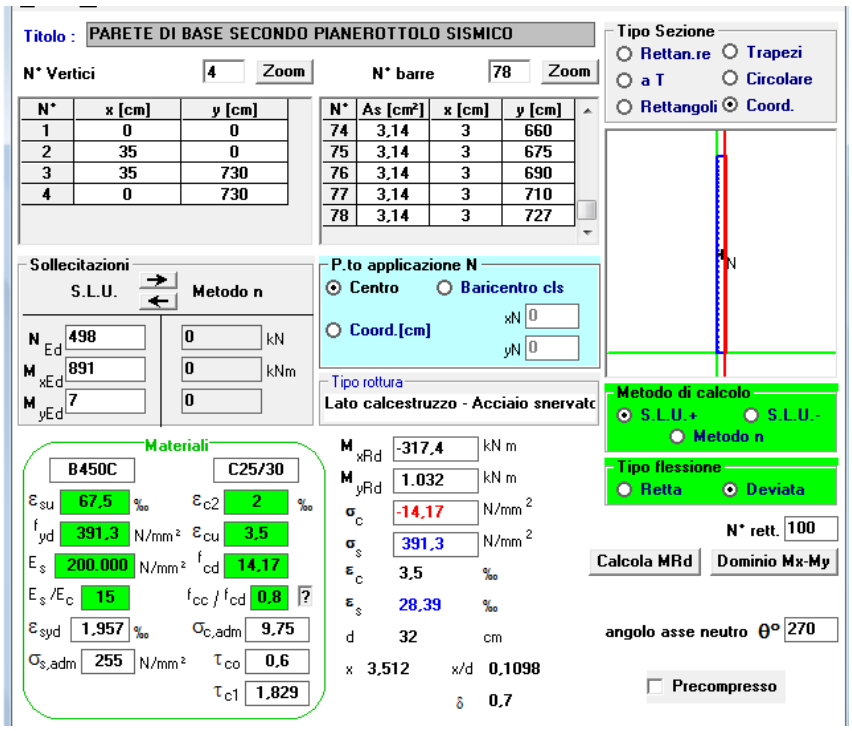
Si riportano le verifiche della sezione 730x35 cm armata con ϕ 12/20 longitudinali verticali e nelle zone irrigidite (angoli) 9+9 ϕ 20. LE SEZIONI SONO VERIFICATE.

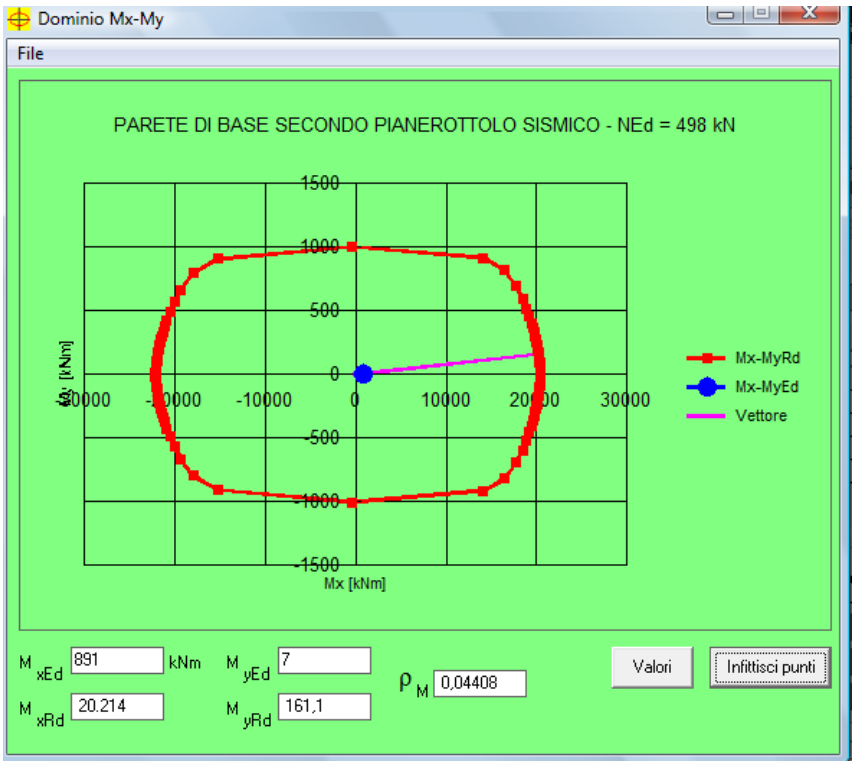




Verifica sezione di base, MXrd (nel piano principale) > 40% Msd e Nsd<65% Nrd

SEZIONE AL SECONDO PIANEROTTOLO





Verifica a quota secondo pianerottolo, MXrd (nel piano principale) > 40% Msd e Nsd<65% Nrd

15.4 Verifica di duttilità in Hcr

Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q. I valori attribuibili a q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

Tab. 7.3.I – *Limiti su* q *e modalità di modellazione dell'azione sismica*

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	q = 1.0 § 3.2.3.4	q = 1.0 § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
SLU	SLV	q ≥ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

7.4.4.1.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La duttilità si quantifica mediante il fattore di duttilità che, per ciascuno dei parametri abitualmente considerati (curvatura, spostamento), è il rapporto tra il valore massimo raggiunto dal parametro in esame e il valore del parametro stesso all'atto della prima plasticizzazione.

Qualora sia necessario verificare (ai sensi del § 7.3.6.1) che la struttura possieda una capacità in duttilità, locale e globale, superiore alla corrispondente domanda si deve operare come segue, riferendosi alla duttilità in curvatura (locale) e alla duttilità in spostamento (globale).

La domanda in duttilità di curvatura allo *SLC* nelle zone dissipative, espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ, qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, può essere valutata in via approssimata come:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1{,}2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_C \\ 1{,}2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1)\dfrac{T_C}{T_1}\right) & \text{per } T_1 < T_C \end{cases} \qquad [7.4.3]$$

dove T_1 è il periodo proprio fondamentale della struttura.

La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata come indicato al § 4.1.2.3.4.2.

Tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d (v. § 7.3.3.3) e il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ sussiste la relazione $\mu_\phi = 2\mu_d - 1$ (usualmente conservativa per le strutture in c.a.), mentre tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d e il fattore di comportamento q sussistono le relazioni [7.3.9] (v. § 7.3.3.3).

Nel nostro caso il fattore di comportamento impiegato per l'analisi sismica a tutti gli step, ovvero operatività, danno e vita, è pari a q = 1 (spettro elastico di base, a favore di sicurezza).

Il valore del fattore di comportamento minimo allo SLV previsto dalle norme risulta comunque essere q0 = 1,5. Nelle verifiche successive relative al calcolo della duttilità si impiegherà tale valore.

15.5 Verifica di duttilità in Hcr Parete unica ALL. "A" SLV sismici (dominante Ex+30%Ey+My+30%Mx)

15.5.1 Sezione 730x35

fattore di comportamento	q_0 =	1,5
periodo Tc dello spettro allo SLC	T_c =	0,431 s
periodo fondamentale della struttura	T_1 =	0,440 s

domanda di duttilità	μ_ϕ =	***2,400***

Calcolo del rapporto volumetrico di armatura

spessore parete	b_c =	0,35 m
lunghezza zona dissipativa	l_c =	1,50 m
volume del nucleo di cls elemento di bordo	V_c =	1,00 m³
diametro staffa	$Ø_s$ =	12 mm
sviluppo staffa	Sv_s =	3,44 m
passo staffe in h_c	s =	0,20 m
area staffa	A_s =	0,00011 m²
altezza di riferimento zona dissipativa	h =	1,90 m
n° staffa in h_c	n_s =	10
volume delle staffe di confinamento	V_s =	0,00371 m³
Resistenza di progetto a compressione cls	f_{cd} =	15,87 N/mm²
Resistenza di progetto acciaio	f_{yd} =	391,30 N/mm²

rapporto volumetrico di armatura	ω_{wd} =	***0,0914***

Calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento

tipo di sezione	rettangolare	
copriferro	c=	30 mm
larghezza minima della sezione lorda	b_c =	0,35 m
larghezza del nucleo confinato	b_o =	0,28 m
profondità della sezione trasversale lorda	h_c =	1,50 m
profondità del nucleo confinato	h_o =	1,46 m
n° barre longitudinali contenute da staffe	n =	18
distanza tra le barre consecutive	b_i =	0,17 m
passo staffe	s =	0,20 m
diametro del nucleo confinato	D_0 =	0,00 m
tipo di staffe circolari	singole	
parametro tipo di staffe circolari	β =	2
coefficiente efficacia sezione	α_n =	0,786
coefficiente efficacia armatura	α_s =	0,596
coefficiente di efficacia del confinamento	α =	***0,47***

VERIFICA DUTTILITA'

Azione assiale in combinazione sismica SLV	N_{ed} =	398500 N
Area dell'elemento di bordo	f_{cd} =	15,87 N/mm²
Resistenza di progetto a compressione cls	A_c =	525000 mm²
forza assiale adimensionalizzata di progetto	v_d =	0,048
deformazione a snervamento dell'acciaio	$\varepsilon_{sy,d}$ =	2,0 ‰
Area al di fuori degli elementi di bordo	A_c =	1533000 mm²
armatura in zona non dissipativa	44 Ø	12 mm
Area armatura in zona non dissipativa	A_v =	4976 m²
Resistenza di progetto acciaio	f_{yd} =	391,30 N/mm²
rapporto geometrico armatura verticale	ρ_v =	0,325%

incidenza armatura in zona non dissipativa	ω_v =	0,080

$$30\mu_\phi \cdot (\nu_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0{,}035 = -0{,}0118$$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0{,}0428$$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30\mu_\phi \cdot (\nu_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0{,}035 \rightarrow \textbf{\textit{VERIFICA SODDISFATTA}}$$

15.6 Verifica al taglio Parete unica ALL. "A" SLU Envelope e SLV sismici (dominante Ey+30%Ex-Mx-30%My)

15.6.1 Sezione 730x35

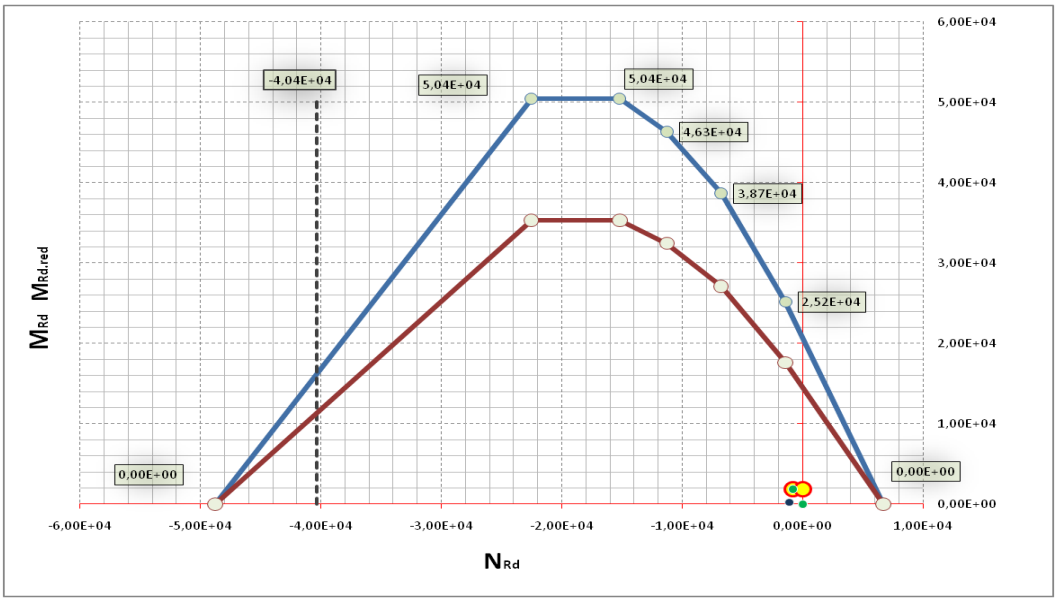
Si riportano le verifiche della sezione 580x35 cm armata con ϕ 12/20 longitudinali verticali e nelle zone irrigidite (angoli) 9+9 ϕ 20 e ϕ 12/20 longitudinali orizzontali nelle zone confinate ed hcr e ϕ 10/20 altrove.

Valore di snervamento dell'acciaio dell'armatura	f_{sk}	450	[N/mm²]
Modulo di elasticità dell'acciaio dell'armatura	E_s	200.000	[N/mm²]
Coefficiente di sicurezza dell'armatura	γ_s	1,15	[-]
	C28/35		
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	f_{ck}	29,05	[N/mm²]
Resistenza caratteristica media del calcestruzzo	f_{cm}	37,05	[N/mm²]
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	2,83	[N/mm²]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	32.588	[N/mm²]
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	**16,46**	**[N/mm²]**
Resistenza di calcolo dell'armatura	f_{yd}	**391,30**	**[N/mm²]**
Geometria della parete			
Classe di duttilità	**CD**	**B**	[-]
Lunghezza in pianta della parete	L_w	7300,00	[mm]
Spessore in pianta della parete	B_w	350,00	[mm]
Altezza complessiva della parete	H_w	10910,00	[mm]
Distanza tra il baricentro dell'armature e il bordo del cls	d'	30,00	[mm]

Numero di piani contenuti nella parete di taglio	n_{piani}	2,00	[mm]
Altezza del piano terra	$H_{p.t.}$	3900,00	[mm]
Altezza critica della sezione	h_{cr}	3900,00	[mm]
Lunghezza della zona confinata	L_c	1460,00	[mm]
Lunghezza totale delle zone confinate	$L_{c.tot}$	2920,00	[mm]
Lunghezza totale delle zone non confinate	L_{nc}	4380,00	[mm]
Braccio di leva delle forze interne	z	6570,00	[mm]
Armature verticali della sezione			
Verifica da attuarsi nelle zone critiche	**Zona Crit.**	**si**	[-]
Diametro delle armature presenti nelle zone confinate	$\phi_{v,c}$	20,00	[mm]
Passo delle armature presenti nelle zone confinate	$s_{v,c}$	150,00	[mm]
Diametro delle armature presenti nelle zone non confinate	$\phi_{v,nc}$	12,00	[mm]
Passo delle armature presenti nelle zone non confinate	$s_{v,nc}$	200,00	[mm]
Rapporto geometrico d'armatura nelle zone confinate	$\rho_{v,c}$	**1,197%**	**OK**
Rapporto geometrico d'armatura nelle zone non confinate	$\rho_{v,nc}$	**0,323%**	**OK**
Rapporto geometrico medio pesato tra le zone confinate e non confinate	$\rho_{v,medio}$	**0,673%**	**[-]**
Resistenze della sezione a presso/tenso flessione			
Resistenza a trazione pura			
PUNTO 1			
Area dell'armatura nelle zone confinate	$A_{s,c}$	12231,27	[mm²]
Area dell'armatura nelle zone non confinate	$A_{s,nc}$	4953,66	[mm²]
Resistenza a trazione pura	$N_{t,Rd}$	**6724,54**	**[kN]**
Resistenza a flessione	M_{Rd}	**0,00**	**[kNm]**
Resistenza a forza normale e flessione			
PUNTO 2			
Coefficiente di rimpiemento	β_{2A}	0,6667	[-]
Coefficiente di baricentro	κ_{2A}	0,3750	[-]
Posizione dell'asse neutro	x_{2A}	1190,00	[mm]
Posizione del baricentro geometrico	z_G	3650,00	[mm]
Risultante complessiva delle compressioni nel cls	F_c	-4571,08	[kN]
Risultante complessiva delle forze nelle armature	F_s	3164,99	[kN]
Resistenza a forza normale	N_{Rd}	**-1406,09**	**[kN]**
Resistenza a flessione	M_{Rd}	**25167,55**	**[kNm]**
PUNTO 3			
Coefficiente di rimpiemento	β_{2B}	0,8095	[-]
Coefficiente di baricentro	κ_{2B}	0,4160	[-]

Posizione dell'asse neutro	x_{2B}	1851,11	[mm]
Posizione del baricentro geometrico	z_G	3650,00	[mm]
Risultante complessiva delle compressioni nel cls	F_c	-8633,59	[kN]
Risultante complessiva delle forze nelle armature	F_s	1877,77	[kN]
Resistenza a forza normale	**N_{Rd}**	**-6755,81**	**[kN]**
Resistenza a flessione	**M_{Rd}**	**38657,23**	**[kNm]**
PUNTO 4			
Coefficiente di rimpiemento	β_3	0,8095	[-]
Coefficiente di baricentro	κ_3	0,4160	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	2636,56	[mm]
Posizione del baricentro geometrico	z_G	3650,00	[mm]
Risultante complessiva delle compressioni nel cls	F_c	-12296,92	[kN]
Risultante complessiva delle forze nelle armature	F_s	1053,81	[kN]
Resistenza a forza normale	**N_{Rd}**	**-11243,10**	**[kN]**
Resistenza a flessione	**M_{Rd}**	**46327,61**	**[kNm]**
PUNTO 5			
Coefficiente di rimpiemento	β_3	0,8095	[-]
Coefficiente di baricentro	κ_3	0,4160	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	3346,55	[mm]
Posizione del baricentro geometrico	z_G	3650,00	[mm]
Risultante complessiva delle compressioni nel cls	F_c	-15608,32	[kN]
Risultante complessiva delle forze nelle armature	F_s	417,31	[kN]
Resistenza a forza normale	**N_{Rd}**	**-15191,01**	**[kN]**
Resistenza a flessione	**M_{Rd}**	**50412,09**	**[kNm]**
PUNTO 6			
Coefficiente di rimpiemento	β_3	0,8095	[-]
Coefficiente di baricentro	κ_3	0,4160	[-]
Posizione dell'asse neutro	x_3	4579,84	[mm]
Posizione del baricentro geometrico	z_G	3650,00	[mm]
Risultante complessiva delle compressioni nel cls	F_c	-21360,38	[kN]
Risultante complessiva delle forze nelle armature	F_s	-1153,89	[kN]
Resistenza a forza normale	**N_{Rd}**	**-22514,27**	**[kN]**
Resistenza a flessione	**M_{Rd}**	**50433,95**	**[kNm]**
PUNTO 7			
Resistenza a compressione pura			
Area della sezione in calcestruzzo	A_c	2555000,00	[mm^2]
Resistenza a compressione pura	**$N_{c,Rd}$**	**-48784,10**	**[kN]**

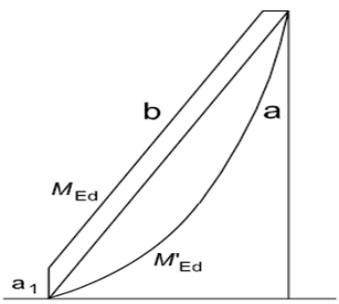
Resistenza ridotta a compressione pura	**$N_{c,red,Rd}$**	**-40372,19**	**[kN]**
Resistenza a flessione	**M_{Rd}**	**0,00**	**[kNm]**

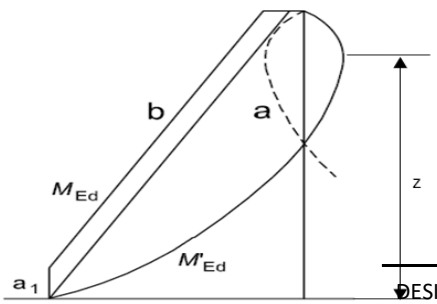


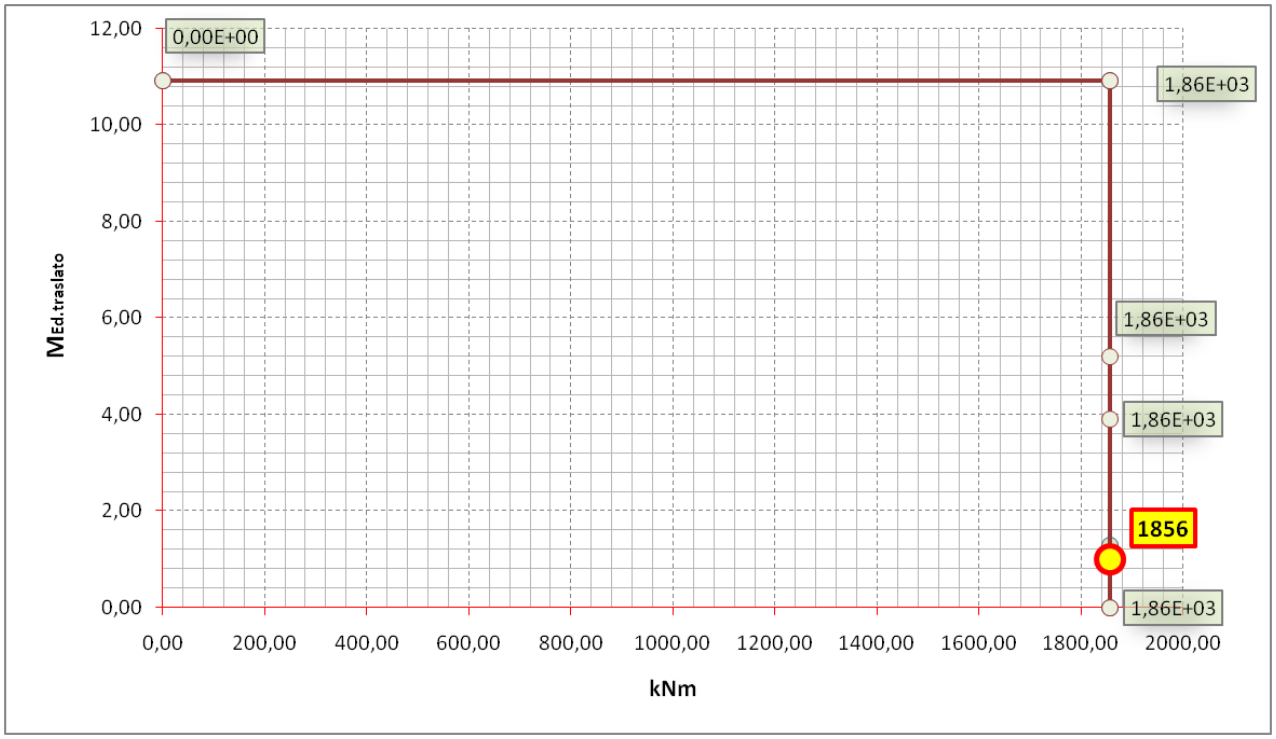
Sollecitazioni a STATO LIMITE ULTIMO	*derivanti dall'analisi statica*		
Minima forza normale (neg. se di compressione)	$N_{Ed,ULS}$	-1111	[kN]
Massima forza normale (pos. se di trazione)	$N_{Ed,ULS}$	0	[kN]
Massima forza di taglio	$V_{Ed,ULS}$	82	[kN]
Massimo momento flettente	$M_{Ed,ULS}$	240	[kNm]
Sollecitazioni a STATO LIMITE DI VITA	***derivanti dall'analisi sismica***		
Minima forza normale (neg. se di compressione)	$N_{Ed,SLV}$	-797	[kN]
Massima forza normale (pos. se di trazione)	$N_{Ed,SLV}$	0	[kN]
Massima forza di taglio	$V_{Ed,SLV}$	246	[kN]
Massimo momento flettente	$M_{Ed,SLV}$	1856	[kNm]

Inviluppo e traslazione del diagramma dei momenti flettenti

Massimo momento flettente alla base della parete (sismico)	$M'_{Ed,max.1}$	1856	[kNm]
Massimo momento flettente alla quota z (dove esistono punti singolari o in sommità)	$M'_{Ed,max.2}$	1856	[kNm]
Quota z del momento $M'_{Ed,max.2}$	z	1,30	[m]
Momento di inviluppo in sommità	$M'_{Ed,max}$	1856,00	[kNm]







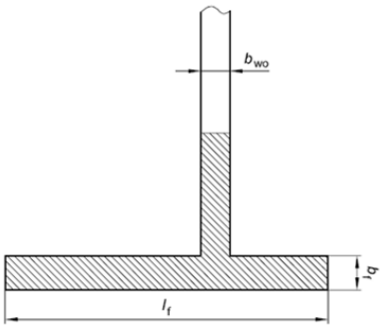
Quota alla quale si sta attuando la verifica della parete	$z_{ver.}$	1,00	[m]
Momento traslato calcolato alla quota $z_{ver.}$	**$M_{Ed,ver.}$**	**1856**	**[kNm]**

Coppie di momento flettente e forza normale da verificare in condizione sismica

Coppia associata alla minima forza normale sismica	**$N_{Ed,SLV,min}$**	**-797**	**[kN]**
	$M_{Ed,ver.}$	**1856**	**[kNm]**
Coppia associata alla massima forza normale sismica	**$N_{Ed,SLV,max}$**	**0**	**[kN]**
	$M_{Ed,ver.}$	**1856**	**[kNm]**

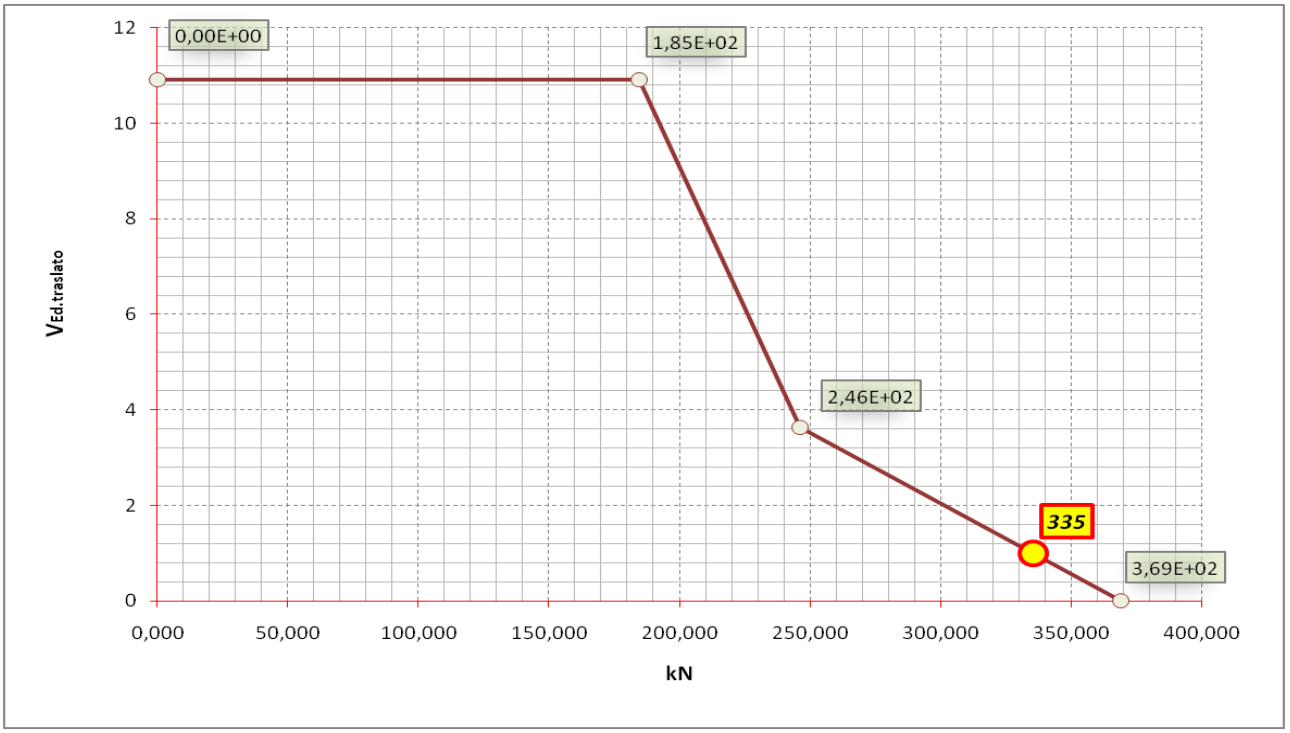
Verifica di compressione della sezione di calcestruzzo **§ 7.4.4.5.2**

Larghezza dell'eventuale "ala" da considerare nella verifica	L_f	7300,00	[mm]
Spessore dell'eventuale "ala" da considerare nella verifica	B_f	350,00	[mm]
Numero delle ali da considerare	n	1,00	[-]
Sollecitazione di compressione dovuta all'azione sismica	$N_{Ed,SLV,min}$	797	[kN]



Area complessiva della sezione in calcestruzzo	A_c	5,11E+06	[mm²]
Resistenza della sezione di solo calcestruzzo	$N_{c,Rd}$	84119	[kN]
Rapporto di resistenza della sezione in calcestruzzo	ρ_{Nc}	**0,95%**	**OK**
Sollecitazioni taglianti di progetto **§ 7.4.4.5.1**			
Massima forza di taglio derivante dall'analisi statica ULS	$V_{Ed,ULS}$	**82**	**[kN]**
Massima forza di taglio derivante dall'analisi sismica SLV	$V_{Ed,SLV}$	**246**	**[kN]**
Incremento del taglio sismico in funzione di tipologia e classe di duttilità			
Fattore di struttura assunto nell'analisi sismica dell'edificio	q	1,00	[-]
Fattore di sovraresistenza	γ_{Rd}	1,20	[-]
Periodo fondamentale di vibrazione della struttura	T_1	0,310	[s]
Periodo corrispondente alla fine del plateau	T_C	0,422	[s]
Ordinata dello spettro di risposta SLV corrispondente a T_1	$S(T_1)$	0,142	[-]
Ordinata dello spettro di risposta SLV corrispondente a T_C	$S(T_C)$	0,142	[-]
Lunghezza in pianta della parete (nella zona di incastro)	$L_{w,base}$	7300,00	[mm]
Spessore in pianta della parete (nella zona di incastro)	$B_{w,base}$	350,00	[mm]
Lunghezza delle zone confinate (nella zona di incastro)	$L_{c,base}$	2920,00	[mm]
Diametro delle armature presenti nelle zone confinate (nella zona di incastro)	$\phi_{v,c,base}$	20,00	[mm]
Passo delle armature presenti nelle zone confinate (nella zona di incastro)	$s_{v,c,base}$	150,00	[mm]
Diametro delle armature presenti nelle zone non confinate (nella zona di incastro)	$\phi_{v,nc,base}$	12,00	[mm]
Passo delle armature presenti nelle zone non confinate (nella zona di incastro)	$s_{v,nc,base}$	200,00	[mm]
Coefficiente di rimpimento	β_0	0,8000	[-]
Coefficiente di baricentro	κ_0	0,4000	[-]
Posizione dell'asse neutro di tentativo	x_t	1178,49	**-100,00%**
Forza assiale massima in condizione sismica (alla bese del setto)	$N_{Ed,SLV,max}$	-797,00	[kN]
Posizione del baricentro geometrico	z_G	3650,00	[mm]
Risultante complessiva delle compressioni nel cls	F_c	-5431,97	[kN]
Risultante complessiva delle forze nelle armature	F_s	6228,95	[kN]
Resistenza a forza normale	N_{Rd}	**796,97**	**[kN]**
Resistenza a flessione	$M_{Rd,base}$	**28295,89**	**[kNm]**
Massimo momento flettente alla base della parete	$M'_{Ed,base}$	**1856,00**	**[kNm]**
Fattore di incremento del taglio sismico	i_V	**1,50**	**[-]**

Massimo Taglio alla base della parete (sismico) non moltiplicato per i_v	$V_{Ed,max}$	246	[kN]
Strutture a pareti	**$V_{SLV,1}$**	**369**	**[kN]**
Strutture a pareti estese debolmente armate	**$V_{SLV,2}$**	**246**	**[kN]**
Strutture miste non debolmente armate	$V_{SLV,3}$ (A)	369	[kN]
Valore del taglio sismico derivante dall'analisi FEM ad $H_w/3$ (non moltiplicato per i_v)	$V'_{SLV,3}$ (B)	246,00	[kN]
	$V_{SLV,3}$ (B)	246	[kN]
	$V_{SLV,3}$ (C)	185	[kN]
Quota alla quale si sta attuando la verifica della parete	$z_{ver.}$	1,0	[m]
Taglio di inviluppo calcolato alla quota $z_{ver.}$	**$V_{SLV,3}$**	**335**	**[kN]**



Scegliere la tipologia strutturale nella quale ricade la parete — Strutture a pareti

Massima forza di taglio derivante dall'analisi statica ULS	**$V_{Ed,ULS}$**	**82**	**[kN]**
Massima forza di taglio derivante dall'analisi sismica SLV (inviluppata)	**$V_{Ed,SLV}$**	**369**	**[kN]**

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo d'anima **§ 7.4.4.5.2.2**

Braccio di leva delle forze interne	**z**	**6570,00**	**[mm]**
Spessore in pianta della parete	**B_w**	**350,00**	**[mm]**
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	**f'_{cd}**	**8,23**	**[N/mm²]**

Forza assiale minima derivante dall'analisi sismica	$N_{Ed,SLV,min}$	-797	[kN]
Forza assiale minima derivante dall'analisi sismica incrementata del 50%	$N'_{Ed,SLV,min}$	-797	[kN]
Forza assiale minima derivante dall'analisi sismica decrementata del 50%	$N''_{Ed,SLV,min}$	-797	[kN]
Forza assiale massima derivante dall'analisi sismica	$N_{Ed,SLV,max}$	0	[kN]
Forza assiale massima derivante dall'analisi sismica incrementata del 50%	$N'_{Ed,SLV,max}$	0	[kN]
Forza assiale massima derivante dall'analisi sismica decrementata del 50%	$N''_{Ed,SLV,max}$	0	[kN]
Tensioni indotte nella sezione di solo calcestruzzo	$\sigma_{cp.1}$	0,16	[N/mm²]
	$\sigma_{cp.2}$	0,16	[N/mm²]
	$\sigma_{cp.3}$	0,16	[N/mm²]
	$\sigma_{cp.4}$	Trazione	[N/mm²]
	$\sigma_{cp.5}$	Trazione	[N/mm²]
	$\sigma_{cp.6}$	Trazione	[N/mm²]
Rapporto tra la tensione e la resistenza di calcolo	$\sigma_{cp.1} / f_{cd}$	0,01	[-]
	$\sigma_{cp.2} / f_{cd}$	0,01	[-]
	$\sigma_{cp.3} / f_{cd}$	0,01	[-]
	$\sigma_{cp.4} / f_{cd}$	0,00	[-]
	$\sigma_{cp.5} / f_{cd}$	0,00	[-]
	$\sigma_{cp.6} / f_{cd}$	0,00	[-]
Coefficiente maggiorativo per la presenza della compressione	$\alpha_{c.1}$	1,01	[-]
	$\alpha_{c.2}$	1,01	[-]
	$\alpha_{c.3}$	1,01	[-]
	$\alpha_{c.4}$	1,00	[-]
	$\alpha_{c.5}$	1,00	[-]
	$\alpha_{c.6}$	1,00	[-]
Coefficiente maggiorativo "minimo" per la presenza della compressione	**$\alpha_{c.min}$**	**1,00**	**[-]**
Coefficiente di riduzione nelle zone critiche in CD "A"	**β_c**	**1,00**	**[-]**
Angolo di inclinazione delle armature orizzontali rispetto alla verticale	α	90,00	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	θ	45,00	[°]
	θ	45,00	[°]
Cotangenti degli angoli di inclinazione dei puntoni e delle armature	**ctgθ**	**1,00**	**OK**
	ctgα	**0,00**	[-]
Resistenza a taglio compressione del calcestruzzo d'anima	**$V_{Rd,c}$**	**9463**	**[kN]**
Verifica di resistenza a taglio nei confronti dello Stato Limite Ultimo	**$\rho_{Vc,ULS}$**	**0,01**	**OK**
Verifica di resistenza a taglio nei confronti dello Stato Limite di Vita	**$\rho_{Vc,SLV}$**	**0,04**	**OK**
Verifica a taglio trazione dell'armatura d'anima **§ 7.4.4.5.2.2**			
Momento traslato calcolato alla quota $z_{ver.}$	$M_{Ed,ver.}$	1856,00	[kNm]

Taglio inviluppato calcolato alla quota $z_{ver.}$	$V_{Ed,SLV}$	369,00	[kN]
Lunghezza in pianta della parete	L_w	7,30	[m]
Coefficiente α_s "massimo" per la presenza di momento e taglio	**α_s**	**1,00**	**[-]**
Verifica da attuarsi nelle zone critiche	Zona Crit.	si	[-]
Diametro delle armature orizzontali presenti nelle zone confinate	$\phi_{h,c}$	12,00	[mm]
Passo delle armature orizzontali presenti nelle zone confinate	$s_{h,c}$	200,00	[mm]
Diametro delle armature orizzontali presenti nelle zone non confinate	$\phi_{h,nc}$	10,00	[mm]
Passo delle armature presenti nelle zone non confinate	$s_{h,nc}$	200,00	[mm]
Numero delle braccia nelle zone confinate	n_c	2,00	[-]
Numero delle braccia nelle zone non confinate	n_{nc}	2,00	[-]
Area dei ferri orizzontali nelle zone confinate	$A_{h,c}$	226,19	[mm^2]
Area dei ferri orizzontali nelle zone non confinate	$A_{h,nc}$	157,08	[mm^2]
Rapporto geometrico d'armatura orizzontale nelle zone confinate	**$\rho_{h,c}$**	**0,323%**	**OK**
Rapporto geometrico d'armatura orizzontale nelle zone non confinate	**$\rho_{h,nc}$**	**0,224%**	**OK**
Rapporto geometrico medio pesato tra le zone confinate e non confinate	**$\rho_{h,medio}$**	**0,274%**	**[-]**
Braccio di leva delle forze interne	**z**	**6570,00**	**[mm]**
Resistenza a flessione	**B_w**	**350,00**	**[mm]**
Resistenza a taglio trazione dell'armatura d'anima in CD "B"	**$V_{Rd,s,CDB}$**	**2463**	**[kN]**
Resistenza a taglio trazione dell'armatura d'anima in CD "A" se α_s >= 2	**$V'_{Rd,s,CDA}$**	**2463**	**[kN]**
Resistenza a taglio degli elementi non armati § 4.1.2.1.3.1			
Altezza utile della sezione	d	7270,00	[mm]
Coefficiente k	k	1,1659	[-]
Rapporto geometrico dell'armatura verticale	ρ_1	0,0067	[-]
Resistenza a taglio degli elementi non armati	$V_{Rd,cls,1}$	958,81	[kN]
	$V_{Rd,cls,2}$	604,25	[kN]
Resistenza a taglio degli elementi non armati	**$V_{Rd,cls}$**	**959**	**[kN]**
Forza assiale minima derivante dall'analisi sismica	$N_{Ed,SLV,min}$	-797	[kN]
Forza assiale minima derivante dall'analisi sismica incrementata del 50%	$N'_{Ed,SLV,min}$	-797	[kN]
Forza assiale minima derivante dall'analisi sismica decrementata del 50%	$N''_{Ed,SLV,min}$	-797	[kN]
Forza assiale massima derivante dall'analisi sismica	$N_{Ed,SLV,max}$	0	[kN]
Forza assiale massima derivante dall'analisi sismica incrementata del 50%	$N'_{Ed,SLV,max}$	0	[kN]
Forza assiale massima derivante dall'analisi sismica decrementata del 50%	$N''_{Ed,SLV,max}$	0	[kN]
Resistenza a taglio degli elementi non armati da considerare nella verifica	**$V_{Rd,cls,SLV}$**	**959**	**[kN]**
Resistenza a taglio trazione dell'armatura d'anima in CD "A" se α_s < 2	**$V''_{Rd,s,CDA}$**	**3012**	**[kN]**
Copriferro laterale	c	30,00	[mm]
Larghezza del setto al netto del copriferro	B_{w0}	290,00	[mm]

Resistenza delle armature orizzontali	$V_{Rd,h}$	2041,08	[kN]
Massima forza di compressione	$N_{Ed,min}$	0,00	[kN]
Resistenza delle armature verticali	$V_{Rd,v}$	6052,08	[kN]
Verifica in accordo con il punto [7.4.16]	$\rho_{h/v}$		
Verifiche di resistenza a taglio trazione			
Verifica di resistenza a taglio tazione CD "B" nei confronti dello Stato Limite Ultimo	$\rho_{Vs,ULS}$	**0,03**	**OK**
Verifica di resistenza a taglio tazione CD "B" nei confronti dello Stato Limite di Vita	$\rho_{Vs,SLV}$	**0,15**	**OK**
Verifica di resistenza a taglio tazione CD "A" nei confronti dello Stato Limite Ultimo	$\rho_{Vs,ULS}$		
Verifica di resistenza a taglio tazione CD "A" nei confronti dello Stato Limite di Vita	$\rho_{Vs,SLV}$		
Verifica di scorrimento nelle zone critiche **§ 7.4.4.5.2.2**			
Verifica da attuarsi nelle zone critiche	Zona Crit.	si	[-]
Resistenza dovuta all'effetto spinotto [7.4.19]			
Area complessiva delle armature verticali	ΣA_{sj}	17185	[mm²]
Resistenza offerta dall'effetto spinotto	$V_{dd,1}$	1793,02	[kN]
	$V_{dd,2}$	1681,13	[kN]
	$V_{dd,min}$	**1681,13**	**[kN]**
Resistenza dovuta all'attrito [7.4.21]			
Coefficiente di attrito del calcestruzzo sotto azioni cicliche	μ_f	0,60	[-]
Coefficiente η	η	0,53	[-]
Posizione dell'asse neutro associato alla forza assiale che ne minimizza la dimensione	x	1178,49	[mm]
Altezza utile della sezione	d	7270,00	[mm]
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0,162	[-]
Braccio di leva delle forze interne	z	6570,00	[mm]
Massima forza assiale (negativa se di trazione)	N_{Ed}	0,00	[kN]
Momento flettente alla quota di verifica	M_{Ed}	1856,00	[kNm]
Resistenza offerta dall'attrito	$V_{fd,1}$	823,54	[kN]
	$V_{fd,2}$	1497,83	[kN]
	$V_{fd,min}$	**823,54**	**[kN]**
Resistenza dovuta alle eventuali armature inclinate [7.4.20]			
Diametro dell'armatura inclinata che attraversa il piano di scorrimento	d_i	10,00	[mm]
Angolo di inclinazione dell'armatura rispetto al piano di scorrimento	ϕ_i	0,00	[°]
Numero totale delle armature inclinate	n_i	2,00	[-]
Area totale delle armature inclinate	ΣA_{si}	157	[mm²]
Resistenza offerta dalle armature inclinate	**V_{id}**	**61,47**	**[kN]**
Resistenza complessiva			
Resistenza offerta dalle armature inclinate	**$V_{Rd,S}$**	**2566,14**	**[kN]**
Verifica di resistenza a scorrimento nei confronti dello Stato Limite di Vita	$\rho_{Vs,SLV}$	**0,14**	**OK**

Alla luce di ciò si impiegheranno anche spille a taglio Ø 10 / 60 / 60 cm oltre alle staffe su tutta l'altezza della parete.

16 Verifica allo SLD sismico

Si verificano gli spostamenti massimi della struttura soggetta ad azione sismica allo stato limite di danno.

Si riporta la vista della deformata della struttura.

Dalle NTC 2018 si ha:

7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo *SL* e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le CU I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \le 0{,}0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \qquad [7.3.11a]$$

$$qd_r \le 0{,}0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \qquad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp}, per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_r \le d_{rp} \le 0{,}0100 \cdot h \qquad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_r \le 0{,}0020 \cdot h \qquad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$qd_r \le 0{,}0030 \cdot h \qquad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$qd_r < 0{,}0025 \cdot h \qquad [7.3.15]$$

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamento o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0,005 h (caso b), le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutte le tamponature, alle tramezzature interne ed agli impianti.

16.1 Verifica minima distanza antimartellamento con edifici contigui

Per quanto concerne la distanza minima tra edifici contigui le NTC 2018 al cap. 7.2.2 definiscono le seguenti indicazioni:

Distanza tra costruzioni contigue

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo *SLV*, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare) e tenendo conto, laddove significativo, dello spostamento relativo delle fondazioni delle due costruzioni contigue, secondo quanto indicato ai §§ 3.2.4.1, 3.2.4.2 e 7.3.5;
La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spiccato della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per $2agS/g \leq 1$.
Qualora non si possano eseguire calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base può essere stimato in 1/100 della sua altezza, misurata come sopra, moltiplicata per agS/g; in questo caso, la distanza tra costruzioni contigue non potrà essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi di ciascuna di esse. Il presente capoverso non si applica ai ponti.
Se le costruzioni hanno dispositivi d'isolamento sismico e/o dissipazione, particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi e/o giunti, tenendo in conto le indicazioni riportate nel § 7.10.4 e nel § 7.10.6.

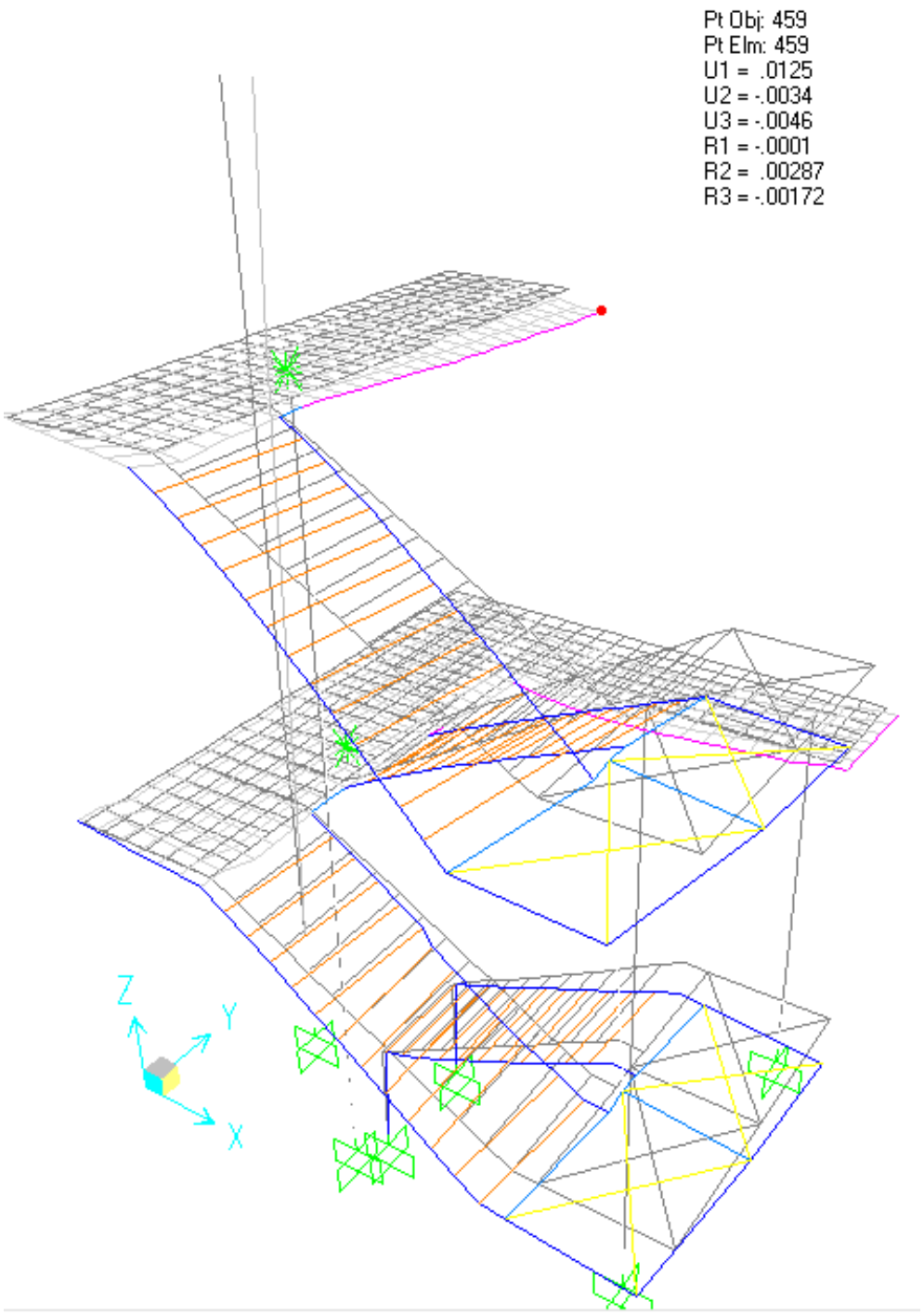
Distanza minima = 1/100 * H edificio ·2 ·ag·S /g = 1/100 * 13100 mm * 2*0,59 * 1,2 / 9,81 = 18,5 mm, ovvero circa 2 cm. **Questo ovviamente per ogni edificio, pertanto la distanza si raddoppia a 4 cm.**

Si precisa che a favore di sicurezza sono stati considerati gli spostamenti impiegando lo spettro elastico. Si mostrano in seguito le defomata del punto più alto.

La distanza tra costruzioni contigue prevista da progetto è pari a 4 cm > 1,25 cm derivante dalle analisi (a favore di sicurezza spostamento massimo allo SLV).

Per quanto riguarda i drift interpiano, il massimo valore di spostamento combinato in X e Y visibile nei pianerottoli intermedi, raggiunge un valore pari a circa 16 millimetri.

La massima deformazione ammissibile è di 0,5% dell'altezza interpiano ovvero 4,3 m (6,15-1,85) e quindi 21,5 mm. Il drift vale 0,37% quindi verificato. Sotto è mostrato lo spostamento dell'ultimo pianerottolo.



17 Verifiche strutture in elevazione in acciaio

17.1 Premessa

Le strutture metalliche unite ai setti in c.a. costituiscono il raccordo fisico fra i due corpi di fabbrica e sono state pensate per non interagire direttamente con l'esistente in ordine ai due aspetti di seguito descritti:

a) Trasferimento di stati di sollecitazioni;
b) Evitare il fenomeno di martellamento fra i due corpi afferenti.

Sono stati previsti giunti strutturali aventi dimensioni tali da evitare il fenomeno del martellamento fra i due corpi in caso di evento sismico. Non essendo possibile determinare, ad ogni piano, gli spostamenti relativi dell'Ospedale esistente, si è valutata la dimensione di tale disconnessione, in accordo con le norme tecniche vigenti, in ragione di s = 1/100 * H edificio · 2 · ag·S /g, dove H è l'altezza fuori terra dell'edificio più alto: H ≈ 13,10 m fuori terra, quindi s = 2 cm.

Si precisa che per i cosciali UPN 320, per la verifica fuori piano, essendo gli stessi suddivisi con i nodi dei gradini non rispettano la reale luce di libera inflessione pertanto non si considereranno i risultati ottenuti dalle verifiche automatiche ma si procederà con la verifica in forma chiusa sul cosciale maggiormente sollecitato.

Inoltre ai controventi dei pianerottoli intermedi, implementati con tondini di acciaio diam. 22 mm, è stata dimezzata la rigidezza fornendo successivamente valore doppio della sollecitazione assiale derivante dalle analisi a quelli in trazione, escludendo così quelli in compressione ed accettarne la loro instabilità. Questo metodo si usa per modelli complessi come in questo caso evitando di analizzarlo in campo non lineare geometrico la cui esecuzione sarebbe onerosa per il software. Quando eseguiamo un'analisi lineare non è possibile infatti modellare correttamente il comportamento dei tiranti facendo in modo che questi reagiscano solo a trazione. Nel modello di calcolo il tirante darà un contributo anche se sollecitato a compressione. In realtà ciò non accade perchè il tirante compresso si instabilizza ed è come se non ci fosse. La soluzione adottata in questa sede è quella di creare nel software di calcolo un materiale acciaio ad-hoc da assegnare solo ai tiranti. Questo materiale avrà un modulo elastico dimezzato. In questo modo è come se lavorasse un solo tirante in termini di rigidezza estensionale nonostante ce ne siano due. Saranno poi quelli ad essere presi in considerazione nelle verifiche. Quando sarà eseguita la verifica dei tiranti bisognerà raddoppiare le sollecitazioni nel tirante teso prima di procedere con la verifica. Nella realtà il tirante compresso non assorbirà sforzi di compressione a causa dell'instabilità.

Ora, in questo capitolo si fornisce una breve descrizione dell'implementazione del vari parametri utilizzati nell'algoritmo di progettazione per l'acciaio secondo Eurocode 3: 2005 effettuato come verifica in automatico dal software SAP 2000.

Il soddisfacimento dei parametri imposti dalla normativa si riferisce alle seguenti formule:

Tension Check

The axial tension check at each output station shall satisfy:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \le 1.0 \qquad \text{(EC3 6.2.3(1))}$$

where the design tension resistance, $N_{t,Rd}$ is taken as the smaller of:

- the design plastic resistance, $N_{pl,Rd}$ of the gross cross-section

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \qquad \text{(EC3 6.2.3(2)a)}$$

- the design ultimate resistance, $N_{u,Rd}$ of the net cross-section

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \qquad \text{(EC3 6.2.3(2)b)}$$

The values of A and A_{net} are defined in Section 5.1.

Compression Check

The axial compression check at each output station shall satisfy:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \le 1.0 \qquad \text{(EC3 6.2.4(1))}$$

where the design compression resistance, $N_{c,Rd}$ for Class 1, 2, or 3 sections is taken as:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \qquad \text{(EC3 6.2.4(2))}$$

The value of A is defined in Section 5.1.

Axial Buckling Check

The axial buckling check at each output station shall satisfy:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \le 1.0 \qquad \text{(EC3 6.3.1.1(1))}$$

where the design compression resistance, $N_{b,Rd}$ for Class 1, 2, and 3 sections is taken as:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \qquad \text{(EC3 6.3.1.1(3))}$$

The reduction factor, χ for the relevant buckling mode is taken as:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \overline{\lambda}^2}} \le 1.0 \qquad \text{(EC3 6.3.1.2(1))}$$

where the factor, Φ and the non-dimensional slenderness, $\overline{\lambda}$ are taken as:

$$\Phi = 0.5\left[1 + \alpha\left(\overline{\lambda} - 0.2\right) + \overline{\lambda}^2\right] \qquad \text{(EC3 6.3.1.2(1))}$$

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \qquad \text{(EC3 6.3.1.2(1))}$$

The elastic critical force, N_{cr} is based on gross cross-section properties and taken as:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L_{cr}^2}$$

The value of A is defined in Section 5.1. The imperfection factor, α is defined in Table 5.1 based on the respective buckling curve, defined in Table 5.2. The value L_{cr} is the unbraced length.

Moment Check

The moment check at each output station shall satisfy:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1.0 \qquad \text{(EC3 6.2.5(1))}$$

where the design moment resistance, $M_{c,Rd}$ is taken as:

- Class 1 or 2 sections

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \text{(EC3 6.2.5(2))}$$

$$M_{el.Rd} = \frac{W_{el,\min} f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \text{(EC3 6.2.5(2))}$$

The plastic and elastic section modulus values, W_{pl} and $W_{el,\min}$ are part of the frame section definition.

Lateral-Torsional Buckling Check

The lateral-torsional buckling check at each output station shall satisfy:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \le 1.0 \qquad \text{(EC3 6.3.2.1(1))}$$

where the design buckling resistance moment, $M_{b,Rd}$ is taken as:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\lambda_{MI}} \qquad \text{(EC3 6.3.2.1(3))}$$

and the section modulus, W_y is defined based on the section classification:

– Class 1 or 2 sections

$$W_y = W_{pl,y} \qquad \text{(EC3 6.3.2.1(3))}$$

– Class 3 sections

$$W_y = W_{el,y} \qquad \text{(EC3 6.3.2.1(3))}$$

The reduction factor χ_{LT} is taken as:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \le 1.0 \qquad \text{(EC3 6.3.2.3(1))}$$

where the factors, Φ, β, and the non-dimensional slenderness, $\overline{\lambda_{LT}}$ are taken as:

$$\Phi_{LT} = 0.5\left[1 + \alpha_{LT}\left(\overline{\lambda_{LT}} - 0.2\right) + \overline{\lambda_{LT}}^2\right] \qquad \text{(EC3 6.3.2.3(1))}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \qquad \text{(EC3 6.3.2.2(1))}$$

The elastic critical moment, M_{cr} is based on gross cross-section properties and taken as:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr}^2}\left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 GI_T}{\pi^2 EI_z}\right)^{0.5} \qquad \text{(EC3-1993 F1.1)}$$

where I_z, I_w, and I_T are the minor axis inertia, warping constant, and torsion constant, respectively, L_{cr} is the unbraced length, and C_1 is defined as:

$$C_1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2 \le 2.7$$

where ψ is the ratio of the smaller to the larger end moments. If the moment at any location in the unbraced length is greater than M_b, C_1 is taken as 1.0. The value of C_1 is also taken as 1.0 if the unbraced length is overwritten. The value of C_1 can be overwritten on a member-by-member basis.

The imperfection factor, α_{LT} is defined in Table 6.1 based on the respective buckling curve, defined in Table 6.2.

Table 6.1: Imperfection factors (EC3 Table 6.3)

Buckling Curve	a	b	c	d
Imperfection Factor, α_{LT} *[NDP]*	0.21	0.34	0.49	0.76

Table 6.2: Buckling curves (EC3 Table 6.5)

Section Shape	Limits	Buckling Curve
Rolled I-sections	$h/b \le 2$ $h/b > 2$	a b
Welded I-sections	$h/b \le 2$ $h/b > 2$	c d
Other sections	-	d

The lateral-torsional buckling resistance of channels, double channels, tees, angles, double angles, and I-sections is calculated as above. If either of the following conditions is satisfied, lateral-torsional buckling is ignored (EC36.3.2.2(4)).

$$\overline{\lambda_{LT}} \le \overline{\lambda_{LT,0}} \quad \text{or} \quad \frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \le \overline{\lambda_{LT,0}}^2 \qquad \text{(EC3 6.3.2.2(4))}$$

$$\overline{\lambda_{LT,0}} = 0.4 \ \textit{[NDP]} \qquad \text{(EC3 6.3.2.3(1))}$$

Shear Area

The shear area, A_v, for various section shapes is taken from the section property definition. The input values in the section property should consider the shear area as defined in EC3 6.2.6(3).

Shear Check

The shear check at each output station shall satisfy:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \le 1.0 \qquad \text{(EC3 6.2.6)}$$

where the design shear resistance $V_{c,Rd}$ is taken as:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(f_y / \sqrt{3} \right)}{\gamma_{M0}} \qquad \text{(EC3 6.2.6(2))}$$

Shear Buckling Check

For webs of I-sections, boxes, channels, and double channels without intermediate stiffeners, shear buckling is checked if:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \qquad \text{(EC3 6.2.6(6))}$$

The material strain, ε is taken as:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ with } f_y \text{ in N/mm}^2 \qquad \text{(EC3-1-5 5.1(2))}$$

The shear area factor, η is taken as:

$$\eta = 1.20 \text{ [NDP] for } f_y \le 460 \text{ N/mm}^2 \text{, otherwise } \eta = 1.0 \qquad \text{(EC3-1-5 5.1(2))}$$

The design shear resistance $V_{c,Rd}$ is taken as:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \le \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \qquad \text{(EC3-1-5 5.2(1))}$$

where $V_{bw,Rd}$ is the contribution from the web, taken as:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \qquad \text{(EC3-1-5 5.2(1))}$$

It is assumed that transverse stiffeners exist only at supports and therefore the slenderness parameter, $\overline{\lambda_w}$ is taken as:

$$\overline{\lambda_w} = \frac{h_w}{86.4 t \varepsilon} \qquad \text{(EC3-1-5 5.3(3))}$$

The transverse stiffeners at the supports are assumed to create only a non-rigid end post, leading to the shear contribution factor being taken as:

$$\chi_w = \begin{cases} \eta & \text{if} \quad \overline{\lambda_w} < 0.83/\eta \\ 0.83/\eta & \text{if} \quad \overline{\lambda_w} \geq 0.83/\eta \end{cases} \qquad \text{(EC3-1-5 Table 5.1)}$$

The contribution from the flanges, $V_{b(Rd)}$ is conservatively ignored.

Bending and Shear Check

The effect of high shear on the design moment resistance, $M_{c,Rd}$ is considered if:

$$V_{Ed} \geq 0.5 V_{pl,Rd} \qquad \text{(EC3 6.2.8(2))}$$

To account for the effect of high shear in I-sections subjected to major axis moment, the reduced design plastic resistance moment is taken as:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w}\right] f_y}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd} \qquad \text{(EC3 6.2.8(5))}$$

where ρ and A_w are taken as:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \qquad \text{(EC3 6.2.8(3))}$$

$$A_w = h_w t_w \qquad \text{(EC3 6.2.8(5))}$$

Other cross-section shapes subjected to high shear should be investigated independently.

Bending, Tension, and Shear Check

Combined axial tension and bending is conservatively checked by taking a linear summation of the utilization ratios for each force component as:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \le 1 \qquad \text{(EC3 6.2.1(7))}$$

The design axial resistance N_{Rd} is taken as $N_{t,Rd}$ as defined in Section 5.2. The values of $M_{y,Rd}$ and $M_{z,Rd}$ are defined in Section 6.1 for low shear and in Section 8.1 for cases with high shear.

Bending, Compression, and Shear Check

Combined axial compression and bending is conservatively checked by taking a linear summation of the utilization ratios for each force component as:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \le 1 \qquad \text{(EC3 6.2.1(7))}$$

The design axial resistance N_{Rd} is taken as $N_{c,Rd}$ as defined in Section 5.3. The values of $M_{y,Rd}$ and $M_{z,Rd}$ are defined in Section 6.1 for low shear and in Section 8.1 for cases with high shear.

Bending, Compression, and Buckling Check

Combined compression, bending, and buckling is checked by calculating the utilization ratios based on the following two interaction equations.

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1 \qquad \text{(EC3 6.3.3(4))}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1 \qquad \text{(EC3 6.3.3(4))}$$

The characteristic resistance values, N_{Rk}, $M_{y,Rk}$, and $M_{z,Rk}$ are taken as the design resistance values, N_{Rd}, $M_{y,Rd}$, and $M_{z,Rd}$, but omitting the γ_{M0} factor. The buckling resistance factors χ_y and χ_z are defined in Section 5.4 and χ_{LT} in Section 6.2.

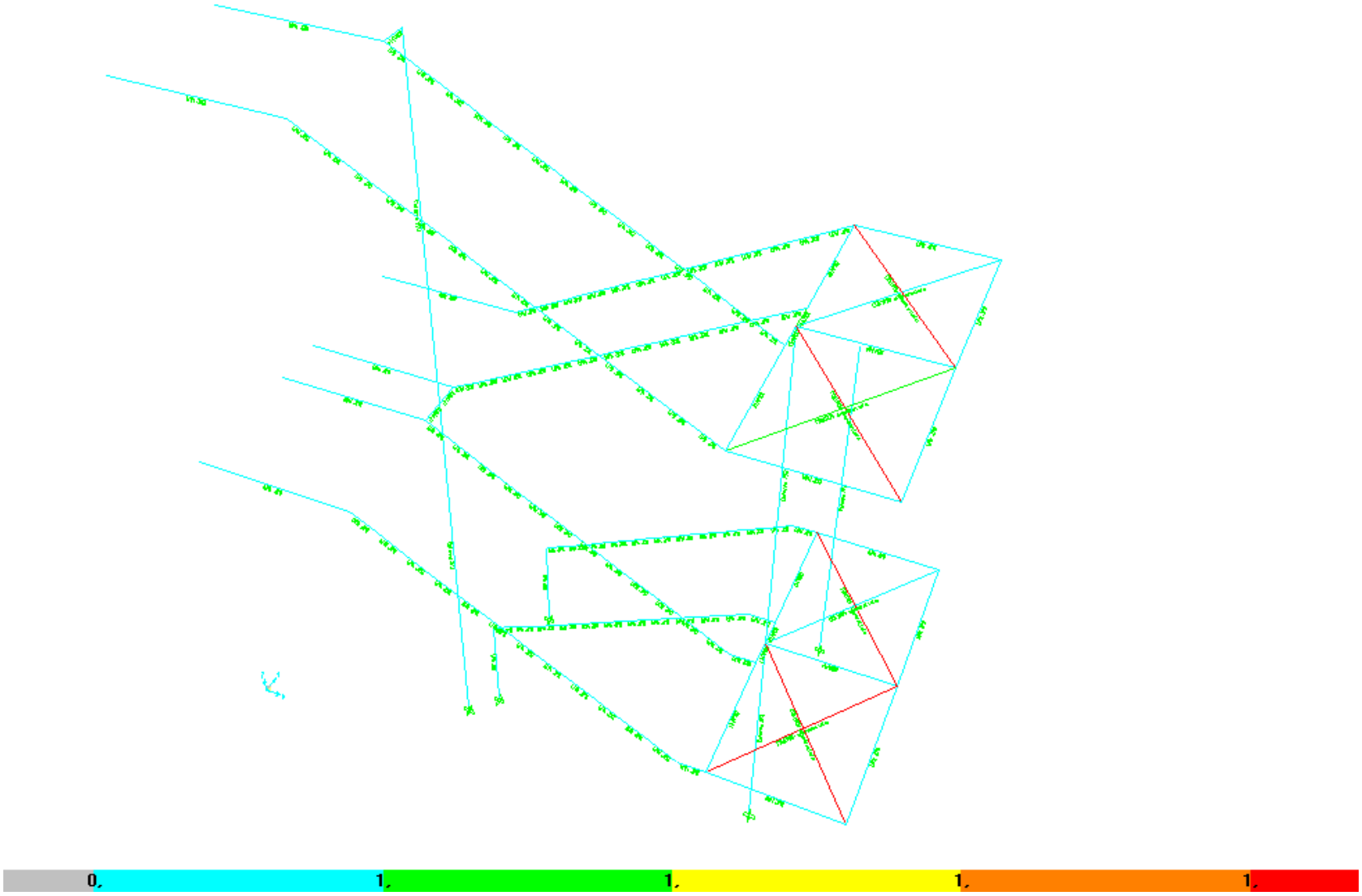
The values k_{yy}, k_{zz}, k_{yz}, and k_{zy} are interaction factors. The interaction factors are determined based on one of two methods that may be specified in the National Annex *[NDP]*. The values are determined in accordance with EC3 Annex A or EC3 Annex B for Methods 1 and 2, respectively. The methods are not repeated in this manual. The method for determining the interaction factors can be changed in the design preferences.

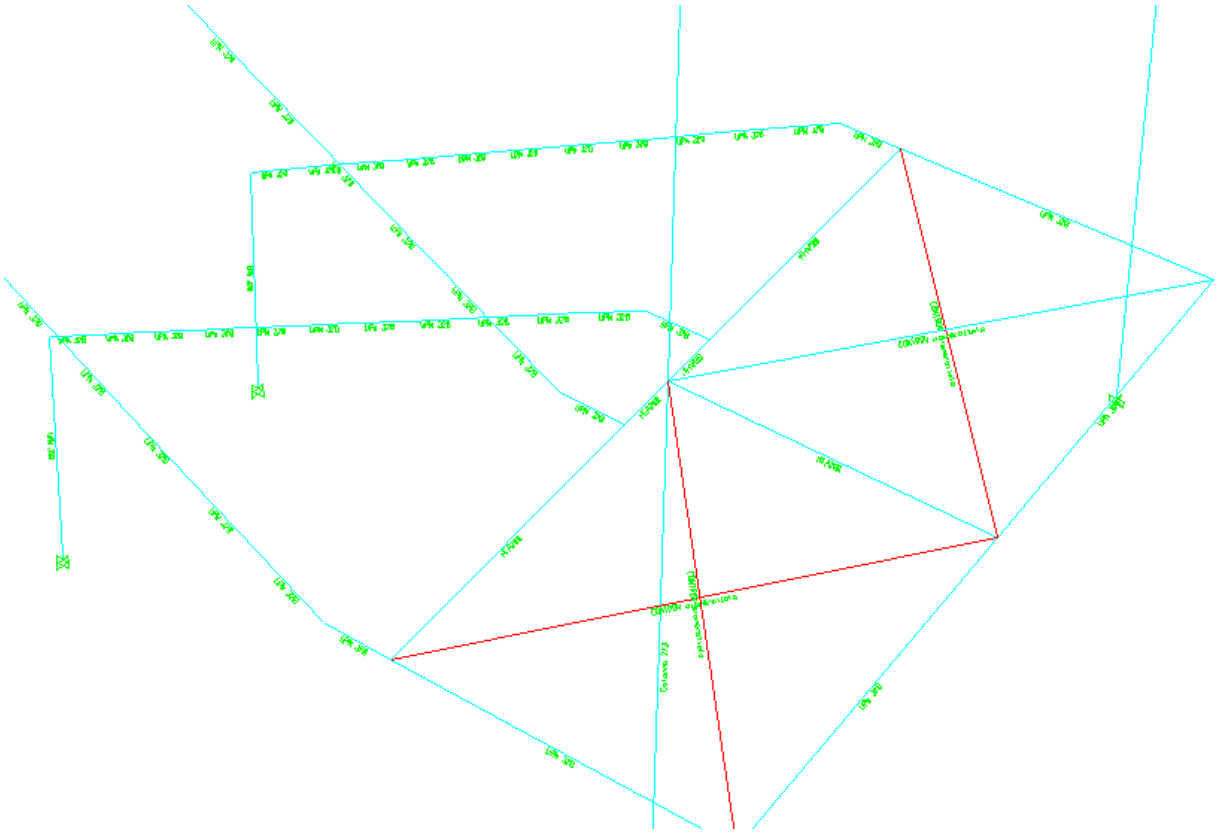
Si riportano di seguito le sezioni di controllo, le sollecitazioni agenti e le rispettive verifiche.

I profilati metallici dei pilastri saranno tutti dello stesso tipo, HEA260A in acciaio S275J.

17.2 Verifica delle carpenterie metalliche agli SLU gravitazionali

Sono riportate in seguito le verifiche in automatico secondo EC3: 2005 elaborate da SAP2000.


0,
1,
1,
1,
1,



Vista in dettaglio delle carenterie maggiormente sollecitate, 1° pianerottolo intermedio

Si riporta ora un estratto delle verifiche automatiche del software. Si precisa che i controventi in compressione non sono tenuti in considerazione, accettandone l'instabilità, quelli in trazione avendo impostato rigidezza dimezzata sono verificati con buon margine di sicurezza.

Per quanto riguarda i cosciali UPN 320, la verifica ad instabilità fuori dal piano (ovvero su tutta la loro lunghezza) sarà calcolata in modo analitico in forma chiusa in quanto le aste, spezzate in corrispondenza dei gradini, non considerano in automatico la reale luce di libera inflessione.

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - Eurocode 3-2005

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Combo	Location	Pu	MuMajor	MuMinor	VuMajor	VuMinor	Tu	Equation	TotalRatio
Text	Text	Text	Text	Text	m	KN	KN-m	KN-m	KN	KN	KN-m	Text	Unitless
1	Colonna 273	Column	No Messages	SLU folla + Vx+	5,17	-128,813	2,0502	-0,5295	-0,446	0,374	-0,127	(6.2)	0,060892
2	Colonna 273	Column	No Messages	SLU Vx+	0	-47,708	-7,3446	-0,0158	-3,167	0,134	-0,6875	(6.2)	0,053437
3	Colonna 273	Column	No Messages	SLU Vy+	3,12	-189,516	-1,0826	-20,0711	3,291	9,725	-1,3675	(6.2)	0,169549
4	Colonna 273	Column	No Messages	SLU folla + Vx+	4,3	-159,188	25,8051	0,8833	-10,661	0,463	3,7435	(6.62)	0,204113
5	UPN 320	Beam	No Messages	SLU Vx+	1,45	1,946	-1,8912	0,1899	3,747	-0,131	-0,0002269	(6.2.1)	0,011506
6	UPN 320	Beam	No Messages	SLU Vx+	0	6,571	-1,8966	0,1899	-7,582	0,629	-0,0002361	(6.2.1)	0,013407
7	UPN 320	Beam	No Messages	SLU Vy+	1,45	-2,685	1,2721	-0,4289	-3,338	0,589	-0,00001862	(6.2)	0,014064
8	UPN 320	Beam	No Messages	SLU Vy+	0	-6,729	1,2694	-0,4289	1,549	-1,644	0,0002293	(6.2)	0,015698
11	UPN 320	Beam	No Messages	SLU Vx+	0	-21,316	5,8	-0,1134	19,221	-0,378	0,0722	(6.2)	0,03255
12	UPN 320	Beam	No Messages	SLU Vx+	0	12,448	4,2861	0,04	14,175	0,133	0,012	(6.2.1)	0,021872
13	UPN 320	Column	No Messages	SLU Vy+	0	-10,459	12,3909	1,4715	5,831	1,046	0,0513	(6.2)	0,078806
14	UPN 320	Column	No Messages	SLU folla + Vy+	1,35	-19,898	-16,2937	-0,0422	4,125	-0,642	0,0286	(6.2)	0,069891
17	UPN 320	Beam	No Messages	SLU folla + Vx-	1,8	1,082	11,3757	0,2658	-9,318	-0,512	0,0028	(6.2.1)	0,048111
18	UPN 320	Beam	No Messages	SLU folla + Vx-	0	0,644	11,3739	0,2658	9,317	0,512	0,0021	(6.2.1)	0,047926
19	UPN 320	Beam	No Messages	SLU folla + Vx+	0	2,319	4,198	0,0226	5,135	0,016	-0,0003863	(6.2.1)	0,017089
20	UPN 320	Beam	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-0,48	-4,1897	-0,023	-5,135	-0,016	0,0002323	(6.2)	0,016319
21	UPN 320	Beam	No Messages	SLU folla + Vx-	1,8	1,405	8,0658	0,296	-7,479	-0,561	0,0014	(6.2.1)	0,036431
22	UPN 320	Beam	No Messages	SLU folla + Vx-	0	0,313	8,0659	0,296	7,479	0,561	0,0014	(6.2.1)	0,035987
27	HEA200	Beam	No Messages	SLU folla + Vx+	1,5	-2,743	-24,8018	-4,2631	18,961	2,842	0,0051	(6.2)	0,30348
28	HEA200	Beam	No Messages	SLU folla + Vy+	0,3	-0,961	-39,6463	-0,2967	36,207	-5,886	0,006	(6.2)	0,334228
29	HEA200	Beam	No Messages	SLU folla + Vx-	0	-0,669	-27,4224	2,3156	-21,923	6,196	-0,0009629	(6.2)	0,279374
30	HEA200	Beam	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-1,032	-21,1113	2,9892	-16,501	1,993	-0,0017	(6.2)	0,24294
31	HEA200	Beam	No Messages	SLU folla + Vx+	1,45	-1,712	-33,0184	-3,8991	27,218	2,689	0,00002185	(6.2)	0,362298
32	HEA200	Beam	No Messages	SLU folla + Vx+	1,5	-2,661	-24,5506	-11,3957	18,687	7,597	0,012	(6.2)	0,464245

33	HEA200	Beam	No Messages	SLU folla + Vx+	0,3	-2,772	-44,5056	5,7163	66,591	-57,041	0,012	(6.2)	0,499138
34	HEA200	Beam	No Messages	SLU folla + Vx+	0	1,193	-45,3882	-8,1427	-71,041	-65,46	-0,0101	(6.2.1)	0,560886
35	HEA200	Beam	No Messages	SLU folla + Vx+	0	1,065	-24,101	11,4965	-18,387	7,664	-0,0101	(6.2.1)	0,461888
36	HEA200	Beam	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-0,888	-25,8281	10,1155	-21,555	6,976	-0,0008854	(6.2)	0,444484
37	HEA200	Beam	No Messages	SLU folla + Vx-	0	0	-8,1869	-8,304E-15	-27,366	-8,66E-15	-0,0083	(6.2.1)	0,0675
38	HEA200	Beam	No Messages	SLU folla + Vy+	0	0	-7,0179	2,576E-15	-23,47	-2,62E-15	0,0031	(6.2.1)	0,057862
40	HEA200	Beam	No Messages	SLU folla + Vy+	0	0	-6,3607	-3,286E-15	-21,279	-1,403E-14	-0,0086	(6.2.1)	0,052444
23	UPN 320	Beam	No Messages	SLU folla + Vx-	0,3	0	-14,5236	1,717E-17	48,524	-5,725E-17	0,0257	(6.2.1)	0,054366
47	UPN 320	Beam	No Messages	SLU folla + Vx-	0	0	-30,9557	-2,489E-17	-10,086	-6,245E-16	-0,0084	(6.2.1)	0,115877
48	UPN 320	Beam	No Messages	SLU folla + Vx+	1,8	0	-7,8249	-1,083E-15	10,511	2,626E-15	0,0229	(6.2.1)	0,029291
49	UPN 320	Beam	No Messages	SLU folla + Vx+	1,8	0	-9,748	-1,166E-16	21,54	-6,661E-16	-0,0063	(6.2.1)	0,03649
51	UPN 320	Beam	No Messages	SLU folla + Vx-	0,3	0	-14,4066	-8,681E-17	48,134	2,894E-16	0,026	(6.2.1)	0,053928
52	UPN 320	Beam	No Messages	SLU folla + Vx+	1,8	0	-8,6692	2,032E-15	19,071	-3,997E-15	0,0178	(6.2.1)	0,032452
76	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx-	0	9,25	5,2864	-1,3471	11,455	-1,981	0,0097	(6.2.1)	0,049339
77	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0,34162	0,624	-4,3879	0,8159	7,015	0,716	0,0139	(6.2.1)	0,032299
78	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,34162	11,295	-6,7242	-0,3551	7,062	-0,134	0,0027	(6.2.1)	0,036561
79	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,34162	10,403	-8,6468	-0,3387	5,517	-0,048	0,0027	(6.2.1)	0,043083
80	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,34162	8,949	-9,709	-0,3016	2,999	-0,109	0,0027	(6.2.1)	0,045757
81	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vy+	0,34162	1,676	-10,6385	-0,3692	1,849	0,204	0,0115	(6.2.1)	0,047572
82	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vy+	0,34162	0,784	-10,7803	-0,4224	0,305	0,087	0,0115	(6.2.1)	0,048759
83	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vy+	0	0,02	-10,7803	-0,4224	-1,018	0,12	0,0115	(6.2.1)	0,048448
84	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vy+	0	-1,435	-10,3946	-0,4397	-3,537	0,011	0,0115	(6.2)	0,04791
85	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	-5,888	-8,0136	-0,6083	-4,261	-0,107	0,0139	(6.2)	0,044037
86	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	-6,578	-6,5199	-0,5322	-5,455	-0,482	0,0139	(6.2)	0,03727
87	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	-7,267	-4,6185	-0,3283	-6,649	-0,769	0,0139	(6.2)	0,026529
88	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	3,334	-5,9557	-2,4016	-9,825	-3,147	0,0134	(6.2.1)	0,069624
89	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	2,644	-2,6372	-1,3501	-8,631	-1,866	0,0134	(6.2.1)	0,036794

90	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-15,681	-1,7642	0,5131	-10,508	0,171	0,0099	(6.2)	0,022804
91	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,34162	-16,701	4,8122	0,3669	-8,742	0,257	0,0099	(6.2)	0,031828
92	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,34162	-18,156	6,9761	0,2998	-6,224	0,196	0,0099	(6.2)	0,039236
93	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,34162	-19,047	8,6125	0,2463	-4,679	0,157	0,0099	(6.2)	0,044699
94	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,34162	-19,939	9,7212	0,1964	-3,135	0,146	0,0099	(6.2)	0,048257
95	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,34162	-20,831	10,3023	0,1467	-1,59	0,145	0,0099	(6.2)	0,049844
96	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-22,158	10,3023	0,1467	0,707	0,153	0,0099	(6.2)	0,050384
97	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-23,05	10,023	0,0943	2,251	0,189	0,0099	(6.2)	0,048698
98	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-23,941	9,216	0,0298	3,796	0,256	0,0099	(6.2)	0,044804
99	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-24,833	7,8814	-0,0578	5,34	0,22	0,0099	(6.2)	0,040707
111	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx-	0,33803	2,991	-3,2504	-0,1561	5,043	0,598	-0,0239	(6.2.1)	0,016371
112	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0,33803	-6,698	-0,7943	0,6948	1,761	-0,414	-0,0217	(6.2)	0,018998
113	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vy+	0,33803	-3,984	-2,9467	0,5101	1,305	-0,251	-0,0235	(6.2)	0,022416
114	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vy+	0	-5,247	-2,9467	0,5101	-1,028	-0,215	-0,0235	(6.2)	0,02293
115	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0,33803	-9,199	0,4299	0,9434	-2,858	-0,071	-0,0217	(6.2)	0,023409
116	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0,33803	-9,854	1,7674	0,9309	-4,068	0,105	-0,0217	(6.2)	0,028443
117	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0,33803	-10,509	3,514	0,855	-5,278	0,293	-0,0217	(6.2)	0,033794
118	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0,33803	-11,699	6,0039	0,7162	-7,478	0,479	-0,0217	(6.2)	0,040942
119	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0,33803	-12,354	8,9029	0,5152	-8,688	0,663	-0,0217	(6.2)	0,048213
120	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0,33803	-13,009	12,2108	0,2526	-9,897	0,845	-0,0217	(6.2)	0,055835
121	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vy+	0,33803	-11,837	16,2937	-0,0452	-13,202	0,628	-0,0235	(6.2)	0,066671
122	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,33803	13,205	6,318	-0,1898	-6,559	0,289	-0,0113	(6.2.1)	0,032654
123	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vy+	0,33803	7,727	7,1808	-0,406	-4,778	0,282	-0,023	(6.2.1)	0,037795
124	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0,33803	8,011	7,0171	-0,7782	-2,551	0,564	-0,0279	(6.2.1)	0,044423
125	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0,33803	6,821	7,1737	-0,9032	-0,352	0,256	-0,0279	(6.2.1)	0,046918
126	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0,16901	6,226	7,0569	-0,9356	0,746	0,134	-0,0279	(6.2.1)	0,046858
127	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	5,631	6,9213	-0,9486	1,845	0,06	-0,0279	(6.2.1)	0,046359

128	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	4,977	6,26	-0,9304	3,055	-0,117	-0,0279	(6.2.1)	0,043268
129	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	3,786	5,1896	-0,8522	5,254	-0,296	-0,0279	(6.2.1)	0,03728
130	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	3,131	3,3759	-0,7134	6,464	-0,478	-0,0279	(6.2.1)	0,027567
131	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vx-	0,33803	-17,497	-5,114	-0,007	8,117	-0,028	-0,0111	(6.2)	0,026393
132	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vx-	0,33803	-18,152	-8,229	0,0018	9,327	-0,026	-0,0111	(6.2)	0,03822
180	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	50,319	9,7266	4,0651	10,485	4,258	-0,0104	(6.2.1)	0,134692
181	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	51,015	6,1682	2,6479	9,293	2,497	-0,0104	(6.2.1)	0,094524
182	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	51,711	3,0184	1,8348	8,102	1,616	-0,0104	(6.2.1)	0,067451
183	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,34302	79,817	-2,3308	-0,4336	8,349	-0,277	-0,0026	(6.2.1)	0,049482
184	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,34302	81,285	-4,371	-0,3667	5,837	-0,195	-0,0026	(6.2.1)	0,056437
185	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,34302	82,185	-5,8826	-0,3176	4,296	-0,143	-0,0026	(6.2.1)	0,061521
186	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,34302	83,086	-6,8657	-0,2723	2,755	-0,132	-0,0026	(6.2.1)	0,064699
187	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,34302	83,986	-7,3203	-0,226	1,214	-0,135	-0,0026	(6.2.1)	0,065883
188	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	85,325	-7,3204	-0,226	-1,076	-0,138	-0,0026	(6.2.1)	0,066427
189	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	86,225	-6,9133	-0,1788	-2,617	-0,138	-0,0026	(6.2.1)	0,064365
190	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	87,126	-5,9777	-0,1316	-4,157	-0,133	-0,0026	(6.2.1)	0,060325
191	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	88,026	-4,5137	-0,0861	-5,698	-0,123	-0,0026	(6.2.1)	0,05434
192	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vx+	0	96,174	-1,8975	-0,0307	-5,421	-0,089	0,0009227	(6.2.1)	0,046799
193	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	-16,804	-2,2838	-2,2058	-8,161	0,226	-0,0408	(6.2)	0,05761
194	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0,34302	-15,978	2,8301	-1,9458	-6,748	-0,984	-0,0408	(6.2)	0,054341
195	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	-15,412	2,8301	-1,9458	-5,779	-1,613	-0,0408	(6.2)	0,054111
196	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	-14,716	4,7742	-1,4183	-4,588	-1,491	-0,0408	(6.2)	0,051006
197	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,34302	-11,652	9,7217	0,3691	-2,356	0,081	0,0118	(6.2)	0,048196
198	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,34302	-10,751	10,0395	0,3238	-0,816	0,132	0,0118	(6.2)	0,048152
199	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-9,98	10,0394	0,3238	0,503	0,143	0,0118	(6.2)	0,047838
200	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-9,08	9,8287	0,2747	2,044	0,141	0,0118	(6.2)	0,045743
201	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-7,612	9,0895	0,2264	4,556	0,138	0,0118	(6.2)	0,041455

202	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vy+	0	-7,246	7,3316	0,2841	5,481	-0,028	-0,0215	(6.2)	0,03583
203	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vy+	0	-6,345	5,4135	0,2783	7,022	0,103	-0,0215	(6.2)	0,028172
204	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vy+	0	-5,445	2,9669	0,2278	8,562	0,216	-0,0215	(6.2)	0,01768
205	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vx+	0,34302	-6,295	-4,0666	-0,025	9,323	0,113	0,0147	(6.2)	0,018262
252	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0,31532	7,44	-3,7124	2,601	8,154	-0,281	0,0408	(6.2.1)	0,066715
253	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0,31532	6,776	-5,9423	2,2269	6,969	1,049	0,0408	(6.2.1)	0,06763
254	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	6,226	-5,9423	2,2269	5,99	1,893	0,0408	(6.2.1)	0,067407
255	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	5,011	-7,7987	1,6732	3,824	1,825	0,0408	(6.2.1)	0,063261
256	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	4,346	-8,9719	1,141	2,639	1,556	0,0408	(6.2.1)	0,057195
257	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,31532	14,647	-12,0178	-0,2301	1,613	-0,075	-0,0114	(6.2.1)	0,055347
258	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	13,9	-12,0178	-0,2301	0,28	-0,098	-0,0114	(6.2.1)	0,055043
259	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	12,486	-12,0737	-0,1992	-2,239	-0,098	-0,0114	(6.2.1)	0,054087
260	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	11,623	-11,3352	-0,1682	-3,777	-0,095	-0,0114	(6.2.1)	0,050378
261	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vy+	0	3,661	-10,271	-0,3044	-4,984	0,164	0,0207	(6.2.1)	0,045762
262	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vy+	0	2,797	-8,6669	-0,3301	-6,522	0,029	0,0207	(6.2.1)	0,0399
263	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vy+	0	1,384	-6,5777	-0,3134	-9,042	-0,103	0,0207	(6.2.1)	0,031185
264	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	-2,073	-3,0498	-0,3595	-8,804	-0,23	0,0408	(6.2)	0,019141
265	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vx+	0,31532	8,979	4,0773	0,022	-10,747	-0,024	-0,0127	(6.2.1)	0,019334
266	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	-30,211	-6,9664	-4,4895	-10,856	-4,699	-0,0055	(6.2)	0,124307
267	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	-30,876	-3,5759	-3,0337	-9,67	-2,929	-0,0055	(6.2)	0,084018
268	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	-31,54	-0,559	-2,1362	-8,485	-1,92	-0,0055	(6.2)	0,055814
269	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vy+	0	-32,756	2,0842	-1,557	-6,319	-1,548	-0,0055	(6.2)	0,050929
270	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,31532	-70,318	5,4155	0,2587	-6,77	0,178	-0,0008282	(6.2)	0,053818
271	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,31532	-71,181	7,0977	0,2233	-5,232	0,112	-0,0008282	(6.2)	0,05979
272	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,31532	-72,044	8,2948	0,1951	-3,694	0,09	-0,0008282	(6.2)	0,064081
273	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0,31532	-73,457	8,6976	0,167	-1,174	0,089	-0,0008282	(6.2)	0,065625
274	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-74,205	8,6976	0,167	0,158	0,093	-0,0008282	(6.2)	0,065929

275	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-75,068	8,6153	0,1377	1,696	0,094	-0,0008282	(6.2)	0,065412
276	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-75,931	8,048	0,108	3,234	0,09	-0,0008282	(6.2)	0,06307
277	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-77,344	6,9956	0,0796	5,754	0,077	-0,0008282	(6.2)	0,059163
278	UPN 320	Brace	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-78,207	5,1488	0,0554	7,292	0,065	-0,0008282	(6.2)	0,052137
279	UPN 320	Brace	No Messages	SLU Vx+	0	-88,091	2,1656	0,0164	6,765	0,052	-0,0053	(6.2)	0,044242
245	CONTROV pianerottolo	Beam	Overstressed	SLU Vy+	0	-3,84	0	0	0	0	0,0003952	(6.62)	1,690644
246	CONTROV pianerottolo	Beam	Overstressed	SLU Vy+	0	-2,683	0	0	0	0	-0,0005021	(6.62)	1,181246
247	CONTROV pianerottolo	Beam	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-0,82	0	0	0	0	-0,0005366	(6.62)	0,360837
248	CONTROV pianerottolo	Beam	Overstressed	SLU folla + Vx+	0	-2,522	0	0	0	0	0,0004081	(6.62)	1,110443
249	CONTROV pianerottolo	Beam	Overstressed	SLU Vy+	0	-4,048	0	0	0	0	0,0013	(6.62)	1,782164
250	CONTROV pianerottolo	Beam	No Messages	SLU Vy+	0	-0,891	0	0	0	0	-0,0015	(6.62)	0,392153
251	CONTROV pianerottolo	Beam	No Messages	SLU Vx-	0	-1,022	0	0	0	0	-0,0004994	(6.62)	0,449799
283	CONTROV pianerottolo	Beam	Overstressed	SLU Vx+	0	-3,393	0	0	0	0	0,0005463	(6.62)	1,493706
66	Colonna 273	Column	No Messages	SLU folla + Vx+	0	-69,312	-26,9619	-1,3341	-8,235	-0,488	-0,127	(6.2)	0,154487
												MAX	0,560886

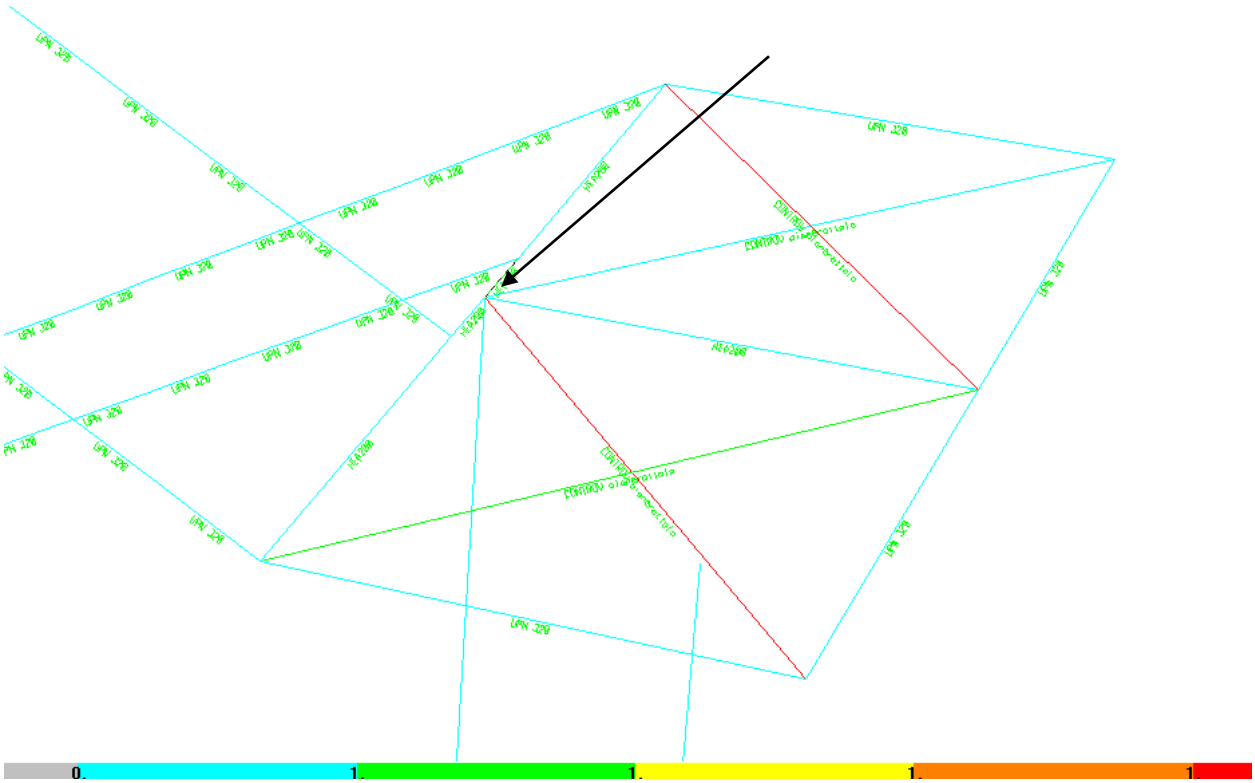
MAX RATIO 0,560886 ELEMENT 34

Le celle in rosa riguardano i controventi la cui verifica sarà effettuata in modo analitico in seguito.

Per tutte le altre sezioni strutturali le verifiche sono soddisfatte.

Maximum Ratio = 0,56 %

Il massimo tasso di lavoro si raggiunge per la mensola n. 34 in corrispondenza del secondo pianerottolo intermedio di cui si riporta in seguito un estratto del calcolo.



Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID	34	Analysis Section	HEA200
Design Code	Eurocode 3-2005	Design Section	HEA200

COMBO ID	STATION LOC	/----MOMENT INTERACTION CHECK-----//-MAJ-SHR	= AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	-MIN-SHR-/ RATIO
SLU Vx-	0,00	0,267(C)	= 0,000 + 0,253 + 0,013	0,112	0,000
SLU Vx-	0,30	0,198(C)	= 0,000 + 0,188 + 0,010	0,112	0,000
SLU Vy+	0,00	0,373(T)	= 0,003 + 0,247 + 0,124	0,208	0,069
SLU Vy+	0,30	0,304(T)	= 0,003 + 0,126 + 0,175	0,207	0,069
SLU folla	0,00	0,471(T)	= 0,002 + 0,328 + 0,140	0,252	0,077
SLU folla	0,30	0,377(T)	= 0,002 + 0,183 + 0,192	0,251	0,077
SLU folla	0,00	0,561(T)	= 0,000 + 0,374 + 0,186	0,303	0,104

Modify/Show Overwrites — Overwrites
Display Details for Selected Item — Details
Display Complete Details — Tabular Data
Stylesheet: Default
Strength / Deflection
OK | Cancel | Table Format File

Frame : 34		Design Sect: HEA200			
X Mid : 5,650		Design Type: Beam			
Y Mid : 1,750		Frame Type : Moment Resisting Frame			
Z Mid : 6,150		Sect Class : Class 3			
Length : 0,300		Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3			
Loc : 0,000		RLLF : 1,000			
Area : 0,005		SMajor : 3,694E-04	rMajor : 0,083	AVMajor: 0,001	
IMajor : 3,509E-05		SMinor : 1,334E-04	rMinor : 0,051	AVMinor: 0,003	
IMinor : 1,334E-05		ZMajor : 4,070E-04	E : 209900000,00		
Ixy : 0,000		ZMinor : 2,018E-04	Fy : 344737,894		

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	V2	V3	T
0,000	1,193	-45,388	-8,143	-71,041	-65,460	-0,010

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio		P Ratio		MMajor Ratio		MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.2.1)	0,561	=	0,000	+	0,374	+	0,186	0,950	OK

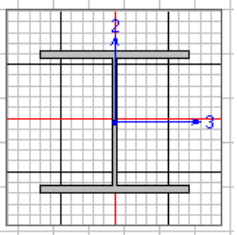
AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	1,193	1676,083	1676,083	1759,887	1759,887

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	-45,388	121,287	121,287	127,352
Minor Moment	-8,143	43,789	43,789	

	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	0,812	1,000		1,283
Minor Moment	1,000	1,000	0,400		0,400	



SHEAR DESIGN

	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear	71,041	234,103	0,303	OK	0,000
Minor Shear	65,460	631,856	0,104	OK	0,000

N.B. Come predetto, essendo i cosciali (UPN 320) suddivisi con tanti nodi quanti sono i gradini, le verifiche in automatico considerano una luce di libera inflessione, solo sull'inflessione verticale, minore di quella che in realtà insiste sullo sviluppo obliquo del cosciale tra i nodi di vincolo strutturale, ovvero tra il pianerottolo intermedio e il pianerottolo di sbarco.

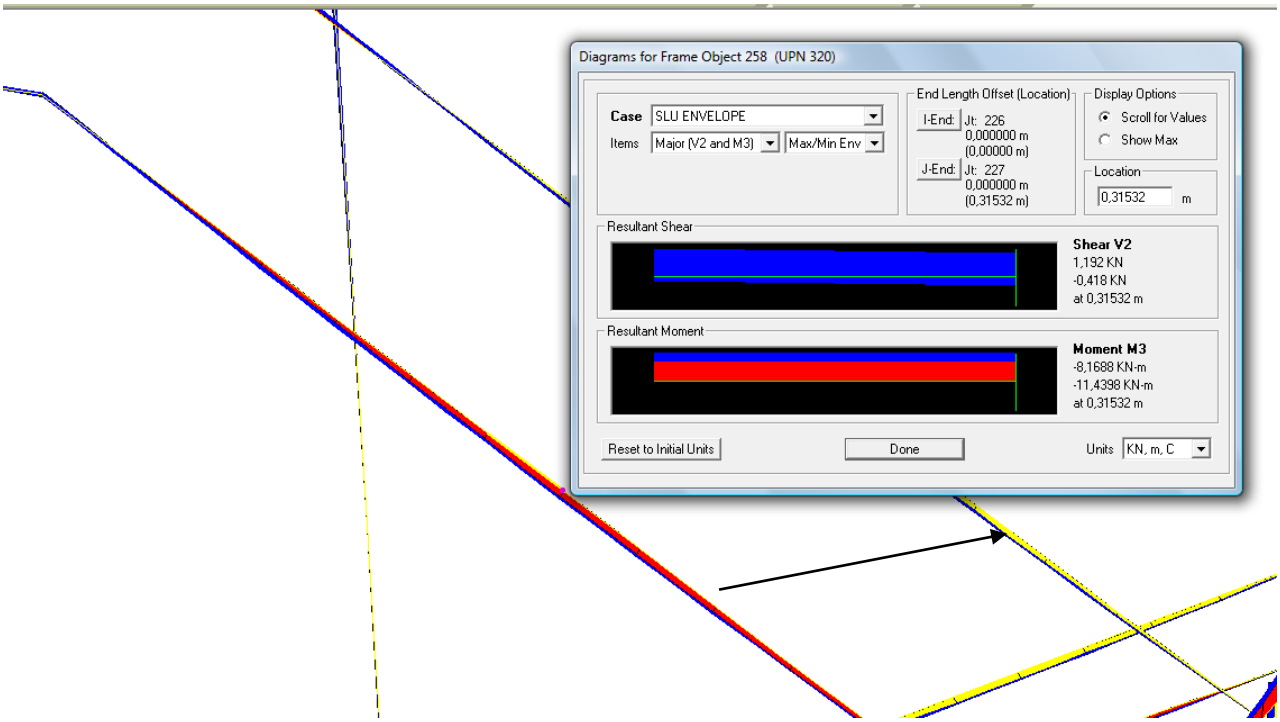
Per tale ragione si procede con una verifica analitica in forma chiusa del cosciale maggiormente sollecitato.

Dati profilato

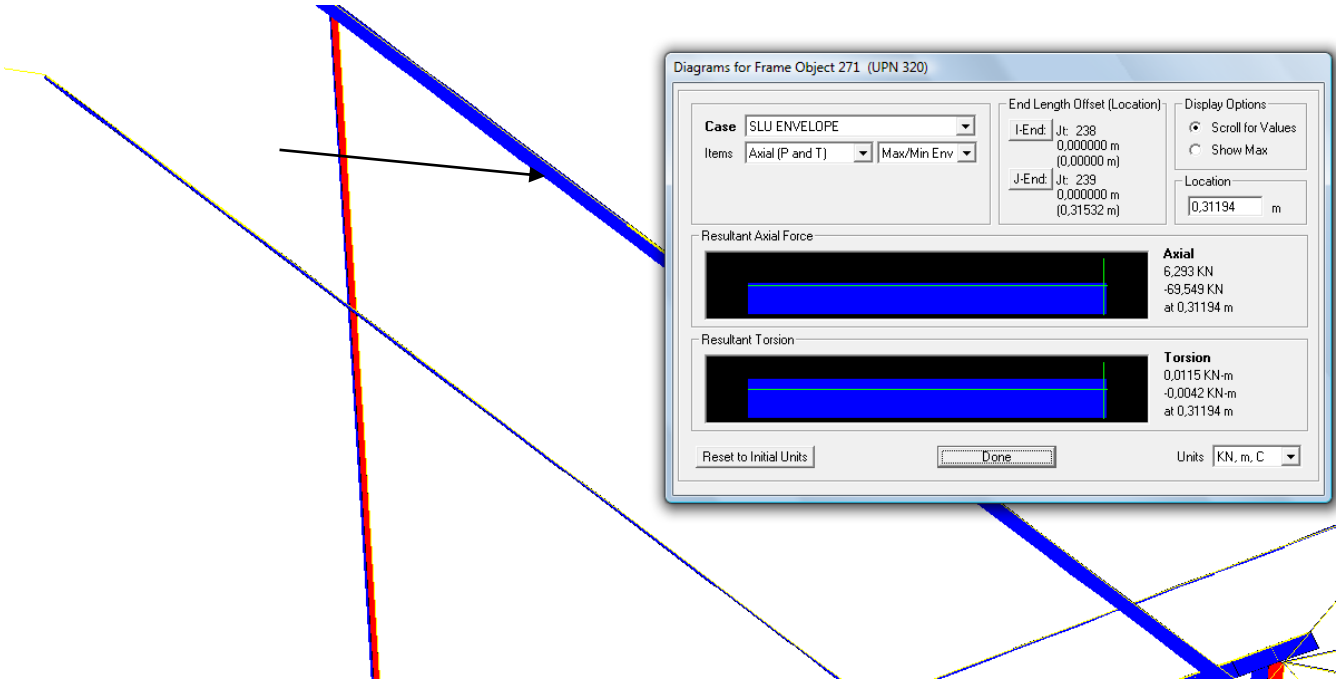
UPN 320 in acciaio S275J

Luce di libera inflessione considerata (tra nodo e nodo): 4,41 m.

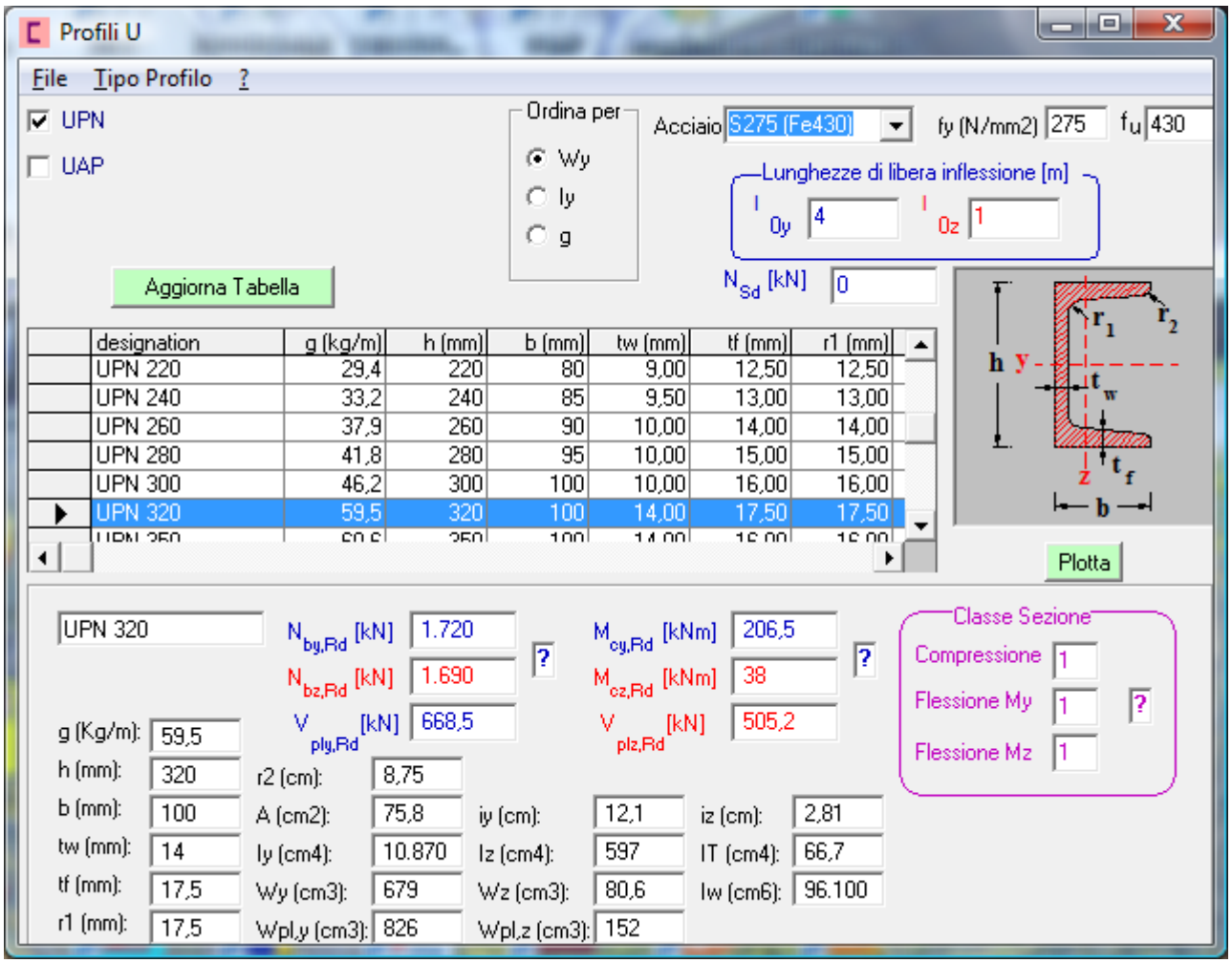
Si riporta, per comodità, un'immagine di dettaglio della sollecitazione.



Msd = 11,4 kNm, cosciale interno UPN 320, SLU envelope



Nsd = 69,5 kN, cosciale interno UPN 320, SLU envelope



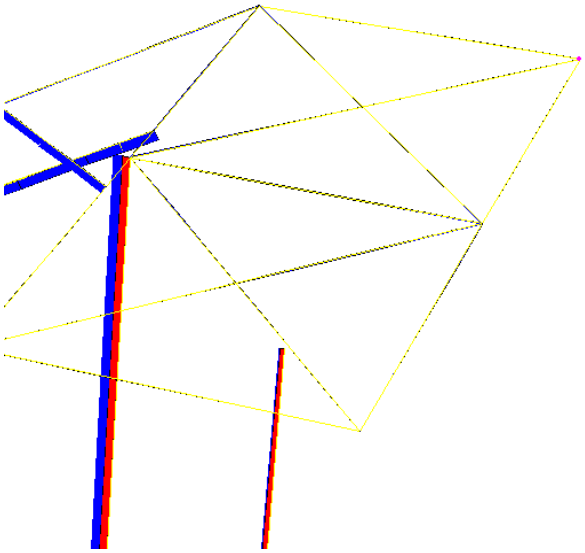
La sezione risulta verificata.

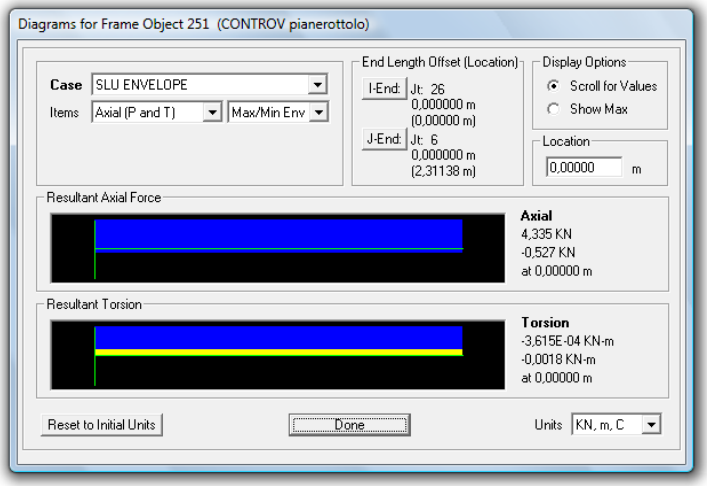
Allo stesso modo, per le ragioni descritte in apertura al paragrafo, si procede con la verifica analitica in forma chiusa anche per il controvento maggiormente sollecitato.

Dati profilato

Tondino diam. 22 mm in acciaio S275J

Si riporta, per comodità, un'immagine di dettaglio della sollecitazione in corrispondenza dell'ultimo pianerottolo intermedio.





Nsd = 4,3 kN, derivante da analisi SLU envelope.

Come predetto tale valore si raddoppia, pertanto:

Nsdtot = 4,3*2 = 8,4 kN in trazione

Npl,rd = A*fyd/γm0 = (22^2*3,14/4)*275/1,05 = 99508 N → 99,5 kN

Nsd/Nrd = 8,4/99,5 = 0,084

La sezione risulta verificata.

17.3 Verifica delle carpenterie metalliche agli SLV sismici

Sono riportate in seguito le verifiche in automatico secondo EC3: 2005 con le regole di EC8:2005 elaborate da SAP2000.

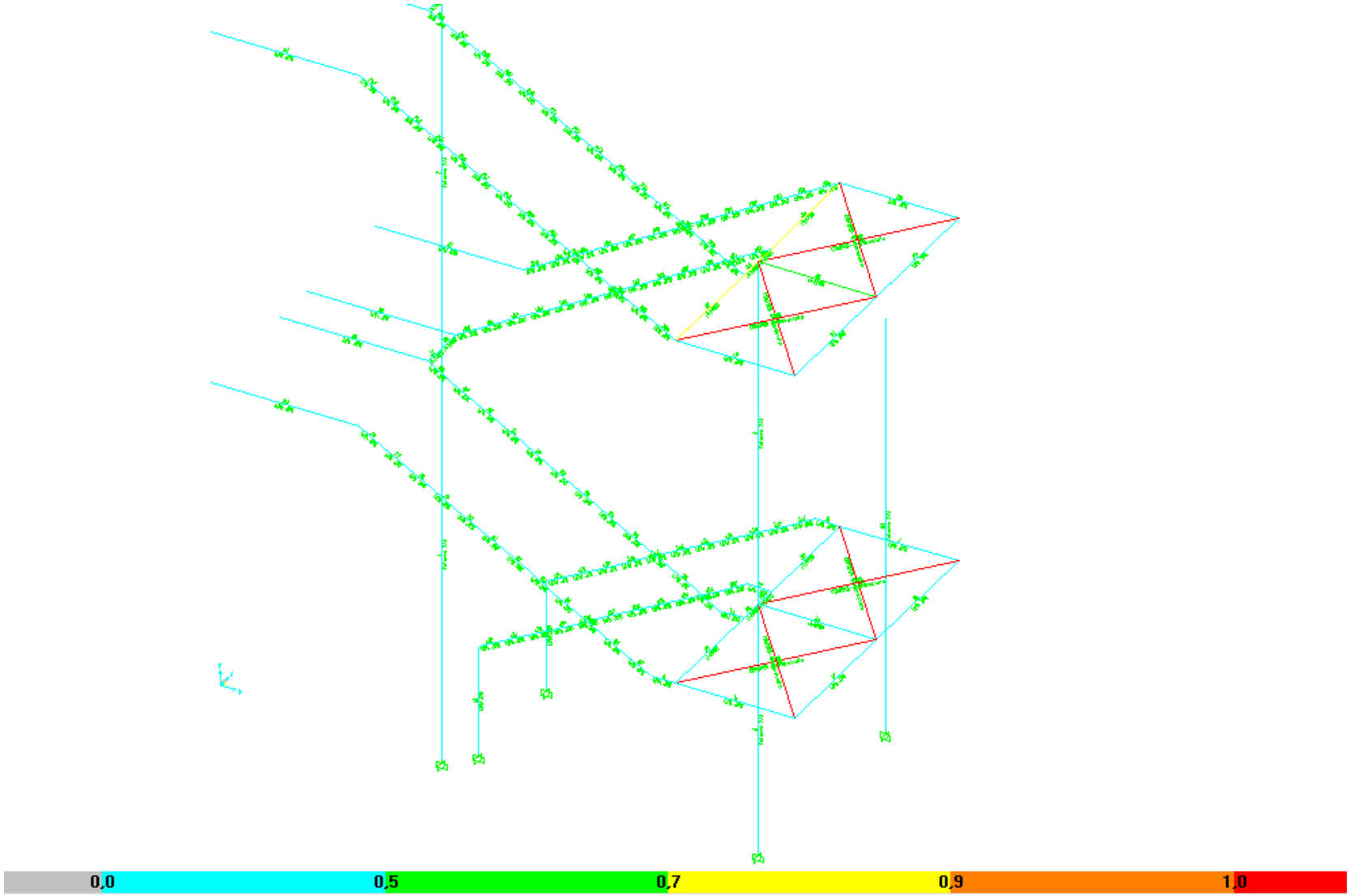

0,0
0,5
0,7
0,9
1,0

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - Eurocode 3-2005

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Combo	Location	Pu	MuMajor	MuMinor	VuMajor	VuMinor	Tu	Equation	TotalRatio
Text	Text	Text	Text	Text	m	KN	KN-m	KN-m	KN	KN	KN-m	Text	Unitless
1	Colonna 273	Column	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	5,17	-88,395	7,906	-3,0024	-2,43	1,191	-0,4922	(6.2)	0,108475
2	Colonna 273	Column	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-35,144	-13,3048	8,2727	4,349	-1,478	-1,632	(6.2)	0,126747
3	Colonna 273	Column	No Messages	Ey+30%Ex-Mx-30%My	3,12	-192,358	-9,1027	27,3982	6,175	-11,716	-3,9826	(6.2)	0,30719
4	Colonna 273	Column	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	4,3	-192,339	20,5825	13,8434	-2,674	5,184	-3,3507	(6.62)	0,336816
5	UPN 320	Beam	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	1,45	6,246	-2,9421	1,7241	3,563	-1,189	0,001	(6.2.1)	0,046559
6	UPN 320	Beam	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	16,704	-2,9511	1,7241	0,514	-2,394	0,0018	(6.2.1)	0,050846
7	UPN 320	Beam	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	1,45	5,272	4,7151	0,6369	0,397	0,287	0,000602	(6.2.1)	0,031986
8	UPN 320	Beam	No Messages	Ey+30%Ex-Mx-30%My	0	14,184	3,0192	0,8499	13,494	2,609	0,0011	(6.2.1)	0,033339
11	UPN 320	Beam	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-72,02	12,3276	-0,9273	-18,567	1,166	-0,1837	(6.2)	0,093185
12	UPN 320	Beam	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	54,228	10,7253	0,3144	35,664	1,048	0,1445	(6.2.1)	0,068218
13	UPN 320	Column	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-30,491	63,6453	1,0541	54,924	0,766	-0,0466	(6.2)	0,270823
14	UPN 320	Column	No Messages	Ey+30%Ex-Mx-30%My	0	-17,334	-16,7106	-1,4896	-14,23	-1,079	-0,0842	(6.2)	0,098118
17	UPN 320	Beam	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	1,8	8,695	9,3223	0,9719	-2,185	0,336	0,0253	(6.2.1)	0,057037
18	UPN 320	Beam	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	0	5,618	9,317	0,9719	6,685	0,54	0,025	(6.2.1)	0,055766
19	UPN 320	Beam	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	5,83	6,1981	0,1885	5,411	0,13	0,0016	(6.2.1)	0,02918
20	UPN 320	Beam	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-4,06	-6,5603	-0,1872	-5,676	-0,129	-0,001	(6.2)	0,029793
21	UPN 320	Beam	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	1,8	7,857	7,8279	0,644	-0,605	0,196	0,0202	(6.2.1)	0,044826
22	UPN 320	Beam	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	0	4,485	7,825	0,644	5,856	0,358	0,0182	(6.2.1)	0,043444
27	HEA200	Beam	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	1,5	-10,643	-22,5934	-12,6053	6,324	-5,572	-0,0061	(6.2)	0,480495
28	HEA200	Beam	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-7,742	-22,7189	-12,6053	-3,7	-63,763	-0,0061	(6.2)	0,479798
29	HEA200	Beam	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	0	-6,606	-32,0254	5,1641	13,625	-40,962	-0,0066	(6.2)	0,385917
30	HEA200	Beam	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	4,837	-18,1884	9,6861	-3,162	-3,937	0,0027	(6.2.1)	0,374047
31	HEA200	Beam	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	1,45	-9,633	-22,5959	-9,8444	8,816	-4,049	-0,0057	(6.2)	0,416864
32	HEA200	Beam	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	1,5	-5,782	-26,8871	-25,8167	4,267	-11,133	0,0012	(6.2)	0,814701

33	HEA200	Beam	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-5,021	-26,8646	-25,8293	-27,662	-131,839	0,0012	(6.2)	0,814349
34	HEA200	Beam	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0,3	5,646	-21,7372	25,4616	29,459	-132,998	-0,0051	(6.2.1)	0,76405
35	HEA200	Beam	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	5,34	-21,7455	25,4562	-5,704	-10,36	-0,0051	(6.2.1)	0,763814
36	HEA200	Beam	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	6,295	-20,5226	22,851	-5,346	-9,909	0,0062	(6.2.1)	0,694806
37	HEA200	Beam	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	0	0	-7,7451	9,214E-14	-9,78	-3,325E-13	-0,0294	(6.2.1)	0,063857
38	HEA200	Beam	No Messages	Ey+30%Ex-Mx-30%My	0	0	-6,6997	-5,1E-14	-22,391	-1,243E-13	-0,014	(6.2.1)	0,055238
40	HEA200	Beam	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	0	-6,1544	-3,473E-14	-20,574	-1,077E-13	-0,0334	(6.2.1)	0,050742
23	UPN 320	Beam	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0,3	0	-16,6516	1,086E-15	55,592	-3,621E-15	0,0109	(6.2.1)	0,062332
47	UPN 320	Beam	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	0	-45,5825	-3,906E-15	-17,207	-1,404E-14	-0,0166	(6.2.1)	0,17063
48	UPN 320	Beam	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	0,3	0	24,855	-9,506E-16	-82,764	3,169E-15	-0,0063	(6.2.1)	0,09304
49	UPN 320	Beam	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	0,3	0	26,2976	-9,379E-16	-87,572	3,126E-15	-0,0136	(6.2.1)	0,09844
51	UPN 320	Beam	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	1,8	0	18,6507	-7,064E-14	-12,315	2,705E-13	-0,0108	(6.2.1)	0,069815
52	UPN 320	Beam	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	0,3	0	30,7561	1,28E-14	77,766	3,1E-14	0,001	(6.2.1)	0,11513
76	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	25,038	-12,573	-2,9978	0,663	-3,484	0,0243	(6.2.1)	0,114635
77	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	24,526	-12,8065	-1,9901	-0,061	-1,605	0,0243	(6.2.1)	0,096009
78	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	24,014	-12,7972	-1,5886	-0,784	-0,848	0,0243	(6.2.1)	0,08808
79	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	23,502	-12,5467	-1,3744	-1,507	-0,743	0,0243	(6.2.1)	0,082834
80	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	22,552	-12,0574	-1,1976	-2,853	-0,718	0,0243	(6.2.1)	0,077231
81	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	22,041	-11,1142	-1,0261	-3,579	-0,714	0,0243	(6.2.1)	0,070211
82	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	21,531	-9,9407	-0,8694	-4,305	-0,698	0,0243	(6.2.1)	0,06261
83	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	0	22,938	-9,3962	-0,5299	-5,438	-0,46	0,0341	(6.2.1)	0,054646
84	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex-Mx-30%My	0	19,203	-7,9612	-0,5882	-4,574	-0,612	0,0323	(6.2.1)	0,048871
85	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex-Mx-30%My	0	18,744	-6,9754	-0,5438	-5,351	-0,411	0,0323	(6.2.1)	0,044143
86	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	0	20,975	-6,5553	-0,3708	-8,295	-0,425	0,0341	(6.2.1)	0,040166
87	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	0	20,467	-6,1896	-0,2268	-9,05	-0,534	0,0341	(6.2.1)	0,035835
88	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-75,486	-13,9549	1,7298	-3,151	-2,5	-0,0196	(6.2)	0,116049
89	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-75,994	-10,1967	1,7605	-2,359	-0,755	-0,0196	(6.2)	0,102775

90	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-76,502	-6,6852	1,6549	-1,567	-0,337	-0,0196	(6.2)	0,087815
91	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-77,009	4,7943	1,4255	-0,776	0,924	-0,0196	(6.2)	0,076551
92	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-77,952	5,0417	1,2092	0,693	0,793	-0,0196	(6.2)	0,07372
93	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-78,459	4,8033	1,0245	1,483	0,718	-0,0196	(6.2)	0,069498
94	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0,34162	-79,065	6,6536	0,7361	2,441	0,664	-0,0196	(6.2)	0,07115
95	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0,34162	-79,571	8,4168	0,6215	3,227	0,62	-0,0196	(6.2)	0,075761
96	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0,34162	-80,513	9,7614	0,4873	4,686	0,643	-0,0196	(6.2)	0,078609
97	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0,34162	-81,02	10,8643	-0,4113	-3,167	0,867	-0,0196	(6.2)	0,081489
98	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0,34162	-81,526	11,7201	-0,7454	-2,437	1,299	-0,0196	(6.2)	0,091294
99	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0,34162	-82,032	12,3275	-1,0619	-1,707	1,067	-0,0196	(6.2)	0,099832
111	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex-Mx-30%My	0,33803	18,294	-6,1949	-0,7894	0,925	-1,894	0,0342	(6.2.1)	0,04574
112	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex-Mx-30%My	0,33803	17,885	-7,2965	-0,793	0,149	-0,811	0,0342	(6.2.1)	0,049766
113	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex-Mx-30%My	0,33803	17,476	-8,1531	0,9314	2,691	-0,542	0,0342	(6.2.1)	0,055456
114	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex-Mx-30%My	0,33803	16,716	-8,542	1,0169	1,297	-0,273	0,0342	(6.2.1)	0,058241
115	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex-Mx-30%My	0,33803	16,308	-8,68	1,0583	0,553	-0,197	0,0342	(6.2.1)	0,059384
116	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex-Mx-30%My	0	15,992	-8,68	1,0583	-0,018	-0,136	0,0342	(6.2.1)	0,059255
117	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex-Mx-30%My	0	15,584	-8,5657	1,0403	-0,762	-0,245	0,0342	(6.2.1)	0,058317
118	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0,33803	-19,448	9,7169	0,7605	-2,19	0,553	-0,0486	(6.2)	0,05884
119	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0,33803	-19,87	11,8234	0,5304	-2,938	0,696	-0,0486	(6.2)	0,062493
120	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0,33803	-20,293	14,1963	0,2668	-3,691	0,812	-0,0486	(6.2)	0,066501
121	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0,33803	-20,715	16,8358	0,1102	-4,448	0,901	-0,0486	(6.2)	0,073555
122	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0,33803	64,251	12,3383	-0,6821	-4,768	1,001	0,021	(6.2.1)	0,085371
123	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0,33803	63,869	13,6793	-0,5365	-3,949	1,168	0,021	(6.2.1)	0,087449
124	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0,33803	63,487	14,7466	-0,5922	-3,127	0,854	0,021	(6.2.1)	0,092354
125	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0,33803	62,776	15,301	-0,6635	-1,599	0,36	0,021	(6.2.1)	0,095506
126	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0,33803	62,394	15,5796	-0,6995	-0,782	0,163	0,021	(6.2.1)	0,097082
127	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	62,104	15,5796	-0,6995	-0,14	0,114	0,021	(6.2.1)	0,096964

128	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	61,721	15,5826	-0,6942	0,667	0,175	0,021	(6.2.1)	0,096718
129	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	61,009	15,3107	-0,6488	2,154	0,362	0,021	(6.2.1)	0,094543
130	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	60,626	14,5291	-0,5296	2,944	0,465	0,021	(6.2.1)	0,089179
131	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	60,242	13,4762	-0,3751	3,729	0,555	0,021	(6.2.1)	0,082123
132	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	0,33803	-56,253	-15,3108	-0,0647	4,897	-0,643	-0,0294	(6.2)	0,081426
180	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	0	163,848	17,715	4,5644	9,596	7,509	0,0132	(6.2.1)	0,22032
181	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	170,143	14,1425	-3,0072	3,141	2,369	0,0165	(6.2.1)	0,179697
182	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	170,517	11,1896	-2,8557	2,427	0,874	0,0165	(6.2.1)	0,165895
183	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	170,891	8,5087	-2,4821	1,712	0,775	0,0165	(6.2.1)	0,148859
184	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	171,584	-8,8446	-2,1184	0,384	-1,183	0,0165	(6.2.1)	0,143437
185	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	171,957	-8,9526	-1,8185	-0,329	-1,042	0,0165	(6.2.1)	0,138252
186	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	172,329	-8,815	-1,5604	-1,041	-0,943	0,0165	(6.2.1)	0,132947
187	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	172,701	-8,4325	-1,3277	-1,751	-0,859	0,0165	(6.2.1)	0,12721
188	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	173,391	-7,806	-1,1096	-3,065	-0,75	0,0165	(6.2.1)	0,120971
189	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	173,761	-6,7267	-0,8826	-3,77	-0,731	0,0165	(6.2.1)	0,112737
190	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	174,132	-5,4051	-0,653	-4,471	-0,716	0,0165	(6.2.1)	0,103544
191	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	174,502	-3,8425	-0,4269	-5,169	-0,67	0,0165	(6.2.1)	0,093518
192	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	174,871	-2,0403	-0,2206	-5,863	-0,643	0,0165	(6.2.1)	0,082971
193	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	-25,999	7,1978	7,1621	-2,874	5,562	-0,0847	(6.2)	0,174626
194	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	-25,572	8,1681	5,4323	-2,115	2,931	-0,0847	(6.2)	0,144969
195	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	-25,146	8,8783	4,5437	-1,358	1,875	-0,0847	(6.2)	0,130443
196	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	-24,719	9,3291	3,9391	-0,603	1,738	-0,0847	(6.2)	0,120384
197	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	-23,926	9,5218	3,3835	0,801	1,688	-0,0847	(6.2)	0,110145
198	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	-23,5	9,2329	2,8437	1,558	1,649	-0,0847	(6.2)	0,098556
199	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	-23,073	8,6895	2,3221	2,317	1,556	-0,0847	(6.2)	0,086365
200	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	-22,647	7,8971	1,8336	3,081	1,432	-0,0847	(6.2)	0,073872
201	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	-21,855	6,8683	1,3867	4,522	1,182	-0,0847	(6.2)	0,061144

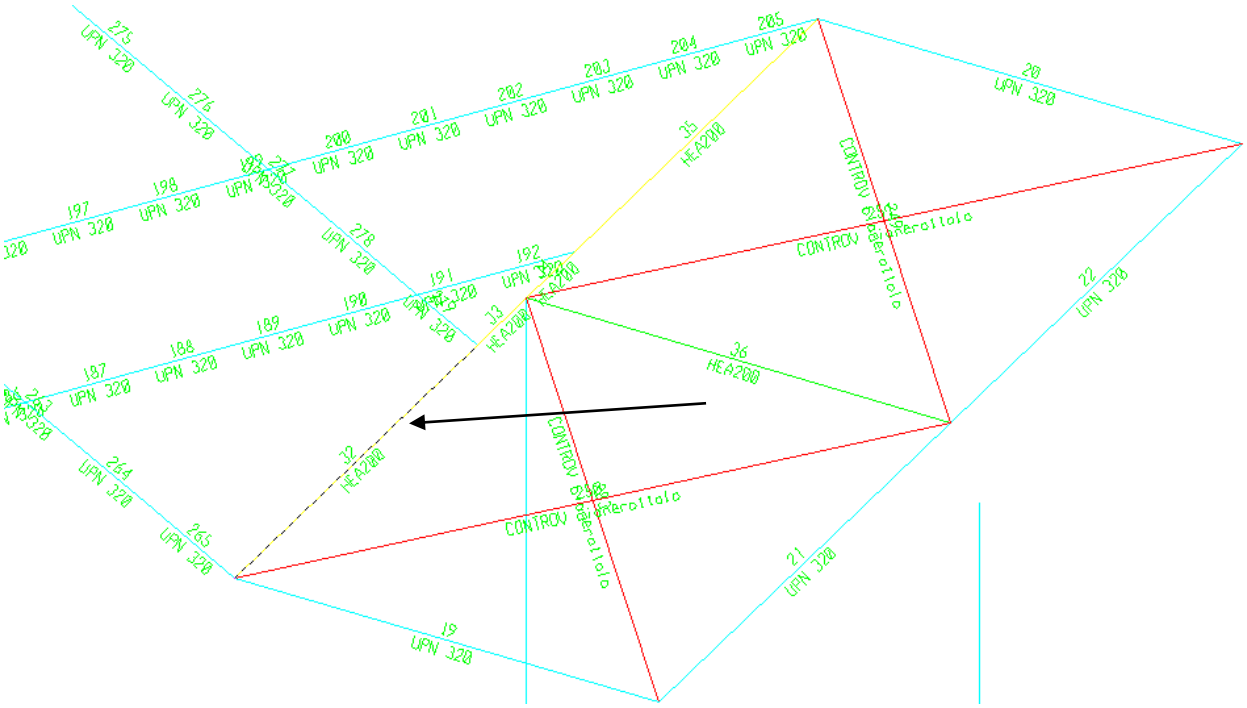
202	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	-21,428	5,4269	1,0054	5,314	1,034	-0,0847	(6.2)	0,048276
203	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-22,914	4,3017	0,6577	8,022	0,694	-0,0481	(6.2)	0,038011
204	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-22,528	3,5295	0,4336	8,877	0,709	-0,0481	(6.2)	0,030674
205	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0,34302	-22,042	-6,5689	-0,1629	3,053	-0,334	-0,0481	(6.2)	0,036671
252	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	24,759	-8,7946	-6,8196	2,734	-4,705	0,0894	(6.2.1)	0,173541
253	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	24,274	-9,6636	-5,6983	2,025	-2,877	0,0894	(6.2.1)	0,155131
254	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	23,79	-10,3105	-5,0695	1,317	-2,085	0,0894	(6.2.1)	0,145318
255	UPN 320	Brace	No Messages	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	22,885	-10,7356	-4,4965	-0,012	-1,921	0,0894	(6.2.1)	0,135572
256	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	32,528	-15,5424	-2,8602	-3,066	-1,195	0,0449	(6.2.1)	0,126163
257	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	31,981	-14,584	-2,6003	-3,76	-1,136	0,0449	(6.2.1)	0,117376
258	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	31,434	-13,4101	-2,3548	-4,454	-1,067	0,0449	(6.2.1)	0,10806
259	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	30,41	-12,0241	-2,1079	-5,757	-1,001	0,0449	(6.2.1)	0,097728
260	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	29,864	-10,2303	-1,8274	-6,455	-1,008	0,0449	(6.2.1)	0,085423
261	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	29,319	-8,2437	-1,5323	-7,152	-1,023	0,0449	(6.2.1)	0,072115
262	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	28,773	-6,1329	-1,2275	-7,85	-1,029	0,0449	(6.2.1)	0,058156
263	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	27,752	-4,3698	-0,9224	-9,164	-1,033	0,0449	(6.2.1)	0,045301
264	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	0	29,059	-3,6708	0,5312	-2,958	-0,781	0,0727	(6.2.1)	0,035726
265	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	0,31532	28,426	6,1845	-0,136	-11,244	0,964	0,0727	(6.2.1)	0,037313
266	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	0	-161,901	-15,1012	-5,5263	-8,749	-7,307	-0,037	(6.2)	0,228159
267	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-163,141	-13,1291	3,7842	-4,61	-2,56	-0,0334	(6.2)	0,187931
268	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-163,706	-10,5615	3,3043	-3,782	-1,058	-0,0334	(6.2)	0,169363
269	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-164,763	9,1299	3,035	-2,228	1,471	-0,0334	(6.2)	0,159278
270	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-165,327	9,8139	2,8163	-1,398	1,293	-0,0334	(6.2)	0,157881
271	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-165,89	10,2349	2,5964	-0,567	1,149	-0,0334	(6.2)	0,155476
272	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-166,452	10,3932	2,3605	0,262	1,066	-0,0334	(6.2)	0,151781
273	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-167,506	10,2893	2,1116	1,814	1,005	-0,0334	(6.2)	0,147055
274	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-168,068	9,6942	1,8287	2,641	1,013	-0,0334	(6.2)	0,139641

275	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-168,629	8,8381	1,5324	3,465	1,031	-0,0334	(6.2)	0,130991
276	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-169,19	7,7219	1,2256	4,285	1,045	-0,0334	(6.2)	0,121168
277	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-170,239	6,3467	0,9161	5,817	1,044	-0,0334	(6.2)	0,110522
278	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-170,799	4,4877	0,6013	6,632	1,004	-0,0334	(6.2)	0,097766
279	UPN 320	Brace	No Messages	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-171,359	2,3717	0,2938	7,442	0,932	-0,0334	(6.2)	0,084186
245	CONTROV pianerottolo	Beam	Overstressed	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	-9,338	0	0	0	0	-0,0004243	(6.62)	4,110928
246	CONTROV pianerottolo	Beam	Overstressed	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	-8,348	0	0	0	0	-0,0006977	(6.62)	3,675151
247	CONTROV pianerottolo	Beam	Overstressed	Ey+30%Ex-Mx-30%My	0	-10,594	0	0	0	0	-0,0009998	(6.62)	4,663844
248	CONTROV pianerottolo	Beam	Overstressed	Ey+30%Ex-Mx-30%My	0	-10,917	0	0	0	0	-0,0013	(6.62)	4,806108
249	CONTROV pianerottolo	Beam	Overstressed	Ey+30%Ex+Mx+30%My	0	-9,81	0	0	0	0	-0,0034	(6.62)	4,31844
250	CONTROV pianerottolo	Beam	Overstressed	Ex+30%Ey+My+30%Mx	0	-6,582	0	0	0	0	-0,0016	(6.62)	2,897386
251	CONTROV pianerottolo	Beam	Overstressed	Ey+30%Ex-Mx-30%My	0	-9,409	0	0	0	0	-0,003	(6.62)	4,141912
283	CONTROV pianerottolo	Beam	Overstressed	Ex+30%Ey-My-30%Mx	0	-9,654	0	0	0	0	-0,0015	(6.62)	4,25019
64	Colonna 273	Column	No Messages	Ex+30%Ey-My-30%Mx	0	-44,798	-25,3059	-2,9691	-9,002	-2,003	-1,3749	(6.2)	0,199
												MAX	0,814701

Maximum Ratio 0,814701 element 32

In rosa i controventi verificati in forma chiusa.

La maximum Ratio è 0,81 %. Si riporta in seguito la verifica in dettaglio sull'elemento. Lo stesso discorso adottato in fase SLU gravitazionale vale per i controventi e per i cosciali UPN 320.



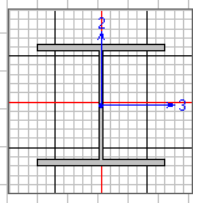
Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID	32	Analysis Section	HEA200
Design Code	Eurocode 3-2005	Design Section	HEA200

COMBO ID	STATION LOC	/----MOMENT INTERACTION CHECK-----//-MAJ-SHR	=	AXL + B-MAJ + B-MIN		-MIN-SHR-/ RATIO	RATIO
-Ex+30%Ey	0,50	0,269(C)	=	0,004 + 0,068 + 0,197		0,072	0,027
-Ex+30%Ey	1,00	0,538(C)	=	0,004 + 0,140 + 0,394		0,077	0,027
-Ex+30%Ey	1,50	0,810(C)	=	0,004 + 0,216 + 0,591		0,079	0,027
-Ex-30%Ey	0,00	0,003(C)	=	0,003 + 0,000 + 0,000		0,072	0,027
-Ex-30%Ey	0,50	0,270(C)	=	0,003 + 0,070 + 0,197		0,074	0,027
-Ex-30%Ey	1,00	0,541(C)	=	0,003 + 0,144 + 0,393		0,079	0,027
-Ex-30%Ey	1,50	0,815(C)	=	0,003 + 0,222 + 0,590		0,081	0,027

Modify/Show Overwrites — Overwrites
Display Details for Selected Item — Details
Display Complete Details — Tabular Data
Stylesheet: Default
Strength / Deflection
OK | Cancel | Table Format File

Frame	: 32	Design Sect:	HEA200				
X Mid	: 5,650	Design Type:	Beam				
Y Mid	: 0,550	Frame Type :	Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 6,150	Sect Class :	Class 3				
Length	: 1,500	Major Axis :	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 1,500	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,005	SMajor :	3,694E-04	rMajor :	0,083	AVMajor:	0,001
IMajor	: 3,509E-05	SMinor :	1,334E-04	rMinor :	0,051	AVMinor:	0,003
IMinor	: 1,334E-05	ZMajor :	4,070E-04	E	: 209990000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor :	2,018E-04	Fy	: 344737,894		



STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	V2	V3	T
1,500	-5,782	-26,887	-25,817	4,267	-11,133	0,001

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

	Governing Equation	Total Ratio		P Ratio		MMajor Ratio		MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	(6.2)	0,815	=	0,003	+	0,222	+	0,590	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-5,782	1676,083	1676,083	1759,887	1759,887

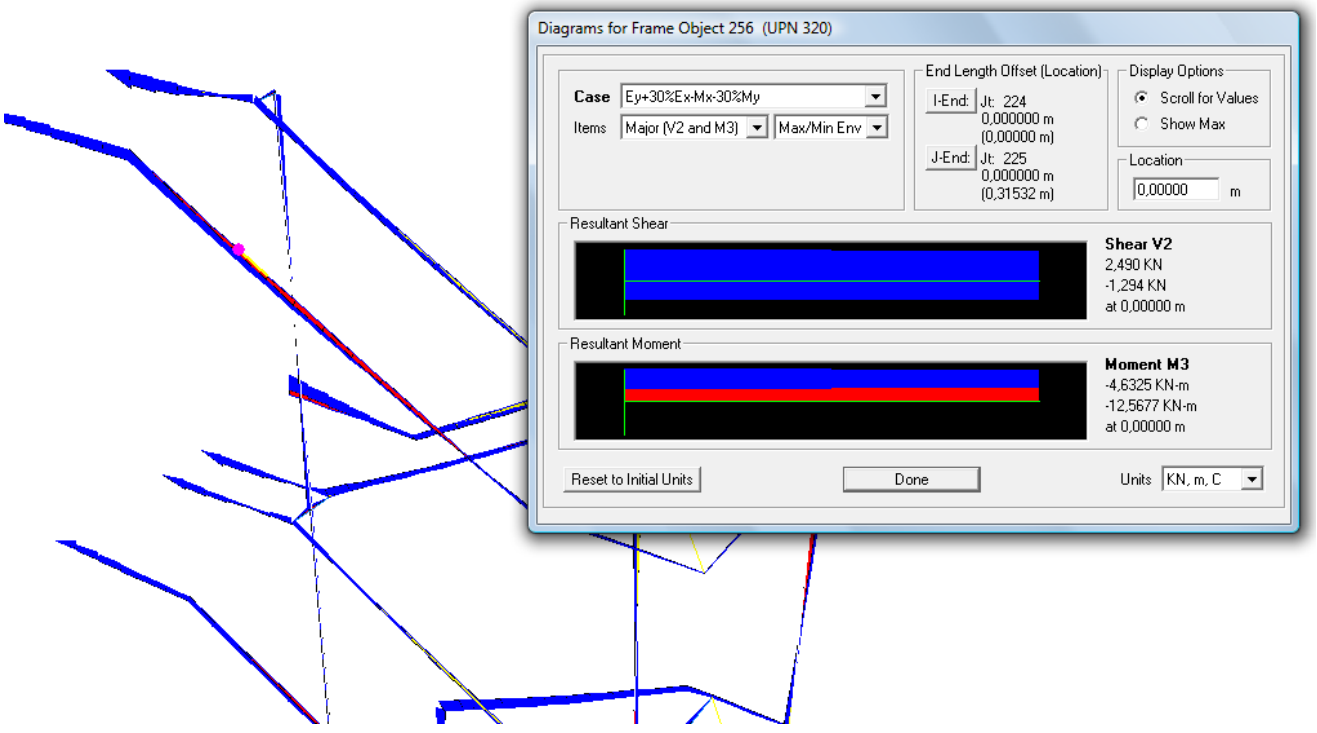
MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	-26,887	121,287	121,287	127,352
Minor Moment	-25,817	43,789	43,789	

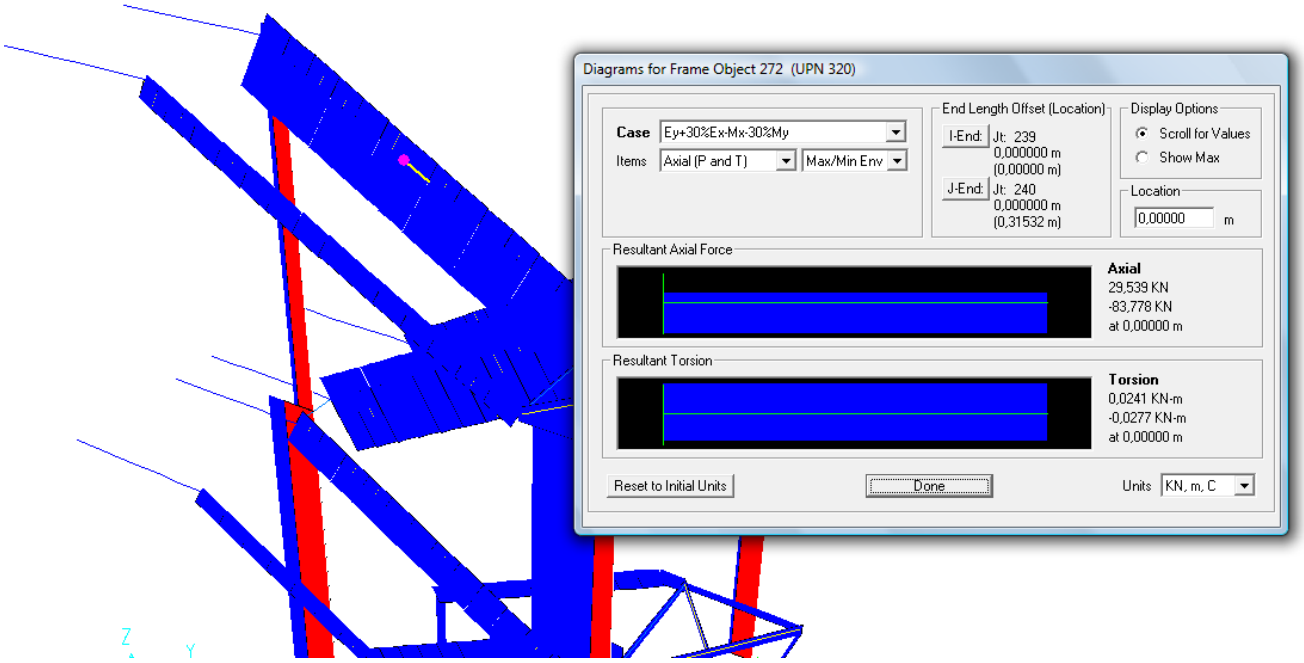
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	0,600	1,000		1,880
Minor Moment	1,000	1,000	0,600		0,600	

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear	19,044	234,103	0,081	OK	0,000
Minor Shear	17,211	631,856	0,027	OK	0,000

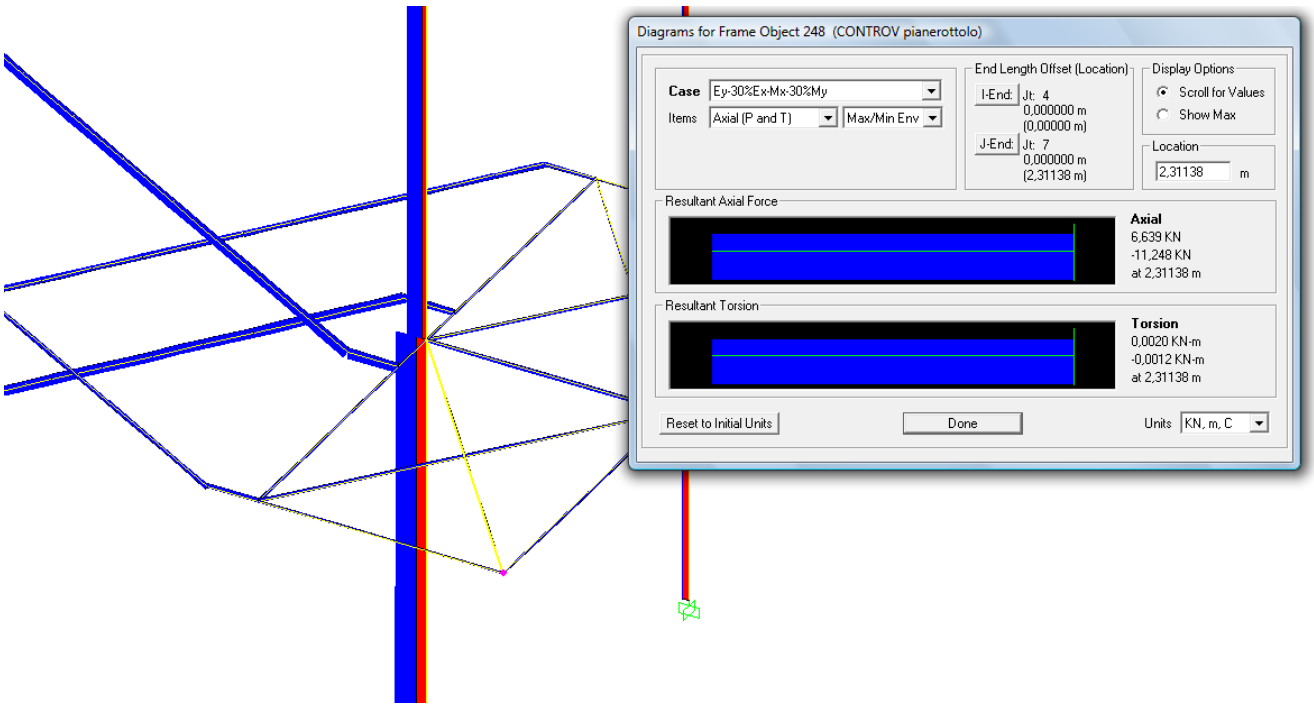


Msd = 12,5 kNm, cosciale interno UPN 320, SLU envelope



Nsd = 84 kN, cosciale interno UPN 320, SLU envelope

Le sollecitazioni sono pressoché analoghe agli stati limite ultimi. Si assumono soddisfatte le verifiche.



Allo stesso modo si procede con la verifica analitica in forma chiusa anche per il controvento maggiormente sollecitato.

Dati profilato

Tondino diam. 22 mm in acciaio S275J

Si riporta, per comodità, un'immagine di dettaglio della sollecitazione in corrispondenza dell'ultimo pianerottolo intermedio.

Nsd = 11,25 kN, derivante da analisi SLU envelope.

Come predetto tale valore si raddoppia, pertanto:

Nsdtot = 11,25*2 = 22,5 kN in trazione

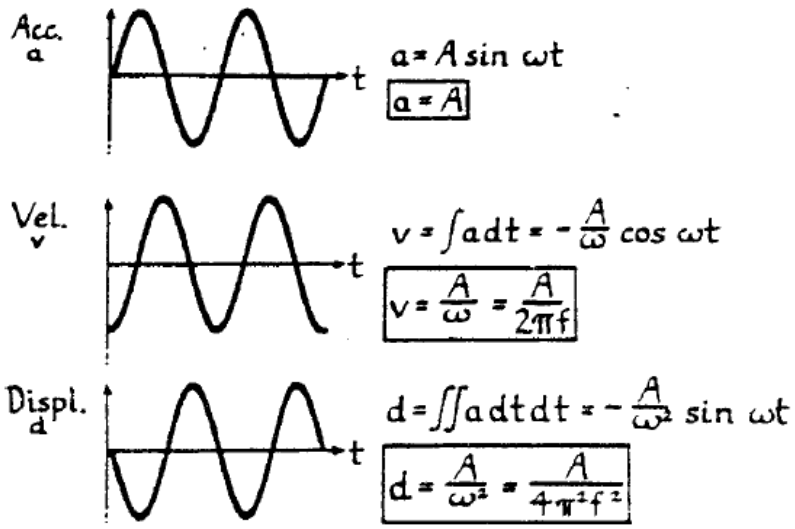
Npl,rd = A*fyd/γm0 = (22^2*3,14/4)*275/1,05 = 99508 N → 99,5 kN

Nsd/Nrd = 22,5/99,5 = 0,22

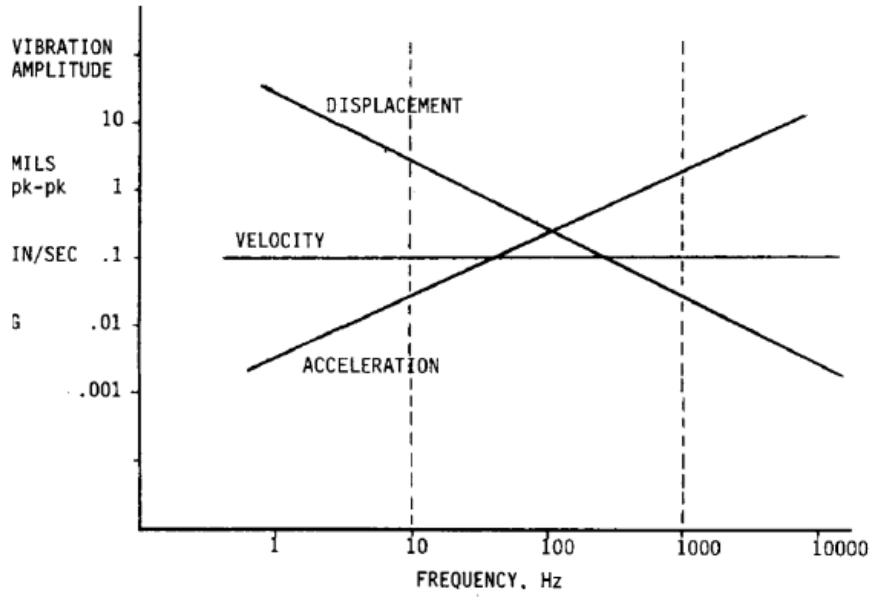
La sezione risulta verificata.

17.4 Verifiche alle vibrazioni (comfort) agli SLE frequenti statici

Per stimare una vibrazione si può scegliere di misurare lo spostamento o le sue derivate prima e seconda, velocità e accelerazione. La scelta del parametro da misurare dipende dal range di frequenza del fenomeno. Con riferimento ad una singola armonica, qualunque sia il parametro considerato, rimangono inalterati forma e periodo della vibrazione, mentre si verifica una variazione di ampiezza e di fase. Quando si eseguono misure mediate nel tempo, si trascura la fase e le relazioni tra i tre parametri vengono stabilite unicamente dalla pulsazione ω=2f.



La seguente figura mostra un grafico della velocità ad andamento costante per tutto lo spettro di frequenze, con le corrispondenti curve di spostamento e accelerazione.



La stima degli effetti delle vibrazioni sull'integrità strutturale degli edifici (UNI 9916:2004 – Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici) si basa invece sulla misura della velocità nell'intervallo di frequenza 1-250 Hz.

Il DM 2018 prevede anche lo stato limite di esercizio nei confronti delle vibrazioni indotte nelle strutture a causa dei carichi di esercizio.

I principali Stati Limite di Esercizio sono elencati nel seguito:

a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;

b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;

c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;

d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;

e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;

f) corrosione e/o degrado dei materiali in funzione del tempo e dell'ambiente di esposizione che possano compromettere la durabilità.

Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio comprendono gli Stati Limite di Operatività (SLO) e gli Stati Limite di Danno (SLD), come precisato nel § 3.2.1.

4.1.2.2.3 Stato limite per vibrazioni

Quando richiesto, devono essere individuati limiti per vibrazioni:

a) al fine di assicurare accettabili livelli di benessere (dal punto di vista delle sensazioni percepite dagli utenti),

b) al fine di prevenire possibili danni negli elementi secondari e nei componenti non strutturali,

c) al fine di evitare possibili danni che compromettano il funzionamento di macchine e apparecchiature.

4.2.4.2.3 Stato limite di vibrazioni

Le verifiche devono essere condotte adottando le combinazioni frequenti di progetto e facendo riferimento a normative per la misura e la valutazione degli effetti indotti dalle vibrazioni quali: la UNI 9614, la UNI 9916 ed altre norme di comprovata validità.

4.2.4.2.3.1 *Edifici*

Nel caso di solai caricati regolarmente da persone, la frequenza naturale più bassa della struttura del solaio non deve in generale essere minore di 3 Hz.

Nel caso di solai soggetti a eccitazioni cicliche la frequenza naturale più bassa non deve in generale essere inferiore a 5 Hz.

In alternativa a tali limitazioni potrà condursi un controllo di accettabilità della percezione delle vibrazioni.

Si riportano per semplicità le risposte vibrazionali della struttura sottoposta ai carichi in combinazione SLE frequente che partecipano al moto armonico con i rispettivi periodi e le masse partecipanti. Si ritengono fondamentali i primi due, in particolare il secondo:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,522207	0,00284	0,07973	0,000009587	0,00284	0,07973	0,000009587
MODAL	Mode	2	0,333279	0,58308	0,0015	0,00092	0,58592	0,08122	0,00093
MODAL	Mode	3	0,200186	0,00343	0,0404	0,000008074	0,58936	0,12163	0,00094

dove per il primo modo si ha una massa partecipante relativamente non significativa per eccitare la struttura che si muove con oscillazione pari a 0,52 sec ovvero 1,91 Hz.

Si ritiene che il periodo fondamentale significativo sia al modo 2 con un periodo pari a 0,33 sec ovvero una frequenza di 3,03 Hz, >= al valore limite per basse frequenze negli edifici. Per tutti gli altri periodi, oltretutto ai quali è associata maggiore massa partecipante, il range è nettamente superiore.

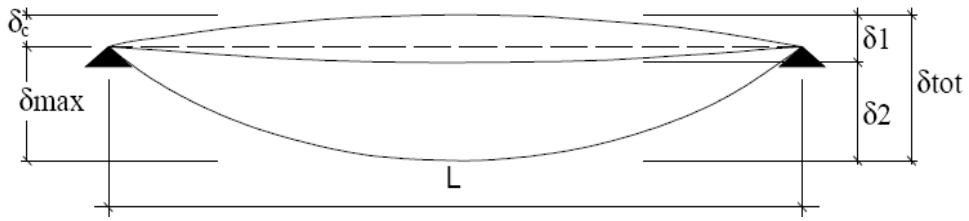
La verifica è da considerarsi soddisfatta, vista anche la natura della costruzione non sottoposta a carichi ciclici ma solo occasionali.

17.5 Verifiche delle deformazioni (SLU statici)

Ai sensi del par. 2.2.2 delle NTC 2018 i principali Stati Limite di Esercizio che possono essere considerati gravosi per l'edificio in oggetto sono gli spostamenti e le deformazioni che limitano l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto.

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come:

$\delta tot = \delta 1 + \delta 2$



essendo:

δC la monta iniziale della trave,

δ1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

δ2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

δmax lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale = δtot - δC.

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di δmax e δ2, riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento.

Tab. 4.2.XII - *Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie*

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Tab. 4.2.XIII - *Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali*

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

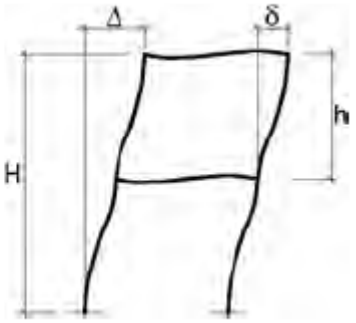


Fig. 4.2.4 - *Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio*

Si riportano ora l'andamento delle deformazioni allo SLU statico all'interno degli elementi strutturali.



Fig 67: Principali deformazioni orizzontali delle srutture in acciaio

In riferimento alle figure della sezione 10 della presente relazione che riportano le deformate dei punti ritenuti significativi si riporta sotto un riassuntio delle deformate totatli e di interpiano al fine di poter eseguire le verifiche.

PIANEROTTOLO INTERMEDIO ULTIMO LIVELLO	PIANEROTTOLO INTERMEDIO PENULTIMO LIVELLO
(altezza da terra 6,15 m)	(altezza da terra 1,85 m)
Nodo estremo pianerottolo	
dx = 3 mm	dx = 2,5 mm
dy = 9,5 mm	dy = 2,5 mm
dz = 7,5 mm	dz = 7,5 mm
Nodo mezzeria pianerottolo	
dx = 3 mm	dx = 1,0 mm
dy = 9,5 mm	dy = 2,5 mm
dz = 6,4 mm	dz = 5,5 mm
Nodo estremo opposto pianerottolo	
dx = 3,5 mm	dx = 2,6 mm
dy = 9,5 mm	dy = 2,5 mm

dz = 7,5 mm dz = 6,2 mm

Le deformazioni verticali sugli elementi mensola in carpenteria metallica (travi reggi pianerottolo intermedio al secondo livello), raggiungono il valore massimo di 2,0 mm. Considerando la luce tra i due vincoli, cioè 1,45 metri, imponendo un limite di deformazione pari a 1/250 della luce, il valore massimo imposto da normativa risulta pari a 2L/250 = 11,6 mm. Le deformazioni risultano minori rispetto ai limiti imposti da normativa.

Le deformazioni verticali sugli elementi mensola in carpenteria metallica (travi reggi pianerottolo intermedio al primo livello), raggiungono il valore massimo di 1,1 mm. Considerando la luce tra i due vincoli, cioè 1,45 metri, imponendo un limite di deformazione pari a 1/250 della luce, il valore massimo imposto da normativa risulta pari a 2L/250 = 11,6 mm. Le deformazioni risultano minori rispetto ai limiti imposti da normativa.

Le deformazioni massime deformazioni orizzontali interpiano (tra quota pianerottolo secondo piano e primo piano) raggiungono il valore massimo in direzione Y di 9,5-2,5 = 7,0 mm e in direzione X di 3-1,1 = 1,9 mm. Considerando un'altezza interpiano di 3,0-1,0 =2,0 mm, imponendo un limite di deformazione pari a 1/300 dell'altezza interpiano, il valore massimo imposto da normativa risulta pari a δ = 4300/300 = 14,3 mm contro uno spostamento massimo di 7,0 mm. Per quanto riguarda la deformazione orizzontale sull'altezza totale all'ultimo pianerottolo intermedio si ha che Δ = 6150/500 = 12,3 mm e il massimo spostamento risulta 9,5 mm. Le deformazioni risultano minori rispetto ai limiti imposti da normativa.

Per l'altra zona del corpo scale, parete unica in direzione Y ALL "A", gli spostamenti globali e interpiano tra i pianerottoli di sbarco risultano inferiori all'allinemaneto sopra verificato.

17.6 Collegamenti e giunzioni strutture metalliche (dominante SLU Envelope)

Le verifiche delle giunzioni o qualsivoglia collegamenti saldati e bullonati, sulla scorta delle sollecitazioni derivanti dal modello di SAP, sono state calcolate con metodo automatico secondo EC3:2005 in relazione agli estratti del paragrafo precedente, mediante il software Robot Structural Analysis 2018.

Le stesse regole valgolno anche per gli ancoraggi di base che sono stati verificati in automatico con il software Profis Anchor 2.7.5 HILTI.

Si riportano di seguito le sezioni di controllo, le sollecitazioni agenti e le rispettive verifiche.

17.6.1 Piastra di base incastro colonna singola

Si riportano ora le verifiche della piastra di base allo SLU statico in quanto dominante con i relativi dettagli degli elementi strutturali calcolati mediante software Autodesk Robot Structural Analysis 2018, del nodo tipo a terra maggiormente sollecitato.

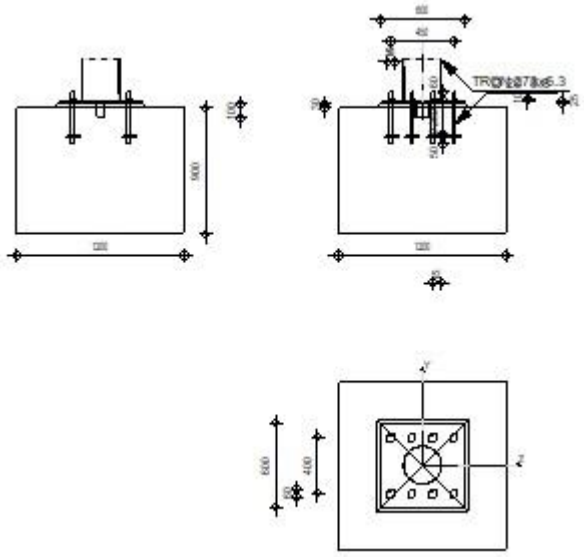
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calcolo del plinto della colonna incastrato

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Coefficiente **0,48**



Generale

Nome del giunto Colonna 273 a terra

Geometria

Colonna

Profilato: TRON 273x6.3

L_c =	5,00	[m]	Lunghezza della colonna
α =	0,0	[Deg]	Angolo d'inclinazione
h_c =	273	[mm]	Altezza della sezione della colonna
b_{fc} =	273	[mm]	Larghezza della sezione della colonna
t_{wc} =	6	[mm]	Spessore dell'anima della sezione della colonna
t_{fc} =	6	[mm]	Spessore dell'ala della sezione della colonna

L_c = 5,00 [m] Lunghezza della colonna

r_c = 0 [mm] Raggio di raccordo della sezione della colonna

A_c = 52,79 [cm^2] Area della sezione della colonna

I_{yc} = 4695,82 [cm^4] Momento di inerzia della sezione della colonna

Materiale: S 275

f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistenza

f_{uc} = 430,00 [MPa] Limite di resistenza del materiale

Piastra della colonna

l_{pd} = 600 [mm] Lunghezza

b_{pd} = 600 [mm] Larghezza

t_{pd} = 25 [mm] Spessore

Materiale: S 275

f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistenza

f_{upd} = 430,00 [MPa] Limite di resistenza del materiale

Ancoraggio

Il piano di taglio attraversa la parte NON FILETTATA del bullone.

Classe = 8.8 Classe di ancoraggi

f_{yb} = 640,00 [MPa] Limite di plasticità del materiale del bullone

f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistenza del materiale del bullone alla trazione

d = 20 [mm] Diametro del bullone

A_s = 2,45 [cm^2] Area della sezione efficace del bullone

A_v = 3,14 [cm^2] Area della sezione del bullone

n_H = 4 Numero di colonne dei bulloni

n_V = 2 Numero di file di bulloni

Distanza orizzontale e_{Hi} = 150;150 [mm]

Distanza verticale e_{Vi} = 400 [mm]

Dimensioni di ancoraggi

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 250 [mm]

L_3 = 50 [mm]

Piastrina di resistenza

d = 100 [mm] Diametro

t_p = 10 [mm] Spessore

Materiale: S 235

f_y = 235,00 [MPa] Resistenza

Rondella

l_{wd} = 50 [mm] Lunghezza

b_{wd} = 60 [mm] Larghezza

t_{wd} = 10 [mm] Spessore

Coefficienti di materiale

γ_{M0} = 1,00 Coefficiente di sicurezza parziale

γ_{M2} = 1,25 Coefficiente di sicurezza parziale

γ_C = 1,50 Coefficiente di sicurezza parziale

Plinto di fondazione

L = VAR Lunghezza del plinto

B = VAR [mm] Larghezza del plinto

H = 600 [mm] Altezza del plinto

Calcestruzzo

Classe C25/30

f_{ck} = 30,00 [MPa] Resistenza caratteristica alla compressione

Getto di sigillatura

t_g = 30 [mm] Spessore del getto di sigillatura

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistenza caratteristica alla compressione

$C_{f,d}$ = 0,30 Coeff. di attrito tra la piastra di base e il calcestruzzo

Saldature

a_p = 4 [mm] Piastra principale del plinto della colonna

a_w = 4 [mm] Cuneo

Carichi

Condizione Calcolo manuale.

$N_{j,Ed}$ = -253,00 [kN] Azione assiale

$V_{j,Ed,y}$ = 10,00 [kN] Azione tagliante

$M_{j,Ed,y}$ = 20,00 [kN*m] Momento flettente

Risultati

Zona di compressione

COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO

f_{cd} = 16,67 [MPa] Resistenza di calcolo alla compressione EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 22,22 [MPa] Resistenza di calcolo del materiale del giunto sotto la piastra di base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 51 [mm] Larghezza dell'appoggio addizionale [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 108 [mm] Larghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 375 [mm] Lunghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 403,95 [cm^2] Zona di contatto della piastra di base e della fondazione EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 3635,59 [cm^2] Area di calcolo massima della ripartizione del carico EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \le 3*A_{c0}*f_{cd}$

F_{rdu} = 2019,77 [kN] Resistenza del calcestruzzo alla pressione EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coefficiente di riduzione per la compressione [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 33,33 [MPa] Resistenza di calcolo del materiale del giunto [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 903,64 [cm^2] Area di compressione efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,n}$ =	903,64	[cm^2]	Area di compressione efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y}$ =	451,82	[cm^2]	Area di flessione My	[6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i} * f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ =	3012,13	[kN]	Resistenza del calcestruzzo alla compressione	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y}$ =	1506,07	[kN]	Resistenza del calcestruzzo alla flessione My	[6.2.8.3.(1)]

ALA E ANIMA DELLA COLONNA IN COMPRESSIONE

CL =	2,00		Classe di sezione	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y}$ =	448,20	[cm^3]	Fattore plastico della sezione	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y}$ =	123,25	[kN*m]	Resistenza di calcolo della sezione alla flessione	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y}$ =	179	[mm]	Distanza tra i centri di gravità delle ali	[6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$

$F_{c,fc,Rd,y}$ =	688,41	[kN]	Resistenza dell'ala compressa e dell'anima	[6.2.6.7.(1)]

RESISTENZA DEL PLINTO NELLA ZONA COMPRESSA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ =	3012,13	[kN]	Resistenza del plinto alla compressione assiale	[6.2.8.2.(1)]

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$

$F_{C,Rd,y}$ =	688,41	[kN]	Resistenza del plinto nella zona compressa	[6.2.8.3]

Controllo della resistenza del giunto

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,08 < 1,00	verificato	(0,08)

e_y =	79	[mm]	Eccentricità dell'azione assiale	[6.2.8.3]
$z_{c,y}$ =	90	[mm]	Braccio di leva $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y}$ =	225	[mm]	Braccio di leva $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y}$ =	57,80	[kN*m]	Resistenza del giunto alla flessione	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,35 < 1,00	verificato	(0,35)

Taglio

PRESSIONE DEL BULLONE D'ANCORAGGIO SULLA PIASTRA DI BASE

Taglio della forza $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y}$ = 1,52 Coeff. di posizione dei bulloni: nella direzione del taglio [Tabella 3.4]

$\alpha_{b,y}$ = 1,00 Coeff. per il calcolo della resistenza $F_{1,vb,Rd}$ [Tabella 3.4]

$k_{1,y}$ = 2,50 Coeff. di posizione dei bulloni: perpendicolari alla direzione del taglio [Tabella 3.4]

$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y}*\alpha_{b,y}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistenza del bullone d'ancoraggio alla pressione sulla piastra di base [6.2.2.(7)]

TAGLIO DEL BULLONE D'ANCORAGGIO

α_b = 0,25 Coeff. per il calcolo della resistenza $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

A_{vb} = 3,14 [cm^2] Area della sezione del bullone [6.2.2.(7)]

f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistenza del materiale del bullone alla trazione [6.2.2.(7)]

γ_{M2} = 1,25 Coefficiente di sicurezza parziale [6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b*f_{ub}*A_{vb}/\gamma_{M2}$

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistenza del bullone al taglio - senza effetto della leva [6.2.2.(7)]

α_M = 2,00 Coeff. dipendente dal fissaggio di un ancoraggio alla fondazione CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s}$ = 0,75 [kN*m] Resistenza caratteristica dell'ancoraggio alla flessione CEB [9.3.2.2]

l_{sm} = 53 [mm] Lunghezza del braccio di leva CEB [9.3.2.2]

γ_{Ms} = 1,20 Coefficiente di sicurezza parziale CEB [3.2.3.2]

$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M*M_{Rk,s}/(l_{sm}*\gamma_{Ms})$

$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistenza del bullone al taglio - con effetto della leva CEB [9.3.1]

DISTRUZIONE DEL CONO DEL CALCESTRUZZO

$N_{Rk,c}$ = 177,88 [kN] Resistenza di calc. per il sollevamento CEB [9.2.4]

k_3 = 2,00 Coeff. dipendente dalla lunghezza dell'ancoraggio CEB [9.3.3]

γ_{Mc} = 2,16 Coefficiente di sicurezza parziale CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,cp} = k_3*N_{Rk,c}/\gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,cp}$ = 164,70 [kN] Resistenza del calcestruzzo alla distruzione CEB [9.3.1]

DISTRUZIONE DEL BORDO DEL CALCESTRUZZO

Taglio della forza $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0$ =	563,0 [kN]	Resistenza caratteristica del bullone d'ancoraggio	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y}$ =	0,63	Coeff. dipendente dall'interasse dell'ancoraggio e dalla distanza dal bordo	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y}$ =	1,00	Coeff. dipendente dallo spessore della fondazione	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y}$ =	0,89	Coeff. di influenza dei bordi paralleli all'azione tagliante	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y}$ =	1,00	Coeff. di irregolarità della ripartizione dell'azione tagliante sui singoli ancoraggi di un gruppo	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y}$ =	1,00	Coeff. dipendente dall'angolo dell'azione tagliante	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y}$ =	1,00	Coeff. dipendente dal tipo di armatura dei bordi utilizzata	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc} =	2,16	Coefficiente di sicurezza parziale	CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,y}$ =	144,58 [kN]	Resistenza del calcestruzzo alla distruzione del bordo	CEB [9.3.1]

SLITTAMENTO DEL PLINTO

$C_{f,d}$ =	0,30	Coeff. di attrito tra la piastra di base e il calcestruzzo	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$ =	253,00 [kN]	Azione di compressione	[6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd}$ =	75,90 [kN]	Resistenza allo slittamento	[6.2.2.(6)]

CONTATTO DELLA CAVETTA CON CALCESTRUZZO

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$

$F_{v,Rd,wg,y}$ =	233,33 [kN]	Resistenza al contatto della cavetta con calcestruzzo	

CONTROLLO DEL TAGLIO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ =	500,72 [kN]	Resistenza del giunto al taglio $V_{j,Rd}$	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificato	(0,02)

Saldature tra la colonna e la piastra della base

$\sigma_\perp$ =	98,05 [MPa]	Sollecitazione normale nella saldatura	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp$ =	98,05	[MPa]	Sollecitazione normale nella saldatura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	98,05	[MPa]	Sollecitazione tangenziale perpendicolare	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	4,51	[MPa]	Sollecitazione tangenziale parallela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	0,00	[MPa]	Sollecitazione tangenziale parallela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85		Coefficiente dovuto alla resistenza	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,32 < 1,00	verificato	(0,32)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,48 < 1,00	verificato	(0,48)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,48 < 1,00	verificato	(0,48)

Rigidezza del giunto

Momento flettente $M_{j,Ed,y}$

b_{eff} =	108	[mm]	Larghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala	[6.2.5.(3)]
l_{eff} =	375	[mm]	Lunghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala	[6.2.5.(3)]

$k_{13,y} = E_c*\sqrt{(b_{eff}*l_{eff})}/(1.275*E)$

$k_{13,y}$ =	23	[mm]	Coefficiente di rigidezza del calcestruzzo in compressione	[Tabella 6.11]
l_{eff} =	300	[mm]	Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2	[6.2.6.5]
m =	160	[mm]	Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento	[6.2.6.5]

$k_{15,y} = 0.850*l_{eff}*t_p^3/(m^3)$

$k_{15,y}$ =	1	[mm]	Coefficiente di rigidezza della piastra di base in trazione	[Tabella 6.11]
L_b =	235	[mm]	Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio	[Tabella 6.11]

$k_{16,y} = 1.6*A_b/L_b$

$k_{16,y}$ =	2	[mm]	Coefficiente di rigidezza dell'ancoraggio in trazione	[Tabella 6.11]
$\lambda_{0,y}$ =	0,61		Snellezza della colonna	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y}$ =	76304,09	[kN*m]	Rigidezza di rotazione iniziale	[Tabella 6.12]
$S_{j,rig,y}$ =	59167,33	[kN*m]	Rigidezza del giunto rigido	[5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGIDO [5.2.2.5.(2)]

Il componente più debole:

SALDATURE CHE UNISCONO IL RIALZO DELLA COLONNA E LA PIASTRA DI BASE

Giunto conforme alla norma Coefficiente 0,48

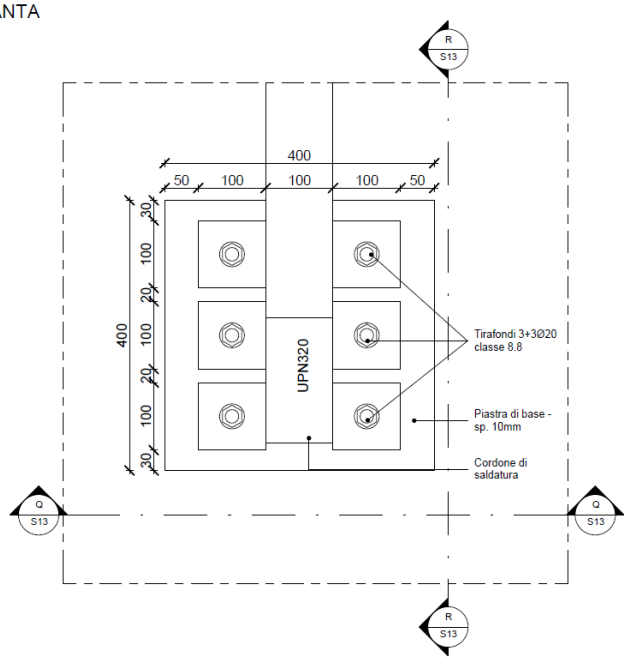
17.6.2 Nodo di incastro cosciale

Si riportano ora le verifiche del nodo di incastro della trave alla colonna allo SLU statico in quanto dominante, con i relativi dettagli degli elementi strutturali dimensionati mediante software Autodesk Robot Structural Analysis 2018, del nodo tipo maggiormente sollecitato.

NODO UPN320 A TERRA – SCALA (TAV. S13)

NODO UPN 320-BASE DI FONDAZIONE

PIANTA



Condizione STATICA

$N_{j,Ed}$ =	-21,00	[kN]	Azione assiale
$V_{j,Ed,y}$ =	7,00	[kN]	Azione tagliante
$V_{j,Ed,z}$ =	7,00	[kN]	Azione tagliante
$M_{j,Ed,y}$ =	16,00	[kN*m]	Momento flettente
$M_{j,Ed,z}$ =	0,00	[kN*m]	Momento flettente

Condizione SISMICA (DOMINANTE)

$N_{j,Ed}$ = -19,00 [kN] Azione assiale

$V_{j,Ed,y}$ = 14,00 [kN] Azione tagliante

$V_{j,Ed,z}$ = 1,00 [kN] Azione tagliante

$M_{j,Ed,y}$ = 17,00 [kN*m] Momento flettente

$M_{j,Ed,z}$ = 1,00 [kN*m] Momento flettente

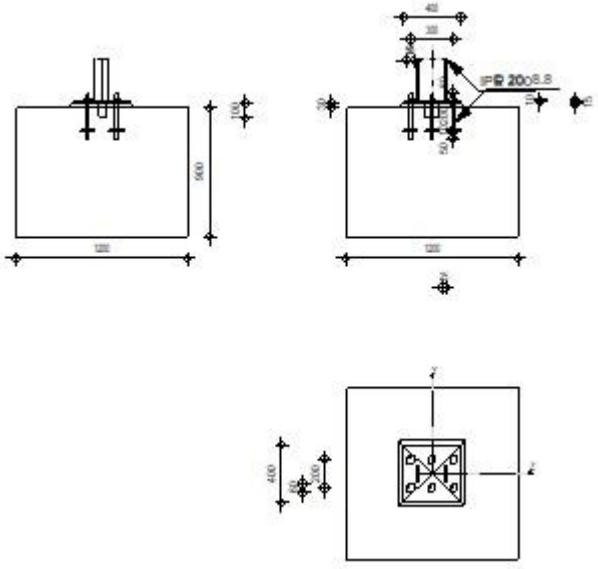
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calcolo del plinto della colonna incastrato

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Coefficiente **0,84**



Generale

Nome del giunto UPN a terra

Geometria

Colonna

Profilato: UPN 320

L_c = 5,00 [m] Lunghezza della colonna

α = 0,0 [Deg] Angolo d'inclinazione

L_c = 5,00 [m] Lunghezza della colonna

h_c = 320 [mm] Altezza della sezione della colonna

b_{fc} = 100 [mm] Larghezza della sezione della colonna

t_{wc} = 17,5 [mm] Spessore dell'anima della sezione della colonna

t_{fc} = 14 [mm] Spessore dell'ala della sezione della colonna

r_c = 17,5 [mm] Raggio di raccordo della sezione della colonna

A_c = 59,50 [cm^2] Area della sezione della colonna

I_{yc} = 10870,00 [cm^4] Momento di inerzia della sezione della colonna

Materiale: S 275

f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistenza

f_{uc} = 430,00 [MPa] Limite di resistenza del materiale

Piastra della colonna

l_{pd} = 400 [mm] Lunghezza

b_{pd} = 400 [mm] Larghezza

t_{pd} = 15 [mm] Spessore

Materiale: S 275

f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistenza

f_{upd} = 430,00 [MPa] Limite di resistenza del materiale

Ancoraggio

Il piano di taglio attraversa la parte NON FILETTATA del bullone.

Classe = 8.8 Classe di ancoraggi

f_{yb} = 640,00 [MPa] Limite di plasticità del materiale del bullone

f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistenza del materiale del bullone alla trazione

d = 20 [mm] Diametro del bullone

A_s = 2,45 [cm^2] Area della sezione efficace del bullone

A_v = 3,14 [cm^2] Area della sezione del bullone

n_H = 3 Numero di colonne dei bulloni

Il piano di taglio attraversa la parte NON FILETTATA del bullone.

Classe = 8.8 Classe di ancoraggi

n_V = 2 Numero di file di bulloni

Distanza orizzontale e_{Hi} = 150 [mm]

Distanza verticale e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensioni di ancoraggi

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 200 [mm]

L_3 = 50 [mm]

Piastrina di resistenza

d = 100 [mm] Diametro

t_p = 10 [mm] Spessore

Materiale: S 235

f_y = 235,00 [MPa] Resistenza

Rondella

l_{wd} = 50 [mm] Lunghezza

b_{wd} = 60 [mm] Larghezza

t_{wd} = 10 [mm] Spessore

Coefficienti di materiale

γ_{M0} = 1,00 Coefficiente di sicurezza parziale

γ_{M2} = 1,25 Coefficiente di sicurezza parziale

γ_C = 1,50 Coefficiente di sicurezza parziale

Plinto di fondazione

L = VAR [mm] Lunghezza del plinto

B = VAR [mm] Larghezza del plinto

H = 600 [mm] Altezza del plinto

Calcestruzzo

Classe C25/30

f_{ck} = 30,00 [MPa] Resistenza caratteristica alla compressione

Getto di sigillatura

t_g = 30 [mm] Spessore del getto di sigillatura

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistenza caratteristica alla compressione

$C_{f,d}$ = 0,30 Coeff. di attrito tra la piastra di base e il calcestruzzo

Saldature

a_p = 4 [mm] Piastra principale del plinto della colonna

a_w = 4 [mm] Cuneo

Carichi

Condizione Calcolo manuale.

$N_{j,Ed}$ = 19,00 [kN] Azione assiale

$V_{j,Ed,y}$ = 14,00 [kN] Azione tagliante

$V_{j,Ed,z}$ = 1,00 [kN] Azione tagliante

$M_{j,Ed,y}$ = 17,00 [kN*m] Momento flettente

$M_{j,Ed,z}$ = 1,00 [kN*m] Momento flettente

Risultati

Zona di compressione

COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO

f_{cd} = 16,67 [MPa] Resistenza di calcolo alla compressione EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 33,33 [MPa] Resistenza di calcolo del materiale del giunto sotto la piastra di base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 25 [mm] Larghezza dell'appoggio addizionale [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 58 [mm] Larghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 150 [mm] Lunghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala [6.2.5.(3)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

$c =$ 25	[mm]	Larghezza dell'appoggio addizionale	[6.2.5.(4)]
$A_{c0} =$ 87,23	[cm^2]	Zona di contatto della piastra di base e della fondazione	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$ 785,05	[cm^2]	Area di calcolo massima della ripartizione del carico	EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \le 3*A_{c0}*f_{cd}$

$F_{rdu} =$ 436,14	[kN]	Resistenza del calcestruzzo alla pressione	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$ 0,67		Coefficiente di riduzione per la compressione	[6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

$f_{jd} =$ 33,33	[MPa]	Resistenza di calcolo del materiale del giunto	[6.2.5.(7)]
$A_{c,y} =$ 87,23	[cm^2]	Area di flessione My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$ 87,23	[cm^2]	Area di flessione Mz	[6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,y} =$ 290,76	[kN]	Resistenza del calcestruzzo alla flessione My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$ 290,76	[kN]	Resistenza del calcestruzzo alla flessione Mz	[6.2.8.3.(1)]

ALA E ANIMA DELLA COLONNA IN COMPRESSIONE

CL = 1,00		Classe di sezione	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$ 220,64	[cm^3]	Fattore plastico della sezione	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$ 60,68	[kN*m]	Resistenza di calcolo della sezione alla flessione	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$ 192	[mm]	Distanza tra i centri di gravità delle ali	[6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$

$F_{c,fc,Rd,y} =$ 316,84	[kN]	Resistenza dell'ala compressa e dell'anima	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$ 44,61	[cm^3]	Fattore plastico della sezione	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$ 12,27	[kN*m]	Resistenza di calcolo della sezione alla flessione	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$ 75	[mm]	Distanza tra i centri di gravità delle ali	[6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$

$F_{c,fc,Rd,z} =$ 163,85	[kN]	Resistenza dell'ala compressa e dell'anima	[6.2.6.7.(1)]

RESISTENZA DEL PLINTO NELLA ZONA COMPRESSA

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$

$F_{C,Rd,y}$ =	290,76 [kN]	Resistenza del plinto nella zona compressa	[6.2.8.3]

$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$

$F_{C,Rd,z}$ =	163,85 [kN]	Resistenza del plinto nella zona compressa	[6.2.8.3]

Zona in trazione

ROTTURA DEL BULLONE D'ANCORAGGIO

A_b =	2,45 [cm^2]	Area efficace del bullone	[Tabella 3.4]
f_{ub} =	800,00 [MPa]	Resistenza del materiale del bullone alla trazione	[Tabella 3.4]
Beta =	0,85	Coefficiente di riduzione della resistenza del bullone	[3.6.1.(3)]

$F_{t,Rd,s1} = beta*0.9*f_{ub}*A_b/\gamma_{M2}$

$F_{t,Rd,s1}$ =	119,95 [kN]	Resistenza del bullone alla rottura	[Tabella 3.4]
γ_{Ms} =	1,20	Coefficiente di sicurezza parziale	CEB [3.2.3.2]
f_{yb} =	640,00 [MPa]	Limite di plasticità del materiale del bullone	CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s2} = f_{yb}*A_b/\gamma_{Ms}$

$F_{t,Rd,s2}$ =	130,67 [kN]	Resistenza del bullone alla rottura	CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s}$ =	119,95 [kN]	Resistenza del bullone alla rottura

STRAPPO DEL BULLONE DI ANCORAGGIO DAL CALCESTRUZZO

f_{ck} =	25,00 [MPa]	Resistenza caratteristica del calcestruzzo alla compressione	EN 1992-1:[3.1.2]
A_h =	75,40 [cm^2]	Area di contatto della piastrina di ancoraggio	CEB [15.1.2.3]
p_k =	175,00 [MPa]	Resistenza caratteristica del calcestruzzo allo strappo	CEB [15.1.2.3]
γ_{Mp} =	2,16	Coefficiente di sicurezza parziale	CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,p} = p_k*A_h/\gamma_{Mp}$

$F_{t,Rd,p}$ =	261,80 [kN]	Resistenza di calc. per il sollevamento	CEB [9.2.3]

STRAPPO DEL CONO DEL CALCESTRUZZO

h_{ef} =	200 [mm]	Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio	CEB [9.2.4]

$N_{Rk,c}^0 = 9.0[N^{0.5}/mm^{0.5}]*f_{ck}*h_{ef}^{1.5}$

$N_{Rk,c}^0$ =	127,28	[kN]	Resistenza caratteristica del bullone d'ancoraggio	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N}$ =	600	[mm]	Larghezza critica del cono del calcestruzzo	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N}$ =	300	[mm]	Distanza critica dal bordo della fondazione	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0}$ =	7200,00	[cm^2]	Area massima del cono	CEB [9.2.4]
$A_{c,N}$ =	7200,00	[cm^2]	Area reale del cono	CEB [9.2.4]

$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$

$\psi_{A,N}$ =	1,00	Coeff. dipendente dall'interasse dell'ancoraggio e dalla distanza dal bordo	CEB [9.2.4]
c =	300 [mm]	Distanza minima dell'ancoraggio dal bordo	CEB [9.2.4]

$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr.N} \leq 1.0$

$\psi_{s,N}$ =	1,00	Coeff. dipendente dalla distanza dell'ancoraggio dal bordo della fondazione	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N}$ =	1,00	Coeff. dipendente dalla ripartizione delle forze di trazione negli ancoraggi	CEB [9.2.4]

$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$

$\psi_{re,N}$ =	1,00	Coeff. dipendente dalla densità dell'armatura della fondazione	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N}$ =	1,00	Coeff. dipendente dal grado di fessurazione del calcestruzzo	CEB [9.2.4]
γ_{Mc} =	2,16	Coefficiente di sicurezza parziale	CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$

$F_{t,Rd,c}$ = 58,93 [kN] Resistenza di calcolo dell'ancoraggio allo strappo del cono del calcestruzzo EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

SPACCO DEL CALCESTRUZZO

h_{ef} =	200	[mm]	Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio	CEB [9.2.5]

$N_{Rk,c}^0 = 9.0[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$

$N_{Rk,c}^0$ =	127,28	[kN]	Resistenza di calc. per il sollevamento	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N}$ =	400	[mm]	Larghezza critica del cono del calcestruzzo	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N}$ =	200	[mm]	Distanza critica dal bordo della fondazione	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0}$ =	4200,00	[cm^2]	Area massima del cono	CEB [9.2.5]
$A_{c,N}$ =	4200,00	[cm^2]	Area reale del cono	CEB [9.2.5]

$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$

$\psi_{A,N}$ =	1,00	Coeff. dipendente dall'interasse dell'ancoraggio e dalla distanza dal bordo	CEB [9.2.5]

$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$

$\psi_{A,N}$ = 1,00 Coeff. dipendente dall'interasse dell'ancoraggio e dalla distanza dal bordo CEB [9.2.5]

c = 200 [mm] Distanza minima dell'ancoraggio dal bordo CEB [9.2.5]

$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr.N} \leq 1.0$

$\psi_{s,N}$ = 1,00 Coeff. dipendente dalla distanza dell'ancoraggio dal bordo della fondazione CEB [9.2.5]

$\psi_{ec,N}$ = 1,00 Coeff. dipendente dalla ripartizione delle forze di trazione negli ancoraggi CEB [9.2.5]

$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$

$\psi_{re,N}$ = 1,00 Coeff. dipendente dalla densità dell'armatura della fondazione CEB [9.2.5]

$\psi_{ucr,N}$ = 1,00 Coeff. dipendente dal grado di fessurazione del calcestruzzo CEB [9.2.5]

$\psi_{h,N} = (h/(2*h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$

$\psi_{h,N}$ = 1,20 Coeff. dipendente dall'altezza della fondazione CEB [9.2.5]

$\gamma_{M,sp}$ = 2,16 Coefficiente di sicurezza parziale CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}{}^{0}*\psi_{A,N}*\psi_{s,N}*\psi_{ec,N}*\psi_{re,N}*\psi_{ucr,N}*\psi_{h,N}/\gamma_{M,sp}$

$F_{t,Rd,sp}$ = 70,71 [kN] Resistenza di calcolo dell'ancoraggio allo spacco del calcestruzzo CEB [9.2.5]

RESISTENZA DELL'ANCORAGGIO ALLA TRAZIONE

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd}$ = 58,93 [kN] Resistenza dell'ancoraggio alla trazione

FLESSIONE DELLA PIASTRA DI BASE

Momento flettente $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1}$ = 200 [mm] Lunghezza efficace per un bullone per il modo 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2}$ = 200 [mm] Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2 [6.2.6.5]

m = 67 [mm] Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd}$ = 3,09 [kN*m] Resistenza plastica della piastra per il modo 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd}$ = 3,09 [kN*m] Resistenza plastica della piastra per il modo 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd}$ = 184,48 [kN] Resistenza della piastra per il modo 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd}$ = 106,47 [kN] Resistenza della piastra per il modo 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd}$ = 117,85 [kN] Resistenza della piastra per il modo 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd} , F_{T,2,Rd} , F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y}$ =	106,47	[kN]	Resistenza della piastra in trazione	[6.2.4]

Momento flettente $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1}$ =	200	[mm]	Lunghezza efficace per un bullone per il modo 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2}$ =	200	[mm]	Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2	[6.2.6.5]
m =	93	[mm]	Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd}$ =	3,09	[kN*m]	Resistenza plastica della piastra per il modo 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd}$ =	3,09	[kN*m]	Resistenza plastica della piastra per il modo 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd}$ =	133,53	[kN]	Resistenza della piastra per il modo 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd}$ =	123,86	[kN]	Resistenza della piastra per il modo 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd}$ =	176,78	[kN]	Resistenza della piastra per il modo 3	[6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd} , F_{T,2,Rd} , F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,z}$ =	123,86	[kN]	Resistenza della piastra in trazione	[6.2.4]

RESISTENZA DELL'ANIMA DELLA COLONNA ALLA TRAZIONE

Momento flettente $M_{j,Ed,z}$

t_{wc} =	6	[mm]	Spessore efficace dell'anima della colonna	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc}$ =	200	[mm]	Larghezza efficace dell'anima in trazione	[6.2.6.3.(2)]
A_{vc} =	14,02	[cm^2]	Area al taglio	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω =	0,74		Coefficiente di riduzione per l'interazione con il taglio	[6.2.6.3.(4)]

$F_{t,wc,Rd,z} = \omega\ b_{eff,t,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0}$

$F_{t,wc,Rd,z}$ =	227,67	[kN]	Resistenza dell'anima della colonna	[6.2.6.3.(1)]

RESISTENZA DEL PLINTO NELLA ZONA IN TRAZIONE

$N_{j,Rd}$ =	247,73	[kN]	Resistenza del plinto alla trazione assiale	[6.2.8.3]

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y}$ =	106,47	[kN]	Resistenza del plinto nella zona tesa	[6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z},F_{t,wc,Rd,z})$

$F_{T,Rd,z}$ =	123,86	[kN]	Resistenza del plinto nella zona tesa	[6.2.8.3]

Controllo della resistenza del giunto

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,08 < 1,00	verificato	(0,08)	
e_y =	895 [mm]	Eccentricità dell'azione assiale		[6.2.8.3]
$z_{c,y}$ =	96 [mm]	Braccio di leva $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y}$ =	150 [mm]	Braccio di leva $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y}$ =	23,64 [kN*m]	Resistenza del giunto alla flessione		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,72 < 1,00	verificato	(0,72)	
e_z =	53 [mm]	Eccentricità dell'azione assiale		[6.2.8.3]
$z_{c,z}$ =	37 [mm]	Braccio di leva $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z}$ =	100 [mm]	Braccio di leva $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z}$ =	8,54 [kN*m]	Resistenza del giunto alla flessione		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,12 < 1,00	verificato	(0,12)	
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,84 < 1,00	verificato	(0,84)	

Taglio

PRESSIONE DEL BULLONE D'ANCORAGGIO SULLA PIASTRA DI BASE

Taglio della forza $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y}$ = 1,52	Coeff. di posizione dei bulloni: nella direzione del taglio	[Tabella 3.4]
$\alpha_{b,y}$ = 1,00	Coeff. per il calcolo della resistenza $F_{1,vb,Rd}$	[Tabella 3.4]
$k_{1,y}$ = 2,50	Coeff. di posizione dei bulloni: perpendicolari alla direzione del taglio	[Tabella 3.4]

$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y}*\alpha_{b,y}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 258,00 [kN] Resistenza del bullone d'ancoraggio alla pressione sulla piastra di base [6.2.2.(7)]

Taglio della forza $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z}$ = 0,76	Coeff. di posizione dei bulloni: nella direzione del taglio	[Tabella 3.4]
$\alpha_{b,z}$ = 0,76	Coeff. per il calcolo della resistenza $F_{1,vb,Rd}$	[Tabella 3.4]
$k_{1,z}$ = 2,50	Coeff. di posizione dei bulloni: perpendicolari alla direzione del taglio	[Tabella 3.4]

$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z}*\alpha_{b,z}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 195,45 [kN] Resistenza del bullone d'ancoraggio alla pressione sulla piastra di base [6.2.2.(7)]

TAGLIO DEL BULLONE D'ANCORAGGIO

α_b = 0,25		Coeff. per il calcolo della resistenza $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
A_{vb} = 3,14	[cm^2]	Area della sezione del bullone	[6.2.2.(7)]
f_{ub} = 800,00	[MPa]	Resistenza del materiale del bullone alla trazione	[6.2.2.(7)]
γ_{M2} = 1,25		Coefficiente di sicurezza parziale	[6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86	[kN]	Resistenza del bullone al taglio - senza effetto della leva	[6.2.2.(7)]
α_M = 2,00		Coeff. dipendente dal fissaggio di un ancoraggio alla fondazione	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s}$ = 0,52	[kN*m]	Resistenza caratteristica dell'ancoraggio alla flessione	CEB [9.3.2.2]
l_{sm} = 48	[mm]	Lunghezza del braccio di leva	CEB [9.3.2.2]
γ_{Ms} = 1,20		Coefficiente di sicurezza parziale	CEB [3.2.3.2]

$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$

$F_{v,Rd,sm}$ = 18,37	[kN]	Resistenza del bullone al taglio - con effetto della leva	CEB [9.3.1]

DISTRUZIONE DEL CONO DEL CALCESTRUZZO

$N_{Rk,c}$ = 127,28	[kN]	Resistenza di calc. per il sollevamento	CEB [9.2.4]
k_3 = 2,00		Coeff. dipendente dalla lunghezza dell'ancoraggio	CEB [9.3.3]
γ_{Mc} = 2,16		Coefficiente di sicurezza parziale	CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,cp}$ = 117,85	[kN]	Resistenza del calcestruzzo alla distruzione	CEB [9.3.1]

DISTRUZIONE DEL BORDO DEL CALCESTRUZZO

Taglio della forza $V_{j,Ed,y}$

$V^0_{Rk,c,y}$ = 752,49	[kN]	Resistenza caratteristica del bullone d'ancoraggio	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y}$ = 0,60		Coeff. dipendente dall'interasse dell'ancoraggio e dalla distanza dal bordo	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y}$ = 1,00		Coeff. dipendente dallo spessore della fondazione	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y}$ = 0,88		Coeff. di influenza dei bordi paralleli all'azione tagliante	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y}$ = 1,00		Coeff. di irregolarità della ripartizione dell'azione tagliante sui singoli ancoraggi di un	CEB

$V_{Rk,c,y}^0$ =	752,49 [kN]	Resistenza caratteristica del bullone d'ancoraggio	CEB [9.3.4.(a)]
		gruppo	[9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y}$ =	1,00	Coeff. dipendente dall'angolo dell'azione tagliante	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y}$ =	1,00	Coeff. dipendente dal tipo di armatura dei bordi utilizzata	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc} =	2,16	Coefficiente di sicurezza parziale	CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,y}$ =	183,94 [kN]	Resistenza del calcestruzzo alla distruzione del bordo	CEB [9.3.1]

Taglio della forza $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0$ =	642,48 [kN]	Resistenza caratteristica del bullone d'ancoraggio	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z}$ =	0,74	Coeff. dipendente dall'interasse dell'ancoraggio e dalla distanza dal bordo	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z}$ =	1,00	Coeff. dipendente dallo spessore della fondazione	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z}$ =	0,92	Coeff. di influenza dei bordi paralleli all'azione tagliante	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z}$ =	1,00	Coeff. di irregolarità della ripartizione dell'azione tagliante sui singoli ancoraggi di un gruppo	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z}$ =	1,00	Coeff. dipendente dall'angolo dell'azione tagliante	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z}$ =	1,00	Coeff. dipendente dal tipo di armatura dei bordi utilizzata	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc} =	2,16	Coefficiente di sicurezza parziale	CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,z}$ =	203,19 [kN]	Resistenza del calcestruzzo alla distruzione del bordo	CEB [9.3.1]

SLITTAMENTO DEL PLINTO

$C_{f,d}$ =	0,30	Coeff. di attrito tra la piastra di base e il calcestruzzo	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$ =	0,00 [kN]	Azione di compressione	[6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd}$ =	0,00 [kN]	Resistenza allo slittamento	[6.2.2.(6)]

CONTATTO DELLA CAVETTA CON CALCESTRUZZO

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4*l_w*b_{wy}*f_{ck}/\gamma_c$

$F_{v,Rd,wg,y}$ = 233,33 [kN] Resistenza al contatto della cavetta con calcestruzzo

$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4*l_w*b_{wz}*f_{ck}/\gamma_c$

$F_{v,Rd,wg,z}$ = 128,33 [kN] Resistenza al contatto della cavetta con calcestruzzo

CONTROLLO DEL TAGLIO

$V_{j,Rd,y} = n_b*\min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ =	343,53 [kN]	Resistenza del giunto al taglio $V_{j,Rd}$		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \le 1,0$	0,04 < 1,00		verificato	(0,04)

$V_{j,Rd,z} = n_b*\min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ =	238,53 [kN]	Resistenza del giunto al taglio $V_{j,Rd}$		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \le 1,0$	0,00 < 1,00		verificato	(0,00)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \le 1,0$	0,04 < 1,00		verificato	(0,04)

Saldature tra la colonna e la piastra della base

$\sigma_\perp$ =	100,07 [MPa]	Sollecitazione normale nella saldatura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	100,07 [MPa]	Sollecitazione tangenziale perpendicolare	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	9,00 [MPa]	Sollecitazione tangenziale parallela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	0,68 [MPa]	Sollecitazione tangenziale parallela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85	Coefficiente dovuto alla resistenza	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2})) \le 1.0$ (4.1)	0,32 < 1,00	verificato	(0,32)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \le 1.0$ (4.1)	0,50 < 1,00	verificato	(0,50)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \le 1.0$ (4.1)	0,32 < 1,00	verificato	(0,32)

Rigidezza del giunto

Momento flettente $M_{j,Ed,y}$

b_{eff} =	58 [mm]	Larghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala	[6.2.5.(3)]
l_{eff} =	150 [mm]	Lunghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala	[6.2.5.(3)]

$k_{13,y} = E_c*\sqrt{(b_{eff}*l_{eff})}/(1.275*E)$

$k_{13,y}$ = 11 [mm] Coefficiente di rigidezza del calcestruzzo in compressione [Tabella 6.11]

l_{eff} = 200 [mm] Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2 [6.2.6.5]

m = 67 [mm] Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento [6.2.6.5]

$k_{15,y} = 0.850*l_{eff}*t_p^3/(m^3)$

$k_{15,y}$ = 2 [mm] Coefficiente di rigidezza della piastra di base in trazione [Tabella 6.11]

L_b = 225 [mm] Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio [Tabella 6.11]

$k_{16,y} = 1.6*A_b/L_b$

$k_{16,y}$ = 2 [mm] Coefficiente di rigidezza dell'ancoraggio in trazione [Tabella 6.11]

$\lambda_{0,y}$ = 0,70 Snellezza della colonna [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y}$ = 7966,37 [kN*m] Rigidezza di rotazione iniziale [Tabella 6.12]

$S_{j,rig,y}$ = 24481,80 [kN*m] Rigidezza del giunto rigido [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDO [5.2.2.5.(2)]

Momento flettente $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c*\sqrt{(A_{c,z})}/(1.275*E)$

$k_{13,z}$ = 11 [mm] Coefficiente di rigidezza del calcestruzzo in compressione [Tabella 6.11]

l_{eff} = 200 [mm] Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2 [6.2.6.5]

m = 93 [mm] Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento [6.2.6.5]

$k_{15,z} = 0.850*l_{eff}*t_p^3/(m^3)$

$k_{15,z}$ = 1 [mm] Coefficiente di rigidezza della piastra di base in trazione [Tabella 6.11]

L_b = 225 [mm] Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio [Tabella 6.11]

$k_{16,z} = 1.6*A_b/L_b$

$k_{16,z}$ = 2 [mm] Coefficiente di rigidezza dell'ancoraggio in trazione [Tabella 6.11]

$\lambda_{0,z}$ = 2,58 Snellezza della colonna [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z}$ = 2141,50 [kN*m] Rigidezza di rotazione iniziale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z}$ = 1789,20 [kN*m] Rigidezza del giunto rigido [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDO [5.2.2.5.(2)]

Il componente più debole:
PIASTRA DI BASE IN FLESSIONE

Giunto conforme alla norma Coefficiente 0,84

17.6.3 Piastra di base incastro colonna composta con UPN

Si riportano ora le verifiche del nodo di incastro della trave alla colonna allo SLS sismico in quanto dominante, con i relativi dettagli degli elementi strutturali dimensionati mediante software Autodesk Robot Structural Analysis 2018, del nodo tipo maggiormente sollecitato.

Viste le limitazioni del software nell'accogliere sulla stessa piastra due profili in posizione diversa, sono stati considerati i carichi peggiori derivanti dalle analisi sui profili stessi e debitamente applicati alla piastra di base nel baricentro, considerando le maggiorazioni dovute alle eccentricità del carico rispetto al baricentro stesso (assiali, tagli e momenti con rispettivi momenti di trasporto), successivamente si è proceduto alla verifica della piastra.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calcolo della piastra della colonna incastrata + cosciale UPN 320

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Coefficiente **0,95**

Generale

Nome del giunto Colonna 273 a terra + UPN 320

Piastra di base

l_{pd} = 900 [mm] Lunghezza

b_{pd} = 1000 [mm] Larghezza

t_{pd} = 25 [mm] Spessore

Materiale: S 275

f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistenza

f_{upd} = 430,00 [MPa] Limite di resistenza del materiale

Ancoraggio

Il piano di taglio attraversa la parte NON FILETTATA del bullone.

Classe = 8.8 Classe di ancoraggi

f_{yb} = 640,00 [MPa] Limite di plasticità del materiale del bullone

f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistenza del materiale del bullone alla trazione

d = 20 [mm] Diametro del bullone

A_s = 2,45 [cm^2] Area della sezione efficace del bullone

A_v = 3,14 [cm^2] Area della sezione del bullone

n_H = 5 Numero di colonne dei bulloni

n_V = 2 Numero di file di bulloni

Distanza orizzontale e_{Hi} = 150;150 [mm]

Distanza verticale e_{Vi} = 676 [mm]

Dimensioni di ancoraggi

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 350 [mm]

Rondella

l_{wd} = 50 [mm] Lunghezza

b_{wd} = 60 [mm] Larghezza

t_{wd} = 10 [mm] Spessore

Irrigidimento

l_s = 900 [mm] Lunghezza

w_s = 1000 [mm] Larghezza

h_s = 200 [mm] Altezza

t_s = 25 [mm] Spessore

d_1 = 25 [mm] Intaglio

d_2 = 25 [mm] Intaglio

Coefficienti di materiale

γ_{M0} = 1,00 Coefficiente di sicurezza parziale

γ_{M2} = 1,25 Coefficiente di sicurezza parziale

γ_{M0} = 1,00 Coefficiente di sicurezza parziale

γ_C = 1,50 Coefficiente di sicurezza parziale

Plinto di fondazione

L = Var [mm] Lunghezza del plinto

B = var [mm] Larghezza del plinto

H = 600 [mm] Altezza del plinto

Calcestruzzo

Classe C25/30

f_{ck} = 30,00 [MPa] Resistenza caratteristica alla compressione

Getto di sigillatura

t_g = 30 [mm] Spessore del getto di sigillatura

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistenza caratteristica alla compressione

$C_{f,d}$ = 0,30 Coeff. di attrito tra la piastra di base e il calcestruzzo

Saldature

a_p = 6 [mm] Piastra principale del plinto della colonna

a_s = 4 [mm] Irrigidimenti

Carichi

Condizione Calcolo manuale.

$N_{j,Ed}$ = -130,00 [kN] Azione assiale

$V_{j,Ed,y}$ = 57,00 [kN] Azione tagliante

$V_{j,Ed,z}$ = 2,00 [kN] Azione tagliante

$M_{j,Ed,y}$ = 65,00 [kN*m] Momento flettente

$M_{j,Ed,z}$ = 14,00 [kN*m] Momento flettente

Risultati

Zona di compressione

COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO

f_{cd} =	16,67	[MPa]	Resistenza di calcolo alla compressione	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
f_j =	14,05	[MPa]	Resistenza di calcolo del materiale del giunto sotto la piastra di base	[6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c =	64	[mm]	Larghezza dell'appoggio addizionale	[6.2.5.(4)]
b_{eff} =	134	[mm]	Larghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala	[6.2.5.(3)]
l_{eff} =	401	[mm]	Lunghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala	[6.2.5.(3)]
A_{c0} =	536,90	[cm^2]	Zona di contatto della piastra di base e della fondazione	EN 1992-1:[6.7.(3)]
A_{c1} =	4022,57	[cm^2]	Area di calcolo massima della ripartizione del carico	EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

F_{rdu} =	2449,33	[kN]	Resistenza del calcestruzzo alla pressione	EN 1992-1:[6.7.(3)]
β_j =	0,67		Coefficiente di riduzione per la compressione	[6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} =	30,41	[MPa]	Resistenza di calcolo del materiale del giunto	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n}$ =	2745,25	[cm^2]	Area di compressione efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y}$ =	930,06	[cm^2]	Area di flessione My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z}$ =	1003,91	[cm^2]	Area di flessione Mz	[6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ =	8349,20	[kN]	Resistenza del calcestruzzo alla compressione	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y}$ =	2828,61	[kN]	Resistenza del calcestruzzo alla flessione My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z}$ =	3053,20	[kN]	Resistenza del calcestruzzo alla flessione Mz	[6.2.8.3.(1)]

ALA E ANIMA DELLA COLONNA IN COMPRESSIONE

CL =	2,00		Classe di sezione	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y}$ =	4188,25	[cm^3]	Fattore plastico della sezione	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y}$ =	1151,77	[kN*m]	Resistenza di calcolo della sezione alla flessione	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y}$ =	369	[mm]	Distanza tra i centri di gravità delle ali	[6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$

$F_{c,fc,Rd,y}$ = 3121,95	[kN]	Resistenza dell'ala compressa e dell'anima	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z}$ = 4188,25	[cm^3]	Fattore plastico della sezione	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z}$ = 1151,77	[kN*m]	Resistenza di calcolo della sezione alla flessione	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z}$ = 412	[mm]	Distanza tra i centri di gravità delle ali	[6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$

$F_{c,fc,Rd,z}$ = 2797,80	[kN]	Resistenza dell'ala compressa e dell'anima	[6.2.6.7.(1)]

RESISTENZA DEL PLINTO NELLA ZONA COMPRESSA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 8349,20	[kN]	Resistenza del plinto alla compressione assiale	[6.2.8.2.(1)]

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$

$F_{C,Rd,y}$ = 2828,61	[kN]	Resistenza del plinto nella zona compressa	[6.2.8.3]

$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$

$F_{C,Rd,z}$ = 2797,80	[kN]	Resistenza del plinto nella zona compressa	[6.2.8.3]

Zona in trazione

ROTTURA DEL BULLONE D'ANCORAGGIO

A_b = 2,45	[cm^2]	Area efficace del bullone	[Tabella 3.4]
f_{ub} = 800,00	[MPa]	Resistenza del materiale del bullone alla trazione	[Tabella 3.4]
Beta = 0,85		Coefficiente di riduzione della resistenza del bullone	[3.6.1.(3)]

$F_{t,Rd,s1} = beta*0.9*f_{ub}*A_b/\gamma_{M2}$

$F_{t,Rd,s1}$ = 119,95	[kN]	Resistenza del bullone alla rottura	[Tabella 3.4]
γ_{Ms} = 1,20		Coefficiente di sicurezza parziale	CEB [3.2.3.2]
f_{yb} = 640,00	[MPa]	Limite di plasticità del materiale del bullone	CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s2} = f_{yb}*A_b/\gamma_{Ms}$

$F_{t,Rd,s2}$ = 130,67	[kN]	Resistenza del bullone alla rottura	CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s}$ = 119,95	[kN]	Resistenza del bullone alla rottura	

STRAPPO DEL BULLONE DI ANCORAGGIO DAL CALCESTRUZZO

f_{ck} = 25,00 [MPa] Resistenza caratteristica del calcestruzzo alla compressione EN 1992-1:[3.1.2]

$f_{ctd} = 0.7*0.3*f_{ck}^{2/3}/\gamma_C$

f_{ctd} = 1,20 [MPa] Resistenza di calcolo alla trazione EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

η_1 = 1,00 Coeff. dipendente dalle condizioni del getto di calcestruzzo e dell'aderenza EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

η_2 = 1,00 Coeff. dipendente dal diametro barra EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$f_{bd} = 2.25*\eta_1*\eta_2*f_{ctd}$

f_{bd} = 2,69 [MPa] Aderenza di calcolo ammissibile EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

h_{ef} = 350 [mm] Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$F_{t,Rd,p} = \pi*d*h_{ef}*f_{bd}$

$F_{t,Rd,p}$ = 59,23 [kN] Resistenza di calc. per il sollevamento EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

STRAPPO DEL CONO DEL CALCESTRUZZO

h_{ef} = 200 [mm] Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio CEB [9.2.4]

$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}]*f_{ck}*h_{ef}^{1.5}$

$N_{Rk,c}^0$ = 106,07 [kN] Resistenza caratteristica del bullone d'ancoraggio CEB [9.2.4]

$s_{cr,N}$ = 600 [mm] Larghezza critica del cono del calcestruzzo CEB [9.2.4]

$c_{cr,N}$ = 300 [mm] Distanza critica dal bordo della fondazione CEB [9.2.4]

$A_{c,N0}$ = 3600,00 [cm^2] Area massima del cono CEB [9.2.4]

$A_{c,N}$ = 3372,00 [cm^2] Area reale del cono CEB [9.2.4]

$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$

$\psi_{A,N}$ = 0,94 Coeff. dipendente dall'interasse dell'ancoraggio e dalla distanza dal bordo CEB [9.2.4]

c = 262 [mm] Distanza minima dell'ancoraggio dal bordo CEB [9.2.4]

$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr,N} \leq 1.0$

$\psi_{s,N}$ = 0,96 Coeff. dipendente dalla distanza dell'ancoraggio dal bordo della fondazione CEB [9.2.4]

$\psi_{ec,N}$ = 1,00 Coeff. dipendente dalla ripartizione delle forze di trazione negli ancoraggi CEB [9.2.4]

$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$

$\psi_{re,N}$ = 1,00 Coeff. dipendente dalla densità dell'armatura della fondazione CEB [9.2.4]

$\psi_{ucr,N}$ = 1,00 Coeff. dipendente dal grado di fessurazione del calcestruzzo CEB [9.2.4]

$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$

$\psi_{re,N}$ = 1,00 Coeff. dipendente dalla densità dell'armatura della fondazione CEB [9.2.4]

γ_{Mc} = 2,16 Coefficiente di sicurezza parziale CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^{0}*\psi_{A,N}*\psi_{s,N}*\psi_{ec,N}*\psi_{re,N}*\psi_{ucr,N}/\gamma_{Mc}$

$F_{t,Rd,c}$ = 44,25 [kN] Resistenza di calcolo dell'ancoraggio allo strappo del cono del calcestruzzo EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

SPACCO DEL CALCESTRUZZO

h_{ef} = 350 [mm] Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio CEB [9.2.5]

$N_{Rk,c}^{0} = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}]*f_{ck}*h_{ef}^{1.5}$

$N_{Rk,c}^{0}$ = 245,55 [kN] Resistenza di calc. per il sollevamento CEB [9.2.5]

$s_{cr,N}$ = 700 [mm] Larghezza critica del cono del calcestruzzo CEB [9.2.5]

$c_{cr,N}$ = 350 [mm] Distanza critica dal bordo della fondazione CEB [9.2.5]

$A_{c,N0}$ = 17888,00 [cm^2] Area massima del cono CEB [9.2.5]

$A_{c,N}$ = 14400,00 [cm^2] Area reale del cono CEB [9.2.5]

$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$

$\psi_{A,N}$ = 0,81 Coeff. dipendente dall'interasse dell'ancoraggio e dalla distanza dal bordo CEB [9.2.5]

c = 262 [mm] Distanza minima dell'ancoraggio dal bordo CEB [9.2.5]

$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr.N} \leq 1.0$

$\psi_{s,N}$ = 0,92 Coeff. dipendente dalla distanza dell'ancoraggio dal bordo della fondazione CEB [9.2.5]

$\psi_{ec,N}$ = 1,00 Coeff. dipendente dalla ripartizione delle forze di trazione negli ancoraggi CEB [9.2.5]

$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$

$\psi_{re,N}$ = 1,00 Coeff. dipendente dalla densità dell'armatura della fondazione CEB [9.2.5]

$\psi_{ucr,N}$ = 1,00 Coeff. dipendente dal grado di fessurazione del calcestruzzo CEB [9.2.5]

$\psi_{h,N} = (h/(2*h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$

$\psi_{h,N}$ = 0,90 Coeff. dipendente dall'altezza della fondazione CEB [9.2.5]

$\gamma_{M,sp}$ = 2,16 Coefficiente di sicurezza parziale CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^{0}*\psi_{A,N}*\psi_{s,N}*\psi_{ec,N}*\psi_{re,N}*\psi_{ucr,N}*\psi_{h,N}/\gamma_{M,sp}$

$F_{t,Rd,sp}$ = 76,35 [kN] Resistenza di calcolo dell'ancoraggio allo spacco del calcestruzzo CEB [9.2.5]

RESISTENZA DELL'ANCORAGGIO ALLA TRAZIONE

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s} , F_{t,Rd,p} , F_{t,Rd,c} , F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd}$ =	44,25	[kN]	Resistenza dell'ancoraggio alla trazione	

FLESSIONE DELLA PIASTRA DI BASE

Momento flettente $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1}$ =	450	[mm]	Lunghezza efficace per un bullone per il modo 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2}$ =	450	[mm]	Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2	[6.2.6.5]
m =	290	[mm]	Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd}$ =	19,34	[kN*m]	Resistenza plastica della piastra per il modo 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd}$ =	19,34	[kN*m]	Resistenza plastica della piastra per il modo 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd}$ =	266,65	[kN]	Resistenza della piastra per il modo 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd}$ =	117,26	[kN]	Resistenza della piastra per il modo 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd}$ =	88,49	[kN]	Resistenza della piastra per il modo 3	[6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd} , F_{T,2,Rd} , F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y}$ =	88,49	[kN]	Resistenza della piastra in trazione	[6.2.4]

Momento flettente $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1}$ =	63	[mm]	Lunghezza efficace per un bullone per il modo 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2}$ =	196	[mm]	Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2	[6.2.6.5]
m =	10	[mm]	Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd}$ =	2,70	[kN*m]	Resistenza plastica della piastra per il modo 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd}$ =	8,43	[kN*m]	Resistenza plastica della piastra per il modo 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd}$ =	1079,92	[kN]	Resistenza della piastra per il modo 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd}$ =	362,89	[kN]	Resistenza della piastra per il modo 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd}$ =	221,23	[kN]	Resistenza della piastra per il modo 3	[6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd} , F_{T,2,Rd} , F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,z}$ =	221,23	[kN]	Resistenza della piastra in trazione	[6.2.4]

RESISTENZA DEL PLINTO NELLA ZONA IN TRAZIONE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y}$ =	88,49	[kN]	Resistenza del plinto nella zona tesa	[6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$

$F_{T,Rd,z}$ =	221,23	[kN]	Resistenza del plinto nella zona tesa	[6.2.8.3]

Controllo della resistenza del giunto

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,02 < 1,00	verificato	(0,02)
e_y = 500 [mm]	Eccentricità dell'azione assiale		[6.2.8.3]
$z_{c,y}$ = 184 [mm]	Braccio di leva $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y}$ = 300 [mm]	Braccio di leva $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y}$ = 67,93 [kN*m]	Resistenza del giunto alla flessione		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,96 < 1,00	verificato	(0,96)
e_z = 108 [mm]	Eccentricità dell'azione assiale		[6.2.8.3]
$z_{c,z}$ = 206 [mm]	Braccio di leva $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z}$ = 338 [mm]	Braccio di leva $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z}$ = 395,62 [kN*m]	Resistenza del giunto alla flessione		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,04 < 1,00	verificato	(0,04)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,95 < 1,00	verificato	(0,95)

Taglio

PRESSIONE DEL BULLONE D'ANCORAGGIO SULLA PIASTRA DI BASE

Taglio della forza $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y}$ = 2,45	Coeff. di posizione dei bulloni: nella direzione del taglio	[Tabella 3.4]
$\alpha_{b,y}$ = 1,00	Coeff. per il calcolo della resistenza $F_{1,vb,Rd}$	[Tabella 3.4]
$k_{1,y}$ = 2,50	Coeff. di posizione dei bulloni: perpendicolari alla direzione del taglio	[Tabella 3.4]

$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y}*\alpha_{b,y}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00	[kN]	Resistenza del bullone d'ancoraggio alla pressione sulla piastra di base	[6.2.2.(7)]

Taglio della forza $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z}$ = 2,27	Coeff. di posizione dei bulloni: nella direzione del taglio	[Tabella 3.4]

$\alpha_{d,z}$ = 2,27 Coeff. di posizione dei bulloni: nella direzione del taglio [Tabella 3.4]

$\alpha_{b,z}$ = 1,00 Coeff. per il calcolo della resistenza $F_{1,vb,Rd}$ [Tabella 3.4]

$k_{1,z}$ = 2,50 Coeff. di posizione dei bulloni: perpendicolari alla direzione del taglio [Tabella 3.4]

$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z}*\alpha_{b,z}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistenza del bullone d'ancoraggio alla pressione sulla piastra di base [6.2.2.(7)]

TAGLIO DEL BULLONE D'ANCORAGGIO

α_b = 0,25 Coeff. per il calcolo della resistenza $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

A_{vb} = 3,14 [cm^2] Area della sezione del bullone [6.2.2.(7)]

f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistenza del materiale del bullone alla trazione [6.2.2.(7)]

γ_{M2} = 1,25 Coefficiente di sicurezza parziale [6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b*f_{ub}*A_{vb}/\gamma_{M2}$

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistenza del bullone al taglio - senza effetto della leva [6.2.2.(7)]

α_M = 2,00 Coeff. dipendente dal fissaggio di un ancoraggio alla fondazione CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s}$ = 0,58 [kN*m] Resistenza caratteristica dell'ancoraggio alla flessione CEB [9.3.2.2]

l_{sm} = 53 [mm] Lunghezza del braccio di leva CEB [9.3.2.2]

γ_{Ms} = 1,20 Coefficiente di sicurezza parziale CEB [3.2.3.2]

$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M*M_{Rk,s}/(l_{sm}*\gamma_{Ms})$

$F_{v,Rd,sm}$ = 18,56 [kN] Resistenza del bullone al taglio - con effetto della leva CEB [9.3.1]

DISTRUZIONE DEL CONO DEL CALCESTRUZZO

$N_{Rk,c}$ = 95,57 [kN] Resistenza di calc. per il sollevamento CEB [9.2.4]

k_3 = 2,00 Coeff. dipendente dalla lunghezza dell'ancoraggio CEB [9.3.3]

γ_{Mc} = 2,16 Coefficiente di sicurezza parziale CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,cp} = k_3*N_{Rk,c}/\gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,cp}$ = 88,49 [kN] Resistenza del calcestruzzo alla distruzione CEB [9.3.1]

DISTRUZIONE DEL BORDO DEL CALCESTRUZZO

Taglio della forza $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0$ =	319,23 [kN]	Resistenza caratteristica del bullone d'ancoraggio	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y}$ =	0,76	Coeff. dipendente dall'interasse dell'ancoraggio e dalla distanza dal bordo	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y}$ =	1,00	Coeff. dipendente dallo spessore della fondazione	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y}$ =	0,93	Coeff. di influenza dei bordi paralleli all'azione tagliante	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y}$ =	1,00	Coeff. di irregolarità della ripartizione dell'azione tagliante sui singoli ancoraggi di un gruppo	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y}$ =	1,00	Coeff. dipendente dall'angolo dell'azione tagliante	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y}$ =	1,00	Coeff. dipendente dal tipo di armatura dei bordi utilizzata	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc} =	2,16	Coefficiente di sicurezza parziale	CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,y}$ =	104,81 [kN]	Resistenza del calcestruzzo alla distruzione del bordo	CEB [9.3.1]

Taglio della forza $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0$ =	391,14 [kN]	Resistenza caratteristica del bullone d'ancoraggio	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z}$ =	0,58	Coeff. dipendente dall'interasse dell'ancoraggio e dalla distanza dal bordo	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z}$ =	1,00	Coeff. dipendente dallo spessore della fondazione	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z}$ =	0,87	Coeff. di influenza dei bordi paralleli all'azione tagliante	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z}$ =	1,00	Coeff. di irregolarità della ripartizione dell'azione tagliante sui singoli ancoraggi di un gruppo	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z}$ =	1,00	Coeff. dipendente dall'angolo dell'azione tagliante	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z}$ =	1,00	Coeff. dipendente dal tipo di armatura dei bordi utilizzata	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc} =	2,16	Coefficiente di sicurezza parziale	CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,z}$ =	92,22 [kN]	Resistenza del calcestruzzo alla distruzione del bordo	CEB [9.3.1]

SLITTAMENTO DEL PLINTO

$C_{f,d}$ = 0,30 Coeff. di attrito tra la piastra di base e il calcestruzzo [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed}$ = 130,00 [kN] Azione di compressione [6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd}$ = 39,00 [kN] Resistenza allo slittamento [6.2.2.(6)]

CONTROLLO DEL TAGLIO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 224,62 [kN] Resistenza del giunto al taglio $V_{j,Rd}$ CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,25 < 1,00	verificato	(0,25)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 224,62 [kN] Resistenza del giunto al taglio $V_{j,Rd}$ CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,01 < 1,00	verificato	(0,01)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,26 < 1,00	verificato	(0,26)

Controllo degli irrigidimenti

Irrigidimento parallelo all'asse Z (in mezzo al tubo)

M_1 = 20,47 [kN*m] Momento flettente dell'irrigidimento

Q_1 = 130,61 [kN] Azione tagliante dell'irrigidimento

z_s = 28 [mm] Posizione dell'asse neutro (dalla base della piastra)

I_s = 5827,77 [cm^4] Momento di inerzia dell'irrigidimento

σ_d = 1,06 [MPa] Sollecitazione normale a contatto dell'irrigidimento e piastra EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

σ_g = 69,20 [MPa] Sollecitazione normale nelle fibre superiori EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

τ = 32,65 [MPa] Sollecitazione tangenziale nell'irrigidimento EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

σ_z = 56,57 [MPa] Sollecitazione equivalente a contatto dell'irrigidimento e piastra EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	0,25 < 1,00	verificato	(0,25)

Irrigidimento parallelo all'asse Y (in mezzo al tubo)

M_1 = 27,52 [kN*m] Momento flettente dell'irrigidimento

Q_1 = 151,44 [kN] Azione tagliante dell'irrigidimento

M_1 =	27,52	[kN*m]	Momento flettente dell'irrigidimento	
z_s =	29	[mm]	Posizione dell'asse neutro (dalla base della piastra)	
I_s =	5748,87	[cm^4]	Momento di inerzia dell'irrigidimento	
σ_d =	2,15	[MPa]	Sollecitazione normale a contatto dell'irrigidimento e piastra	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g =	93,61	[MPa]	Sollecitazione normale nelle fibre superiori	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
τ =	37,86	[MPa]	Sollecitazione tangenziale nell'irrigidimento	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z =	65,61	[MPa]	Sollecitazione equivalente a contatto dell'irrigidimento e piastra	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

max (σ_g, τ / (0.58), σ_z) / (f_{yp}/γ_{M0}) ≤ 1.0 (6.1)	0,34 < 1,00	verificato	(0,34)

Saldature tra la colonna e la piastra della base

$\sigma_\perp$ =	16,17	[MPa]	Sollecitazione normale nella saldatura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	16,17	[MPa]	Sollecitazione tangenziale perpendicolare	[4.5.3.(7)]
$\tau_{y\parallel}$ =	5,40	[MPa]	Sollecitazione tangenziale parallela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel}$ =	0,19	[MPa]	Sollecitazione tangenziale parallela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85		Coefficiente dovuto alla resistenza	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp$ / (0.9*f_u/γ_{M2})) ≤ 1.0 (4.1)	0,05 < 1,00	verificato	(0,05)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{y\parallel}^2 + \tau_\perp^2))}$ / ($f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1)	0,08 < 1,00	verificato	(0,08)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_\perp^2))}$ / ($f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1)	0,08 < 1,00	verificato	(0,08)

Saldature verticali degli irrigidimenti

Irrigidimento parallelo all'asse Z (in mezzo al tubo)

$\sigma_\perp$ =	0,00	[MPa]	Sollecitazione normale nella saldatura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	0,00	[MPa]	Sollecitazione tangenziale perpendicolare	[4.5.3.(7)]
$\tau_\parallel$ =	58,59	[MPa]	Sollecitazione tangenziale parallela	[4.5.3.(7)]
σ_z =	0,00	[MPa]	Sollecitazione totale equivalente	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85		Coefficiente dovuto alla resistenza	[4.5.3.(7)]

max ($\sigma_\perp$, $\tau_\parallel$ * √3, σ_z) / ($f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1)	0,25 < 1,00	verificato	(0,25)

Irrigidimento parallelo all'asse Y (in mezzo al tubo)

$\sigma_\perp$ =	0,00	[MPa]	Sollecitazione normale nella saldatura	[4.5.3.(7)]

Irrigidimento parallelo all'asse Y (in mezzo al tubo)

$\sigma_\perp$ =	0,00	[MPa]	Sollecitazione normale nella saldatura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	0,00	[MPa]	Sollecitazione tangenziale perpendicolare	[4.5.3.(7)]
τ_{II} =	58,59	[MPa]	Sollecitazione tangenziale parallela	[4.5.3.(7)]
σ_z =	0,00	[MPa]	Sollecitazione totale equivalente	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85		Coefficiente dovuto alla resistenza	[4.5.3.(7)]

max ($\sigma_\perp$, τ_{II} * $\sqrt{3}$, σ_z) / (f_u/(β_W*γ_{M2})) ≤ 1.0 (4.1)	0,25 < 1,00	verificato	(0,25)

Saldature orizzontali degli irrigidimenti

Irrigidimento parallelo all'asse Z (in mezzo al tubo)

$\sigma_\perp$ =	36,82	[MPa]	Sollecitazione normale nella saldatura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	36,82	[MPa]	Sollecitazione tangenziale perpendicolare	[4.5.3.(7)]
τ_{II} =	114,08	[MPa]	Sollecitazione tangenziale parallela	[4.5.3.(7)]
σ_z =	210,87	[MPa]	Sollecitazione totale equivalente	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85		Coefficiente dovuto alla resistenza	[4.5.3.(7)]

max ($\sigma_\perp$, τ_{II} * $\sqrt{3}$, σ_z) / (f_u/(β_W*γ_{M2})) ≤ 1.0 (4.1)	0,52 < 1,00	verificato	(0,52)

Irrigidimento parallelo all'asse Y (in mezzo al tubo)

$\sigma_\perp$ =	36,82	[MPa]	Sollecitazione normale nella saldatura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	36,82	[MPa]	Sollecitazione tangenziale perpendicolare	[4.5.3.(7)]
τ_{II} =	126,00	[MPa]	Sollecitazione tangenziale parallela	[4.5.3.(7)]
σ_z =	230,33	[MPa]	Sollecitazione totale equivalente	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85		Coefficiente dovuto alla resistenza	[4.5.3.(7)]

max ($\sigma_\perp$, τ_{II} * $\sqrt{3}$, σ_z) / (f_u/(β_W*γ_{M2})) ≤ 1.0 (4.1)	0,57 < 1,00	verificato	(0,57)

Rigidezza del giunto

Momento flettente $M_{j,Ed,y}$

b_{eff} =	134	[mm]	Larghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala	[6.2.5.(3)]
l_{eff} =	401	[mm]	Lunghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala	[6.2.5.(3)]

$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$

$k_{13,y}$ = 26 [mm] Coefficiente di rigidezza del calcestruzzo in compressione [Tabella 6.11]

l_{eff} = 450 [mm] Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2 [6.2.6.5]

m = 290 [mm] Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento [6.2.6.5]

$k_{15,y} = 0.425*l_{eff}*t_p^3/(m^3)$

$k_{15,y}$ = 0 [mm] Coefficiente di rigidezza della piastra di base in trazione [Tabella 6.11]

L_b = 235 [mm] Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio [Tabella 6.11]

$k_{16,y} = 1.6*A_b/L_b$

$k_{16,y}$ = 2 [mm] Coefficiente di rigidezza dell'ancoraggio in trazione [Tabella 6.11]

$\lambda_{0,y}$ = 0,61 Snellezza della colonna [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y}$ = 6160,01 [kN*m] Rigidezza di rotazione iniziale [Tabella 6.12]

$S_{j,rig,y}$ = 59167,33 [kN*m] Rigidezza del giunto rigido [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDO [5.2.2.5.(2)]

Momento flettente $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c*\sqrt{(A_{c,z})}/(1.275*E)$

$k_{13,z}$ = 36 [mm] Coefficiente di rigidezza del calcestruzzo in compressione [Tabella 6.11]

l_{eff} = 63 [mm] Lunghezza efficace per un bullone per il modo 1 [6.2.6.5]

m = 10 [mm] Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento [6.2.6.5]

$k_{15,z} = 0.425*l_{eff}*t_p^3/(m^3)$

$k_{15,z}$ = 417 [mm] Coefficiente di rigidezza della piastra di base in trazione [Tabella 6.11]

L_b = 235 [mm] Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio [Tabella 6.11]

$k_{16,z} = 1.6*A_b/L_b$

$k_{16,z}$ = 2 [mm] Coefficiente di rigidezza dell'ancoraggio in trazione [Tabella 6.11]

$\lambda_{0,z}$ = 0,61 Snellezza della colonna [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z}$ = 635941,61 [kN*m] Rigidezza di rotazione iniziale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z}$ = 59167,33 [kN*m] Rigidezza del giunto rigido [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDO [5.2.2.5.(2)]

Il componente più debole:

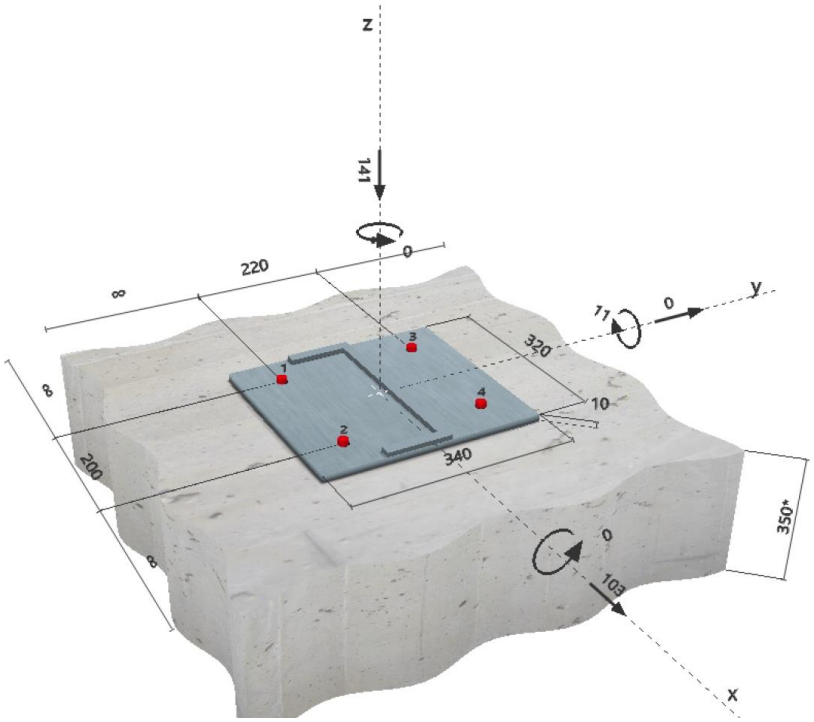
Note

Distanza del bullone di ancoraggio dall'irrigidimento troppo piccola. -10 [mm] < 30 [mm]

Giunto conforme alla norma Coefficiente 0,95

17.6.4 Piastra di ancoraggio UPN 320 ai muri in c.a.

Si riportano ora le verifiche della piastra di ancoraggio allo SLV sismico in quanto dominante con i relativi dettagli degli elementi strutturali calcolati mediante software Profis Anchor 2.7.5 HILTI, del nodo tipo terra maggiormente sollecitato.



Carichi sull'ancorante [kN]
Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,180	25,750	25,750	0,000
2	0,000	25,750	25,750	0,000
3	0,180	25,750	25,750	0,000
4	0,000	25,750	25,750	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,11 [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 3,36 [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-100/0): 0,361 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(78/0): 141,361 [kN]

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	0,180	83,733	1	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	0,361	41,862	1	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	0,361	36,056	2	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
125,600	1,500	83,733	0,180

Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm²]	$A^0_{p,N}$ [mm²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
110400	57600	16,00	240	120	∞

ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm²]	k	$\psi^0_{g,Np}$	$\psi_{g,Np}$
1,018	8,15	2,300	1,000	1,000

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000

$N^0_{Rk,p}$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
32,762	62,793	1,500	41,862	0,361

Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]
110400	57600	120	240

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000

k_1	$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
7,200	28,218	1,500	36,056	0,361

Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	25,750	50,240	52	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	103,000	132,207	78	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
62,800	1,250	50,240	25,750

Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	k_1
202400	57600	120	240	2,000	7,200

$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000

$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
28,218	1,500	132,207	103,000

Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,010	0,779	1,000	66	OK

$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1,0$

Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 0,134 [kN] $\quad \delta_N$ = 0,003 [mm]

V_{Sk} = 19,074 [kN] $\quad \delta_V$ = 0,763 [mm]

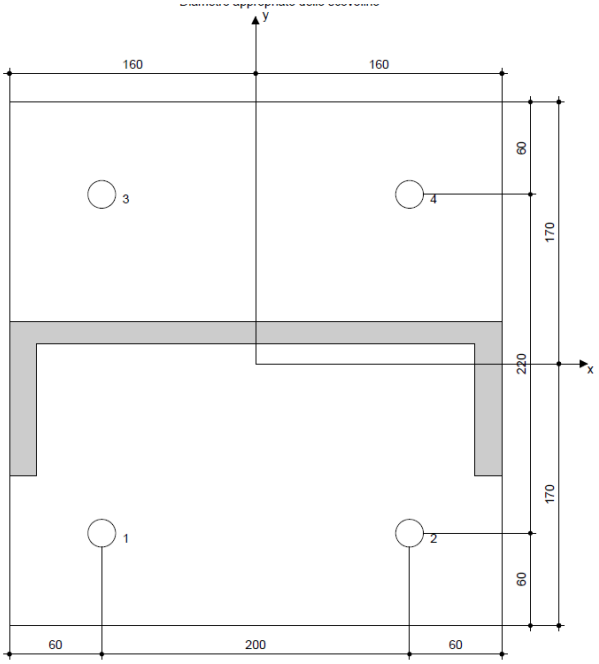
δ_{NV} = 0,763 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 0,134 [kN] $\quad \delta_N$ = 0,006 [mm]

V_{Sk} = 19,074 [kN] $\quad \delta_V$ = 1,144 [mm]

δ_{NV} = 1,144 [mm]



L'ancoraggio risulta verificato.

17.6.5 Nodo a cerniera trave HEA 200 – cosciale UPN 320

Si riportano ora le verifiche del nodo a cerniera della trave alla colonna allo SLU statico in quanto dominante, con i relativi dettagli degli elementi strutturali dimensionati mediante software Autodesk Robot Structural Analysis 2018, del nodo tipo maggiormente sollecitato.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

UPN320 + HEA200 – SCALA D

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Coefficiente **0,16**

Carichi

Condizione STATICA

$N_{j,Ed}$ = 11,00 [kN] Azione assiale

$V_{j,Ed,y}$ = 28,00 [kN] Azione tagliante

$M_{j,Ed,y}$ = 0,00 [kN*m] Momento flettente

Condizione SISMICA (DOMINANTE)

$N_{j,Ed}$ = 31,00 [kN] Azione assiale

$V_{j,Ed,y}$ = 15,00 [kN] Azione tagliante

$V_{j,Ed,z}$ = 18,00 [kN] Azione tagliante

$M_{j,Ed,y}$ = 0,00 [kN*m] Momento flettente

$M_{j,Ed,z}$ = 0,00 [kN*m] Momento flettente

Generale

N. giunto: 3

Nome del giunto Trave-trave (anima)

Geometria

Trave principale

Profilato: UPN 320

α = -90,0 [Deg] Angolo d'inclinazione

h_g = 320 [mm] Altezza della sezione della trave principale

b_{fg} = 100 [mm] Larghezza dell'ala della sezione della trave principale

t_{wg} = 17,5 [mm] Spessore dell'anima della sezione della trave principale

t_{fg} = 14 [mm] Spessore dell'ala della sezione della trave principale

r_g = 17,5 [mm] Raggio di raccordo dell'anima della sezione della trave principale

A_p = 29,50 [cm^2] Area della sezione della trave principale

I_{yp} = 10870,00 [cm^4] Momento di inerzia della sezione della trave principale

Materiale: S 275

f_{yg} = 275,00 [MPa] Resistenza di calcolo

f_{ug} = 430,00 [MPa] Resistenza alla trazione

Trave

Profilato: HEA 200

α = 0,0 [Deg] Angolo d'inclinazione

Profilato: HEA 200

α = 0,0 [Deg] Angolo d'inclinazione

h_b = 190 [mm] Altezza della sezione della trave

b_b = 200 [mm] Larghezza della sezione della trave

t_{wb} = 7 [mm] Spessore dell'anima della sezione della trave

t_{fb} = 10 [mm] Spessore dell'ala della sezione della trave

r_b = 18 [mm] Raggio di raccordo della sezione della trave

A_b = 53,80 [cm^2] Area della sezione della trave

I_{yb} = 3692,00 [cm^4] Momento di inerzia della sezione della trave

Materiale: S 275

f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistenza di calcolo

f_{ub} = 430,00 [MPa] Resistenza alla trazione

Intaglio della trave

h_1 = 20 [mm] Intaglio superiore

h_2 = 20 [mm] Intaglio inferiore

l = 70 [mm] Lunghezza dell'intaglio

Angolare

Profilato: LD 100x50x8

h_k = 100 [mm] Altezza della sezione dell'angolare

b_k = 50 [mm] Larghezza della sezione dell'angolare

t_{fk} = 8 [mm] Spessore dell'ala della sezione dell'angolare

r_k = 9 [mm] Raggio di raccordo dell'anima della sezione dell'angolare

l_k = 150 [mm] Lunghezza dell'angolare

Materiale: S 235

f_{yk} = 235,00 [MPa] Resistenza di calcolo

f_{uk} = 360,00 [MPa] Resistenza alla trazione

Bulloni

Bulloni che uniscono l'angolare e la trave

Il piano di taglio attraversa la parte NON FILETTATA del bullone.

Classe =	8.8		Classe del bullone
d =	16	[mm]	Diametro del bullone
d_0 =	18	[mm]	Diametro del foro del bullone
A_s =	1,57	[cm^2]	Area della sezione efficace del bullone
A_v =	2,01	[cm^2]	Area della sezione del bullone
f_{ub} =	800,00	[MPa]	Resistenza alla trazione
k =	1		Numero di colonne dei bulloni
w =	2		Numero di file di bulloni
e_1 =	35	[mm]	Livello del primo bullone
p_1 =	80	[mm]	Distanza verticale

Saldature

a_{ga} = 5 [mm] Saldature in angolo esterne che uniscono l'angolare e la trave principale

Coefficienti di materiale

γ_{M0} =	1,00	Coefficiente di sicurezza parziale	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coefficiente di sicurezza parziale	[2.2]

Carichi

Condizione Sismica (DOMINANTE)

$N_{b,Ed}$ =	31,00	[kN]	Azione assiale
$V_{b,Ed}$ =	18,00	[kN]	Azione tagliante
$M_{b,Ed}$ =	0,00	[kN*m]	Momento flettente

Risultati

Bulloni che uniscono l'angolare e la trave

Resistenza dei bulloni

$F_{v,Rd}$ = 154,42 [kN] Resistenza al taglio del bullone nella parte non filettata $F_{v,Rd}= 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

Pressione del bullone sulla trave

Direzione x

k_{1x} = 2,50 Coefficiente per il calcolo di $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 verificato

α_{bx} = 0,93 Coefficiente per il calcolo di $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,93 > 0,00 verificato

$F_{b,Rd1x}$ = 82,81 [kN] Resistenza di un bullone alla pressione $F_{b,Rd1x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Direzione z

k_{1z} = 2,50 Coefficiente per il calcolo di $F_{b,Rd}$ $k_{1z}=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 verificato

α_{bz} = 0,65 Coefficiente per il calcolo di $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 0,65 > 0,00 verificato

$F_{b,Rd1z}$ = 57,97 [kN] Resistenza di un bullone alla pressione $F_{b,Rd1z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Pressione del bullone sull'angolare

Direzione x

k_{1x} = 2,50 Coefficiente per il calcolo di $F_{b,Rd}$ $k_{1x}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 verificato

α_{bx} = 0,65 Coefficiente per il calcolo di $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,65 > 0,00 verificato

$F_{b,Rd2x}$ = 119,47 [kN] Resistenza di un bullone alla pressione $F_{b,Rd2x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Direzione z

k_{1z} = 2,50 Coefficiente per il calcolo di $F_{b,Rd}$ $k_{1z}=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 verificato

α_{bz} =	0,65	Coefficiente per il calcolo di $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	0,65 > 0,00	verificato

$F_{b,Rd2z}$ =	119,47	[kN]	Resistenza di un bullone alla pressione	$F_{b,Rd2z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Forze agenti sui bulloni nel giunto angolare - trave

Taglio dei bulloni

e =	69	[mm]	Distanza del centro di gravità del gruppo di bulloni dal centro dell'anima della trave principale

M_0 =	1,24	[kN*m]	Momento flettente reale	$M_0=M_{b,Ed}+V_{b,Ed}*e$
F_{Nx} =	15,50	[kN]	Forza componente nel bullone dovuta all'influenza della forza longitudinale	$F_{Nx}=\|N_{b,Ed}\|/n$
F_{Vz} =	9,00	[kN]	Forza componente nel bullone dovuta all'influenza dell'azione tagliante	$F_{Vz}=\|V_{b,Ed}\|/n$
F_{Mx} =	15,47	[kN]	Forza componente nel bullone dovuta all'influenza del momento sulla direzione x.	$F_{Mx}=\|M_0\|*z_i/\sum(x_i^2+z_i^2)$
F_{Mz} =	0,00	[kN]	Forza componente nel bullone dovuta all'influenza del momento sulla direzione z	$F_{Mz}=\|M_0\|*x_i/\sum(x_i^2+z_i^2)$
$F_{x,Ed}$ =	30,97	[kN]	Forza di calcolo sommaria nel bullone sulla direzione x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed}$ =	9,00	[kN]	Forza di calcolo sommaria nel bullone sulla direzione z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
F_{Ed} =	32,25	[kN]	Azione tagliante risultante nel bullone	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
F_{Rdx} =	82,81	[kN]	Resistenza risultante di calcolo del bullone sulla direzione x	$F_{Rdx}=\min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
F_{Rdz} =	57,97	[kN]	Resistenza risultante di calcolo del bullone sulla direzione z	$F_{Rdz}=\min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$\|F_{x,Ed}\| \le F_{Rdx}$	|30,97| < 82,81	verificato	(0,37)
$\|F_{z,Ed}\| \le F_{Rdz}$	|9,00| < 57,97	verificato	(0,16)
$F_{Ed} \le F_{v,Rd}$	32,25 < 154,42	verificato	(0,21)

Verifica della sezione dovuta alla rottura di blocco (forza assiale)

Angolare

A_{nt} = 4,96 [cm^2] Area netta della zona della sezione in trazione

A_{nv} = 4,16 [cm^2] Area della zona della sezione in taglio

V_{effRd} = 199,29 [kN] Resistenza di calcolo della sezione indebolita dai fori $V_{effRd}=f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$

$|0.5*N_{b,Ed}| \le V_{effRd}$ |15,50| < 199,29 verificato (0,08)

Trave

A_{nt} = 4,03 [cm^2] Area netta della zona della sezione in trazione

A_{nv} = 5,33 [cm^2] Area della zona della sezione in taglio

V_{effRd} = 223,26 [kN] Resistenza di calcolo della sezione indebolita dai fori $V_{effRd}=f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$

$|N_{b,Ed}| \le V_{effRd}$ |31,00| < 223,26 verificato (0,14)

Verifica della sezione dovuta alla rottura di blocco (forza di taglio)

Angolare

A_{nt} = 2,08 [cm^2] Area netta della zona della sezione in trazione

A_{nv} = 7,04 [cm^2] Area della zona della sezione in taglio

V_{effRd} = 125,47 [kN] Resistenza di calcolo della sezione indebolita dai fori $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$

$|0.5*V_{b,Ed}| \le V_{effRd}$ |9,00| < 125,47 verificato (0,07)

Trave

A_{nt} = 2,66 [cm^2] Area netta della zona della sezione in trazione

A_{nv} = 5,72 [cm^2] Area della zona della sezione in taglio

V_{effRd} = 136,66 [kN] Resistenza di calcolo della sezione indebolita dai fori $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$

$|V_{b,Ed}| \le V_{effRd}$ |18,00| < 136,66 verificato (0,13)

Verifica della resistenza della sezione dell'ancoraggio indebolito dai fori

A_t = 9,76 [cm^2] Area brutta della zona tesa della sezione

Verifica della resistenza della sezione dell'ancoraggio indebolito dai fori

A_t = 9,76 [cm^2] Area brutta della zona tesa della sezione

$A_{t,net}$ = 8,32 [cm^2] Area netta della zona della sezione in trazione

$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$ 0,77 < 0,82

W_{net} = 28,53 [cm^3] Fattore elastico della sezione

$M_{c,Rdnet}$ = 6,71 [kN*m] Resistenza di calcolo della sezione alla flessione $M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ |0,62| < 6,71 verificato (0,09)

A_v = 12,00 [cm^2] Area della sezione efficace in taglio $A_v = l_a*t_{fa}$

$A_{v,net}$ = 9,12 [cm^2] Area della sezione netto efficace in taglio $A_{vnet}=A_v-n_v*d_0$

$V_{pl,Rd}$ = 162,81 [kN] Resistenza plastica di calcolo in taglio $V_{pl,Rd}=(A_{v,net}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$

$|0.5*V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd}$ |9,00| < 162,81 verificato (0,06)

Verifica della resistenza della sezione della trave indebolita dai fori

A_t = 7,93 [cm^2] Area brutta della zona tesa della sezione

$A_{t,net}$ = 6,76 [cm^2] Area netta della zona della sezione in trazione

$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$ 0,77 < 0,80

W_{net} = 23,18 [cm^3] Fattore elastico della sezione

$M_{c,Rdnet}$ = 6,38 [kN*m] Resistenza di calcolo della sezione alla flessione $M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ |1,24| < 6,38 verificato (0,19)

A_v = 9,75 [cm^2] Area della sezione efficace in taglio

$A_{v,net}$ = 7,41 [cm^2] Area della sezione netto efficace in taglio $A_{vnet}=A_v-n_v*d_0$

$V_{pl,Rd}$ = 154,80 [kN] Resistenza plastica di calcolo in taglio $V_{pl,Rd}=(A_{v,net}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$

$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$ |18,00| < 154,80 verificato (0,12)

Resistenza delle saldature

Saldature in angolo esterne che uniscono l'angolare e la trave principale

A_w = 12,50 [cm^2] Area delle saldature

I_0 = 474,30 [cm^4] Momento d'inerzia polare delle saldature

A_w =	12,50	[cm²]	Area delle saldature	
τ_{Fz} =	7,20	[MPa]	Sollecitazione componente dovuta all'influenza della forza trasversale	$\tau_{Fz}=V_{b,Ed}/A_s$
τ_{Mx} =	4,45	[MPa]	Sollecitazione componente dovuta all'influenza del momento sulla direzione x	$\tau_{Mx}=M_0*z_i/I_0$
τ_{Mz} =	8,04	[MPa]	Sollecitazione componente dovuta all'influenza del momento sulla direzione z	$\tau_{Mz}=M_0*x_i/I_0$
σ_N =	12,40	[MPa]	Sollecitazione dovuta alla forza longitudinale	$\sigma_N=0.5*N_{b,Ed}/A_w$
σ_M =	0,00	[MPa]	Sollecitazione dovuta alla flessione	$\sigma_N=0.5*M_{b,Ed}/W_w$
σ =	12,40	[MPa]		$\sigma=\sigma_N+\sigma_M$
β_w =	0,80		Coefficiente di correlazione	[Tabella 4.1]
$f_{vw,d}$ =	207,85	[MPa]		$f_{vw,d} = f_u/(\sqrt{3}*\beta_w*\gamma_{M2}$

$\sqrt{[\sigma^2+(\tau_{Mx})^2+(\tau_{Fz}+\tau_{Mz})^2]} \leq f_{vw,d}$ 15,01 < 207,85 verificato (0,13)

Note

La lunghezza dell'angolare è superiore all'altezza dell'anima della trave 150 [mm] > 134 [mm]

Distanza del bordo verticale dell'angolare dall'ala superiore della trave troppo piccola 10 [mm] < 18 [mm]

Distanza del bordo verticale dell'angolare dall'ala inferiore della trave troppo piccola 10 [mm] < 18 [mm]

Giunto conforme alla norma Coefficiente 0,37

18 Risultati e verifiche delle strutture di sbarco (pianerottoli)

18.1 Premessa

Valgono le premesse del paragrafo 13.

18.2 Verifica delle strutture di sbarco (pianerottoli) (dominante SLU envelope)

Per i solai metallici calpestabili con soletta collaborante che costituiscono il collegamento tra tali pianerottoli di sbarco e l'edificio esistente, sono previsti giunti scorrevoli opportunamente dimensionati per soddisfare il requisito antimartellamento fissato in termini di dimensioni di circa 4 cm.

I profilati metallici delle travi saranno tutti dello stesso tipo, UPN 320 e HEA200 in acciaio S275J. Le verifiche rientrano nel paragrafo precedente.

Ciascuna soletta con getto in c.a. 28/35 e spessore complessivo di 150mm è sottoposta al seguente riepilogo delle sollecitazioni:

M11 = 40 kNm/m

M22 = 26 kNm/m

V13 = 154 kN

V23 = 108 kN

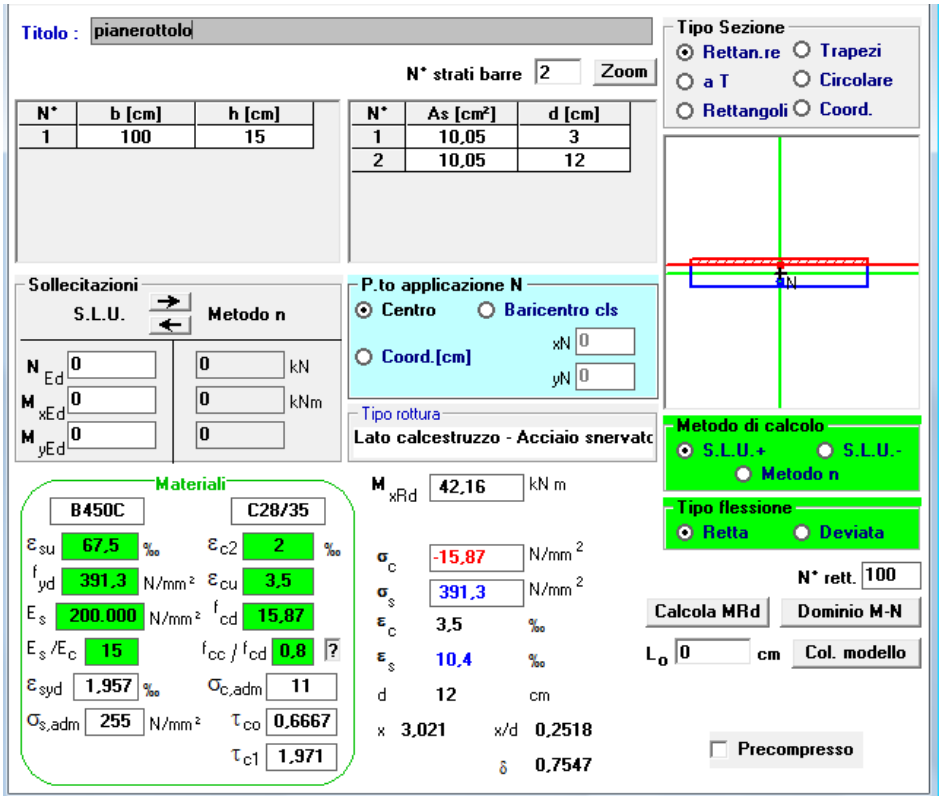
Tali valori sono quelli di picco massimo.

Le caratteristiche della soletta sono le seguenti:

Base = 100 cm

Spessore = 15 cm

Armatura distribuita inferiore e superiore in direzione X e Y → Ø16 / 200 mm



Per la verifica a taglio si ha:

Materials			Steel Reinforcement			ULS		
Concrete			***Tensile Long. Reinforcement***			N_{Ed}	-	[kN]
f_{ck}	35	[Mpa]	$Ø_1$	16	[mm]	V_{Ed}	**154**	[kN]
γ_c	1,5		Nr_1	5		**Shear Check**		
f_{cd}	19,83	[Mpa]	$Ø_2$	16	[mm]	***Unreinforced section***		
α_{cc}	0,85		Nr_2	5		α_c	1	
ν	0,516		$Ø_3$	0	[mm]	K	2,00	
Steel			Nr_3	0		v_{min}	0,586	
f_{yk}	450	[Mpa]	A_{sl}	2011	[mm²]	$V_{Rd,unr}$	129,8	[kN]
γ_s	1,15		ρ_l	1,34%		***Minimum shear reinforcement***		
f_{yd}	391,3	[Mpa]	***Shear Reinforcement***			$V_{Rd,min}$	130,9	[kN]
Es	210000	[Mpa]	$Ø_1$	16	[mm]			
ε_{syd}	1,86	‰	Nr_1	2,5		***Shear Capacity***		
Geometry			s_1	400	[mm]	θ_{calc}	5,5	°
b	1000	[mm]	α_1	90	[°]	θ_{imp}	23	°
h	150	[mm]	A_{sw}	502,7	[mm²]	$V_{Rd,s}$	156,4	[kN]

d	150	[mm]		ρ_w	0,13%	$V_{Rd,max}$	496,9	[kN]
z	135	[mm]		$\rho_{w,min}$	0,11%	**V_{Rd}**	**156,4**	[kN]

Si adottano spille a taglio ϕ 16/ 40 / 40 cm.

Si precisa che a favore di sicurezza il taglio massimo si sviluppa nella zona di incastro pianerottolo-muro tra i due cosciali di sbarco di ciascun piano, la verifica al taglio sulla soletta è stata considerata senza considerare il contributo collaborante dei cosciali connessi.

Relazione Geotecnica

19 Premessa inerente la geotecnica

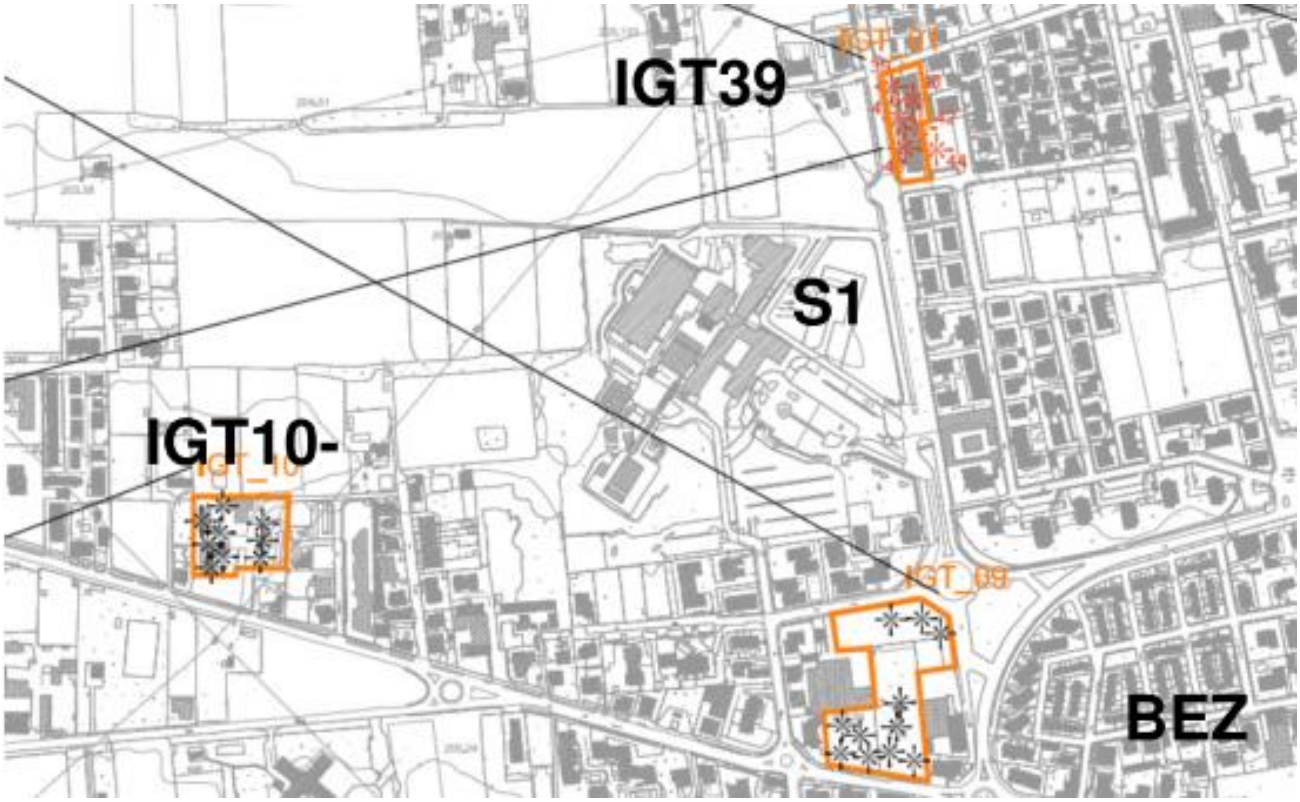
Il presente capitolo illustra le scelte di capacità meccanica dei terrenti in funzione dei dati ritenuti significativi derivanti dalla relazione geologica.

In seguito saranno esplicitate le scelte geotecniche progettuali.

20 Considerazioni geotecniche

Di seguito si riporta la caratterizzazione geotecnica utilizzata per il dimensionamento delle strutture in oggetto, in base ai parametri della relazione geologica.

[…] Da quanto emerge dal PGT comunale (che si basa su numerose prove penetrometriche e sondaggigeognostici pregressi) l'area di studio, da un punto di vista geotecnico-litologico, è stata ricondottaall'interno dell'area omogenea "BEZ"", contraddistinta da depositi fluvioglaciali costituiti da ghiaiegrossolane a supporto di matrice sabbiosa grossolana. Le caratteristiche dei terreni, a scala comunale,sono riassunti nella tabella sottostante.



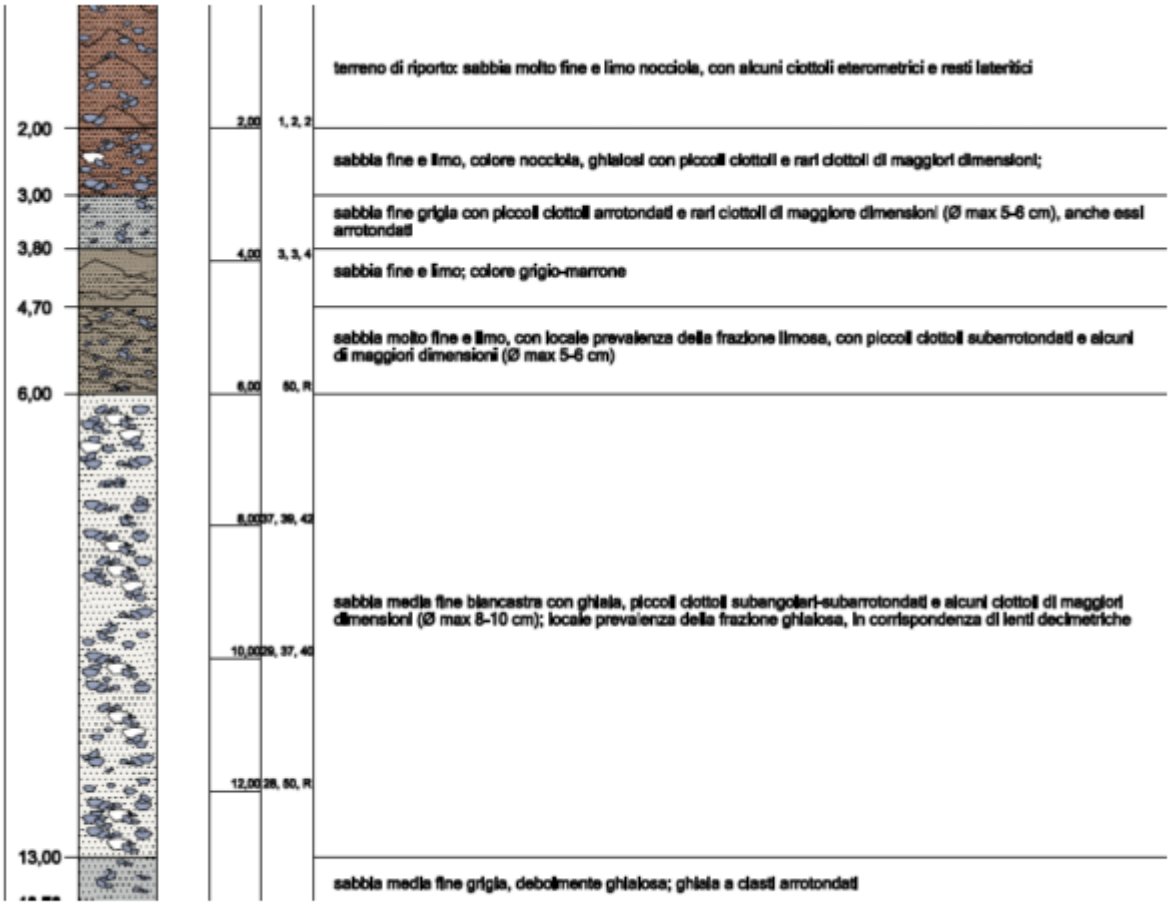


Fig. 24 – Stratigrafia S1 realizzato per il progetto del nuovo padigione dell'ospedale

L'elaborazione dei dati desunti dall'analisi dei dati bibliografici e dalle prove penetrometriche realizzate in corrispondenza delle due aree oggetto d'intervento, ha permesso di ricostruire l'assetto litostratigrafico puntuale del sottosuolo e, contestualmente, di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni di fondazione; correlando i dati ricavati dalle indagini suddette, sono stati individuati 5 orizzonti litologici caratterizzati da terreni con granulometria, grado di addensamento e parametri geotecnici propri.

Il sottosuolo dell'area investigata si presenta caratterizzato, fino alla profondità di circa 0,90 m, dalla presenza di un orizzonte A costituito da terreno di riporto.

Dalla profondità di circa 0,90 m alla profondità di 2,40 m è stato individuato un orizzonte B costituito da sabbia limosa con ghiaia mediamente addensata (Nscpt/30= 9÷18).

Dalla profondità di 2,40 m dal p.c. è stato individuato fino alla profondità investigata di 3,60 m, (prova interrotta per rifiuto all'avanzamento) un orizzonte C costituito da sabbia e ghiaia con ciottoli, mediamente addensata - addensata (Nscpt/30= 28÷60).

Dall'analisi delle prove pregresse (sondaggi geognostici S1) si individua dalla profondità di 3,60-3,90m alla profondità di circa 5,00-6,00 m un orizzonte D costituito da sabbia fine e limo con rara ghiaia da sciolta a mediamente addensata (Nscpt/30= 3÷4).

Dalla prof. di 5,00-6,00 m alla profondità di 15,00 m si individua un orizzonte E costituito da sabbia e ghiaia con ciottoli, addensata (Nscpt/30= 21÷60)

Nella successiva tabella, ai fini del calcolo di capacità portante, viene riportato il profilo geotecnico dei vari livelli riconosciuti, suddivisi sulla base delle seguenti caratteristiche: litologia prevalente, stato di addensamento dei materiali, proprietà fisico-meccaniche.

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENI DI FONDAZIONE			
Orizzonte A – TERRENO DI RIPORTO-RIMANEGGIATO			
Orizzonte B – SABBIA CON RARA GHIAIA			
CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Classificazione			incoerente
Spessore		m	2.00
Densità relativa	Dr	%	40-60
Addensamento			medio
PESI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Peso di volume	γ	t/m^3	1,80÷1,85
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	29-31
Coesione efficace	C'	Kg/cm^2	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	-
PARAMETRI ELASTICI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Modulo elastico	E	Kg/cm^2	120-180
coefficiente di Poisson	μ	-	0,30
Orizzonte C –SABBIA CON GHIAIA			
CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Classificazione			incoerente
Spessore		m	1.20
Densità relativa	Dr	%	50-70
Addensamento			Medio-denso
PESI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Peso di volume	γ	t/m^3	1,90÷1,95
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	32-36
Coesione efficace	C'	Kg/cm^2	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	-
PARAMETRI ELASTICI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Modulo elastico	E	Kg/cm^2	150-200
coefficiente di Poisson	μ	-	0,30
Orizzonte D – SABBIA FINE E LIMO CON RARA GHIAIA			
CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Classificazione			/
Densità relativa	Dr	%	/
Addensamento			Sciolto-medio
PESI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Peso di volume	γ	t/m^3	1,75÷1,80

PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	26-29
Coesione efficace	C'	Kg/cm^2	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	/
PARAMETRI ELASTICI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Modulo elastico	E	Kg/cm^2	100-120
coefficiente di Poisson	μ	-	0,30
Orizzonte E – SABBIA CON GHIAIA			
CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Classificazione			incoerente
Densità relativa	Dr	%	50-70
Addensamento			Medio-denso
PESI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Peso di volume	γ	t/m^3	1,90÷1,95
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	32-36
Coesione efficace	C'	Kg/cm^2	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	-
PARAMETRI ELASTICI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Modulo elastico	E	Kg/cm^2	150-200
coefficiente di Poisson	μ	-	0,30

Dal punto di vista sismico, Dagli abachi emerge come il valore attribuito al periodo calcolato sulla MASW 1 (T=0,19), identifichi sulla curva verde un valore di Fa = 1,40 per edifici bassi (Fa di riferimento per i terreni di tipo B =1,40) e Fa = 1,20 per edifici alti (Fa di riferimento per i terreni di tipo B = 1,70).

Invece il valore attribuito al periodo calcolato sulla MASW 2 (T=0,24), identifica sulla curva verde un valore di Fa = 1,45 per edifici bassi (Fa di riferimento per i terreni di tipo B =1,40) e Fa = 1,30 per edifici alti (Fa di riferimento per i terreni di tipo B = 1,70)

In tutti e due i casi il valore di Fa calcolato, ammettendo una variabilità di +/- 0,1 come indicato dalla normativa, risulta essere congruo al valore di Fa di riferimento per la categoria del suolo B, sia per edifici alti che per edifici bassi, pertanto i valori calcolati di Fa sono accettabili e conformi alla categoria di suolo individuata.

Intersecando il valore di velocità riscontrata con la profondità sopra indicata, si ricade nel campo 3, che corrisponde alla curva blu di figura 26 e 27.
Con i valori sopra ottenuti si calcola il periodo "T" relativo ai due siti. Per la determinazione del periodo si utilizza la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^{n} h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^{n} Vs_i \times h_i}{\sum_{i=1}^{n} h_i} \right)}$$

hi = Spessore in metri dello strato i-esimo

Vsi = Velocità dell'onda di taglio i-esima

Valore del periodo T Calcolato – MASW 1	Valore del periodo T Calcolato – MASW 2
0,19 s	0,24 s

Tabella 6 - recante il valore dei periodo T calcolato

[…]

20.1.1 Liquefazione

[…] La liquefazione di un terreno è rappresentata dal quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. La predisposizione a tale fenomeno rappresenta un elemento da tenere in considerazione soprattutto in chiave di progettazione antisismica.

Poiché il valore della PGA risulta inferiore a 0.1 g, come suggerito dalle medesime NTC non è necessario procedere alla valutazione della suscettibilità di liquefazione del terreno, in quanto l'energia sismica attesa non è in grado di innescare la liquefazione. Inoltre si apprende da quanto indicato nel PGT di Desio che la falda si mantiene ad una profondità superiore ai 15 m, condizione di per se sufficiente per poter escludere il rischio a liquefazione […]

20.1.2 Capacità portante della fondazione

Si illustra di seguito una tabella con i valori di capacità portante statica e sismica identificata con i metodi di Brinch Hansen e Paolucci e Pecker, per fondazioni dirette a platea.

Peso specifico del terreno	γ	1,85	t/mc
Angolo di resistenza a taglio	ϕ'	32	gradi sess.mali
Coesione	c'	0,00	t/mq
Coesione non drenata	cu	0,00	t/mq
Larghezza base fondazione	B	6,00	m
Sviluppo lungh. fondazione	L	7,50	m

Profondità del piano di posa	D	0,00	m
Inclinazione del piano di posa	η	0	gradi sess.mali
Inclinazione del pendio	β	0,00	gradi sess.mali
Componente verticale del carico	V	300,00	t
Componente orizzontale del carico	H	11,00	t
Eccentricità del carico rispetto alla base	e_B	0,00	m
Eccentricità del carico rispetto allo sviluppo	e_l	0,00	m
Adesione lungo la base della fondazione	ca	0,00	t/mq
Angolo di attrito terreno-fondazione	δ	21,33	gradi sess.mali
Coefficiente di sicurezza		2,30	

Carico limite ultimo	qult	68,5039791	t/mq	6,85039791	kg/cmq
	qlimite	29,7843387	t/mq	**2,829512179**	kg/cmq
Carico limite ultimo sismico	qult	65,7638199	t/mq	6,57638199	kg/cmq
	qlimite	28,5929652	t/mq	**2,716331691**	kg/cmq

Dove i coefficienti di Paolucci e Pecker sono sotto riportati:

$$q_{\lim,e} = \nu_h \cdot \nu_e \cdot \nu_i \cdot q_{\lim,s}$$

Con i seguenti coefficienti:

- Forza orizzontale: $\nu_h = \left(1 - \frac{T}{0.85N}\right)^3$
- Eccentricità carico: $\nu_e = \left(1 - \frac{e}{0.50B}\right)^{1.8}$

La formula sopra per e/B ≤ 0.30

- Inerzia del terreno: $\nu_i = \left(1 - \frac{k_h}{\tan\phi}\right)^{0.35}$

vh =	1
ve =	1
vi =	0,966002

20.1.3 Costante di sottofondo per strati per fondazioni dirette

Per costante di *winkler* si intende un suolo puramente ideale, paragonabile ad un letto di *molle*, un terreno perfettamente elastico.

In funzione dei dati geologici e stratigrafici, dalla bibliografia di settore è possibile ricondurre un terreno sabbioso con trovanti di ghiaia con i seguenti dati.

FONDAZIONI DIRETTE
Tensioni efficaci
(compilare i campi in arancione)

TERRENO								
$\beta 1$	=	0	°	inclinazione fondazione	ATTENZIONE			
$\beta 2$	=	0	°	inclinazione piano campagna	$\beta 1+\beta 2$	<	45	°
$\gamma 1$	=	19,00	kN/mc	peso specifico efficace				
γsat	=	19,00	kN/mc	peso specifico saturo				
$\gamma 2$	=	19,00	kN/mc	valore di γ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se Zw<D o Zw>(D+B)				
c	0,00	0,00	kN/mq	coesione c'				
φ	24	24,00	°	attrito interno terreno sottostante la fondazione	φ'			
Zw	=	35,00	m	profondità falda				

GEOMETRIA FONDAZIONE					FONDAZIONE RIDOTTA						
B	=	600	cm	lato fondazione	eb=	0,03	m	--->	B' =	5,94	m
L	=	750	cm	lunghezza fondazione	el=	0,00	m	--->	L' =	7,50	m
H	=	60	cm	altezza suola fondazione							
D	=	100	cm	profondità di posa (estradosso fondazione)							

AZIONI				Gkfond	Gk	Qk
N	=	3142,00	kN	675,00	2467,00	0,00
Mb	=	100,00	kNm		0,00	100,00
Ml	=	0,00	kNm		0,00	0,00
Tb	=	80,00	kN		0,00	80,00
Tl	=	0,00	kN		0,00	0,00
Ht	=	80,00	kN			

SCEGLI la combinazione

- ○ A1+M1+R
- ○ A2+M2+R2 2,3
- ◉ A1+M1+R3

CARICO LIMITE				PRESSIONE AGENTE			FS		
qlim	=	590,22	kN/mq	q=	70,57	kN/mq	8,36	**verificato**	R1 = 1,0 R2 = 1,8

	5,90	kg/cmq		0,71	kg/cmq		R3 = 2,3
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd						17,49	**OK verificato**

DATI FONDAZIONE E PRESSIONE per i valori caratteristici Gk + Qk

B	5,94	m	larghezza
L	7,50	m	lunghezza
q	70,57	kN/m q	Pressione Agente

DATI MOLLE ALLE WINKLER STATICO

Kw =	1,54	kg/cmc

DATI TERRENO per stima dei cedimenti secondo Poulos e Davis 1974

Strato	Litologia	quota cambio di strato	E	ν	cedimento
-	-	m	kN/mq	-	cm
1	Lim-Argil transizione	0,0	3000	0,35	0,00
2	one	0,0	5000	0,30	0,00
3	sabbia	10,0	18000	0,30	1,66
4	roccia	0,0	0	0,25	0,00

DATI MOLLE ALLE WINKLER SISMICO

q t	0,96	coeff. Paolucci e Pecker
Kw =	1,48	kg/cmc

CEDIMENTO TOTALE CALCOLATO	1,66	cm

Il massimo cedimento della platea da analisi agli elementi finiti risulta di circa 8 mm, in condizioni statiche A1,M1,R3 Envelope, compatibile con i dati sopra.

Relazione di calcolo delle Fondazioni

21 Premessa sulle opere di Fondazione

Il presente capitolo illustra le verifiche di sicurezza per la struttura di fondazione del vano scala. La fondazione è costituita da una platea in cemento armato di spessore 60 cm.

Sopra la platea di fondazione è previsto un riempimento compreso il massetto di asfalto.

22 Verifiche di capacità portante del sistema fondazionale agli stati limite ultimi e sismici (dominante SLU A1,M1,R3 Envelope e SLV A1,M1,R3 Ey+30% Ex –Mx-30%My)

Si riportano in seguito i riepiloghi delle reazioni totali della platea

SOMMA REAZIONI 2418 kN sismico

SOMMA REAZIONI 3000 kN statico

Verifica Fondazione

Brinch - Hansen

VERIFICA FONDAZIONE			
Nrd=	12732,8048 kN	OK > di	3000,00

Vesic

VERIFICA FONDAZIONE			
Nrd=	20278,8981 kN	OK > di	3000,00

Brinch – Hansen Modificato Paolucci e Pecker

VERIFICA FONDAZIONE SISMICO			
Nrd=	29593,719 kN	OK > di	2418,00

La capacità portante risulta verificata.

23 Verifiche strutturali agli stati limite sismici della platea (dominante SLV A1,M1,R3 Ex+30%Ey+My+30%Mx)

Gli stati limite ultimi delle fondazioni si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti

stati limite, quando pertinenti:

− SLU di tipo geotecnico (GEO)

− collasso per carico limite nei riguardi dei carichi assiali;

− collasso per carico limite nei riguardi dei carichi trasversali;

− SLU di tipo strutturale (STR) e raggiungimento della resistenza a collasso;

Le verifiche sono state condotte utilizzando la combinazione delle azioni approccio 2 combinazione unica (A1+M1+R3) sismico in quanto dominanti.

N.B.

Si precisa che prima di procedere alla verifica delle fondazioni, sono state controllate le sollecitazioni in funzione delle prescrizioni relative al parag. 7.2.5 ossia (dalle NTC 2018):

"Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3.

Sia per CD"A" sia per CD"B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);

- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla

combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;

- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un

coefficiente pari a 1,30 in CD"A" e 1,10 in CD"B";

FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le strutture delle fondazioni superficiali devono essere progettate per le azioni definite al precedente capoverso, assumendo un comportamento non dissipativo; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le platee di fondazione in calcestruzzo armato devono avere armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione, in percentuale non inferiore allo 0,1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente sia superiormente.

Le travi di fondazione in calcestruzzo armato devono avere, per l'intera lunghezza, armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2% dell'area della sezione trasversale della trave, sia inferiormente sia superiormente.

Alla luce di quanto sopra, le verifiche sulle sezioni della platea sono state condotte valutando l'inferiore tra le sollecitazioni derivanti dall'analisi agli elementi finiti o quelle relative ai momenti resistenti alla base dei muri e pilastri.
In particolare in corrispondenza dell'allineamento del muro ALL "A" e sotto ai pilastri in acciaio si ha:
Msd = +/-96 kNm (derivante dall'analisi elastica con q=1)

Altrove
Msd = +/- 60 kNm

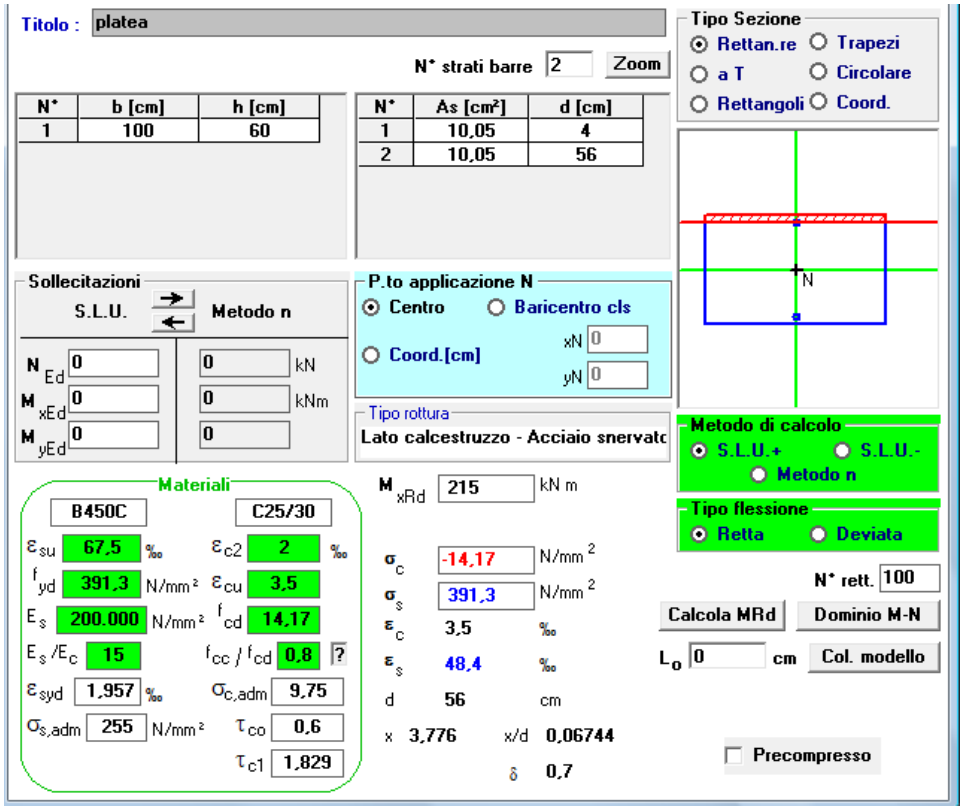
Sezione geometrica di controllo

Base = 1 m

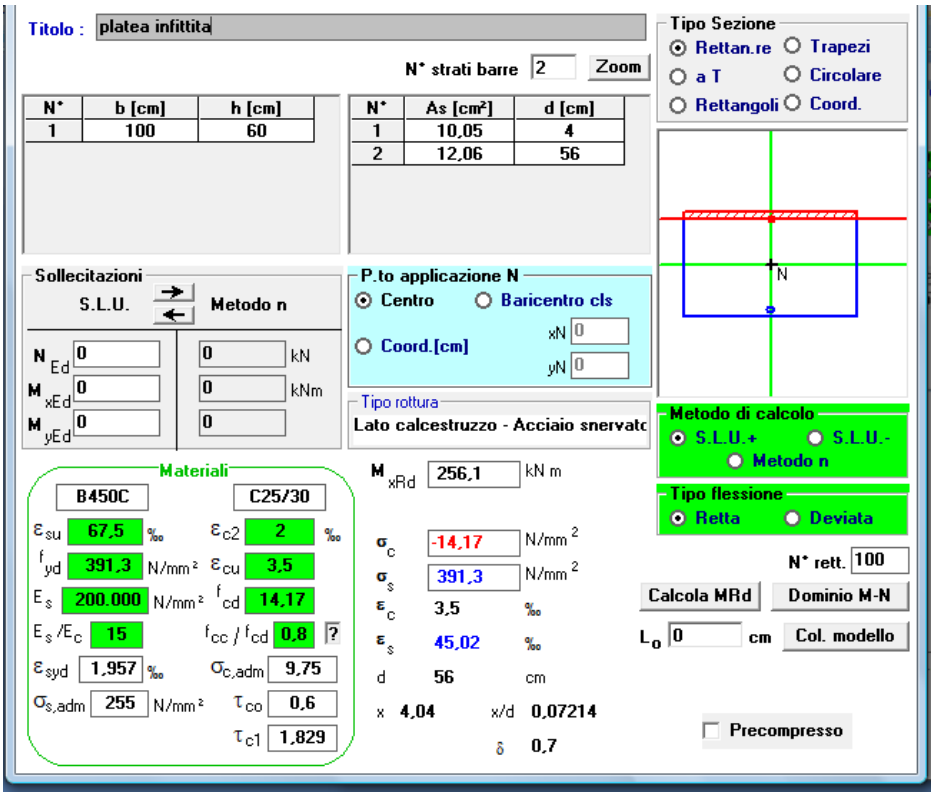
Spessore = 0,6 m

Armatura distribuita inferiore e superiore zona diffusa in direzione X e Y → Ø16 / 200 mm

Altrove Ø16 / 200 mm + 1 Ø16 / metro sotto ai muri in direzione trasversale e 2+2 Ø16 incrociati sotto ai pilastri.



Armatura diffusa



Armatura diffusa e infittita

Mmax agente zona infittita = - 256 kNm < Mresistente = 96 kNm VERIFICA SODDISFATTA

Mmax agente altrove = +/- 215 kNm < Mresistente = 60 kNm VERIFICA SODDISFATTA

Per la verifica a taglio si procede come di seguito.

Materials			Steel Reinforcement			ULS		
Concrete			***Tensile Long. Reinforcement***			N_{Ed}	-	[kN]
f_{ck}	30	[Mpa]	$Ø_1$	16	[mm]	V_{Ed}	**120**	[kN]
γ_c	1,5		Nr_1	5		**Shear Check**		
f_{cd}	17,00	[Mpa]	$Ø_2$	16	[mm]	***Unreinforced section***		
α_{cc}	0,85		Nr_2	6		α_c	1	
ν	0,528		$Ø_3$	0	[mm]	K	1,58	
Steel			Nr_3	0		ν_{min}	0,380	
f_{yk}	450	[Mpa]	A_{sl}	2212	[mm^2]	$V_{Rd,unr}$	253,0	[kN]
γ_s	1,15		ρ_l	0,37%		***Minimum shear reinforcement***		
f_{yd}	391,3	[Mpa]	***Shear Reinforcement***			$V_{Rd,min}$	356,4	[kN]
Es	210000	[Mpa]	$Ø_1$	16	[mm]			
ε_{syd}	1,86	‰	Nr_1	2,5		***Shear Capacity***		
Geometry			s_1	400	[mm]	θ_{calc}	1,8	°
b	1000	[mm]	α_1	90	[°]	θ_{imp}	30	°
h	600	[mm]	A_{sw}	502,7	[mm^2]	$V_{Rd,s}$	459,9	[kN]
d	600	[mm]	ρ_w	0,13%		$V_{Rd,max}$	2098,8	[kN]
z	540	[mm]	$\rho_{w,min}$	0,10%		**V_{Rd}**	**459,9**	[kN]

VERIFICA SODDISFATTA

Alla luce di ciò si impiegheranno delle spille a taglio Ø 16 / 40 / 40 cm.