



E-mail: info@sistemagroup.com  
http://www.sistemagroup.com  
P.IVA: 02224860987  
R.E.A. 431859

**Sistema Group Engineering s.r.l.**  
Via Angelo Mazzoldi, 131  
25018 Montichiari (Brescia) - Italia  
T. +39 030 9657208  
F. +39 030 962422

**Sistema Group**  
Engineering  
progettazione impiantistica integrata

committente del progetto



**Regione  
Lombardia**

**Comune  
di Montichiari**



RIQUALIFICAZIONE DEGLI ALLOGGI DI EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA DI  
PROPRIETÀ COMUNALE UBICATI IN VIA VENZAGA.

Programma "Sicuro, verde e sociale: riqualificazione dell'edilizia residenziale pubblica" (Fondo complementare al piano nazionale di ripresa e resilienza, art. 1, comma 2, lett. c, punto 13 del d.l. 6 maggio 2021 n. 59, convertito con modificazioni dalla legge 1 luglio 2021 n. 101)

oggetto e località intervento

**CONDOMINIO "Via Venzaga"**  
Via Venzaga, n°18-20 - Montichiari (BS)

fase e identificazione del progetto

**PROGETTO DEFINITIVO DI RIQUALIFICAZIONE  
ENERGETICA E STRUTTURALE**

descrizione e tipologia del documento

**RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

informazioni documento

rev.	data	descrizione	elaborato	verificato	approvato
00	21 nov 22	emissione per approvazione			
01					
02					
03					
04					

commessa	job	documento	specifiche	
<b>C0678</b>	<b>J02</b>	<b>STR_001</b>	scala:	-
			formato:	A4
			file:	353_22_VENZAGA_DEF_CA

progettista

Sistema Group Engineering s.r.l.  
Dott. Ing. Simone Boroni



committente

Regione Lombardia  
Comune di Montichiari

progetto strutturale

Dott. Ing. Gianpietro Bocchi



ditta esecutrice

# **RELAZIONE DI** **CALCOLO STRUTTURALE**

**e**

## **RELAZIONE SULLE FONDAZIONI**

1. Fascicolo dei calcoli delle strutture portanti pag. 27
2. Relazione sui materiali impiegati pag. 18
3. Relazione sulle opere di fondazione pag. 27

**CONFORME ALLE PRESCRIZIONI**

**ANTISISMICHE PREVISTE DA:**

**Legge 05.11.1971 n° 1086**

**Legge 02/02/74 n° 64**

**Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 17.01.2018**

\* \* \* \*

---

Committente:	<b>Comune di Montichiari</b>
Comune:	<b>Montichiari via Venzaga</b>
GRADO DI SISMICITA':	<b>zona sismica 2</b>
Intervento:	<b>MIGLIORAMENTO SISMICO</b>
Tipologia strutturale:	<b>4.4 intervento su patrimonio edilizio esistente. Edificio esistente con struttura intelaiata in c.a.; rinforzo con setti in c.a. e controventature in acciaio; nuove fondazioni miste: dirette e indirette su pali.</b>

Cossirano, 30.10.2022

Dott. Ing. Bocchi Gianpietro

## INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	3
3	DESCRIZIONE DELLO SCHEMA STATICO <b><u>(di progetto)</u></b>	11
4	PARAMETRI SISMICI	12
5	MATERIALI	18
6	CARICHI ELEMENTARI	19
7	COMBINAZIONI DI CARICO	23
8	ANALISI MASSE E CARICHI	25
9	VERIFICHE strutturali e fondazioni	27

## **1. PREMESSA**

La seguente relazione è relativa al progetto definitivo di **miglioramento sismico** della palazzina sia a Montichiari (BS) in via Venzaga 10.

L'intervento proposto, illustrato in seguito, vuole portare la struttura a sopportare i carichi sismici da normativa "NTC 2018" con vulnerabilità finale non inferiore a 0.80.

## **2. DESCRIZIONE GENERALE**

### **Stato di fatto**

L'edificio in esame è una palazzina adibita ad abitazioni popolari situata nel comune di Montichiari costruita fra il 1982 ed il 1983, collaudata nell' Aprile del 1983.

Le caratteristiche geometriche della palazzina sono le seguenti:

lunghezza 42,00 m;

larghezza 10,20 m;

altezza massima 18,70 m dallo spiccatto delle fondazioni alla linea di colmo;

altezza massima 17,00 m dallo spiccatto delle fondazioni alla linea media dell'ultimo solaio.

Analizzando le tavole di progetto, rilevando in sito caratteristiche dei materiali (calcestruzzo) e dove possibile ricercare le armature realmente esistenti, dopo un attenta analisi strutturale si riscontra la totale inefficacia della struttura a sopportare carichi sismici.

La struttura esistente è a telaio nella direzione longitudinale con elementi in calcestruzzo armato. Dalle tavole di progetto e dai rilievi eseguiti risulta la scarsa presenza di armatura metallica, i pilastri non sono dimensionati per sopportare momenti flettenti generati dall'azione sismica. In caso di evento tellurico è molto probabile possa avvenire un collasso fragile dovuto alla rottura dei nodi trave pilastro.

### **Stato di progetto**

L'intervento proposto si prefissa l'adeguamento della struttura alla normativa vigente, o perlomeno il raggiungimento di un  $\zeta_E$  non inferiore a 0,80, aumentando anche la duttilità generale dell'organismo strutturale esistente tramite le seguenti opere:

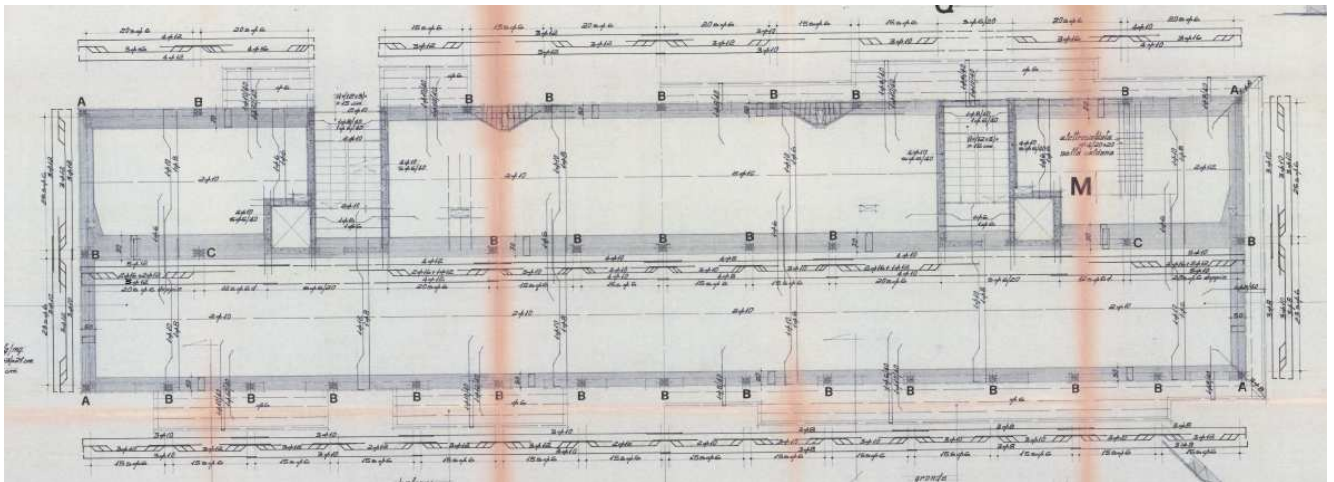
- creazione di setti verticali in calcestruzzo armato per trasferire le forze orizzontali generate dal sisma alle nuove fondazioni su pali;
- formazione di un diaframma rigido di piano, all'intradosso di ogni solaio, in acciaio, ciò al fine di irrigidire la struttura e permettere ai carichi orizzontali di essere trasferiti ai nuovi setti verticali calcestruzzo armato e da questi assorbiti;
- placcatura tramite piastre in acciaio delle pareti esistenti in calcestruzzo armato (zona vani scale) attualmente poco armato ciò per permettere un comportamento duttile all'edificio.



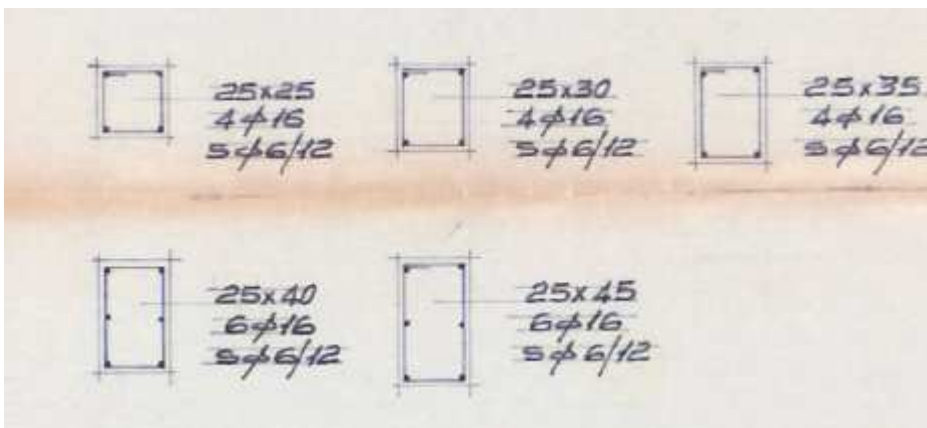
## Analisi dello stato di fatto

La palazzina in esame è stata realizzata con uno schema statico riconducibile ad un telaio in calcestruzzo armato bidimensionale, sia dalle tavole progettuali che dai rilievi effettuati si individuano tre telai “in direzione longitudinale - lunghezza”. Data l'assenza di travi trasversali, parallele al lato corto, diventa impossibile pensare che la struttura possa assorbire carichi orizzontali con comportamento a telaio nella direzione trasversale (lato corto).

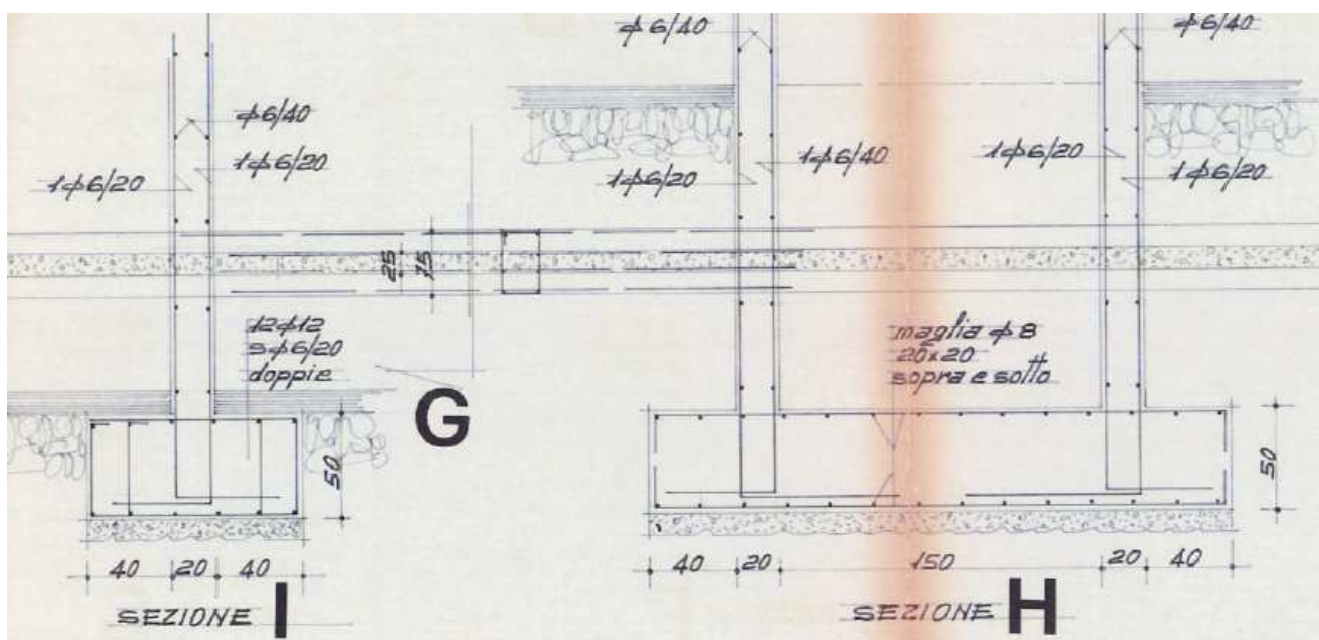
### Tav 1° impalcato



### Armature pilastri



### Armatura pareti in calcestruzzo



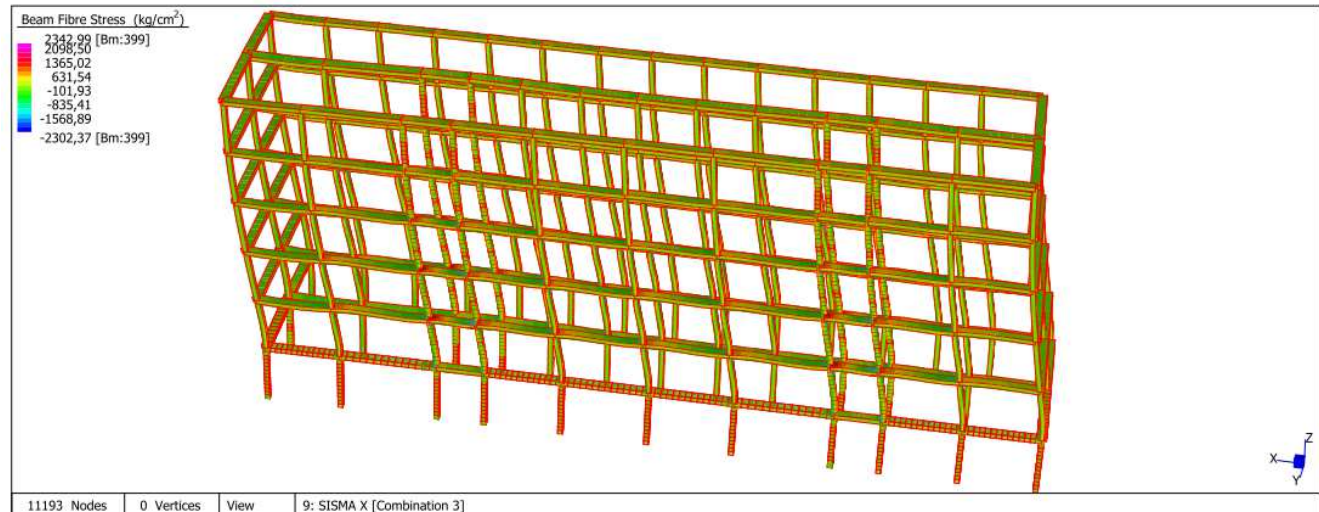
Dalle prove sclerometriche effettuate la resistenza media del calcestruzzo risulta di  $f_{ck}$  **25 (Mpa)**

Con le premesse sopra esposte si è analizzata l'intera struttura con l'utilizzo attraverso un programma ad elementi finiti con i seguenti risultati

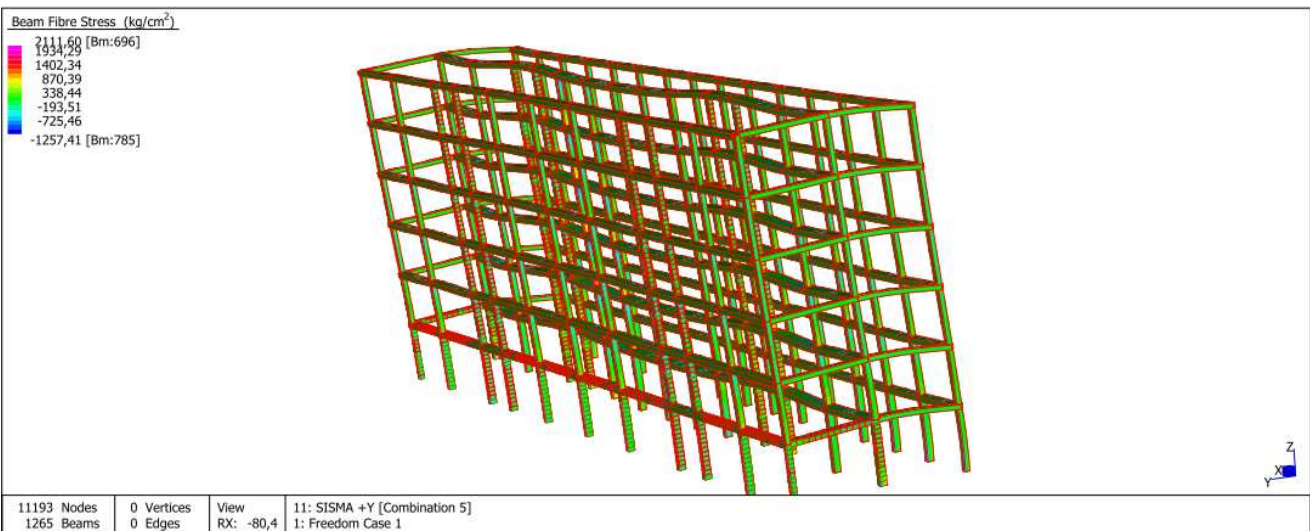
*Per le analisi non condotte con calcolo manuale è stato utilizzato il programma STRAUS 7 prodotto dalla STRAND7 Pty Ltd Sydney (Australia) distribuito in Italia dalla HSH s.r.l. di Padova, release 2.3.7, HSH serial number XBOCCGP11 risultati ottenuti sono qui a seguito esposti.*

Sforzi, momenti e spostamenti del telaio in calcestruzzo nelle varie combinazioni

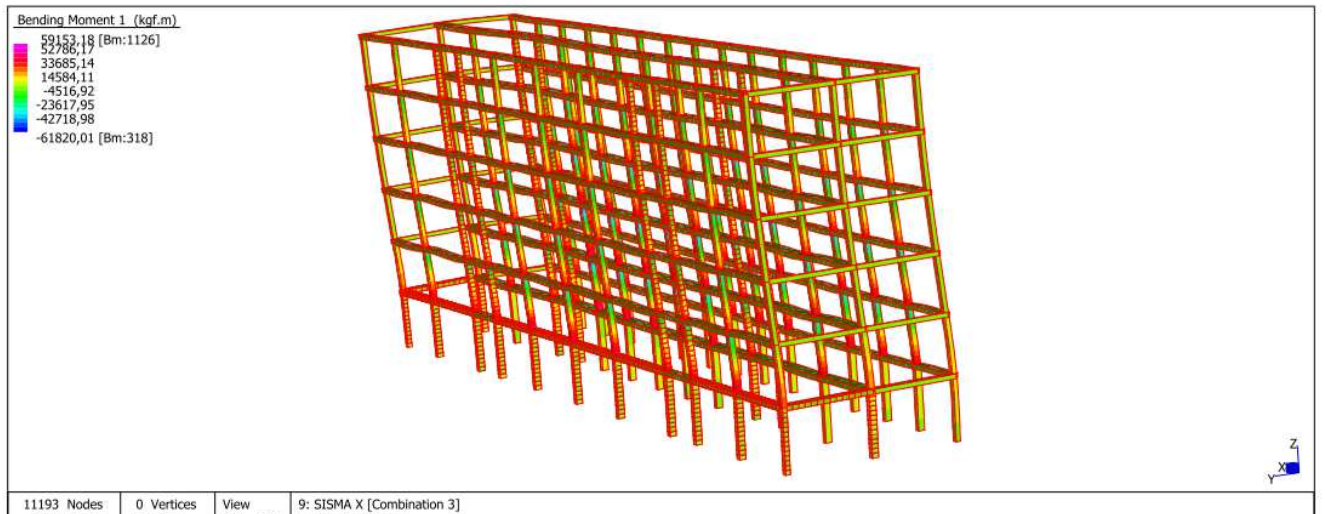
Title: <b>SFORZI SOLLECITANTI PILASTRI SISMA DIREZIONE X</b>	
Project:	
Author:	Reference:



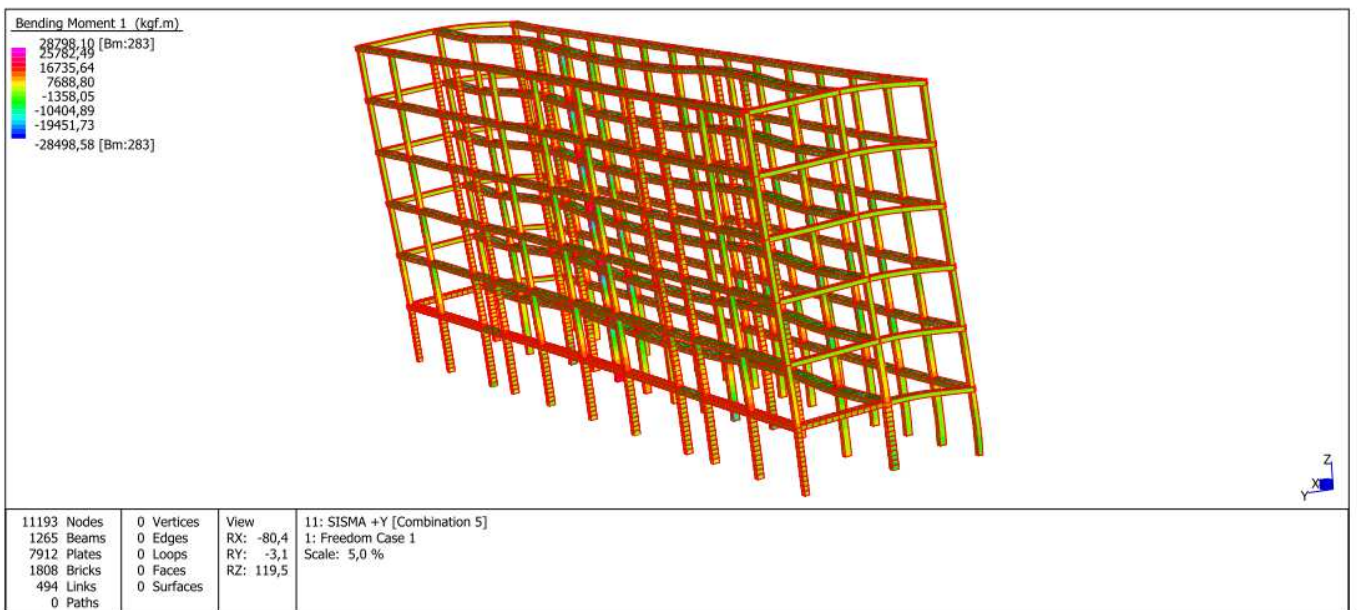
Title: <b>SFORZI SOLLECITANTI PILASTRI SISMA DIREZIONE Y</b>	
Project:	
Author:	Reference:



Title: <b>MOMENTO SILLECITANTE PILASTRI SISMA DIREZIONE X</b>	
Project:	
Author:	Reference:

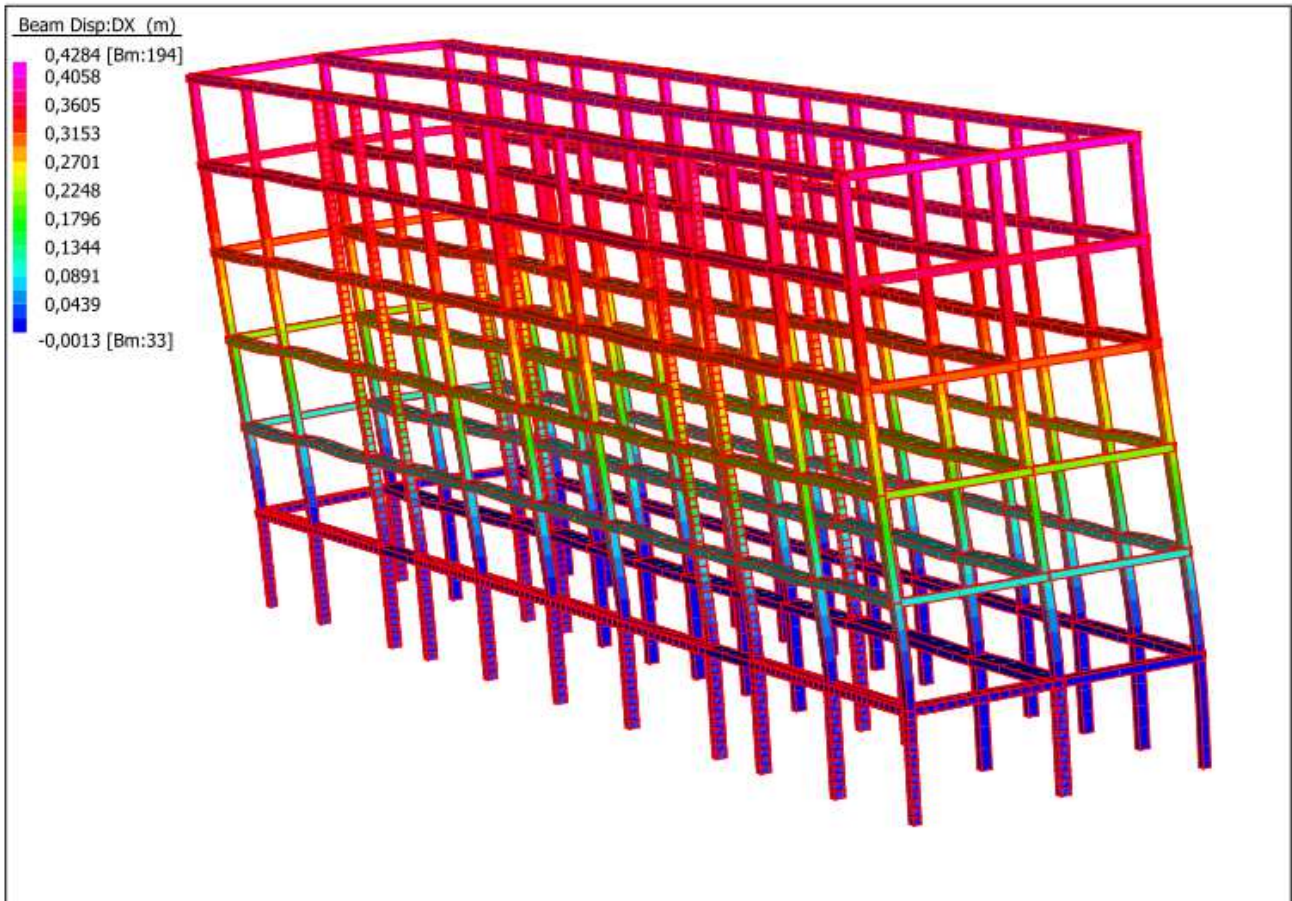


Title: <b>MOMENTO SILLECITANTE PILASTRI SISMA DIREZIONE Y</b>	
Project:	
Author:	Reference:

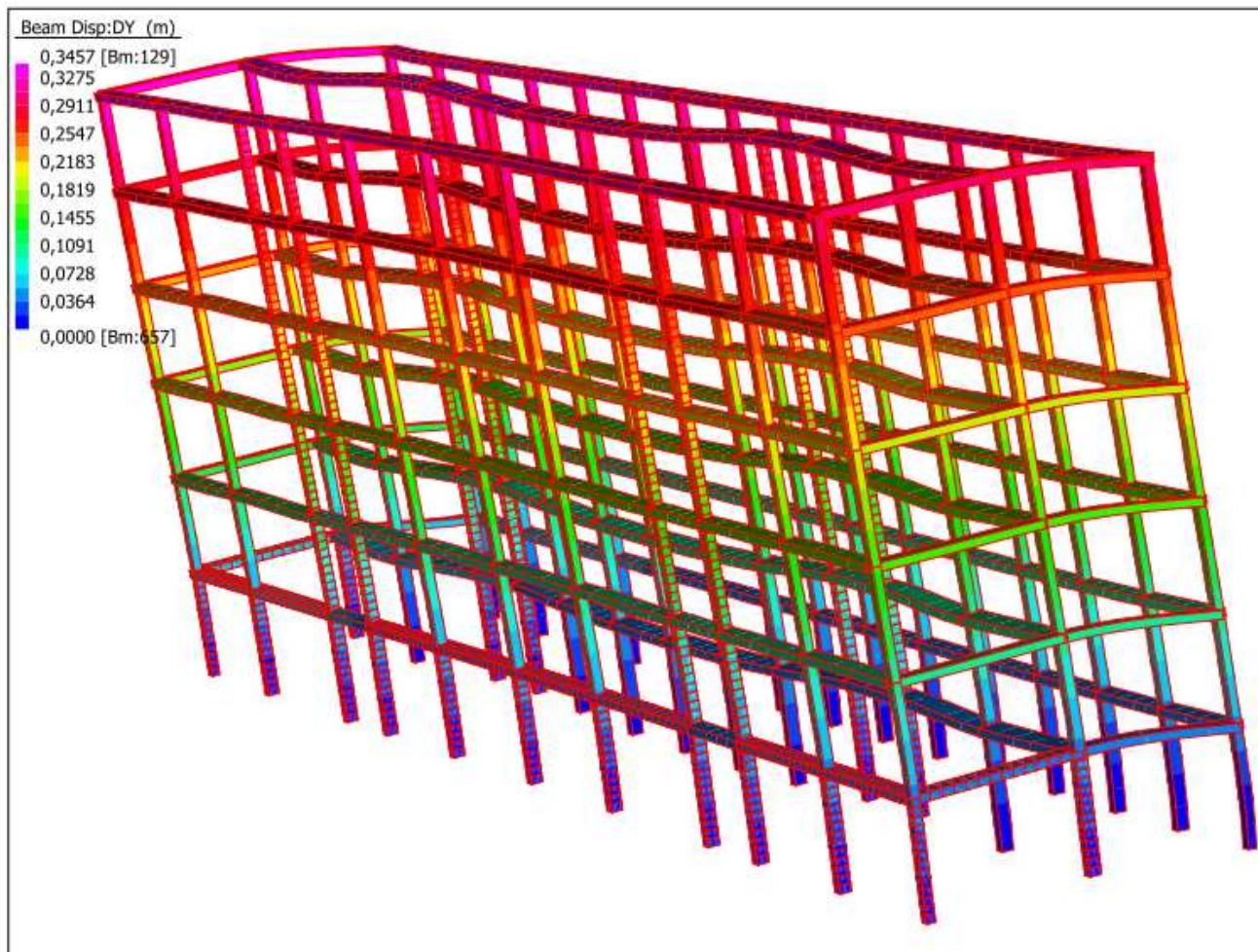




Title: <b>SPOSTAMENTI DIREZIONE X</b>	
Project:	
Author:	Reference:



Title: <b>SPOSTAMENTI DIREZIONE Y</b>	
Project:	
Author:	Reference:



Con le armature precedentemente riportate e le resistenze del calcestruzzo rilevate si ottiene il seguente momento resistente nei pilastri:

$$M_{rd} = 11'590 \text{ daN*m} \ll M_{ed} 61'820,00 \text{ daN*m}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: **MOMENTO RESISTENTE PILASTRI**

N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	45

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	2,5
2	4,02	22,5
3	4,02	42,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 250 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
Centro Baricentro cls  
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n  
Tipo flessione  
Retta Deviata

Materiali B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 10 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
τ<sub>c1</sub> 1,829

M<sub>xRd</sub> 115,9 kNm  
σ<sub>c</sub> -10 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 5,287 ‰  
d 42,5 cm  
x 16,93 x/d 0,3983  
ξ 0,9379

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
Precompresso

Dai dati precedente esposti se pur brevemente riportati si evince che la struttura non è adatta a sopportare i carichi orizzontali con un coefficiente

$$\zeta_E \text{ SISMICA IS-V pari a } 0,19$$

La capacità di resistere al sisma è pari a circa il 20% dell'accelerazione sismica prevista dalle di progetto con la reale probabilità di rottura fragile dei nodi trave-pilastro e i conseguenti crolli, i nodi in esame non hanno armatura sufficiente, staffe, per far sì che si formino cerniere plastiche e permettano al restante della struttura di assorbire altre sollecitazioni sismiche.

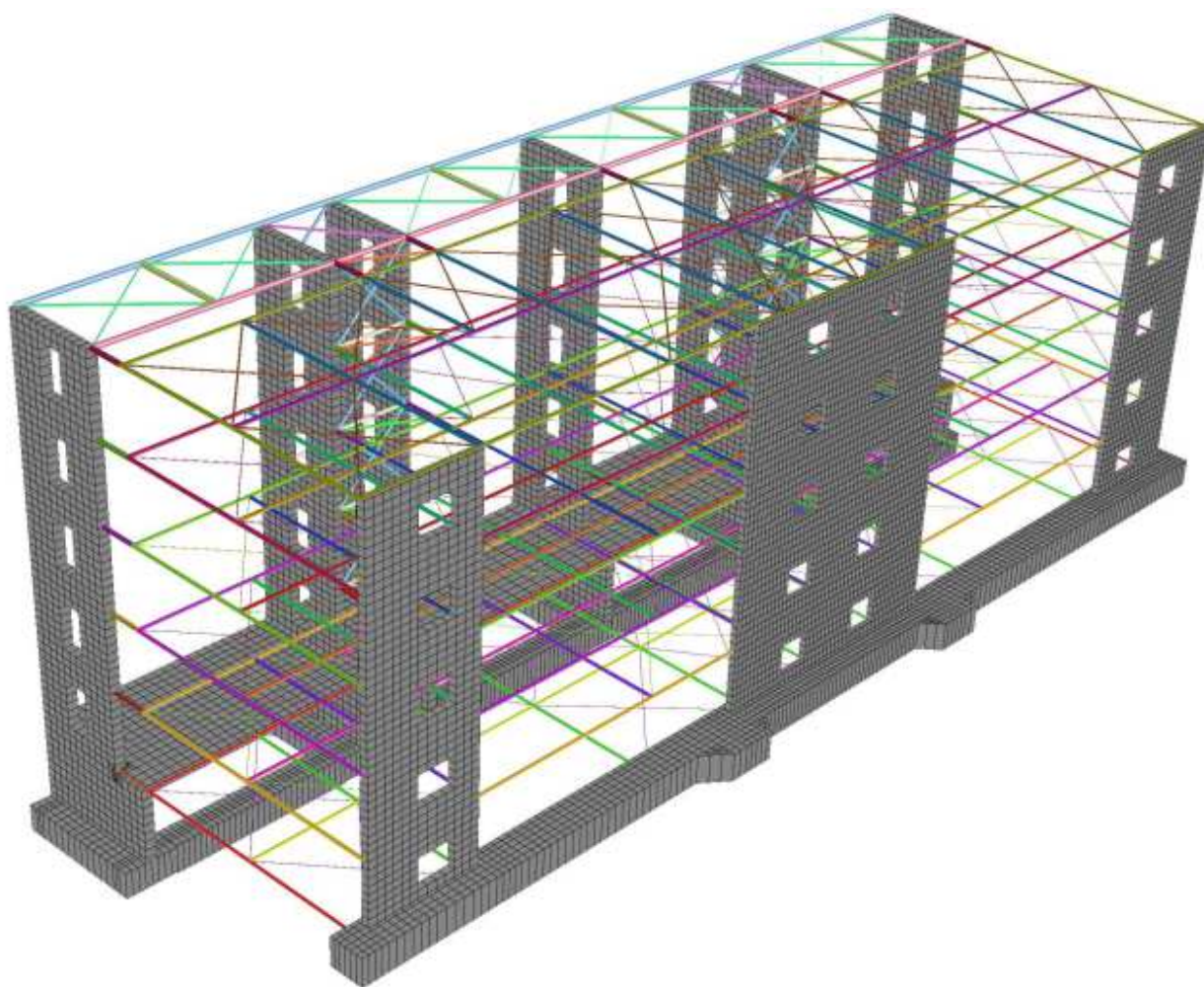


### **3. DESCRIZIONE DELLO SCHEMA STATICO (di progetto)**

Lo stato di fatto, come precedentemente accennato, può essere assimilato a telaio spaziale in calcestruzzo armato, inidoneo a sopportare i carichi orizzontali.

L'intervento in progetto proposto consiste nel:

- realizzare setti verticali, in calcestruzzo armato, incastrati al piede su fondazioni miste su pali e dirette;
- inserimento di controventi di falda atti a trasferire le forze sismiche ai setti verticali.





## 4. PARAMETRI SISMICI

### 2.4. VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

#### 2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La vita nominale di progetto  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

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

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a  $P_N$ , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a  $P_N$  e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

#### 2.4.2. CLASSI D'USO

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 DM 5/11/2001, 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.

#### 2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di  $C_U$  anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

### 3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

#### Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_s$ . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità  $V_s$  per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di  $V_s$  sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

$h_i$  spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

$N$  numero di strati;

$H$  profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle presenti norme.

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale per la definizione delle azioni sismiche.

#### Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

I parametri geotecnici / geologici precedentemente esposti si ritengono caratteristici della zona in esame, anche a seguito della relazione Geologica e Geotecnica del Geologo Dott. Marella.

## FATTORE DI COMPORTAMENTO

### 7.3.1. ANALISI LINEARE O NON LINEARE

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare.

#### ANALISI LINEARE

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia non dissipativo sia dissipativo (§ 7.2.2). In entrambi i casi, la domanda sismica è calcolata, quale che sia la modellazione utilizzata per l'azione sismica, riferendosi allo spettro di progetto (§ 3.2.3.4 e § 3.2.3.5) ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di comportamento  $q$ , i limiti riportati nella tabella 7.3.I con i valori dei fattori di base  $q_0$  riportati in Tab. 7.3.II.

#### Valori del fattore di comportamento $q$

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo (§ 7.2.2), il valore del fattore di comportamento  $q$ , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente.

Il limite superiore  $q_{lim}$  del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R \quad [7.3.1]$$

dove:

$q_0$  è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttività, della tipologia strutturale, del coefficiente  $\lambda$  di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di  $q_0$  deve essere esplicitamente giustificata;

$K_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

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

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD "A"	CD "B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$
<b>Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)</b>	<b><math>4,0 \alpha_u/\alpha_1</math></b>	<b>3,0</b>
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

$$q_{lim} = 3,0 \times 1 = \mathbf{3,0}$$

$$\alpha_u/\alpha_1 = 1$$

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE  
10.3917

LATITUDINE  
45.4161

☒ Ricerca per comune

REGIONE  
Lombardia

PROVINCIA  
Brescia

COMUNE  
Montichiari

Elaborazioni grafiche

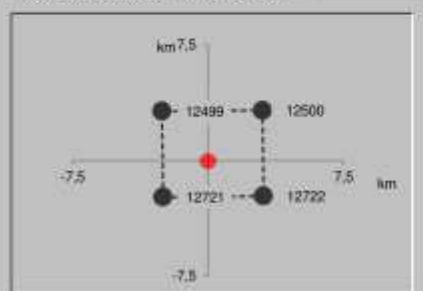
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- ☐ Sito esterno al reticolo
- ☐ Interpolazione su 3 nodi
- ☒ Interpolazione corretta

Interpolazione  
superficie rigata

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

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

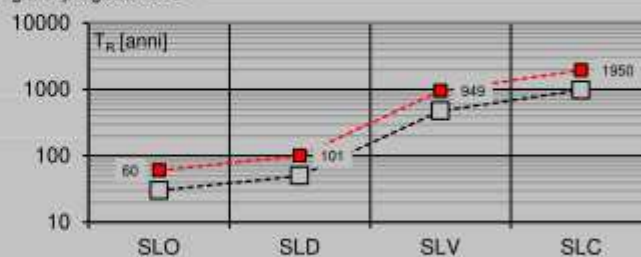
Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

- ☐ Strategia per costruzioni ordinarie
- ☒ Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3



## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

### Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** ▼ info

### Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** ▼ info

$S_B = 1,200$

$C_C = 1,422$  info

Categoria topografica **T1** ▼ info

$h/H = 0,000$

$S_T = 1,000$  info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

### Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%) **5**

$\eta = 1,000$  info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_a$  **3**

Regol. in altezza **sì** ▼ info

### Compon. verticale

#### Spettro di progetto

Fattore  $q$  **1,5**

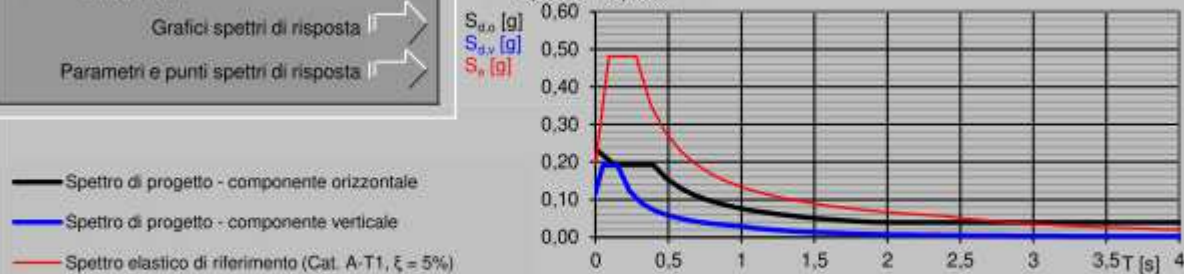
$\eta = 0,667$  info

### Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

### Spettri di risposta



INTRO

FASE 1

FASE 2

**FASE 3**

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

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,195 g
$F_{g_0}$	2,467
$T_C$	0,277 s
$S_S$	1,200
$C_C$	1,422
$S_T$	1,000
$q$	3,000

### Parametri dipendenti

$S$	1,200
$\eta$	0,333
$T_B$	0,131 s
$T_C$	0,394 s
$T_D$	2,380 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

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

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

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

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

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

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

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

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

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

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

### Punti dello spettro di risposta

	$T$ [s]	$S_e$ [g]
	0,000	0,234
$T_B \leftarrow$	0,131	0,192
$T_C \leftarrow$	0,394	0,192
	0,489	0,155
	0,583	0,130
	0,678	0,112
	0,773	0,098
	0,867	0,088
	0,962	0,079
	1,056	0,072
	1,151	0,066
	1,245	0,061
	1,340	0,057
	1,435	0,053
	1,529	0,050
	1,624	0,047
	1,718	0,044
	1,813	0,042
	1,907	0,040
	2,002	0,039
	2,097	0,039
	2,191	0,039
	2,286	0,039
$T_D \leftarrow$	2,380	0,039
	2,457	0,039
	2,534	0,039
	2,612	0,039
	2,689	0,039
	2,766	0,039
	2,843	0,039
	2,920	0,039
	2,997	0,039
	3,074	0,039
	3,152	0,039
	3,229	0,039
	3,306	0,039
	3,383	0,039
	3,460	0,039
	3,537	0,039
	3,614	0,039
	3,691	0,039
	3,769	0,039
	3,846	
	3,923	0,039
	4,000	0,039

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

### C7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA<sup>9</sup>

In letteratura e nei diversi documenti tecnici di riferimento esistono espressioni più o meno semplici per determinare, in maniera approssimata, il periodo del primo modo di vibrare della struttura, in ciascuna delle due direzioni principali.

L'equazione [7.3.6] della norma porta in conto, in maniera indiretta, l'effettiva rigidezza laterale della struttura e risulta, pertanto, più affidabile rispetto ad altre formulazioni più semplici, basate unicamente sul numero di piani o sull'altezza complessiva della costruzione, ma richiede necessariamente un modello di calcolo e un'analisi statica specifica.

Dipende dalle finalità dell'analisi il grado di approssimazione da conseguire nella determinazione del periodo  $T_1$ , cui è legata la risposta spettrale e quindi l'entità delle forze statiche equivalenti. In via di prima approssimazione, si può utilizzare la seguente espressione semplificata:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} \quad [C7.3.2]$$

dove  $H$  è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e  $C_1$  vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio di acciaio o di legno, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio di calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni di muratura o per qualsiasi altro tipo di struttura.

$$T_1 = 0.05 \times 18.70^{0.75} = 0.449 \text{ s}$$

$$S_e = 0.170 \text{ g}$$

L'analisi sismica è stata condotta secondo la tecnica dell'analisi statica equivalente in cui le masse partecipanti al moto sono quelle relative ai carichi  $G$  (permanenti strutturali e permanenti portati) e  $Q$  (azioni variabili).

Per le analisi non condotte con calcolo manuale sono stati utilizzati il programma STRAUS 7 prodotto dalla STRAND7 Pty Ltd Sydney (Australia) distribuito in Italia dalla HSH s.r.l. di Padova, R3 11.64 bit HSH serial number XBOCCGP1.

Per le verifiche locali delle singole sezioni degli elementi strutturali sono stati utilizzati programmi di calcolo redatti dal sottoscritto progettista e dal Prof. Gelfi concessi in licenza d'uso gratuito.

## 5. MATERIALI

Acciaio di carpenteria	<b>S275</b>
Acciaio di carpenteria per tondi di controvento	<b>S355</b>
Acciaio armatura pali di fondazione	<b>S355</b>
Bulloni e barre filettate	<b>C8.8</b>
Acciaio Armatura	<b>B450C</b>
Calcestruzzo fondazioni	<b>C 30/37-</b>
classe di consistenza	<b>S4 - S5</b>
classe di esposizione fondazioni	<b>XC 2</b>
Calcestruzzo setti	<b>C 35/45</b>
classe di consistenza	<b>S4 - S5</b>
classe di esposizione setti	<b>XC 4</b>

## **6. CARICHI ELEMENTARI**

### **G1:**

Calcestruzzo ..... 2.500,00 daN/m<sup>3</sup>  
Acciaio ..... 7.850,00 daN/m<sup>3</sup>

### **G2:**

solaio di calpestio abitazioni ..... 250,00 daN/m<sup>2</sup>  
solaio di calpestio garage (30 cm terra)  
..... 540,00 daN/m<sup>2</sup>

copertura.....100,00 daN/m<sup>2</sup>  
tamponamenti.....800,00 daN/m<sup>3</sup>

### **q<sub>k</sub> residenziale:**

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>k</sub> [kN]	H <sub>k</sub> [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b>			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00

**q<sub>k</sub> giadino in copertura garage:** ..... 400,00 daN/m<sup>2</sup>

**Q<sub>k</sub> Neve** .....120,00 daN/m<sup>2</sup>



## AZIONE DELLA NEVE PAR. 3.4 NTC18

### 1.DEFINIZIONE DEI DATI

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota  $a_s \leq 1500$  m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini  $a_s \geq 1500$  m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1  $a_s$  (altitudine sul livello del mare): 85 (m)

1.2 zona: Zona I - Alpina

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



Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si fa riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione si riduce come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà  $TR \geq 5$  anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà  $TR \geq 10$  anni.

## 2 CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

$q_{sk}$  valore caratteristico della neve al suolo 1,50 [kN/m<sup>2</sup>]

## 3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

### 3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta  $C_e=1$ . Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
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
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1,1

#### 3.1.1 Classe di topografia:

Normale

Il coefficiente di esposizione vale:

$C_e$  1,00

### 3.2 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  $C_t = 1$ .

Il coefficiente topografico vale:

$c_t$  1,00

### 3.2 Coefficiente di forma

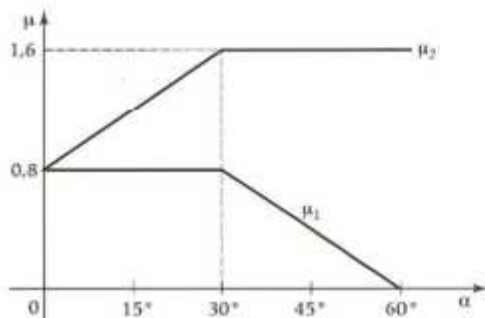
#### 3.2.1 Inclinazione della falda $\alpha$ (1)

20 [deg]

#### 3.2.2 Inclinazione della falda $\alpha$ (2)

25 [deg]

#### 3.2.3 Legge di variazione del coefficiente di forma:



$\mu_1(\alpha_1)$	0,80
$\mu_1(\alpha_2)$	0,80
$\mu_2(\alpha)$	1,40

	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60$
$\mu_1(\alpha)$	0,80	$0.8(60-\alpha)/30$	0,00
$\mu_2(\alpha)$	$0.8+0.8 \alpha/30$	1,60	0,00

## 4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

$\mu_i$  (coefficiente di forma)

$q_{sk}$  (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>])

$C_E$  (coefficiente di esposizione)

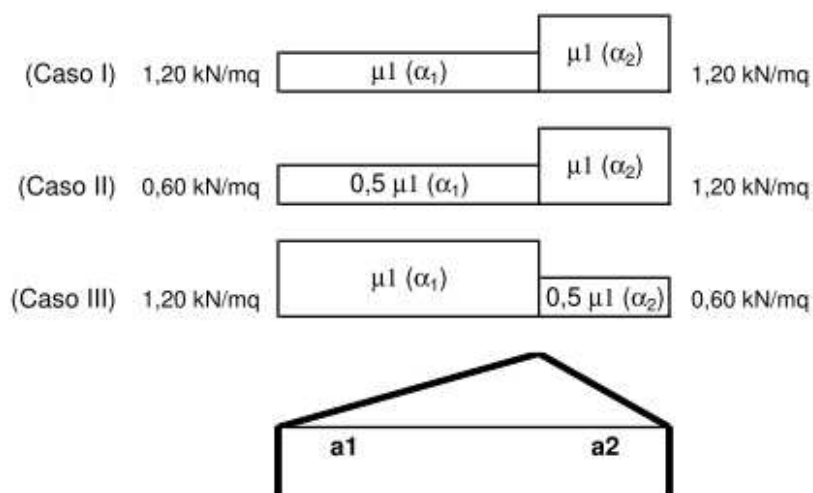
$C_t$  (coefficiente termico)

### 4.1 Combinazione per il caso di copertura a più falde

Per il calcolo si considera solo la più gravosa delle tre condizioni di carico, di seguito calcolate.

$\alpha_1$ (inclinazione falda)	20 [deg]
$\alpha_2$ (inclinazione falda)	25 [deg]

$\mu_1 (\alpha_1)$	0,80
$\mu_1 (\alpha_2)$	0,80



Caso I: Carico da neve depositata in assenza di vento

Caso II: Carico da neve depositata in presenza di vento

Caso III: Carico da neve depositata in presenza di vento

Se l'estremità più bassa della falda termina con parapetto, una barriera o altre costruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo alpha.

### 4.2 Presenza di barriera:

no

## 7. COMBINAZIONI DI CARICO

### 2.5.2. CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura  $F_d$  è ottenuto dal suo valore caratteristico  $F_k$ , come indicato nel §2.3.

In accordo con le definizioni del §2.3, il valore caratteristico  $G_k$  di azioni permanenti caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10 si può assumere coincidente con il valore medio.

Nel caso di azioni variabili caratterizzate da distribuzioni dei valori estremi dipendenti dal tempo, si assume come valore caratteristico quello caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno. Per le azioni ambientali (neve, vento, temperatura) il periodo di ritorno è posto uguale a 50 anni, corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 2% su base annua; per le azioni da traffico sui ponti stradali il periodo di ritorno è convenzionalmente assunto pari a 1000 anni. Nella definizione delle combinazioni delle azioni, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili di diversa natura che possono agire contemporaneamente:  $Q_{k1}$  rappresenta l'azione variabile di base e  $Q_{k2}, Q_{k3}, \dots$  le azioni variabili d'accompagnamento, che possono agire contemporaneamente a quella di base.

Con riferimento alla durata relativa ai livelli di intensità di un'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente  $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$ : il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale alla media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente  $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$ : il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore di combinazione  $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$ : il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.

Nel caso in cui la caratterizzazione probabilistica dell'azione considerata non sia disponibile, ad essa può essere attribuito il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice  $k$  i valori caratteristici; senza pedice  $k$  i valori nominali.

La Tab. 2.5.I riporta i coefficienti di combinazione da adottarsi per gli edifici civili e industriali di tipo corrente.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6

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

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

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

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

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_{Qk}$  coefficiente parziale delle azioni variabili  $Q$ .

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

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

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

## Combinazione per la verifica allo SLU:

### 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

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

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  sono dati nel § 2.6.1.

## **8. ANALISI MASSE**

### **CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA.**

#### **7.3.5. RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO**

ANALISI DINAMICA O STATICA, LINEARE O NON LINEARE

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

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad [7.3.10]$$

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

##### **C7.3.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA<sup>8</sup>**

##### **C7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA<sup>9</sup>**

In letteratura e nei diversi documenti tecnici di riferimento esistono espressioni più o meno semplici per determinare, in maniera approssimata, il periodo del primo modo di vibrare della struttura, in ciascuna delle due direzioni principali.

L'equazione [7.3.6] della norma porta in conto, in maniera indiretta, l'effettiva rigidezza laterale della struttura e risulta, pertanto, più affidabile rispetto ad altre formulazioni più semplici, basate unicamente sul numero di piani o sull'altezza complessiva della costruzione, ma richiede necessariamente un modello di calcolo e un'analisi statica specifica.

Dipende dalle finalità dell'analisi il grado di approssimazione da conseguire nella determinazione del periodo  $T_1$ , cui è legata la risposta spettrale e quindi l'entità delle forze statiche equivalenti. In via di prima approssimazione, si può utilizzare la seguente espressione semplificata:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} \quad [C7.3.2]$$

dove  $H$  è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e  $C_1$  vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio di acciaio o di legno, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio di calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni di muratura o per qualsiasi altro tipo di struttura.

MONTICHIARI									
ANALISI STATICA									
N° orizzontamenti=		6		C7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA <sup>9</sup>					
Tipologia struttura=		A		In letteratura e nei diversi documenti tecnici di riferimento esistono espressioni più o meno semplici per determinare, in maniera approssimata, il periodo del primo modo di vibrare della struttura, in ciascuna delle due direzioni principali.					
T <sub>c</sub> =		0,545 s		L'equazione [7.3.6] della norma porta in conto, in maniera indiretta, l'effettiva rigidezza laterale della struttura e risulta, pertanto, più affidabile rispetto ad altre formulazioni più semplici, basate unicamente sul numero di piani o sull'altezza complessiva della costruzione, ma richiede necessariamente un modello di calcolo e un'analisi statica specifica.					
h <sub>max</sub> =		18,70 m		Dipende dalle finalità dell'analisi il grado di approssimazione da conseguire nella determinazione del periodo T <sub>1</sub> , cui è legata la risposta spettrale e quindi l'entità delle forze statiche equivalenti. In via di prima approssimazione, si può utilizzare la seguente espressione semplificata:					
B <sub>min</sub> =		42,00 m		$T_1 = C_1 H^{3/4} \quad [C7.3.2]$					
S <sub>d</sub> (T <sub>1</sub> )=		0,170		dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C <sub>1</sub> vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio di acciaio o di legno, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio di calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni di muratura o per qualsiasi altro tipo di struttura.					
C <sub>1</sub> =		0,050		$T_1 = 0,4496$					
				$T_1 < 4 \text{ sec}$					
				$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / S_j z_j W_j$					
Dove:				$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot I / g = 309.666,42 \text{ daN}$					
W=		2.143.020 daN							
I=		0,85							
g=		9,81 m/s <sup>2</sup>							
z <sub>1</sub> =		3,30 m		x	W <sub>1</sub> =	486.850 daN		=	1.606.605 daN . m
z <sub>2</sub> =		6,30 m		x	W <sub>2</sub> =	340.600 daN		=	2.145.780 daN . m
z <sub>3</sub> =		9,30		x	W <sub>3</sub> =	346.600 daN		=	3.223.380 daN . m
z <sub>4</sub> =		12,30		x	W <sub>4</sub> =	346.600 daN		=	4.263.180 daN . m
z <sub>5</sub> =		15,30		x	W <sub>5</sub> =	346.600 daN		=	5.302.980 daN . m
z <sub>6</sub> =		18,30		x	W <sub>6</sub> =	275.770 daN		=	5.046.595 daN . m
				ΣW=	2.143.020 daN		Σ z W	=	21.588.520 daN . m
RAPPORTO FRA ACCELERAZIONI									
F <sub>1</sub> =		23.045 daN		a <sub>1x</sub>	=	a <sub>1y</sub>	=>	0,0473	1,00
F <sub>2</sub> =		30.779 daN		a <sub>2x</sub>	=	a <sub>2y</sub>	=>	0,0904	1,91
F <sub>3</sub> =		46.236 daN		a <sub>x3</sub>	=	a <sub>3y</sub>	=>	0,1334	2,82
F <sub>4</sub> =		61.151 daN		a <sub>x4</sub>	=	a <sub>3y</sub>	=>	0,1764	3,73
F <sub>5</sub> =		76.066 daN		a <sub>x5</sub>	=	a <sub>3y</sub>	=>	0,2195	4,64
F <sub>6</sub> =		72.389 daN		a <sub>x6</sub>	=	a <sub>3y</sub>	=>	0,2625	5,55
		309.666 daN							



## 9. VERIFICHE STRUTTURALI

### Fondazioni:

#### 6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.1

#### 6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali 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.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - collasso per scorrimento sul piano di posa;
  - stabilità globale.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

#### 6.4.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione [6.2.7], calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.

Forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite



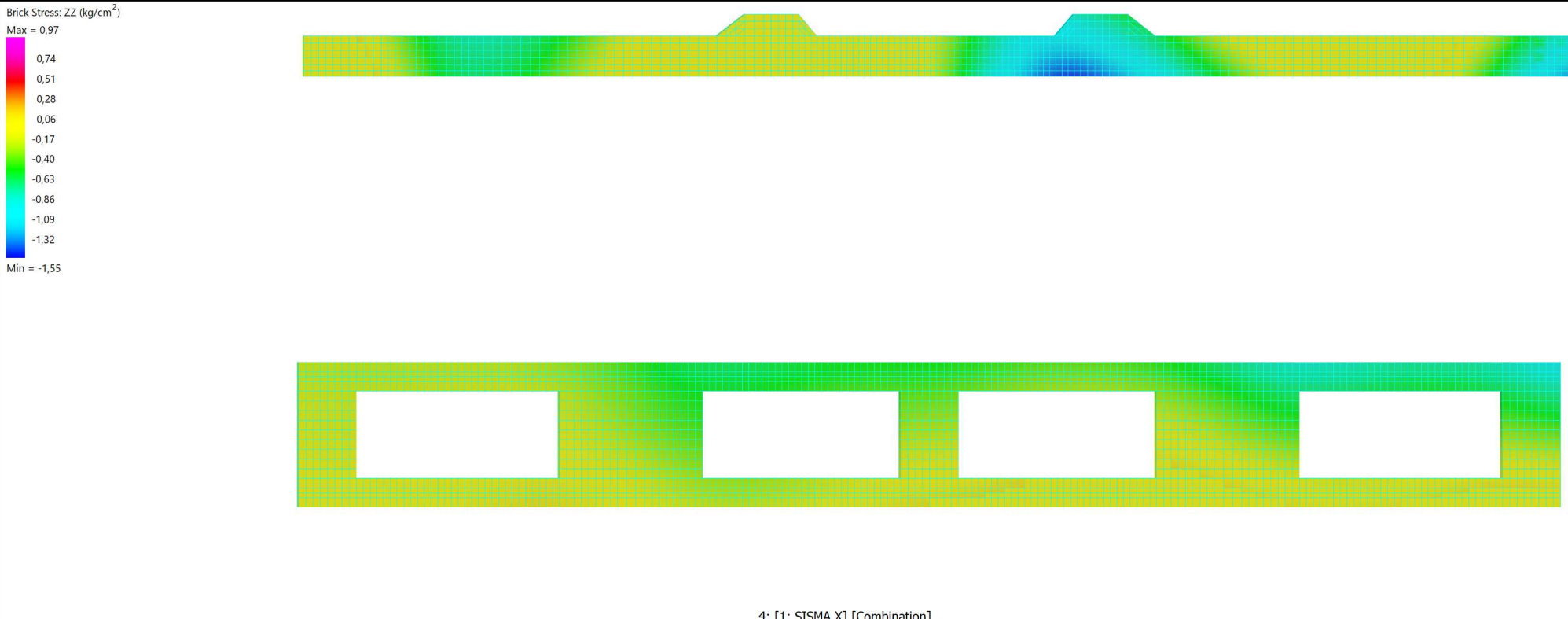


Title:  
**SFORZI TERRENO**

Project:

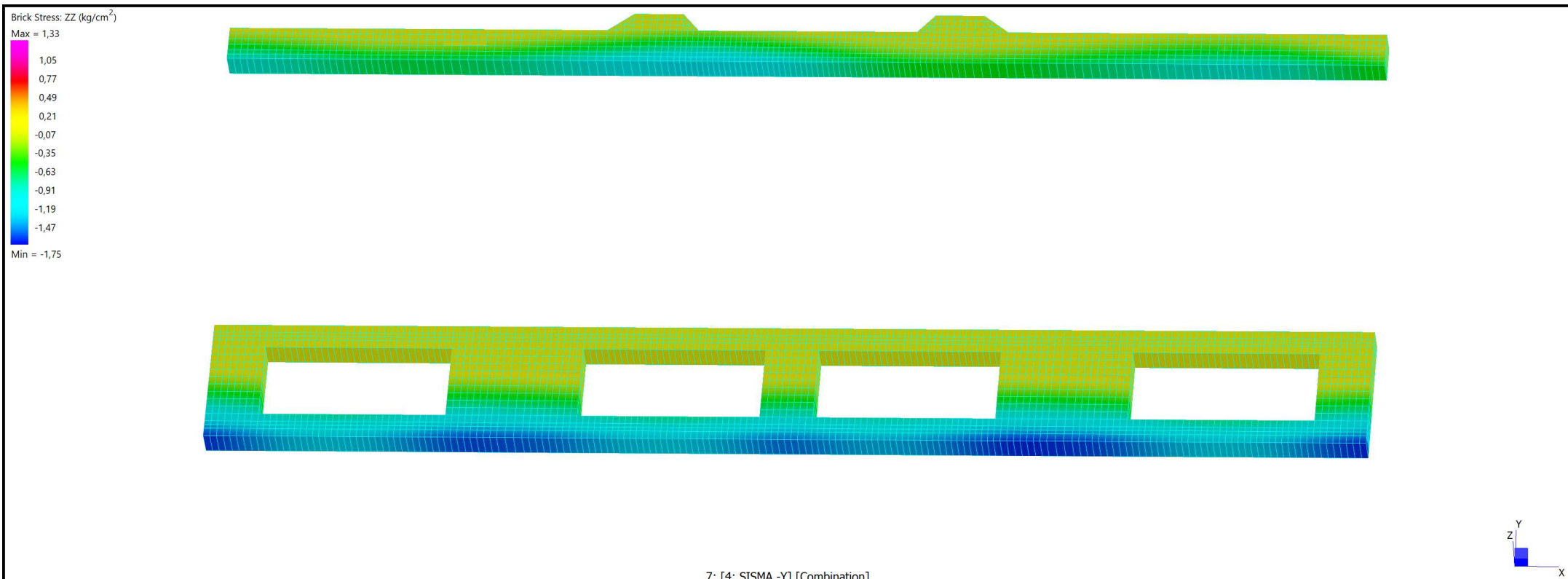
Author:

Reference:



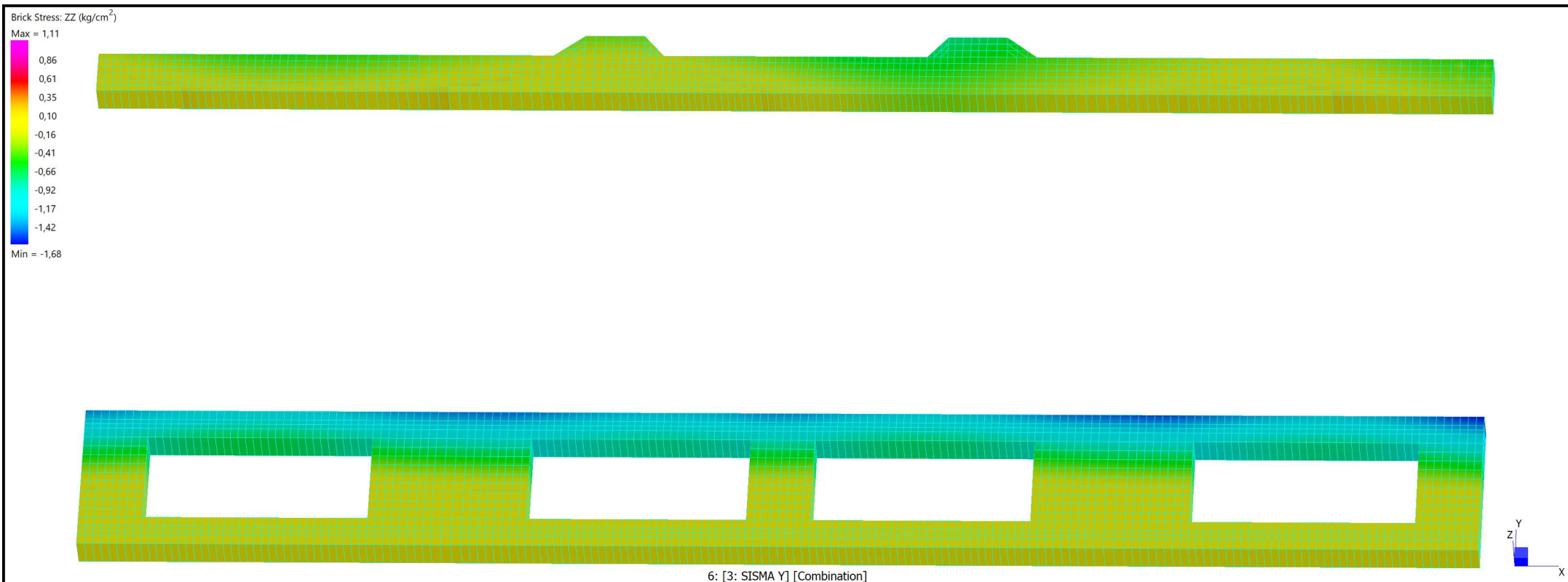
87656 Nodes	0 Vertices	View	4: [1: SISMA X] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: 0,0	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: 0,0	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: 0,0	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

Title: <b>SFORZI TERRENO</b>	
Project:	
Author:	Reference:



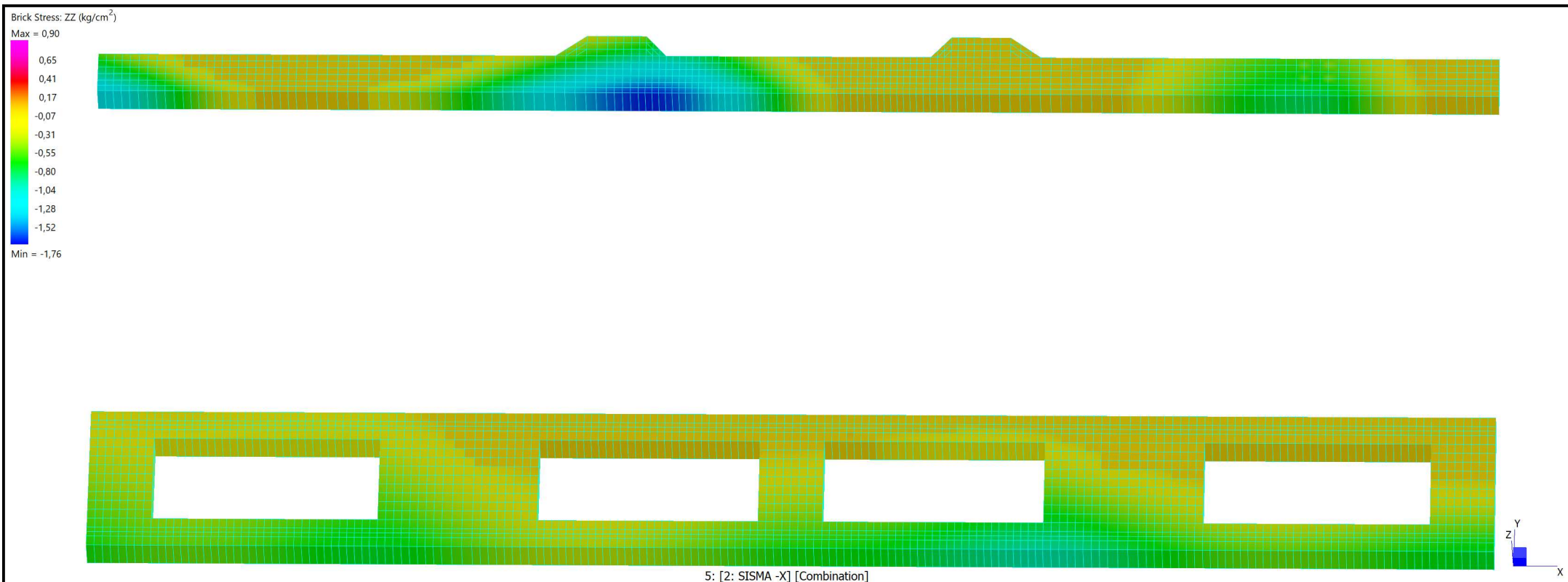
87656 Nodes	0 Vertices	View	7: [4: SISMA -Y] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -34,6	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: -2,2	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: -2,0	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

Title: <b>SFORZI TERRENO</b>	
Project:	
Author:	Reference:



87656 Nodes	0 Vertices	View	6: [3: SISMA Y] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -34,7	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: -2,5	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: -2,0	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

Title: <b>SFORZI TERRENO</b>	
Project:	
Author:	Reference:



87656 Nodes	0 Vertices	View	5: [2: SISMA -X] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -34,7	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: -2,5	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: -2,0	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

### 6.4.3. FONDAZIONI SU PALI

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.

Le indagini geotecniche, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2, devono essere dirette anche ad accertare l'effettiva realizzabilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e del regime delle pressioni interstiziali.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che portino alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.1 e 6.4.3.2.

Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4.

In ogni caso, in aggiunta a quanto riportato ai §§ 6.2.4.1.1 e 6.2.4.1.2, fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo, quest'ultimo valutato con i coefficienti  $\gamma_M$  del caso M1 della Tab. 6.2.II.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.2.

#### 6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali 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.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
  - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
  - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza dei pali;
  - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

##### 6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo può essere dedotta da:

- a) risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- b) metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);



c) risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

In dettaglio:

(a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo,  $R_{c,k}$  o a trazione,  $R_{t,k}$  è dedotto dai corrispondenti valori  $R_{c,m}$  o  $R_{t,m}$ , ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero  $n$  di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.1]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.2]$$

Tab. 6.4.III - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

Il predimensionamento dei pali è stato effettuato tramite formule empiriche.

**In fase di progetto esecutivo** i valori ottenuti dovranno essere convalidati da prove sperimentali dirette (prove di carico a trazione e a compressione) su pali pilota in numero non inferiore a sei:

- n° 3 della lunghezza di m 12,00;
- n° 3 della lunghezza di m 15,00;

i sei pali pilota di cui sopra sono contabilizzati così come pure le prove di carico.

### Capacità portante pali

		strato 1
m	spessore	20
daN/m <sup>3</sup>	densità	1800
(°)	Angolo Attrito	33
daN/cm <sup>2</sup>	Coesione	0

Lunghezza del palo trivellato	12,00 m		Diametro	219 mm
Coeff. parz. alla punta (base): $\gamma_R$	1,35		Riepilogo:	
Coeff. parz. Laterale compres: $\gamma_R$	1,15		P. laterale:	29,56 t
Coeff. parz. Laterale trazione: $\gamma_R$	1,25		P. punta:	22,90 t
Fattore di correlazione: $\xi$	1		Pc,comp.:	51,30t

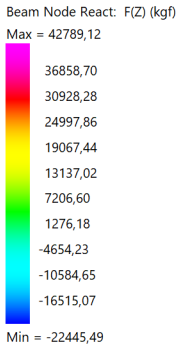
Lunghezza del palo trivellato	15,00 m		Diametro	219 mm
Coeff. parz. alla punta (base): $\gamma_R$	1,35		Riepilogo:	
Coeff. parz. Laterale compres: $\gamma_R$	1,15		P. laterale:	43,20 t
Coeff. parz. Laterale trazione: $\gamma_R$	1,25		P. punta:	28,30 t
Fattore di correlazione: $\xi$	1		Pc,comp.:	71,50 t

Title:  
**REAZIONE VINCOLARI PALI SETTI S1**

Project:  
**Ø 219 mm LUNGHEZZA 12 m**

Author:

Reference:



4: [1: SISMA X] [Combination]

87656 Nodes 20757 Beams 48792 Plates 12232 Bricks 60 Links 0 Paths	0 Vertices 0 Edges 0 Loops 0 Faces 0 Surfaces	View RX: -41,6 RY: 11,1 RZ: -156,7	4: [1: SISMA X] [Combination] 1: Freedom Case 1 Scale: 0,0 %
---	---	---	--



Title: <b>REAZIONE VINCOLARI PALI SETTI S1</b>	
Project: <b>Ø 219 mm LUNGHEZZA 12 m</b>	
Author:	Reference:



87656 Nodes	0 Vertices	View	5: [2: SISMA -X] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -41,6	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: 11,1	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: -156,7	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

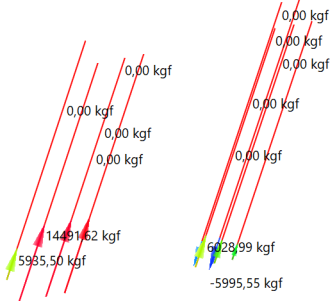
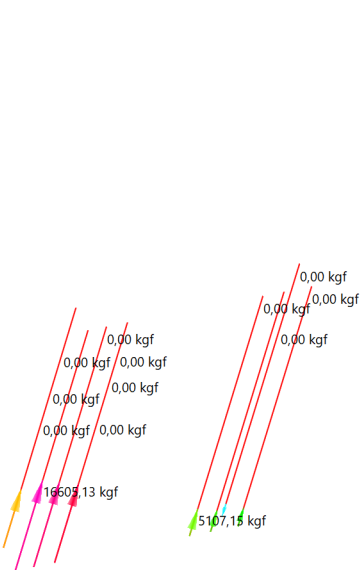
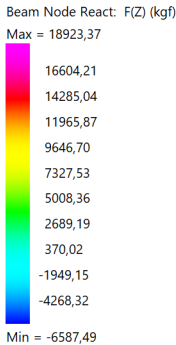
24 ottobre 2022 6:11 pm

Title:  
**REAZIONE VINCOLARI PALI SETTI S1**

Project:  
**Ø 219 mm LUNGHEZZA 12 m**

Author:

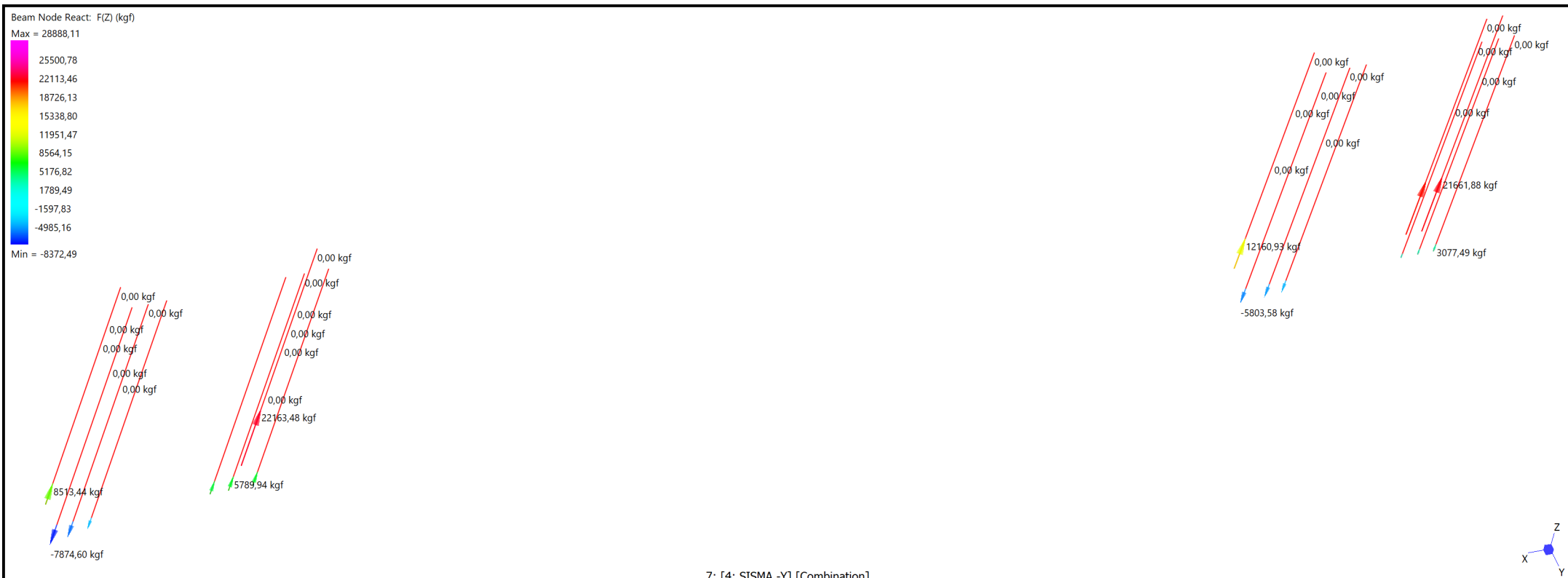
Reference:



6: [3: SISMA Y] [Combination]

87656 Nodes	0 Vertices	View	6: [3: SISMA Y] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -41,6	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: 11,1	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: -156,7	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

Title: <b>REAZIONE VINCOLARI PALI SETTI S1</b>	
Project: <b>Ø 219 mm LUNGHEZZA 12 m</b>	
Author:	Reference:



87656 Nodes	0 Vertices	View	7: [4: SISMA -Y] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -41,6	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: 11,1	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: -156,7	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

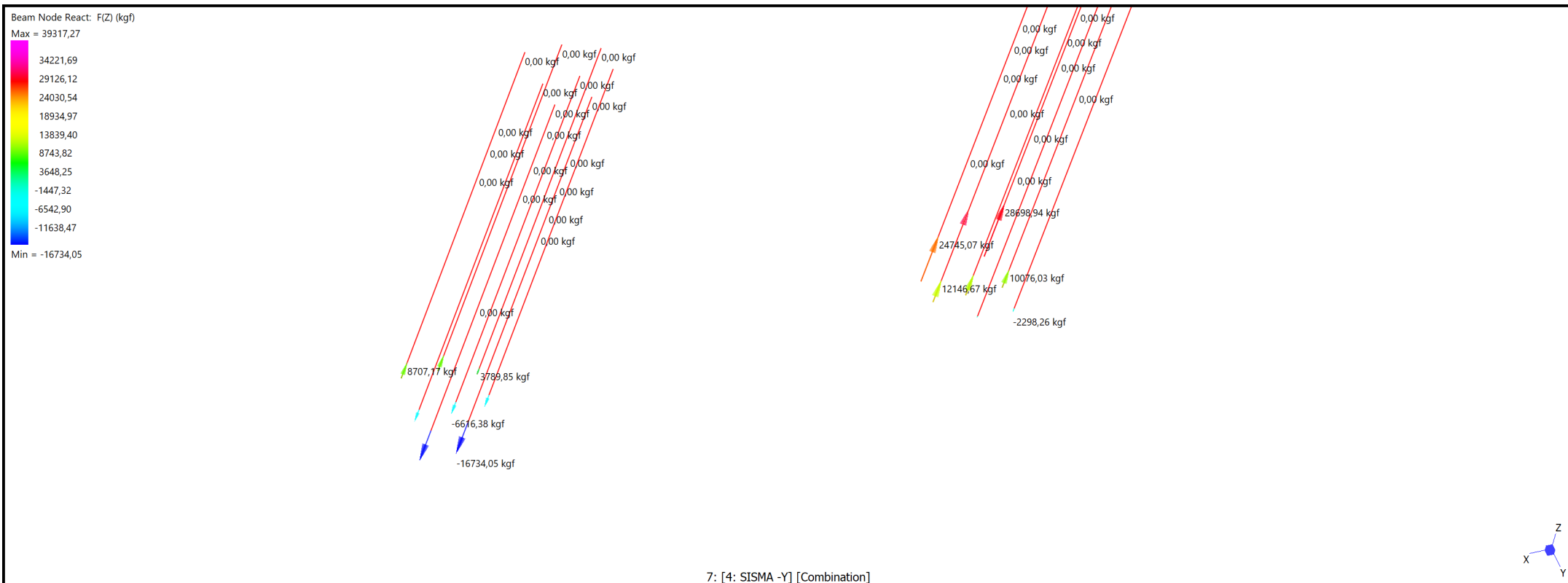
Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

24 ottobre 2022 6:14 pm

Title: <b>REAZIONE VINCOLARI PALI SETTI S2</b>	
Project: <b>Ø 219 mm LUNGHEZZA 15 m</b>	
Author:	Reference:



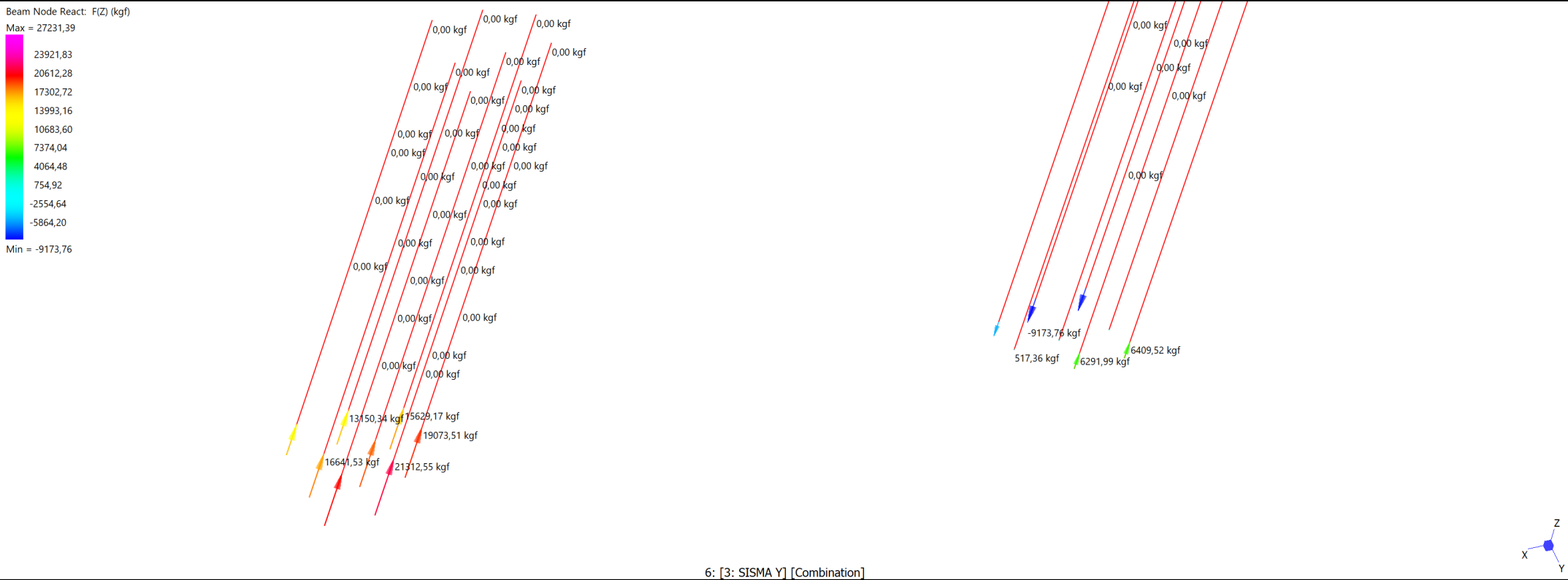
87656 Nodes 20757 Beams 48792 Plates 12232 Bricks 60 Links 0 Paths	0 Vertices 0 Edges 0 Loops 0 Faces 0 Surfaces	View RX: -40,4 RY: 11,6 RZ: -156,3	7: [4: SISMA -Y] [Combination] 1: Freedom Case 1 Scale: 0,0 %
---	---	---	---

Title:  
**REAZIONE VINCOLARI PALI SETTI S2**

Project:  
**Ø 219 mm LUNGHEZZA 15 m**

Author:

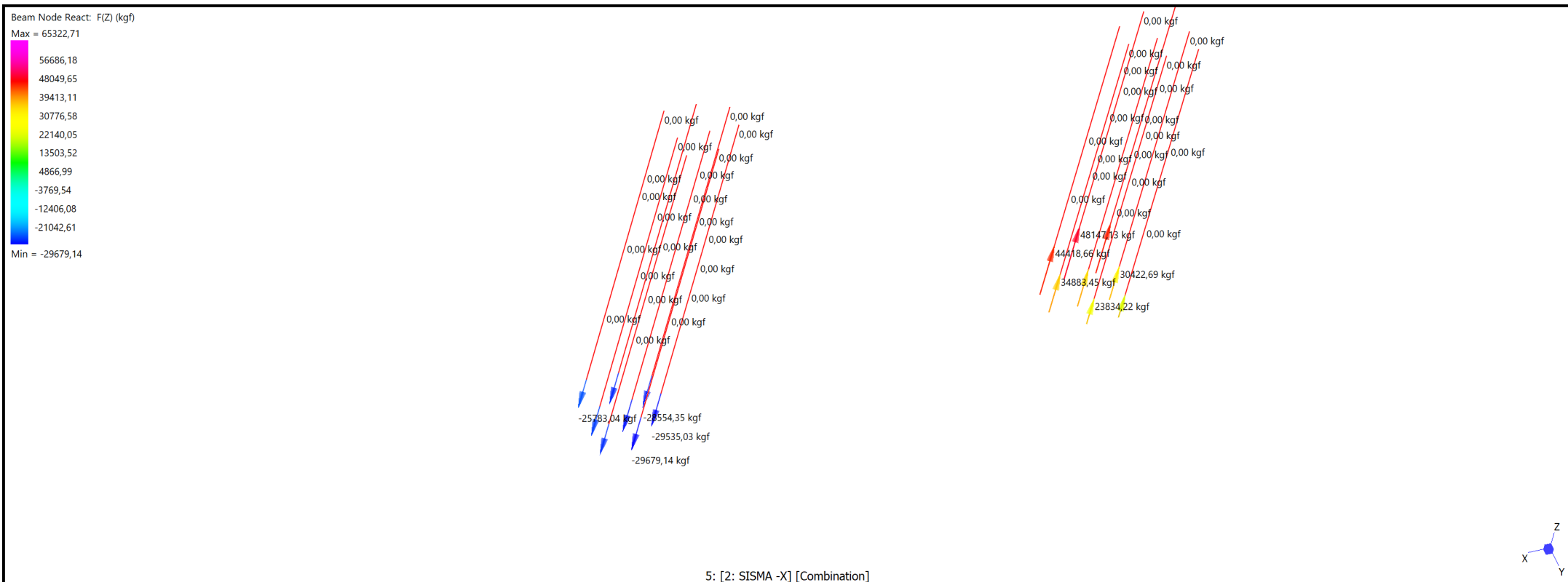
Reference:



87656 Nodes 20757 Beams 48792 Plates 12232 Bricks 60 Links 0 Paths	0 Vertices 0 Edges 0 Loops 0 Faces 0 Surfaces	View RX: -40,4 RY: 11,6 RZ: -156,3	6: [3: SISMA Y] [Combination] 1: Freedom Case 1 Scale: 0,0 %
---	---	---	--



Title: <b>REAZIONE VINCOLARI PALI SETTI S2</b>	
Project: <b>Ø 219 mm LUNGHEZZA 15 m</b>	
Author:	Reference:



87656 Nodes	0 Vertices	View	5: [2: SISMA -X] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -40,4	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: 11,6	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: -156,3	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]  
Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7  
Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA  
24 ottobre 2022 6:17 pm

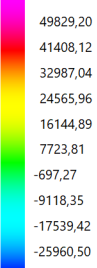
Title:  
**REAZIONE VINCOLARI PALI SETTI S2**

Project:  
**Ø 219 mm LUNGHEZZA 15 m**

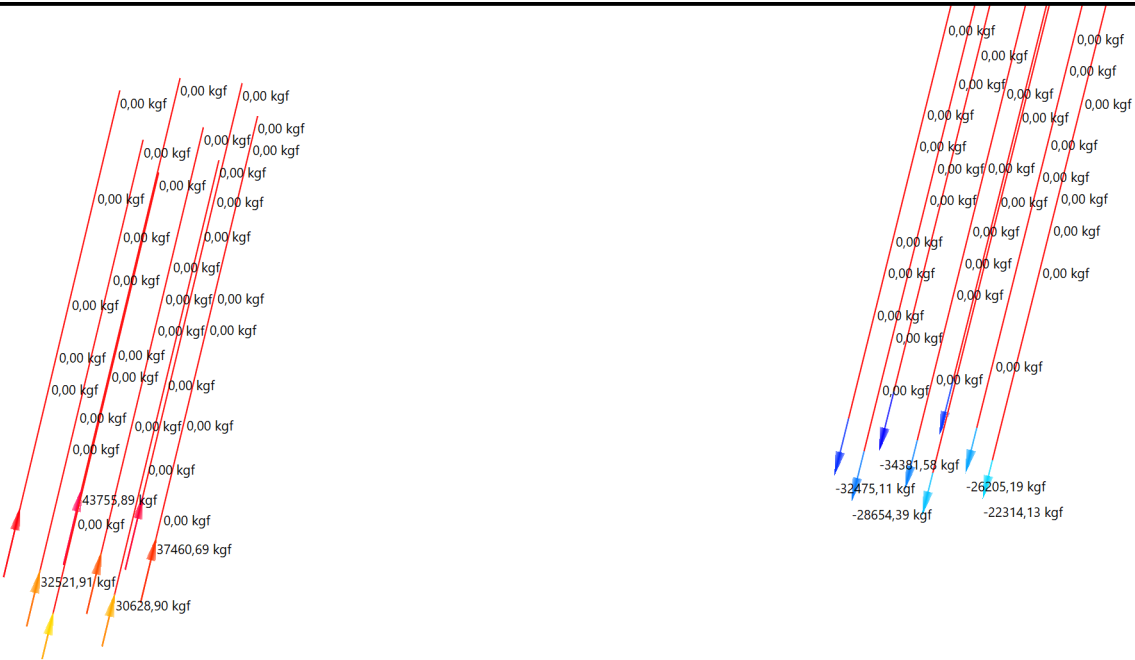
Author: Reference:

Beam Node React: F(Z) (kgf)

Max = 58250,27



Min = -34381,58



4: [1: SISMA X] [Combination]

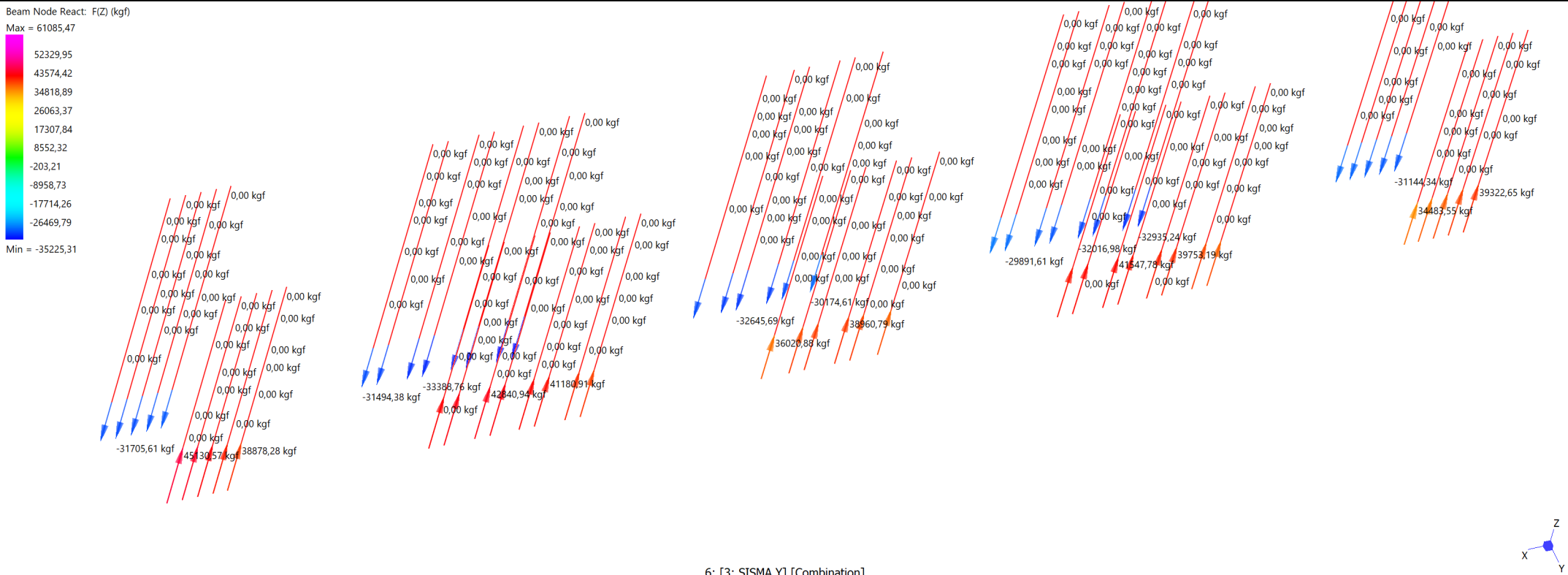
87656 Nodes 20757 Beams 48792 Plates 12232 Bricks 60 Links 0 Paths	0 Vertices 0 Edges 0 Loops 0 Faces 0 Surfaces	View RX: -40,4 RY: 11,6 RZ: -156,3	4: [1: SISMA X] [Combination] 1: Freedom Case 1 Scale: 0,0 %
---	---	---	--

Title:  
**REAZIONE VINCOLARI PALI SUD**

Project:  
**Ø 219 mm LUNGHEZZA 15 m**

Author:

Reference:



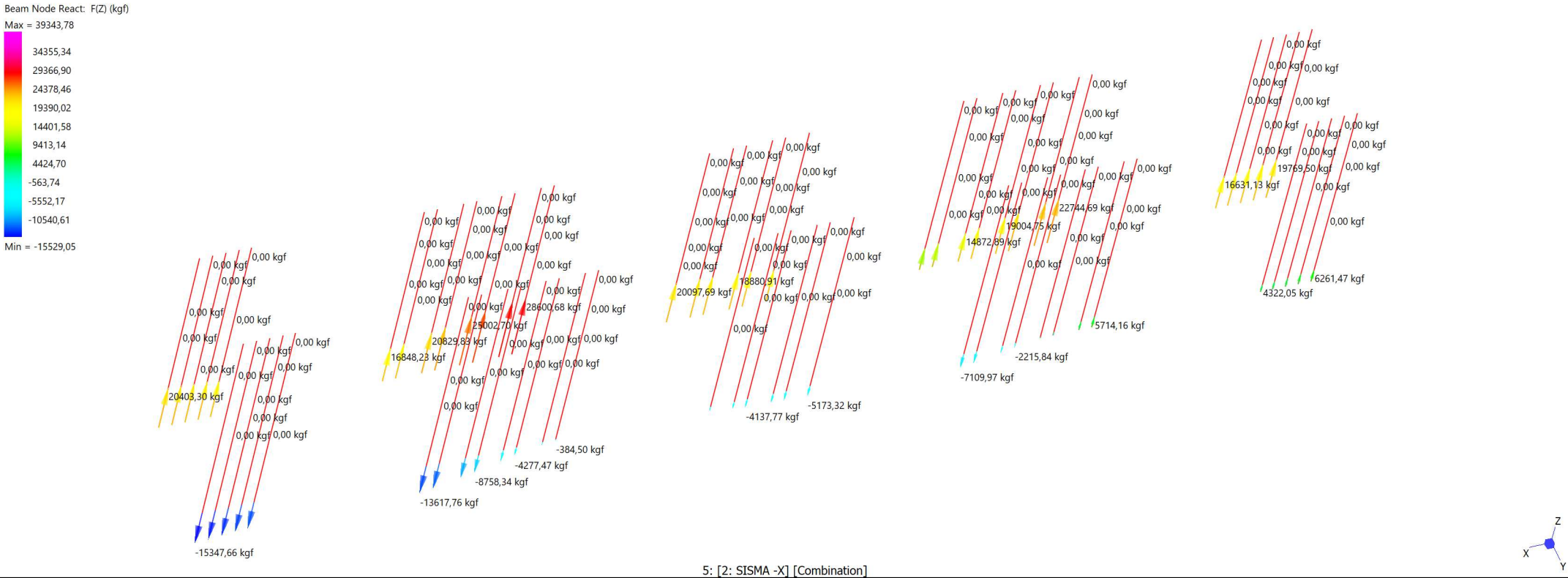
87656 Nodes	0 Vertices	View	6: [3: SISMA Y] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -42,0	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: 10,7	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: -156,2	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

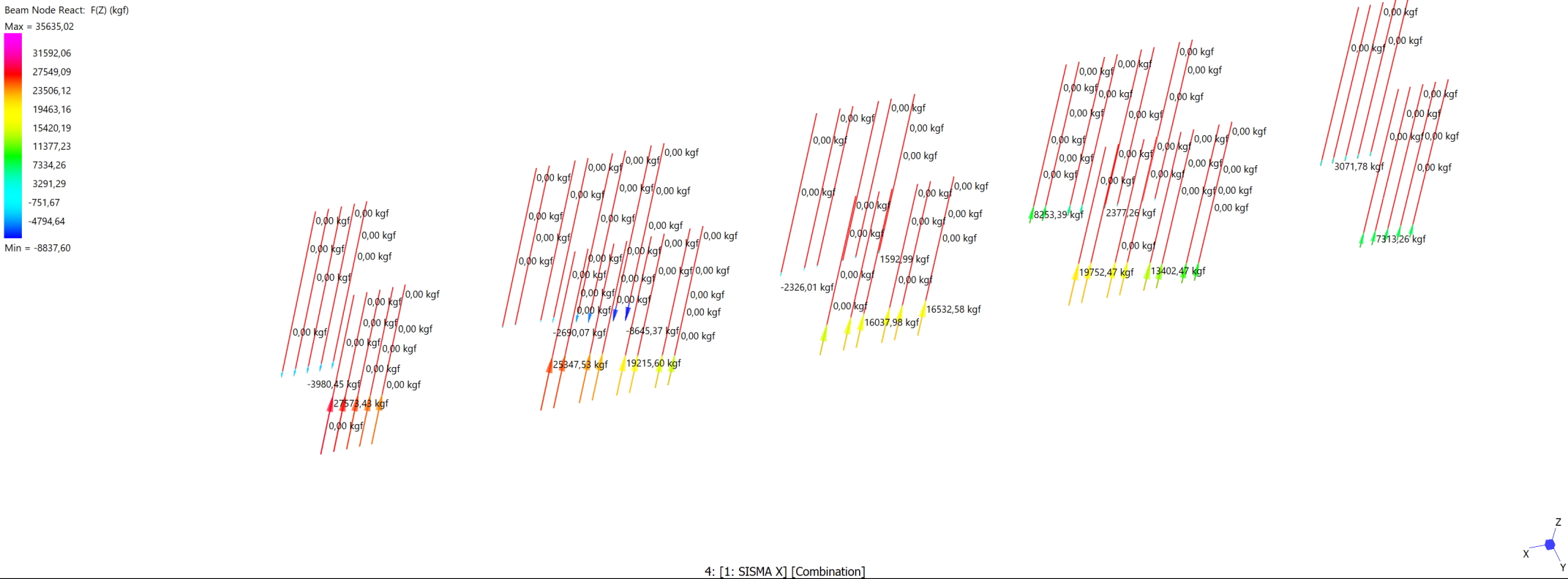
Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

24 ottobre 2022 6:03 pm



87656 Nodes	0 Vertices	View	5: [2: SISMA -X] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -42,0	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: 10,7	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: -156,2	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			



87656 Nodes	0 Vertices	View	4: [1: SISMA X] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -41,6	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: 11,1	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: -156,7	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

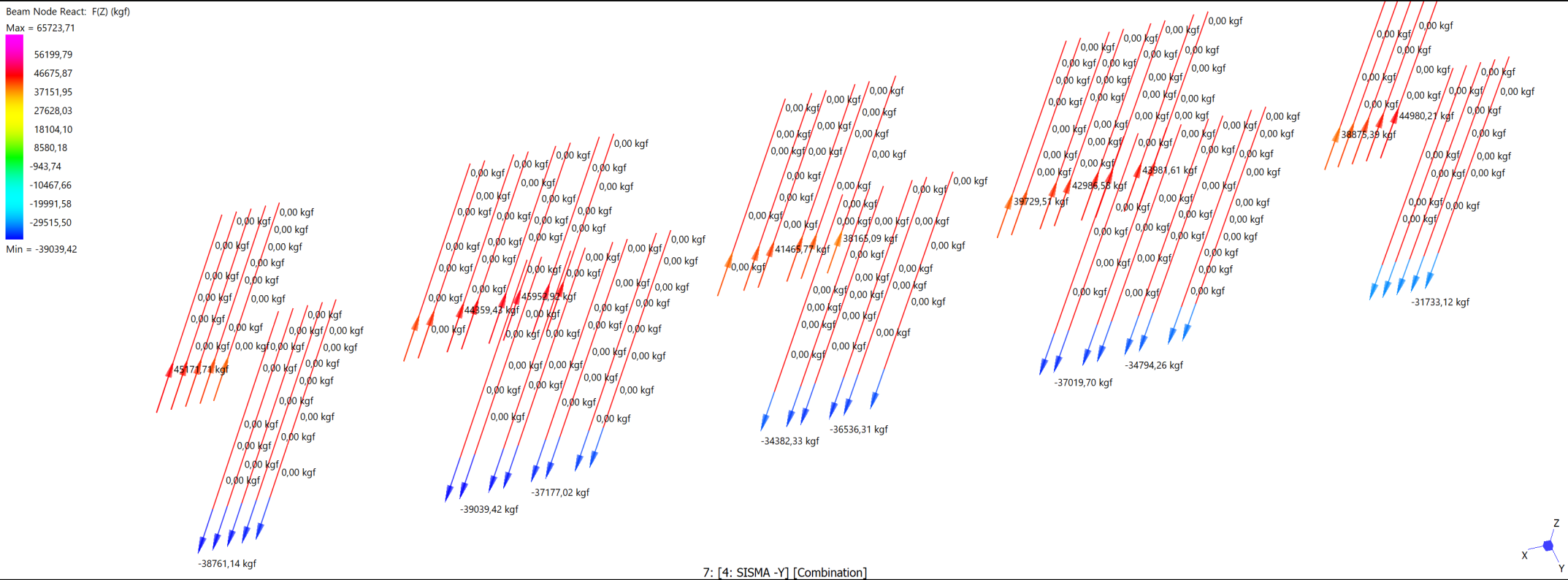


Title:  
**REAZIONE VINCOLARI PALI SUD**

Project:  
**Ø 219 mm LUNGHEZZA 15 m**

Author:

Reference:



87656 Nodes	0 Vertices	View	7: [4: SISMA -Y] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -42,0	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: 10,7	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: -156,2	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

24 ottobre 2022 6:04 pm

## Strutture in C.A.

### Fondazioni

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : VERIFICA SEZIONE MEDIAMENTE SOLLECITATA

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	140	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,11	3,5
2	20,11	96,5

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.  
☐ DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 700 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Materiali

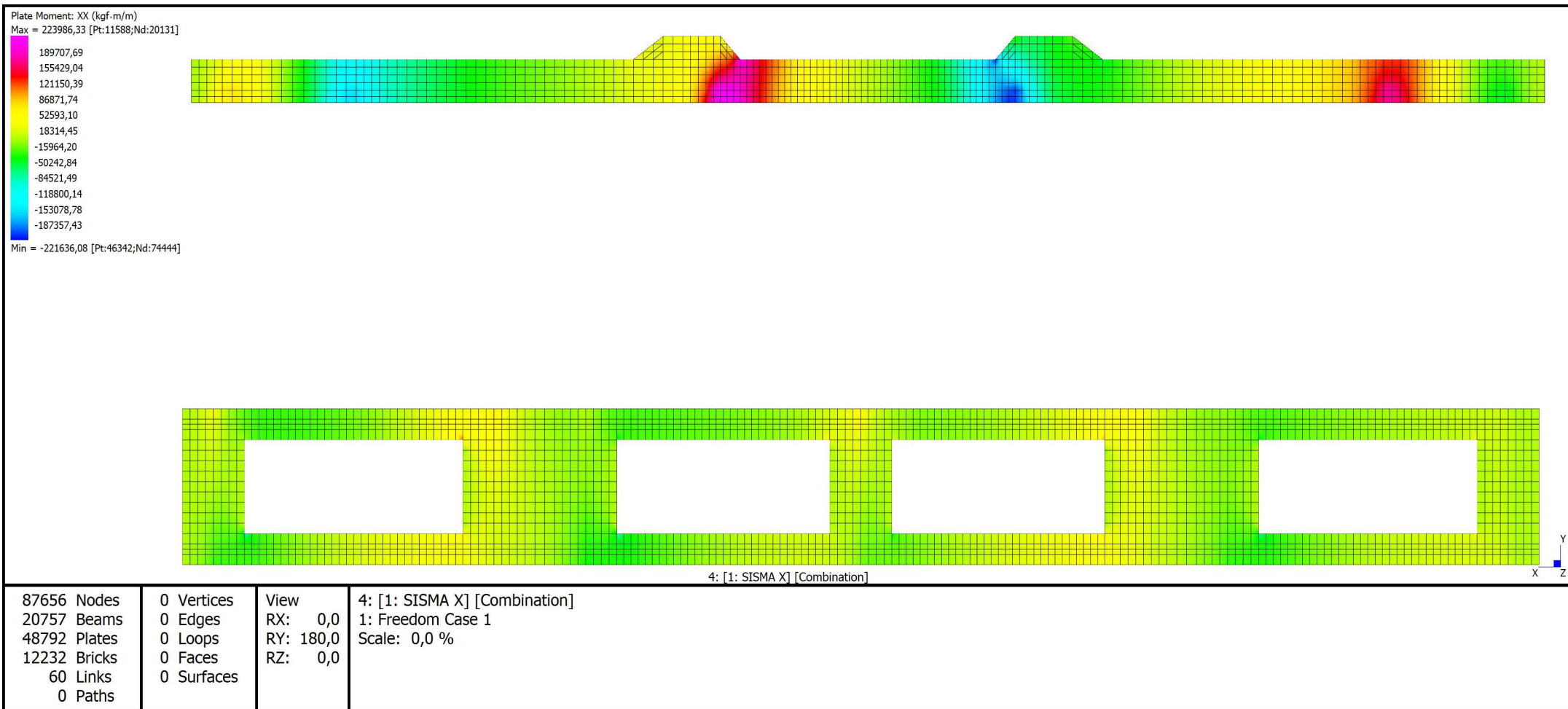
B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  17 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9,75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6  
 $\tau_{cl}$  1,829

M<sub>xRd</sub> 745,3 kN m

$\sigma_c$  -17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  2,775 ‰  
 $\epsilon_s$  67,5 ‰  
d 96,5 cm  
x 3,811 x/d 0,03949  
 $\delta$  0,7

Title: <b>MOMENTO SOLLECITANTE FONDAZIONI</b>	
Project:	
Author:	Reference:



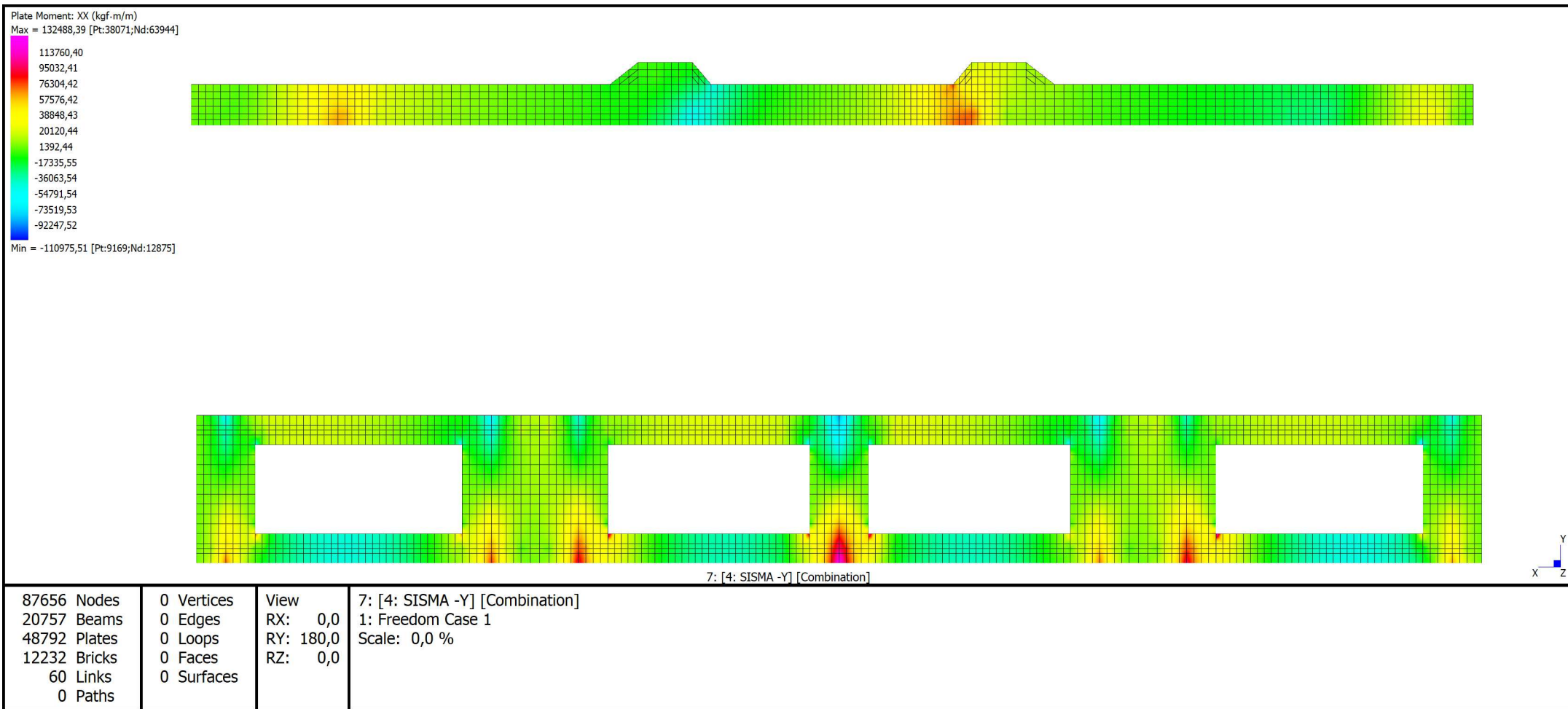
Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

24 ottobre 2022 8:46 pm

Title: <b>MOMENTO SOLLECITANTE FONDAZIONI</b>	
Project:	
Author:	Reference:



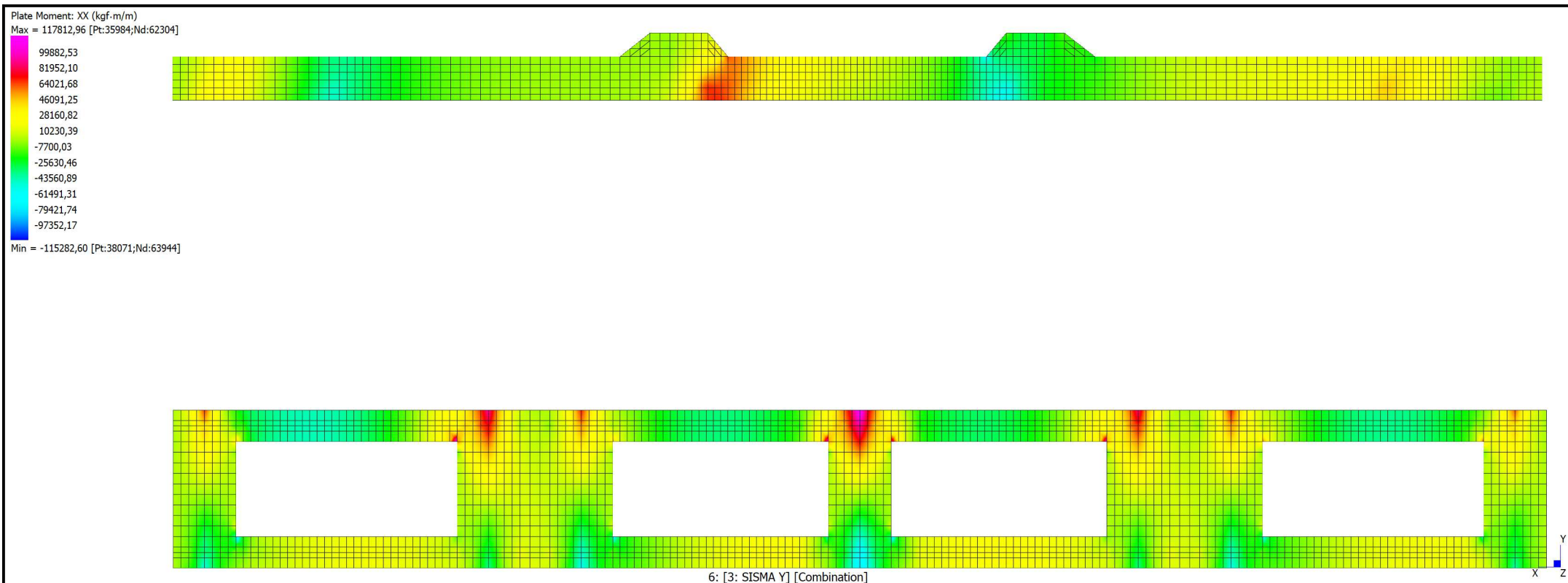
Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

24 ottobre 2022 8:45 pm

Title: <b>MOMENTO SOLLECITANTE FONDAZIONI</b>	
Project:	
Author:	Reference:



87656 Nodes	0 Vertices	View	6: [3: SISMA Y] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: 0,0	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: 180,0	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: 0,0	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

24 ottobre 2022 8:47 pm



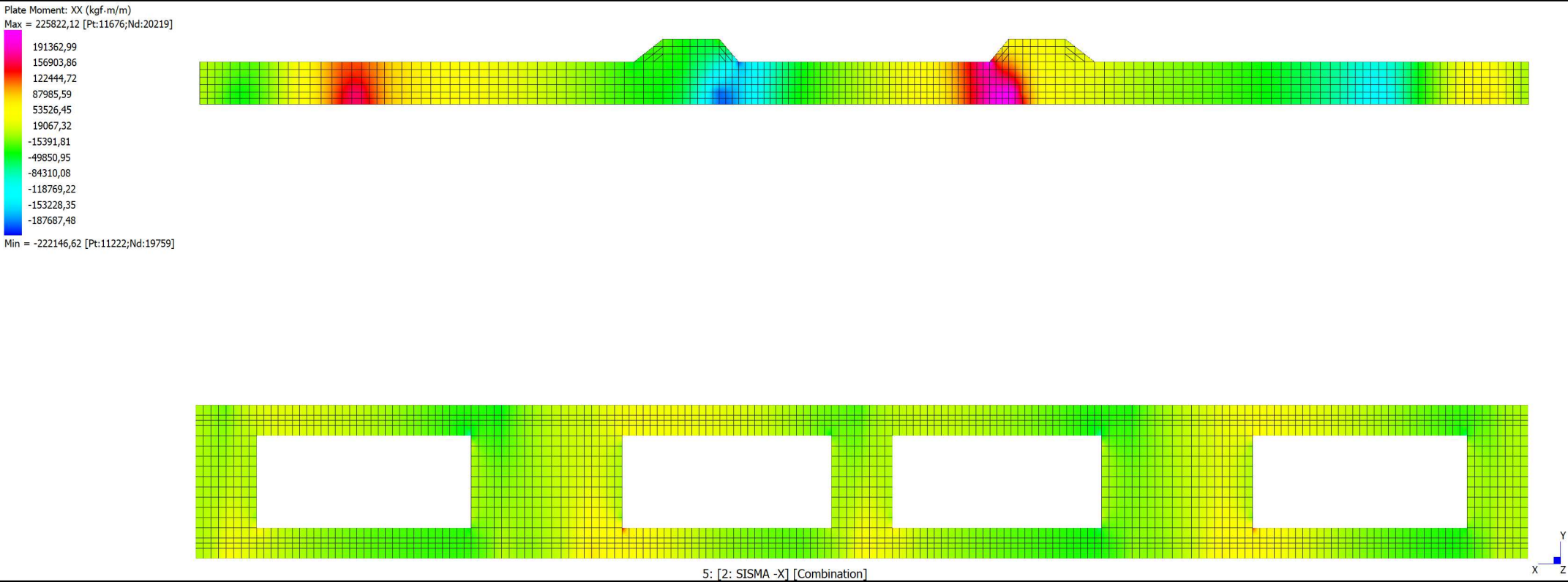
Title:

MOMENTO SOLLECITANTE FONDAZIONI

Project:

Author:

Reference:



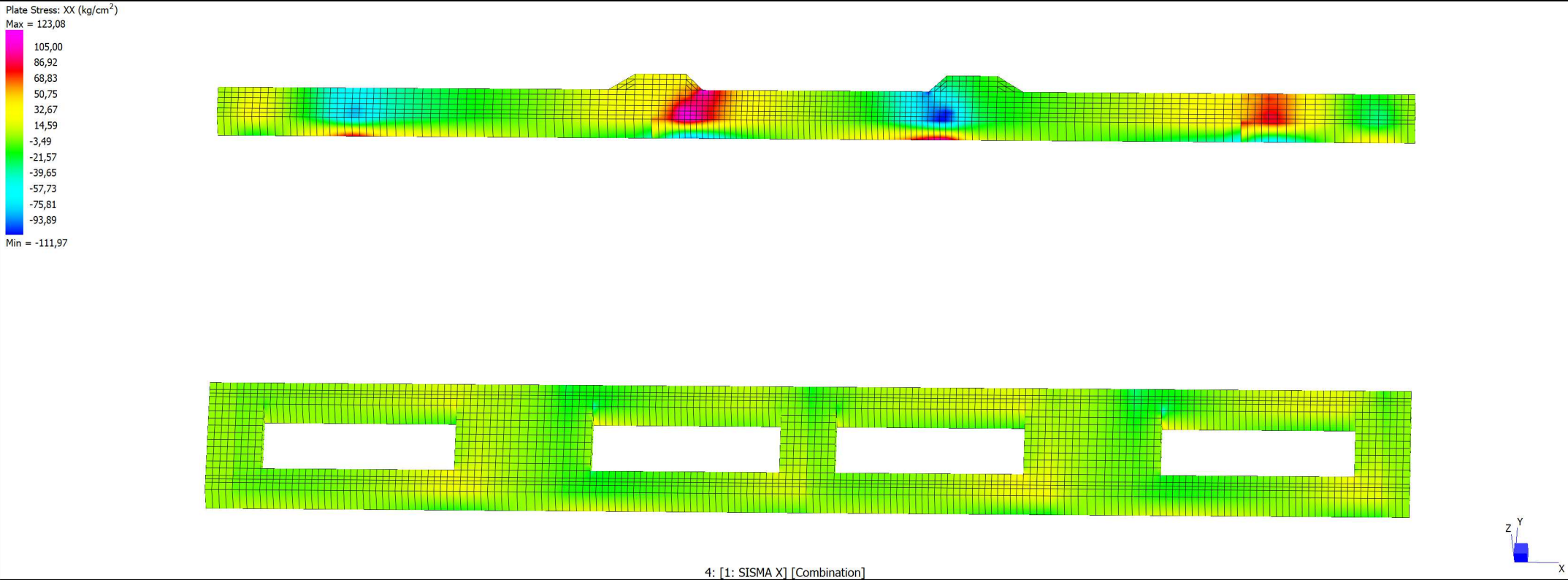
87656 Nodes	0 Vertices	View	5: [2: SISMA -X] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: 0,0	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: 180,0	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: 0,0	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

Title:  
**SFORZI CALCESTRUZZO**

Project:  
**FONDAZIONI**

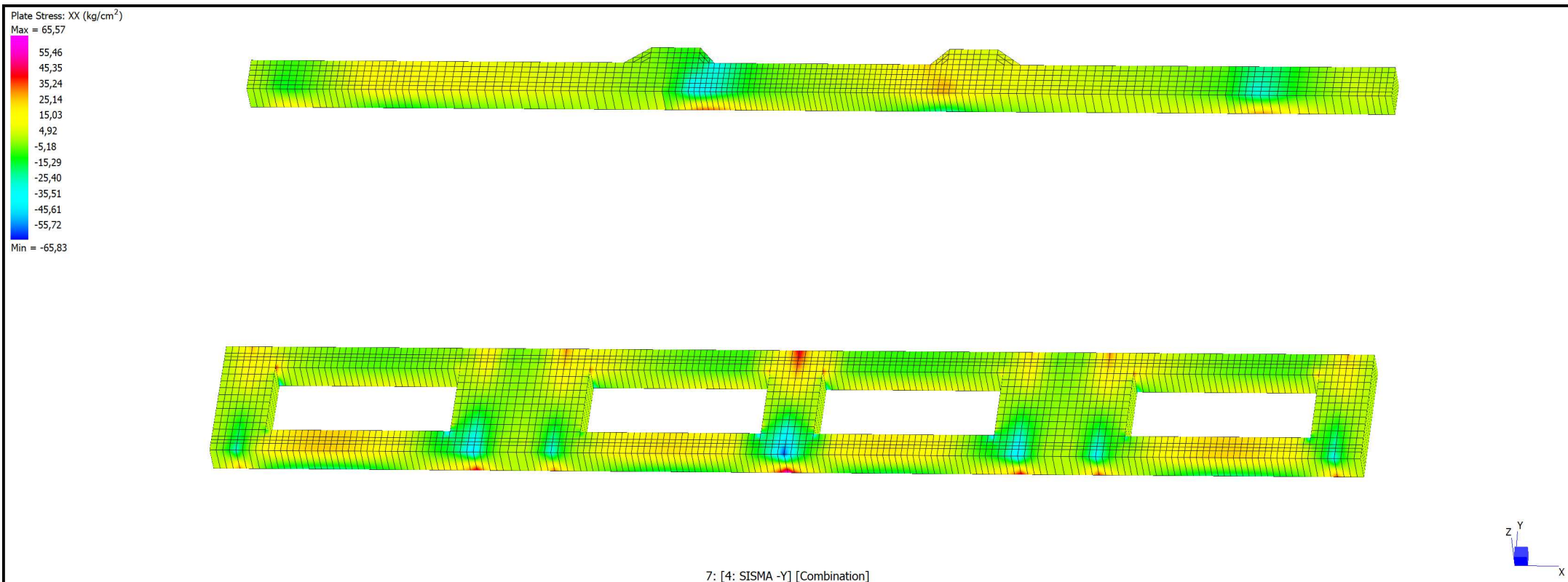
Author:

Reference:



87656 Nodes	0 Vertices	View	4: [1: SISMA X] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -39,4	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: -4,3	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: -4,1	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

Title: <b>SFORZI CALCESTRUZZO</b>	
Project: <b>FONDAZIONI</b>	
Author:	Reference:



87656 Nodes	0 Vertices	View	7: [4: SISMA -Y] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -39,4	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: -4,3	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: -4,1	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

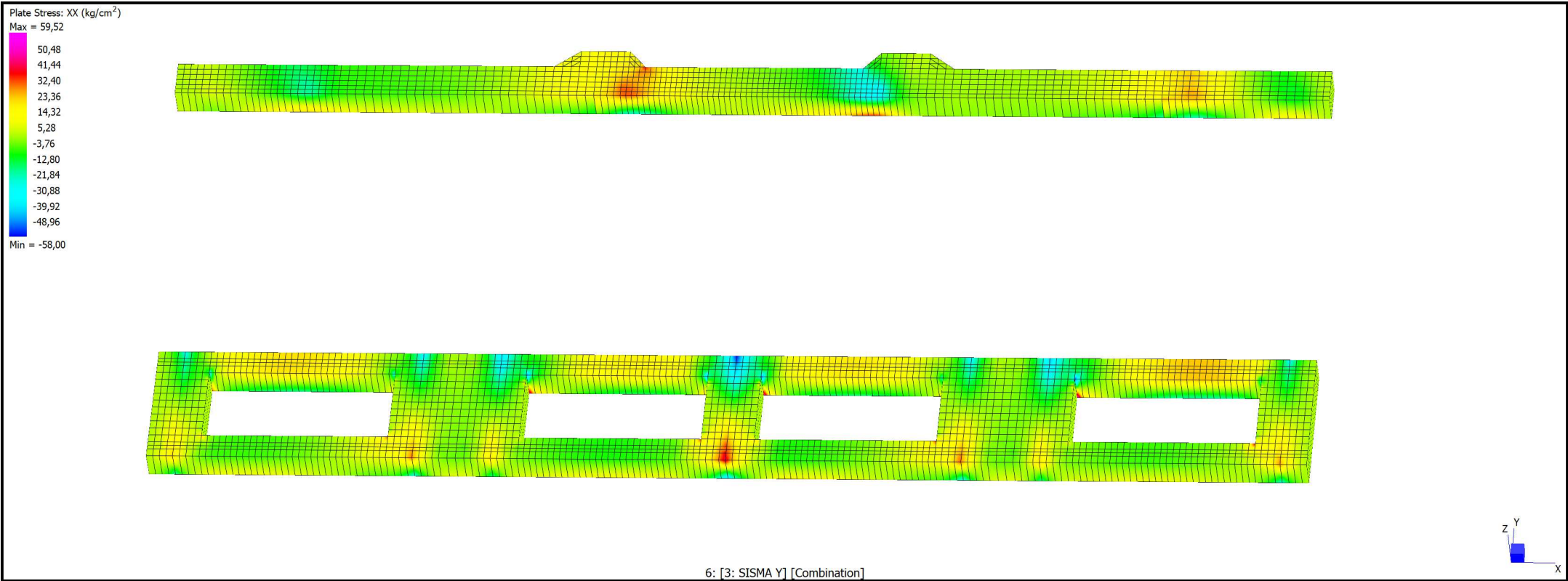
Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 3:34 pm

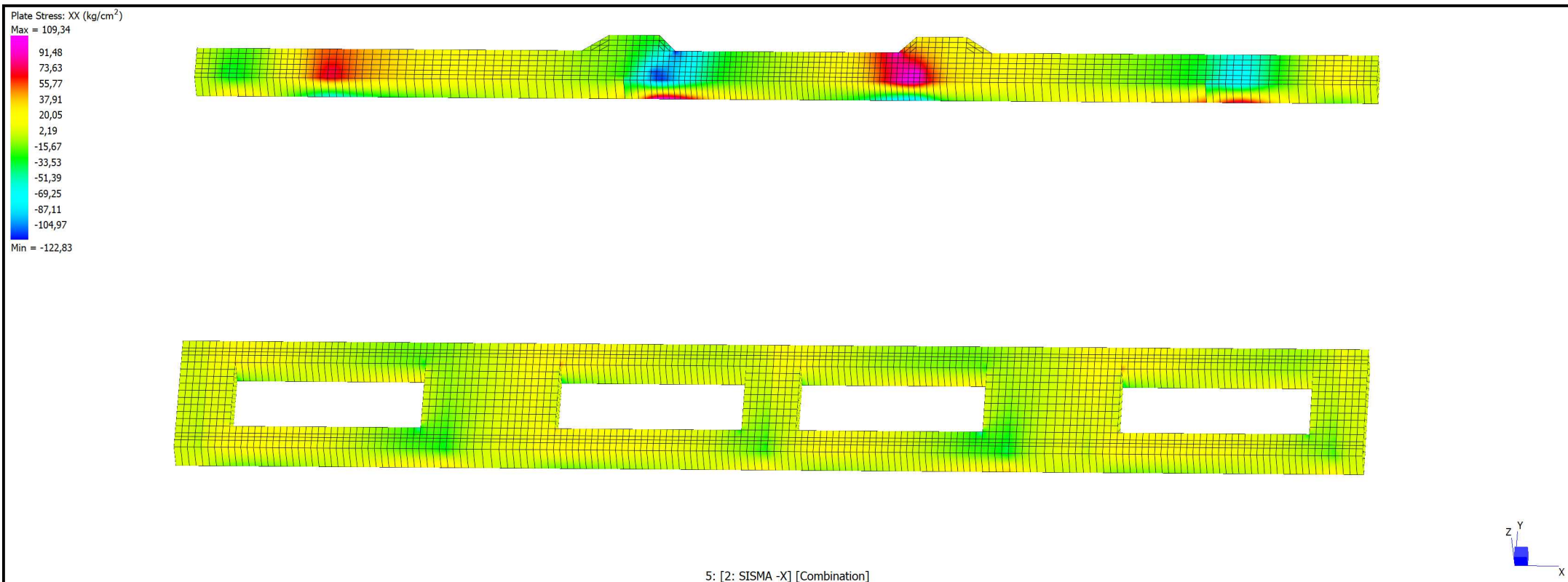
Title: <b>SFORZI CALCESTRUZZO</b>	
Project: <b>FONDAZIONI</b>	
Author:	Reference:



87656 Nodes	0 Vertices	View	6: [3: SISMA Y] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -39,4	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: -4,3	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: -4,1	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			



Title: <b>SFORZI CALCESTRUZZO</b>	
Project: <b>FONDAZIONI</b>	
Author:	Reference:



87656 Nodes	0 Vertices	View	5: [2: SISMA -X] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -39,4	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: -4,3	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: -4,1	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			



## Setti verticali

### SETTO S5 QUOTA FONDAZIONI

b [cm]	40,00
h [cm]	450,00
lp [m]	2,80

#### SOLLECITAZIONI A PRESSOFLESSIONE

	SISMA+ X	SISMA- X	SISMA+Y	SISMA-Y
a [daN/cm <sup>2</sup> ]	49,65	34,07	67,61	71,27
b [daN/cm <sup>2</sup> ]	10,65	14,37	27,71	12,17
c [daN/cm <sup>2</sup> ]	39,00	19,70	39,90	59,10
d [daN/cm <sup>2</sup> ]	-60,30	-48,43	-95,31	-83,44

N <sub>ed</sub> [daN]	498.690,00
M <sub>ed</sub> [daN*m]	962.145,00

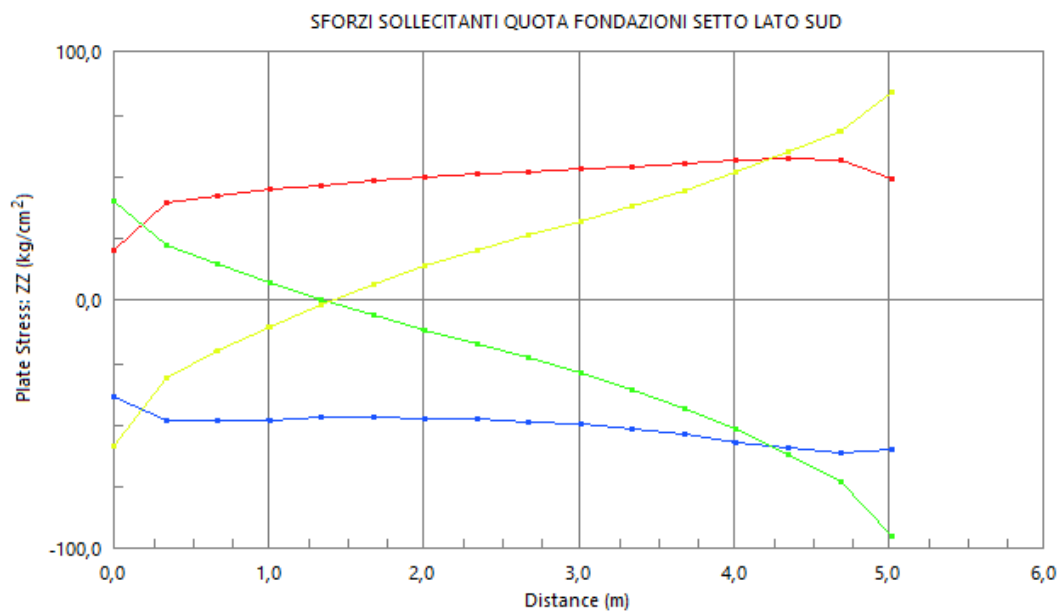
&lt;

M <sub>rd</sub> [daN*m]	1.128.500,00
-------------------------	--------------

V <sub>ed</sub> [daN]	403.035,71
-----------------------	------------

&lt;

V <sub>Rdc</sub> [daN]	458.800,00
------------------------	------------



Verifica C.A. S.L.U. - File: — □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

**Titolo:** MOMENTO RESISTENTE SETTO S5 QUOTA 1°SOLAIO

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	450

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,32	50
2	12,32	400

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN

M<sub>xEd</sub>  kNm

M<sub>yEd</sub>  kNm

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Barre**

N°

As  Calcola

Inserisci

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

**Tipo flessione**

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

M-curvatura

☐ Precompresso

**Materiali**

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰

f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰

E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?

ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰

σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>

τ<sub>c1</sub>

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²

σ<sub>s</sub>  N/mm²

ε<sub>c</sub>  ‰

ε<sub>s</sub>  ‰

d  cm

x  x/d

δ

# **SETTO S5 QUOTA 1°SOLAIO**

<b>b [cm]</b>	<b>40,00</b>
<b>h [cm]</b>	<b>340,00</b>
<b>lp [m]</b>	<b>3,00</b>

## SOLLECITAZIONI A PRESSOFLESSIONE

	<b>SISMA+ X</b>	<b>SISMA- X</b>	<b>SISMA+Y</b>	<b>SISMA-Y</b>
a [daN/cm <sup>2</sup> ]	24,66	-1,35	56,59	60,28
b [daN/cm <sup>2</sup> ]	2,20	-33,65	12,39	21,30
c [daN/cm <sup>2</sup> ]	22,46	32,30	44,20	38,98
d [daN/cm <sup>2</sup> ]	-26,86	35,00	-68,98	-81,57

<b>N<sub>ed</sub> [daN]</b>	<b>289.612,00</b>
<b>M<sub>ed</sub> [daN*m]</b>	<b>464.519,33</b>

<

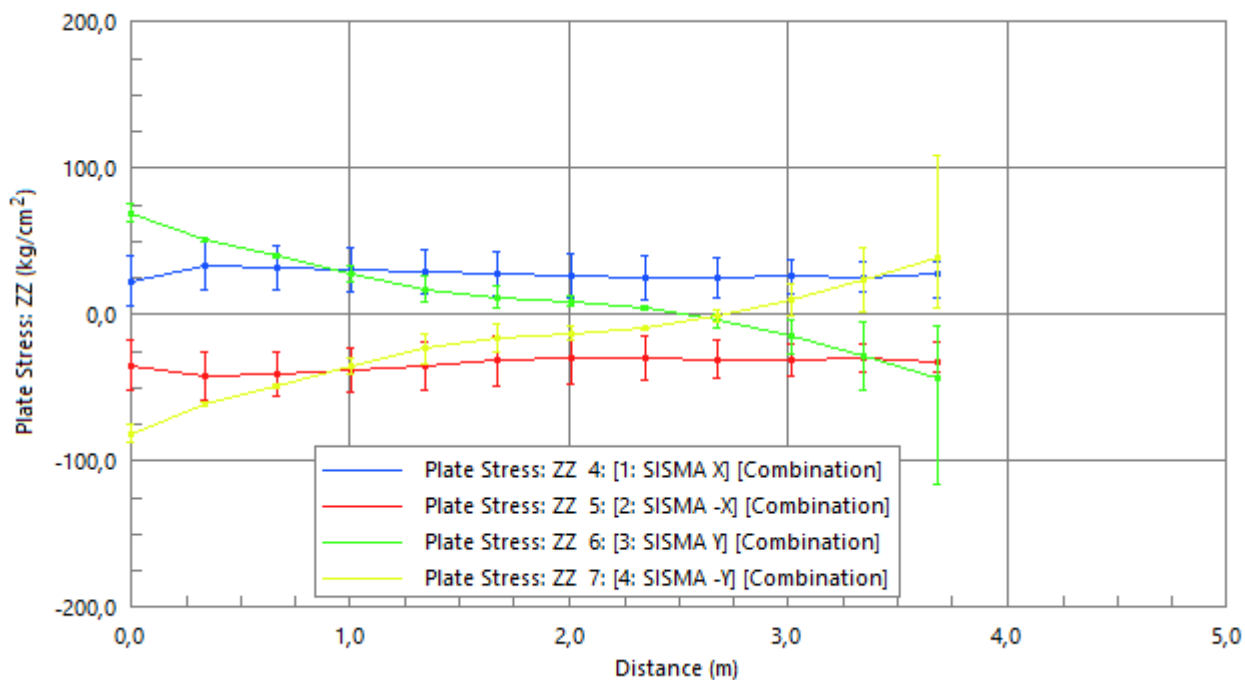
<b>M<sub>rd</sub> [daN*m]</b>	<b>567.700,00</b>
-------------------------------	-------------------

<b>V<sub>ed</sub> [daN]</b>	<b>189.233,33</b>
-----------------------------	-------------------

<





<b>V<sub>Rdc</sub> [daN]</b>	<b>214.400,00</b>
------------------------------	-------------------

## SFORZI SOLLECITANTI QUOTA 1° SOLAIO SETTO LATO SUD



Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

**Titolo :** **MOMENTO RESISTENTE SETTO S5 QUOTA 1°SOLAIO**

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	340

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,32	35
2	12,32	305

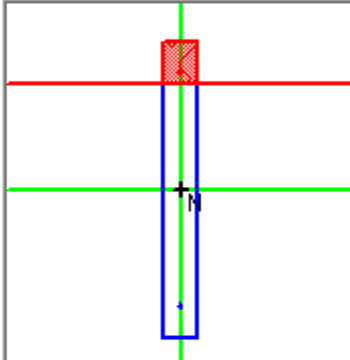
**Tipo Sezione**

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

☐ DXF



**Sollecitazioni**

S.L.U. → **Metodo n** ←

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="2896,12"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="5.677"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN

yN

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

**B450C**

ε<sub>su</sub>  ‰

f<sub>yd</sub>  N/mm²

E<sub>s</sub>  N/mm²

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>

ε<sub>syd</sub>  ‰

σ<sub>s,adm</sub>  N/mm²

**C25/30**

ε<sub>c2</sub>  ‰

ε<sub>cu</sub>  ‰

f<sub>cd</sub>  N/mm²

f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?

σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²

τ<sub>co</sub>

τ<sub>c1</sub>

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²

σ<sub>s</sub>  N/mm²

ε<sub>c</sub>  ‰

ε<sub>s</sub>  ‰

d  cm

x  x/d  δ

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

**Tipo flessione**

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

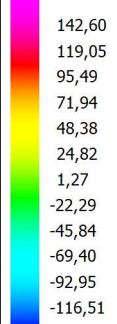
L<sub>o</sub>  cm

☐ Precompresso

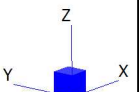
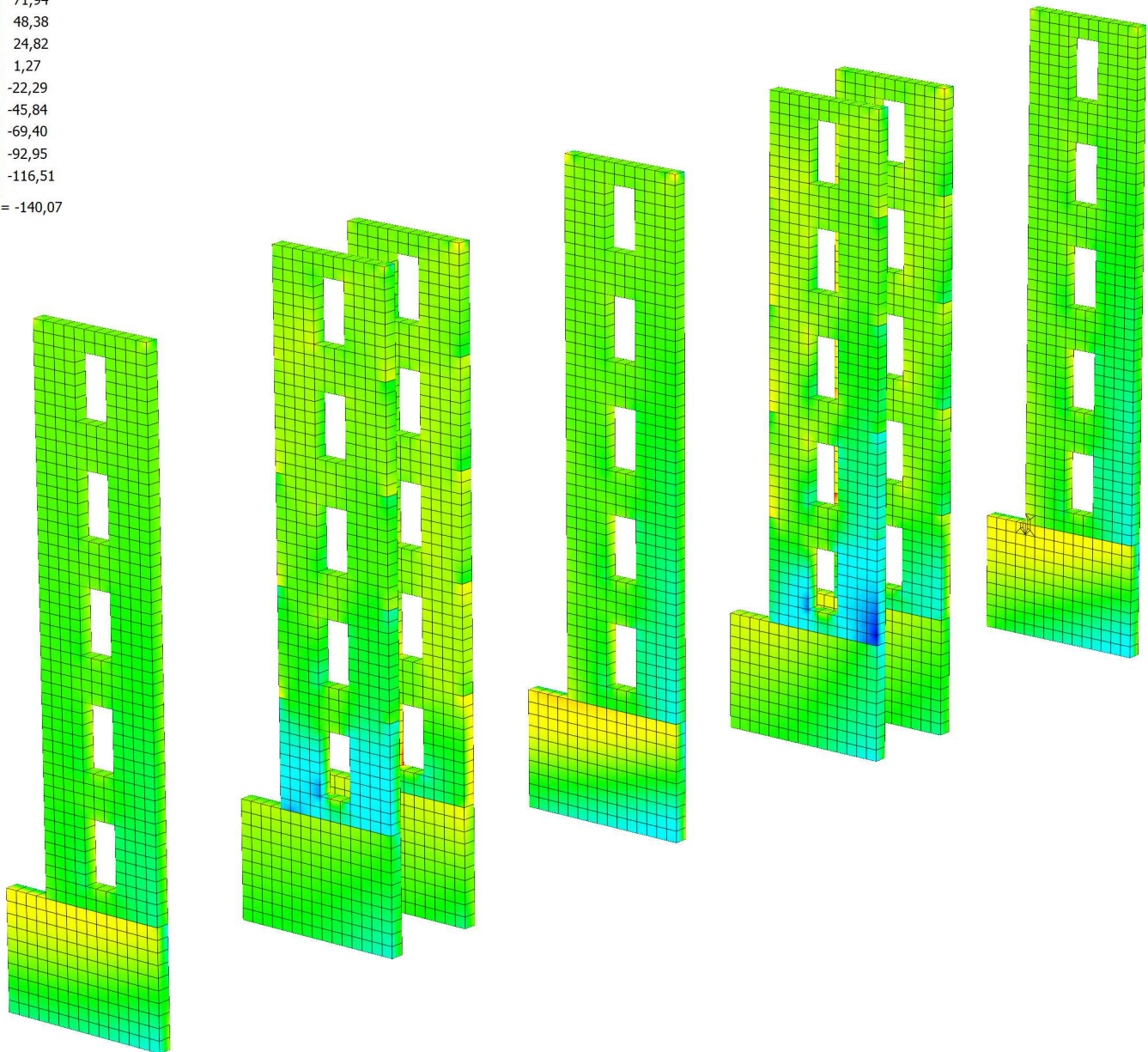
Title: <b>SFORZI CALCESTRUZZO</b>	
Project: <b>SETTI LATO SUD</b>	
Author:	Reference:

Plate Stress: ZZ (kg/cm<sup>2</sup>)

Max = 166,16



Min = -140,07



5: [2: SISMA -X] [Combination]

87656 Nodes	0 Vertices	View	5: [2: SISMA -X] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -73,7	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: -0,2	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: 51,6	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

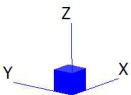
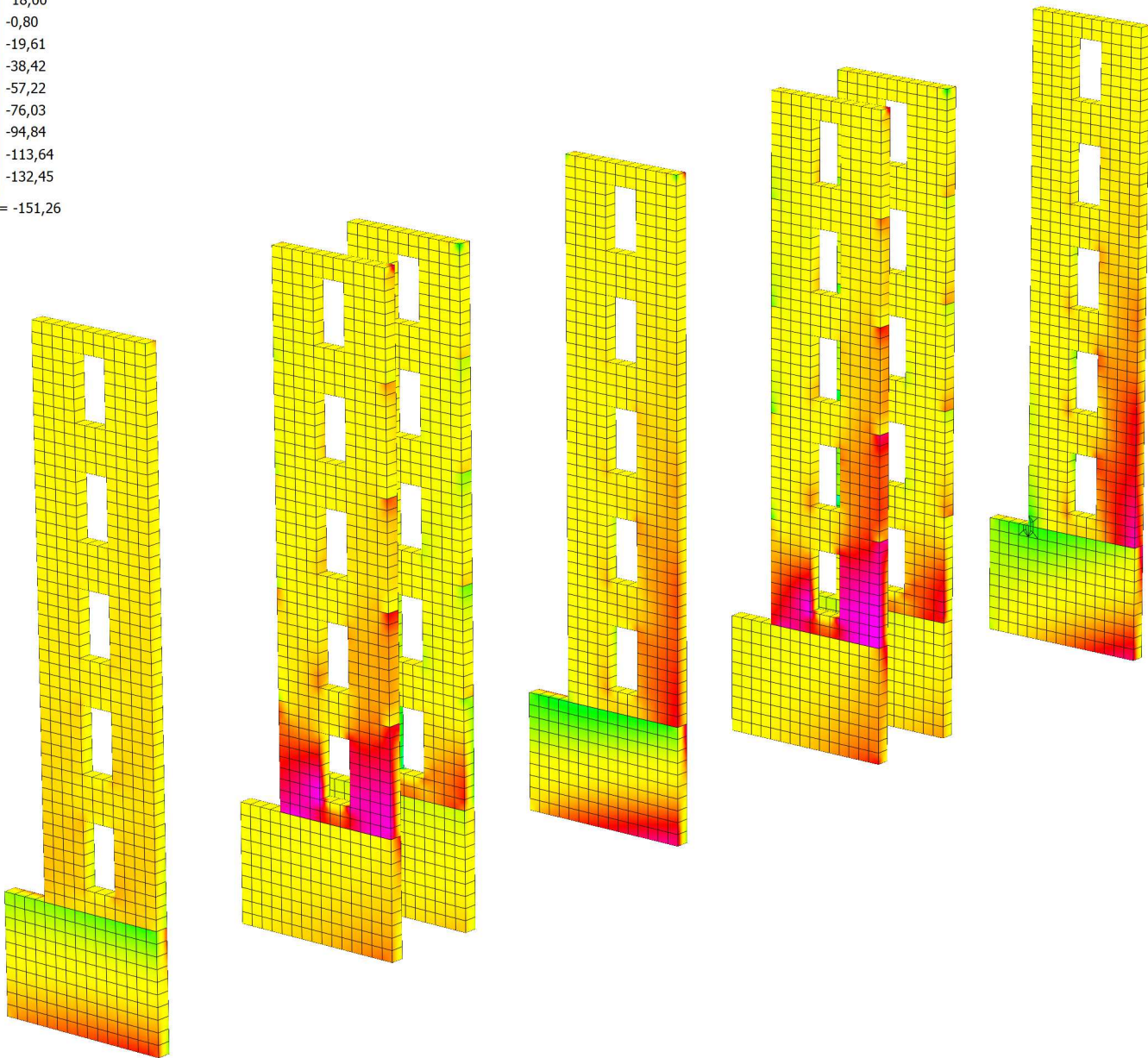
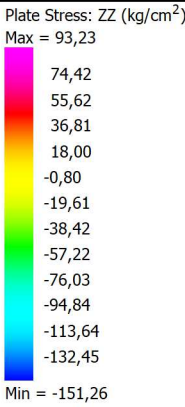
Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 4:15 pm

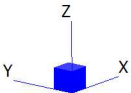
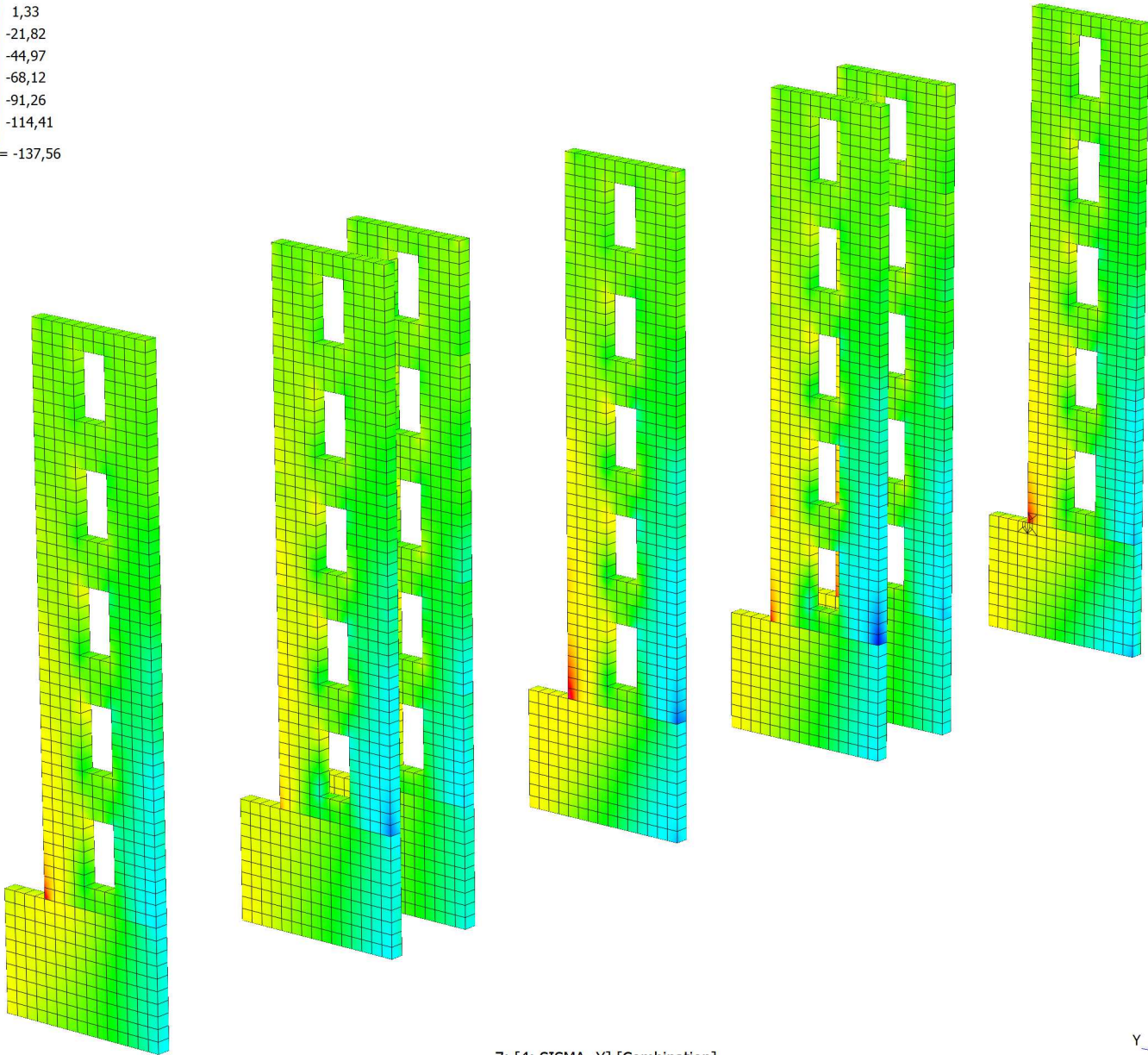
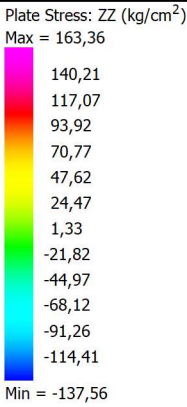




4: [1: SISMA X] [Combination]

87656 Nodes	0 Vertices	View	4: [1: SISMA X] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -73,7	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: -0,2	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: 51,6	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			





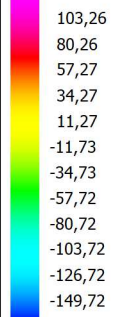
7: [4: SISMA -Y] [Combination]

87656 Nodes	0 Vertices	View	7: [4: SISMA -Y] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -73,7	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: -0,2	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: 51,6	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

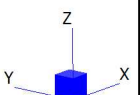
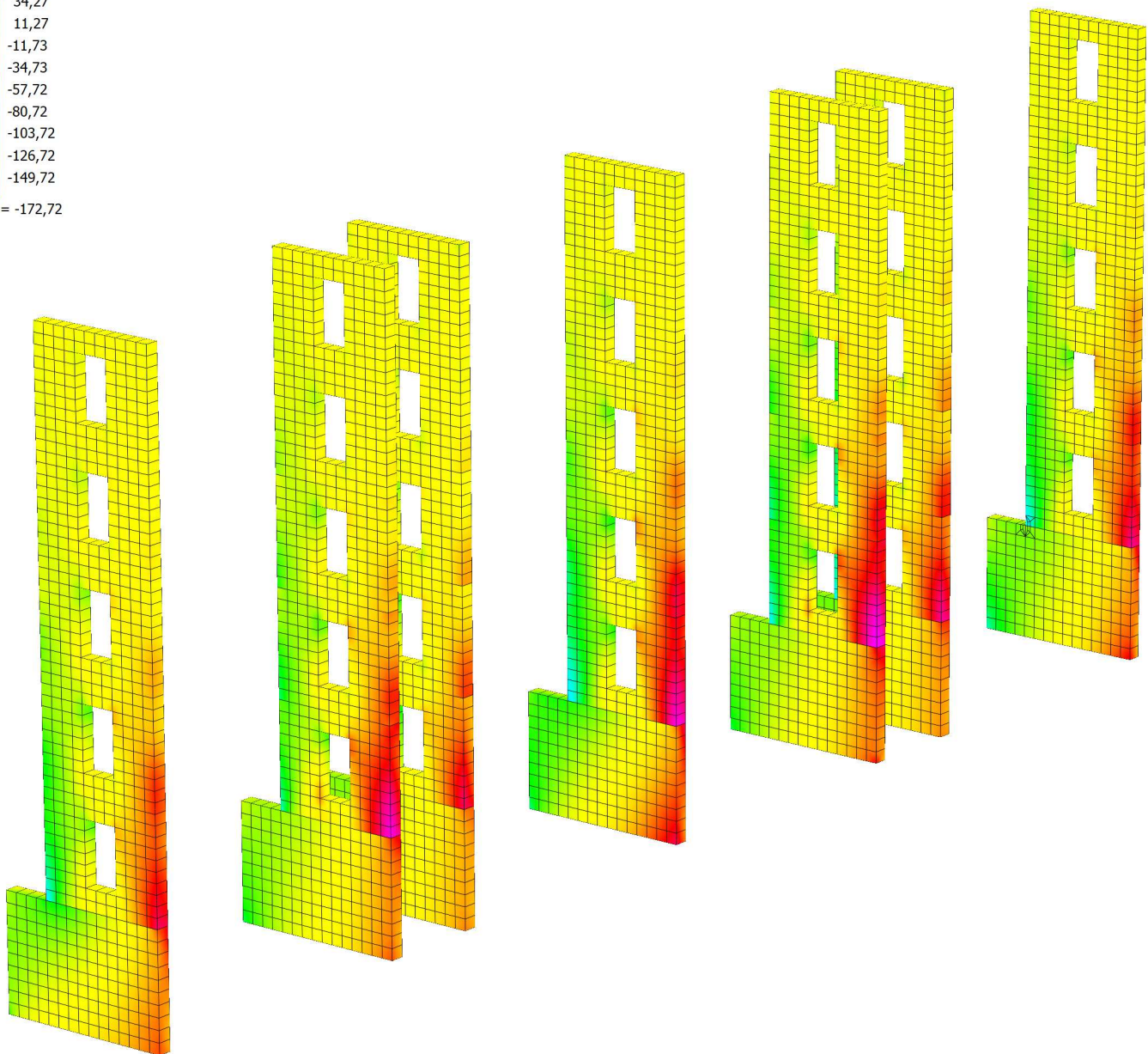
Title: <b>SFORZI CALCESTRUZZO</b>	
Project: <b>SETTI LATO SUD</b>	
Author:	Reference:

Plate Stress: ZZ (kg/cm<sup>2</sup>)

Max = 126,26



Min = -172,72



6: [3: SISMA Y] [Combination]

87656 Nodes	0 Vertices	View	6: [3: SISMA Y] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: -73,7	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: -0,2	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: 51,6	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 4:16 pm

## SETTO S1 QUOTA FONDAZIONI

<b>b [cm]</b>	<b>40,00</b>
<b>h [cm]</b>	<b>500,00</b>
<b>lp [m]</b>	<b>3,00</b>

### SOLLECITAZIONI A PRESSOFLESSIONE

	SISMA+ X	SISMA- X	SISMA+Y	SISMA-Y
a [daN/cm <sup>2</sup> ]	65,60	65,68	19,61	19,69
b [daN/cm <sup>2</sup> ]	3,81	7,45	4,97	6,28
c [daN/cm <sup>2</sup> ]	61,79	58,23	14,64	13,41
d [daN/cm <sup>2</sup> ]	-69,40	-73,13	-24,58	-25,96

<b>N<sub>ed</sub> [daN]</b>	<b>149.000,00</b>
<b>M<sub>ed</sub> [daN*m]</b>	<b>1.094.666,67</b>

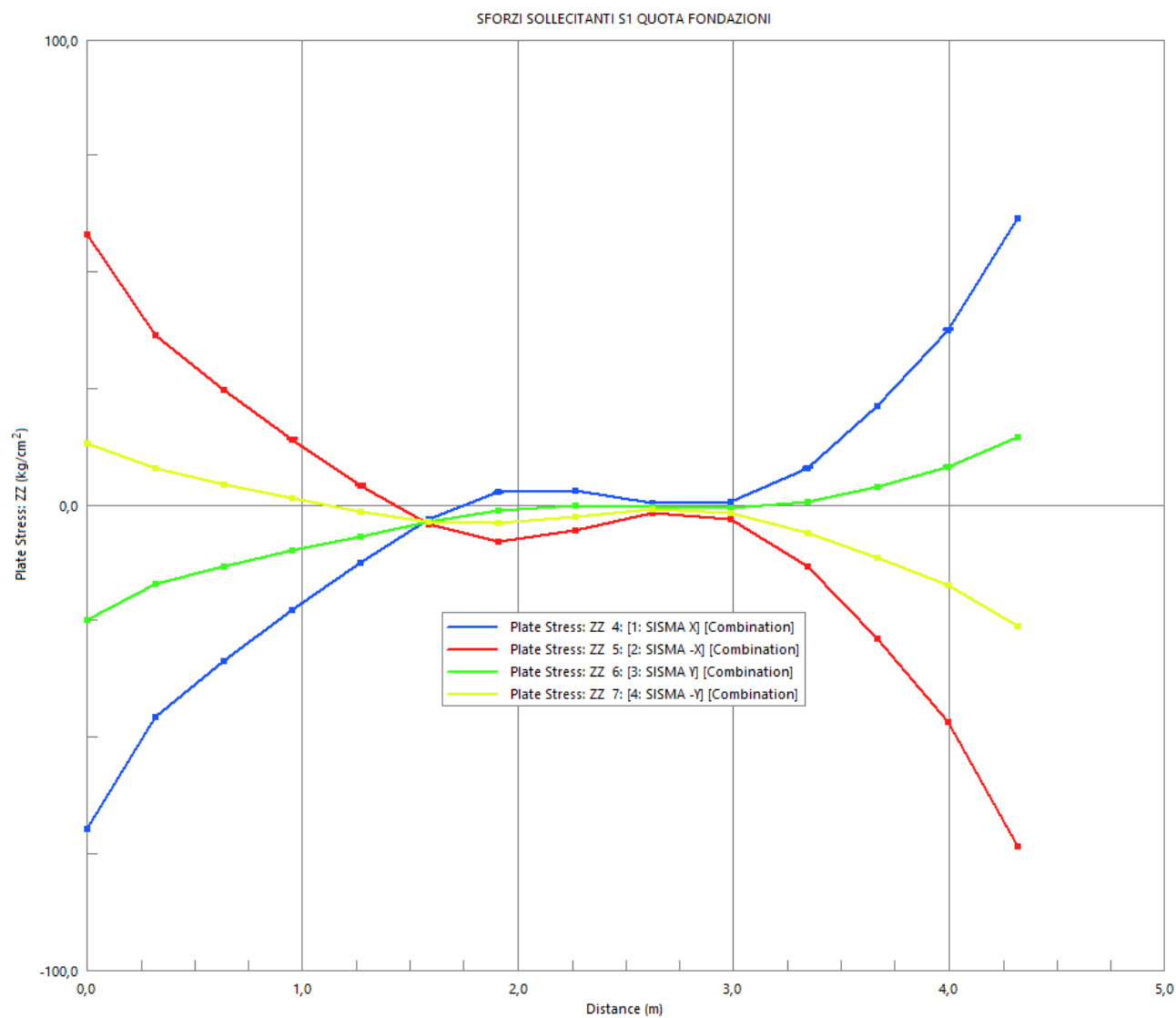
<

<b>M<sub>rd</sub> [daN*m]</b>	<b>1.199.800,00</b>
-------------------------------	---------------------

<b>V<sub>ed</sub> [daN]</b>	<b>399.933,33</b>
-----------------------------	-------------------

<

<b>V<sub>Rdc</sub> [daN]</b>	<b>423.844,96</b>
------------------------------	-------------------



Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

---

**Titolo:** MOMENTO RESISTENTE SETTO S1 QUOTA FONDAZIONI

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	500	1	53,22	50
			2	53,22	450

**Sollecitazioni**

S.L.U. → **Metodo n** ←

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="1490"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="10946,66"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN

yN

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Tipo Sezione**

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

☐ DXF

**Materiali**

**B450C**

$\epsilon_{su}$   ‰

$f_{yd}$   N/mm²

$E_s$   N/mm²

$E_s/E_c$

$\epsilon_{syd}$   ‰

$\sigma_{s,adm}$   N/mm²

**C25/30**

$\epsilon_{c2}$   ‰

$\epsilon_{cu}$

$f_{cd}$

$f_{cc}/f_{cd}$   ?

$\sigma_{c,adm}$

$\tau_{co}$

$\tau_{c1}$

M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$   N/mm²

$\sigma_s$   N/mm²

$\epsilon_c$   ‰

$\epsilon_s$   ‰

d  cm

x  x/d

$\delta$

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

**Tipo flessione**

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

L<sub>0</sub>  cm

☐ Precompresso

## SETTO S1 QUOTA 1° SOLAIO

<b>b [cm]</b>	<b>40,00</b>
<b>h [cm]</b>	<b>500,00</b>
<b>lp [m]</b>	<b>3,00</b>

### SOLLECITAZIONI A PRESSOFLESSIONE

	SISMA+ X	SISMA- X	SISMA+Y	SISMA-Y
a [daN/cm <sup>2</sup> ]	31,70	31,53	19,88	14,22
b [daN/cm <sup>2</sup> ]	0,67	6,34	7,69	7,86
c [daN/cm <sup>2</sup> ]	31,02	25,19	12,19	6,36
d [daN/cm <sup>2</sup> ]	-32,37	-37,87	-27,57	-22,08

<b>N<sub>ed</sub> [daN]</b>	<b>157.200,00</b>
<b>M<sub>ed</sub> [daN*m]</b>	<b>528.250,00</b>

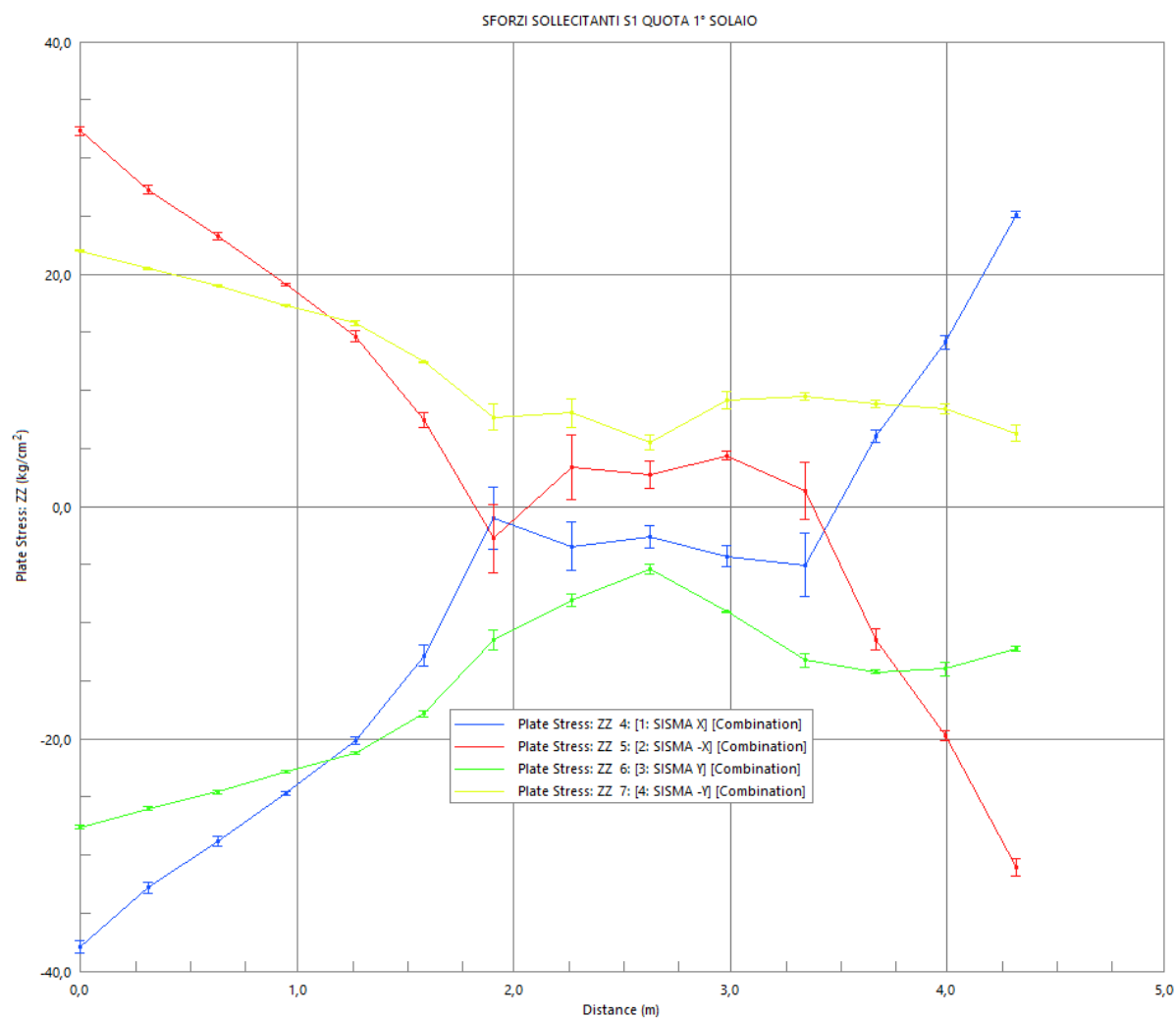
<

<b>M<sub>rd</sub> [daN*m]</b>	<b>696.400,00</b>
-------------------------------	-------------------

<b>V<sub>ed</sub> [daN]</b>	<b>232.133,33</b>
-----------------------------	-------------------

<

<b>V<sub>Rdc</sub> [daN]</b>	<b>245.630,00</b>
------------------------------	-------------------





Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : **MOMENTO RESISTENTE SETTO S1 QUOTA 1° SOLAIO**

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	500

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,11	50
2	20,11	450

**Tipo Sezione**

☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.  
☐ DXF

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  0 kN  
M<sub>xEd</sub>  0 kNm  
M<sub>yEd</sub>  0

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN   
yN

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

**B450C** **C25/30**

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
τ<sub>c1</sub>  ‰

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d   
ξ

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
M-curvatura  
☐ Precompresso



## SETTO S2 QUOTA FONDAZIONI

<b>b [cm]</b>	<b>40,00</b>
<b>h [cm]</b>	<b>970,00</b>
<b>lp [m]</b>	<b>2,80</b>

### SOLLECITAZIONI A PRESSOFLESSIONE

	<b>SISMA+ X</b>	<b>SISMA- X</b>	<b>SISMA+Y</b>	<b>SISMA-Y</b>
a [daN/cm <sup>2</sup> ]	175,50	175,00	70,50	71,44
b [daN/cm <sup>2</sup> ]	4,50	5,00	0,50	0,98
c [daN/cm <sup>2</sup> ]	171,00	170,00	70,00	70,46
d [daN/cm <sup>2</sup> ]	-180,00	-180,00	-71,00	-72,42

<b>N<sub>ed</sub> [daN]</b>	<b>194.000,00</b>
<b>M<sub>ed</sub> [daN*m]</b>	<b>2.925.000,00</b>

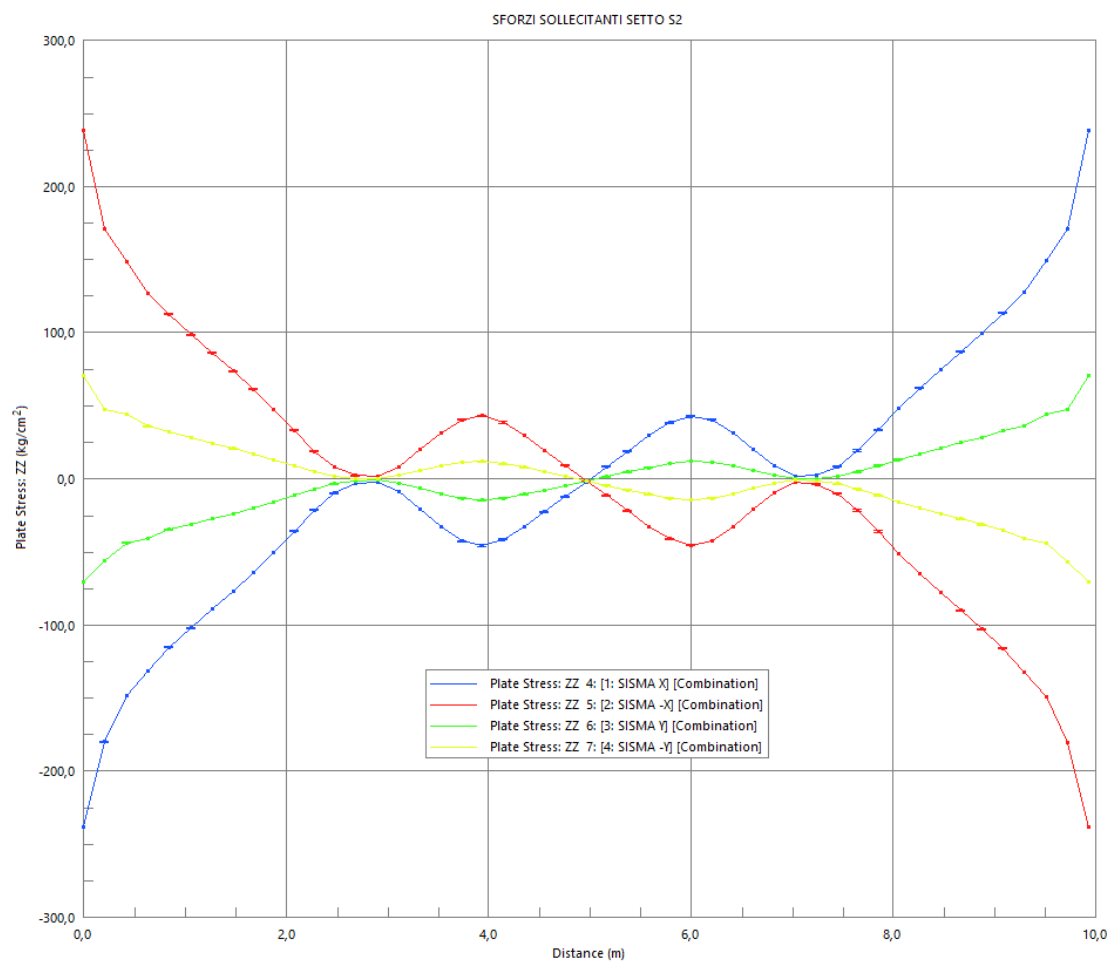
<

<b>M<sub>rd</sub> [daN*m]</b>	<b>3.016.800,00</b>
-------------------------------	---------------------

<b>V<sub>ed</sub> [daN]</b>	<b>1.077.428,57</b>
-----------------------------	---------------------

<

<b>V<sub>Rsd</sub> [daN]</b>	<b>1.255.350,00</b>
------------------------------	---------------------



Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : **MOMENTO RESISTENTE SETTO S2 QUOTA FONDAZIONI**

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	970

N°	As [cm²]	d [cm]
1	63,71	95
2	63,71	873

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  0 kN  
M<sub>xEd</sub>  0 kNm  
M<sub>yEd</sub>  0

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
M-curvatura  
☐ Precompresso

**Materiali**

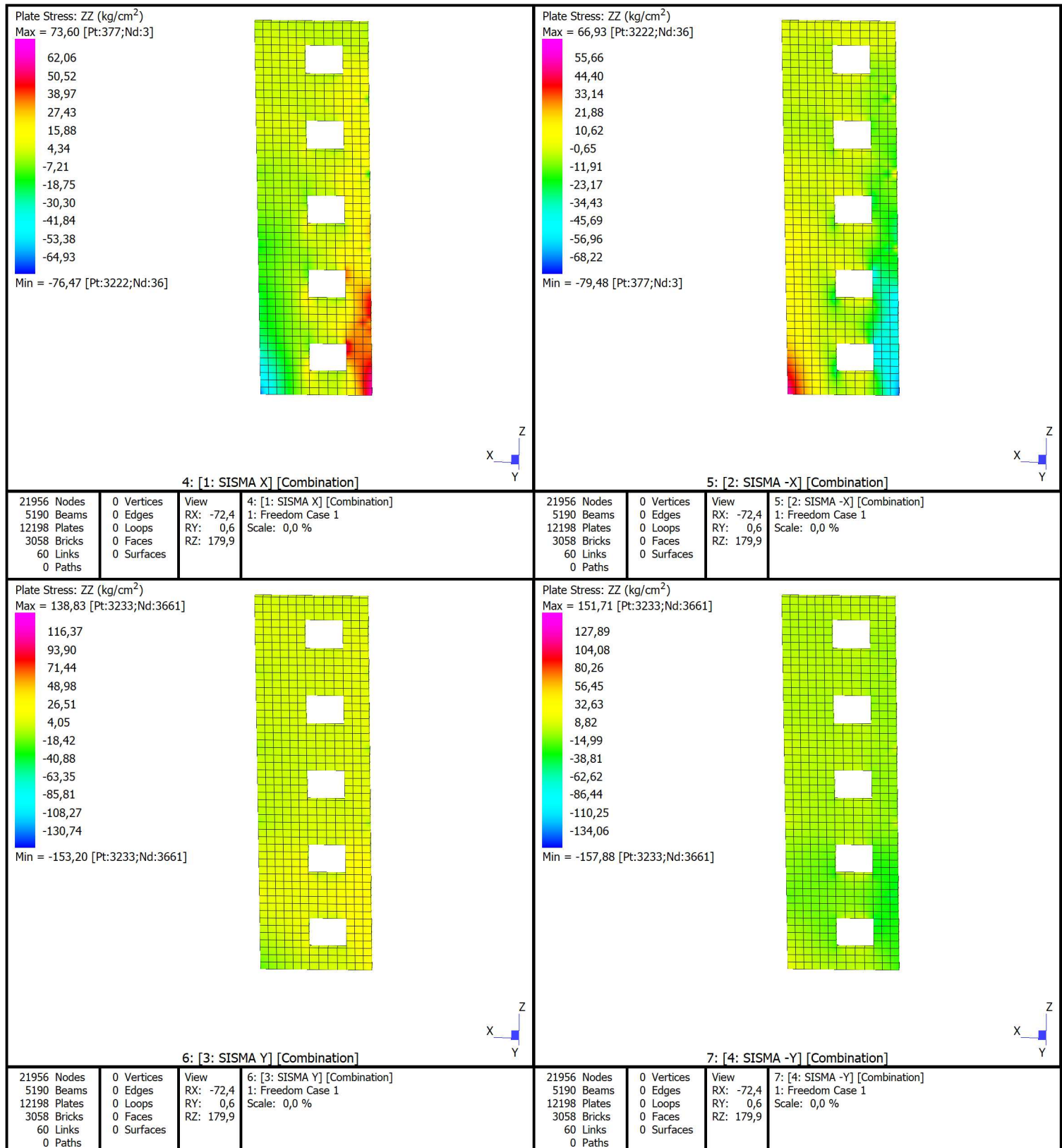
B450C C25/30

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$    
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$    
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
d  cm  
x  x/d   
 $\delta$

Title: <b>SETTO S1</b>	
Project: <b>SFORZI VERTICALI</b>	
Author:	Reference:



Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_SETTI.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_SETTI.LSA

25 ottobre 2022 10:22 am

## SETTO S2 QUOTA FONDAZIONI

<b>b [cm]</b>	<b>40,00</b>
<b>h [cm]</b>	<b>970,00</b>
<b>lp [m]</b>	<b>3,00</b>

### SOLLECITAZIONI A PRESSOFLESSIONE

	<b>SISMA+ X</b>	<b>SISMA- X</b>	<b>SISMA+Y</b>	<b>SISMA-Y</b>
a [daN/cm <sup>2</sup> ]	110,75	110,48	95,20	32,20
b [daN/cm <sup>2</sup> ]	28,03	31,53	33,81	-33,40
c [daN/cm <sup>2</sup> ]	82,72	78,95	61,39	65,60
d [daN/cm <sup>2</sup> ]	-138,78	-142,00	-129,00	1,20

<b>N<sub>ed</sub> [daN]</b>	<b>135.220,00</b>
<b>M<sub>ed</sub> [daN*m]</b>	<b>1.845.833,33</b>

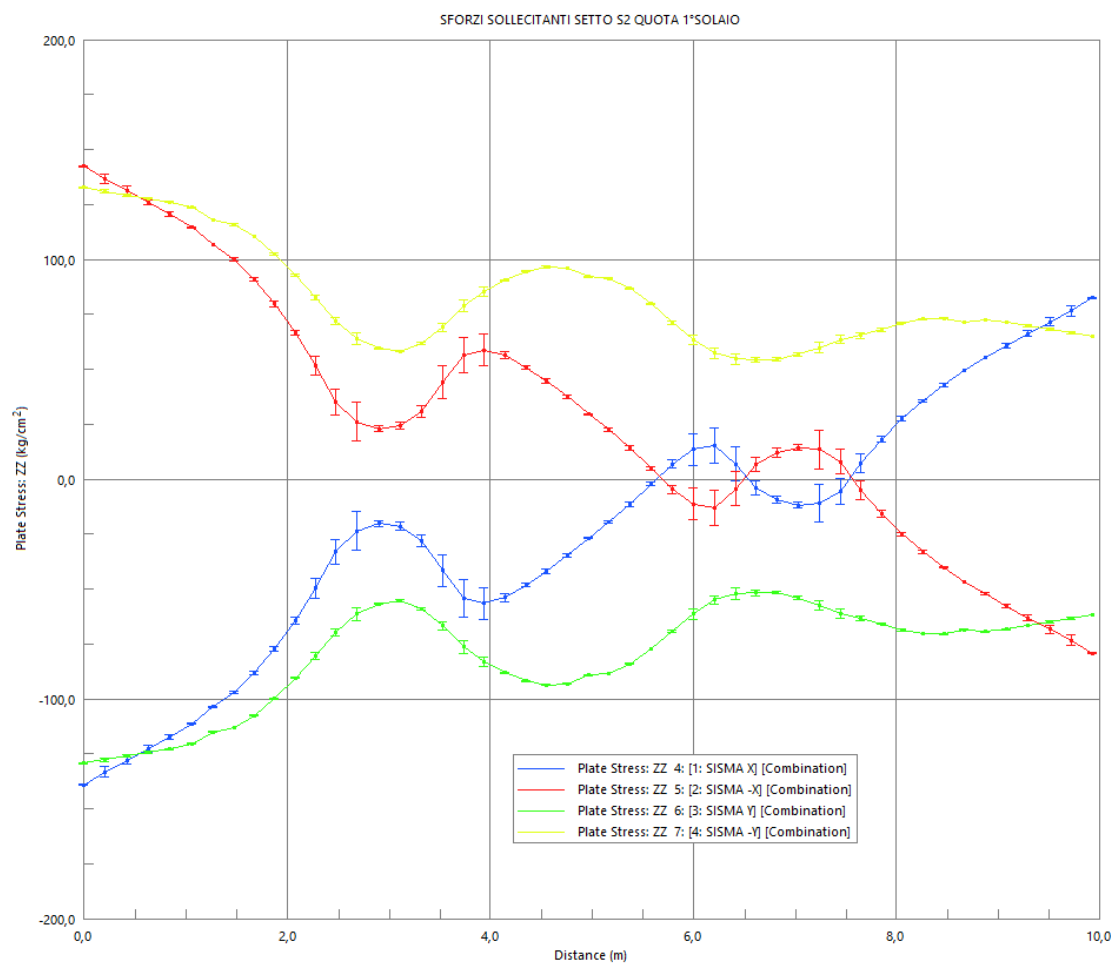
<

<b>M<sub>rd</sub> [daN*m]</b>	<b>2.157.700,00</b>
-------------------------------	---------------------

<b>V<sub>ed</sub> [daN]</b>	<b>719.233,33</b>
-----------------------------	-------------------





<

<b>V<sub>Rsd</sub> [daN]</b>	<b>875.669,00</b>
------------------------------	-------------------



Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

**Titolo :** **MOMENTO RESISTENTE SETTO S2 QUOTA 1°SOLAIO**

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	970	1	43,98	95
			2	43,98	873

**Sollecitazioni**

S.L.U. → **Metodo n** ←

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="1352,2"/>	0	kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="184583"/>	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	0	

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN   
yN

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

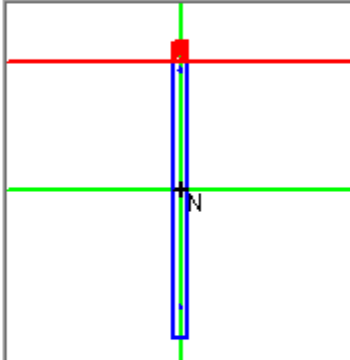
**Tipo Sezione**

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

☐ DXF



**Materiali**

**B450C**

$\epsilon_{su}$   ‰

$f_{yd}$   N/mm²

$E_s$   N/mm²

$E_s/E_c$

$\epsilon_{syd}$   ‰

$\sigma_{s,adm}$   N/mm²

**C25/30**

$\epsilon_{c2}$   ‰

$\epsilon_{cu}$

$f_{cd}$

$f_{cc}/f_{cd}$   ?

$\sigma_{c,adm}$

$\tau_{co}$

$\tau_{c1}$

**M<sub>xRd</sub>**  kN m

$\sigma_c$   N/mm²

$\sigma_s$   N/mm²

$\epsilon_c$   ‰

$\epsilon_s$   ‰

d  cm

x  x/d

$\delta$

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

**Tipo flessione**

☒ Retta ☐ Deviata

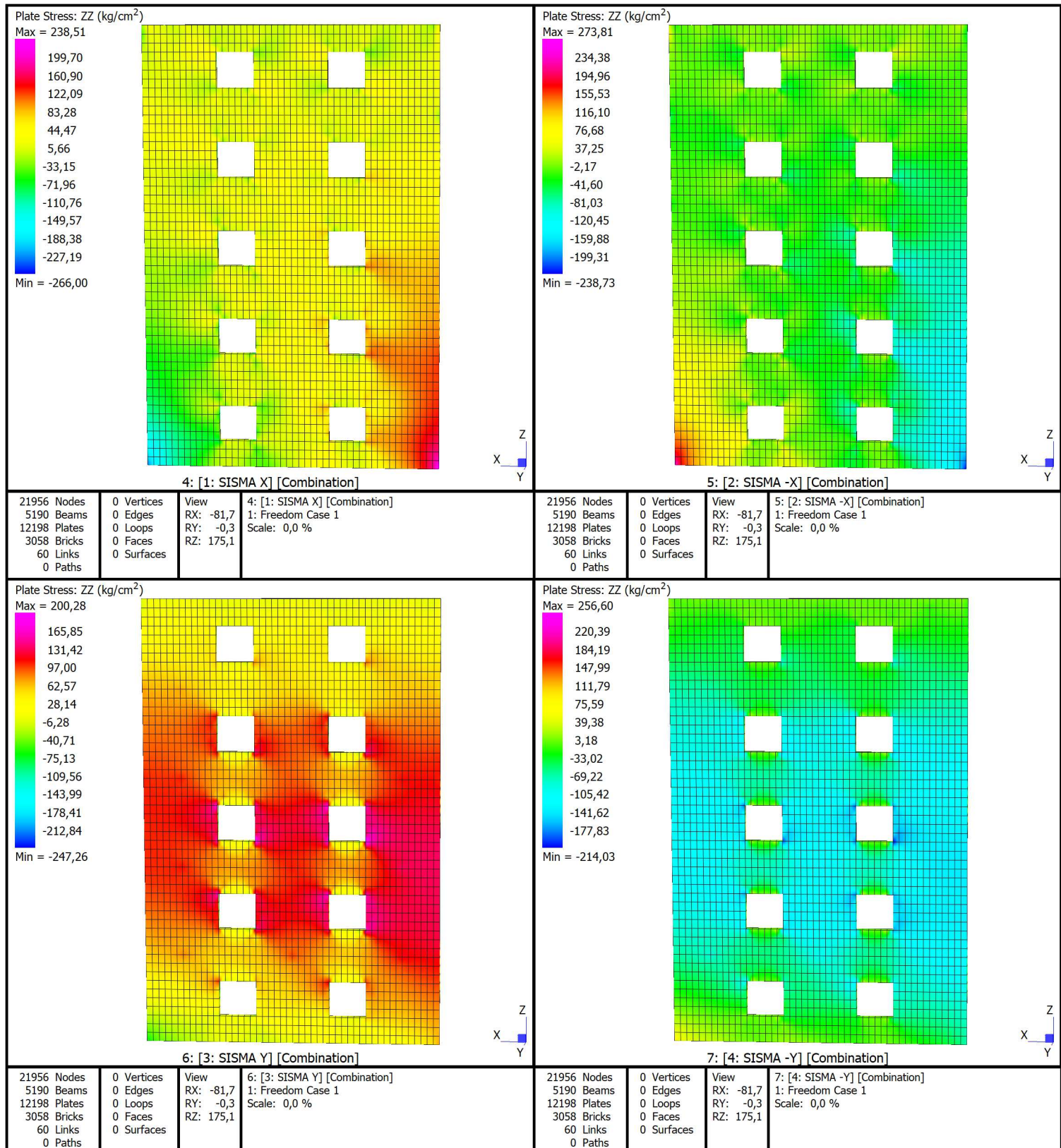
N° rett.

L<sub>0</sub>  cm

☐ Precompresso



Title: <b>SETTO S2</b>	
Project: <b>SFORZI VERTICALI</b>	
Author:	Reference:



Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_SETTI.st7

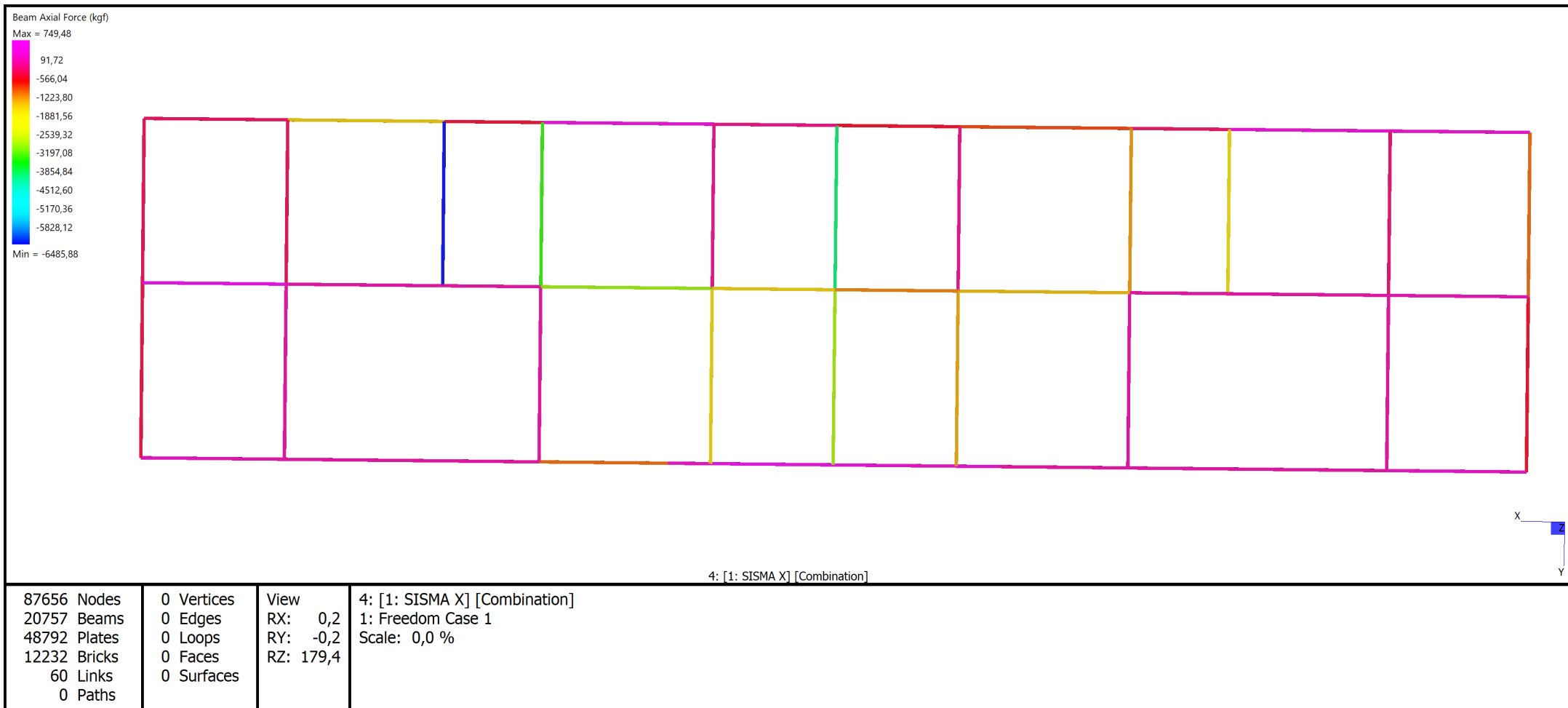
Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_SETTI.LSA

25 ottobre 2022 10:48 am



## **Elementi in acciaio**

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 100</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 1° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



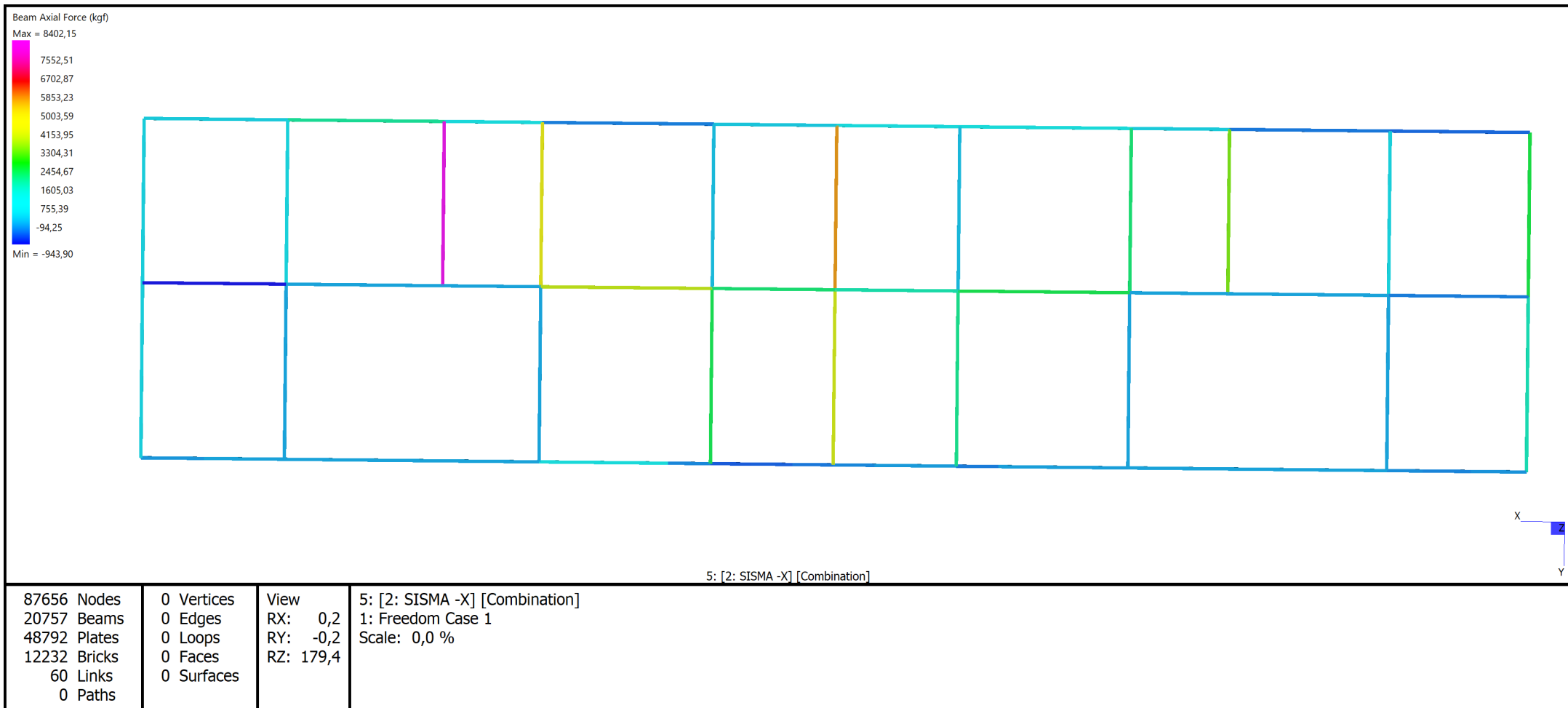
Straus7 R3.1.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 4:50 pm

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 100</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 1° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



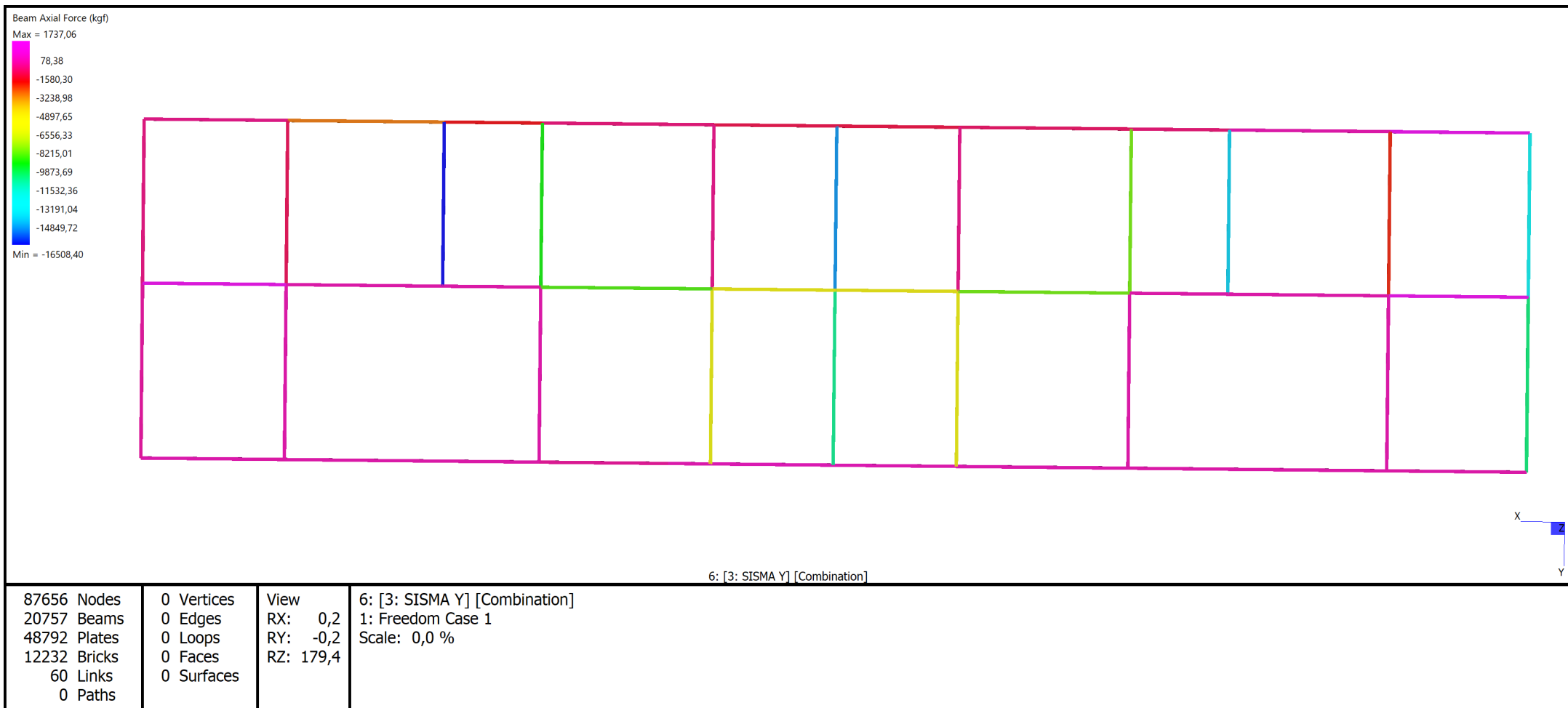
Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 4:51 pm

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 100</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 1° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



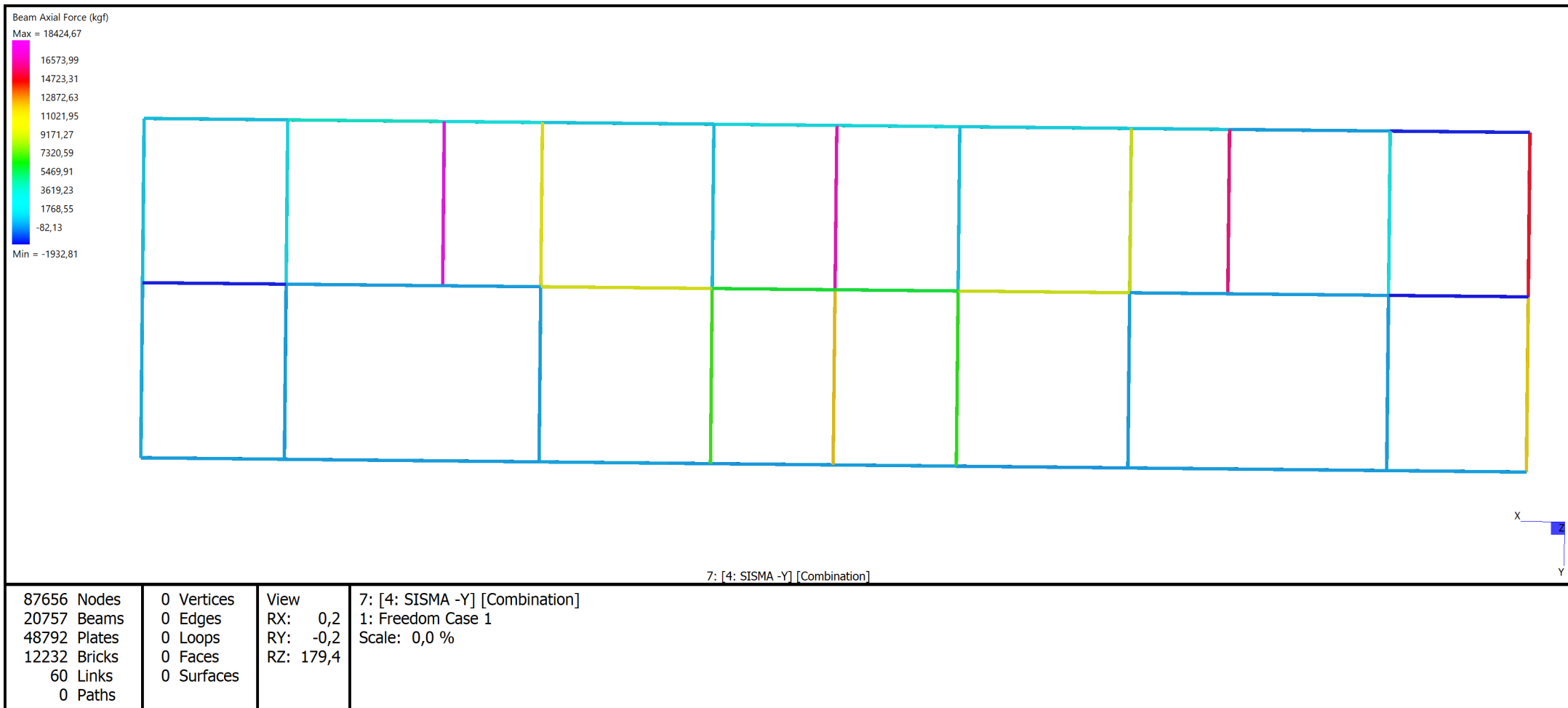
Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 4:52 pm

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 100</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 1° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



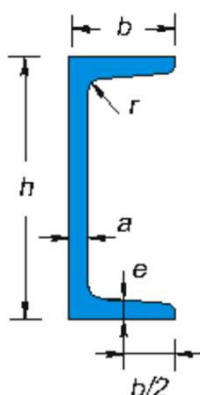
Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 4:53 pm

## UPN 100



$f_{yk}$	2.750,00	dN/cm <sup>2</sup>
$N_{Ed}$	18.424,00	daN
$M_{EdX}$	0,00	daN*m
$M_{EdY}$	0,00	daN*m
$V_{EdX}$	0,00	daN
$V_{EdY}$	0,00	daN
$l_0$	50,00	cm

fissaggio alle travi esistenti ramite  
tasselli chimici o meccanici Ø 12 mm

dimensioni principali					peso	area		
B	H	e	a	r	G	A		
mm	mm	mm	mm	mm	(Kg/m)	(cm2)		
100,00	50,00	6,00	8,50	8,50	10,50	13,60		
caratteristiche statiche				caratteristiche statiche				modulo y.
asse di riferimento y-y				asse di riferimento x-x				
Iy	Wy	Wpl, y	iy	Ix	Wx	Wpl, x	ix	E
cm4	cm3	cm3	cm	cm4	cm3	cm3	cm	dN/cm2
206,00	41,20	49,00	3,91	29,30	8,49	16,20	1,47	2.100.000

**Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità**

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

### 4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$



$N_{Ed}$	18.424,00 dN
$N_{c,Rd}$	35.619,05 dN

VERIFIC/VERIFICATO

#### 4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } \quad [4.2.12]$$

in cui  $W_{pl}$  rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$M_{EdX}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	424,29 dN*m
$M_{EdY}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	1.283,33 dN*m

VERIFIC/VERIFICATO A FLESSIONE

#### 4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo,

$b$  è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

$h_w$  è l'altezza dell'anima,

$h$  è l'altezza delle sezioni cave,

$r$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

$t_f$  è lo spessore delle ali,

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

$V_{Ed}$	0,00 dN		
$V_{c,Rd}$	-2.185,00 dN	$A_v$	-1,45 cm <sup>2</sup>

VERIFIC/VERIFICATO A TAGLIO

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2 b t_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$

n	0,52
a	0,12
M <sub>N,c,Rd</sub>	217,62 dN*m

#### 4.2.4.1.2.6 Flessione e taglio

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

$\rho$	1,00	$f_{yk}$ RIDOTTO	0,00 dN/cm <sup>2</sup>
--------	------	------------------	-------------------------

#### 4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

##### 4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove  $\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

$N_{Ed}$	18.424,00 daN	$N_{cr}$	242.910,70 daN
$N_{b,Rd}$	32.104,88 daN	$\alpha$	0,49
$\phi$	0,62		
$\chi$	0,90		
$\bar{\lambda}$	0,39		

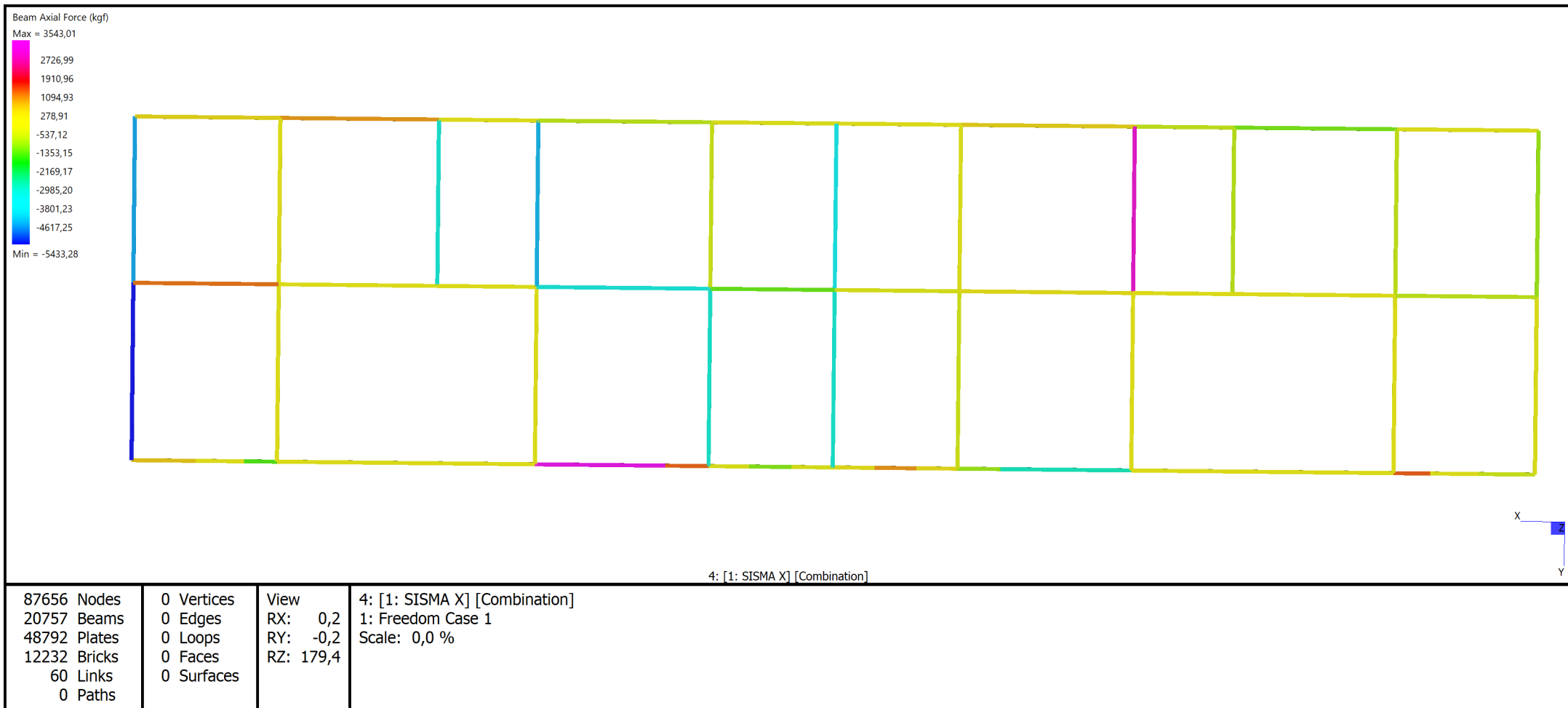
Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		h/b > 1,2	t_f ≤ 40 mm	y-y z-z	a a_0	
			40 mm < t_f ≤ 100 mm	y-y z-z	b a	
		h/b ≤ 1,2	t_f ≤ 100 mm	y-y z-z	b a	
			t_f > 100 mm	y-y z-z	d c	
Sezioni ad I saldate		t_f ≤ 40 mm	y-y z-z	b c	b c	
		t_f > 40 mm	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a_0	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": a > 0.5t_f b/t_f < 30; h/t_w < 30	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		a_0	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

TABELLA RIASSUNTIVA

VERIFICA	$N_{Ed}$	$N_{c,Rd}$	daN
ASSIALE	18.424,00	35.619,05	VERIFICATO
	$M_{Ed}$	$M_{c,Rd}$	dN*m
FLESSIONE	0,00	424,29	VERIFICATO
	$V_{Ed}$	$V_{c,Rd}$	daN
TAGLIO	0,00	-2.185,00	VERIFICATO
	$M_{Ed}$	$M_{N,c,Rd}$	daN*m
FLESS+COMP+TAGLIO	0,00	217,62	VERIFICATO
	$N_{Ed}$	$N_{b,Rd}$	daN
INSTABILITA'	18.424,00	32.104,88	VERIFICATO

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 120</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 2° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



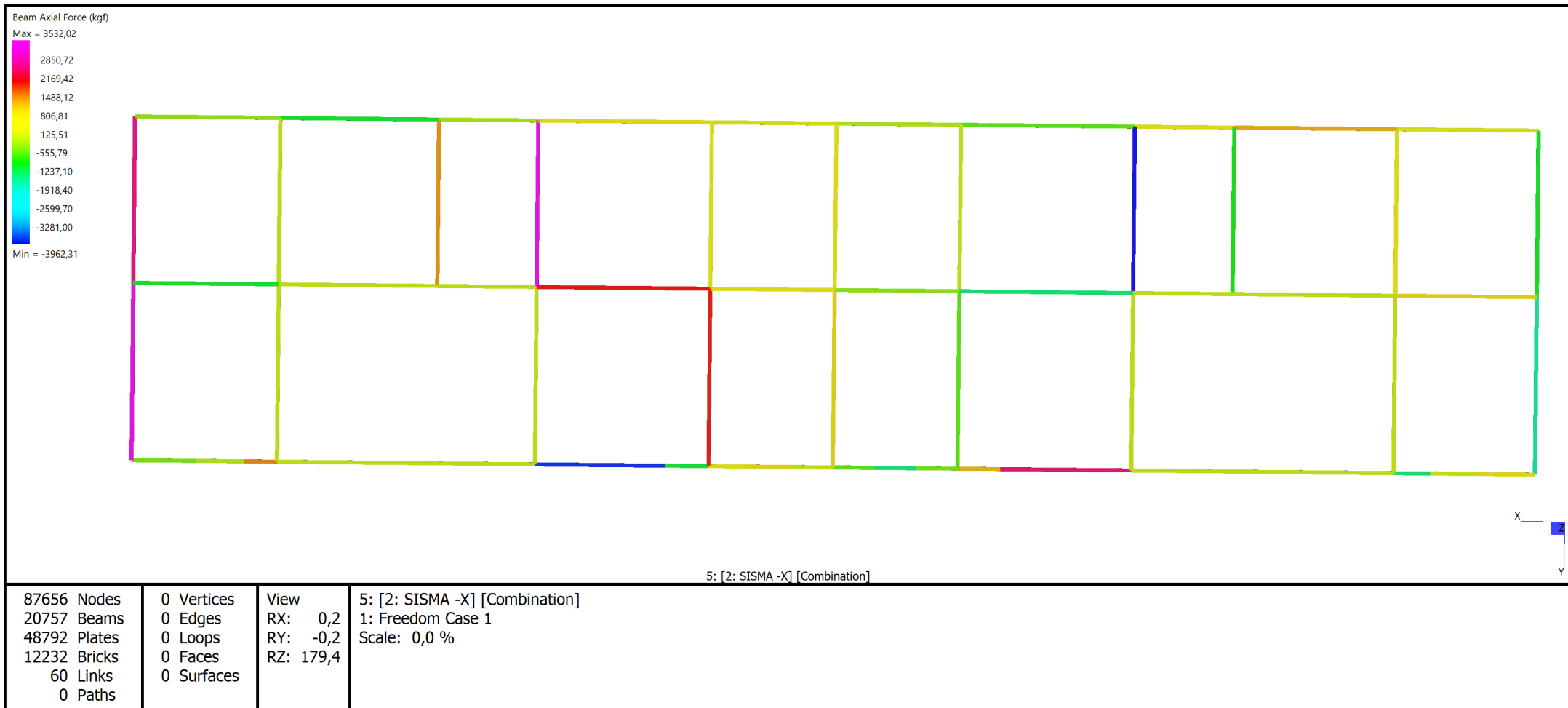
Straus7 R3.1.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 4:54 pm

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 120</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 2° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



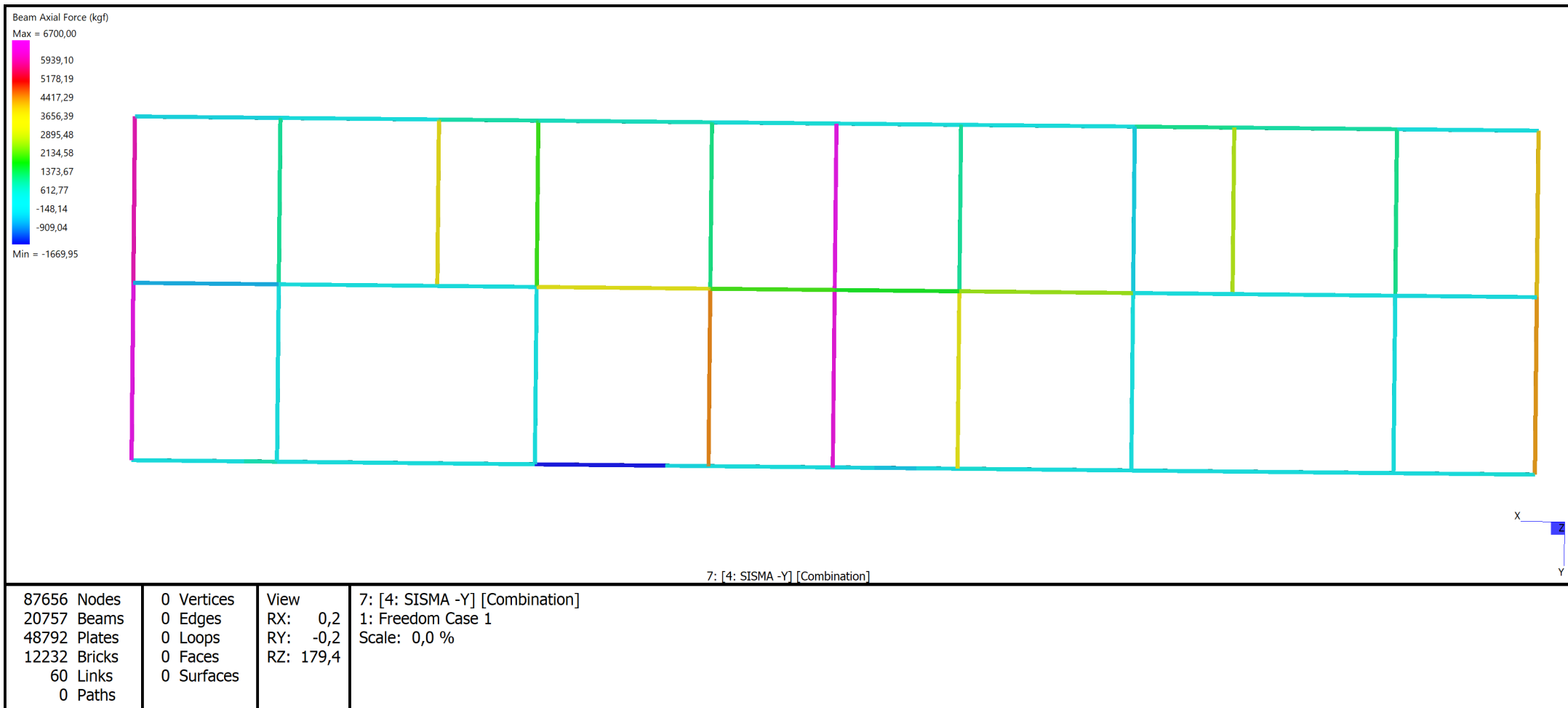
Straus7 R3.1.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:03 pm

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 120</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 2° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

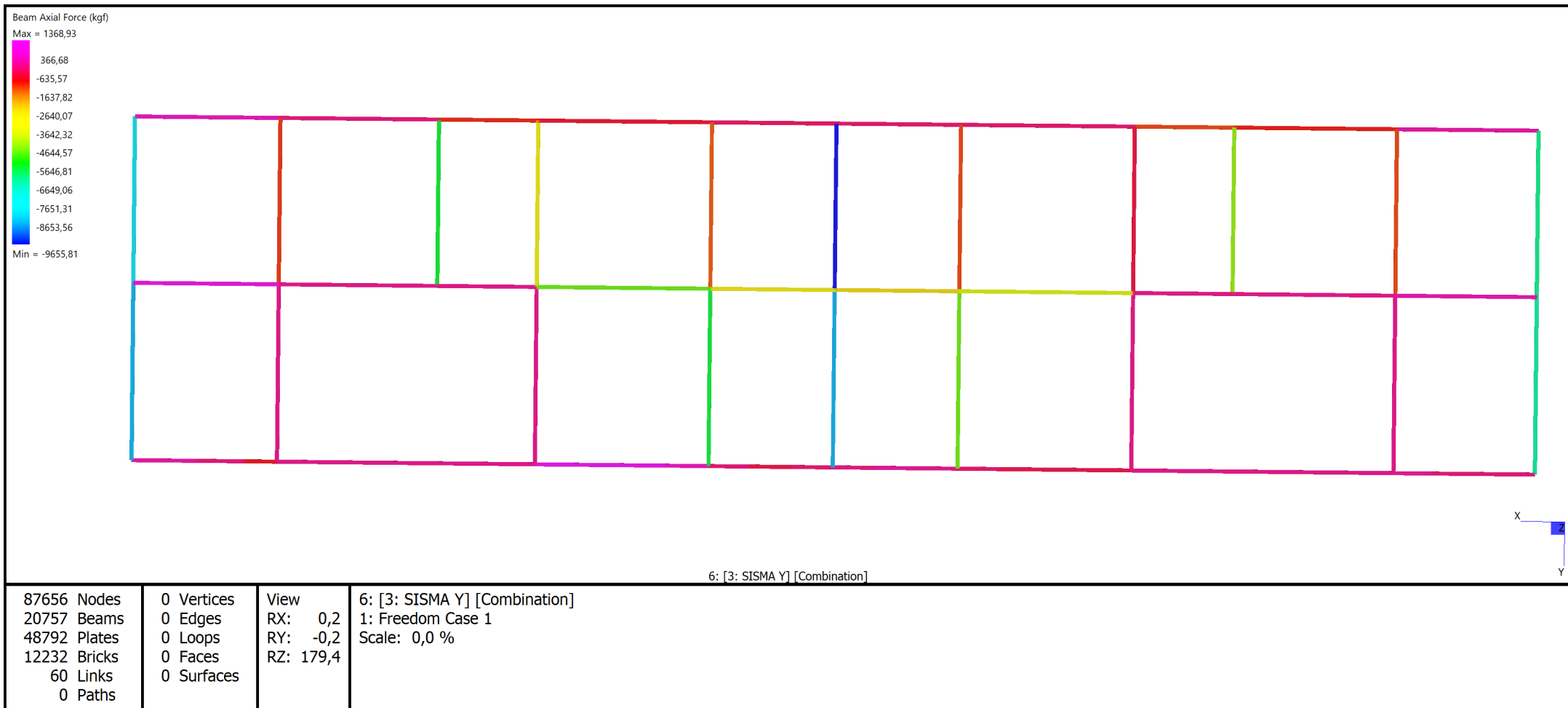
Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:04 pm



Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 120</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 2° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



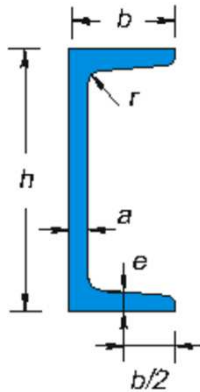
Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:04 pm

## UPN 120



$f_{yk}$	2.750,00	dN/cm <sup>2</sup>
$N_{Ed}$	9.655,00	daN
$M_{EdX}$	0,00	daN*m
$M_{EdY}$	0,00	daN*m
$V_{EdX}$	0,00	daN
$V_{EdY}$	0,00	daN
$l_0$	100,00	cm

fissaggio alle travi esistenti ramite  
tasselli chimici o meccanici Ø 12 mm

dimensioni principali					peso	area		
B	H	e	a	r	G	A		
mm	mm	mm	mm	mm	(Kg/m)	(cm2)		
120,00	55,00	7,00	9,00	9,00	13,40	17,00		
caratteristiche statiche				caratteristiche statiche				modulo y.
asse di riferimento y-y				asse di riferimento x-x				
Iy	Wy	Wpl, y	iy	Ix	Wx	Wpl, x	ix	E
cm4	cm3	cm3	cm	cm4	cm3	cm3	cm	dN/cm2
364,00	60,70	72,60	4,62	43,20	11,10	21,20	1,59	2.100.000

**Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità**

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

### 4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

$N_{Ed}$	9.655,00 dN
$N_{c,Rd}$	44.523,81 dN

VERIFIC./VERIFICATO

#### 4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } \quad [4.2.12]$$

in cui  $W_{pl}$  rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$M_{EdX}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	55.523,81 dN*m
$M_{EdY}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	190.142,86 dN*m

VERIFIC./VERIFICATO A FLESSIONE

#### 4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo,

$b$  è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

$h_w$  è l'altezza dell'anima,

$h$  è l'altezza delle sezioni cave,

$r$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

$t_f$  è lo spessore delle ali,

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

$V_{Ed}$	0,00 dN		
$V_{c,Rd}$	-3.553,45 dN	$A_v$	-2,35 cm <sup>2</sup>

VERIFIC./VERIFICATO A TAGLIO

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2 b t_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$

n	0,72
a	0,01
M <sub>N,c,Rd</sub>	15.638,66 dN*m

#### 4.2.4.1.2.6 Flessione e taglio

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

$\rho$	1,00	$f_{yk}$ RIDOTTO	0,00 dN/cm <sup>2</sup>
--------	------	------------------	-------------------------

#### 4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

##### 4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove  $\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

$N_{Ed}$	9.655,00 daN	$N_{cr}$	89.537,05 daN
$N_{b,Rd}$	31.641,37 daN	$\alpha$	0,49
$\phi$	0,89		
$\chi$	0,71		
$\bar{\lambda}$	0,72		

Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

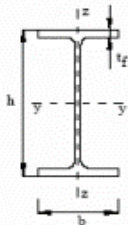
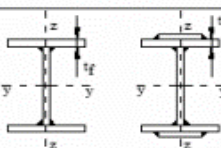

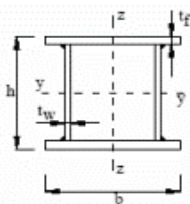
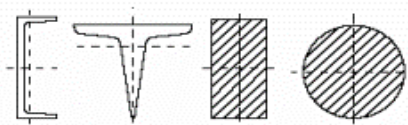

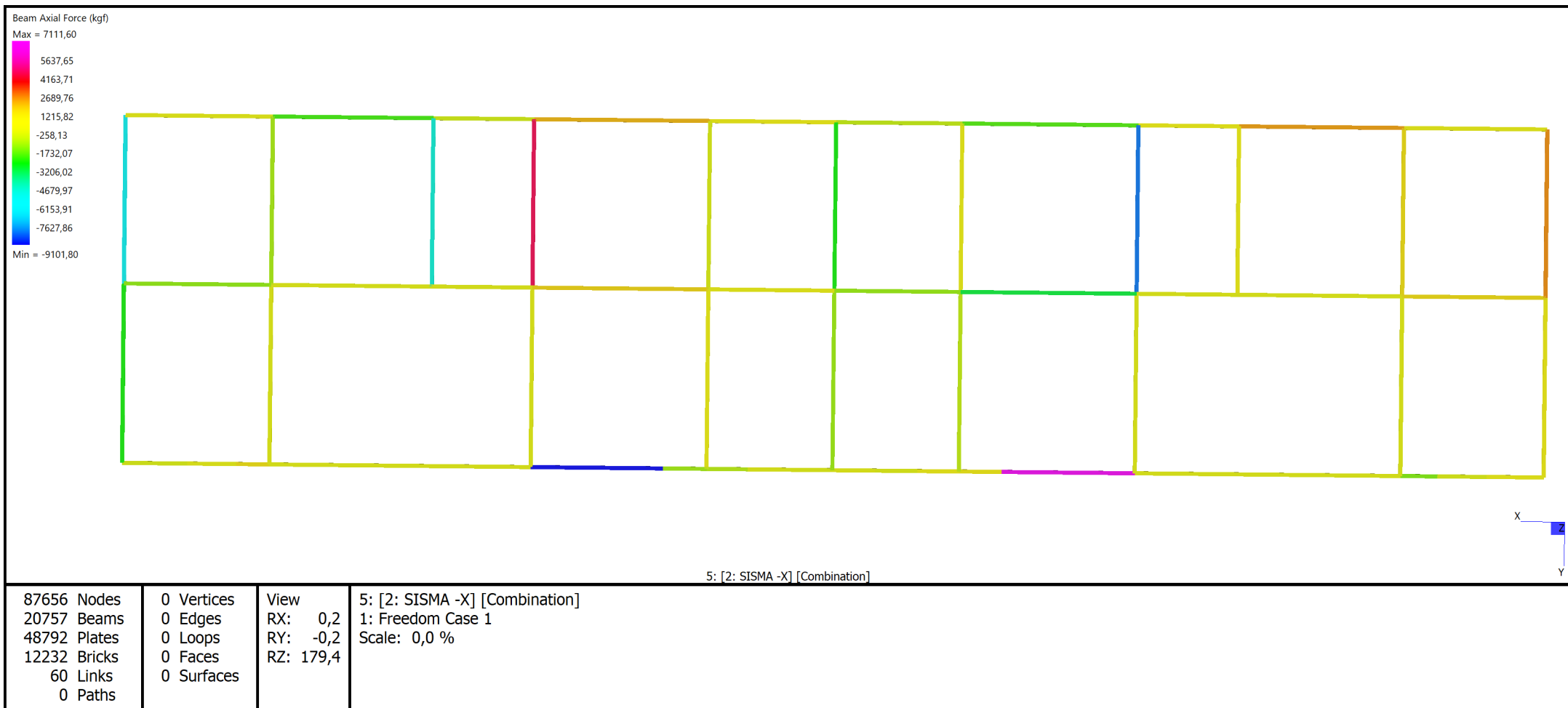
Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b	a <sub>0</sub> a <sub>0</sub>
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a	
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c	
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a <sub>0</sub>	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ ; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

TABELLA RIASSUNTIVA

VERIFICA	$N_{Ed}$	$N_{c,Rd}$	daN
ASSIALE	9.655,00	44.523,81	VERIFICATO
	$M_{Ed}$	$M_{c,Rd}$	dN*m
FLESSIONE	0,00	55.523,81	VERIFICATO
	$V_{Ed}$	$V_{c,Rd}$	daN
TAGLIO	0,00	-3.553,45	VERIFICATO
	$M_{Ed}$	$M_{N,c,Rd}$	daN*m
FLESS+COMP+TAGLIO	0,00	15.638,66	VERIFICATO
	$N_{Ed}$	$N_{b,Rd}$	daN
INSTABILITA'	9.655,00	31.641,37	VERIFICATO

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 120</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 3° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



Straus7 R3.1.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

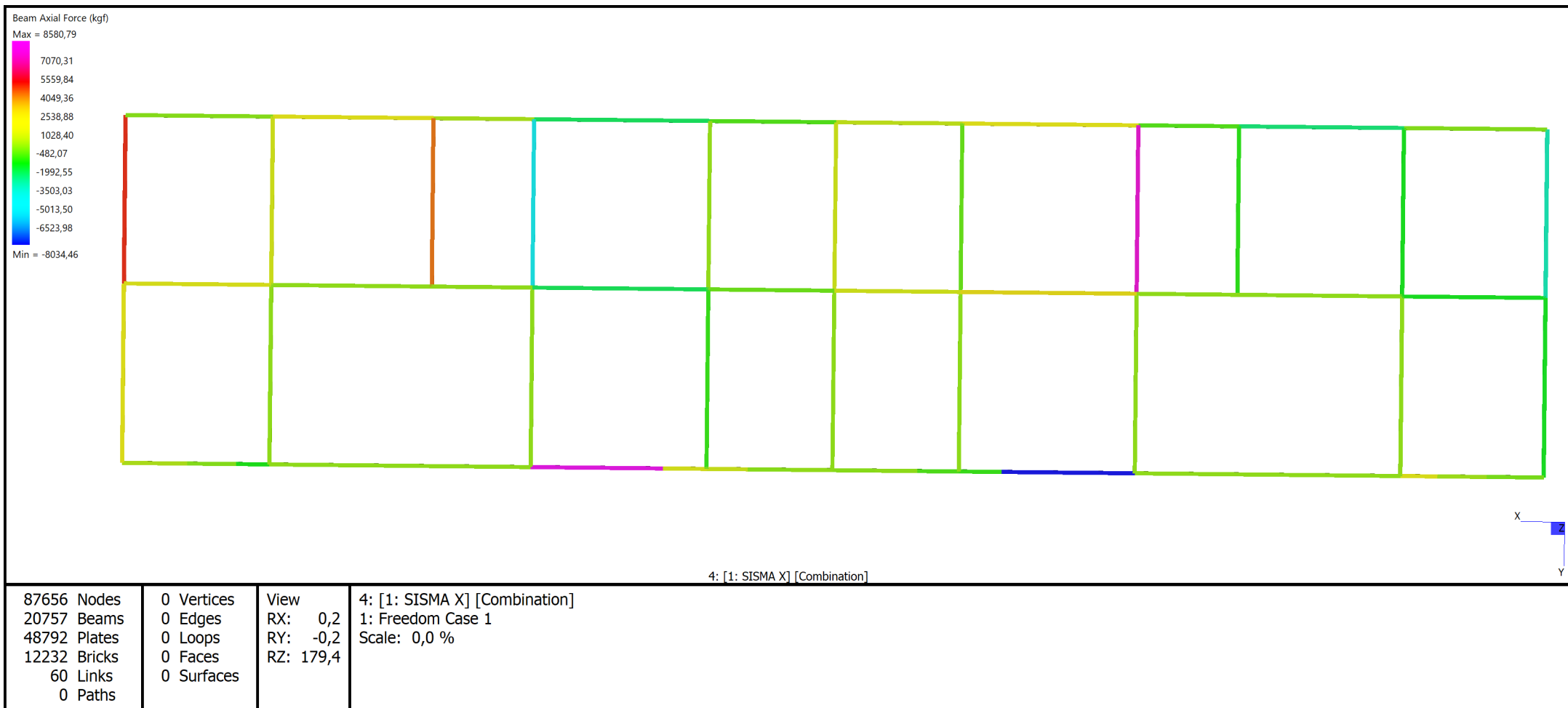
Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:07 pm



Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 120</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 3° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



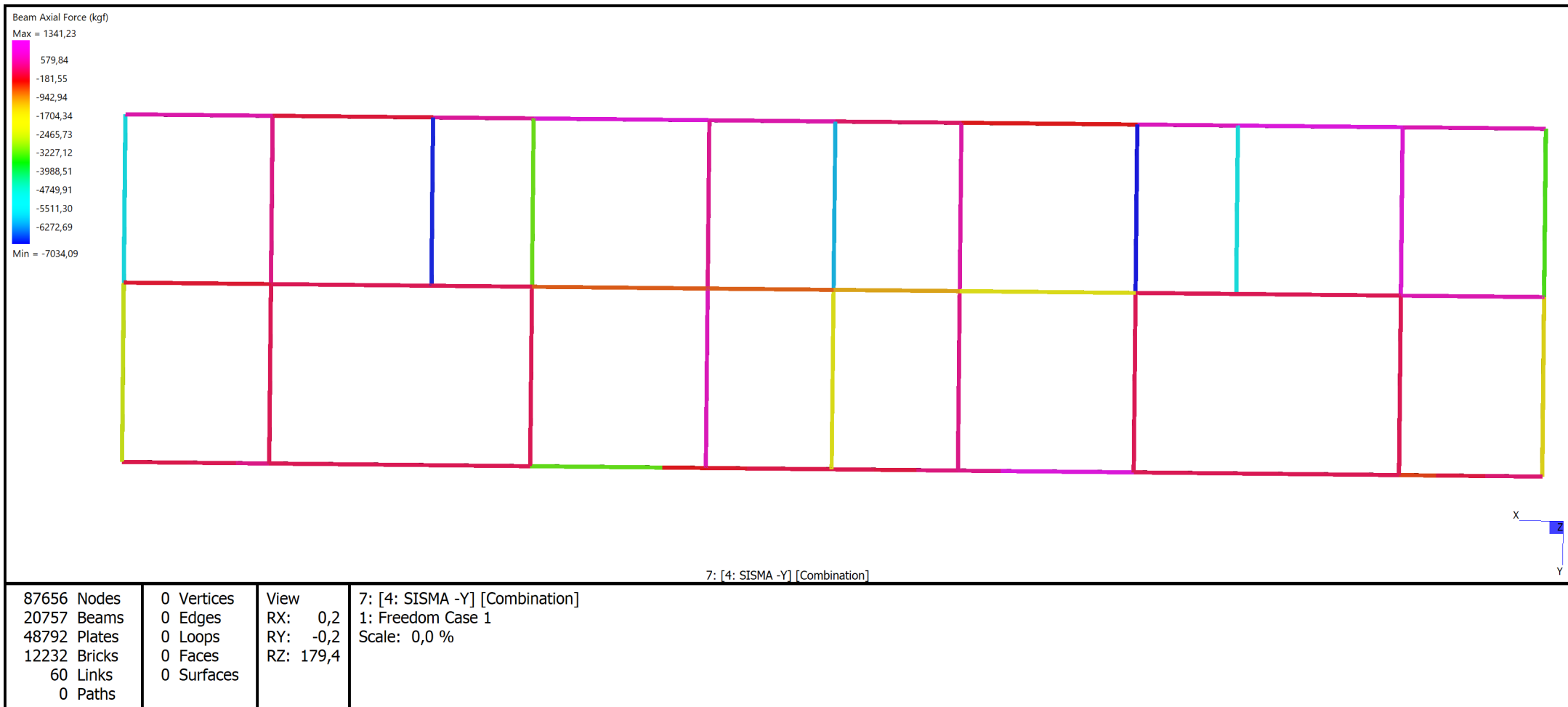
Straus7 R3.1.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:06 pm

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 120</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 3° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



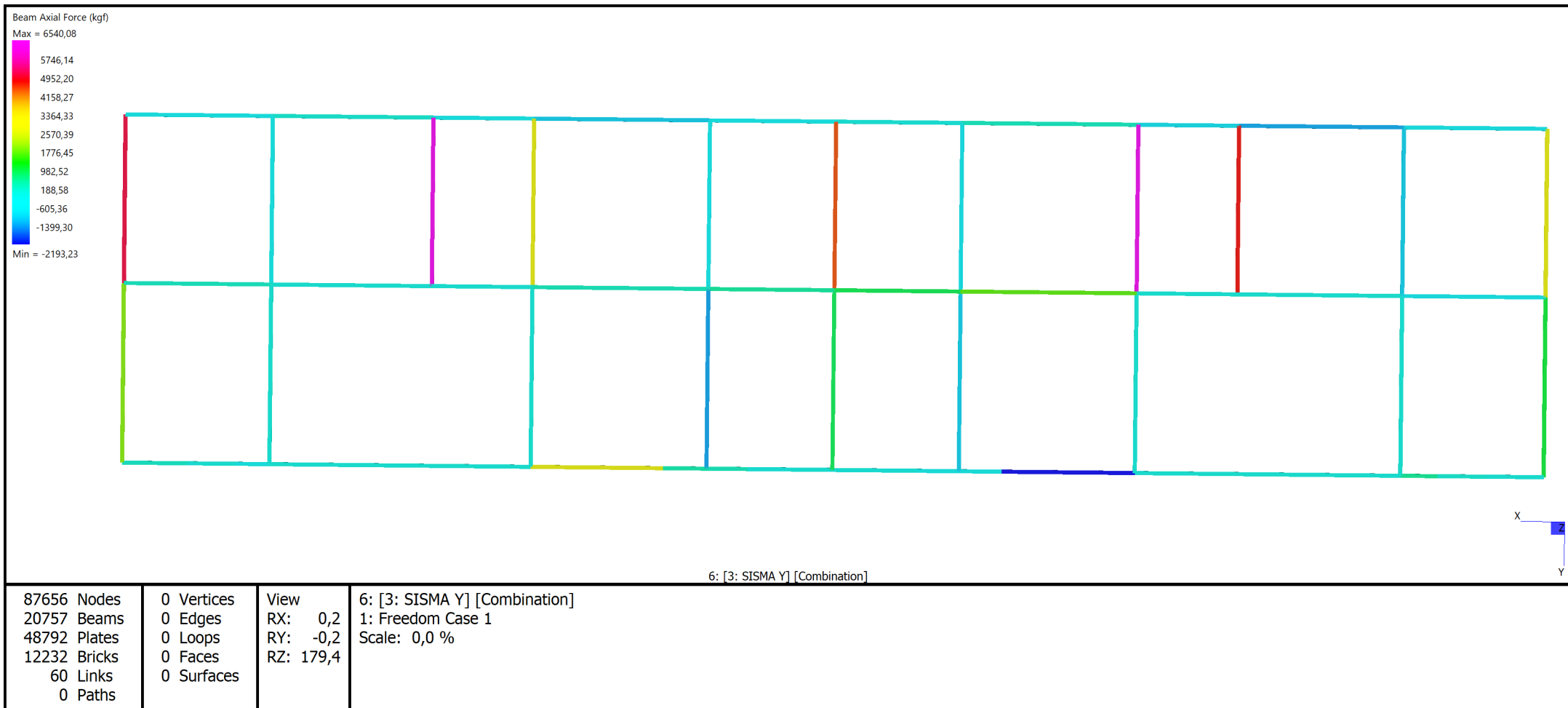
Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:12 pm

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 120</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 3° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



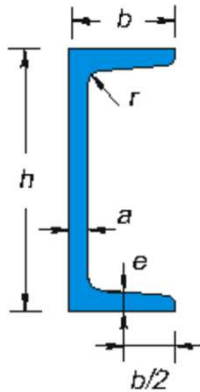
Straus7 R3.1.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:11 pm

## UPN 120



$f_{yk}$	2.750,00	dN/cm <sup>2</sup>
$N_{Ed}$	9.101,00	daN
$M_{EdX}$	0,00	daN*m
$M_{EdY}$	0,00	daN*m
$V_{EdX}$	0,00	daN
$V_{EdY}$	0,00	daN
$l_0$	100,00	cm

fissaggio alle travi esistenti ramite  
tasselli chimici o meccanici Ø 12 mm

dimensioni principali					peso	area		
B	H	e	a	r	G	A		
mm	mm	mm	mm	mm	(Kg/m)	(cm2)		
120,00	55,00	7,00	9,00	9,00	13,40	17,00		
caratteristiche statiche				caratteristiche statiche				modulo y.
asse di riferimento y-y				asse di riferimento x-x				
Iy	Wy	Wpl, y	iy	Ix	Wx	Wpl, x	ix	E
cm4	cm3	cm3	cm	cm4	cm3	cm3	cm	dN/cm2
364,00	60,70	72,60	4,62	43,20	11,10	21,20	1,59	2.100.000

**Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità**

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

### 4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

$N_{Ed}$	9.101,00 dN
$N_{c,Rd}$	44.523,81 dN

VERIFIC./VERIFICATO

#### 4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } \quad [4.2.12]$$

in cui  $W_{pl}$  rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$M_{EdX}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	55.523,81 dN*m
$M_{EdY}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	190.142,86 dN*m

VERIFIC./VERIFICATO A FLESSIONE

#### 4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo,

$b$  è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

$h_w$  è l'altezza dell'anima,

$h$  è l'altezza delle sezioni cave,

$r$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

$t_f$  è lo spessore delle ali,

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

$V_{Ed}$	0,00 dN		
$V_{c,Rd}$	-3.553,45 dN	$A_v$	-2,35 cm <sup>2</sup>

VERIFIC./VERIFICATO A TAGLIO

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$

n	0,72
a	0,01
$M_{N,c,Rd}$	15.638,66 dN*m

#### 4.2.4.1.2.6 Flessione e taglio

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

$\rho$	1,00	$f_{yk}$ RIDOTTO	0,00 dN/cm <sup>2</sup>
--------	------	------------------	-------------------------

#### 4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

##### 4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove  $\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

$N_{Ed}$	9.101,00 daN	$N_{cr}$	89.537,05 daN
$N_{b,Rd}$	31.641,37 daN	$\alpha$	0,49
$\phi$	0,89		
$\chi$	0,71		
$\bar{\lambda}$	0,72		



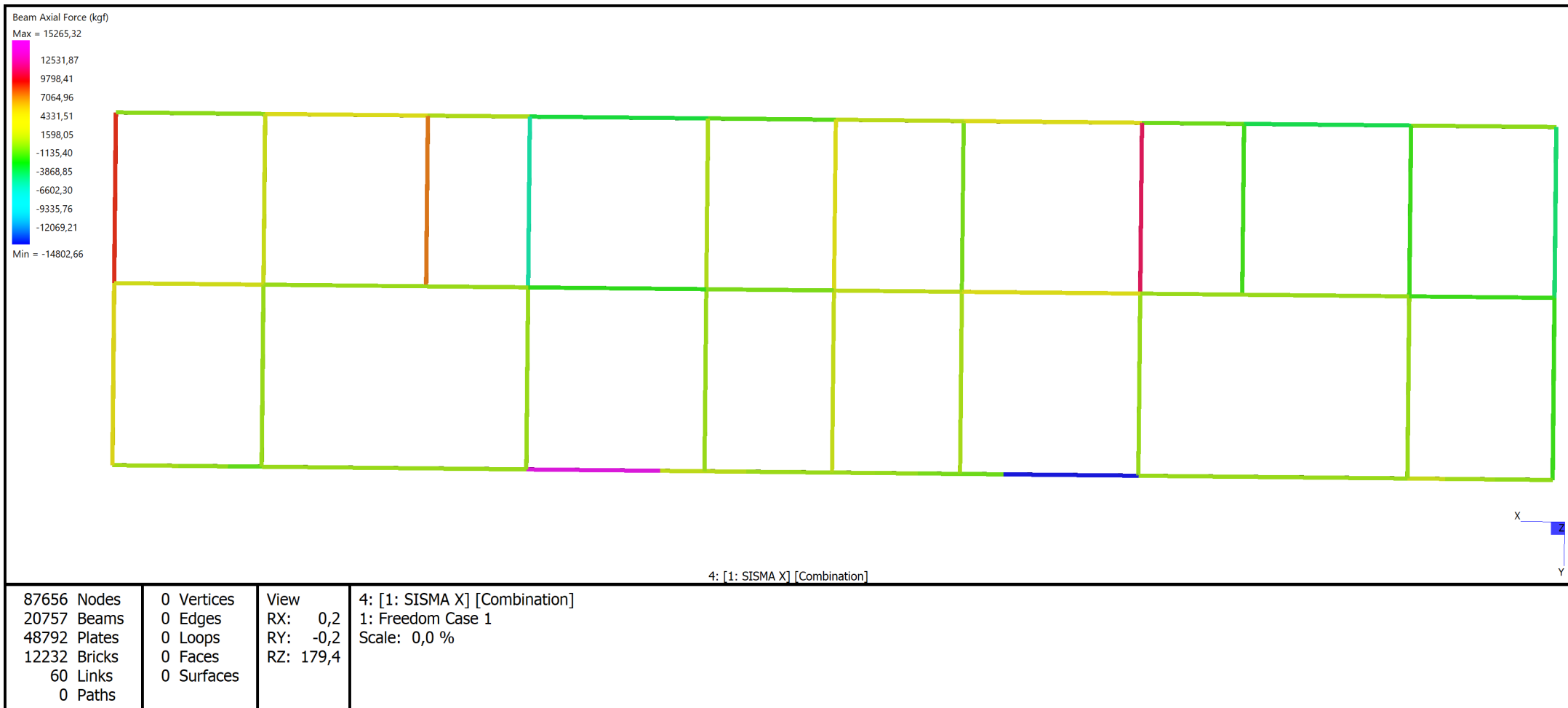
Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a <sub>0</sub>	
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a	
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a	
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c	
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a <sub>0</sub>	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ ; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

TABELLA RIASSUNTIVA

VERIFICA	$N_{Ed}$	$N_{c,Rd}$	daN
ASSIALE	9.101,00	44.523,81	VERIFICATO
	$M_{Ed}$	$M_{c,Rd}$	dN*m
FLESSIONE	0,00	55.523,81	VERIFICATO
	$V_{Ed}$	$V_{c,Rd}$	daN
TAGLIO	0,00	-3.553,45	VERIFICATO
	$M_{Ed}$	$M_{N,c,Rd}$	daN*m
FLESS+COMP+TAGLIO	0,00	15.638,66	VERIFICATO
	$N_{Ed}$	$N_{b,Rd}$	daN
INSTABILITA'	9.101,00	31.641,37	VERIFICATO

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 120</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 4° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



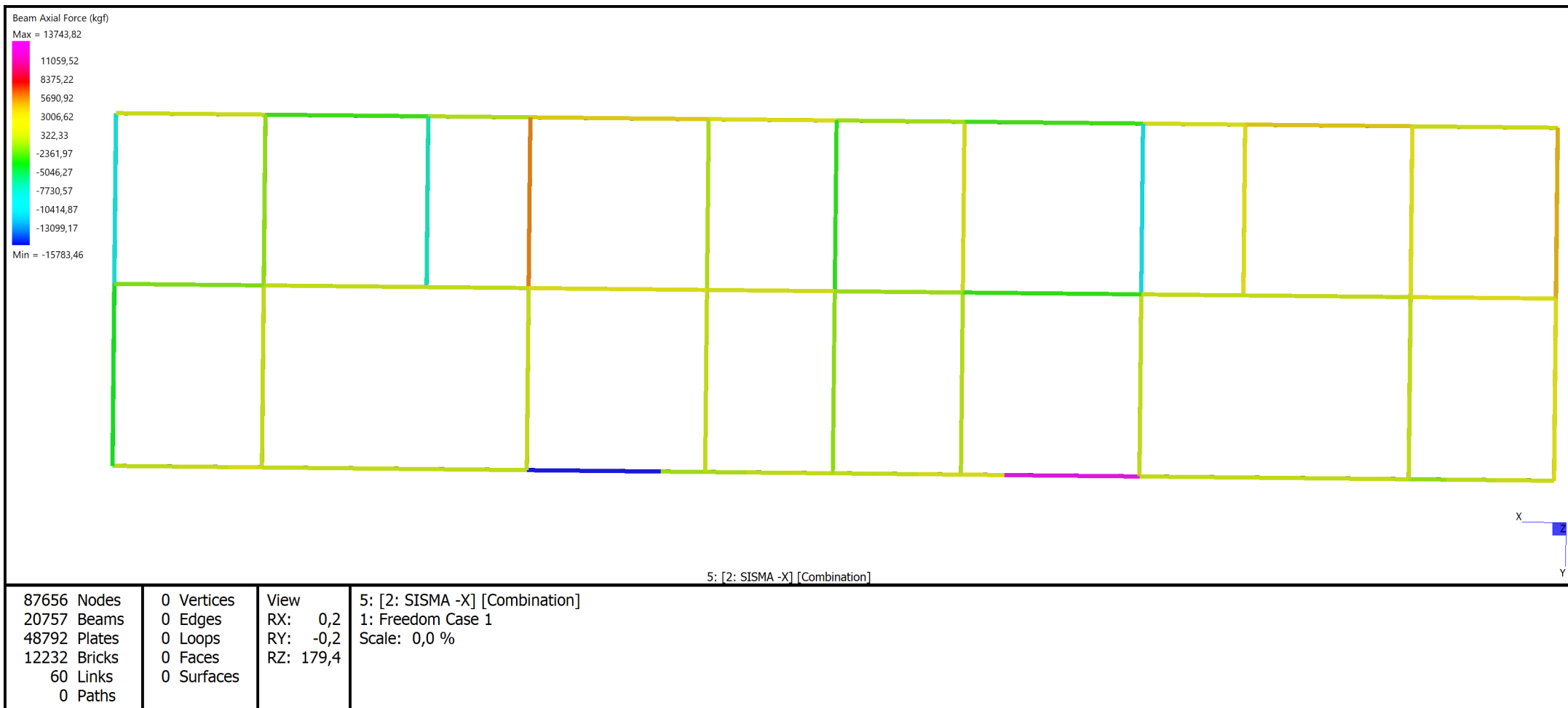
Straus7 R3.1.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:21 pm

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 120</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 4° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



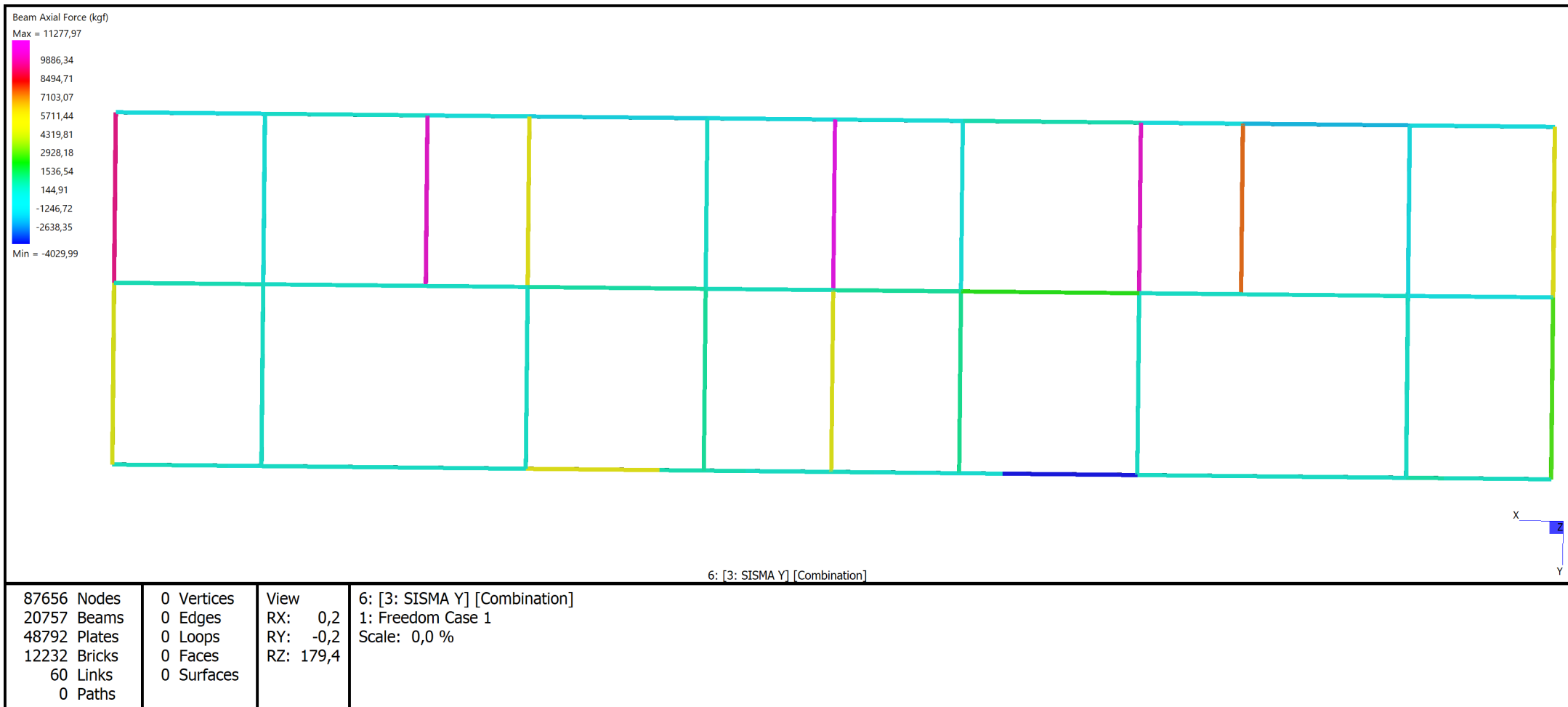
Straus7 R3.1.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:22 pm

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 120</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 4° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



Straus7 R3.1.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:23 pm

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 120</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 4° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



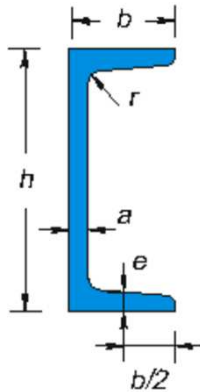
Straus7 R3.1.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:24 pm

## UPN 120



$f_{yk}$	2.750,00	dN/cm <sup>2</sup>
$N_{Ed}$	15.783,00	daN
$M_{EdX}$	0,00	daN*m
$M_{EdY}$	0,00	daN*m
$V_{EdX}$	0,00	daN
$V_{EdY}$	0,00	daN
$l_0$	100,00	cm

fissaggio alle travi esistenti ramite  
tasselli chimici o meccanici Ø 12 mm

dimensioni principali					peso	area		
B	H	e	a	r	G	A		
mm	mm	mm	mm	mm	(Kg/m)	(cm2)		
120,00	55,00	7,00	9,00	9,00	13,40	17,00		
caratteristiche statiche				caratteristiche statiche				modulo y.
asse di riferimento y-y				asse di riferimento x-x				
Iy	Wy	Wpl, y	iy	Ix	Wx	Wpl, x	ix	E
cm4	cm3	cm3	cm	cm4	cm3	cm3	cm	dN/cm2
364,00	60,70	72,60	4,62	43,20	11,10	21,20	1,59	2.100.000

**Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrane e la stabilità**

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

### 4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$



$N_{Ed}$	15.783,00 dN
$N_{c,Rd}$	44.523,81 dN

VERIFIC/VERIFICATO

#### 4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } \quad [4.2.12]$$

in cui  $W_{pl}$  rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$M_{EdX}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	55.523,81 dN*m
$M_{EdY}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	190.142,86 dN*m

VERIFIC/VERIFICATO A FLESSIONE

#### 4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo,

$b$  è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

$h_w$  è l'altezza dell'anima,

$h$  è l'altezza delle sezioni cave,

$r$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

$t_f$  è lo spessore delle ali,

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

$V_{Ed}$	0,00 dN		
$V_{c,Rd}$	-3.553,45 dN	$A_v$	-2,35 cm <sup>2</sup>

VERIFIC/VERIFICATO A TAGLIO

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2 b t_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$

n	0,72
a	0,01
M <sub>N,c,Rd</sub>	15.638,66 dN*m

#### 4.2.4.1.2.6 Flessione e taglio

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

$\rho$	1,00	$f_{yk}$ RIDOTTO	0,00 dN/cm <sup>2</sup>
--------	------	------------------	-------------------------

#### 4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

##### 4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove  $\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

$N_{Ed}$	15.783,00 daN	$N_{cr}$	89.537,05 daN
$N_{b,Rd}$	31.641,37 daN	$\alpha$	0,49
$\phi$	0,89		
$\chi$	0,71		
$\bar{\lambda}$	0,72		

Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

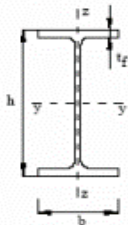
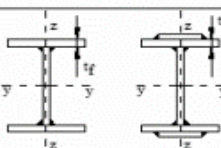

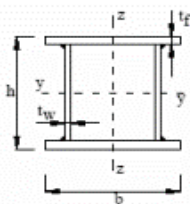
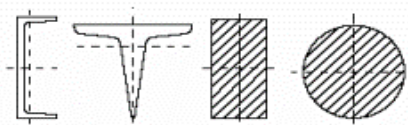

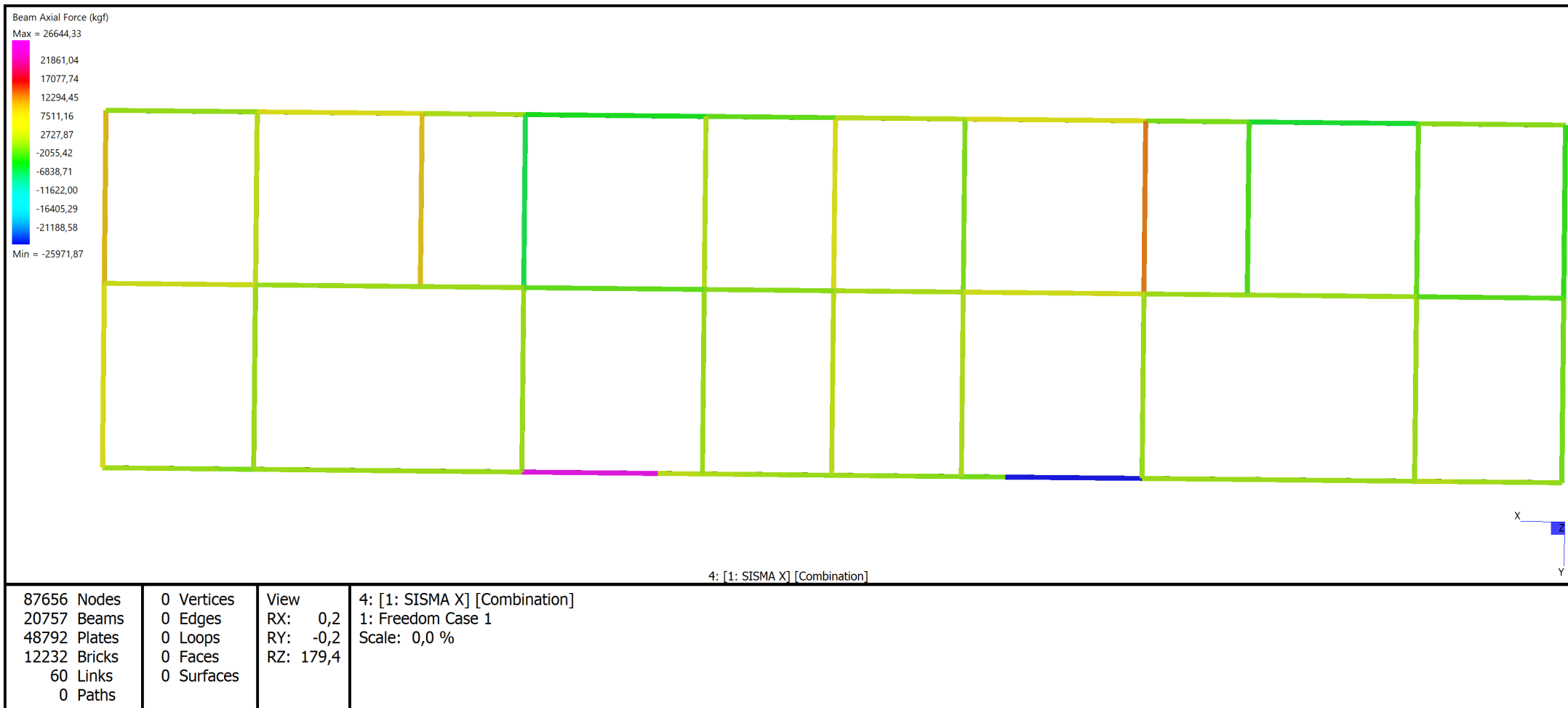
Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b	a <sub>0</sub> a <sub>0</sub>
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a	
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c	
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a <sub>0</sub>	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ ; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

TABELLA RIASSUNTIVA

VERIFICA	$N_{Ed}$	$N_{c,Rd}$	daN
ASSIALE	15.783,00	44.523,81	VERIFICATO
	$M_{Ed}$	$M_{c,Rd}$	dN*m
FLESSIONE	0,00	55.523,81	VERIFICATO
	$V_{Ed}$	$V_{c,Rd}$	daN
TAGLIO	0,00	-3.553,45	VERIFICATO
	$M_{Ed}$	$M_{N,c,Rd}$	daN*m
FLESS+COMP+TAGLIO	0,00	15.638,66	VERIFICATO
	$N_{Ed}$	$N_{b,Rd}$	daN
INSTABILITA'	15.783,00	31.641,37	VERIFICATO

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 140</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 5° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



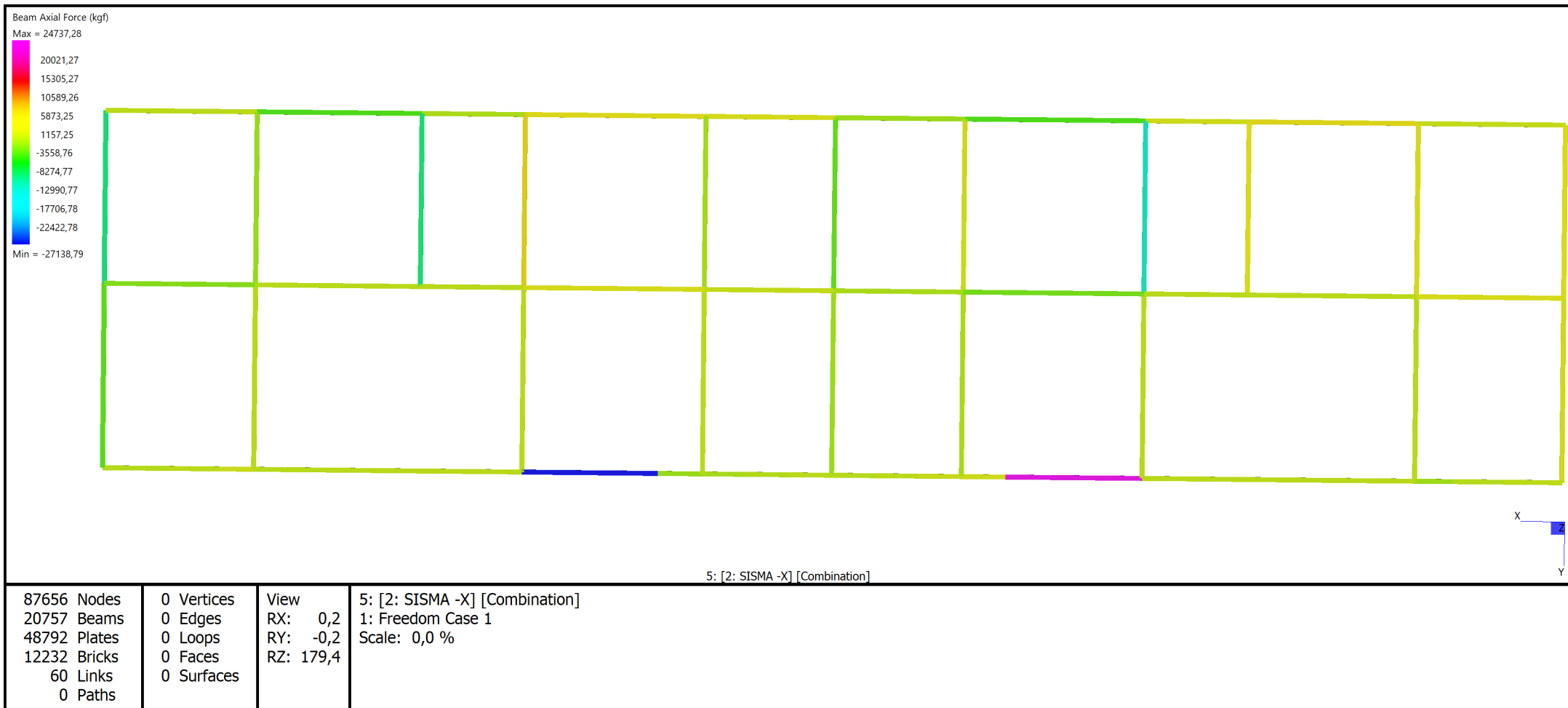
Straus7 R3.1.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:25 pm

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 140</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 5° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



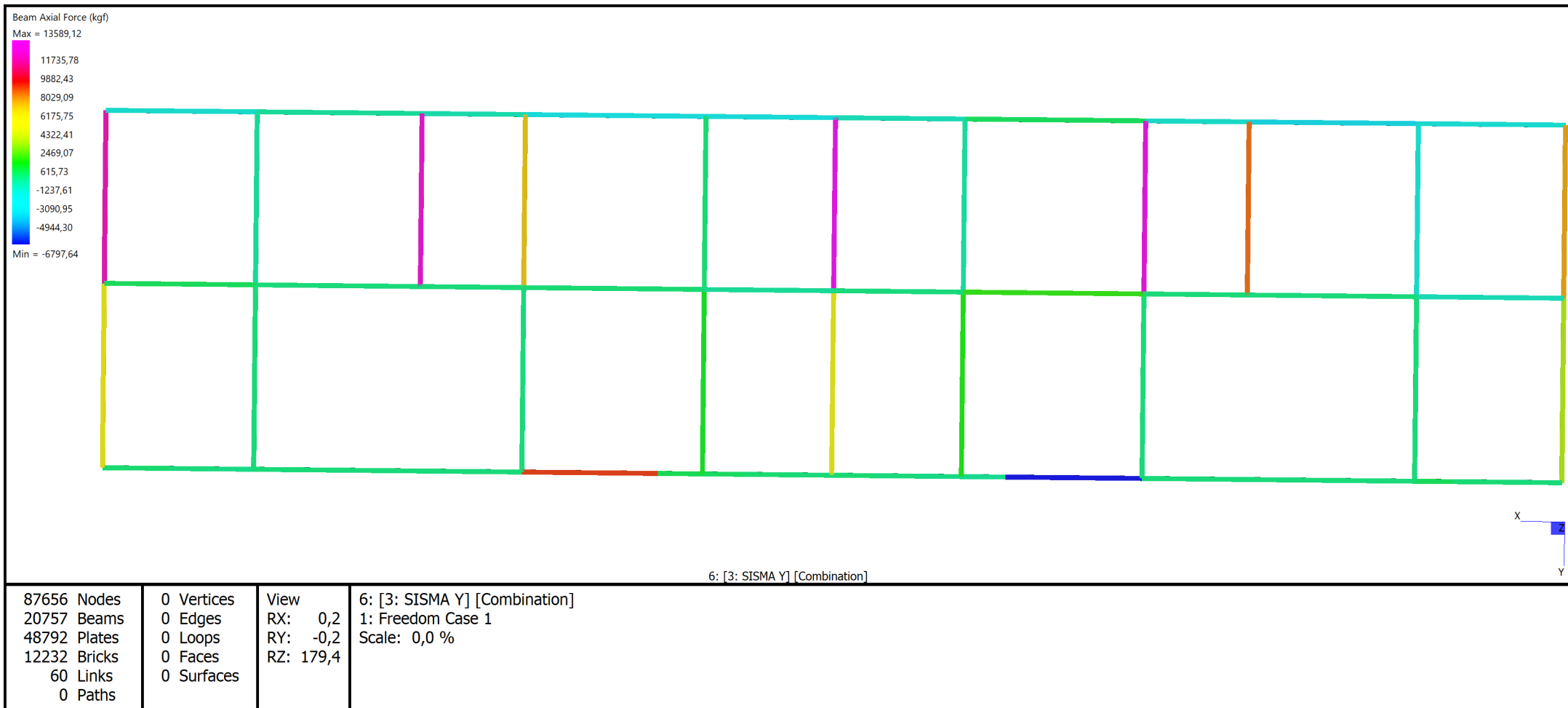
Straus7 R3.1.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:26 pm

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 140</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 5° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



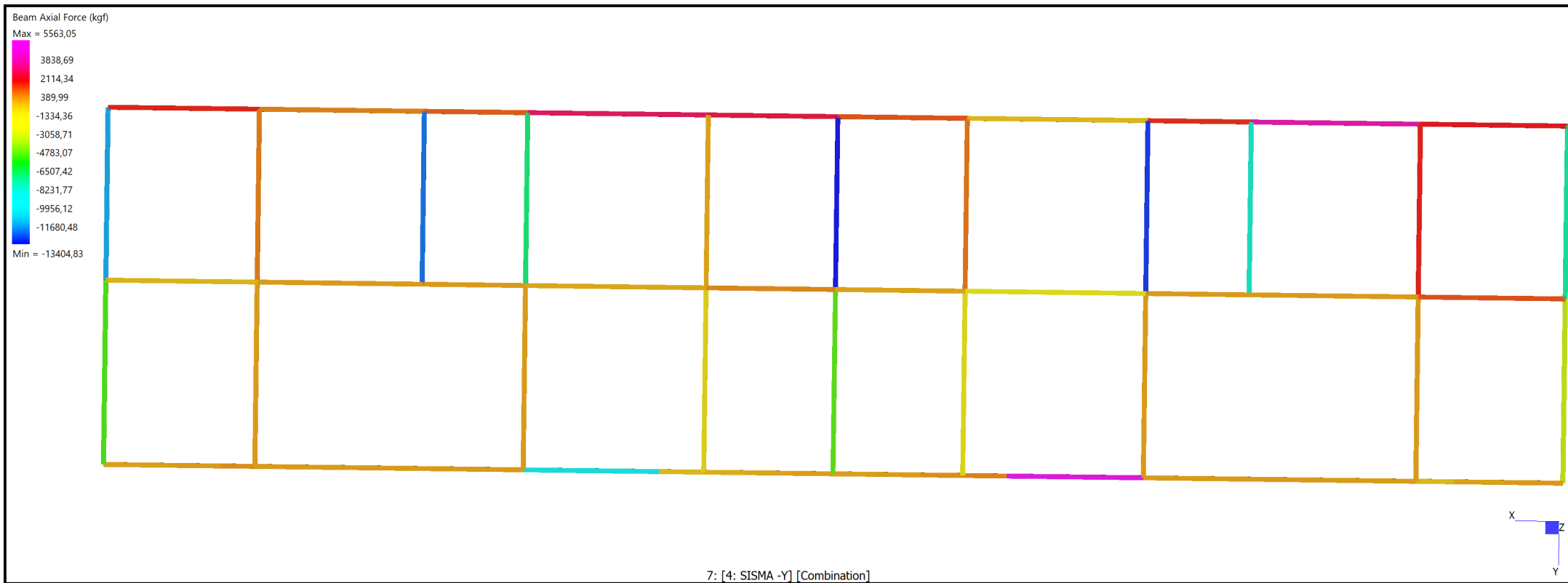
Straus7 R3.1.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:26 pm

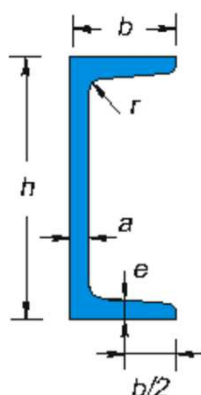
Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 140</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 5° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



87656 Nodes	0 Vertices	View	7: [4: SISMA -Y] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: 0,0	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: 0,1	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: 179,3	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			



## UPN 140



$f_{yk}$	2.750,00	dN/cm <sup>2</sup>
$N_{Ed}$	27.138,00	daN
$M_{EdX}$	0,00	daN*m
$M_{EdY}$	0,00	daN*m
$V_{EdX}$	0,00	daN
$V_{EdY}$	0,00	daN
$l_0$	100,00	cm

fissaggio alle travi esistenti ramite  
tasselli chimici o meccanici Ø 12 mm

dimensioni principali					peso	area		
B	H	e	a	r	G	A		
mm	mm	mm	mm	mm	(Kg/m)	(cm2)		
140,00	60,00	7,00	10,00	10,00	16,00	20,40		
caratteristiche statiche				caratteristiche statiche				modulo y.
asse di riferimento y-y				asse di riferimento x-x				
Iy	Wy	Wpl, y	iy	Ix	Wx	Wpl, x	ix	E
cm4	cm3	cm3	cm	cm4	cm3	cm3	cm	dN/cm2
605,00	86,40	103,00	5,45	62,70	14,80	28,30	1,75	2.100.000

**Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità**

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

### 4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

$N_{Ed}$	27.138,00 dN
$N_{c,Rd}$	53.428,57 dN

VERIFIC/VERIFICATO

#### 4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } \quad [4.2.12]$$

in cui  $W_{pl}$  rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$M_{EdX}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	741,19 dN*m
$M_{EdY}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	2.697,62 dN*m

VERIFIC/VERIFICATO A FLESSIONE

#### 4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo,

$b$  è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

$h_w$  è l'altezza dell'anima,

$h$  è l'altezza delle sezioni cave,

$r$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

$t_f$  è lo spessore delle ali,

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

$V_{Ed}$	0,00 dN		
$V_{c,Rd}$	-7.409,33 dN	$A_v$	-4,90 cm <sup>2</sup>

VERIFIC/VERIFICATO A TAGLIO

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2 b t_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$

n	0,51
a	0,04
M <sub>N,c,Rd</sub>	372,01 dN*m

#### 4.2.4.1.2.6 Flessione e taglio

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

$\rho$	1,00	$f_{yk}$ RIDOTTO	0,00 dN/cm <sup>2</sup>
--------	------	------------------	-------------------------

#### 4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

##### 4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove  $\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

$N_{Ed}$	27.138,00 daN	$N_{cr}$	129.953,08 daN
$N_{b,Rd}$	40.129,60 daN	$\alpha$	0,49
$\phi$	0,83		
$\chi$	0,75		
$\bar{\lambda}$	0,66		

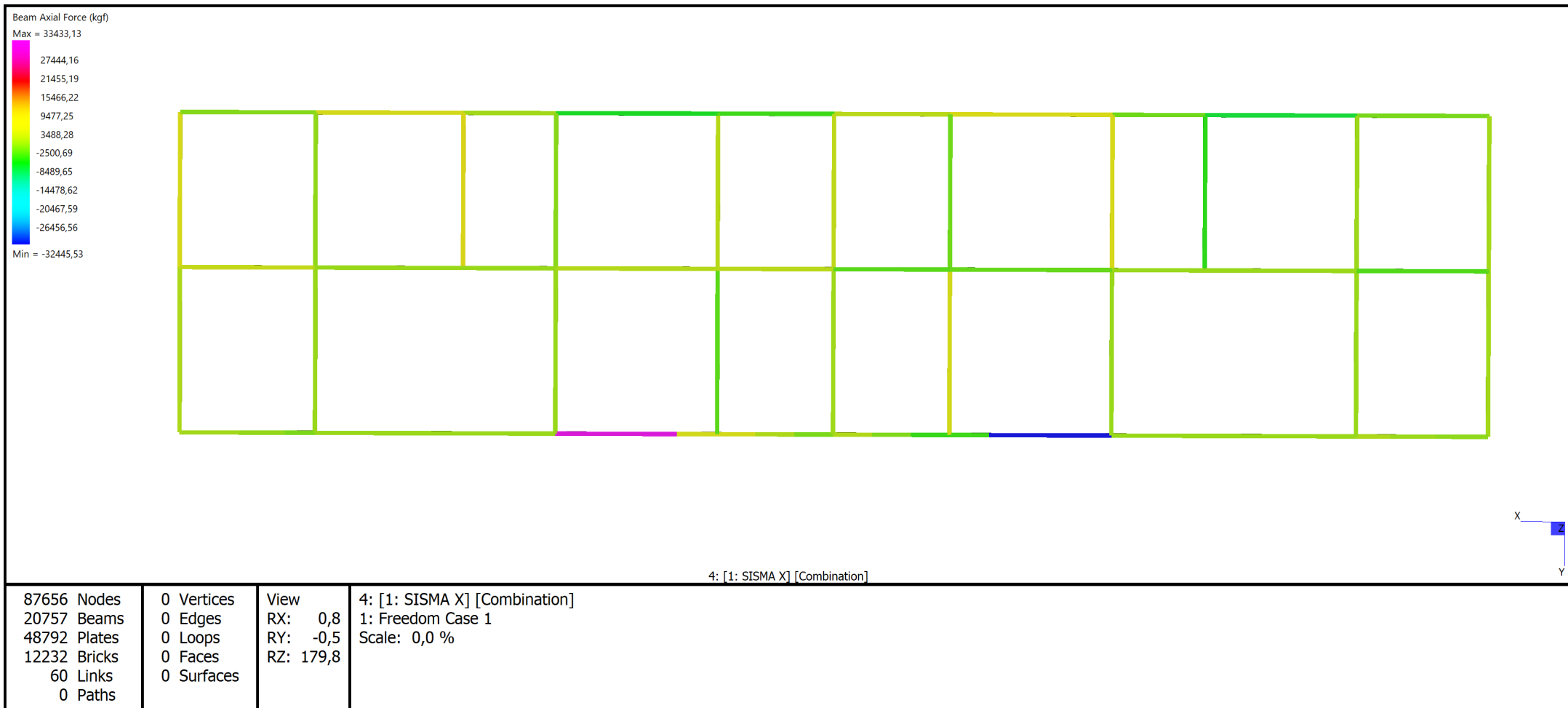
Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a $a_0$	
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a	
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a	
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c	
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	$a_0$	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": $a > 0,5 t_f$ $b/t_f < 30$ ; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		$a_0$	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

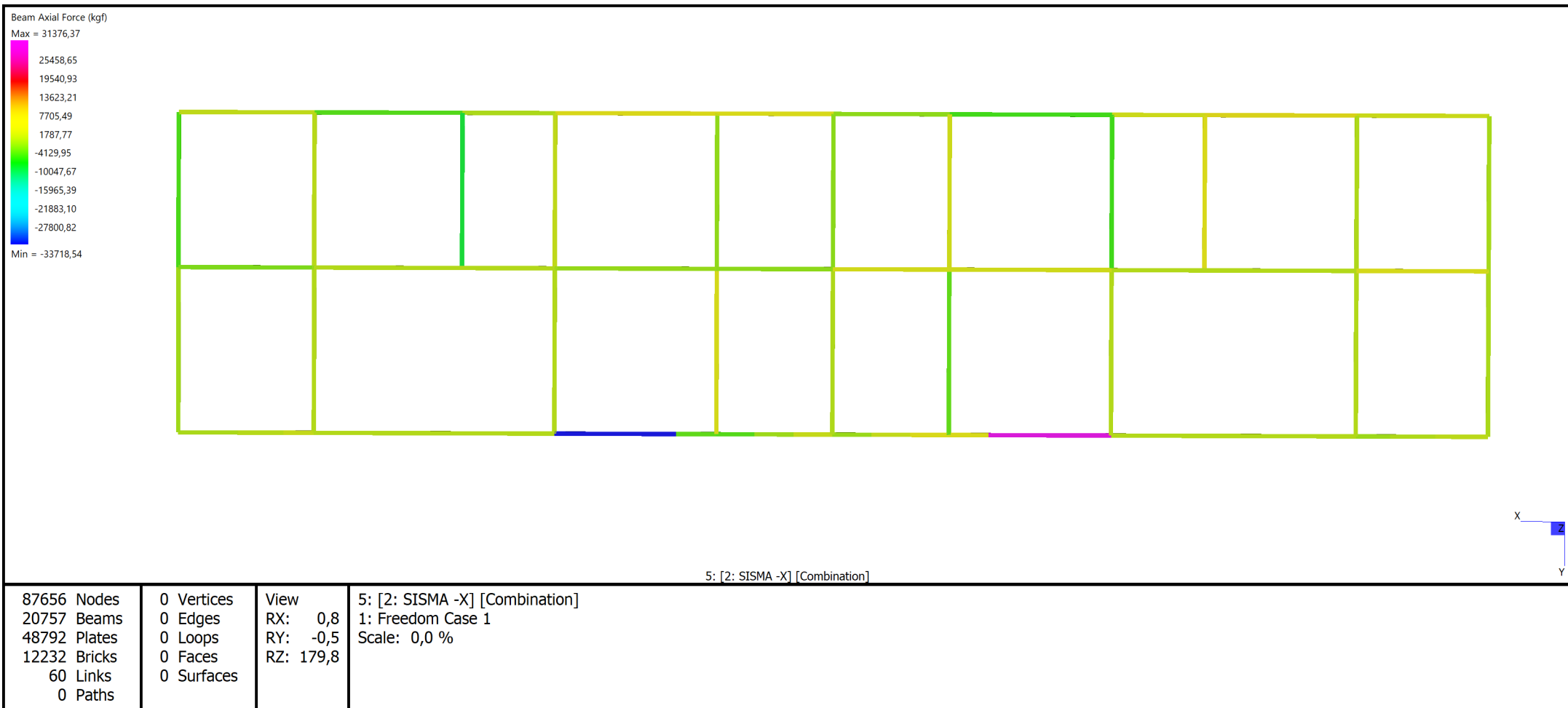
TABELLA RIASSUNTIVA

<b>VERIFICA</b>	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>c,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
ASSIALE	27.138,00	53.428,57	VERIFICATO
	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>M<sub>c,Rd</sub></b>	<b>dN*m</b>
FLESSIONE	0,00	741,19	VERIFICATO
	<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>V<sub>c,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
TAGLIO	0,00	-7.409,33	VERIFICATO
	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>M<sub>N,c,Rd</sub></b>	<b>daN*m</b>
FLESS+COMP+TAGLIO	0,00	372,01	VERIFICATO
	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>b,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
INSTABILITA'	27.138,00	40.129,60	VERIFICATO

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 140</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 6° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 140</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 6° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



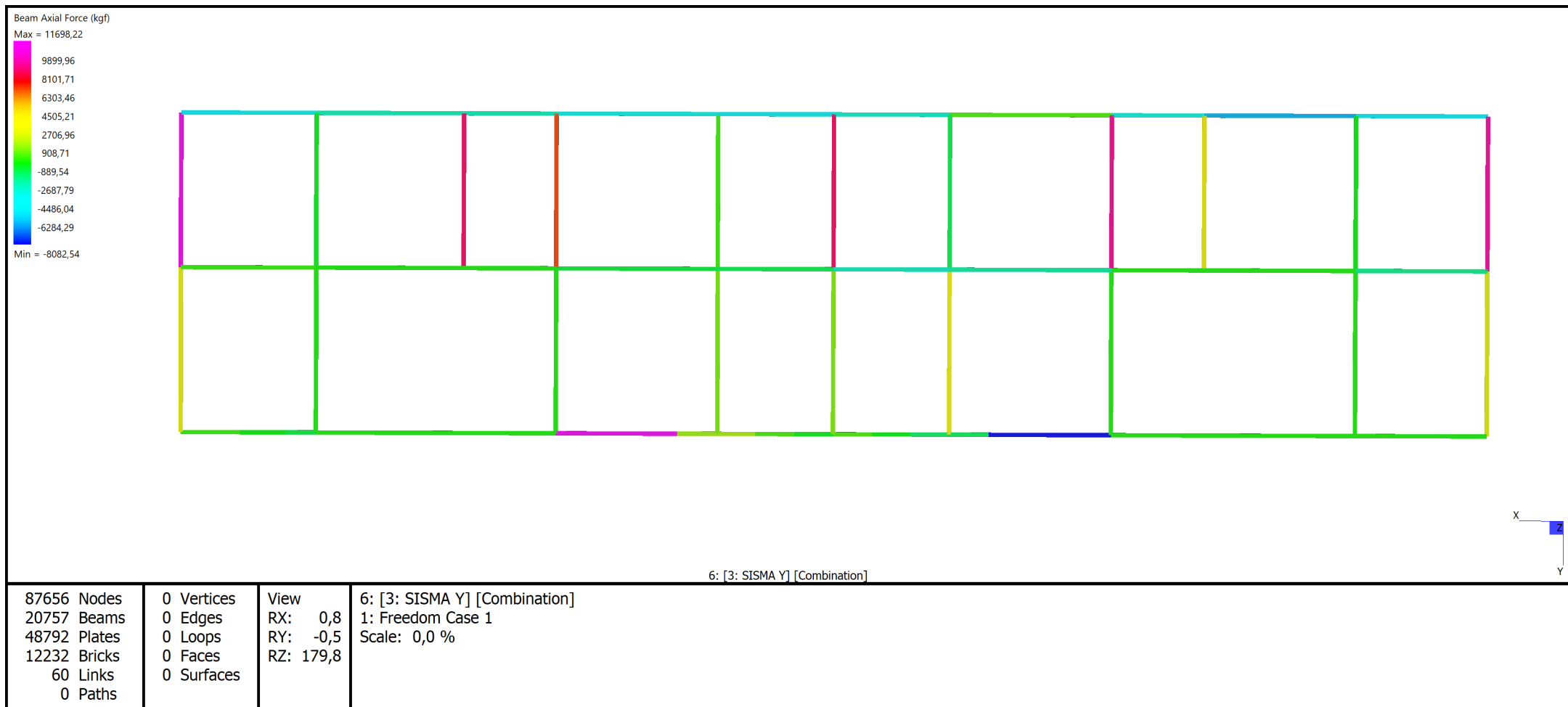
Straus7 R3.1.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:30 pm

Title: <b>AZIONE ASSIALE UPN 140</b>	
Project: <b>CONTROVENTO FALDA 6° SOLAIO</b>	
Author:	Reference:



Straus7 R3.1.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:31 pm

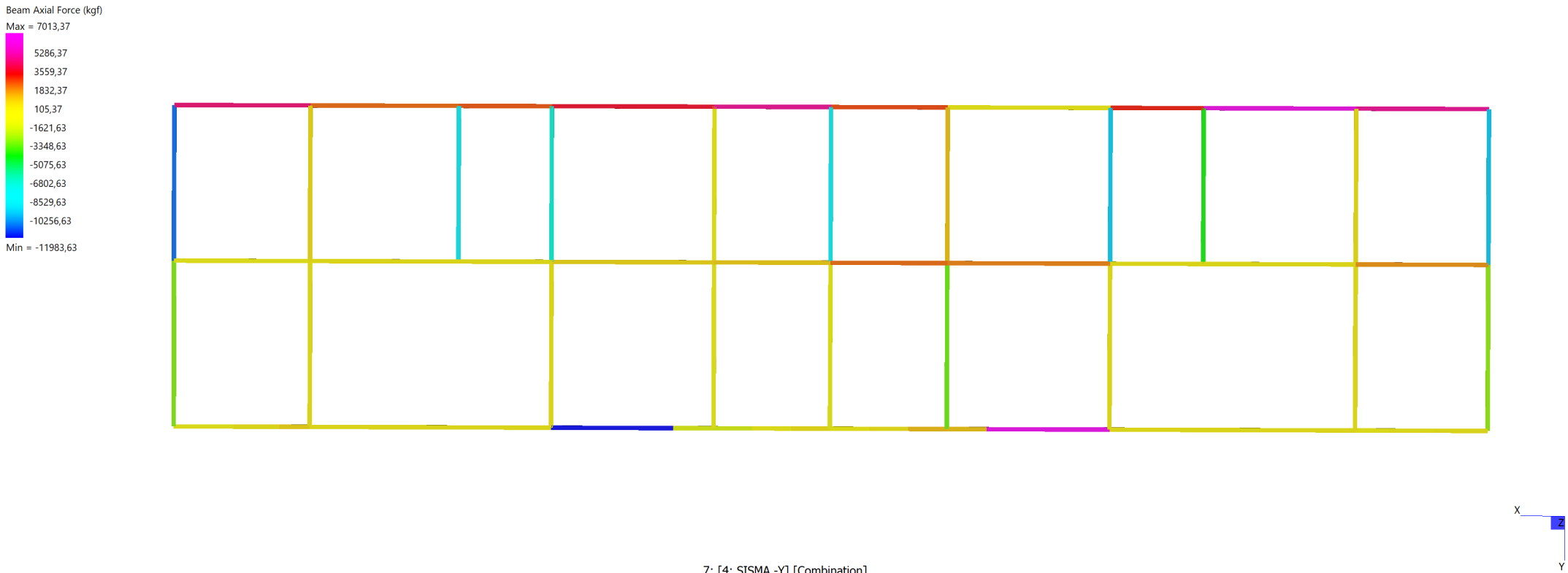


Title:  
**AZIONE ASSIALE UPN 140**

Project:  
**CONTROVENTO FALDA 6° SOLAIO**

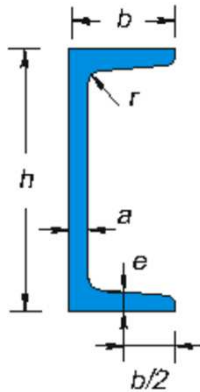
Author:

Reference:



87656 Nodes	0 Vertices	View	7: [4: SISMA -Y] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: 0,8	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: -0,5	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: 179,8	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

## UPN 140



$f_{yk}$	2.750,00	dN/cm <sup>2</sup>
$N_{Ed}$	33.718,00	daN
$M_{EdX}$	0,00	daN*m
$M_{EdY}$	0,00	daN*m
$V_{EdX}$	0,00	daN
$V_{EdY}$	0,00	daN
$l_0$	100,00	cm

fissaggio alle travi esistenti ramite  
tasselli chimici o meccanici Ø 12 mm

dimensioni principali					peso	area		
B	H	e	a	r	G	A		
mm	mm	mm	mm	mm	(Kg/m)	(cm2)		
140,00	60,00	7,00	10,00	10,00	16,00	20,40		
caratteristiche statiche				caratteristiche statiche				modulo y.
asse di riferimento y-y				asse di riferimento x-x				
Iy	Wy	Wpl, y	iy	Ix	Wx	Wpl, x	ix	E
cm4	cm3	cm3	cm	cm4	cm3	cm3	cm	dN/cm2
605,00	86,40	103,00	5,45	62,70	14,80	28,30	1,75	2.100.000

**Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità**

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

### 4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

$N_{Ed}$	33.718,00 dN
$N_{c,Rd}$	53.428,57 dN

VERIFIC/VERIFICATO

#### 4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } \quad [4.2.12]$$

in cui  $W_{pl}$  rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$M_{EdX}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	741,19 dN*m
$M_{EdY}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	2.697,62 dN*m

VERIFIC/VERIFICATO A FLESSIONE

#### 4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo,

$b$  è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

$h_w$  è l'altezza dell'anima,

$h$  è l'altezza delle sezioni cave,

$r$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

$t_f$  è lo spessore delle ali,

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

$V_{Ed}$	0,00 dN		
$V_{c,Rd}$	-7.409,33 dN	$A_v$	-4,90 cm <sup>2</sup>

VERIFIC/VERIFICATO A TAGLIO

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2 b t_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$

n	0,63
a	0,04
M <sub>N,c,Rd</sub>	278,90 dN*m

#### 4.2.4.1.2.6 Flessione e taglio

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

$\rho$	1,00	$f_{yk}$ RIDOTTO	0,00 dN/cm <sup>2</sup>
--------	------	------------------	-------------------------

#### 4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

##### 4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove  $\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

$N_{Ed}$	33.718,00 daN	$N_{cr}$	129.953,08 daN
$N_{b,Rd}$	40.129,60 daN	$\alpha$	0,49
$\phi$	0,83		
$\chi$	0,75		
$\bar{\lambda}$	0,66		

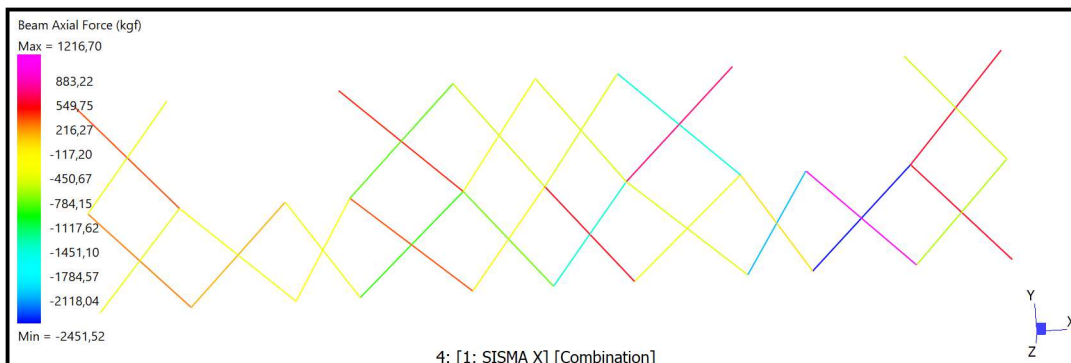
Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a $a_0$	
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a	
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a	
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c	
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	$a_0$	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ ; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		$a_0$	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

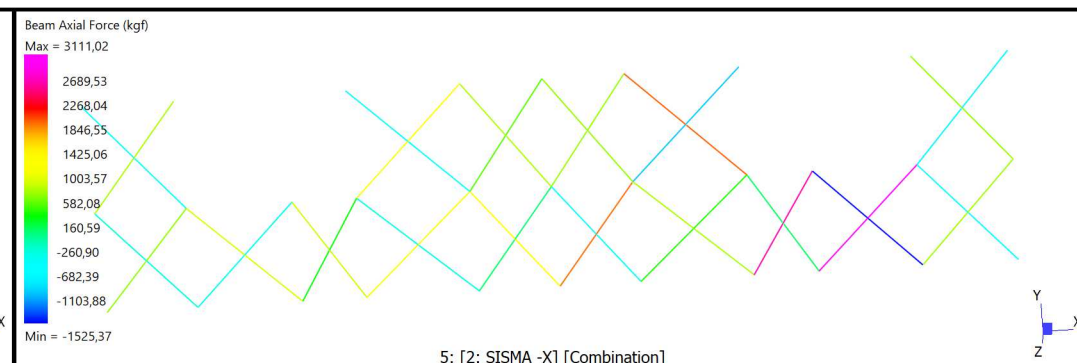
TABELLA RIASSUNTIVA

<b>VERIFICA</b>	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>c,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
ASSIALE	33.718,00	53.428,57	<b>VERIFICATO</b>
	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>M<sub>c,Rd</sub></b>	<b>dN*m</b>
FLESSIONE	0,00	741,19	<b>VERIFICATO</b>
	<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>V<sub>c,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
TAGLIO	0,00	-7.409,33	<b>VERIFICATO</b>
	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>M<sub>N,c,Rd</sub></b>	<b>daN*m</b>
FLESS+COMP+TAGLIO	0,00	278,90	<b>VERIFICATO</b>
	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>b,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
INSTABILITA'	33.718,00	40.129,60	<b>VERIFICATO</b>

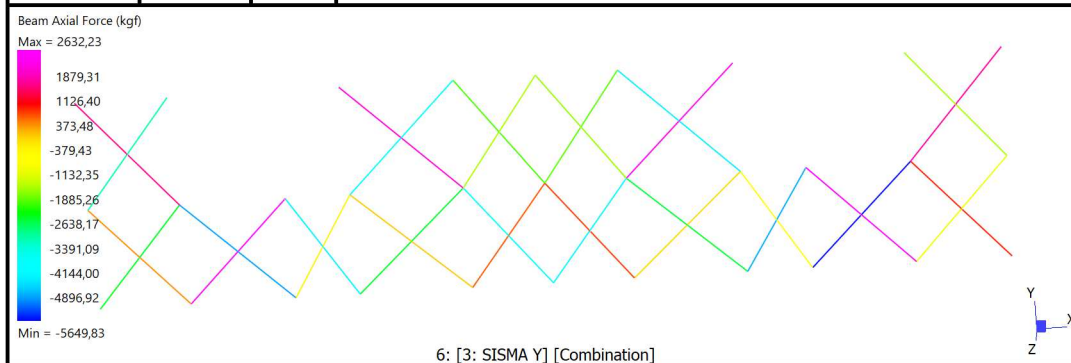
Title: <b>CONTROVENTI INTERNI 1° SOLAIO</b>	
Project: <b>Ø 20 S355</b>	
Author:	Reference:



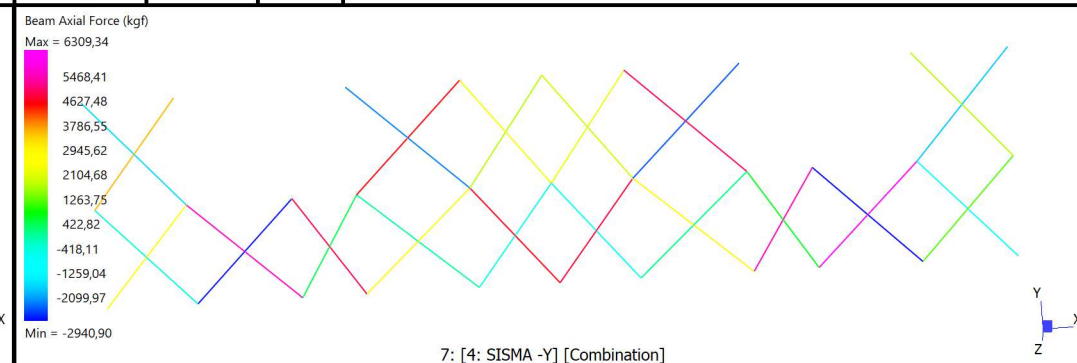
87656 Nodes	0 Vertices	View	4: [1: SISMA X] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: 23,1	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: -2,3	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: 4,7	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			



87656 Nodes	0 Vertices	View	5: [2: SISMA -X] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: 23,1	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: -2,3	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: 4,7	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			



87656 Nodes	0 Vertices	View	6: [3: SISMA Y] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: 23,1	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: -2,3	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: 4,7	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			



87656 Nodes	0 Vertices	View	7: [4: SISMA -Y] [Combination]
20757 Beams	0 Edges	RX: 23,1	1: Freedom Case 1
48792 Plates	0 Loops	RY: -2,3	Scale: 0,0 %
12232 Bricks	0 Faces	RZ: 4,7	
60 Links	0 Surfaces		
0 Paths			

Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

24 ottobre 2022 2:37 pm



## BARRA PIENA DIAMETRO 20mm

$f_{yk}$	3.550,00	dN/cm <sup>2</sup>
$N_{Ed}$	6.309,00	daN
$M_{EdX}$	0,00	daN*m
$M_{EdY}$	0,00	daN*m
$V_{EdX}$	0,00	daN
$V_{EdY}$	0,00	daN
$l_0$	100,00	cm

Ipotizzando corretto collegamento per impedire instabilità

dimensioni principali					peso	area		
B	A	s	s	Rint	G	A	Aanima	Aala
mm	mm	mm	mm	mm	(Kg/m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
20,00	20,00	20,00	20,00	1,30	0,87	3,14	4,00	4,00
caratteristiche statiche					caratteristiche statiche			
asse di riferimento y-y				asse di riferimento x-x				modulo y.
$I_y$	$W_y$	$W_{pl, y}$	$i_y$	$I_x$	$W_x$	$W_{pl, x}$	$i_x$	E
cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	daN/cm <sup>2</sup>
9,32	4,66	5,72	1,49	19,50	7,79	9,39	1,90	2.100.000

**Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrane e la stabilità**

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

### 4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$



N <sub>Ed</sub>	6.309,00 dN
N <sub>c,Rd</sub>	10.616,19 dN

VERIFIC/VERIFICATO

#### 4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto M<sub>Ed</sub> deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione M<sub>c,Rd</sub> si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione M<sub>c,Rd</sub> vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } [4.2.12]$$

in cui W<sub>pl</sub> rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

M <sub>EdX</sub>	0,00 dN*m	M <sub>c,Rd</sub>	317,47 dN*m
M <sub>EdY</sub>	0,00 dN*m	M <sub>c,Rd</sub>	193,39 dN*m

VERIFIC/VERIFICATO A FLESSIONE

#### 4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante V<sub>Ed</sub> deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio V<sub>c,Rd</sub> in assenza di torsione, vale

dove la resistenza di progetto a taglio V<sub>c,Rd</sub> in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove A<sub>v</sub> è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

A è l'area lorda della sezione del profilo,

b è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

h<sub>w</sub> è l'altezza dell'anima,

h è l'altezza delle sezioni cave,

r è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

t<sub>f</sub> è lo spessore delle ali,

t<sub>w</sub> è lo spessore dell'anima.

V <sub>Ed</sub>	0,00 dN		
V <sub>c,Rd</sub>	-663,68 dN	A <sub>v</sub>	-0,34 cm <sup>2</sup>

VERIFIC/VERIFICATO A TAGLIO

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2 b t_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$

n	0,59
a	-1,55
M <sub>N,c,Rd</sub>	72,61 dN*m

#### 4.2.4.1.2.6 Flessione e taglio

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

$\rho$	1,00	$f_{yk}$ RIDOTTO	0,00 dN/cm <sup>2</sup>
--------	------	------------------	-------------------------

#### 4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

##### 4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove  $\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

$N_{Ed}$	6.309,00 daN	$N_{cr}$	19.316,79 daN
$N_{b,Rd}$	7.298,54 daN	$\alpha$	0,49
$\phi$	0,93		
$\chi$	0,69		
$\bar{\lambda}$	0,76		

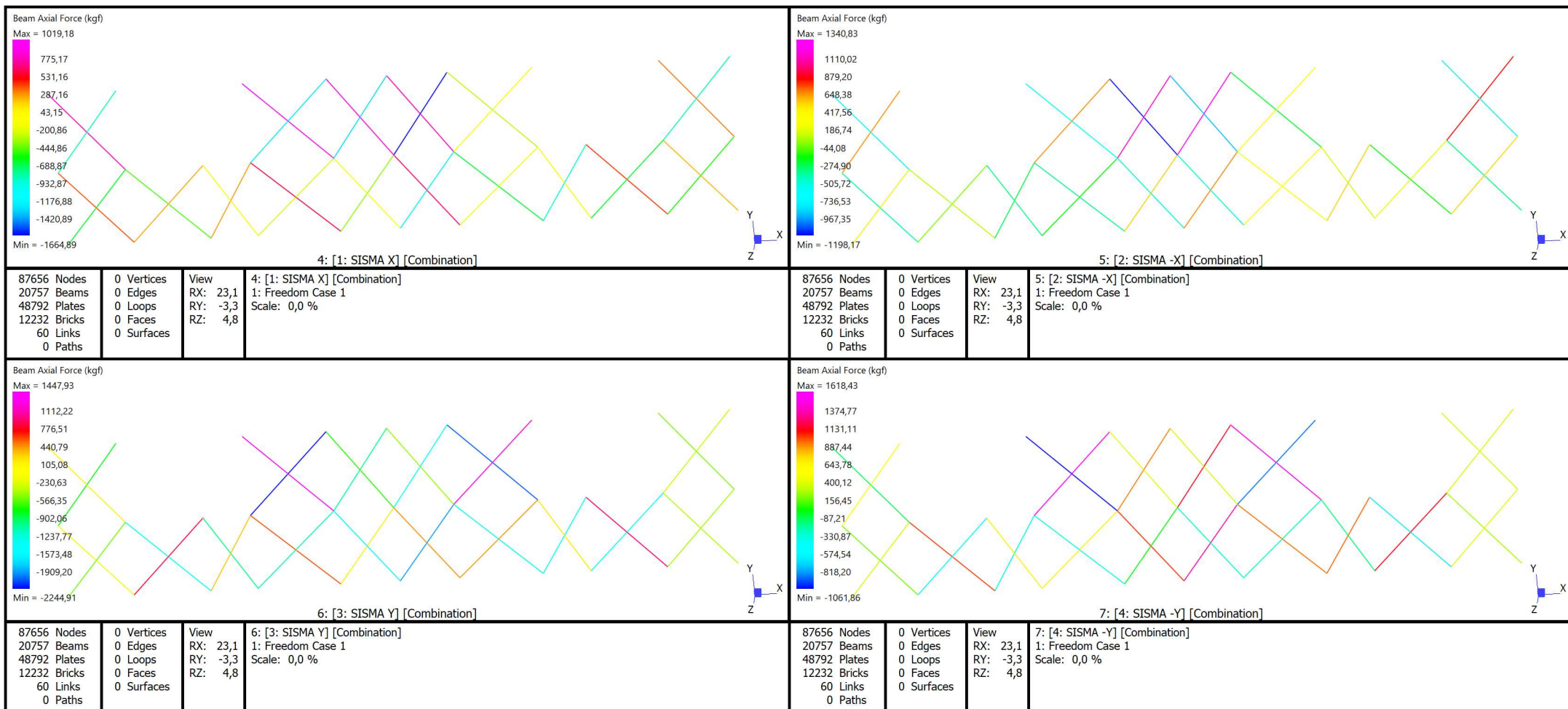
Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		h/b > 1,2	t_f ≤ 40 mm	y-y z-z	a a_0	
			40 mm < t_f ≤ 100 mm	y-y z-z	b a	
		h/b ≤ 1,2	t_f ≤ 100 mm	y-y z-z	b a	
			t_f > 100 mm	y-y z-z	d c	
Sezioni ad I saldate		t_f ≤ 40 mm	y-y z-z	b c	b c	
		t_f > 40 mm	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a_0	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": a > 0.5t_f; b/t_f < 30; h/t_w < 30	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		a_0	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

TABELLA RIASSUNTIVA

<b>VERIFICA</b>	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>c,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
ASSIALE	6.309,00	10.616,19	<b>VERIFICATO</b>
	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>M<sub>c,Rd</sub></b>	<b>dN*m</b>
FLESSIONE	0,00	317,47	<b>VERIFICATO</b>
	<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>V<sub>c,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
TAGLIO	0,00	-663,68	<b>VERIFICATO</b>
	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>M<sub>N,c,Rd</sub></b>	<b>daN*m</b>
FLESS+COMP+TAGLIO	0,00	72,61	<b>VERIFICATO</b>
	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>b,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
INSTABILITA'	6.309,00	7.298,54	<b>VERIFICATO</b>

Title: <b>CONTROVENTI INTERNI 2° SOLAIO</b>	
Project: <b>Ø 20 S355</b>	
Author:	Reference:



Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

24 ottobre 2022 2:42 pm

## BARRA PIENA DIAMETRO 20mm

$f_{yk}$	3.550,00	dN/cm <sup>2</sup>
$N_{Ed}$	2.244,00	daN
$M_{EdX}$	0,00	daN*m
$M_{EdY}$	0,00	daN*m
$V_{EdX}$	0,00	daN
$V_{EdY}$	0,00	daN
$l_0$	100,00	cm

Ipotizzando corretto collegamento per impedire instabilità

dimensioni principali					peso	area		
B	A	s	s	Rint	G	A	Aanima	Aala
mm	mm	mm	mm	mm	(Kg/m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
20,00	20,00	20,00	20,00	1,30	0,87	3,14	4,00	4,00
caratteristiche statiche					caratteristiche statiche			
asse di riferimento y-y				asse di riferimento x-x				modulo y.
$I_y$	$W_y$	$W_{pl, y}$	$i_y$	$I_x$	$W_x$	$W_{pl, x}$	$i_x$	E
cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	daN/cm <sup>2</sup>
9,32	4,66	5,72	1,49	19,50	7,79	9,39	1,90	2.100.000

**Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrane e la stabilità**

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

### 4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

$N_{Ed}$	2.244,00 dN
$N_{c,Rd}$	10.616,19 dN

VERIFIC/VERIFICATO

#### 4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } [4.2.12]$$

in cui  $W_{pl}$  rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$M_{EdX}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	317,47 dN*m
$M_{EdY}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	193,39 dN*m

VERIFIC/VERIFICATO A FLESSIONE

#### 4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo,

$b$  è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

$h_w$  è l'altezza dell'anima,

$h$  è l'altezza delle sezioni cave,

$r$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

$t_f$  è lo spessore delle ali,

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

$V_{Ed}$	0,00 dN		
$V_{c,Rd}$	-663,68 dN	$A_v$	-0,34 cm <sup>2</sup>

VERIFIC/VERIFICATO A TAGLIO

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2 b t_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$



n	0,21
a	-1,55
$M_{N,c,Rd}$	141,14 dN*m

#### 4.2.4.1.2.6 Flessione e taglio

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

$\rho$	1,00	$f_{yk}$ RIDOTTO	0,00 dN/cm <sup>2</sup>
--------	------	------------------	-------------------------

#### 4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

##### 4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove  $\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

$N_{Ed}$	2.244,00 daN	$N_{cr}$	19.316,79 daN
$N_{b,Rd}$	7.298,54 daN	$\alpha$	0,49
$\phi$	0,93		
$\chi$	0,69		
$\bar{\lambda}$	0,76		



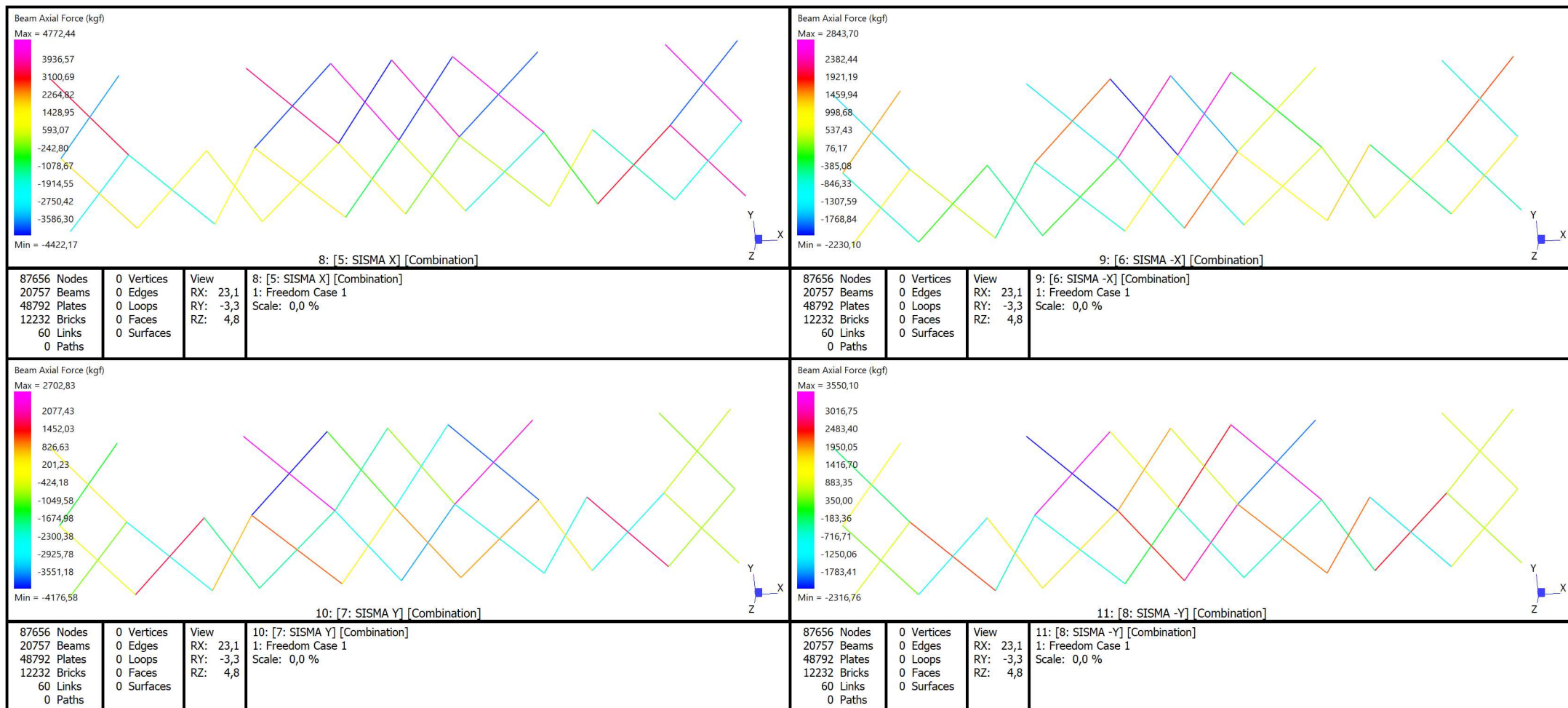
Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a $a_0$	
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a	
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a	
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c	
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	$a_0$	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": $a > 0,5 t_f$ $b/t_f < 30$ ; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		$a_0$	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

TABELLA RIASSUNTIVA

VERIFICA	$N_{Ed}$	$N_{c,Rd}$	daN
ASSIALE	2.244,00	10.616,19	VERIFICATO
	$M_{Ed}$	$M_{c,Rd}$	dN*m
FLESSIONE	0,00	317,47	VERIFICATO
	$V_{Ed}$	$V_{c,Rd}$	daN
TAGLIO	0,00	-663,68	VERIFICATO
	$M_{Ed}$	$M_{N,c,Rd}$	daN*m
FLESS+COMP+TAGLIO	0,00	141,14	VERIFICATO
	$N_{Ed}$	$N_{b,Rd}$	daN
INSTABILITA'	2.244,00	7.298,54	VERIFICATO

Title: <b>CONTROVENTI INTERNI 3° SOLAIO</b>	
Project: <b>Ø 20 S355</b>	
Author:	Reference:



Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

24 ottobre 2022 2:45 pm

## BARRA PIENA DIAMETRO 20mm

$f_{yk}$	3.550,00	dN/cm <sup>2</sup>
$N_{Ed}$	4.772,00	daN
$M_{EdX}$	0,00	daN*m
$M_{EdY}$	0,00	daN*m
$V_{EdX}$	0,00	daN
$V_{EdY}$	0,00	daN
$l_0$	100,00	cm

Ipotizzando corretto collegamento per impedire instabilità

dimensioni principali					peso	area		
B	A	s	s	Rint	G	A	Aanima	Aala
mm	mm	mm	mm	mm	(Kg/m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
20,00	20,00	20,00	20,00	1,30	0,87	3,14	4,00	4,00
caratteristiche statiche					caratteristiche statiche			
asse di riferimento y-y				asse di riferimento x-x				modulo y.
$I_y$	$W_y$	$W_{pl, y}$	$i_y$	$I_x$	$W_x$	$W_{pl, x}$	$i_x$	E
cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	daN/cm <sup>2</sup>
9,32	4,66	5,72	1,49	19,50	7,79	9,39	1,90	2.100.000

**Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrane e la stabilità**

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

### 4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

$N_{Ed}$	4.772,00 dN
$N_{c,Rd}$	10.616,19 dN

VERIFIC./VERIFICATO

#### 4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } \quad [4.2.12]$$

in cui  $W_{pl}$  rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$M_{EdX}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	317,47 dN*m
$M_{EdY}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	193,39 dN*m

VERIFIC./VERIFICATO A FLESSIONE

#### 4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo,

$b$  è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

$h_w$  è l'altezza dell'anima,

$h$  è l'altezza delle sezioni cave,

$r$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

$t_f$  è lo spessore delle ali,

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

$V_{Ed}$	0,00 dN		
$V_{c,Rd}$	-663,68 dN	$A_v$	-0,34 cm <sup>2</sup>

VERIFIC./VERIFICATO A TAGLIO

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2 b t_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$

n	0,45
a	-1,55
M <sub>N,c,Rd</sub>	98,52 dN*m

#### 4.2.4.1.2.6 Flessione e taglio

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

$\rho$	1,00	$f_{yk}$ RIDOTTO	0,00 dN/cm <sup>2</sup>
--------	------	------------------	-------------------------

#### 4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

##### 4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove  $\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

$N_{Ed}$	4.772,00 daN	$N_{cr}$	19.316,79 daN
$N_{b,Rd}$	7.298,54 daN	$\alpha$	0,49
$\phi$	0,93		
$\chi$	0,69		
$\bar{\lambda}$	0,76		



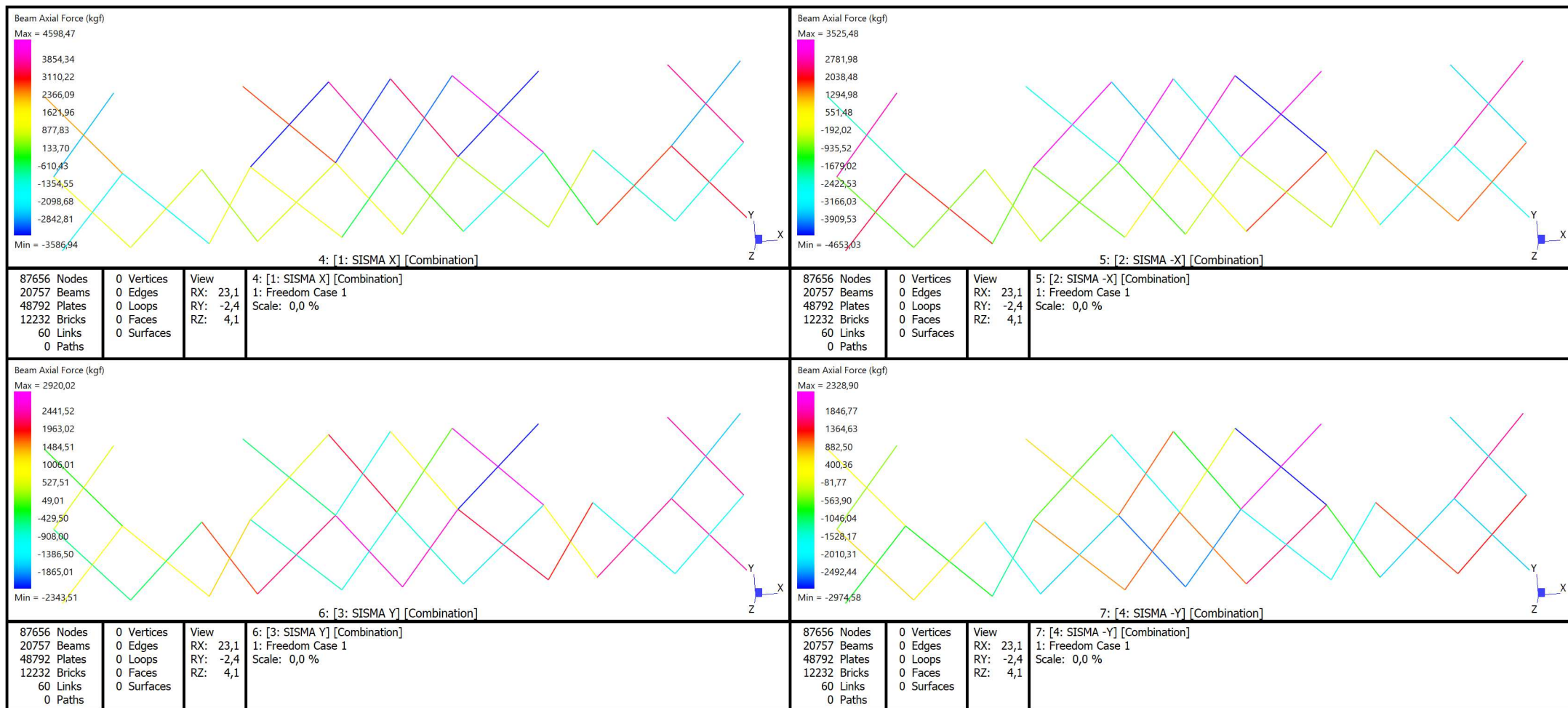
Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a <sub>0</sub>	
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a	
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a	
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c	
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a <sub>0</sub>	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": $a > 0,5 t_f$ $b/t_f < 30$ ; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

TABELLA RIASSUNTIVA

<b>VERIFICA</b>	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>c,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
ASSIALE	4.772,00	10.616,19	<b>VERIFICATO</b>
	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>M<sub>c,Rd</sub></b>	<b>dN*m</b>
FLESSIONE	0,00	317,47	<b>VERIFICATO</b>
	<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>V<sub>c,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
TAGLIO	0,00	-663,68	<b>VERIFICATO</b>
	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>M<sub>N,c,Rd</sub></b>	<b>daN*m</b>
FLESS+COMP+TAGLIO	0,00	98,52	<b>VERIFICATO</b>
	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>b,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
INSTABILITA'	4.772,00	7.298,54	<b>VERIFICATO</b>

Title: <b>CONTROVENTI INTERNI 4° SOLAIO</b>	
Project: <b>Ø 22 S355</b>	
Author:	Reference:



Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

24 ottobre 2022 2:56 pm



## BARRA PIENA DIAMETRO 22mm

$f_{yk}$	3.550,00	dN/cm <sup>2</sup>
$N_{Ed}$	4.772,00	daN
$M_{EdX}$	0,00	daN*m
$M_{EdY}$	0,00	daN*m
$V_{EdX}$	0,00	daN
$V_{EdY}$	0,00	daN
$l_0$	100,00	cm

Ipotizzando corretto collegamento per impedire instabilità

dimensioni principali					peso	area		
B	A	s	s	Rint	G	A	Aanima	Aala
mm	mm	mm	mm	mm	(Kg/m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
22,00	22,00	22,00	22,00	1,30	2,98	3,80	3,80	3,80
caratteristiche statiche					caratteristiche statiche			
asse di riferimento y-y				asse di riferimento x-x				modulo y.
$I_y$	$W_y$	$W_{pl, y}$	$i_y$	$I_x$	$W_x$	$W_{pl, x}$	$i_x$	E
cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	daN/cm <sup>2</sup>
9,32	4,66	5,72	1,49	19,50	7,79	9,39	1,90	2.100.000

**Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrane e la stabilità**

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

### 4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

$N_{Ed}$	4.772,00 dN
$N_{c,Rd}$	12.847,62 dN

VERIFIC/VERIFICATO

#### 4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } \quad [4.2.12]$$

in cui  $W_{pl}$  rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$M_{EdX}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	317,47 dN*m
$M_{EdY}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	193,39 dN*m

VERIFIC/VERIFICATO A FLESSIONE

#### 4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo,

$b$  è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

$h_w$  è l'altezza dell'anima,

$h$  è l'altezza delle sezioni cave,

$r$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

$t_f$  è lo spessore delle ali,

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

$V_{Ed}$	0,00 dN		
$V_{c,Rd}$	-913,53 dN	$A_v$	-0,47 cm <sup>2</sup>

VERIFIC/VERIFICATO A TAGLIO

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2 b t_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$

n	0,37
a	-1,55
M <sub>N,c,Rd</sub>	112,51 dN*m

#### 4.2.4.1.2.6 Flessione e taglio

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

$\rho$	1,00	$f_{yk}$ RIDOTTO	0,00 dN/cm <sup>2</sup>
--------	------	------------------	-------------------------

#### 4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

##### 4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove  $\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

$N_{Ed}$	4.772,00 daN	$N_{cr}$	19.316,79 daN
$N_{b,Rd}$	8.219,60 daN	$\alpha$	0,49
$\phi$	1,00		
$\chi$	0,64		
$\bar{\lambda}$	0,84		

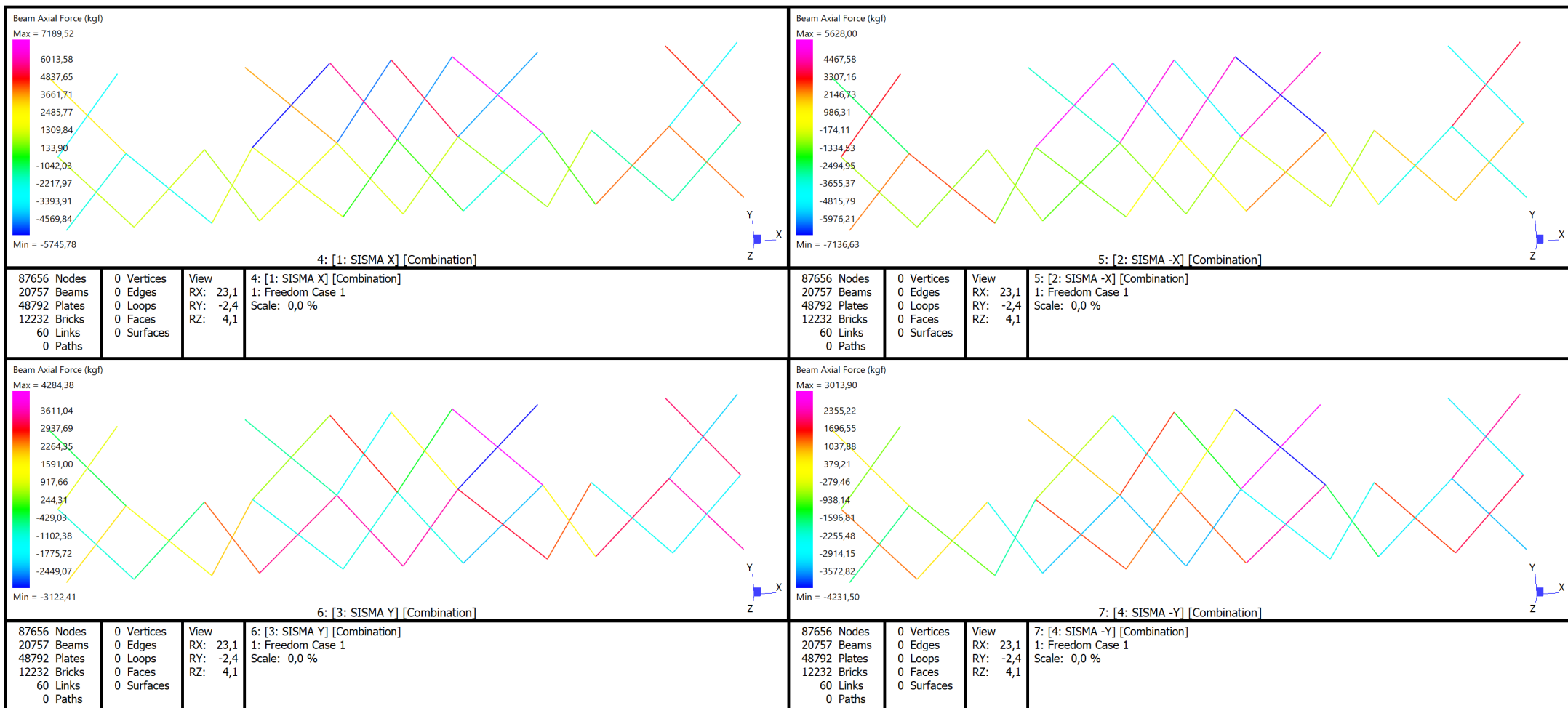
Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a <sub>0</sub>	
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a	
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a	
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c	
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a <sub>0</sub>	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ ; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

TABELLA RIASSUNTIVA

<b>VERIFICA</b>	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>c,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
ASSIALE	4.772,00	12.847,62	<b>VERIFICATO</b>
	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>M<sub>c,Rd</sub></b>	<b>dN*m</b>
FLESSIONE	0,00	317,47	<b>VERIFICATO</b>
	<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>V<sub>c,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
TAGLIO	0,00	-913,53	<b>VERIFICATO</b>
	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>M<sub>N,c,Rd</sub></b>	<b>daN*m</b>
FLESS+COMP+TAGLIO	0,00	112,51	<b>VERIFICATO</b>
	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>b,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
INSTABILITA'	4.772,00	8.219,60	<b>VERIFICATO</b>

Title: <b>CONTROVENTI INTERNI 4° SOLAIO</b>	
Project: <b>2 Ø 20 S355</b>	
Author:	Reference:



Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

24 ottobre 2022 3:02 pm

## BARRA PIENA DIAMETRO 20mm

$f_{yk}$	3.550,00	dN/cm <sup>2</sup>
$N_{Ed}$	7.189,00	daN
$M_{EdX}$	0,00	daN*m
$M_{EdY}$	0,00	daN*m
$V_{EdX}$	0,00	daN
$V_{EdY}$	0,00	daN
$l_0$	100,00	cm

Ipotizzando corretto collegamento per impedire instabilità

dimensioni principali					peso	area		
B	A	s	s	Rint	G	A	Aanima	Aala
mm	mm	mm	mm	mm	(Kg/m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
20,00	20,00	20,00	20,00	1,30	4,92	6,28	4,00	4,00
caratteristiche statiche					caratteristiche statiche			
asse di riferimento y-y				asse di riferimento x-x				modulo y.
$I_y$	$W_y$	$W_{pl, y}$	$i_y$	$I_x$	$W_x$	$W_{pl, x}$	$i_x$	E
cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	daN/cm <sup>2</sup>
19,60	9,20	11,20	1,49	19,50	9,20	11,20	1,90	2.100.000

**Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrane e la stabilità**

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

### 4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

$N_{Ed}$	7.189,00 dN
$N_{c,Rd}$	21.232,38 dN

VERIFIC/VERIFICATO

#### 4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } \quad [4.2.12]$$

in cui  $W_{pl}$  rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$M_{EdX}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	378,67 dN*m
$M_{EdY}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	378,67 dN*m

VERIFIC/VERIFICATO A FLESSIONE

#### 4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo,

$b$  è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

$h_w$  è l'altezza dell'anima,

$h$  è l'altezza delle sezioni cave,

$r$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

$t_f$  è lo spessore delle ali,

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

$V_{Ed}$	0,00 dN		
$V_{c,Rd}$	5.465,58 dN	$A_v$	2,80 cm <sup>2</sup>

VERIFIC/VERIFICATO A TAGLIO

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2 b t_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$



n	0,34
a	-0,27
M <sub>N,c,Rd</sub>	220,29 dN*m

#### 4.2.4.1.2.6 Flessione e taglio

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

$\rho$	1,00	$f_{yk}$ RIDOTTO	0,00 dN/cm <sup>2</sup>
--------	------	------------------	-------------------------

#### 4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

##### 4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove  $\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

$N_{Ed}$	7.189,00 daN	$N_{cr}$	40.416,03 daN
$N_{b,Rd}$	14.822,35 daN	$\alpha$	0,49
$\phi$	0,91		
$\chi$	0,70		
$\bar{\lambda}$	0,74		

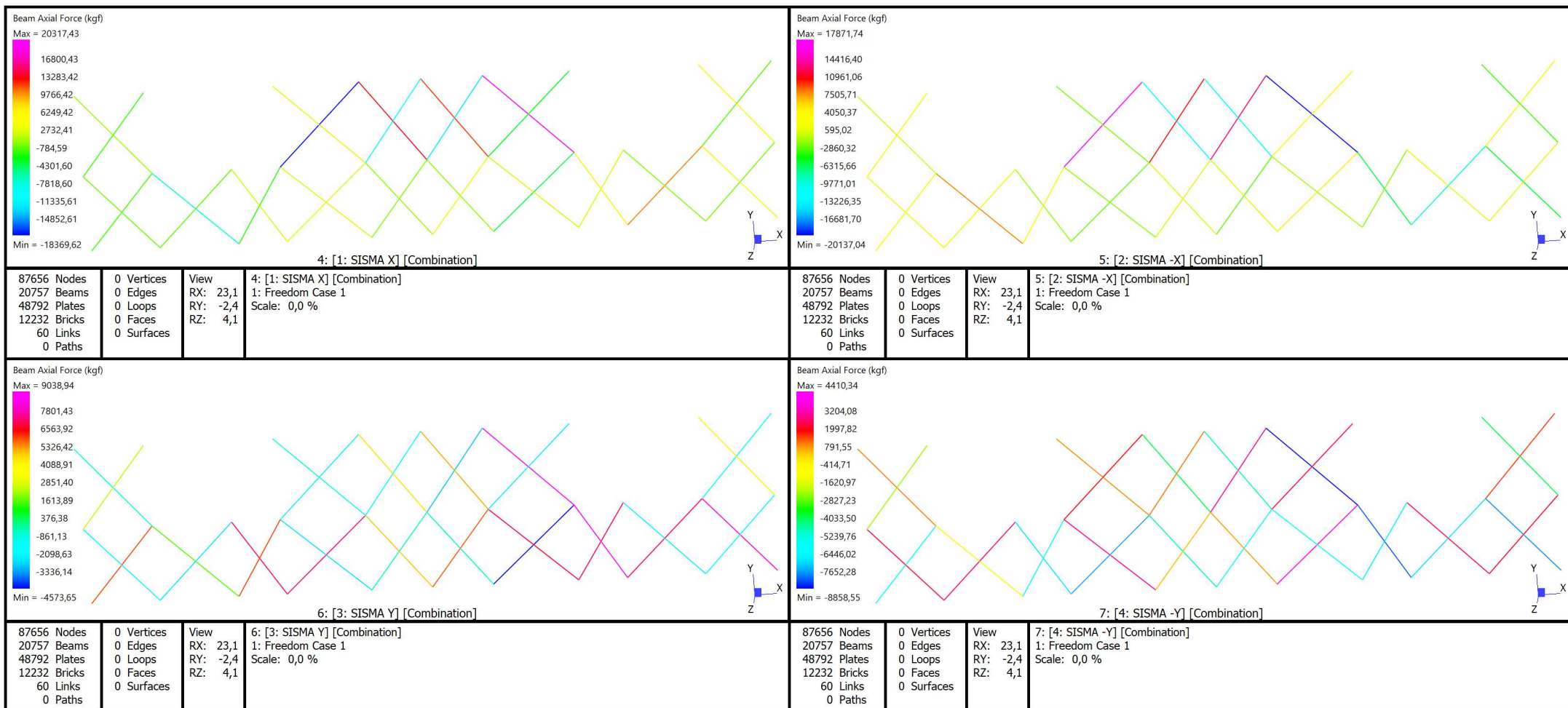
Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		h/b > 1,2	t_f ≤ 40 mm	y-y z-z	a a_0	
			40 mm < t_f ≤ 100 mm	y-y z-z	b a	
		h/b ≤ 1,2	t_f ≤ 100 mm	y-y z-z	b a	
			t_f > 100 mm	y-y z-z	d c	
Sezioni ad I saldate		t_f ≤ 40 mm	y-y z-z	b c	b c	
		t_f > 40 mm	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a_0	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": a > 0.5t_f b/t_f < 30; h/t_w < 30	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		a_0	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

TABELLA RIASSUNTIVA

<b>VERIFICA</b>	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>c,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
ASSIALE	7.189,00	21.232,38	<b>VERIFICATO</b>
	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>M<sub>c,Rd</sub></b>	<b>dN*m</b>
FLESSIONE	0,00	378,67	<b>VERIFICATO</b>
	<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>V<sub>c,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
TAGLIO	0,00	5.465,58	<b>VERIFICATO</b>
	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>M<sub>N,c,Rd</sub></b>	<b>daN*m</b>
FLESS+COMP+TAGLIO	0,00	220,29	<b>VERIFICATO</b>
	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>b,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
INSTABILITA'	7.189,00	14.822,35	<b>VERIFICATO</b>

Title: <b>CONTROVENTI INTERNI 4° SOLAIO</b>	
Project: <b>4 Ø 22 S355</b>	
Author:	Reference:



Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

24 ottobre 2022 3:07 pm

## BARRA PIENA DIAMETRO 4 Ø22mm

$f_{yk}$	3.550,00	dN/cm <sup>2</sup>
$N_{Ed}$	20.137,00	daN
$M_{EdX}$	0,00	daN*m
$M_{EdY}$	0,00	daN*m
$V_{EdX}$	0,00	daN
$V_{EdY}$	0,00	daN
$l_0$	100,00	cm

Ipotizzando corretto collegamento per impedire instabilità

dimensioni principali					peso	area		
B	A	s	s	Rint	G	A	Aanima	Aala
mm	mm	mm	mm	mm	(Kg/m)	(cm²)	(cm²)	(cm²)
22,00	22,00	22,00	22,00	1,30	11,92	15,19	19,00	7,60
caratteristiche statiche				caratteristiche statiche				modulo y.
asse di riferimento y-y				asse di riferimento x-x				
Iy	Wy	Wpl, y	iy	Ix	Wx	Wpl, x	ix	E
cm⁴	cm³	cm³	cm	cm⁴	cm³	cm³	cm	daN/cm²
20,00	9,20	11,50	1,49	20,00	9,20	11,50	1,90	2.100.000

**Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrane e la stabilità**

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

### 4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

N <sub>Ed</sub>	20.137,00 dN
N <sub>c,Rd</sub>	51.356,67 dN

VERIFIC./VERIFICATO

#### 4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto M<sub>Ed</sub> deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione M<sub>c,Rd</sub> si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione M<sub>c,Rd</sub> vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } \quad [4.2.12]$$

in cui W<sub>pl</sub> rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

M <sub>EdX</sub>	0,00 dN*m	M <sub>c,Rd</sub>	388,81 dN*m
M <sub>EdY</sub>	0,00 dN*m	M <sub>c,Rd</sub>	388,81 dN*m

VERIFIC./VERIFICATO A FLESSIONE

#### 4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante V<sub>Ed</sub> deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio V<sub>c,Rd</sub> in assenza di torsione, vale

dove la resistenza di progetto a taglio V<sub>c,Rd</sub> in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove A<sub>v</sub> è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

A è l'area lorda della sezione del profilo,

b è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

h<sub>w</sub> è l'altezza dell'anima,

h è l'altezza delle sezioni cave,

r è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

t<sub>f</sub> è lo spessore delle ali,

t<sub>w</sub> è lo spessore dell'anima.

V <sub>Ed</sub>	0,00 dN		
V <sub>c,Rd</sub>	21.319,68 dN	A <sub>v</sub>	10,92 cm <sup>2</sup>

VERIFIC./VERIFICATO A TAGLIO

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2 b t_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$

n	0,39
a	0,36
M <sub>N,c,Rd</sub>	288,72 dN*m

#### 4.2.4.1.2.6 Flessione e taglio

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

$\rho$	1,00	$f_{yk}$ RIDOTTO	0,00 dN/cm <sup>2</sup>
--------	------	------------------	-------------------------

#### 4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

##### 4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove  $\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

$N_{Ed}$	20.137,00 daN	$N_{cr}$	41.452,34 daN
$N_{b,Rd}$	23.783,94 daN	$\alpha$	0,49
$\phi$	1,38		
$\chi$	0,46		
$\bar{\lambda}$	1,14		



Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

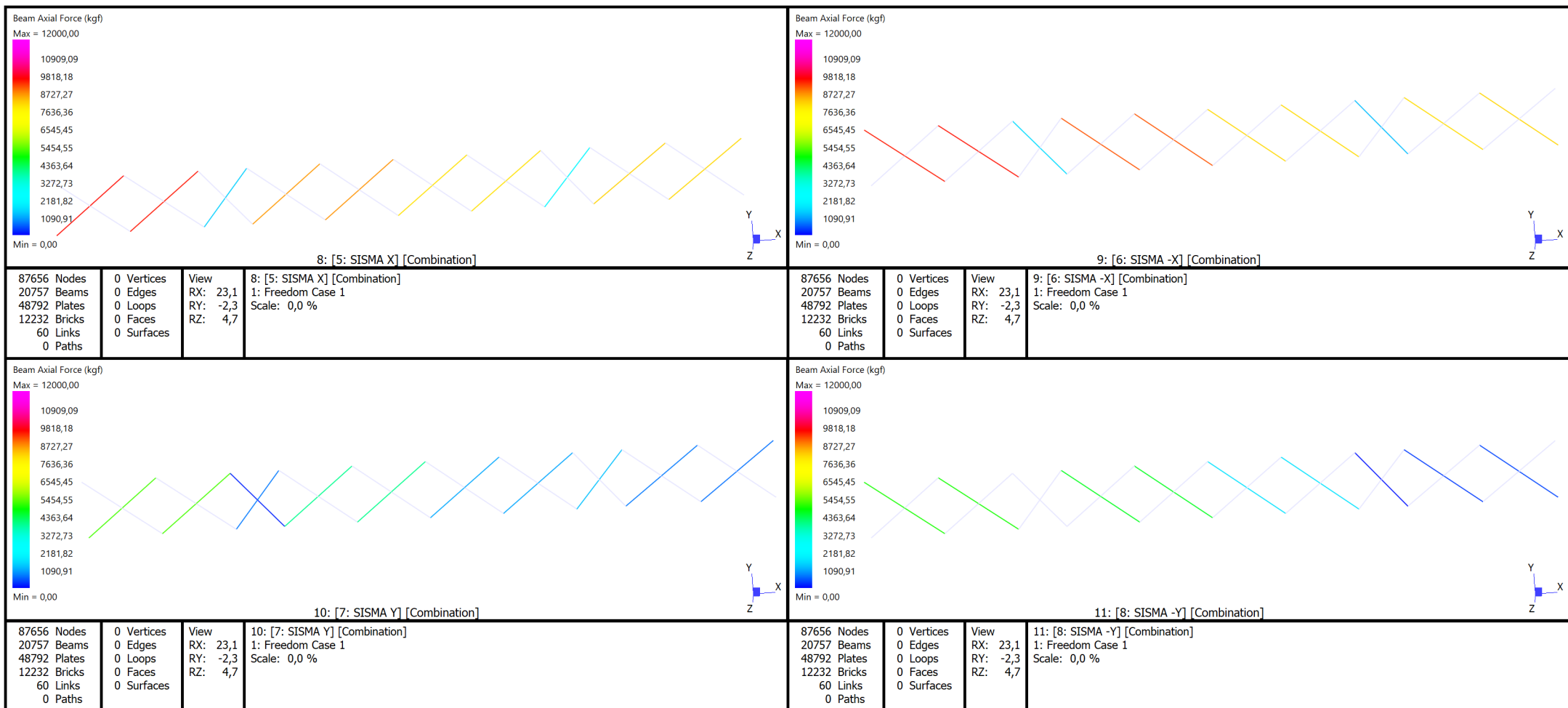
Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a <sub>0</sub>	
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a	
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a	
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c	
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a <sub>0</sub>	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ ; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

TABELLA RIASSUNTIVA

<b>VERIFICA</b>	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>c,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
ASSIALE	20.137,00	51.356,67	<b>VERIFICATO</b>
	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>M<sub>c,Rd</sub></b>	<b>dN*m</b>
FLESSIONE	0,00	388,81	<b>VERIFICATO</b>
	<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>V<sub>c,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
TAGLIO	0,00	21.319,68	<b>VERIFICATO</b>
	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>M<sub>N,c,Rd</sub></b>	<b>daN*m</b>
FLESS+COMP+TAGLIO	0,00	288,72	<b>VERIFICATO</b>
	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>b,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
INSTABILITA'	20.137,00	23.783,94	<b>VERIFICATO</b>



Title: <b>CONTROVENTO VENTI DI FALDA ESTERNI AZIONE ASSIALE ELEMENTI TESI</b>	
Project: <b>PIATTO 100x10mm</b>	
Author:	Reference:



Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

24 ottobre 2022 2:23 pm

## PIATTO 100x10

$f_{yk}$	2.750,00	dN/cm <sup>2</sup>
$N_{Ed}$	9.564,00	daN
$M_{EdX}$	0,00	daN*m
$M_{EdY}$	0,00	daN*m
$V_{EdX}$	0,00	daN
$V_{EdY}$	0,00	daN
$l_0$	1,00	cm

SOLO ELEMNTI TESI

dimensioni principali					peso	area		
B	A	s	s	Rint	G	A	Aanima	Aala
mm	mm	mm	mm	mm	(Kg/m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
100,00	0,00	10,00	20,00	1,30	3,30	10,00	20,00	0,00
caratteristiche statiche					caratteristiche statiche			
asse di riferimento y-y				asse di riferimento x-x				modulo y.
$I_y$	$W_y$	$W_{pl, y}$	$i_y$	$I_x$	$W_x$	$W_{pl, x}$	$i_x$	E
cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	daN/cm <sup>2</sup>
9,32	4,66	5,72	1,49	19,50	7,79	9,39	1,90	2.100.000

**Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrane e la stabilità**

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

### 4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

$N_{Ed}$	9.564,00 dN
$N_{c,Rd}$	26.190,48 dN

VERIFIC/VERIFICATO

#### 4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } [4.2.12]$$

in cui  $W_{pl}$  rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$M_{EdX}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	245,93 dN*m
$M_{EdY}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	149,81 dN*m

VERIFIC/VERIFICATO A FLESSIONE

#### 4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo,

$b$  è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

$h_w$  è l'altezza dell'anima,

$h$  è l'altezza delle sezioni cave,

$r$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

$t_f$  è lo spessore delle ali,

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

$V_{Ed}$	0,00 dN		
$V_{c,Rd}$	-41.552,72 dN	$A_v$	-27,48 cm <sup>2</sup>

VERIFIC/VERIFICATO A TAGLIO

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$

n	0,37
a	-1,00
M <sub>N,c,Rd</sub>	104,08 dN*m

#### 4.2.4.1.2.6 Flessione e taglio

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

$\rho$	1,00	$f_{yk}$ RIDOTTO	0,00 dN/cm <sup>2</sup>
--------	------	------------------	-------------------------

#### 4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

##### 4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove  $\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

$N_{Ed}$	9.564,00 daN	$N_{cr}$	193.167.897,34 daN
$N_{b,Rd}$	26.190,48 daN	$\alpha$	0,49
$\phi$	0,45		
$\chi$	1,10		
$\bar{\lambda}$	0,01		

Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

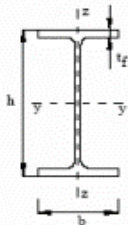
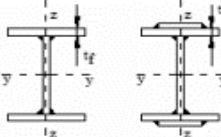

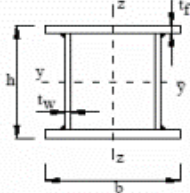
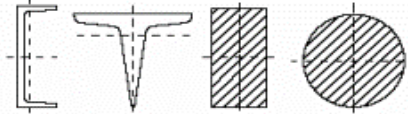

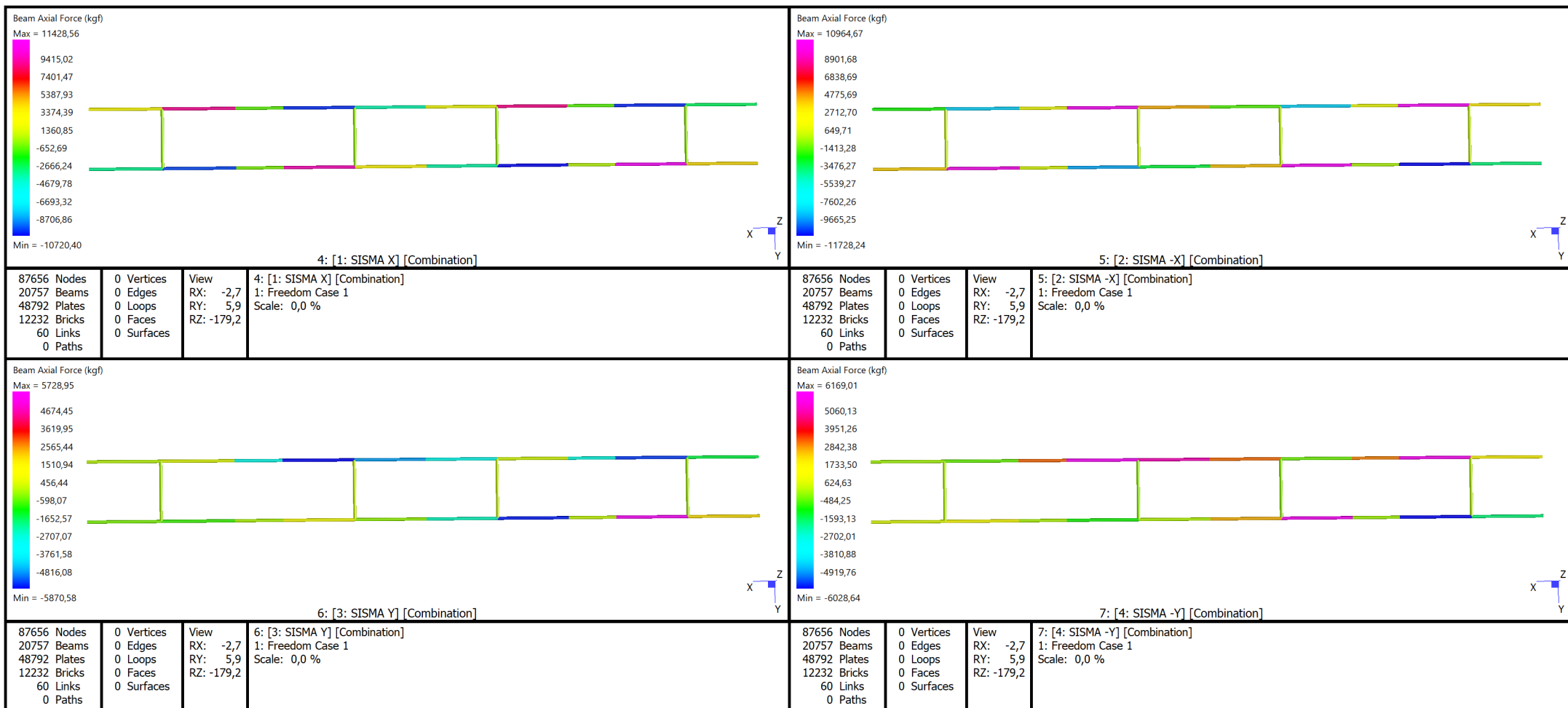
Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b	a <sub>0</sub> a <sub>0</sub>
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a	
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c	
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a <sub>0</sub>	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ ; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

TABELLA RIASSUNTIVA

VERIFICA	$N_{Ed}$	$N_{c,Rd}$	daN
ASSIALE	9.564,00	26.190,48	VERIFICATO
	$M_{Ed}$	$M_{c,Rd}$	dN*m
FLESSIONE	0,00	245,93	VERIFICATO
	$V_{Ed}$	$V_{c,Rd}$	daN
TAGLIO	0,00	-41.552,72	VERIFICATO
	$M_{Ed}$	$M_{N,c,Rd}$	daN*m
FLESS+COMP+TAGLIO	0,00	104,08	VERIFICATO
	$N_{Ed}$	$N_{b,Rd}$	daN
INSTABILITA'	9.564,00	26.190,48	VERIFICATO

Title: <b>AZIONE ASSIALE TUBOLARI</b>	
Project: <b>CONTROVENTO ORIZZONTALE ESTERNO</b>	
Author:	Reference:



Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:46 pm



## TUBOLARE Ø200 # 10mm

$f_{yk}$	2.750,00	dN/cm <sup>2</sup>
$N_{Ed}$	11.729,00	daN
$M_{EdX}$	0,00	daN*m
$M_{EdY}$	0,00	daN*m
$V_{EdX}$	0,00	daN
$V_{EdY}$	0,00	daN
$l_0$	870,00	cm

dimensioni principali					peso	area		
B	A	s	s	Rint	G	A	Aanima	Aala
mm	mm	mm	mm	mm	(Kg/m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
200,00	200,00	10,00	10,00	1,30	46,90	59,70	20,00	20,00
caratteristiche statiche					caratteristiche statiche			
asse di riferimento y-y				asse di riferimento x-x				modulo y.
$I_y$	$W_y$	$W_{pl, y}$	$i_y$	$I_x$	$W_x$	$W_{pl, x}$	$i_x$	E
cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	daN/cm <sup>2</sup>
2.701,00	270,00	361,00	6,70	2.701,00	270,00	361,00	6,70	2.100.000

**Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità**

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

### 4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

$N_{Ed}$	11.729,00 dN
$N_{c,Rd}$	156.357,14 dN

VERIFIC/VERIFICATO

#### 4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } \quad [4.2.12]$$

in cui  $W_{pl}$  rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$M_{EdX}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	9.454,76 dN*m
$M_{EdY}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	9.454,76 dN*m

VERIFIC/VERIFICATO A FLESSIONE

#### 4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo,

$b$  è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

$h_w$  è l'altezza dell'anima,

$h$  è l'altezza delle sezioni cave,

$r$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

$t_f$  è lo spessore delle ali,

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

$V_{Ed}$	0,00 dN		
$V_{c,Rd}$	31.693,78 dN	$A_v$	20,96 cm <sup>2</sup>

VERIFIC/VERIFICATO A TAGLIO

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2 b t_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$

n	0,08
a	0,33
M <sub>N,c,Rd</sub>	10.473,57 dN*m

#### 4.2.4.1.2.6 Flessione e taglio

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

$\rho$	1,00	$f_{yk}$ RIDOTTO	0,00 dN/cm <sup>2</sup>
--------	------	------------------	-------------------------

#### 4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

##### 4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove  $\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

$N_{Ed}$	11.729,00 daN	$N_{cr}$	73.961,40 daN
$N_{b,Rd}$	49.696,13 daN	$\alpha$	0,49
$\phi$	1,93		
$\chi$	0,32		
$\bar{\lambda}$	1,49		

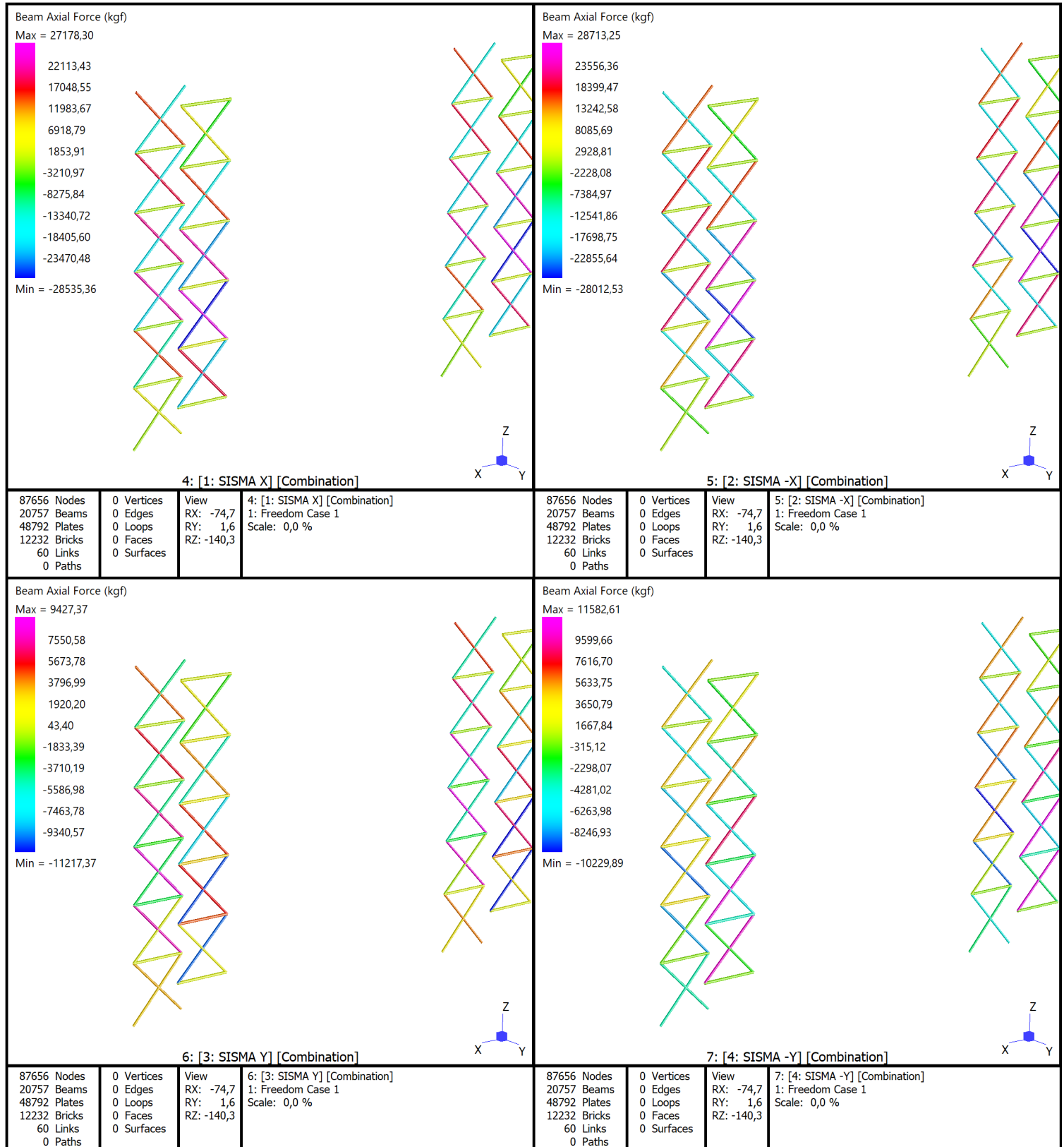
Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a <sub>0</sub>	
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a	
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a	
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c	
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a <sub>0</sub>	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ ; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

TABELLA RIASSUNTIVA

<b>VERIFICA</b>	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>c,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
ASSIALE	11.729,00	156.357,14	<b>VERIFICATO</b>
	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>M<sub>c,Rd</sub></b>	<b>dN*m</b>
FLESSIONE	0,00	9.454,76	<b>VERIFICATO</b>
	<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>V<sub>c,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
TAGLIO	0,00	31.693,78	<b>VERIFICATO</b>
	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>M<sub>N,c,Rd</sub></b>	<b>daN*m</b>
FLESS+COMP+TAGLIO	0,00	9.454,76	<b>VERIFICATO</b>
	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>b,Rd</sub></b>	<b>daN</b>
INSTABILITA'	11.729,00	49.696,13	<b>VERIFICATO</b>

Title: <b>AZIONE ASSIALE TUBOLARI</b>	
Project: <b>CONTROVENTI VERTICALI ESTERNI</b>	
Author:	Reference:



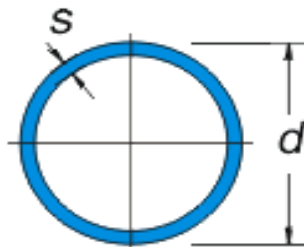
Straus7 R3.1.1 [Licenced to:ING. BOCCHI GIANPIETRO - BS]

Model file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.st7

Result file: Z:\MODELLI\353\_22\_PALAZZINA MONTICHIARI CONTROVENTI DI PIANO ESTERNI\_fondazioni.LSA

21 ottobre 2022 5:43 pm

## TUBOLARE TONDO 150X5



$f_{yk}$	2.750,00	daN/cm <sup>2</sup>
$N_{Ed}$	28.713,00	daN
$M_{EdX}$	0,00	daN*m
$M_{EdY}$	0,00	daN*m
$V_{EdX}$	0,00	daN
$V_{EdY}$	0,00	daN
$l_0$	430,00	cm

dimensioni principali					peso	area			
d	d	s	s		G	A			
mm	mm	mm	mm		(Kg/m)	(cm²)			
150,00	150,00	5,00	5,00		17,90	22,80			
caratteristiche statiche				caratteristiche statiche				modulo y.	
asse di riferimento y-y				asse di riferimento x-x					
Iy	Wy	Wpl, y	iy	Ix	Wx	Wpl, x	ix	E	
cm⁴	cm³	cm³	cm	cm⁴	cm³	cm³	cm	dN/cm²	
599,00	79,90	105,00	5,13	599,00	79,90	105,00	5,13	2.100.000	

**Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità**

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

### 4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$



$N_{Ed}$	28.713,00 dN
$N_{c,Rd}$	59.714,29 dN

VERIFIC./VERIFICATO

#### 4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } \quad [4.2.12]$$

in cui  $W_{pl}$  rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$M_{EdX}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	2.750,00 dN*m
$M_{EdY}$	0,00 dN*m	$M_{c,Rd}$	2.750,00 dN*m

VERIFIC./VERIFICATO A FLESSIONE

#### 4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo,

$b$  è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

$h_w$  è l'altezza dell'anima,

$h$  è l'altezza delle sezioni cave,

$r$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

$t_f$  è lo spessore delle ali,

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

$V_{Ed}$	0,00 dN		
$V_{c,Rd}$	12.172,47 dN	$A_v$	8,05 cm <sup>2</sup>

VERIFIC./VERIFICATO A TAGLIO

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2 b t_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$



n	0,48
a	0,34
M <sub>N,c,Rd</sub>	1.722,29 dN*m

#### 4.2.4.1.2.6 Flessione e taglio

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

$\rho$	1,00	$f_{yk}$ RIDOTTO	0,00 dN/cm <sup>2</sup>
--------	------	------------------	-------------------------

#### 4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

##### 4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove  $\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

$N_{Ed}$	28.713,00 daN	$N_{cr}$	67.144,27 daN
$N_{b,Rd}$	33.422,32 daN	$\alpha$	0,49
$\phi$	1,15		
$\chi$	0,56		
$\bar{\lambda}$	0,97		

Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a <sub>0</sub>	
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c		
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d		
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a		
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c		
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b		
		saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ ; $h/t_w < 30$	qualunque	c		
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c		
Sezioni ad L			qualunque	b		
Curva di instabilità		a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

TABELLA RIASSUNTIVA

VERIFICA	$N_{Ed}$	$N_{c,Rd}$	daN
ASSIALE	28.713,00	59.714,29	VERIFICATO
	$M_{Ed}$	$M_{c,Rd}$	dN*m
FLESSIONE	0,00	2.750,00	VERIFICATO
	$V_{Ed}$	$V_{c,Rd}$	daN
TAGLIO	0,00	12.172,47	VERIFICATO
	$M_{Ed}$	$M_{N,c,Rd}$	daN*m
FLESS+COMP+TAGLIO	0,00	1.722,29	VERIFICATO
	$N_{Ed}$	$N_{b,Rd}$	daN
INSTABILITA'	28.713,00	33.422,32	VERIFICATO

