

OGGETTO

# DEMOLIZIONE VIADOTTO POLCEVERA

Comune di Genova – Strada Europea E80 – Autostrada A10 “dei Fiori” – km 0

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

arch. Roberto Tedeschi

[roberto.tedeschi@commissario.ricostruzione.genova.it](mailto:roberto.tedeschi@commissario.ricostruzione.genova.it)

CLIENTE



COMMISSARIO RICOSTRUZIONE GENOVA

via di Francia, 3  
Matitone, 3° piano  
16149 Genova (GE)  
[segreteria@commissario.ricostruzione.genova.it](mailto:segreteria@commissario.ricostruzione.genova.it)

TIMBRO

PROJECT & CONSTRUCTION MANAGEMENT & QUALITY ASSURANCE



RINA CONSULTING spa  
via San Nazaro, 19 – 16145 Genova (GE)  
+39 010 31 961  
[www.rina.org](http://www.rina.org) – [rinaconsulting@rina.org](mailto:rinaconsulting@rina.org)

ing. Roberto Carpaneto

[roberto.carpaneto@rina.org](mailto:roberto.carpaneto@rina.org)

TIMBRO

PROGETTISTA GENERALE

**IPE** PROGETTI

IPE PROGETTI srl  
corso Principe Oddone, 70 – 10152 Torino (TO)  
T +39 011 89 96 040 – F +39 011 07 04 474  
[www.ipeprogetti.it](http://www.ipeprogetti.it) – [info@ipeprogetti.it](mailto:info@ipeprogetti.it)

ing. Alberto Iacomussi

[a.iacomussi@ipeprogetti.it](mailto:a.iacomussi@ipeprogetti.it)

ing. Innocente Porrone

[i.porrone@ipeprogetti.it](mailto:i.porrone@ipeprogetti.it)

TIMBRO

IMPRESE



FRATELLI OMINI spa  
via Gramsci, 35 – 20026 Novate Milanese (MI)  
T +39 02 35 64 688 – F +39 382 04 823  
[www.ominispa.it](http://www.ominispa.it) – [demind@ominispa.it](mailto:demind@ominispa.it)



FAGIOLI spa  
via G.B. Ferraris, 13 – 42049 S. Ilario D'Enza (RE)  
T +39 0522 67 51 – F +39 0522 67 52 02  
[www.fagioli.com](http://www.fagioli.com) – [info@fagioli.com](mailto:info@fagioli.com)



IREOS spa  
via Stefano Turr, 165 – 16147 Genova (GE)  
T +39 010 37 75 011 – F +39 010 37 75 0140  
[www.ireosweb.com](http://www.ireosweb.com) – [ireos@ireosweb.com](mailto:ireos@ireosweb.com)

LIVELLO DI PROGETTAZIONE

PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

EMISSIONE PER ESECUZIONE

PROGETTO SPECIALISTICO

**IPE** PROGETTI

ing. Alberto Iacomussi

[a.iacomussi@ipeprogetti.it](mailto:a.iacomussi@ipeprogetti.it)

TIMBRO

TITOLO

RELAZIONE DI CALCOLO  
TETTOIA MOTO ANSALDO

CODICE ELABORATO

D-D1-STR-RL-0905-IPE

CODICE INTERNO

-

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
00	25/02/2021	EMISSIONE PER APPROVAZIONE	IPE Caricati	IPE Iacomussi	IPE Iacomussi
01	01/03/2021	REVISIONE GENERALE	IPE Caricati	IPE Iacomussi	IPE Iacomussi
02	17/03/2021	AGGIORNAMENTO RELAZIONE	IPE Caricati	IPE Iacomussi	IPE Iacomussi



## SOMMARIO

<b>SOMMARIO .....</b>	<b>3</b>
<b>1. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI.....</b>	<b>7</b>
<b>1.1. Premessa.....</b>	<b>7</b>
<b>1.2. Normativa di riferimento .....</b>	<b>7</b>
<b>1.3. Unità di misura .....</b>	<b>7</b>
<b>1.4. Caratteristiche dei materiali.....</b>	<b>8</b>
1.4.1. Calcestruzzo classe C25/30 opere di fondazione .....	8
1.4.2. acciaio B 450 C.....	8
1.4.3. Acciaio strutturale S235 JR .....	8
1.4.4. Bulloni 8.8 .....	8
<b>1.5. Classe d'esecuzione.....</b>	<b>8</b>
<b>1.6. Azioni sulle strutture .....</b>	<b>9</b>
1.6.1. Azioni Statiche e Permanenti.....	9
1.6.2. Carico Vento .....	9
1.6.3. Carico Neve .....	11
1.6.4. Azione sismica .....	11
1.6.5. Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) .....	12
1.6.6. Stato Limite di Danno (SLD).....	15
1.6.7. Carichi sismici .....	17
<b>1.7. Codici di calcolo .....</b>	<b>18</b>
1.7.1. Software per l'analisi strutturale – Strutture in acciaio.....	18
1.7.2. Software per le verifiche strutturali – Strutture in acciaio .....	18
1.7.3. Software per le verifiche dei giunti tassellati.....	19
1.7.4. Software per l'analisi e le verifiche strutturali – Strutture in cemento armato .....	19
<b>1.8. Sistema di riferimento .....</b>	<b>19</b>
1.8.1. Sistema di riferimento globale .....	19
<b>1.9. Descrizione della struttura.....</b>	<b>20</b>
1.9.1. Schematizzazione Della Struttura E Dei Vincoli .....	21
1.9.2. Schematizzazione Delle Azioni.....	21
1.9.3. Combinazione Delle Azioni E Verifiche Agli Stati Limite .....	21
1.9.4. Tipo di analisi .....	21
1.9.5. Criteri di verifica .....	21
1.9.5.1. Verifiche di resistenza.....	21
1.9.5.2. Verifiche di stabilità .....	23
1.9.6. Numerazione dei nodi .....	25
1.9.7. Numerazione delle aste .....	25
1.9.8. Numerazione delle proprietà.....	26
1.9.9. Proprietà inerziali .....	26
1.9.10. Caratteristiche degli elementi beam .....	26
1.9.11. Coefficienti di vincolo per le lunghezze di libera inflessione.....	27

<b>2. COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>29</b>
2.1. Combinazioni delle azioni e coefficienti.....	29
2.2. Combinazioni Slu.....	30
2.3. Combinazioni Sle.....	30
2.4. Combinazioni Sismiche SLV .....	31
2.5. Combinazioni Sismiche SLD .....	31
<b>3. REAZIONI VINCOLARI – SISTEMA DI RIFERIMENTO GLOBALE .....</b>	<b>32</b>
3.1. Reazioni vincolari massime e minime lato plinto.....	32
3.2. Reazioni vincolari massime e minime lato muro .....	33
<b>4. VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ – SLU E SISMICHE .....</b>	<b>34</b>
4.1. Verifica degli elementi trave – SLU/SLV.....	34
4.1.1. VERIFICA PER PROPRIETÀ.....	34
4.1.2. VERIFICA DELLE PROPRIETÀ.....	34
<i>Verifica prop. 1</i> .....	34
<i>Verifica prop. 1</i> .....	36
<i>Verifica prop. 2</i> .....	39
<i>Verifica prop. 2</i> .....	41
<i>Verifica prop. 3</i> .....	44
<i>Verifica prop. 3</i> .....	46
<b>5. Verifica dei nodi.....</b>	<b>50</b>
5.1. Giunto Telaio.....	50
5.2. Giunto di base – Lato Plinto .....	54
5.3. Giunto di base – Lato Muro di Confine.....	60
<b>6. VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI .....</b>	<b>66</b>
6.1. Condizione operativa Sle .....	66
6.1.1. Dz.....	66
6.1.2. Dx.....	67
6.1.3. Dy.....	67
6.2. Condizione sismica SLD .....	68
6.2.1. Dx.....	68
6.2.2. Dy.....	68
<b>7. VERIFICA DEL PLINTO.....</b>	<b>69</b>
7.1. - Descrizione del plinto. ....	69
7.2. - Stratigrafia.....	69
7.2.1. - Caratteristiche dei terreni. ....	69
7.3. - Normativa selezionata.....	70
7.3.1. Caratteristiche materiali. ....	70
7.3.2. - Casi di carico. ....	70
7.4. - Verifiche geotecniche. ....	72
7.4.1. - Stabilità a ribaltamento. ....	72
7.4.2. - Massime pressioni sul terreno.....	72

7.4.3.	- Capacità portante e scorrimento. ....	72
7.4.4.	- Tensioni sul magrone. ....	73
7.4.5.	- Tensioni sul terreno. ....	73
<b>7.5.</b>	<b>- Verifiche strutturali.....</b>	<b>73</b>
7.5.1.	- Verifica Flessionale e Taglio Plinti.....	73
7.5.1.1.	- Analisi lungo X: - sezioni parallele al piano Y' - Z'.....	73
7.5.1.2.	- Analisi lungo Y: - sezioni parallele al piano X' - Z'.....	74
7.5.2.	- Verifica a Punzonamento Plinto. ....	74
<b>7.6.</b>	<b>Dettaglio armatura plinto .....</b>	<b>74</b>
<b>8.</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>75</b>



## 1. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI

### 1.1. Premessa

Oggetto della presente relazione è la verifica delle strutture in carpenteria metallica e delle relative opere di fondazione riguardanti la realizzazione della tettoia adibita al posteggio di moto/bici muro, sita presso il piazzale di proprietà Ansaldo, in Genova.

Tale relazione è parte integrante dei seguenti elaborati grafici:

- D-D1-STR-DS-0910-IPE-00

### 1.2. Normativa di riferimento

L'analisi della struttura in oggetto verrà condotta utilizzando i metodi usuali della Scienza delle Costruzioni ed in conformità alle normative e leggi vigenti:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086, recante norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica
- Legge 2 febbraio 1974 n.64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- D.M. 17 gennaio 2018 – Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni
- Bozza della Circolare Esplicativa “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni” aggiornata al 21 gennaio 2019
- CNR-DT207/2008 - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
- UNI EN 1990:2006 – Eurocode 0: Basis of structural design
- UNI EN 1991-1-1:2004: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings
- UNI EN 1993-1-1:2014: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings
- UNI EN 1993-1-8:2005: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints
- UNI EN 1998-1:2013: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings
- Eurocode's National annexes

### 1.3. Unità di misura

LUNGHEZZE	: cm
SUPERFICI	: cm <sup>2</sup>
DATI SEZIONALI	: cm
ANGOLI	: gradi
FORZE	: daN
MOMENTI	: daNcm
CARICHI LINEARI	: daN/cm
CARICHI SUPERFIC.	: daN/cm <sup>2</sup>
TENSIONI	: daN/cm <sup>2</sup>
PESI DI VOLUME	: daN/cm <sup>3</sup>
COEFF. DI WINKLER	: daN/cm <sup>3</sup>
RIGIDEZZE VINCOL.	: daN/cm - daNcm/rad

## 1.4. Caratteristiche dei materiali

Si prevede l'impiego dei materiali con le seguenti caratteristiche meccaniche:

### 1.4.1. Calcestruzzo classe C25/30 opere di fondazione

- resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck}$	=	30 N/mm <sup>2</sup>
- resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	=	25 N/mm <sup>2</sup>
- resistenza a compressione cilindrica di calcolo	$f_{cd}$	=	14.17 N/mm <sup>2</sup>
- modulo elastico secante	$E$	=	33.6 kN/mm <sup>2</sup>
- coefficiente riduttivo per le resistenze a lunga durata	$\alpha_{cc}$	=	0.85
- coefficiente parziale di sicurezza per il cls	$\gamma_c$	=	1.50

### 1.4.2. acciaio B 450 C

- resistenza a trazione caratteristica	$f_{tk}$	=	540 N/mm <sup>2</sup>
- tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$	=	450 N/mm <sup>2</sup>
- tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd}$	=	391 N/mm <sup>2</sup>
- modulo elastico medio	$E_{sm}$	=	210 kN/mm <sup>2</sup>
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_s$	=	1.15

### 1.4.3. Acciaio strutturale S235 JR

- Resistenza ultima	$f_u$	=	360 N/mm <sup>2</sup>
- Tensione di snervamento	$f_y$	=	235 N/mm <sup>2</sup>
- Modulo di elasticità (valore medio)	$E_{sm}$	=	210 kN/mm <sup>2</sup>

### 1.4.4. Bulloni 8.8

- Resistenza ultima	$f_{ub}$	=	800 N/mm <sup>2</sup>
- Tensione di snervamento	$f_{yb}$	=	640 N/mm <sup>2</sup>

## 1.5. Classe d'esecuzione

Per quanto concerne la definizione della Classe d'Esecuzione (EXC1) per la struttura in questione, viene definita la seguente Classe di Conseguenza

- o Classe di Conseguenza **CC1**: UNI EN 1990 – Annex B (Paragraph B.3.1)

**Table B1 - Definition of consequences classes**

Consequences Class	Description	Examples of buildings and civil engineering works
CC3	<b>High</b> consequence for loss of human life, or economic, social or environmental consequences <b>very great</b>	Grandstands, public buildings where consequences of failure are high (e.g. a concert hall)
CC2	<b>Medium</b> consequence for loss of human life, economic, social or environmental consequences <b>considerable</b>	Residential and office buildings, public buildings where consequences of failure are medium (e.g. an office building)
CC1	<b>Low</b> consequence for loss of human life, and economic, social or environmental consequences <b>small or negligible</b>	Agricultural buildings where people do not normally enter (e.g. storage buildings), greenhouses

Considerando la Classe di Conseguenza **CC1** e la Tipologia di Carico (Statico, quasi-statico o sismico DCL), la seguente tabella permette di determinare la Classe d'Esecuzione **EXC1**: UNI EN 1993-1-1 – Annex C (Paragraph C.2.2)

**Table C.1 — Choice of execution class (EXC)**

Reliability Class (RC) or Consequences Class (CC)	Type of loading	
	Static, quasi-static or seismic DCL <sup>a</sup>	Fatigue <sup>b</sup> or seismic DCM or DCH <sup>a</sup>
RC3 or CC3	EXC3 <sup>c</sup>	EXC3c
RC2 or CC2	EXC2	EXC3
RC1 or CC1	EXC1	EXC2

<sup>a</sup> Seismic ductility classes are defined in EN 1998-1: Low = DCL; Medium = DCM; High = DCH.  
<sup>b</sup> See EN 1993-1-9.  
<sup>c</sup> EXC4 may be specified for structures with extreme consequences of structural failure.

## 1.6. Azioni sulle strutture

### 1.6.1. Azioni Statiche e Permanenti

Di seguito si riportano i carichi considerati per il calcolo strutturale:

▪ Peso proprio del calcestruzzo .....	25.00	kN/m <sup>3</sup>
▪ Peso proprio terreno su fondazione .....	20.00	kN/m <sup>3</sup>
▪ Peso proprio dell'acciaio .....	78.50	kN/m <sup>3</sup>
▪ Peso proprio della lamiera grecata .....	0.10	kN/m <sup>2</sup>

### 1.6.2. Carico Vento

#### Calcolo velocità e pressione cinetica del vento

zona	7
classe di rugosità	D
cat di esposizione	III

as	1	m
Tr	50	-

l'altitudine sul livello del mare della costruzione  
periodo di ritorno

ct	1
Vb,0	28 m/s
a0	1000 m/s
ka	0.54 -
kr	0.2 -
z0	0.1 m
zmin	5 m
ca	1 -
vb	28 m/s
cr	1.0000039

Coefficiente di altitudine  
velocità base di riferimento

<b>vr</b>	<b>28.000</b>	<b>m/s</b>	<b>velocità di riferimento di</b>
<b>z [m]</b>	<b>ce(z)</b>	<b>qp(z) [N/m<sup>2</sup>]</b>	

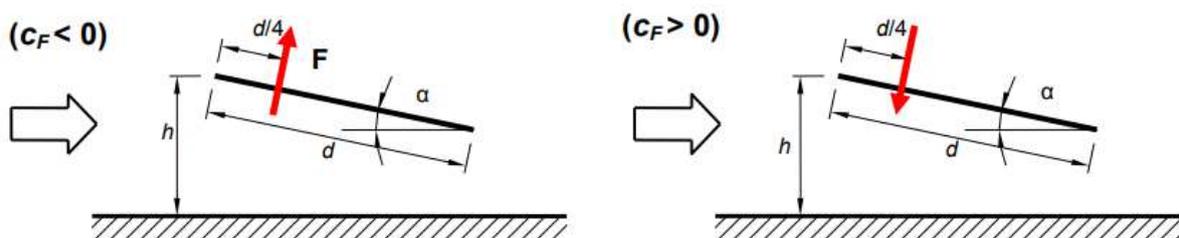
0.5	1.7075	<b>836.693</b>
1	1.7075	<b>836.693</b>
1.5	1.7075	<b>836.693</b>
2	1.7075	<b>836.693</b>
2.5	1.7075	<b>836.693</b>
3	1.7075	<b>836.693</b>

Secondo la CNR207 par. 6 è possibile definire i criteri per la valutazione delle azioni globali del vento sulle tettoie in funzione del grado di bloccaggio  $\phi$  e dell'inclinazione della falda  $\alpha$ , stabiliti secondo la tabella di seguito riportata:

**Tabella G.XII – Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ).**

Valori positivi	Tutti i valori di $\phi$	$c_F = + 0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\phi = 0$	$c_F = - 0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$
	$\phi = 1$	$c_F = -1,4$

Per il calcolo dell'azione del vento si considerano solo le condizioni carico più gravose tra quelle indicate dalla normativa, sia per vento parallelo alla direzione del colmo sia perpendicolare. Per l'azione del vento perpendicolare alla direzione del colmo vengono considerate le seguenti condizioni:



Si esclude la condizione di vento agente dalla linea di gronda in quanto la tettoia è completamente schermata dalla presenza del muro in c.a. che delimita il confine della proprietà privata. Inoltre, per tettoia a semplice falda con vento agente parallelamente alla linea di colmo, si considera una tettoia piana a semplice falda essendo la pendenza di quest'ultima di modesta entità ( $\alpha=10^\circ$ ).

Di seguito si riporta in maniera sintetica l'azione del vento considerata ai fini delle veriche per la tettoia:

<b>VENTO Perpendicolare al colmo <math>\alpha=10^\circ</math>; <math>\phi=1</math></b>			83.7	qp(z)
Falda sopravento $c_f > 0$	44.361	kg/mq	cf	0.53
Falda sottovento $c_f < 0$	-117.18	kg/mq	cf	-1.4
<b>VENTO parallelo al colmo <math>\alpha=0</math>; <math>\phi=0</math></b>			83.7	qp(z)
Falda sopravento $c_f > 0$	16.74	kg/mq	cf	0.2
Falda sottovento $c_f < 0$	-41.85	kg/mq	cf	-0.5

Contemporaneamente all'azione del vento trasversale si considera l'azione tangenziale del vento stesso. L'azione tangenziale per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione :

$$p_f = q_p c_f$$

Con  $c_f$  coefficiente di attrito, assunto pari a 0,01 valido per superficie liscia.

Quindi:

$$p_f = q_p c_f = 83.7 \text{ kg/mq} \times 0.01 = 0.0837 \text{ kg/mq}$$

Si ritiene, pertanto, trascurabile l'azione tangenziale del vento.

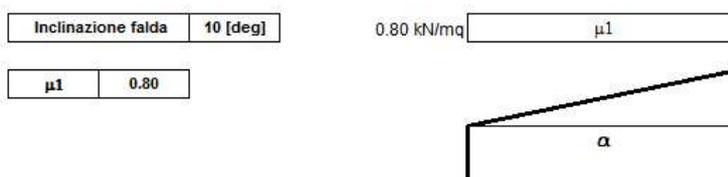
Contemporaneamente ai carichi vento precedenti agenti sulla copertura si considera sulle colonne una pressione del vento, valutata come segue:

$$83.7 \text{ kg/mq} \times 0.08 \text{ m} = 6.7 \text{ kg/m}$$

### 1.6.3. Carico Neve

Il calcolo neve sulla tettoia è pari a 80 kg/mq

#### Combinazione per il caso di copertura ad una falda



A tal proposito si trascura l'azione del carico di manutenzione previsto per le coperture (50 kg/mq – Cat. H), perché inferiore al carico neve.

### 1.6.4. Azione sismica

Al fine della valutazione dell'azione sismica si considerano, secondo quanto indicato dalla normativa vigente, due forme spettrali:

per gli stati limite di esercizio lo Stato Limite di Danno (SLD)

- a seguito del terremoto la costruzione, nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature

per gli stati limite ultime lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

- a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

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

$a_g$  : accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_o$  : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale

$T_c^*$  : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Di seguito sono riportati i parametri adottati per il calcolo.

#### Valori dei parametri $a_g$ , $F_o$ , $T_c^*$ per i periodi di ritorno $T_R$ di riferimento

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
30	0.023	2.542	0.184
50	0.030	2.525	0.206
72	0.034	2.543	0.221
101	0.039	2.555	0.244
140	0.044	2.521	0.265
201	0.050	2.529	0.270
475	0.068	2.536	0.287
975	0.088	2.532	0.297
2475	0.120	2.522	0.305

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 -  $P_{VR} = 81\%$
- SLD -  $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV -  $P_{VR} = 10\%$
- SLC -  $P_{VR} = 5\%$

---

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- - - - - Strategia per costruzioni ordinarie
- - - - - Strategia scelta

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	30	0.023	2.542	0.184
SLD	50	0.030	2.525	0.207
SLV	475	0.068	2.536	0.287
SLC	975	0.088	2.532	0.297

È stato così definito lo spettro di risposta elastico in accelerazione associato all'SLD e lo spettro di progetto all'SLV con un fattore di struttura  $q = 1.5$ .

### 1.6.5. Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.068 g
$F_o$	2.536
$T_C^*$	0.287 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.585
$S_T$	1.000
$q$	1.500

#### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	0.667
$T_B$	0.152 s
$T_C$	0.455 s
$T_D$	1.873 s

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato **SLV** info

---

**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo **C** info       $S_s = 1.500$        $C_c = 1.585$  info  
 Categoria topografica **T1** info       $h/H = 1.000$        $S_T = 1.000$  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  $q_o$  **1.5**      Regol. in altezza **si** info

---

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto      Fattore  $q$  **1**       $\eta = 1.000$  info

---

**Elaborazioni**  
 Grafici spettri di risposta ➔  
 Parametri e punti spettri di risposta ➔

$S_{d,o}$  [g]

$S_{d,y}$  [g]

$S_e$  [g]

Spettri di risposta

T [s] 4

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

SLV			
T(s)	Se(g)	Se (m/s <sup>2</sup> )	Se (cm/s <sup>2</sup> )
0.000	0.102	1.00	100.47
0.152	0.173	1.70	169.86
0.455	0.173	1.70	169.86
0.523	0.151	1.48	147.91
0.590	0.134	1.31	130.98
0.658	0.120	1.18	117.53
0.725	0.109	1.07	106.59
0.793	0.099	0.98	97.51
0.860	0.092	0.90	89.85
0.928	0.085	0.83	83.31
0.995	0.079	0.78	77.66
1.063	0.074	0.73	72.73
1.130	0.070	0.68	68.38
1.198	0.066	0.65	64.53
1.265	0.062	0.61	61.08
1.333	0.059	0.58	57.99
1.400	0.056	0.55	55.19
1.468	0.054	0.53	52.65
1.535	0.051	0.50	50.34
1.603	0.049	0.48	48.22
1.671	0.047	0.46	46.27
1.738	0.045	0.44	44.47
1.806	0.044	0.43	42.81
1.873	0.042	0.41	41.26
1.974	0.038	0.37	37.14
2.076	0.034	0.34	33.60
2.177	0.031	0.31	30.55
2.278	0.028	0.28	27.89
2.380	0.026	0.26	25.57
2.481	0.024	0.24	23.52
2.582	0.022	0.22	21.72
2.683	0.020	0.20	20.11
2.785	0.019	0.19	18.67
2.886	0.018	0.17	17.38
2.987	0.017	0.16	16.22
3.088	0.015	0.15	15.18
3.190	0.015	0.14	14.23
3.291	0.014	0.13	13.40
3.392	0.014	0.13	13.40
3.494	0.014	0.13	13.40
3.595	0.014	0.13	13.40
3.696	0.014	0.13	13.40
3.797	0.014	0.13	13.40
3.899	0.014	0.13	13.40
4.000	0.014	0.13	13.40

È stata condotta un'analisi sismica dinamica lineare ottenendo così le forzanti sismiche in X e Y.

1.6.6. Stato Limite di Danno (SLD)

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
$a_q$	0.030 g
$F_0$	2.525
$T_C$	0.207 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.767
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.122 s
$T_C$	0.365 s
$T_D$	1.719 s

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato SLD info

---

**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo C info       $S_S =$  1.500       $C_C =$  1.767 info  
 Categoria topografica T1 info       $h/H =$  1.000       $S_T =$  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  $q_0$  1.5      Regol. in altezza sì info

---

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto      Fattore  $q$  1       $\eta =$  1.000 info

---

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta info

Parametri e punti spettri di risposta info

**Spettri di risposta**

$S_{d,o}$  [g]  
 $S_{d,v}$  [g]  
 $S_e$  [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale  
— Spettro di progetto - componente verticale  
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

SLD			
T(s)	Se(g)	Se (m/s <sup>2</sup> )	Se (cm/s <sup>2</sup> )
0.000	0.045	0.44	43.75
0.122	0.113	1.10	110.47
0.365	0.113	1.10	110.47
0.430	0.096	0.94	93.89
0.494	0.083	0.82	81.64
0.559	0.074	0.72	72.21
0.623	0.066	0.65	64.74
0.687	0.060	0.59	58.67
0.752	0.055	0.54	53.64
0.816	0.050	0.49	49.40
0.881	0.047	0.46	45.79
0.945	0.043	0.43	42.67
1.010	0.041	0.40	39.94
1.074	0.038	0.38	37.54
1.139	0.036	0.35	35.42
1.203	0.034	0.34	33.52
1.268	0.032	0.32	31.82
1.332	0.031	0.30	30.28
1.397	0.029	0.29	28.88
1.461	0.028	0.28	27.60
1.526	0.027	0.26	26.44
1.590	0.026	0.25	25.37
1.654	0.025	0.24	24.38
1.719	0.024	0.23	23.46
1.828	0.021	0.21	20.76
1.936	0.019	0.18	18.49
2.045	0.017	0.17	16.58
2.153	0.015	0.15	14.95
2.262	0.014	0.14	13.55
2.371	0.013	0.12	12.34
2.479	0.011	0.11	11.28
2.588	0.011	0.10	10.35
2.697	0.010	0.10	9.53
2.805	0.009	0.09	8.81
2.914	0.008	0.08	8.17
3.022	0.008	0.08	7.59
3.131	0.007	0.07	7.07
3.240	0.007	0.07	6.61
3.348	0.006	0.06	6.18
3.457	0.006	0.06	5.80
3.566	0.006	0.05	5.45
3.674	0.005	0.05	5.14
3.783	0.005	0.05	4.84
3.891	0.005	0.05	4.58
4.000	0.004	0.04	4.33

È stata condotta un'analisi sismica dinamica lineare ottenendo così le forzanti sismiche in X e Y.

1.6.7. Carichi sismici

FINAL FREQUENCY RESULTS			
Mode	Eigenvalue	Frequency (rad/s)	Frequency (Hertz)
1	3.30E+02	1.82E+01	2.89E+00
2	9.72E+02	3.12E+01	4.96E+00
3	1.17E+03	3.42E+01	5.44E+00
4	1.43E+03	3.78E+01	6.01E+00
5	2.08E+03	4.56E+01	7.25E+00

MODE PARTECIPATION					
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	2.89E+00	8.69E-01	98.25	0	0
2	4.96E+00	5.83E-01	0.006	87.459	0.038
3	5.44E+00	4.82E-01	0.001	3.312	0.001
4	6.01E+00	4.18E-01	0.282	5.207	0.002
5	7.25E+00	2.65E-01	0.145	1.943	0.001
-----					
TOTAL MASS PARTECIPATION FACTORS			98.685	97.922	0.042

EXCITATION FACTORS SLV X				
Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	1.70E+02	1.10E+00	5.65E-01	98.25
2	1.70E+02	8.90E-03	1.56E-03	0.006
3	1.70E+02	3.91E-03	5.67E-04	0.001
4	1.70E+02	5.88E-02	7.01E-03	0.282
5	1.63E+02	4.23E-02	3.33E-03	0.145
-----				
TOTAL MASS PARTECIPATION FACTORS			98.69%	

EXCITATION FACTORS SLV Y				
Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	1.70E+02	1.17E-03	6.03E-04	0
2	1.70E+02	1.04E+00	1.81E-01	87.459
3	1.70E+02	2.02E-01	2.93E-02	3.312
4	1.70E+02	2.53E-01	3.01E-02	5.207
5	1.63E+02	1.54E-01	1.22E-02	1.943
-----				
TOTAL MASS PARTECIPATION FACTORS			97.92%	

EXCITATION FACTORS SLD X				
Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	1.10E+02	1.10E+00	3.68E-01	98.25
2	1.10E+02	8.90E-03	1.01E-03	0.006
3	1.10E+02	3.91E-03	3.69E-04	0.001
4	1.10E+02	5.88E-02	4.56E-03	0.282
5	1.10E+02	4.23E-02	2.25E-03	0.145
-----				
TOTAL MASS PARTECIPATION FACTORS			98.69%	

EXCITATION FACTORS SLD Y				
Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	1.10E+02	1.17E-03	3.92E-04	0
2	1.10E+02	1.04E+00	1.18E-01	87.459
3	1.10E+02	2.02E-01	1.90E-02	3.312
4	1.10E+02	2.53E-01	1.96E-02	5.207
5	1.10E+02	1.54E-01	8.22E-03	1.943
-----				
TOTAL MASS PARTECIPATION FACTORS			97.92%	

## 1.7. Codici di calcolo

### 1.7.1. Software per l'analisi strutturale – Strutture in acciaio

La modellazione agli elementi finiti è stata condotta utilizzando il programma di calcolo: STRAUS7<sup>®</sup>, versione 2.3.7, concepito e sviluppato dalla G+D Computing di Sidney, Australia e distribuito in Italia dalla HSH S.r.l, via Tommaseo 13, 35131 Padova.

Questo programma permette l'analisi statica non lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore F.E.M. Gli elementi considerati sono travi, con possibilità di rilasciare le traslazioni o rotazioni delle estremità, e gusci, sia rettangolari che triangolari, che si comportano come membrane/piastre. I carichi sono applicati ai nodi come forze puntuali o alle travi come forze distribuite. I vincoli sono espressi dalle sei costanti di rigidità elastica.



### 1.7.2. Software per le verifiche strutturali – Strutture in acciaio

Le verifiche strutturali sono state condotte con il programma Ludi3, post-processore di verifica collegato con STRAUS7<sup>®</sup> capace di valutare la resistenza e la stabilità di elementi in acciaio in ottemperanza dell'UNI EN 1993-1-1.



### 1.7.3. Software per le verifiche dei giunti tassellati

Le verifiche delle giunzioni tassellate sono state condotte con il programma “Hilti-Profis Anchor”, distribuito da Hilti Italia S.p.A, Piazza Indro Montanelli 20, 20099 Sesto San Giovanni – Milano.



### 1.7.4. Software per l'analisi e le verifiche strutturali – Strutture in cemento armato

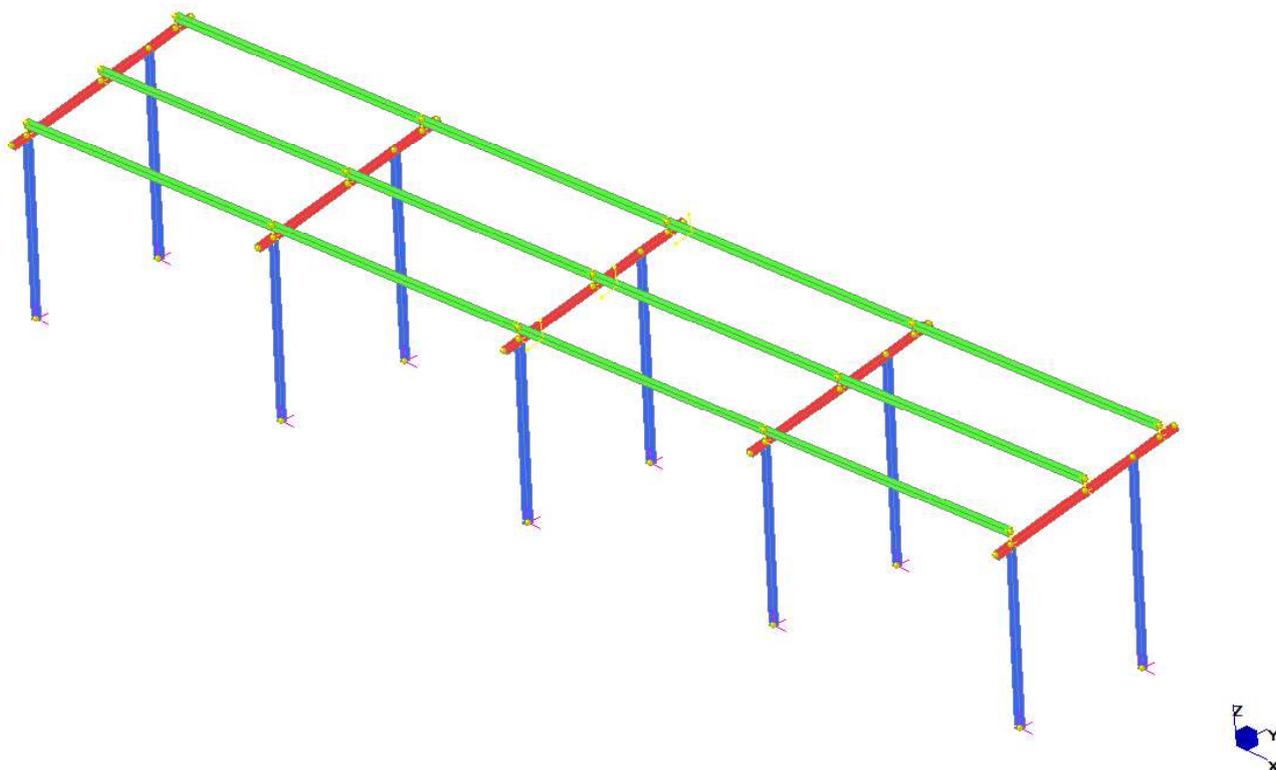
Le verifiche dei plinti in cemento armato ordinario sono state condotte con il programma CDM DOLMEN - Versione 2019 prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F. Questo programma permette l'analisi statica non lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore F.E.M. Gli elementi considerati sono travi, con possibilità di rilasciare le traslazioni o rotazioni delle estremità, e gusci, sia rettangolari che triangolari, che si comportano come membrane/piastre. I carichi sono applicati ai nodi come forze puntuali o alle travi come forze distribuite. I vincoli sono espressi dalle sei costanti di rigidità elastica.



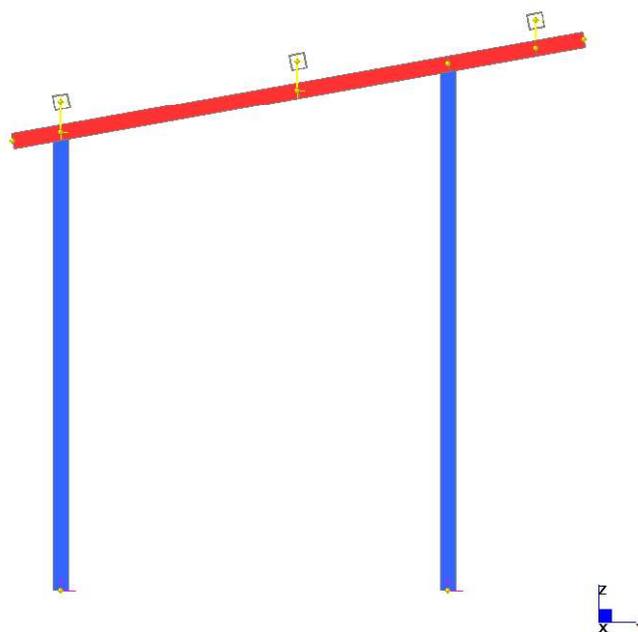
## 1.8. Sistema di riferimento

### 1.8.1. Sistema di riferimento globale

- Asse X axis: Lungo la direzione longitudinale
- Asse Y axis: Lungo la direzione trasversale
- Asse Z axis: Direzione verticale (“+” dal terreno verso il cielo)



Sistema di riferimento globale – Vista prospettica



Sistema di riferimento globale – Vista laterale

## 1.9. Descrizione della struttura

La struttura principale che costituisce la tettoia è realizzata in acciaio strutturale S235 JR; ha dimensioni in pianta pari a 32,00 m x 3,00m; i montanti hanno interasse pari a 4,00 m in direzione longitudinale, e di 2,00 m in direzione trasversale. La falda della tettoia ha pendenza di circa 10° ed è costituita da traverse, arcarecci e lamiera grecata. I profili impiegati per le opere in carpenteria metallica sono scatolati SHS 80x4. Gli arcarecci sono disposti con interasse di circa 1,25 m.

La lamiera adottata per la realizzazione della copertura è una lamiera grecata H25-8/10, con greca larga 65.3 mm e interasse greca 117.5 mm; la stessa è compatibile con i carichi di progetto;

La tettoia si fonderà sulla scarpa del muro esistente, il quale delimita la proprietà privata del piazzale Ansaldo, e su plinti di nuova realizzazione. Il plinto avrà dimensioni pari a 1,00x1,00x0,70 m. e verrà realizzato con calcestruzzo di classe C25/30. La giunzione al piede di ciascun montante viene realizzata mediante 4 barre M16 inghinate con resina Hilti HIT-HY 200-A.

#### *1.9.1. Schematizzazione Della Struttura E Dei Vincoli*

La struttura è stata schematizzata escludendo il contributo degli elementi aventi rigidità e resistenza trascurabili a fronte dei principali. E' quindi stata eseguita una modellazione tridimensionale di tutte le parti dei complessi strutturali.

Le strutture sono modellate con il metodo agli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono bidimensionali (piastre e membrane triangolari e quadrangolari). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidità elastica, oppure su elementi di fondazione poggianti su suolo elastico alla Winkler.

In direzione trasversale i montanti presentano due vincoli schematizzati con incastri al piede, mentre traversa e montante realizzano un nodo di tipo incastro. In direzione longitudinale i montanti sono stati modellati come mensole incastrate al piede. Gli arcarecci sono stati considerati di lunghezza pari a 8,00 m e svincolati a rotazione alle estremità. Per semplicità è stata modellata una porzione di tettoia pari a 16,00 m di lunghezza.

#### *1.9.2. Schematizzazione Delle Azioni*

In accordo con le sopracitate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali.
- carichi permanenti portati dalla struttura.
- carichi variabili di esercizio

Ciascuna azione viene caricata sulla struttura tramite:

- Massa propria dell'elemento calcolata in automatico dal software tramite applicazione del peso specifico
- massa nodale o distribuita su aste o piastre per simulare i carichi permanenti
- carichi puntuali, di linea o di superficie per tutti i carichi variabili

#### *1.9.3. Combinazione Delle Azioni E Verifiche Agli Stati Limite*

Le verifiche saranno effettuate agli stati limite di esercizio e agli stati limite ultimo. Le azioni agenti sono combinate in condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini della verifica, tenendo conto di ridotte probabilità di alcune combinazioni.

#### *1.9.4. Tipo di analisi*

Tutte le strutture sono state calcolate adottando l'analisi elastica lineare per la determinazione delle sollecitazioni statiche. È stata inoltre condotta l'analisi sismica dinamica lineare (Modale). Il comportamento globale è verificato se i singoli corpi sono verificati. Il calcolo è stato eseguito secondo le normative sopra citate sfruttando il principio di sovrapposizione degli effetti in campo lineare e i principi delle scienze delle costruzioni.

#### *1.9.5. Criteri di verifica*

##### *1.9.5.1. Verifiche di resistenza*

Le verifiche di resistenza seguono le indicazioni per il calcolo agli stati limite poste nel capitolo 6 dell'UNI EN 1993-1-1. Il criterio di verifica limita la sollecitazione esterna  $S_{ED}$  ad essere inferiore a quella resistente:  $S_{ED}/S_{RD} \leq 1$ . In particolare nel caso di sovrapposizione di sollecitazioni assiali e flettenti, è usata l'approssimazione a favore di sicurezza in cui i rapporti vengono sommati linearmente come da § 6.2.1(7):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} \leq 1$$

I coefficienti di sicurezza utilizzati sono divisi per verifiche di resistenza e verifiche di instabilità.

I valori  $\gamma_{M0}$   $\gamma_{M1}$  sono riportati a seguire:

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

Il limite ultimo raggiungibile per sezioni di classe 1 e 2 è la sezione completamente plasticizzata, mentre per le sezioni di classe 3 sono ammesse solo verifiche in campo elastico. Lo stato limite è quindi quello relativo al superamento del limite elastico nella fibra della sezione maggiormente sollecitata.

La resistenza ultima assiale, uguale per l'analisi elastica e plastica, è calcolata con la relazione:

$$N_{Rd} = N_{Rd,pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Nella resistenza ultima flessionale il modulo di resistenza  $W$  è come quello plastico ( $W_{pl}$ ) per le sezioni di classe 1 e 2 e quello elastico  $W_{el,min}$  per le sezioni di classe 3.

Come da prescrizioni del § 6.2.8, la presenza di sforzi taglianti, superiori al 50% del valore resistente, è computata inserendo un coefficiente riduttivo nella tensione di snervamento del materiale:

$$f_{y,v} = (1 - \rho)$$

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

e quindi:

$$M_{Rd} = M_{v,Rd} = \frac{W \cdot (1 - \rho)f_y}{\gamma_{M0}}$$

Le verifiche di resistenza al taglio (§ 6.2.6) sono differenziate tra il caso di sezioni di classe 1 e 2, per le quali è calcolato il rapporto massimo tra sollecitazioni agenti e resistenti, e le sezioni di classe 3, per le quali il coefficiente di sicurezza è calcolato come rapporto tensionale:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1 \quad \text{Class 1 and 2}$$

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1 \quad \text{Class 3}$$

in cui  $V_{Rd} = V_{pl,Rd}$ . Nel caso di copresenza di sollecitazioni torcenti sono applicati i coefficienti riduttivi prescritti al § 6.2.7(9). Le verifiche a torsione (§ 6.2.7) sono eseguite calcolando le tensioni tangenziali nei punti significativi della sezione secondo le regole della Scienza delle Costruzioni.

In particolare, per sezioni aperte (Saint Venant):

$$\tau_T = \frac{T \cdot s}{J_t}$$

per sezioni chiuse (Bredt):

$$\tau_T = \frac{T}{2 \cdot \Omega \cdot s}$$

Nella ricerca della tensione  $T_{Ed}$  le tensioni derivanti dalla torsione sono sommate a quelle dovute agli sforzi taglianti.

$$\frac{\tau_{v1,Ed} + \tau_{v2,Ed} + \tau_{T,Ed}}{f_y / (\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1$$

### 1.9.5.2. Verifiche di stabilità

Le verifiche di stabilità di elementi metallici compressi sono condotte seguendo le prescrizioni del § 6.3 dell'UNI EN 1993-1-1. La norma prevede di cautelarsi dagli effetti di sbandamento assiale nelle direzioni 1 e 2 e lo sbandamento flessione torsionale (LT = lateral torsional) tramite i coefficienti di riduzioni  $\chi$ .

L'asta compressa è verificata se vengono soddisfatte le seguenti disuguaglianze:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_1 N_{b,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{1,Ed}}{\chi_{LT} M_{1,b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,b,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_2 N_{b,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{1,Ed}}{\chi_{LT} M_{1,b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,b,Rd}} \leq 1$$

dove:

$N_{Ed}$ ,  $M_1$ ,  $M_2$  ed  $E_d$ ,  $E_d$  sono le sollecitazioni massime sulla trave;

$N_b$ ,  $R_d$ ,  $M_{b,1,Rd}$  ed  $M_{b,1,Rd}$  sono le sollecitazioni resistenti calcolate con il coefficiente di sicurezza  $\gamma_{M1}$ ;

$\chi$  sono i coefficienti di riduzione per instabilità flessionale e torsionale

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  sono i fattori di interazione. Ludi calcola tali fattori con entrambi i metodi (A e B) proposti dalla norma negli allegati.

Ai fini della verifica di un elemento compresso sono definiti i seguenti parametri di snellezza:

$$\lambda_1 = l_{0,1}/i_1 \quad \lambda_2 = l_{0,2}/i_2 \quad \lambda_\theta = l_{0,\theta}/i_{min}$$

dove  $\lambda_0$  è la lunghezza libera d'inflessione dell'elemento e  $i$  è il raggio d'inerzia della sezione trasversale.

Per definire i singoli coefficienti  $\chi$  è necessario calcolare la snellezza equivalente  $\bar{\lambda}$  (funzione del carico critico) e il coefficiente  $\Phi$  (funzione del carico critico e dell'imperfezione del materiale  $\alpha$ ).

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad \Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

In maniera del tutto equivalente è calcolato il valore di  $\chi_{LT}$ :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad \Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

nelle formule utilizzate, i coefficienti di imperfezione  $\alpha$  e  $\alpha_{LT}$  sono tabulati nelle tabelle 6.1 e 6.3 a seconda del tipo di acciaio e del tipo di sezione; i carichi critici sono calcolati con la nota relazione:

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{EA}{\lambda^2}$$

Per il calcolo del  $M_{cr}$  l'Eurocodice non specifica un metodo di calcolo, si richiede soltanto che esso inglobi la reale distribuzione dei momenti ed i vincoli applicati alle estremità dell'asta. Nella presente relazione il momento critico è calcolato seguendo le indicazioni della normativa inglese BS 5950-2000 "Structural use of steelwork in building", in accordo alla relazione del paragrafo 4.3 "Lateral torsional buckling":

$$M_{cr} = \frac{p_b \cdot W}{m_{LT}}$$

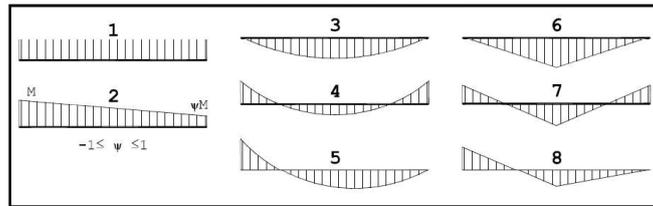
dove  $p_b$  la tensione di buckling,  $W$  è il modulo di resistenza elastico o plastico a seconda della classe della sezione,  $m_{LT}$  è il coefficiente di equivalenza tra la trave sollecitata da momento costante e una distribuzione qualsiasi.

$$m_{LT} = 0.2 + \frac{0.15M_2 + 0.5M_3 + 0.15M_4}{M_{max}} \geq 0.44$$

In cui  $M_2$ ,  $M_3$ ,  $M_4$  sono i momenti calcolati rispettivamente a 1/4l, 1/2l e 3/4l.

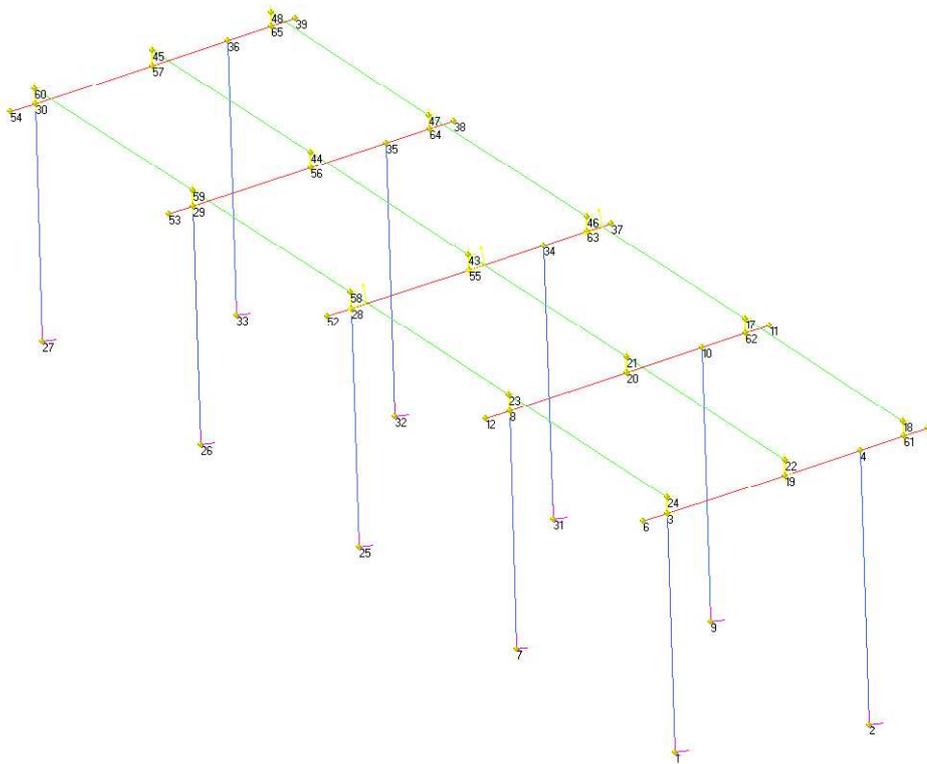
tensione  $p_b$  è tabulata (BS 5950 table 16 e table 17) in funzione del materiale, del tipo di lavorazione (Laminata o saldata) e dalla snellezza equivalente della trave  $\lambda_{LT}$ .

$$\lambda_{LT} = u v \lambda \sqrt{\beta_w}$$

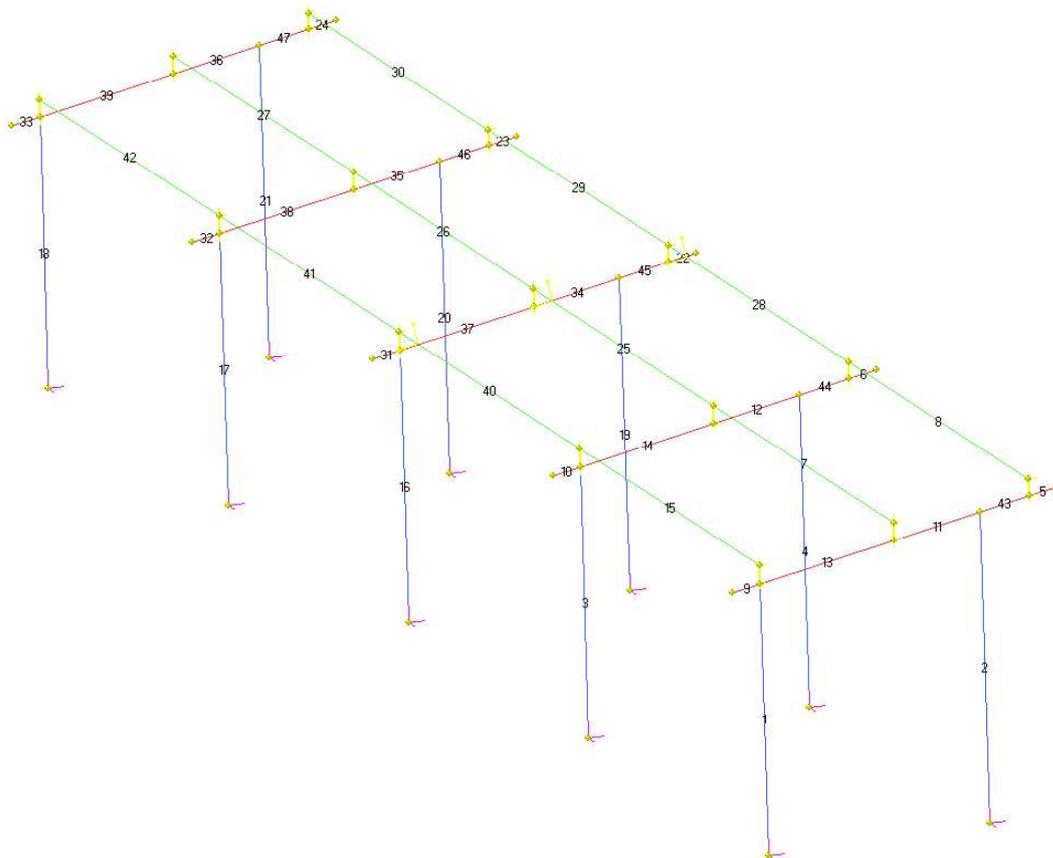


**Diagramma dei momenti**

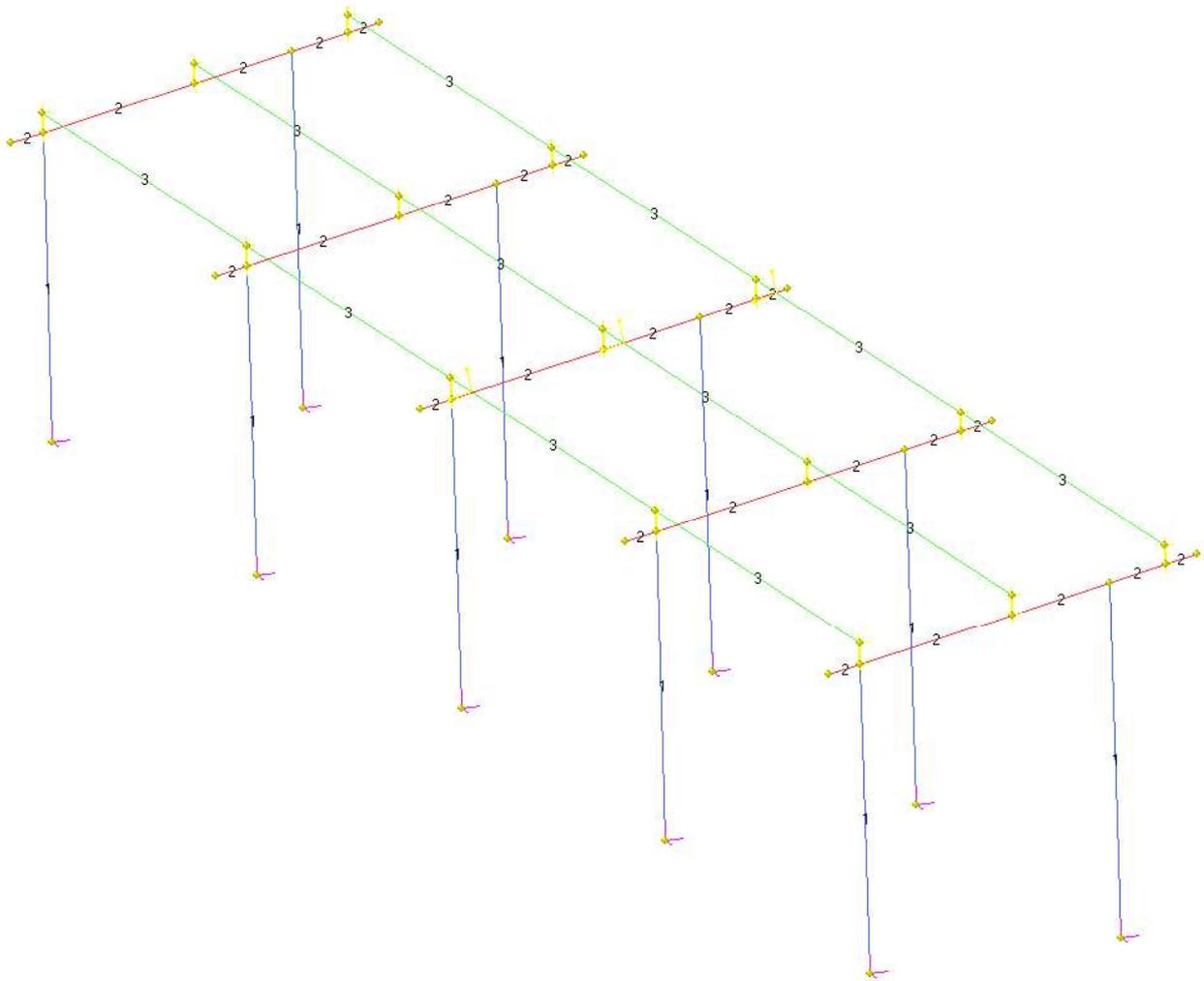
1.9.6. Numerazione dei nodi



1.9.7. Numerazione delle aste



### 1.9.8. Numerazione delle proprietà



### 1.9.9. Proprietà inerziali

Proprietà	Area [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>11</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>22</sub> [cm <sup>4</sup> ]	J [cm <sup>4</sup> ]
1	1.216e01	1.174e02	1.174e02	1.802e02
2	1.216e01	1.174e02	1.174e02	1.802e02
3	1.216e01	1.174e02	1.174e02	1.802e02

### 1.9.10. Caratteristiche degli elementi beam

Numero	Gruppo	Materiale	Lavorazione	Proprietà
1	6	S235	Saldata	Montanti_SHS 80x4
2	6	S235	Saldata	Montanti_SHS 80x4
3	6	S235	Saldata	Montanti_SHS 80x4
4	6	S235	Saldata	Montanti_SHS 80x4
5	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
6	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
7	8	S235	Saldata	Arcarecci_SHS 80X4
8	8	S235	Saldata	Arcarecci_SHS 80X4
9	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
10	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4

11	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
12	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
13	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
14	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
15	8	S235	Saldata	Arcarecci_SHS 80X4
16	6	S235	Saldata	Montanti_SHS 80x4
17	6	S235	Saldata	Montanti_SHS 80x4
18	6	S235	Saldata	Montanti_SHS 80x4
19	6	S235	Saldata	Montanti_SHS 80x4
20	6	S235	Saldata	Montanti_SHS 80x4
21	6	S235	Saldata	Montanti_SHS 80x4
22	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
23	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
24	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
25	8	S235	Saldata	Arcarecci_SHS 80X4
26	8	S235	Saldata	Arcarecci_SHS 80X4
27	8	S235	Saldata	Arcarecci_SHS 80X4
28	8	S235	Saldata	Arcarecci_SHS 80X4
29	8	S235	Saldata	Arcarecci_SHS 80X4
30	8	S235	Saldata	Arcarecci_SHS 80X4
31	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
32	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
33	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
34	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
35	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
36	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
37	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
38	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
39	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
40	8	S235	Saldata	Arcarecci_SHS 80X4
41	8	S235	Saldata	Arcarecci_SHS 80X4
42	8	S235	Saldata	Arcarecci_SHS 80X4
43	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
44	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
45	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
46	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4
47	7	S235	Saldata	Travi_SHS 80x4

### 1.9.11. Coefficienti di vincolo per le lunghezze di libera inflessione

Numero	Lunghezza [cm]	Molt. per inflessione		
		$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$
1	239.12	2.00	1.00	1.00
2	275.00	2.00	1.00	1.00
3	239.12	2.00	1.00	1.00
4	275.00	2.00	1.00	1.00
5	25.48	2.00	2.00	11.77
6	25.48	2.00	2.00	11.77
7	400.00	1.00	1.00	1.00
8	400.00	1.00	1.00	1.00
9	25.48	2.00	2.00	11.77
10	25.48	2.00	2.00	11.77
11	79.06	2.53	2.53	3.79
12	79.06	2.53	2.53	3.79
13	124.06	1.61	1.61	2.42
14	124.06	1.61	1.61	2.42
15	400.00	1.00	1.00	1.00
16	239.12	2.00	1.00	1.00
17	239.12	2.00	1.00	1.00
18	239.12	2.00	1.00	1.00
19	275.00	2.00	1.00	1.00
20	275.00	2.00	1.00	1.00
21	275.00	2.00	1.00	1.00
22	25.48	2.00	2.00	11.77
23	25.48	2.00	2.00	11.77

---

24	25.48	2.00	2.00	11.77
25	400.00	1.00	1.00	1.00
26	400.00	1.00	1.00	1.00
27	400.00	1.00	1.00	1.00
28	400.00	1.00	1.00	1.00
29	400.00	1.00	1.00	1.00
30	400.00	1.00	1.00	1.00
31	25.48	2.00	2.00	11.77
32	25.48	2.00	2.00	11.77
33	25.48	2.00	2.00	11.77
34	79.06	2.53	2.53	3.79
35	79.06	2.53	2.53	3.79
36	79.06	2.53	2.53	3.79
37	124.06	1.61	1.61	2.42
38	124.06	1.61	1.61	2.42
39	124.06	1.61	1.61	2.42
40	400.00	1.00	1.00	1.00
41	400.00	1.00	1.00	1.00
42	400.00	1.00	1.00	1.00
43	45.64	2.00	2.00	6.57
44	45.64	2.00	2.00	6.57
45	45.64	2.00	2.00	6.57
46	45.64	2.00	2.00	6.57
47	45.64	2.00	2.00	6.57

---

## 2. COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito riportiamo tutte le combinazioni di carico necessarie per verificare tutte le condizioni di operabilità della struttura. Le verifiche saranno effettuate agli stati limite di esercizio e agli stati limite ultimo. Le azioni agenti sono combinate in condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini della verifica, tenendo conto di ridotte probabilità di alcune combinazioni.

### 2.1. Combinazioni delle azioni e coefficienti

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

A seguire vengono riportati degli estratti dal D.M. 17 gennaio 2018/ D.M. 14 gennaio 2008 relativamente alle combinazioni di carico agli Stati Limite, ai valori dei coefficienti parziali per le azioni e dei coefficienti di combinazione.

#### D.M. 17 gennaio 2018

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:  

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

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

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

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  $\gamma_{Qi}$  sono dati nel § 2.6.1.

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
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

**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	$\gamma_{Qi}$	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  $G_2$ ;

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

## 2.2. Combinazioni Slu

Le seguenti combinazioni di carico sono state utilizzate ai fine delle verifiche allo stato limite ultimo:

	SLU	SLU_N	SLU_Vx(p-)	SLU_Vy(p+)	SLU_Vy(p-)	SLU_NVy(p+)	SLU_VyN(p+)
1: G1	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
2: G2	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
3: N	-	1.50	-	-	-	1.50	0.75
4: Vx	-	-	1.50	-	-	-	-
5: Vy(p+)	-	-	-	1.50	-	0.90	1.50
6: Vy(p-)	-	-	-	-	1.50	-	-
7: SLV x [CQC]	-	-	-	-	-	-	-
8: SLV y [CQC]	-	-	-	-	-	-	-
9: SLD x [CQC]	-	-	-	-	-	-	-
10: SLD y [CQC]	-	-	-	-	-	-	-

## 2.3. Combinazioni Sle

Le seguenti combinazioni di carico sono state utilizzate ai fine delle verifiche allo stato limite d'esercizio:

	SLE	SLE_N	SLE_Vx(p-)	SLE_Vy(p+)	SLE_Vy(p-)	SLE_NVy(p+)	SLE_VyN(p+)
1: G1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2: G2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3: N	-	1.00	-	-	-	1.00	0.50
4: Vx	-	-	1.00	-	-	-	-
5: Vy(p+)	-	-	-	1.00	-	0.60	1.00
6: Vy(p-)	-	-	-	-	1.00	-	-
7: SLV x [CQC]	-	-	-	-	-	-	-
8: SLV y [CQC]	-	-	-	-	-	-	-
9: SLD x [CQC]	-	-	-	-	-	-	-
10: SLD y [CQC]	-	-	-	-	-	-	-

## 2.4. Combinazioni Sismiche SLV

Le seguenti combinazioni di carico sono state utilizzate ai fine delle verifiche sismiche:

	SLV							
	SLV +X+y	SLV -X+y	SLV +x+Y	SLV -x+Y	SLV -X-y	SLV +X-y	SLV +x-Y	SLV -x-Y
1: G1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2: G2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3: N	-	-	-	-	-	-	-	-
4: Vx	-	-	-	-	-	-	-	-
5: Vy(p+)	-	-	-	-	-	-	-	-
6: Vy(p-)	-	-	-	-	-	-	-	-
7: SLV x [CQC]	1.00	-1.00	0.30	-0.30	-1.00	1.00	0.30	-0.30
8: SLV y [CQC]	0.30	0.30	1.00	1.00	-0.30	-0.30	-1.00	-1.00
9: SLD x [CQC]	-	-	-	-	-	-	-	-
10: SLD y [CQC]	-	-	-	-	-	-	-	-

## 2.5. Combinazioni Sismiche SLD

Le seguenti combinazioni di carico sono state utilizzate ai fine delle verifiche sismiche:

	SLD							
	SLD +X+y	SLD -X+y	SLD +x+Y	SLD -x+Y	SLD -X-y	SLD +X-y	SLD +x-Y	SLD -x-Y
1: G1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2: G2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3: N	-	-	-	-	-	-	-	-
4: Vx	-	-	-	-	-	-	-	-
5: Vy(p+)	-	-	-	-	-	-	-	-
6: Vy(p-)	-	-	-	-	-	-	-	-
7: SLV x [CQC]	-	-	-	-	-	-	-	-
8: SLV y [CQC]	-	-	-	-	-	-	-	-
9: SLD x [CQC]	1.00	-1.00	0.30	-0.30	-1.00	1.00	0.30	-0.30
10: SLD y [CQC]	0.30	0.30	1.00	1.00	-0.30	-0.30	-1.00	-1.00

### 3. REAZIONI VINCOLARI – SISTEMA DI RIFERIMENTO GLOBALE

Nelle seguenti due tabelle vengono mostrati i valori massimi e minimi delle reazioni vincolari registrate per tutti i punti di vincolo, nelle combinazioni SLU e SLV e suddivise per i punti di vincolo lato muro e lato plinto. Tali reazioni sono riferite al sistema di riferimento globale.

Si specifica che i valori mostrati sono le reazioni vincolari applicate dalla fondazione alla struttura come risposta alle forze provenienti dalla struttura stessa. (Ad esempio un segno Z positivo significa che la struttura in acciaio applica una forza di compressione alla fondazione e un segno Z negativo significa che la struttura in acciaio applica una forza di trazione alla fondazione).

#### 3.1. Reazioni vincolari massime e minime lato plinto

		LATO PLINTO					
		FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		(kgf)	(kgf)	(kgf)	(kgfcm)	(kgfcm)	(kgfcm)
Max		30	204	1786	9662	5554	87
Min		-21	-56	-1492	-28749	-5552	-214
		FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		(kgf)	(kgf)	(kgf)	(kgfcm)	(kgfcm)	(kgfcm)
Node 2: 7: SLU [Combination 1]		-0.137	-2.092	133.021	322.843	-13.229	1.556
Node 2: 8: SLU_N [Combination 2]		-0.703	-10.211	466.119	1527.244	-68.508	7.420
Node 2: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]		30.489	35.252	-86.464	-5309.458	3853.118	-91.041
Node 2: 10: SLU_Vy(p-) [Combination 4]		-4.894	-17.478	358.645	4169.031	-518.426	83.856
Node 2: 11: SLU_Vy(p+) [Combination 5]		12.337	128.834	-494.962	-17896.897	1311.510	-214.253
Node 2: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]		-3.557	-19.443	601.493	3834.957	-371.626	56.800
Node 2: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]		-5.177	-21.538	525.194	4771.232	-546.066	86.788
Node 2: 21: SLV +X+Y [Combination 15]		-20.862	-2.166	99.294	335.237	-5551.844	57.787
Node 2: 22: SLV -X+Y [Combination 16]		20.249	-6.469	105.077	982.389	5489.460	-82.292
Node 2: 23: SLV +X+Y [Combination 17]		-6.959	-10.235	110.963	1555.551	-1738.077	-22.448
Node 2: 24: SLV -X+Y [Combination 18]		5.374	-11.526	112.699	1749.697	1574.314	-64.472
Node 2: 25: SLV -X-Y [Combination 19]		20.666	-0.843	96.810	130.551	5532.909	-55.543
Node 2: 26: SLV +X-Y [Combination 20]		-20.445	3.459	91.026	-516.601	-5508.395	84.536
Node 2: 27: SLV +X-Y [Combination 21]		-5.570	8.517	83.405	-1283.908	-1593.249	66.716
Node 2: 28: SLV -X-Y [Combination 22]		6.763	7.226	85.140	-1089.763	1719.143	24.692
Node 9: 7: SLU [Combination 1]		-0.098	-2.965	303.404	470.274	-9.944	1.363
Node 9: 8: SLU_N [Combination 2]		-0.503	-20.111	1383.648	2771.780	-51.486	6.642
Node 9: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]		28.523	61.901	-332.305	-9154.056	3688.202	-83.490
Node 9: 10: SLU_Vy(p-) [Combination 4]		-2.791	-47.286	974.297	8511.131	-342.328	75.482
Node 9: 11: SLU_Vy(p+) [Combination 5]		6.966	203.835	-1492.174	-28748.819	861.640	-192.992
Node 9: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]		-2.119	-46.704	1786.184	7596.294	-250.916	51.113
Node 9: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]		-2.994	-55.859	1514.419	9661.884	-363.099	78.121
Node 9: 21: SLV +X+Y [Combination 15]		-20.542	-7.638	227.534	1174.040	-5519.371	56.510
Node 9: 22: SLV -X+Y [Combination 16]		19.761	-5.667	225.194	880.763	5455.542	-80.481
Node 9: 23: SLV +X+Y [Combination 17]		-7.184	-17.663	242.653	2693.454	-1736.012	-21.691
Node 9: 24: SLV -X+Y [Combination 18]		4.907	-17.072	241.951	2605.471	1556.462	-62.788
Node 9: 25: SLV -X-Y [Combination 19]		20.402	3.517	211.532	-509.574	5505.138	-54.549
Node 9: 26: SLV +X-Y [Combination 20]		-19.900	1.546	213.872	-216.298	-5469.776	82.443
Node 9: 27: SLV +X-Y [Combination 21]		-5.047	12.951	197.115	-1941.006	-1570.695	64.750
Node 9: 28: SLV -X-Y [Combination 22]		7.044	13.542	196.413	-2028.988	1721.779	23.653
Node 31: 7: SLU [Combination 1]		-0.043	-2.629	207.533	424.961	-5.199	1.177
Node 31: 8: SLU_N [Combination 2]		-0.221	-15.638	866.708	2292.448	-26.941	5.669
Node 31: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]		28.601	53.442	-202.746	-7986.891	3691.186	-81.981
Node 31: 10: SLU_Vy(p-) [Combination 4]		-2.699	-37.966	637.418	7231.860	-330.124	73.465
Node 31: 11: SLU_Vy(p+) [Combination 5]		6.921	180.609	-956.069	-25558.422	846.828	-188.380
Node 31: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]		-1.815	-36.840	1124.639	6376.588	-221.896	49.042
Node 31: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]		-2.788	-44.470	967.006	8165.604	-340.995	75.711
Node 31: 21: SLV +X+Y [Combination 15]		-20.257	-7.725	159.969	1191.296	-5488.340	56.425
Node 31: 22: SLV -X+Y [Combination 16]		20.660	-11.817	164.740	1730.160	5538.038	-82.728
Node 31: 23: SLV +X+Y [Combination 17]		-5.395	-26.868	187.698	-4081.999	-1562.446	-24.943
Node 31: 24: SLV -X+Y [Combination 18]		6.881	-27.946	189.129	4243.058	1745.467	-66.689
Node 31: 25: SLV -X-Y [Combination 19]		20.196	4.014	142.404	-585.412	5480.900	-54.730
Node 31: 26: SLV +X-Y [Combination 20]		-20.722	7.606	137.633	-1124.275	-5545.478	84.423
Node 31: 27: SLV +X-Y [Combination 21]		-6.942	24.234	113.244	-3637.173	-1752.908	68.384
Node 31: 28: SLV -X-Y [Combination 22]		5.333	23.157	114.675	-3475.514	1555.006	26.638
Node 32: 7: SLU [Combination 1]		0.078	-2.883	303.292	458.007	5.253	0.912
Node 32: 8: SLU_N [Combination 2]		0.404	-19.693	1383.087	2709.331	27.356	4.736
Node 32: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]		24.836	56.932	-325.827	-8410.360	3367.831	-73.217
Node 32: 10: SLU_Vy(p-) [Combination 4]		1.502	-41.923	967.254	7708.021	30.303	63.435
Node 32: 11: SLU_Vy(p+) [Combination 5]		-3.654	190.067	-1474.108	-26687.321	-60.434	-163.039
Node 32: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]		1.258	-43.117	1781.464	7059.339	42.386	42.250
Node 32: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]		1.665	-50.328	1507.151	8833.683	41.354	65.347
Node 32: 21: SLV +X+Y [Combination 15]		-19.681	-8.525	229.041	1309.649	-5440.346	54.845
Node 32: 22: SLV -X+Y [Combination 16]		20.546	-7.245	227.168	1116.397	5527.484	-82.131
Node 32: 23: SLV +X+Y [Combination 17]		-4.724	-21.805	248.572	3317.707	-1508.711	-26.453
Node 32: 24: SLV -X+Y [Combination 18]		7.344	-21.421	248.010	3259.731	1781.638	-67.546
Node 32: 25: SLV -X-Y [Combination 19]		19.793	4.521	209.866	-662.771	5447.860	-53.540
Node 32: 26: SLV +X-Y [Combination 20]		-20.433	3.242	211.739	-469.518	-5519.970	83.436
Node 32: 27: SLV +X-Y [Combination 21]		-7.232	17.417	190.898	-2612.852	-1774.124	68.850
Node 32: 28: SLV -X-Y [Combination 22]		0.118	-2.118	133.055	326.771	8.598	0.749
Node 33: 7: SLU [Combination 1]		0.606	-10.345	466.293	1547.220	44.896	4.197
Node 33: 8: SLU_N [Combination 2]		23.072	37.561	-89.423	-5654.392	3217.909	-67.400
Node 33: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]		3.567	-19.187	360.809	4423.948	206.264	56.604
Node 33: 10: SLU_Vy(p-) [Combination 4]		-8.926	133.220	-500.513	-18551.119	-509.727	-145.716
Node 33: 11: SLU_Vy(p+) [Combination 5]		2.675	-20.587	602.945	4005.526	163.496	37.710
Node 33: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]		3.811	-23.301	527.428	5034.173	224.413	58.328
Node 33: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]		20.107	-7.345	106.421	1115.477	-5475.904	56.027
Node 33: 21: SLV +X+Y [Combination 15]		20.867	-2.013	99.067	312.143	5554.007	-83.497
Node 33: 22: SLV -X+Y [Combination 16]		-5.077	-12.841	114.738	1949.878	-1538.662	-26.095
Node 33: 23: SLV +X+Y [Combination 17]		7.216	-11.241	112.531	1708.877	1770.311	-67.953
Node 33: 24: SLV -X+Y [Combination 18]		20.276	4.298	89.732	-644.058	5488.201	-54.964
Node 33: 25: SLV -X-Y [Combination 19]		-20.699	-1.034	97.086	159.276	-5541.710	84.561
Node 33: 26: SLV +X-Y [Combination 20]		-7.047	8.194	83.621	-1237.458	-1758.015	69.016
Node 33: 27: SLV +X-Y [Combination 21]		5.245	9.794	81.415	-1478.458	1550.959	27.158
Node 33: 28: SLV -X-Y [Combination 22]							
		FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		(kgf)	(kgf)	(kgf)	(kgfcm)	(kgfcm)	(kgfcm)
Max FX	Node 2: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]	30.489	35.252	-86.464	-5309.458	3853.118	-91.041
Min FX	Node 2: 21: SLV +X+Y [Combination 15]	-20.862	-2.166	99.294	335.237	-5551.844	57.787
Max FY	Node 9: 11: SLU_Vy(p+) [Combination 5]	6.966	203.835	-1492.174	-28748.819	861.640	-192.992
Min FY	Node 9: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]	-2.994	-55.859	1514.419	9661.884	-363.099	78.121
Max FZ	Node 9: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]	-2.119	-46.704	1786.184	7596.294	-250.916	51.113
Min FZ	Node 9: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 4]	6.966	203.835	-1492.174	-28748.819	861.640	-192.992
Max MX	Node 9: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]	-2.994	-55.859	1514.419	9661.884	-363.099	78.121
Min MX	Node 9: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 4]	6.966	203.835	-1492.174	-28748.819	861.640	-192.992
Max MY	Node 33: 22: SLV -X+Y [Combination 16]	20.867	-2.013	99.067	312.143	5554.007	-83.497
Min MY	Node 2: 21: SLV +X+Y [Combination 15]	-20.862	-2.166	99.294	335.237	-5551.844	57.787
Max MZ	Node 2: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]	-5.177	-21.538	525.194	4771.232	-546.066	86.788
Min MZ	Node 2: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 4]	12.337	128.834	-494.962	-17896.897	1311.510	-214.253

### 3.2. Reazioni vincolari massime e minime lato muro

		LATO MURO					
		FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		(kgf)	(kgf)	(kgf)	(kgfcm)	(kgfcm)	(kgfcm)
Max		28	214	1122	8253	5358	312
Min		-21	-39	-620	-30703	-5366	-656
		FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		(kgf)	(kgf)	(kgf)	(kgfcm)	(kgfcm)	(kgfcm)
Node 1: 7: SLU [Combination 1]		-0.094	0.877	91.896	106.253	-5.490	5.774
Node 1: 8: SLU_N [Combination 2]		-0.485	3.992	299.964	474.388	-28.245	28.669
Node 1: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]		27.863	44.471	31.673	-6287.815	3360.703	-249.357
Node 1: 10: SLU_Vy(p+) [Combination 4]		-2.651	-19.694	165.955	4607.373	-91.719	258.055
Node 1: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]		6.611	151.396	-65.958	-20465.406	220.621	-655.763
Node 1: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]		-2.019	-8.350	344.399	3175.060	-79.983	180.038
Node 1: 13: SLU_NVy(p-) [Combination 7]		-2.846	-18.137	269.989	4791.440	-103.097	269.503
Node 1: 21: SLV +x+y [Combination 15]		-21.378	-0.237	66.858	201.441	-5365.801	123.799
Node 1: 22: SLV -x+y [Combination 16]		20.349	-6.239	61.101	1013.324	5229.982	-86.642
Node 1: 23: SLV +x+Y [Combination 17]		-7.817	-11.373	55.413	1723.132	-1806.558	83.816
Node 1: 24: SLV -x+Y [Combination 18]		4.702	-13.174	53.686	1966.697	1372.177	20.684
Node 1: 25: SLV -X-y [Combination 19]		21.243	1.506	69.183	-47.418	5357.938	-115.503
Node 1: 26: SLV +X-y [Combination 20]		-20.484	7.508	74.940	-859.301	-5237.845	94.938
Node 1: 27: SLV +x-Y [Combination 21]		-4.836	14.443	82.355	-1812.673	-1380.040	-12.388
Node 1: 28: SLV -x-Y [Combination 22]		7.682	12.642	80.628	-1569.108	1798.695	-75.520
Node 7: 7: SLU [Combination 1]		-0.060	4.391	208.366	-81.032	-2.883	4.206
Node 7: 8: SLU_N [Combination 2]		-0.309	27.401	923.417	-921.184	-14.947	21.178
Node 7: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]		25.909	69.622	-83.320	-10148.692	3209.699	-153.127
Node 7: 10: SLU_Vy(p+) [Combination 4]		-0.578	-38.594	531.117	8252.956	68.199	155.933
Node 7: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]		1.299	213.686	-601.613	-30703.320	-189.274	-393.658
Node 7: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]		-0.619	1.610	1117.068	4079.208	27.702	112.214
Node 7: 13: SLU_NVy(p-) [Combination 7]		-0.702	-27.089	888.643	7832.879	62.167	164.419
Node 7: 21: SLV +x+y [Combination 15]		-21.110	-4.713	143.367	1005.779	-5345.352	97.815
Node 7: 22: SLV -X+y [Combination 16]		19.733	-1.866	145.729	630.384	5181.578	-65.472
Node 7: 23: SLV +x+Y [Combination 17]		-8.322	-18.586	128.880	2903.546	-1847.184	71.357
Node 7: 24: SLV -x+Y [Combination 18]		3.931	-17.732	129.588	2790.928	1310.895	22.371
Node 7: 25: SLV -X-y [Combination 19]		21.024	10.879	158.855	-1108.893	5341.227	-91.780
Node 7: 26: SLV +X-y [Combination 20]		-19.818	8.032	156.493	-733.498	-5185.703	71.507
Node 7: 27: SLV +x-Y [Combination 21]		-4.016	23.897	172.634	-2894.042	-1315.020	-16.337
Node 7: 28: SLV -x-Y [Combination 22]		8.236	24.751	173.343	-3006.660	1843.059	-65.322
Node 25: 7: SLU [Combination 1]		-0.007	2.073	141.144	82.249	1.098	1.780
Node 25: 8: SLU_N [Combination 2]		-0.034	12.822	564.298	134.948	5.665	8.467
Node 25: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]		26.062	64.141	-7.949	-9191.268	3227.505	-156.192
Node 25: 10: SLU_Vy(p+) [Combination 4]		-0.561	-38.138	310.583	7647.238	63.021	151.093
Node 25: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]		1.448	204.091	-266.816	-28523.555	-161.279	-389.754
Node 25: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]		-0.367	-11.304	665.961	4673.942	42.819	98.055
Node 25: 13: SLU_NVy(p-) [Combination 7]		-0.575	-32.763	522.160	7673.588	65.305	154.437
Node 25: 21: SLV +x+y [Combination 15]		-21.016	-6.710	94.742	1175.573	-5339.109	81.960
Node 25: 22: SLV -X+y [Combination 16]		20.522	-11.788	90.036	1856.828	5243.334	-119.097
Node 25: 23: SLV +x+Y [Combination 17]		-7.042	-33.467	67.996	4805.762	-1748.825	-34.731
Node 25: 24: SLV -x+Y [Combination 18]		5.420	-34.990	66.584	5010.139	1425.908	-95.048
Node 25: 25: SLV -X-y [Combination 19]		21.006	9.623	111.549	-1050.387	5340.681	-79.393
Node 25: 26: SLV +X-y [Combination 20]		-20.532	14.701	116.256	-1731.642	-5241.762	121.663
Node 25: 27: SLV +x-Y [Combination 21]		-5.429	37.903	139.707	-4884.953	-1424.336	97.614
Node 25: 28: SLV -x-Y [Combination 22]		7.032	36.380	138.295	-4680.576	1750.397	37.297
Node 26: 7: SLU [Combination 1]		0.104	4.506	208.479	-96.408	9.659	-2.509
Node 26: 8: SLU_N [Combination 2]		0.538	27.980	923.986	-999.226	49.757	-12.594
Node 26: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]		22.354	62.693	-89.882	-9216.308	2940.886	7.883
Node 26: 10: SLU_Vy(p+) [Combination 4]		3.546	-31.121	538.245	7246.497	380.252	-29.599
Node 26: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]		-8.919	194.503	-619.897	-28119.857	-962.118	68.530
Node 26: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]		2.603	6.604	1121.846	3406.517	272.113	-28.849
Node 26: 13: SLU_NVy(p-) [Combination 7]		3.762	-19.383	895.999	6795.088	400.301	-34.642
Node 26: 21: SLV +x+y [Combination 15]		-20.016	-5.911	141.960	1172.924	-5297.179	50.851
Node 26: 22: SLV -X+y [Combination 16]		20.707	-4.118	143.753	929.817	5220.681	-106.084
Node 26: 23: SLV +x+Y [Combination 17]		-5.130	-24.367	123.138	3687.057	-1721.312	-64.313
Node 26: 24: SLV -x+Y [Combination 18]		7.087	-23.829	123.677	3614.125	1434.046	-111.394
Node 26: 25: SLV -X-y [Combination 19]		20.165	12.240	160.424	-1298.087	5311.011	-54.452
Node 26: 26: SLV +X-y [Combination 20]		-20.558	10.447	158.630	-1054.980	-5206.850	102.483
Node 26: 27: SLV +x-Y [Combination 21]		-6.938	30.159	178.707	-3739.288	-1420.215	107.793
Node 26: 28: SLV -x-Y [Combination 22]		5.279	30.697	179.245	-3812.220	1735.143	60.713
Node 27: 7: SLU [Combination 1]		0.137	0.839	91.861	111.235	12.137	-3.821
Node 27: 8: SLU_N [Combination 2]		0.707	3.802	299.786	499.708	62.453	-18.561
Node 27: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]		20.636	47.712	34.674	-6721.985	2809.412	89.396
Node 27: 10: SLU_Vy(p+) [Combination 4]		5.560	-22.120	163.748	4930.277	534.558	-124.083
Node 27: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]		-14.082	157.621	-60.298	-21294.086	-1357.767	311.532
Node 27: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]		3.961	-9.973	342.919	3391.133	375.906	-90.718
Node 27: 13: SLU_NVy(p-) [Combination 7]		5.845	-20.638	267.711	5124.513	559.716	-131.453
Node 27: 21: SLV +x+y [Combination 15]		-20.423	-7.436	59.806	1178.326	-5333.916	76.674
Node 27: 22: SLV -X+y [Combination 16]		21.178	-0.027	67.078	172.806	5252.308	-127.002
Node 27: 23: SLV +x+Y [Combination 17]		-5.211	-14.967	51.726	2214.688	-1744.227	-46.911
Node 27: 24: SLV -x+Y [Combination 18]		7.269	-12.745	53.908	1913.031	1431.641	-108.014
Node 27: 25: SLV -X-y [Combination 19]		20.620	8.651	76.185	-1017.160	5351.298	-82.174
Node 27: 26: SLV +X-y [Combination 20]		-20.981	1.242	68.913	-11.640	-5234.926	121.501
Node 27: 27: SLV +x-Y [Combination 21]		-7.073	13.960	82.083	-1751.865	-1414.259	102.513
Node 27: 28: SLV -x-Y [Combination 22]		5.408	16.182	84.265	-2053.521	1761.609	41.410
		FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		(kgf)	(kgf)	(kgf)	(kgfcm)	(kgfcm)	(kgfcm)
<b>Max FX</b>	Node 1: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]	<b>27.863</b>	44.471	31.673	-6287.815	3360.703	-249.357
<b>Min FX</b>	Node 1: 21: SLV +x+y [Combination 15]	<b>-21.378</b>	-0.237	66.858	201.441	-5365.801	123.799
<b>Max FY</b>	Node 7: 11: SLU_Vy(p+) [Combination 4]	1.299	<b>213.686</b>	-601.613	-30703.320	-189.274	-393.658
<b>Min FY</b>	Node 7: 10: SLU_Vy(p-) [Combination 5]	-0.578	<b>-38.594</b>	531.117	8252.956	68.199	155.933
<b>Max FZ</b>	Node 26: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]	2.603	6.604	<b>1121.846</b>	3406.517	272.113	-28.849
<b>Min FZ</b>	Node 26: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]	-8.919	194.503	<b>-619.897</b>	-28119.857	-962.118	68.530
<b>Max MX</b>	Node 7: 10: SLU_Vy(p+) [Combination 4]	-0.578	-38.594	531.117	<b>8252.956</b>	68.199	155.933
<b>Min MX</b>	Node 7: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]	1.299	213.686	-601.613	<b>-30703.320</b>	-189.274	-393.658
<b>Max MY</b>	Node 1: 25: SLV -X-y [Combination 19]	21.243	1.506	69.183	-47.418	<b>5357.938</b>	-115.503
<b>Min MY</b>	Node 1: 21: SLV +x+y [Combination 15]	-21.378	-0.237	66.858	201.441	<b>-5365.801</b>	123.799
<b>Max MZ</b>	Node 27: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]	-14.082	157.621	-60.298	-21294.086	-1357.767	<b>311.532</b>
<b>Min MZ</b>	Node 1: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]	6.611	151.396	-65.958	-20465.406	220.621	<b>-655.763</b>

## 4. VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ – SLU E SISMICHE

In questo capitolo riportiamo tutti i controlli effettuati sugli elementi della struttura in questione, considerando le sollecitazioni combinate agli SLU e agli SLV.

### 4.1. Verifica degli elementi trave – SLU/SLV

Di seguito riportiamo le verifiche di resistenza e le verifiche di stabilità di tutte le travi che costituiscono la struttura nelle combinazioni SLU e SLV.

#### 4.1.1. VERIFICA PER PROPRIETÀ

##### RIASSUNTO PER PROPRIETÀ

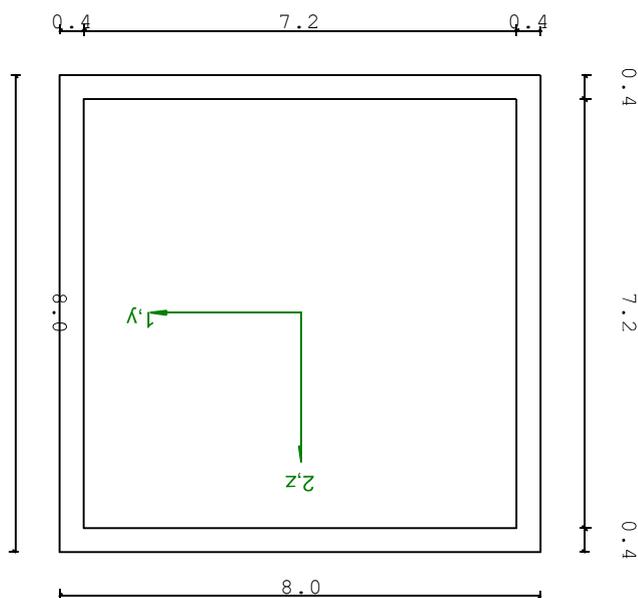
Prop.	Fatt.Res.	Trave	L.C.	Cl.	Fatt.Inst.	Trave	L.C.	Cl.
1	0.43	4	Cmb 5	1	0.34	4	Cmb 61	
2	0.67	12	Cmb 5	1	0.29	12	Cmb 51	
3	0.67	27	Cmb 6	1	0.32	27	Cmb 61	

#### 4.1.2. VERIFICA DELLE PROPRIETÀ

##### Verifica prop. 1

PROP. 1 - BEAM n. 4 - SEZIONE IN X = 0.00

p.: Montante SHS 80x4 Trave: 4 Prop.: 1 Sez.in: 0.00							
Cmb 5	<table> <tr> <td>M1 = -861.64</td> <td>M2 = -28748.82</td> </tr> <tr> <td>N = 1492.17</td> <td>V1 = 6.97</td> </tr> <tr> <td>V2 = 203.84</td> <td>MT = 192.99</td> </tr> </table>	M1 = -861.64	M2 = -28748.82	N = 1492.17	V1 = 6.97	V2 = 203.84	MT = 192.99
M1 = -861.64	M2 = -28748.82						
N = 1492.17	V1 = 6.97						
V2 = 203.84	MT = 192.99						
Sezione Rettangolare Cava							
D = 8.00 B = 8.00 T1 = 0.40 T2 = 0.40							
Area = 1.22e01							
I11 = 1.17e02							
I22 = 1.17e02							



**PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE**

Altezza		D =	8.00	cm
Base		B =	8.00	cm
Spessore base		T1 =	0.40	cm
Spessore altezza		T2 =	0.40	cm
Posizione del baricentro elastico		X <sub>1G,e1</sub> =	4.00	cm
		X <sub>2G,e1</sub> =	4.00	cm
Posizione del baricentro plastico		X <sub>1G,p1</sub> =	4.00	cm
		X <sub>2G,p1</sub> =	4.00	cm
Distanza baricentro - centro di taglio		X <sub>1CT</sub> -X <sub>1G</sub> =	0.00	cm
		X <sub>2CT</sub> -X <sub>2G</sub> =	0.00	cm
Area della sezione		A =	1.22e01	cm <sup>2</sup>
Momento d'inerzia	asse 1	I <sub>11</sub> =	1.17e02	cm <sup>4</sup>
	asse 2	I <sub>22</sub> =	1.17e02	cm <sup>4</sup>
	asse 3	J =	1.80e02	cm <sup>4</sup>
Momento polare rispetto il centro di taglio		I <sub>p</sub> =	234.77	cm <sup>4</sup>
Costante di ingobbamento		I <sub>0</sub> =	0.00	cm <sup>6</sup>
Raggio giratore	asse 1	i <sub>11</sub> =	3.11	cm
	asse 2	i <sub>22</sub> =	3.11	cm
Modulo di resistenza elastico	superiore	W <sub>1 sup,e1</sub> =	2.93e01	cm <sup>3</sup>
	inferiore	W <sub>1 inf,e1</sub> =	2.93e01	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza elastico	destro	W <sub>2 dx,e1</sub> =	2.93e01	cm <sup>3</sup>
	sinistro	W <sub>2 sx,e1</sub> =	2.93e01	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W <sub>1,p1</sub> =	34.69	cm <sup>3</sup>
	asse 2	W <sub>2,p1</sub> =	34.69	cm <sup>3</sup>
Area di taglio	asse 1	A <sub>v1,p1</sub> =	5.76e00	cm <sup>2</sup>
	asse 2	A <sub>v2,p1</sub> =	5.76e00	cm <sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DELL'ASTA:**

Lunghezza			275.00	cm
Molt. per inflessione	asse 1	β <sub>1</sub> =	2.00	
	asse 2	β <sub>2</sub> =	1.00	
	asse 3	β <sub>3</sub> =	1.00	

**Attributi per il calcolo di instabilità**

	Diagramma	ψ	k <sub>c</sub>	m <sub>L,T</sub>	C <sub>m</sub>
Piano 1	Tipo 2	-0.82	0.63	0.44	0.40
Piano 2	Tipo 9	-0.82	0.99	0.44	0.40

**CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:**

Tipo di acciaio		S235		
Lavorazione		Saldata		
Modulo di elasticità		E =	206.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f <sub>y</sub> =	2396.33	kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f <sub>u</sub> =	3670.98	kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f <sub>y</sub> =	2192.39	kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f <sub>u</sub> =	3670.98	kgf/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiale		γ <sub>M0</sub> =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		γ <sub>M1</sub> =	1.05	

**SOLLECITAZIONI:**

Sforzo normale		AF =	1.49e03	kgf
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	6.97e00	kgf
	direzione 2	V2 =	2.04e02	kgf
Momento flettente	direzione 1	M1 =	-8.62e02	kgfcm
	direzione 2	M2 =	-2.87e04	kgfcm
Momento torcente		MT =	1.93e02	kgfcm

**VERIFICA DI RESISTENZA (EN 1993-1-1 § 6.2):**

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:	
	C1 = Classe 1
Asse con inerzia maggiore	y-y = 2-2

Asse con inerzia minore		$z-z = 1-1$	
Resistenza assiale		$N_{Rd} = 27751.82$	kgf
Resistenza tagliante	asse y	$V_{p1,y,Rd} = 7589.61$	kgf
riduzione per la torsione		coeff = 1.00	
		$V_{p1,y,T,Rd} = 7565.56$	kgf
Resistenza tagliante	asse z	$V_{p1,z,Rd} = 7589.61$	kgf
riduzione per la torsione		coeff = 1.00	
		$V_{p1,z,T,Rd} = 7565.56$	kgf
Resistenza flessionale	asse y	$M_{y,Rd} = 79165.72$	kgfcm
riduzione per il taglio		coeff = 1.00	
		$M_{y,V,Rd} = 79165.72$	kgfcm
Resistenza flessionale	asse z	$M_{z,Rd} = 79165.72$	kgfcm
riduzione per il taglio		coeff = 1.00	
		$M_{z,V,Rd} = 79165.72$	kgfcm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 60885.58$	kgfcm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$(N_{Ed}/N_{Rd}) + (M_{y,Ed}/M_{y,Rd}) + (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-PF} = 0.43$	Verificato
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-V} = 0.03$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$		$F_{R-T} = 0.00$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} / f_y \leq 1$		$F_{R-t} = 0.03$	Verificato

**VERIFICA DI STABILITÀ (EN 1993-1-1 § 6.3) :**

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

$C1 =$  Classe 1

Sforzo normale	$N_{ED} = 1.49e03$	kgf
Momento flettente	$M_{z,ED} = 1.05e03$	kgfcm
	$M_{y,ED} = -2.87e04$	kgfcm

**Tabella dei carichi critici**

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	$P_{cr}$ [kgf]	$\ell_0$ [cm]	$\lambda^*$	$\chi$
y	32805.29	275.00	0.94	0.57
z	8201.32	550.00	1.88	0.22
$\theta$	7.71e06	275.00	0.06	1.00
min	8201.32		1.88	0.22
	$M_{cr}$ [Nmm]	$\ell_0$ [mm]	$\lambda_{LT}^*$	$\chi_{LT}$
fless.tors.	1.89e05	275.00	0.20	1.00

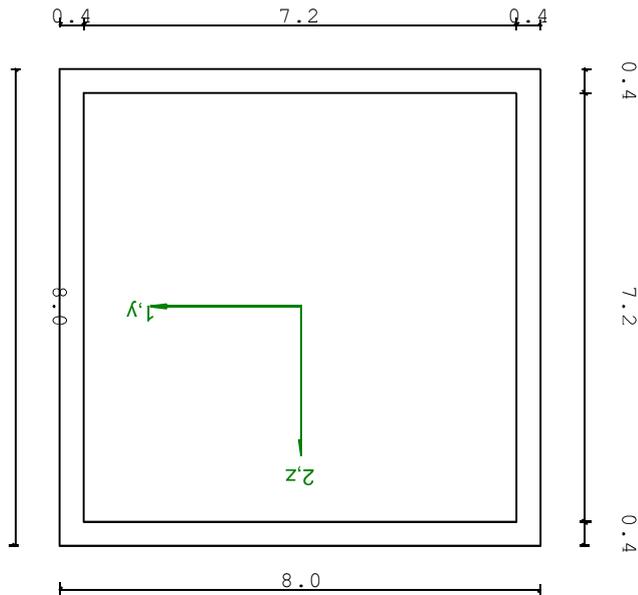
Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} = 6.02e03$	kgf
	asse y	$N_{b,y,Rd} = 1.59e04$	kgf
	asse z	$N_{b,z,Rd} = 6.02e03$	kgf
Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} = 7.93e04$	kgfcm
	asse z	$M_{z,Rd} = 7.92e04$	kgfcm
Coefficiente di interazione		$k_{yy} = 0.40$	
		$k_{yz} = 0.24$	
		$k_{zy} = 0.24$	
		$k_{zz} = 0.40$	

Verifica di Instabilità a 3	$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	$F_{I-N} = 0.00$	(Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione	$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,y} = 0.09$	(Verificato)
	$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,z} = 0.15$	(Verificato)

**Verifica prop. 1**

PROP. 1 - BEAM n. 4 - SEZIONE IN X = 0.00

b.: Montante SHS 80x4 Trave: 4 Prop.: 1 Sez.in: 0.0			
Cmb 6	M1 = 250.92	M2 = 7596.29	
	N = -1786.18	V1 = -2.12	
	V2 = -46.70	MT = -51.11	
Sezione Rettangolare Cava			
D = 8.00 B = 8.00 T1 = 0.40 T2 = 0.40			
Area		= 1.22e01	
I11		= 1.17e02	
I22		= 1.17e02	



**PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE**

Altezza		D =	8.00	cm
Base		B =	8.00	cm
Spessore base		T1 =	0.40	cm
Spessore altezza		T2 =	0.40	cm
Posizione del baricentro elastico		X <sub>1G,el</sub> =	4.00	cm
		X <sub>2G,el</sub> =	4.00	cm
Posizione del baricentro plastico		X <sub>1G,pl</sub> =	4.00	cm
		X <sub>2G,pl</sub> =	4.00	cm
Distanza baricentro - centro di taglio		X <sub>1CT</sub> -X <sub>1G</sub> =	0.00	cm
		X <sub>2CT</sub> -X <sub>2G</sub> =	0.00	cm
Area della sezione		A =	1.22e01	cm <sup>2</sup>
Momento d'inerzia	asse 1	I <sub>11</sub> =	1.17e02	cm <sup>4</sup>
	asse 2	I <sub>22</sub> =	1.17e02	cm <sup>4</sup>
	asse 3	J =	1.80e02	cm <sup>4</sup>
Momento polare rispetto il centro di taglio		I <sub>p</sub> =	234.77	cm <sup>4</sup>
Costante di ingobbamento		I <sub>φ</sub> =	0.00	cm <sup>6</sup>
Raggio giratore	asse 1	i <sub>11</sub> =	3.11	cm
	asse 2	i <sub>22</sub> =	3.11	cm
Modulo di resistenza elastico	superiore	W <sub>1 sup,el</sub> =	2.93e01	cm <sup>3</sup>
	inferiore	W <sub>1 inf,el</sub> =	2.93e01	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza elastico	destro	W <sub>2 dx,el</sub> =	2.93e01	cm <sup>3</sup>
	sinistro	W <sub>2 sx,el</sub> =	2.93e01	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W <sub>1,pl</sub> =	34.69	cm <sup>3</sup>
	asse 2	W <sub>2,pl</sub> =	34.69	cm <sup>3</sup>
Area di taglio	asse 1	A <sub>v1,pl</sub> =	5.76e00	cm <sup>2</sup>
	asse 2	A <sub>v2,pl</sub> =	5.76e00	cm <sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DELL'ASTA:**

Lunghezza			275.00	cm
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	2.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	1.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	$\psi$	$k_c$	$m_{LT}$	$C_m$
Piano 1	Tipo 2	-0.76	0.63	0.44	0.40
Piano 2	Tipo 9	-0.99	0.99	0.44	0.40

**CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:**

Tipo di acciaio		S235	
Lavorazione		Saldata	
Modulo di elasticità		$E =$	206.00 GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	2396.33 kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	3670.98 kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	2192.39 kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	3670.98 kgf/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiale		$\gamma_{M0} =$	1.05
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		$\gamma_{M1} =$	1.05

**SOLLECITAZIONI:**

Sforzo normale		AF =	-1.79e03	kgf
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	-2.12e00	kgf
	direzione 2	V2 =	-4.67e01	kgf
Momento flettente	direzione 1	M1 =	2.51e02	kgfcm
	direzione 2	M2 =	7.60e03	kgfcm
Momento torcente		MT =	-5.11e01	kgfcm

**VERIFICA DI RESISTENZA (EN 1993-1-1 § 6.2):**

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

		C1 =	Classe 1
Asse con inerzia maggiore		y-y =	2-2
Asse con inerzia minore		z-z =	1-1
Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	27751.82 kgf
Resistenza tagliante	asse y	$V_{p1,y,Rd} =$	7589.61 kgf
riduzione per la torsione		coeff =	1.00
		$V_{p1,y,T,Rd} =$	7583.24 kgf
Resistenza tagliante	asse z	$V_{p1,z,Rd} =$	7589.61 kgf
riduzione per la torsione		coeff =	1.00
		$V_{p1,z,T,Rd} =$	7583.24 kgf
Resistenza flessionale	asse y	$M_{y,Rd} =$	79165.72 kgfcm
riduzione per il taglio		coeff =	1.00
		$M_{y,V,Rd} =$	79165.72 kgfcm
Resistenza flessionale	asse z	$M_{z,Rd} =$	79165.72 kgfcm
riduzione per il taglio		coeff =	1.00
		$M_{z,V,Rd} =$	79165.72 kgfcm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} =$	60885.58 kgfcm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$(N_{Ed}/N_{Rd}) + (M_{y,Ed}/M_{y,Rd}) + (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-PF} =$	0.16 Verificato
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-V} =$	6.44e-03 Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$		$F_{R-T} =$	0.00 Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} / f_y \leq 1$		$F_{R-t} =$	7.39e-03 Verificato

**VERIFICA DI STABILITÀ (EN 1993-1-1 § 6.3):**

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

C1 = Classe 1

Sforzo normale  $N_{ED} = -1.79e03$  kgf  
 Momento flettente  $M_{z,ED} = -3.32e02$  kgfcm  
 $M_{y,ED} = 7.60e03$  kgfcm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	$P_{cr}$ [kgf]	$\ell_0$ [cm]	$\lambda^*$	$\chi$
y	32805.29	275.00	0.94	0.57
z	8201.32	550.00	1.88	0.22
$\theta$	7.71e06	275.00	0.06	1.00
min	8201.32		1.88	0.22
fless.tors.	$M_{cr}$ [Nmm]	$\ell_0$ [mm]	$\lambda^*_{LT}$	$\chi_{LT}$
	1.89e05	275.00	0.20	1.00

Resistenza assiale minimo  $N_{b,Rd} = 6.02e03$  kgf  
 asse y  $N_{b,y,Rd} = 1.59e04$  kgf  
 asse z  $N_{b,z,Rd} = 6.02e03$  kgf

Resistenza flessionale asse y  $M_{b,y,Rd} = 7.92e04$  kgfcm  
 asse z  $M_{z,Rd} = 7.92e04$  kgfcm

Coefficiente di interazione  $k_{yy} = 0.43$   
 $k_{yz} = 0.30$   
 $k_{zy} = 0.26$   
 $k_{zz} = 0.49$

Verifica di Instabilità a 3

$$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1 \quad F_{I-N} = 0.30 \quad (\text{Verificato})$$

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1 \quad F_{R-PF,y} = 0.14 \quad (\text{Verificato})$$

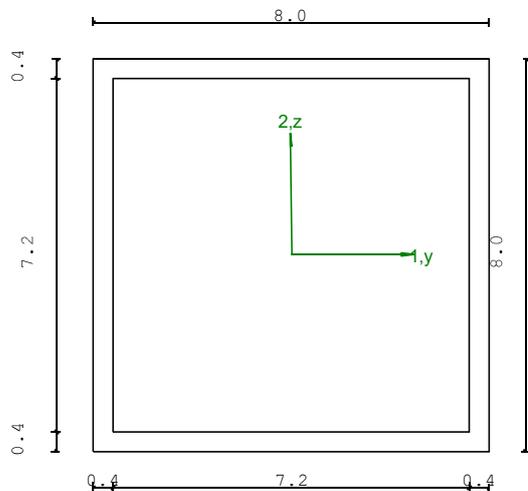
$$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1 \quad F_{R-PF,z} = 0.34 \quad (\text{Verificato})$$

## Verifica prop. 2

### Verifica prop. 2

PROP. 2 - BEAM n. 12 - SEZIONE IN X = 79.06

ip.: Trave SHS 80x4 Trave: 12 Prop.: 2 Sez.in: 79.0			
Cmb 5	M1 = 991.11	M2 = 5152.05	
	N = -94.23	V1 = 37.71	
	V2 = 897.57	MT = -641.13	
Sezione Rettangolare Cava			
D = 8.00 B = 8.00 T1 = 0.40 T2 = 0.40			
Area		= 1.22e01	
I11		= 1.17e02	
I22		= 1.17e02	



### PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza		D =	8.00	cm
Base		B =	8.00	cm
Spessore base		T1 =	0.40	cm
Spessore altezza		T2 =	0.40	cm
Posizione del baricentro elastico		X <sub>1G,e1</sub> =	4.00	cm
		X <sub>2G,e1</sub> =	4.00	cm
Posizione del baricentro plastico		X <sub>1G,p1</sub> =	4.00	cm
		X <sub>2G,p1</sub> =	4.00	cm
Distanza baricentro - centro di taglio		X <sub>1CT</sub> -X <sub>1G</sub> =	0.00	cm
		X <sub>2CT</sub> -X <sub>2G</sub> =	0.00	cm
Area della sezione		A =	1.22e01	cm <sup>2</sup>
Momento d'inerzia	asse 1	I <sub>11</sub> =	1.17e02	cm <sup>4</sup>
	asse 2	I <sub>22</sub> =	1.17e02	cm <sup>4</sup>
	asse 3	J =	1.80e02	cm <sup>4</sup>
Momento polare rispetto il centro di taglio		I <sub>p</sub> =	234.77	cm <sup>4</sup>
Costante di ingobbamento		I <sub>0</sub> =	0.00	cm <sup>6</sup>
Raggio giratore	asse 1	i <sub>11</sub> =	3.11	cm
	asse 2	i <sub>22</sub> =	3.11	cm
Modulo di resistenza elastico	superiore	W <sub>1 sup,e1</sub> =	2.93e01	cm <sup>3</sup>
	inferiore	W <sub>1 inf,e1</sub> =	2.93e01	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza elastico	destro	W <sub>2 dx,e1</sub> =	2.93e01	cm <sup>3</sup>
	sinistro	W <sub>2 sx,e1</sub> =	2.93e01	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W <sub>1,p1</sub> =	34.69	cm <sup>3</sup>
	asse 2	W <sub>2,p1</sub> =	34.69	cm <sup>3</sup>
Area di taglio	asse 1	A <sub>v1,p1</sub> =	5.76e00	cm <sup>2</sup>
	asse 2	A <sub>v2,p1</sub> =	5.76e00	cm <sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DELL'ASTA:**

Lunghezza			79.06	cm
Molt. per inflessione	asse 1	β <sub>1</sub> =	2.53	
	asse 2	β <sub>2</sub> =	2.53	
	asse 3	β <sub>3</sub> =	3.79	

**Attributi per il calcolo di instabilità**

	Diagramma	ψ	k <sub>c</sub>	m <sub>L,T</sub>	C <sub>m</sub>
Piano 1	Tipo 2	-0.50	0.67	0.44	0.40
Piano 2	Tipo 2	-0.38	0.69	0.45	0.45

**CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:**

Tipo di acciaio		S235		
Lavorazione		Saldata		
Modulo di elasticità		E =	206.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f <sub>y</sub> =	2396.33	kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f <sub>u</sub> =	3670.98	kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f <sub>y</sub> =	2192.39	kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f <sub>u</sub> =	3670.98	kgf/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiale		γ <sub>M0</sub> =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		γ <sub>M1</sub> =	1.05	

**SOLLECITAZIONI:**

Sforzo normale		AF =	-9.42e01	kgf
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	3.77e01	kgf
	direzione 2	V2 =	8.98e02	kgf
Momento flettente	direzione 1	M1 =	9.91e02	kgfcm
	direzione 2	M2 =	5.16e04	kgfcm
Momento torcente		MT =	-6.41e02	kgfcm

**VERIFICA DI RESISTENZA (EN 1993-1-1 § 6.2):**

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:	
	C1 = Classe 1
Asse con inerzia maggiore	y-y = 2-2
Asse con inerzia minore	z-z = 1-1

Resistenza assiale		$N_{Rd} = 27751.82$	kgf
Resistenza tagliante	asse y	$V_{pl,y,Rd} = 7589.61$	kgf
riduzione per la torsione		coeff = 0.99 $V_{pl,y,T,Rd} = 7509.70$	kgf
Resistenza tagliante	asse z	$V_{pl,z,Rd} = 7589.61$	kgf
riduzione per la torsione		coeff = 0.99 $V_{pl,z,T,Rd} = 7509.70$	kgf
Resistenza flessionale	asse y	$M_{y,Rd} = 79165.72$	kgfcm
riduzione per il taglio		coeff = 1.00 $M_{y,V,Rd} = 79165.72$	kgfcm
Resistenza flessionale	asse z	$M_{z,Rd} = 79165.72$	kgfcm
riduzione per il taglio		coeff = 1.00 $M_{z,V,Rd} = 79165.72$	kgfcm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 60885.58$	kgfcm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$(N_{Ed}/N_{Rd}) + (M_{y,Ed}/M_{y,Rd}) + (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-PF} = 0.67$	Verificato
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-V} = 0.12$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$		$F_{R-T} = 0.01$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} / f_y \leq 1$		$F_{R-t} = 0.14$	Verificato

**VERIFICA DI STABILITÀ (EN 1993-1-1 § 6.3):**

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

Cl = Classe 1

Sforzo normale	$N_{Ed} = -9.60e01$	kgf
Momento flettente	$M_{z,Ed} = -1.99e03$	kgfcm
	$M_{y,Ed} = 5.16e04$	kgfcm

**Tabella dei carichi critici**

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	$P_{cr}$ [kgf]	$\ell_0$ [cm]	$\lambda^*$	$\chi$
y	62022.50	200.00	0.69	0.73
z	62022.50	200.00	0.69	0.73
$\theta$	7.71e06	300.00	0.06	1.00
min	62022.50		0.69	0.73
	$M_{cr}$ [Nmm]	$\ell_0$ [mm]	$\lambda_{LT}^*$	$\chi_{LT}$
fless.tors.	1.86e05	300.00	0.20	1.05

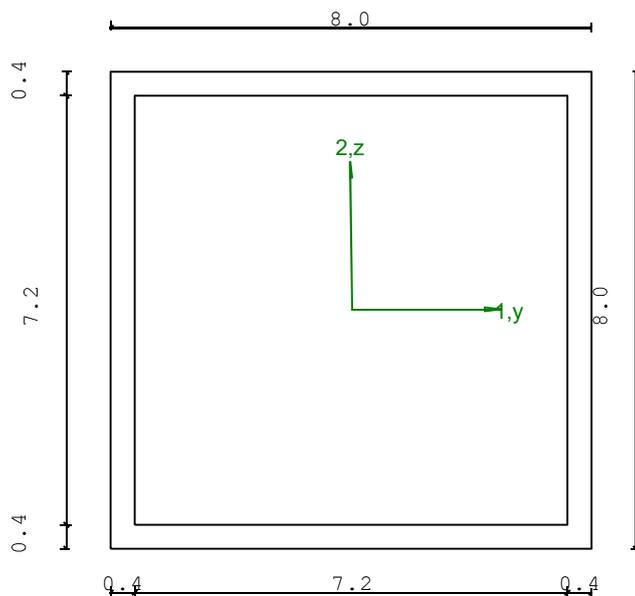
Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} = 2.04e04$	kgf
	asse y	$N_{b,y,Rd} = 2.04e04$	kgf
	asse z	$N_{b,z,Rd} = 2.04e04$	kgf
Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} = 8.28e04$	kgfcm
	asse z	$M_{z,Rd} = 7.92e04$	kgfcm
Coefficiente di interazione		$k_{yy} = 0.45$	
		$k_{yz} = 0.24$	
		$k_{zy} = 0.27$	
		$k_{zz} = 0.40$	

Verifica di Instabilità a 3	$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	$F_{I-N} = 0.00$	(Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione			
$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-PF,y} = 0.18$	(Verificato)
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-PF,z} = 0.29$	(Verificato)

**Verifica prop. 2**

PROP. 2 - BEAM n. 12 - SEZIONE IN X = 0.00

Trp.: Trave SHS 80x4 Trave: 12 Prop.: 2 Sez.in: 0.0		
Cmb 5	M1 = -1990.26	M2 = -19790.70
	N = -95.96	V1 = 37.71
	V2 = 907.25	MT = -641.13
Sezione Rettangolare Cava		
D = 8.00 B = 8.00 T1 = 0.40 T2 = 0.40		
Area = 1.22e01		
I11 = 1.17e02		
I22 = 1.17e02		



**PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE**

Altezza	D =	8.00	cm
Base	B =	8.00	cm
Spessore base	T1 =	0.40	cm
Spessore altezza	T2 =	0.40	cm
Posizione del baricentro elastico	X <sub>1G,el</sub> =	4.00	cm
	X <sub>2G,el</sub> =	4.00	cm
Posizione del baricentro plastico	X <sub>1G,pl</sub> =	4.00	cm
	X <sub>2G,pl</sub> =	4.00	cm
Distanza baricentro - centro di taglio	X <sub>1CT</sub> -X <sub>1G</sub> =	0.00	cm
	X <sub>2CT</sub> -X <sub>2G</sub> =	0.00	cm
Area della sezione	A =	1.22e01	cm <sup>2</sup>
Momento d'inerzia	asse 1	I <sub>11</sub> =	1.17e02 cm <sup>4</sup>
	asse 2	I <sub>22</sub> =	1.17e02 cm <sup>4</sup>
	asse 3	J =	1.80e02 cm <sup>4</sup>
Momento polare rispetto il centro di taglio	I <sub>p</sub> =	234.77	cm <sup>4</sup>
Costante di ingobbamento	I <sub>0</sub> =	0.00	cm <sup>6</sup>
Raggio giratore	asse 1	i <sub>11</sub> =	3.11 cm
	asse 2	i <sub>22</sub> =	3.11 cm
Modulo di resistenza elastico	superiore	W <sub>1 sup,el</sub> =	2.93e01 cm <sup>3</sup>
	inferiore	W <sub>1 inf,el</sub> =	2.93e01 cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza elastico	destro	W <sub>2 dx,el</sub> =	2.93e01 cm <sup>3</sup>
	sinistro	W <sub>2 sx,el</sub> =	2.93e01 cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W <sub>1,pl</sub> =	34.69 cm <sup>3</sup>
	asse 2	W <sub>2,pl</sub> =	34.69 cm <sup>3</sup>
Area di taglio	asse 1	A <sub>V1,pl</sub> =	5.76e00 cm <sup>2</sup>
	asse 2	A <sub>V2,pl</sub> =	5.76e00 cm <sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DELL'ASTA:**

Lunghezza			79.06	cm
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	2.53	
	asse 2	$\beta_2 =$	2.53	
	asse 3	$\beta_3 =$	3.79	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	$\psi$	$k_c$	$m_{LT}$	$C_m$
Piano 1	Tipo 2	-0.50	0.67	0.44	0.40
Piano 2	Tipo 2	-0.38	0.69	0.45	0.45

**CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:**

Tipo di acciaio		S235	
Lavorazione		Saldata	
Modulo di elasticità		$E =$	206.00 GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	2396.33 kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	3670.98 kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	2192.39 kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	3670.98 kgf/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiale		$\gamma_{M0} =$	1.05
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		$\gamma_{M1} =$	1.05

**SOLLECITAZIONI:**

Sforzo normale		AF =	-9.60e01	kgf
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	3.77e01	kgf
	direzione 2	V2 =	9.07e02	kgf
Momento flettente	direzione 1	M1 =	-1.99e03	kgfcm
	direzione 2	M2 =	-1.98e04	kgfcm
Momento torcente		MT =	-6.41e02	kgfcm

**VERIFICA DI RESISTENZA (EN 1993-1-1 § 6.2):**

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

Asse con inerzia maggiore		C1 =	Classe 1
Asse con inerzia minore		y-y =	2-2
		z-z =	1-1
Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	27751.82 kgf
Resistenza tagliante	asse y	$V_{pl,y,Rd} =$	7589.61 kgf
riduzione per la torsione		coeff =	0.99
		$V_{pl,y,T,Rd} =$	7509.70 kgf
Resistenza tagliante	asse z	$V_{pl,z,Rd} =$	7589.61 kgf
riduzione per la torsione		coeff =	0.99
		$V_{pl,z,T,Rd} =$	7509.70 kgf
Resistenza flessionale	asse y	$M_{y,Rd} =$	79165.72 kgfcm
riduzione per il taglio		coeff =	1.00
		$M_{y,V,Rd} =$	79165.72 kgfcm
Resistenza flessionale	asse z	$M_{z,Rd} =$	79165.72 kgfcm
riduzione per il taglio		coeff =	1.00
		$M_{z,V,Rd} =$	79165.72 kgfcm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} =$	60885.58 kgfcm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$(N_{Ed}/N_{Rd}) + (M_{y,Ed}/M_{y,Rd}) + (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-PF} =$	0.28 Verificato
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-V} =$	0.13 Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$		$F_{R-T} =$	0.01 Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} / f_y \leq 1$		$F_{R-\tau} =$	0.14 Verificato

**VERIFICA DI STABILITÀ (EN 1993-1-1 § 6.3):**

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

C1 = Classe 1

Sforzo normale  
Momento flettente

$N_{ED} = -9.60e01$  kgf  
 $M_{z,ED} = -1.99e03$  kgfcm  
 $M_{y,ED} = 5.16e04$  kgfcm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	$P_{cr}$ [kgf]	$\ell_0$ [cm]	$\lambda^*$	$\chi$
y	62022.50	200.00	0.69	0.73
z	62022.50	200.00	0.69	0.73
$\theta$	7.71e06	300.00	0.06	1.00
min	62022.50		0.69	0.73
fless.tors.	$M_{cr}$ [Nmm]	$\ell_0$ [mm]	$\lambda^*_{LT}$	$\chi_{LT}$
	1.86e05	300.00	0.20	1.05

Resistenza assiale  
minimo  
asse y  
asse z

$N_{b,Rd} = 2.04e04$  kgf  
 $N_{b,y,Rd} = 2.04e04$  kgf  
 $N_{b,z,Rd} = 2.04e04$  kgf

Resistenza flessionale  
asse y  
asse z

$M_{b,y,Rd} = 8.28e04$  kgfcm  
 $M_{z,Rd} = 7.92e04$  kgfcm

Coefficiente di interazione

$k_{yy} = 0.45$   
 $k_{yz} = 0.24$   
 $k_{zy} = 0.27$   
 $k_{zz} = 0.40$

Verifica di Instabilità a 3

$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$   $F_{I-N} = 0.00$  (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$   $F_{R-PF,y} = 0.18$  (Verificato)

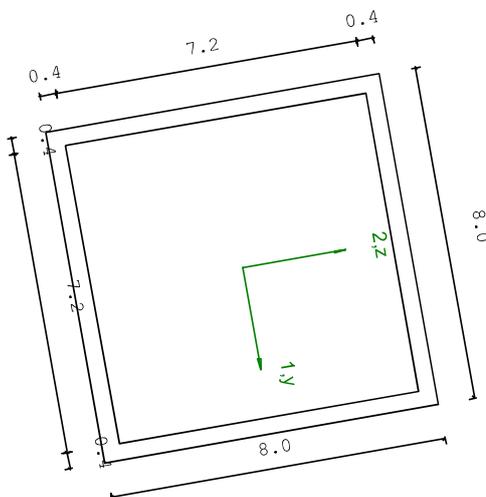
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$   $F_{R-PF,z} = 0.29$  (Verificato)

### Verifica prop. 3

#### Verifica prop. 3

PROP. 3 - BEAM n. 27 - SEZIONE IN X = 400.00

Arcareccio SHS 80x4 Trave: 27 Prop.: 3 Sez.in: 40		
Cmb 6	M1 = 44532.52	M2 = -8364.16
	N = -3.41	V1 = 565.85
	V2 = -90.59	MT = 478.18
Sezione Rettangolare Cava		
D = 8.00 B = 8.00 T1 = 0.40 T2 = 0.40		
Area = 1.22e01		
I11 = 1.17e02		
I22 = 1.17e02		



**PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE**

Altezza		D =	8.00	cm
Base		B =	8.00	cm
Spessore base		T1 =	0.40	cm
Spessore altezza		T2 =	0.40	cm
Posizione del baricentro elastico		X <sub>1G,e1</sub> =	4.00	cm
		X <sub>2G,e1</sub> =	4.00	cm
Posizione del baricentro plastico		X <sub>1G,p1</sub> =	4.00	cm
		X <sub>2G,p1</sub> =	4.00	cm
Distanza baricentro - centro di taglio		X <sub>1CT</sub> -X <sub>1G</sub> =	0.00	cm
		X <sub>2CT</sub> -X <sub>2G</sub> =	0.00	cm
Area della sezione		A =	1.22e01	cm <sup>2</sup>
Momento d'inerzia	asse 1	I <sub>11</sub> =	1.17e02	cm <sup>4</sup>
	asse 2	I <sub>22</sub> =	1.17e02	cm <sup>4</sup>
	asse 3	J =	1.80e02	cm <sup>4</sup>
Momento polare rispetto il centro di taglio		I <sub>p</sub> =	234.77	cm <sup>4</sup>
Costante di ingobbamento		I <sub>0</sub> =	0.00	cm <sup>6</sup>
Raggio giratore	asse 1	i <sub>11</sub> =	3.11	cm
	asse 2	i <sub>22</sub> =	3.11	cm
Modulo di resistenza elastico	superiore	W <sub>1 sup,e1</sub> =	2.93e01	cm <sup>3</sup>
	inferiore	W <sub>1 inf,e1</sub> =	2.93e01	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza elastico	destro	W <sub>2 dx,e1</sub> =	2.93e01	cm <sup>3</sup>
	sinistro	W <sub>2 sx,e1</sub> =	2.93e01	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W <sub>1,p1</sub> =	34.69	cm <sup>3</sup>
	asse 2	W <sub>2,p1</sub> =	34.69	cm <sup>3</sup>
Area di taglio	asse 1	A <sub>V1,p1</sub> =	5.76e00	cm <sup>2</sup>
	asse 2	A <sub>V2,p1</sub> =	5.76e00	cm <sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DELL'ASTA:**

Lunghezza			400.00	cm
Molt. per inflessione	asse 1	β <sub>1</sub> =	1.00	
	asse 2	β <sub>2</sub> =	1.00	
	asse 3	β <sub>3</sub> =	1.00	

**Attributi per il calcolo di instabilità**

	Diagramma	ψ	k <sub>c</sub>	m <sub>LT</sub>	C <sub>m</sub>
Piano 1	Tipo 9	0.01	0.91	0.54	0.51
Piano 2	Tipo 9	-0.32	0.93	0.50	0.46

**CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:**

Tipo di acciaio		S235		
Lavorazione		Saldatura		
Modulo di elasticità		E =	206.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f <sub>y</sub> =	2396.33	kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f <sub>u</sub> =	3670.98	kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f <sub>y</sub> =	2192.39	kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f <sub>u</sub> =	3670.98	kgf/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiale		γ <sub>M0</sub> =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		γ <sub>M1</sub> =	1.05	

**SOLLECITAZIONI:**

Sforzo normale		AF =	-3.41e00	kgf
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	5.66e02	kgf
	direzione 2	V2 =	-9.06e01	kgf
Momento flettente	direzione 1	M1 =	4.45e04	kgfcm
	direzione 2	M2 =	-8.36e03	kgfcm
Momento torcente		MT =	4.78e02	kgfcm

**VERIFICA DI RESISTENZA (EN 1993-1-1 § 6.2):**

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:	
	C1 = Classe 1
Asse con inerzia maggiore	y-y = 2-2

Asse con inerzia minore		$z-z = 1-1$	
Resistenza assiale		$N_{Rd} = 27751.82$	kgf
Resistenza tagliante	asse y	$V_{p1,y,Rd} = 7589.61$	kgf
riduzione per la torsione		coeff = 0.99	
		$V_{p1,y,T,Rd} = 7530.01$	kgf
Resistenza tagliante	asse z	$V_{p1,z,Rd} = 7589.61$	kgf
riduzione per la torsione		coeff = 0.99	
		$V_{p1,z,T,Rd} = 7530.01$	kgf
Resistenza flessionale	asse y	$M_{y,Rd} = 79165.72$	kgfcm
riduzione per il taglio		coeff = 1.00	
		$M_{y,V,Rd} = 79165.72$	kgfcm
Resistenza flessionale	asse z	$M_{z,Rd} = 79165.72$	kgfcm
riduzione per il taglio		coeff = 1.00	
		$M_{z,V,Rd} = 79165.72$	kgfcm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 60885.58$	kgfcm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
		$(N_{Ed}/N_{Rd}) + (M_{y,Ed}/M_{y,Rd}) + (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF} = 0.67$ Verificato
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
		$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-V} = 0.09$ Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
		$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$	$F_{R-T} = 7.85e-03$ Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
		$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} / f_y \leq 1$	$F_{R-t} = 0.09$ Verificato

**VERIFICA DI STABILITÀ (EN 1993-1-1 § 6.3):**

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

$C1 =$  Classe 1

Sforzo normale	$N_{ED} = -3.41e00$	kgf
Momento flettente	$M_{z,ED} = 4.45e04$	kgfcm
	$M_{y,ED} = -8.36e03$	kgfcm

**Tabella dei carichi critici**

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	$P_{cr}$ [kgf]	$\ell_0$ [cm]	$\lambda^*$	$\chi$
y	15505.62	400.00	1.37	0.36
z	15505.62	400.00	1.37	0.36
$\theta$	7.71e06	400.00	0.06	1.00
min	15505.62		1.37	0.36
	$M_{cr}$ [Nmm]	$\ell_0$ [mm]	$\lambda_{LT}^*$	$\chi_{LT}$
fless.tors.	1.65e05	400.00	0.20	1.01

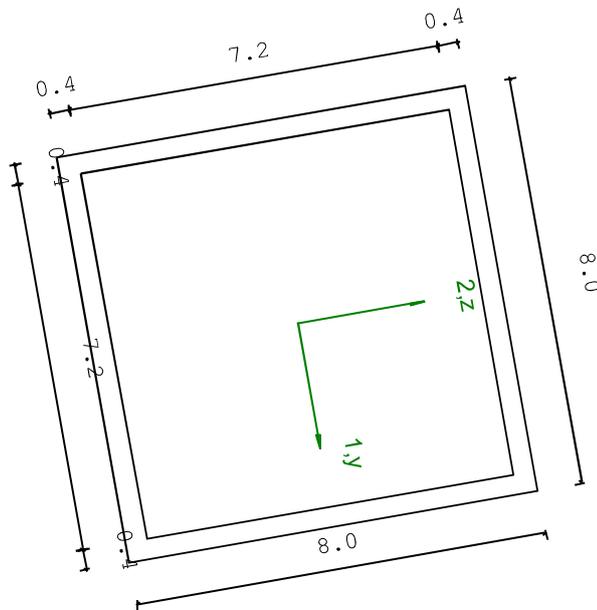
Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} = 1.00e04$	kgf
	asse y	$N_{b,y,Rd} = 1.00e04$	kgf
	asse z	$N_{b,z,Rd} = 1.00e04$	kgf
Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} = 7.99e04$	kgfcm
	asse z	$M_{z,Rd} = 7.92e04$	kgfcm
Coefficiente di interazione		$k_{yy} = 0.46$	
		$k_{yz} = 0.31$	
		$k_{zy} = 0.28$	
		$k_{zz} = 0.51$	

Verifica di Instabilità a 3	$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	$F_{I-N} = 0.00$	(Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione			
	$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,y} = 0.32$	(Verificato)
	$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,z} = 0.22$	(Verificato)

**Verifica prop. 3**

PROP. 3 - BEAM n. 27 - SEZIONE IN X = 0.00

: Arcareccio SHS 80x4 Trave: 27 Prop.: 3 Sez.in: 0			
Cmb 6	M1 = 470.84	M2 = 2670.24	
	N = -3.41	V1 = -345.54	
	V2 = 35.42	MT = 478.18	
Sezione Rettangolare Cava			
D = 8.00 B = 8.00 T1 = 0.40 T2 = 0.40			
Area		=	1.22e01
I11		=	1.17e02
I22		=	1.17e02



**PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE**

Altezza	D =	8.00	cm
Base	B =	8.00	cm
Spessore base	T1 =	0.40	cm
Spessore altezza	T2 =	0.40	cm
Posizione del baricentro elastico	X <sub>1G,el</sub> =	4.00	cm
	X <sub>2G,el</sub> =	4.00	cm
Posizione del baricentro plastico	X <sub>1G,pl</sub> =	4.00	cm
	X <sub>2G,pl</sub> =	4.00	cm
Distanza baricentro - centro di taglio	X <sub>1CT</sub> -X <sub>1G</sub> =	0.00	cm
	X <sub>2CT</sub> -X <sub>2G</sub> =	0.00	cm
Area della sezione	A =	1.22e01	cm <sup>2</sup>
Momento d'inerzia	asse 1	I <sub>11</sub> =	1.17e02 cm <sup>4</sup>
	asse 2	I <sub>22</sub> =	1.17e02 cm <sup>4</sup>
	asse 3	J =	1.80e02 cm <sup>4</sup>
Momento polare rispetto il centro di taglio	I <sub>p</sub> =	234.77	cm <sup>4</sup>
Costante di ingobbamento	I <sub>0</sub> =	0.00	cm <sup>6</sup>
Raggio giratore	asse 1	i <sub>11</sub> =	3.11 cm
	asse 2	i <sub>22</sub> =	3.11 cm
Modulo di resistenza elastico	superiore	W <sub>1 sup,el</sub> =	2.93e01 cm <sup>3</sup>
	inferiore	W <sub>1 inf,el</sub> =	2.93e01 cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza elastico	destro	W <sub>2 dx,el</sub> =	2.93e01 cm <sup>3</sup>
	sinistro	W <sub>2 sx,el</sub> =	2.93e01 cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W <sub>1,pl</sub> =	34.69 cm <sup>3</sup>
	asse 2	W <sub>2,pl</sub> =	34.69 cm <sup>3</sup>
Area di taglio	asse 1	A <sub>v1,pl</sub> =	5.76e00 cm <sup>2</sup>
	asse 2	A <sub>v2,pl</sub> =	5.76e00 cm <sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DELL'ASTA:**

Lunghezza			400.00	cm
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	1.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	$\psi$	$k_c$	$m_{LT}$	$C_m$
Piano 1	Tipo 9	0.01	0.91	0.54	0.51
Piano 2	Tipo 9	-0.32	0.93	0.50	0.46

**CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:**

Tipo di acciaio		S235	
Lavorazione		Saldata	
Modulo di elasticità		E =	206.00 GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	2396.33 kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	3670.98 kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	2192.39 kgf/cm <sup>2</sup>
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	3670.98 kgf/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiale		$\gamma_{M0} =$	1.05
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		$\gamma_{M1} =$	1.05

**SOLLECITAZIONI:**

Sforzo normale		AF =	-3.41e00	kgf
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	-3.46e02	kgf
	direzione 2	V2 =	3.54e01	kgf
Momento flettente	direzione 1	M1 =	4.71e02	kgfcm
	direzione 2	M2 =	2.67e03	kgfcm
Momento torcente		MT =	4.78e02	kgfcm

**VERIFICA DI RESISTENZA (EN 1993-1-1 § 6.2):**

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

Asse con inerzia maggiore		C1 =	Classe 1
Asse con inerzia minore		y-y =	2-2
		z-z =	1-1
Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	27751.82 kgf
Resistenza tagliante	asse y	$V_{pl,y,Rd} =$	7589.61 kgf
riduzione per la torsione		coeff =	0.99
		$V_{pl,y,T,Rd} =$	7530.01 kgf
Resistenza tagliante	asse z	$V_{pl,z,Rd} =$	7589.61 kgf
riduzione per la torsione		coeff =	0.99
		$V_{pl,z,T,Rd} =$	7530.01 kgf
Resistenza flessionale	asse y	$M_{y,Rd} =$	79165.72 kgfcm
riduzione per il taglio		coeff =	1.00
		$M_{y,V,Rd} =$	79165.72 kgfcm
Resistenza flessionale	asse z	$M_{z,Rd} =$	79165.72 kgfcm
riduzione per il taglio		coeff =	1.00
		$M_{z,V,Rd} =$	79165.72 kgfcm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} =$	60885.58 kgfcm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$(N_{Ed}/N_{Rd}) + (M_{y,Ed}/M_{y,Rd}) + (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-PF} =$	0.04 Verificato
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-V} =$	0.05 Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$		$F_{R-T} =$	7.85e-03 Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} / f_y \leq 1$		$F_{R-\tau} =$	0.06 Verificato

**VERIFICA DI STABILITÀ (EN 1993-1-1 § 6.3):**

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

C1 = Classe 1

Sforzo normale  $N_{ED} = -3.41e00$  kgf  
 Momento flettente  $M_{z,ED} = 4.45e04$  kgfcm  
 $M_{y,ED} = -8.36e03$  kgfcm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	$P_{cr}$ [kgf]	$\ell_0$ [cm]	$\lambda^*$	$\chi$
y	15505.62	400.00	1.37	0.36
z	15505.62	400.00	1.37	0.36
$\theta$	7.71e06	400.00	0.06	1.00
min	15505.62		1.37	0.36
	$M_{cr}$ [Nmm]	$\ell_0$ [mm]	$\lambda^*_{LT}$	$\chi_{LT}$
fless.tors.	1.65e05	400.00	0.20	1.01

Resistenza assiale minimo  $N_{b,Rd} = 1.00e04$  kgf  
 asse y  $N_{b,y,Rd} = 1.00e04$  kgf  
 asse z  $N_{b,z,Rd} = 1.00e04$  kgf

Resistenza flessionale asse y  $M_{b,y,Rd} = 7.99e04$  kgfcm  
 asse z  $M_{z,Rd} = 7.92e04$  kgfcm

Coefficiente di interazione  $k_{yy} = 0.46$   
 $k_{yz} = 0.31$   
 $k_{zy} = 0.28$   
 $k_{zz} = 0.51$

Verifica di Instabilità a 3

$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$   $F_{I-N} = 0.00$  (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$   $F_{R-PF,y} = 0.32$  (Verificato)

$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$   $F_{R-PF,z} = 0.22$  (Verificato)

## 5. Verifica dei nodi

### 5.1. Giunto Telaio

Nel seguito si riportano le verifiche del nodo si incastro del telaio della tettoia, considerando le massime sollecitazioni registrate.

Sollecitazioni Montanti - TESTA COLONNA						
	Shear Force 1 (kgf)	Bending Moment 1 (kgf.cm)	Shear Force 2 (kgf)	Bending Moment 2 (kgf.cm)	Axial Force (kgf)	Torque (kgf.cm)
Beam 1: End 2: 7: SLU [Combination 1]	-0.0942	-17.0237	0.8563	309.8293	-62.175	-5.7724
Beam 1: End 2: 8: SLU_N [Combination 2]	-0.4847	-87.6422	3.9033	1406.5556	-270.2441	-28.6596
Beam 1: End 2: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]	3.8319	428.6178	44.4707	4344.6929	-1.9669	248.2513
Beam 1: End 2: 10: SLU_Vy(p+) [Combination 4]	-2.6511	-542.1194	-43.7703	-2986.8754	-136.2194	-258.0251
Beam 1: End 2: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]	6.6107	1359.8939	127.3962	12869.112	95.6366	655.6904
Beam 1: End 2: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]	-2.0189	-402.6996	-22.8727	-571.4672	-314.6707	-180.0113
Beam 1: End 2: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]	-2.8464	-577.4287	-42.2468	-2438.5123	-240.2539	-269.4687
Beam 1: End 2: 21: SLV +X+y [Combination 15]	21.2432	250.8137	1.4904	140.4561	-43.9954	-122.0782
Beam 1: End 2: 22: SLV -X+y [Combination 16]	-20.484	-368.1523	7.4908	-482.4569	-38.2364	84.9019
Beam 1: End 2: 23: SLV +x+Y [Combination 17]	7.6818	-74.2774	12.6229	-999.8487	-32.5473	-83.3318
Beam 1: End 2: 24: SLV -x+Y [Combination 18]	-4.8363	-259.9672	14.423	-1186.7226	-30.8196	-21.2378
Beam 1: End 2: 25: SLV -X-y [Combination 19]	-21.3781	-275.1926	-0.2512	308.0733	-46.3214	113.7847
Beam 1: End 2: 26: SLV +X-y [Combination 20]	20.3491	343.7734	-6.2516	930.9863	-52.0804	-93.1954
Beam 1: End 2: 27: SLV +x-Y [Combination 21]	4.7015	235.5882	-13.1839	1635.252	-59.4972	12.9443
Beam 1: End 2: 28: SLV -x-Y [Combination 22]	-7.8167	49.8984	-11.3837	1448.3781	-57.7695	75.0384
Beam 2: End 2: 7: SLU [Combination 1]	-0.1368	-24.3999	-2.0915	-252.3171	-98.8396	-1.5562
Beam 2: End 2: 8: SLU_N [Combination 2]	-0.7031	-124.8542	-10.211	-1280.7876	-431.9375	-7.4195
Beam 2: End 2: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]	2.8515	731.1913	35.2522	4384.8871	120.6452	91.0405
Beam 2: End 2: 10: SLU_Vy(p+) [Combination 4]	-4.8937	-827.3517	-45.1157	-4437.6354	-324.4637	-83.8562
Beam 2: End 2: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]	12.3368	2081.118	101.1965	13732.2991	529.143	214.2528
Beam 2: End 2: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]	-3.5573	-606.6252	-36.0256	-3791.9786	-567.3119	-56.7996
Beam 2: End 2: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]	-5.1769	-877.5788	-49.1755	-4951.8707	-491.0127	-86.7879
Beam 2: End 2: 21: SLV +X+y [Combination 15]	20.6656	-189.5	-0.8431	-260.492	-73.0005	-57.7869
Beam 2: End 2: 22: SLV -X+y [Combination 16]	-20.445	76.5157	3.4592	-796.4907	-78.7841	82.2923
Beam 2: End 2: 23: SLV +x+Y [Combination 17]	6.7629	-187.4209	7.2258	-1259.1383	-84.6703	22.4482
Beam 2: End 2: 24: SLV -x+Y [Combination 18]	-5.5703	-107.6162	8.5165	-1419.9379	-86.4054	64.472
Beam 2: End 2: 25: SLV -X-y [Combination 19]	-20.8616	154.5383	-2.1663	-101.3078	-70.5165	55.5432
Beam 2: End 2: 26: SLV +X-y [Combination 20]	20.249	-111.4773	-6.4686	434.6909	-64.7329	-84.5361
Beam 2: End 2: 27: SLV +x-Y [Combination 21]	5.3743	72.6545	-11.5259	1058.1381	-57.1116	-66.7157
Beam 2: End 2: 28: SLV -x-Y [Combination 22]	-6.9589	152.4592	-10.2352	897.3385	-58.8467	-24.6919
Beam 3: End 2: 7: SLU [Combination 1]	-0.0596	-11.3789	4.3326	953.808	-178.6467	-4.2046
Beam 3: End 2: 8: SLU_N [Combination 2]	-0.3085	-58.8162	27.107	5559.3828	-893.7054	-21.1727
Beam 3: End 2: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]	1.8772	112.262	69.6591	6506.7827	113.0183	152.0714
Beam 3: End 2: 10: SLU_Vy(p+) [Combination 4]	-0.5778	-206.3172	-62.7899	-3889.1986	-501.3757	-155.9555
Beam 3: End 2: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]	1.2991	499.7928	189.8621	17567.8377	631.2712	393.7199
Beam 3: End 2: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]	-0.6194	-175.7792	-13.1665	2653.5788	-1087.3428	-112.2233
Beam 3: End 2: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]	-0.7023	-230.0359	-51.4027	-1586.4112	-858.9051	-164.4396
Beam 3: End 2: 21: SLV +X+y [Combination 15]	21.0242	296.8504	10.834	131.5645	-120.5033	-96.0881
Beam 3: End 2: 22: SLV -X+y [Combination 16]	-19.8179	-466.6659	7.988	173.5836	-122.8661	63.7536
Beam 3: End 2: 23: SLV +x+Y [Combination 17]	8.2364	-149.4943	24.7019	-1549.8814	-106.0115	-70.8282
Beam 3: End 2: 24: SLV -x+Y [Combination 18]	-4.0162	-378.5492	23.848	-1458.3369	-106.7203	-22.8757
Beam 3: End 2: 25: SLV -X-y [Combination 19]	-21.1095	-313.1396	-4.7525	1480.8282	-135.9965	90.0547
Beam 3: End 2: 26: SLV +x-Y [Combination 20]	19.7325	450.3767	-1.9065	1175.6801	-133.6337	-69.787
Beam 3: End 2: 27: SLV +x-Y [Combination 21]	3.9308	362.2601	-17.7666	2807.6006	-149.7795	16.8423
Beam 3: End 2: 28: SLV -x-Y [Combination 22]	-8.3218	133.2052	-18.6204	2899.1451	-150.4883	64.7948
Beam 4: End 2: 7: SLU [Combination 1]	-0.0975	-16.869	-2.9645	-344.9683	-269.2224	-1.3631
Beam 4: End 2: 8: SLU_N [Combination 2]	-0.5027	-86.7694	-20.1106	-2758.6323	-1349.4674	-6.6416
Beam 4: End 2: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]	0.8853	355.3993	61.9014	7868.816	366.4864	83.4898
Beam 4: End 2: 10: SLU_Vy(p+) [Combination 4]	-2.7913	-425.2657	-74.9239	-8292.7815	-940.1156	-75.4816
Beam 4: End 2: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]	6.9661	1054.0379	176.1978	23505.7456	1526.3546	192.9919
Beam 4: End 2: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]	-2.119	-331.8074	-63.2862	-7527.3203	-1752.0033	-51.1126
Beam 4: End 2: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]	-2.9939	-460.2159	-83.4969	-9499.6136	-1480.2381	-78.1208
Beam 4: End 2: 21: SLV +X+y [Combination 15]	20.402	-133.8385	3.5172	-926.4678	-201.2407	-56.5102
Beam 4: End 2: 22: SLV -X+y [Combination 16]	-19.9004	-21.8629	1.546	-677.6525	-198.9009	80.4808
Beam 4: End 2: 23: SLV +x+Y [Combination 17]	7.0442	-248.1125	13.5421	-2163.9114	-216.3603	21.691
Beam 4: End 2: 24: SLV -x+Y [Combination 18]	-5.0465	-214.5199	12.9507	-2089.2668	-215.6584	62.7883
Beam 4: End 2: 25: SLV -X-y [Combination 19]	-20.5416	109.679	-7.6382	457.6579	-185.2393	54.5485
Beam 4: End 2: 26: SLV +X-y [Combination 20]	19.7608	-2.2966	-5.667	208.8426	-187.5791	-82.4425
Beam 4: End 2: 27: SLV +x-Y [Combination 21]	4.9069	190.3604	-17.0717	1620.4569	-170.8217	-64.7501
Beam 4: End 2: 28: SLV -x-Y [Combination 22]	-7.1838	223.9531	-17.6631	1695.1015	-170.1197	-23.6528
Beam 16: End 2: 7: SLU [Combination 1]	-0.0067	-2.6944	2.0361	567.9523	-111.4241	-1.7801
Beam 16: End 2: 8: SLU_N [Combination 2]	-0.0342	-13.8321	12.6465	3157.7672	-534.5814	-8.469

Beam 16: End 2: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]	2.0308	131.1639	64.1535	6147.7288	37.6491	155.13
Beam 16: End 2: 10: SLU_Vy(p+) [Combination 4]	-0.5614	-197.2024	-62.2613	-4368.5144	-280.8417	-151.1141
Beam 16: End 2: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]	1.4478	507.3487	180.1574	17427.0551	296.4772	389.807
Beam 16: End 2: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]	-0.367	-130.5369	-25.932	195.8872	-636.232	-98.0695
Beam 16: End 2: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]	-0.5751	-202.7712	-56.9561	-3073.6069	-492.4203	-154.4586
Beam 16: End 2: 21: SLV +X+y [Combination 15]	21.0061	342.1319	9.594	-435.4541	-71.8777	-80.2201
Beam 16: End 2: 22: SLV -X+y [Combination 16]	-20.5318	-308.9502	14.6704	-968.0606	-67.1695	117.3855
Beam 16: End 2: 23: SLV +x+Y [Combination 17]	7.0323	157.468	36.342	-3201.2013	-45.1227	35.2964
Beam 16: End 2: 24: SLV -x+Y [Combination 18]	-5.4291	-37.8566	37.865	-3360.9833	-43.7103	94.5781
Beam 16: End 2: 25: SLV -X-y [Combination 19]	-21.0157	-345.9915	-6.7336	1242.798	-88.6899	77.6531
Beam 16: End 2: 26: SLV +X-y [Combination 20]	20.5222	305.0906	-11.81	1775.4045	-93.3981	-119.9525
Beam 16: End 2: 27: SLV +x-Y [Combination 21]	5.4195	33.997	-35.0046	4168.3272	-116.8574	-97.1451
Beam 16: End 2: 28: SLV -x-Y [Combination 22]	-7.0419	-161.3277	-33.4817	4008.5452	-115.4449	-37.8634
Beam 17: End 2: 7: SLU [Combination 1]	0.1044	15.2956	4.4468	965.7189	-178.7591	2.5053
Beam 17: End 2: 8: SLU_N [Combination 2]	0.5379	78.8682	27.6858	5619.7476	-894.2737	12.5781
Beam 17: End 2: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]	-1.6776	-468.8878	62.732	5782.7876	119.5822	-8.8501
Beam 17: End 2: 10: SLU_Vy(p+) [Combination 4]	3.5455	467.5385	-55.319	-3109.2245	-508.5061	29.4742
Beam 17: End 2: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]	-8.9192	-1170.5857	170.6849	15565.7164	649.5615	-68.2133
Beam 17: End 2: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]	2.6026	350.214	-8.1736	3174.7815	-1092.1219	28.7594
Beam 17: End 2: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]	3.7623	499.3248	-43.6994	-782.2102	-866.2634	34.5106
Beam 17: End 2: 21: SLV +X+y [Combination 15]	20.1649	442.1403	12.1949	-250.6867	-119.0954	-49.1355
Beam 17: End 2: 22: SLV -X+y [Combination 16]	-20.5579	-339.0911	10.4025	-65.188	-120.8897	104.3831
Beam 17: End 2: 23: SLV +x+Y [Combination 17]	5.279	263.3821	30.6453	-2148.3522	-100.2681	64.8563
Beam 17: End 2: 24: SLV -x+Y [Combination 18]	-6.9378	29.0127	30.1076	-2092.7026	-100.8064	110.9118
Beam 17: End 2: 25: SLV -X-y [Combination 19]	-20.0155	-420.2391	-5.9498	1617.0321	-137.5657	52.7314
Beam 17: End 2: 26: SLV +X-y [Combination 20]	20.7074	360.9922	-4.1574	1431.5333	-135.7713	-100.7871
Beam 17: End 2: 27: SLV +x-Y [Combination 21]	7.0872	-7.1115	-23.8625	3459.0479	-155.8547	-107.3159
Beam 17: End 2: 28: SLV -x-Y [Combination 22]	-5.1296	-241.4809	-24.4002	3514.6976	-156.393	-61.2603
Beam 18: End 2: 7: SLU [Combination 1]	0.1374	20.7136	0.8188	305.8659	-62.1399	3.8171
Beam 18: End 2: 8: SLU_N [Combination 2]	0.7073	106.6627	3.7132	1386.4177	-270.0667	18.5402
Beam 18: End 2: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]	-3.3954	-748.1441	47.7105	4685.2229	-4.9687	-90.3203
Beam 18: End 2: 10: SLU_Vy(p+) [Combination 4]	5.5598	794.8523	-46.1951	-3243.7663	-134.0116	123.9072
Beam 18: End 2: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]	-14.0815	-2009.2499	133.6189	13528.3807	89.9744	-311.0856
Beam 18: End 2: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]	3.9608	571.1458	-24.4952	-743.3616	-313.1898	90.5942
Beam 18: End 2: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]	5.8448	837.8268	-44.7479	-2703.4904	-237.9751	131.2687
Beam 18: End 2: 21: SLV +X+y [Combination 15]	20.6195	366.4956	8.6336	-603.5576	-36.9411	-74.9332
Beam 18: End 2: 22: SLV -X+y [Combination 16]	-20.9812	-273.246	1.227	161.9778	-44.2155	125.2793
Beam 18: End 2: 23: SLV +x+Y [Combination 17]	5.4077	216.7709	16.1622	-1367.4513	-28.8589	47.4677
Beam 18: End 2: 24: SLV -x+Y [Combination 18]	-7.0725	24.8484	13.9402	-1137.7907	-31.0413	107.5315
Beam 18: End 2: 25: SLV -X-y [Combination 19]	-20.4228	-336.833	-7.4481	1046.4044	-53.3254	80.4281
Beam 18: End 2: 26: SLV +X-y [Combination 20]	21.178	302.9086	-0.0415	280.869	-46.051	-119.7845
Beam 18: End 2: 27: SLV +x-Y [Combination 21]	7.2692	4.8141	-12.7547	1580.6374	-59.2253	-102.0366
Beam 18: End 2: 28: SLV -x-Y [Combination 22]	-5.211	-187.1083	-14.9767	1810.2981	-61.4076	-41.9728
Beam 19: End 2: 7: SLU [Combination 1]	-0.0432	-6.6724	-2.6293	-298.0953	-173.3515	-1.1766
Beam 19: End 2: 8: SLU_N [Combination 2]	-0.2212	-33.8759	-15.6377	-2007.9246	-832.527	-5.6686
Beam 19: End 2: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]	0.9634	373.9071	53.4417	6709.581	236.927	81.9806
Beam 19: End 2: 10: SLU_Vy(p+) [Combination 4]	-2.6989	-412.0669	-65.6034	-7008.9052	-603.2371	-73.4651
Beam 19: End 2: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]	6.9207	1056.3622	152.9716	20308.9209	990.2504	188.38
Beam 19: End 2: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]	-1.8146	-277.1127	-53.4222	-6034.4105	-1090.4583	-49.0417
Beam 19: End 2: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]	-2.7879	-425.6687	-72.1076	-7863.8198	-932.8249	-75.7111
Beam 19: End 2: 21: SLV +X+y [Combination 15]	20.1955	-83.405	4.0139	-933.1505	-133.6759	-56.4248
Beam 19: End 2: 22: SLV -X+y [Combination 16]	-20.7217	146.1372	7.6055	-1382.0017	-138.4469	82.7281
Beam 19: End 2: 23: SLV +x+Y [Combination 17]	5.3329	81.2844	23.1569	-3307.3831	-161.4044	24.9432
Beam 19: End 2: 24: SLV -x+Y [Combination 18]	-6.9423	150.147	24.2344	-3442.0385	-162.8357	66.6891
Beam 19: End 2: 25: SLV -X-y [Combination 19]	-20.2574	73.8376	-7.7253	518.3995	-116.1108	54.7299
Beam 19: End 2: 26: SLV +X-y [Combination 20]	20.6598	-155.7047	-11.3169	967.2507	-111.3399	-84.423
Beam 19: End 2: 27: SLV +x-Y [Combination 21]	6.8805	-159.7145	-27.9458	3027.2875	-86.951	-68.384
Beam 19: End 2: 28: SLV -x-Y [Combination 22]	-5.3947	-90.8518	-26.8683	2892.6321	-88.3823	-26.6381
Beam 20: End 2: 7: SLU [Combination 1]	0.0784	16.3088	-2.8826	-334.7132	-269.1114	-0.9118
Beam 20: End 2: 8: SLU_N [Combination 2]	0.4036	83.636	-19.6931	-2706.2778	-1348.906	-4.7359
Beam 20: End 2: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]	-2.8018	-338.1756	56.9317	7245.8593	360.0084	73.217
Beam 20: End 2: 10: SLU_Vy(p+) [Combination 4]	1.5019	382.7112	-69.5601	-7620.8502	-933.0729	-63.4354
Beam 20: End 2: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]	-3.6542	-944.4797	162.4295	21780.9387	1508.2893	163.0388
Beam 20: End 2: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]	1.2577	303.4775	-59.6996	-7077.96	-1747.2828	-42.2501
Beam 20: End 2: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]	1.6645	416.3748	-77.9654	-8806.6325	-1472.9701	-65.3474
Beam 20: End 2: 21: SLV +X+y [Combination 15]	19.7929	25.9036	4.5212	-1034.6696	-202.7482	-54.8452
Beam 20: End 2: 22: SLV -X+y [Combination 16]	-20.4332	126.7443	3.2418	-876.0818	-200.8748	82.1313
Beam 20: End 2: 23: SLV +x+Y [Combination 17]	4.8358	212.0296	17.8011	-2678.5757	-222.2784	26.4526
Beam 20: End 2: 24: SLV -x+Y [Combination 18]	-7.232	242.2818	17.4172	-2630.9993	-221.7164	67.5455
Beam 20: End 2: 25: SLV -X-y [Combination 19]	-19.6806	-2.5401	-8.5248	580.5569	-183.5726	53.5404
Beam 20: End 2: 26: SLV +X-y [Combination 20]	20.5455	-103.3808	-7.2454	421.9691	-185.446	-83.436

Beam 20: End 2: 27: SLV +x-Y [Combination 21]	7.3443	-218.9183	-21.4208	2176.8867	-164.6044	-68.8503
Beam 20: End 2: 28: SLV -x-Y [Combination 22]	-4.7235	-188.6661	-21.8047	2224.463	-164.0423	-27.7573
Beam 21: End 2: 7: SLU [Combination 1]	0.1178	23.806	-2.1178	-255.6237	-98.874	-0.7486
Beam 21: End 2: 8: SLU_N [Combination 2]	0.6056	121.6381	-10.3449	-1297.6164	-432.1115	-4.1966
Beam 21: End 2: 9: SLU_Vx(p-) [Combination 3]	-4.5652	-673.1813	37.5606	4674.78	123.6042	67.1001
Beam 21: End 2: 10: SLU_Vy(p+) [Combination 4]	3.5669	774.6337	-46.8247	-4652.6973	-326.628	-56.6035
Beam 21: End 2: 11: SLU_Vy(p-) [Combination 5]	-8.9264	-1945.0311	105.5826	14284.2619	534.6938	145.7155
Beam 21: End 2: 12: SLU_NVy(p+) [Combination 6]	2.675	572.1347	-37.169	-3935.8605	-568.7639	-37.7096
Beam 21: End 2: 13: SLU_VyN(p+) [Combination 7]	3.8108	823.5497	-50.9383	-5173.6936	-493.2468	-58.3275
Beam 21: End 2: 21: SLV +X+y [Combination 15]	20.2762	-52.5189	4.2978	-904.3773	-80.1278	-56.0273
Beam 21: End 2: 22: SLV -X+y [Combination 16]	-20.6987	186.0451	-1.0343	-241.3848	-72.7734	83.4974
Beam 21: End 2: 23: SLV +x+Y [Combination 17]	5.2452	146.9579	9.7939	-1581.4224	-88.4444	26.0951
Beam 21: End 2: 24: SLV -x+y [Combination 18]	-7.0472	218.5271	8.1943	-1382.5246	-86.2381	67.9525
Beam 21: End 2: 25: SLV -X-y [Combination 19]	-20.1074	86.6341	-7.3449	537.8373	-63.4385	54.9641
Beam 21: End 2: 26: SLV +X-y [Combination 20]	20.8674	-151.9299	-2.0128	-125.1552	-70.793	-84.5606
Beam 21: End 2: 27: SLV +x-Y [Combination 21]	7.216	-184.4119	-11.2414	1015.9846	-57.3283	-69.0157
Beam 21: End 2: 28: SLV -x-Y [Combination 22]	-5.0765	-112.8427	-12.8411	1214.8823	-55.1219	-27.1583
MAX	21.2432	2081.118	189.8621	23505.7456	1526.3546	655.6904
MIN	-21.3781	-2009.2499	-83.4969	-9499.6136	-1752.0033	-311.0856
	Shear Force 1	Bending Moment 1	Shear Force 2	Bending Moment 2	Axial Force	Torque
	(kgf)	(kgf.cm)	(kgf)	(kgf.cm)	(kgf)	(kgf.cm)

**Sollecitazioni di progetto:**

NEd = 15.26 kN (trazione)

VEdx = 1.89 kN

MEdx = 2.35 kNm

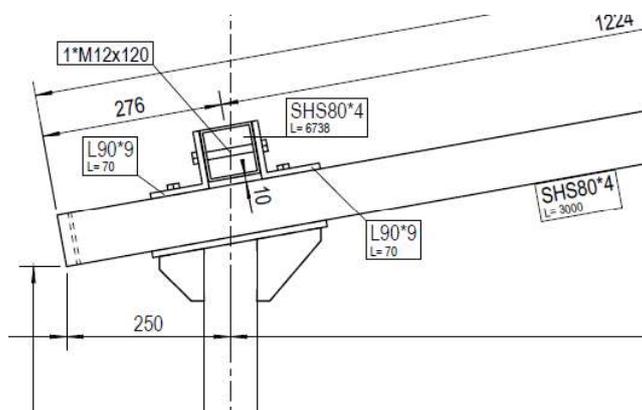
Sul singolo bullone M12 le sollecitazioni agenti valgono:

Ned,1 = 15.26 kN/2 bulloni = 7.63 kN

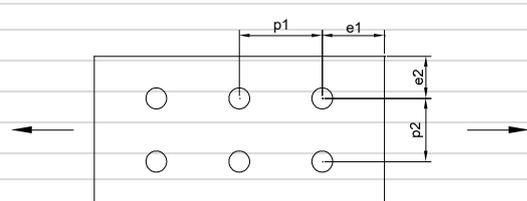
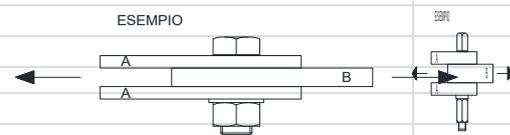
Ned,2 = Mmax/braccio = 2.35/0.165 = 14.24 kN

Ned,tot = 7.63+14.24 = 21.87 kN

Ved = 1.89/2 bulloni x 2 piani di taglio = 0.47kN



BOLT			
	8.8		Class
$f_{ub}$	800	Mpa	
	M12		
$d$	12	mm	Bolt diameter
$d_0$	14	mm	Hole diameter
$d_m$	16.63	mm	Head diameter
$A$	84.3	mm <sup>2</sup>	Effective area
	bordo		bordo / interno in direzione parallela al carico applicato
	bordo		bordo / interno in direzione perpendicolare al carico applicato
<b>Verificato</b>	1		Number of shear planes
$\gamma_{m2}$	1.25		Safety factor
PLATE/BEAM			
	S235		Material
$f_u$	360	MPa	
$t_A$	9	mm	Thickness element A
	1		Number of element A
$t_B$	4	mm	Thickness element B
	1		Number of element B
$t_p$	9	mm	Thickness for punching check
	25	mm	
$e_1$	35	mm	
$e_2$	44	mm	
$p_1$	35	mm	
$p_2$			
SHEAR RESISTANCE			
$\alpha_b$	0.60		
$k_1$	2.5		
$k_1 \cdot \alpha_b$	1.49		
$F_{v,Rd}$	32371.2	N	Bolt shear resistance (for every shear's plane)
$F_{v,Rd}$	32371.2	N	Shear resistance for 1 shear's plane
$F_{b,Rd}$	46286	N	Bearing resistance for every element A
$F_{b,Rd}$	46286	N	Bearing resistance for 1 element A
$F_{b,Rd}$	20571	N	Bearing resistance for every element B
$F_{b,Rd}$	20571	N	Bearing resistance for 1 elements B
$F_{v,Rd}$	20571	N	<b>Total shear resistance</b>
AXIAL RESISTANCE			
$F_{t,Rd}$	48556.8	N	Tension resistance
$B_{p,Rd}$	81251	N	Punching shear resistance
$F_{t,Rd}$	48557	N	<b>Total tension resistance</b>
ACTIONS			
$F_{v,Ed}$	470	N	
$F_{t,Ed}$	21870	N	
CHECK			
$F_{v,Ed}$	<=	$F_{v,Rd}$	<b>VERIFIED - 2%</b>
$F_{t,Ed}$	<=	$F_{t,Rd}$	<b>VERIFIED - 45%</b>
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / 1,4 F_{t,Rd}$	0.34		
<b>Relatione di controllo</b>	<=	1	<b>VERIFIED - 34%</b>



## 5.2. Giunto di base – Lato Plinto

Nel seguito si riportano le verifiche della giunzione di base considerando le massime sollecitazioni registrate, valutate in condizioni dinamiche. La giunzione è stata schematizzata come “incastro”.

Il giunto è realizzato mediante una piastra spessa 15 mm con 4 barre filettate M16 cl.8.8 inghisate nel calcestruzzo di fondazione per 300 mm mediante l'utilizzo della Resina tipo Hilti “HIT-HY 200-A”.

### Sollecitazioni di progetto:

NEd = 14.92 kN

VEdx = -0.3 kN

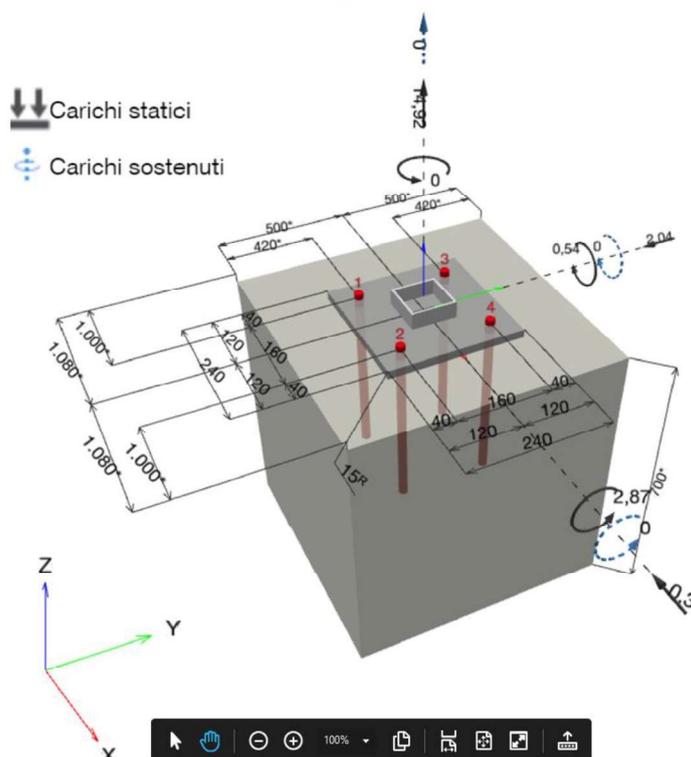
VEdy = -2.04 kN

MEdx = 2.87 kNm

MEdy = 0.5 kNm

### 1 Dati da inserire

<b>Tipo e dimensione dell'ancorante:</b>	<b>HIT-HY 200-A + AM (8.8) M16</b>
Periodo di ritorno (durata in anni):	50
Codice articolo:	407499 AM 8.8 M16x1000 (inserire) / 434674 HIT-HY 200-A (composto indurente)
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 300,0$ mm ( $h_{ef,limit} = -$ mm)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 11/0493
Emesso l Valid:	30/08/2019   -
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, chimica + Sismica (sezione 9, allegato C)
Categoria di performance sismica:	C2
Tipologia di verifica sismica:	9.2 (3) a2) progettazione elastica
Percentuale di carico sismico $\leq 20\%$ :	no
Spostamenti massimi richiesti per l'SLD:	Carico di trazione $\delta_{N,req(DLS)} = 0,200$ mm, Carico di taglio $\delta_{V,req(DLS)} = 3,200$ mm
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0,0$ mm (Senza distanziamento); $t = 15,0$ mm
Piastra d'ancoraggio <sup>R</sup> :	$l_x \times l_y \times t = 240,0$ mm x $240,0$ mm x $15,0$ mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	Profilo quadrato cavo, $80 \times 80 \times 4,0$ ; ( $L \times W \times T$ ) = $80,0$ mm x $80,0$ mm x $4,0$ mm
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,cyl} = 25,00$ N/mm <sup>2</sup> ; $h = 700,0$ mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C, fattore di sicurezza materiale parziale $\gamma_c = 1,500$
<b>Installazione:</b>	<b>Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto</b>
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150$ mm (qualunque $\emptyset$ ) o $\geq 100$ mm ( $\emptyset \leq 10$ mm) senza armatura di bordo longitudinale



### 1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	N = 14,920; V <sub>x</sub> = -0,300; V <sub>y</sub> = -2,040; M <sub>x</sub> = 2,870; M <sub>y</sub> = 0,540; M <sub>z</sub> = 0,000; N <sub>sus</sub> = 0,000; M <sub>x,sus</sub> = 0,000; M <sub>y,sus</sub> = 0,000;	C2	no	49

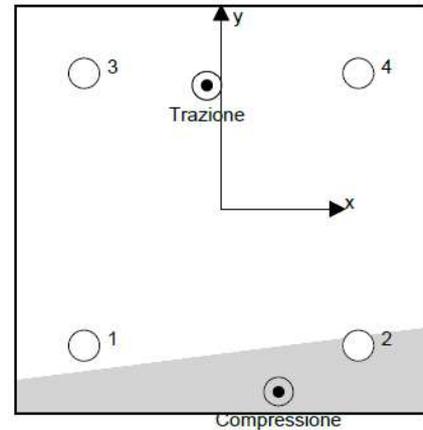
### 2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

#### Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	1,129	0,515	-0,075	-0,510
2	0,000	0,515	-0,075	-0,510
3	12,594	0,515	-0,075	-0,510
4	11,124	0,515	-0,075	-0,510

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,11 [%]  
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 3,25 [N/mm<sup>2</sup>]  
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-8,4/72,7): 24,847 [kN]  
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(33,5/-107,1): 9,927 [kN]



### 3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1, Allegato C, sezione C.5)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β <sub>N</sub> [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	12,594	84,000	15	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	24,847	55,410	45	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	24,847	156,610	16	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

\*ancorante più solleccitato \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti solleccitati)

#### 3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed,eq} \leq N_{Rd,s,eq} = \frac{N_{Rk,s,eq}}{\gamma_{M,s,eq}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1, Allegato C, sezione C.5}$$

$$N_{Rk,s,eq} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,s,eq}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (C.8)}$$

$$N_{Rd,s,eq, reduced} = N_{Rd,s,eq} \cdot \frac{\delta_{N,req(DLS)}}{\delta_{N,eq(DLS)}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (C.11a)}$$

$N_{Rk,s,eq}^0$ [kN]	$\alpha_{gap}$	$\alpha_{eq}$	$N_{Rk,s,eq}$ [kN]			
126,000	1,000	1,000	126,000			
$\gamma_{M,s,eq}$	$N_{Rd,s,eq}$ [kN]	$N_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{N,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{N,eq(DLS)}$ [mm]	$N_{Rd,s,eq, reduced}$ [kN]	
1,500	84,000	12,594	0,200	0,200	84,000	

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$$N_{Ed,eq} \leq N_{Rd,p,eq} = \frac{N_{Rk,p,eq}}{\gamma_{M,p,eq}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1, Allegato C, sezione C.5}$$

$$N_{Rk,p,eq} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13), Eq. (C.8)}$$

$$N_{Rd,p,eq, \text{reduced}} = N_{Rd,p,eq} \cdot \frac{\delta_{N,req(DLS)}}{\delta_{N,eq(DLS)}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (C.11a)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk,eq} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\psi_{sus} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14a)}$$

$$s_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.15)}$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 \cdot \left(\frac{s}{s_{cr,Np}}\right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,eq}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,Np}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$A_{p,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{p,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$c_{min}$ [mm]	$f_{c,ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
404.133	245.560	18,00	495,5	247,8	420,0	25,00
$\psi_{c,eq}$	$\tau_{Rk,eq}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$k_3$	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,000	3,90	11,000	18,95	1,664	1,287	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
18,3	0,931	46,1	0,843	1,000	1,000	
$\psi_{sus}^0$	$\alpha_{sus}$	$\psi_{sus}$				
0,740	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$\alpha_{gap}$	$\alpha_{eq}$	$N_{Rk,p,eq}$ [kN]			
58,811	1,000	0,850	83,115			
$\gamma_{M,p,eq}$	$N_{Rd,p,eq}$ [kN]	$N_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{N,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{N,eq(DLS)}$ [mm]	$N_{Rd,p,eq, \text{reduced}}$ [kN]	
1,500	55,410	24,847	0,200	0,200	55,410	

ID gruppo ancoranti

1, 3, 4

### 3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Ed,eq} \leq N_{Rd,c,eq} = \frac{N_{Rk,c,eq}}{\gamma_{M,c,eq}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1, Allegato C, sezione C.5}$$

$$N_{Rk,c,eq} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1), Eq. (C.8)}$$

$$N_{Rd,c,eq, \text{reduced}} = N_{Rd,c,eq} \cdot \frac{\delta_{N,req(DLS)}}{\delta_{N,eq(DLS)}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (C.11a)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{FN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		
1.039.200	810.000	450,0	900,0	25,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
18,3	0,961	46,1	0,907	0,980	1,000	
$z$ [mm]	$\psi_{M,N}$	$k_1$	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\alpha_{gap}$	$\alpha_{eq}$	$N_{Rk,c,eq}$ [kN]
184,6	1,000	11,000	285,788	1,000	0,750	234,915
$\gamma_{M,c,eq}$	$N_{Rd,c,eq}$ [kN]	$N_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{N,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{N,eq(DLS)}$ [mm]	$N_{Rd,c,eq, \text{reduced}}$ [kN]	
1,500	156,610	24,847	0,200	0,200	156,610	

ID gruppo ancoranti

1, 3, 4

### 4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2, Allegato C, sezione C.5)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_V$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	0,515	13,600	4	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	2,062	183,257	2	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y-**	2,046	52,401	4	OK

\*ancorante più sollecitato    \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

#### 4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed,eq} \leq V_{Rd,s,eq} = \frac{V_{Rk,s,eq}}{\gamma_{Ms,V,eq}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2, Allegato C, sezione C.5}$$

$$V_{Rk,s,eq} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot k_7 \cdot V_{Rk,s,eq}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35), Eq. (C.8)}$$

$$V_{Rd,s,eq, \text{reduced}} = V_{Rd,s,eq} \cdot \frac{\delta_{V,req(DLS)}}{\delta_{V,eq(DLS)}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (C.11b)}$$

$V_{Rk,s,eq}^0$ [kN]	$k_7$	$\alpha_{gap}$	$\alpha_{eq}$	$V_{Rk,s,eq}$ [kN]	
40,000	1,000	0,500	0,850	17,000	
$\gamma_{Ms,eq}$	$V_{Rd,s,eq}$ [kN]	$V_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,eq(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,s,eq, \text{reduced}}$ [kN]
1,250	13,600	0,515	3,200	3,200	13,600

#### 4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$$V_{Ed,eq} \leq V_{Rd,op,eq} = \frac{V_{Rk,op,eq}}{\gamma_{M,c,p,eq}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2, Allegato C, sezione C.5}$$

$$V_{Rk,op,eq} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot k_8 \cdot \min\{N_{Rk,c}, N_{Rk,p}\} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39c), Eq. (C.8)}$$

$$V_{Rd,op,eq, reduced} = V_{Rd,op,eq} \cdot \frac{\delta_{V,req(DLS)}}{\delta_{V,eq(DLS)}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (C.11b)}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,1}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,2}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$k_8$	$f_{c,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
1.060.000	810.000	450,0	900,0	2,000	25,00	
$e_{c1,v}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	0,980	1,000	1,000
$k_1$	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\alpha_{gap}$	$\alpha_{eq}$	$V_{Rk,op,eq}^0$ [kN]	$V_{Rk,op,eq}$ [kN]	
11,000	285,788	0,500	0,750	733,030	274,886	
$\gamma_{M,c,p,eq}$	$V_{Rd,op,eq}$ [kN]	$V_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,eq(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,op,eq, reduced}$ [kN]	
1,500	183,257	2,062	3,200	3,200	183,257	

ID gruppo ancoranti

1-4

### 4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y-

$$V_{Ed,eq} \leq V_{Rd,c,eq} = \frac{V_{Rk,c,eq}}{\gamma_{M,c,eq}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2, Allegato C, sezione C.5}$$

$$V_{Rk,c,eq} = k_T \cdot \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \Psi_{s,V} \cdot \Psi_{h,V} \cdot \Psi_{\alpha,V} \cdot \Psi_{ec,V} \cdot \Psi_{re,V} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.40), Eq. (C.8)}$$

$$V_{Rd,c,eq, reduced} = V_{Rd,c,eq} \cdot \frac{\delta_{V,req(DLS)}}{\delta_{V,eq(DLS)}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (C.11b)}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_g \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.41)}$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.42)}$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.43)}$$

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.44)}$$

$$\Psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.45)}$$

$$\Psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.46)}$$

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_V}{3 \cdot c_1}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.47)}$$

$$\Psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.48)}$$

$l_f$ [mm]	$d_{nom}$ [mm]	$k_g$	$\alpha$	$\beta$	$f_{c,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
192,0	16,00	2,400	0,068	0,052	25,00
$c_1$ [mm]	$A_{c,V}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,V}^0$ [mm <sup>2</sup> ]			
420,0	894.600	793.800			
$\Psi_{s,V}$	$\Psi_{h,V}$	$\Psi_{\alpha,V}$	$e_{e,V}$ [mm]	$\Psi_{ec,V}$	$\Psi_{re,V}$
1,000	1,000	1,002	0,0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$k_T$	$\alpha_{gap}$	$\alpha_{eq}$	$V_{Rk,c,eq}$ [kN]	
163,775	1,0	0,500	0,850	78,602	
$\gamma_{M,c,eq}$	$V_{Rd,c,eq}$ [kN]	$V_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,eq(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,c,eq, reduced}$ [kN]
1,500	52,401	2,046	3,200	3,200	52,401

### 5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3 Allegato C, sezione C.5 (3))

Rottura dell'acciaio

$\beta_N$	$\beta_V$	$k_{15}$	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,150	0,038	1,000	19	OK

$$\beta_N^{k_{15}} + \beta_V^{k_{15}} \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

$\beta_N$	$\beta_V$	$k_{15}$	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,448	0,039	1,000	49	OK

$$\beta_N^{k_{15}} + \beta_V^{k_{15}} \leq 1,0$$

**L'ancoraggio risulta verificato!**

### 5.3. Giunto di base – Lato Muro di Confine

Nel seguito si riportano le verifiche della giunzione di base considerando le massime sollecitazioni registrate, valutate in condizioni dinamiche. La giunzione è stata schematizzata come “incastro”.

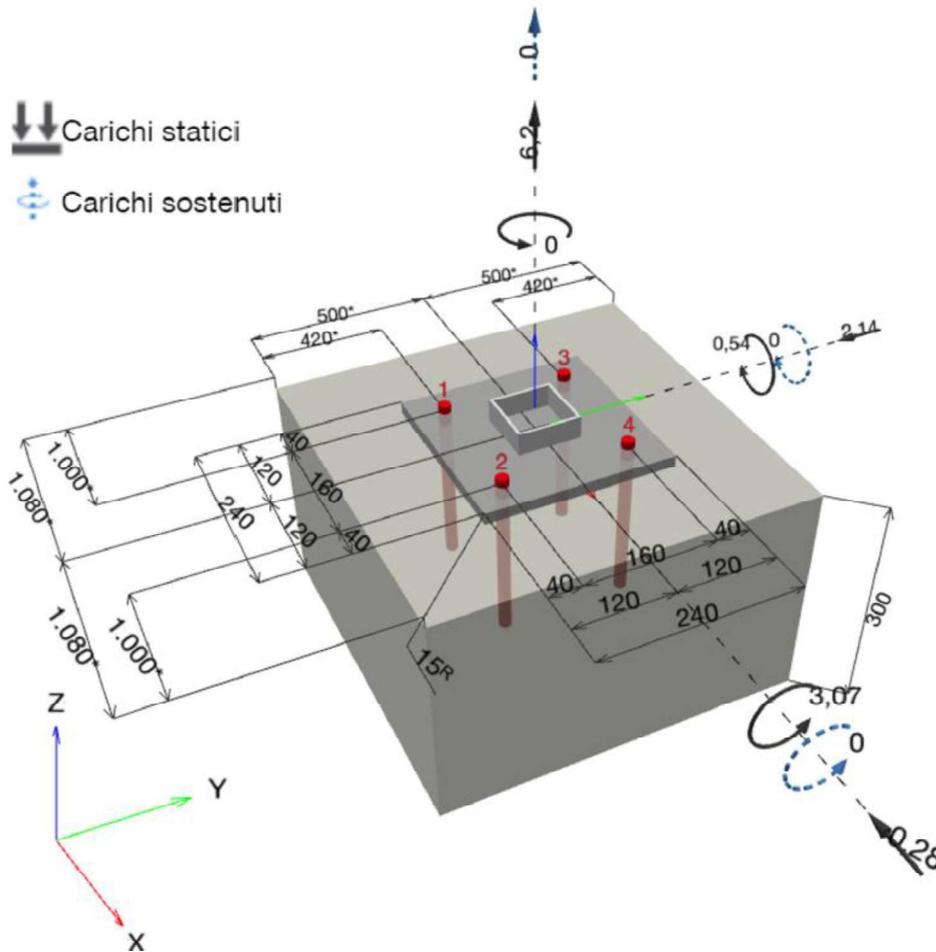
Il giunto è realizzato mediante una piastra spessa 15 mm con 4 barre filettate M16 cl.8.8 inghisate nel calcestruzzo di fondazione per 200 mm mediante l'utilizzo della Resina tipo Hilti “HIT-HY 200-A”.

#### Sollecitazioni di progetto:

NEd = 6.2 kN  
 VEdx = -0.28 kN  
 VEy = -2.14 kN  
 MEdx = 3.07 kNm  
 MEy = 0.54 kNm

#### 1 Dati da inserire

<b>Tipo e dimensione dell'ancorante:</b>	<b>HIT-HY 200-A + AM (8.8) M16</b>	
Periodo di ritorno (durata in anni):	50	
Codice articolo:	407499 AM 8.8 M16x1000 (inserire) / 434674 HIT-HY 200-A (composto indurente)	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 200,0 \text{ mm}$ ( $h_{ef,limit} = - \text{ mm}$ )	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 11/0493	
Emesso l'Valido:	30/08/2019   -	
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, chimica + Sismica (sezione 9, allegato C)	
Categoria di performance sismica:	C2	
Tipologia di verifica sismica:	9.2 (3) a2) progettazione elastica	
Percentuale di carico sismico $\leq 20\%$ :	no	
Spostamenti massimi richiesti per l'SLD:	Carico di trazione $\delta_{N,req(DLS)} = 0,200 \text{ mm}$ , Carico di taglio $\delta_{V,req(DLS)} = 3,200 \text{ mm}$	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15,0 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio <sup>R</sup> :	$l_x \times l_y \times t = 240,0 \text{ mm} \times 240,0 \text{ mm} \times 15,0 \text{ mm}$ ; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	Profilo quadrato cavo, 80 x 80 x 4,0; (L x W x T) = 80,0 mm x 80,0 mm x 4,0 mm	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C30/37, $f_{c,cyl} = 30,00 \text{ N/mm}^2$ ; $h = 300,0 \text{ mm}$ , Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C, fattore di sicurezza materiale parziale $\gamma_c = 1,500$	
<b>Installazione:</b>	<b>Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto</b>	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque $\emptyset$ ) o $\geq 100 \text{ mm}$ ( $\emptyset \leq 10 \text{ mm}$ ) senza armatura di bordo longitudinale	



**1.1 Combinazione carichi**

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	$N = 6,200; V_x = -0,280; V_y = -2,140;$ $M_x = 3,070; M_y = 0,540; M_z = 0,000;$ $N_{susc} = 0,000; M_{x,susc} = 0,000; M_{y,susc} = 0,000;$	C2	no	74

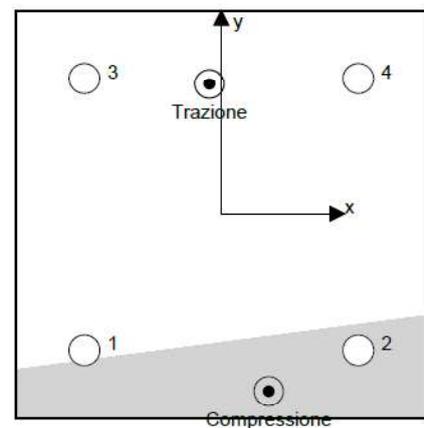
**2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante**

**Carichi sull'ancorante [kN]**

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,417	0,540	0,070	0,535
2	0,000	0,540	-0,070	-0,535
3	10,751	0,540	-0,070	-0,535
4	9,379	0,540	-0,070	-0,535

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,12 [%]  
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 3,53 [N/mm<sup>2</sup>]  
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-7,0/76,8): 20,548 [kN]  
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(27,7/-104,1): 14,348 [kN]



Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

### 3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1, Allegato C, sezione C.5)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_N$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	10,751	84,000	13	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	20,548	35,403	59	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	20,548	73,541	28	OK
Fessurazione**	20,548	31,121	67	OK

\*ancorante più sollecitato \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

#### 3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed,eq} \leq N_{Rd,s,eq} = \frac{N_{Rk,s,eq}}{\gamma_{M,s,eq}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1, Allegato C, sezione C.5}$$

$$N_{Rk,s,eq} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,s,eq}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (C.8)}$$

$$N_{Rd,s,eq, reduced} = N_{Rd,s,eq} \cdot \frac{\delta_{N,req(DLS)}}{\delta_{N,eq(DLS)}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (C.11a)}$$

$N_{Rk,s,eq}^0$ [kN]	$\alpha_{gap}$	$\alpha_{eq}$	$N_{Rk,s,eq}$ [kN]
126,000	1,000	1,000	126,000

$\gamma_{M,s,eq}$	$N_{Rd,s,eq}$ [kN]	$N_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{N,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{N,eq(DLS)}$ [mm]	$N_{Rd,s,eq, reduced}$ [kN]
1,500	84,000	10,751	0,200	0,200	84,000

#### 3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$$N_{Ed,eq} \leq N_{Rd,p,eq} = \frac{N_{Rk,p,eq}}{\gamma_{M,p,eq}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1, Allegato C, sezione C.5}$$

$$N_{Rk,p,eq} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{\epsilon,Np} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13), Eq. (C.8)}$$

$$N_{Rd,p,eq, reduced} = N_{Rd,p,eq} \cdot \frac{\delta_{N,req(DLS)}}{\delta_{N,eq(DLS)}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (C.11a)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk,eq} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\psi_{sus} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14a)}$$

$$S_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.15)}$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 - \left( \frac{S}{S_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left( \frac{\tau_{Rk,eq}}{\tau_{Rk,c}} \right)^{1,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\psi_{\epsilon,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \cdot e_{c1,N}}{S_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \cdot e_{c2,N}}{S_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$A_{p,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{p,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$S_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$c_{min}$ [mm]	$f_{c,chl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
404.133	245.560	18,00	495,5	247,8	420,0	30,00
$\psi_{o,eq}$	$\tau_{Rk,eq}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$k_3$	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,000	3,90	7,700	11,87	1,594	1,257	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{\epsilon,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
19,7	0,926	50,1	0,832	1,000	1,000	
$\psi_{sus}^0$	$\alpha_{sus}$	$\psi_{sus}$				
0,740	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$\alpha_{gap}$	$\alpha_{eq}$	$N_{Rk,p,eq}$ [kN]			
39,207	1,000	0,850	53,105			
$\gamma_{M,p,eq}$	$N_{Rd,p,eq}$ [kN]	$N_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{N,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{N,eq(DLS)}$ [mm]	$N_{Rd,p,eq, reduced}$ [kN]	
1,500	35,403	20,548	0,200	0,200	35,403	

ID gruppo ancoranti

1, 3, 4

### 3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Ed,eq} \leq N_{Rd,c,eq} = \frac{N_{Rk,c,eq}}{\gamma_{M,c,eq}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1, Allegato C, sezione C.5}$$

$$N_{Rk,c,eq} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1), Eq. (C.8)}$$

$$N_{Rd,c,eq, \text{reduced}} = N_{Rd,c,eq} \cdot \frac{\delta_{N,req(DLS)}}{\delta_{N,eq(DLS)}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (C.11a)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{or,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		
552.000	360.000	300,0	600,0	30,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
19,7	0,938	50,1	0,857	1,000	1,000	
$z$ [mm]	$\psi_{M,N}$	$k_1$	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\alpha_{gap}$	$\alpha_{eq}$	$N_{Rk,c,eq}$ [kN]
184,1	1,000	7,700	119,288	1,000	0,750	110,311
$\gamma_{M,c,eq}$	$N_{Rd,c,eq}$ [kN]	$N_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{N,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{N,eq(DLS)}$ [mm]	$N_{Rd,c,eq, \text{reduced}}$ [kN]	
1,500	73,541	20,548	0,200	0,200	73,541	

ID gruppo ancoranti

1, 3, 4

### 3.4 Fessurazione

$$N_{Ed,eq} \leq N_{Rd,sp,eq} = \frac{N_{Rk,sp,eq}}{\gamma_{M,sp,eq}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1, Allegato C, sezione C.5}$$

$$N_{Rk,sp,eq} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,sp}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{h,sp} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.23), Eq. (C.8)}$$

$$N_{Rd,sp,eq, \text{reduced}} = N_{Rd,sp,eq} \cdot \frac{\delta_{N,req(DLS)}}{\delta_{N,eq(DLS)}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (C.11a)}$$

$$N_{Rk,sp}^0 = \min(N_{Rk,p}^0, N_{Rk,c}^0) \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,sp} \cdot s_{or,sp} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,sp}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,sp}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,sp}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{h,sp} = \left( \frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \leq \max \left\{ 1; \left( \frac{h_{ef} + 1,5 \cdot c_1}{h_{min}} \right)^{2/3} \right\} \leq 2,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.24)}$$

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$	$f_{c,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
820.800	577.600	380,0	760,0	1,173	30,00	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$k_1$
19,7	0,951	50,1	0,884	1,000	1,000	7,700
$N_{Rk,sp}^0$ [kN]	$\alpha_{gap}$	$\alpha_{eq}$	$\gamma_{M,sp,eq}$	$N_{Rd,sp,eq}$ [kN]	$N_{Ed,eq}$ [kN]	
39,207	1,000	0,850	1,500	31,121	20,548	
$\delta_{N,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{N,eq(DLS)}$ [mm]	$N_{Rd,sp,eq, \text{reduced}}$ [kN]				
0,200	0,200	31,121				

ID gruppo ancoranti

1, 3, 4

#### 4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2, Allegato C, sezione C.5)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_V$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	0,540	13,600	4	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	2,158	90,055	3	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y-**	2,145	28,046	8	OK

\*ancorante più sollecitato \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

##### 4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed,eq} \leq V_{Rd,s,eq} = \frac{V_{Rk,s,eq}}{\gamma_{Ms,V,eq}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2, Allegato C, sezione C.5}$$

$$V_{Rk,s,eq} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot k_7 \cdot V_{Rk,s,eq}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35), Eq. (C.8)}$$

$$V_{Rd,s,eq, reduced} = V_{Rd,s,eq} \cdot \frac{\delta_{V,req(DLS)}}{\delta_{V,eq(DLS)}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (C.11b)}$$

$V_{Rk,s,eq}^0$ [kN]	$k_7$	$\alpha_{gap}$	$\alpha_{eq}$	$V_{Rk,s,eq}$ [kN]	
40,000	1,000	0,500	0,850	17,000	
$\gamma_{Ms,eq}$	$V_{Rd,s,eq}$ [kN]	$V_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,eq(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,s,eq, reduced}$ [kN]
1,250	13,600	0,540	3,200	3,200	13,600

##### 4.2 Rottura per pryout (adesione)

$$V_{Ed,eq} \leq V_{Rd,cp,eq} = \frac{V_{Rk,cp,eq}}{\gamma_{Mc,p,eq}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2, Allegato C, sezione C.5}$$

$$V_{Rk,cp,eq} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot k_8 \cdot \min\{N_{Rk,c}, N_{Rk,p}\} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39c), Eq. (C.8)}$$

$$V_{Rd,cp,eq, reduced} = V_{Rd,cp,eq} \cdot \frac{\delta_{V,req(DLS)}}{\delta_{V,eq(DLS)}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (C.11b)}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk,eq} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\psi_{sus} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14a)}$$

$$S_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.15)}$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 \cdot \left(\frac{S}{S_{cr,Np}}\right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} \cdot (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,eq}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{S_{cr,Np}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{S_{cr,Np}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$A_{p,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{p,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{Rk,cr,20}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$S_{cr,Np}$ [mm]	$c_{min}$ [mm]	$f_{c,cr}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
429,733	245,560	18,00	247,8	495,5	420,0	30,00
$\psi_{c,eq}$	$\tau_{Rk,eq}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$k_3$	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$k_8$	$\psi_{g,Np}^0$	
1,046	8,89	7,700	11,87	2,000	1,352	
$\psi_{g,Np}$	$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	
1,152	0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	
$\psi_{re,Np}$	$\psi_{sus}^0$	$\alpha_{sus}$	$\psi_{sus}$			
1,000	0,740	0,000	1,000			
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\alpha_{gap}$	$\alpha_{eq}$	$V_{Rk,cp,eq}^0$ [kN]	$V_{Rk,cp,eq}$ [kN]	
89,349	180,109	0,000	0,000	∞	135,082	
$\gamma_{Mc,p,eq}$	$V_{Rd,cp,eq}$ [kN]	$V_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,eq(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,cp,eq, reduced}$ [kN]	
1,500	90,055	2,158	0,000	0,000	90,055	
ID gruppo ancoranti						
1-4						

**4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y-**

$$V_{Ed,eq} \leq V_{Rd,c,eq} = \frac{V_{Rk,c,eq}}{\gamma_{M,c,eq}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2, Allegato C, sezione C.5}$$

$$V_{Rk,c,eq} = k_T \cdot \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.40), Eq. (C.8)}$$

$$V_{Rd,c,eq, reduced} = V_{Rd,c,eq} \cdot \frac{\delta_{V,reg(DLS)}}{\delta_{V,eq(DLS)}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (C.11b)}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_g \cdot d_{nom}^a \cdot l_f^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.41)}$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.42)}$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.43)}$$

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.44)}$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.45)}$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.46)}$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_y}{3 \cdot c_1}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.47)}$$

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.48)}$$

$l_f$ [mm]	$d_{nom}$ [mm]	$k_g$	$\alpha$	$\beta$	$f_{c,chl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
192,0	16,00	1,700	0,068	0,052	30,00
$c_1$ [mm]	$A_{c,V}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,V}^0$ [mm <sup>2</sup> ]			
420,0	426.000	793.800			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,449	1,002	0,0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$k_T$	$\alpha_{gap}$	$\alpha_{eq}$	$V_{Rk,c,eq}$ [kN]	
127,079	1,0	0,500	0,850	42,070	
$\gamma_{M,c,eq}$	$V_{Rd,c,eq}$ [kN]	$V_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{V,reg(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,eq(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,c,eq, reduced}$ [kN]
1,500	28,046	2,145	3,200	3,200	28,046

**5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3 Allegato C, sezione C.5 (3))**

Rottura dell'acciaio

$\beta_N$	$\beta_V$	$k_{15}$	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,128	0,040	1,000	17	OK

$$\beta_N^{k_{15}} + \beta_V^{k_{15}} \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

$\beta_N$	$\beta_V$	$k_{15}$	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,660	0,076	1,000	74	OK

$$\beta_N^{k_{15}} + \beta_V^{k_{15}} \leq 1,0$$

**L'ancoraggio risulta verificato!**

## 6. VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI

In questo capitolo verifichiamo gli spostamenti massimi della struttura secondo le combinazioni in esercizio (SLE) e sismiche (SLD).

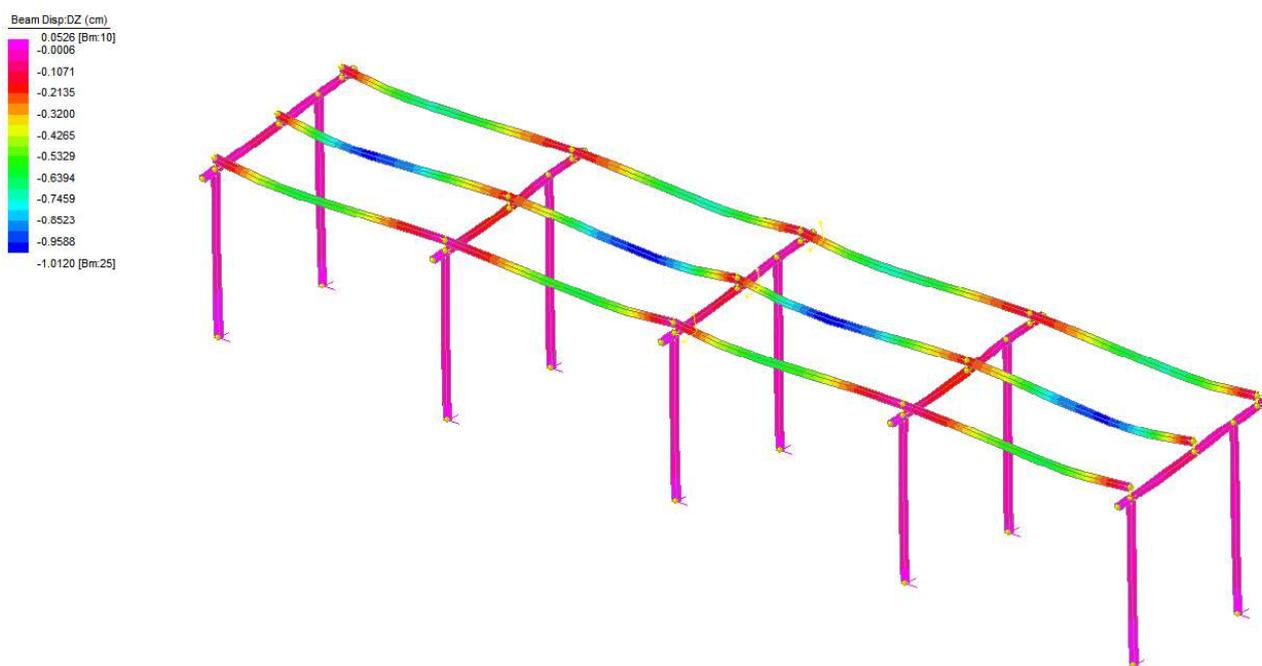
Vengono verificati i seguenti spostamenti massimi:

- Dz < L/300 Combinazioni SLE;
- Dx,y < H/150 Combinazioni SLE;
- Dx,y < H/200 Combinazioni SLD.

### 6.1. Condizione operativa Sle

#### 6.1.1.Dz

Valore limite dello spostamento verticale:  $Dz_{max} = L/300 = 400/300 = 1.33 \text{ cm}$

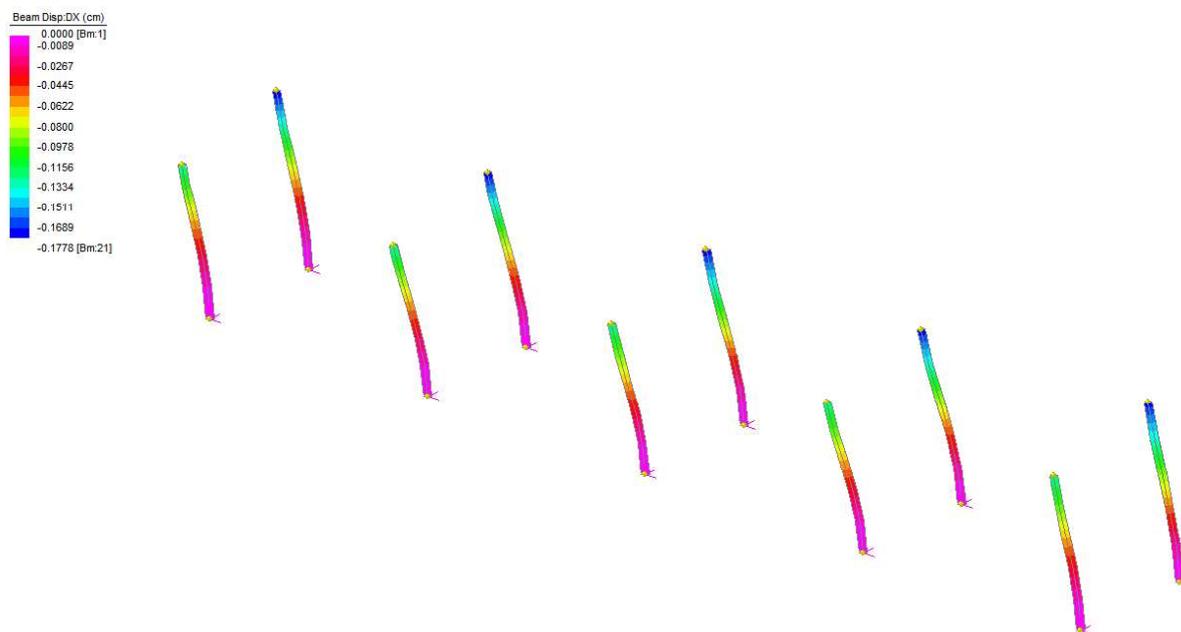


Il massimo spostamento rilevato dal modello 3D vale:

$$D_{z,Comb\ 13} = 1.01 \text{ cm} < 1.33 \text{ cm} \quad \mathbf{Verificato}$$

### 6.1.2.Dx

Valore limite delle spostamento orizzontale:  $D_x \max = H/150 = 275/150 = 1.83 \text{ cm}$

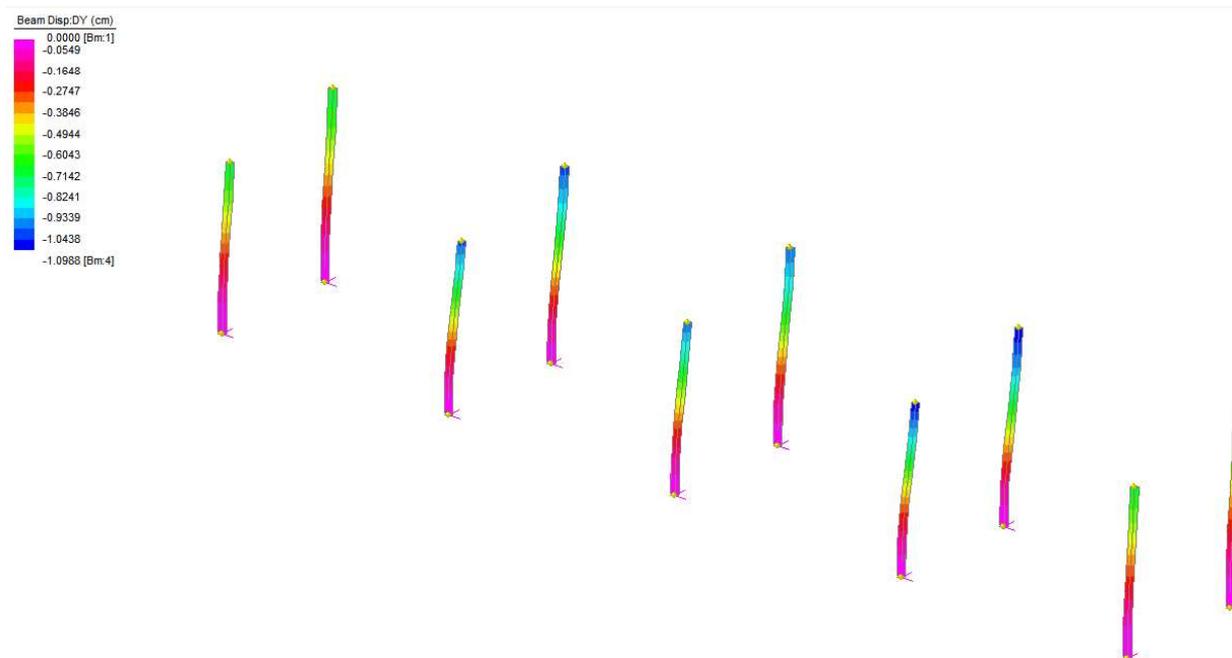


Il massimo spostamento rilevato dal modello 3D vale:

$D_{x,Comb 10} = 0.18 \text{ cm} < 1.83 \text{ cm}$  **Verificato**

### 6.1.3.Dy

Valore limite delle spostamento orizzontale:  $D_y \max = H/150 = 275/150 = 1.83 \text{ cm}$



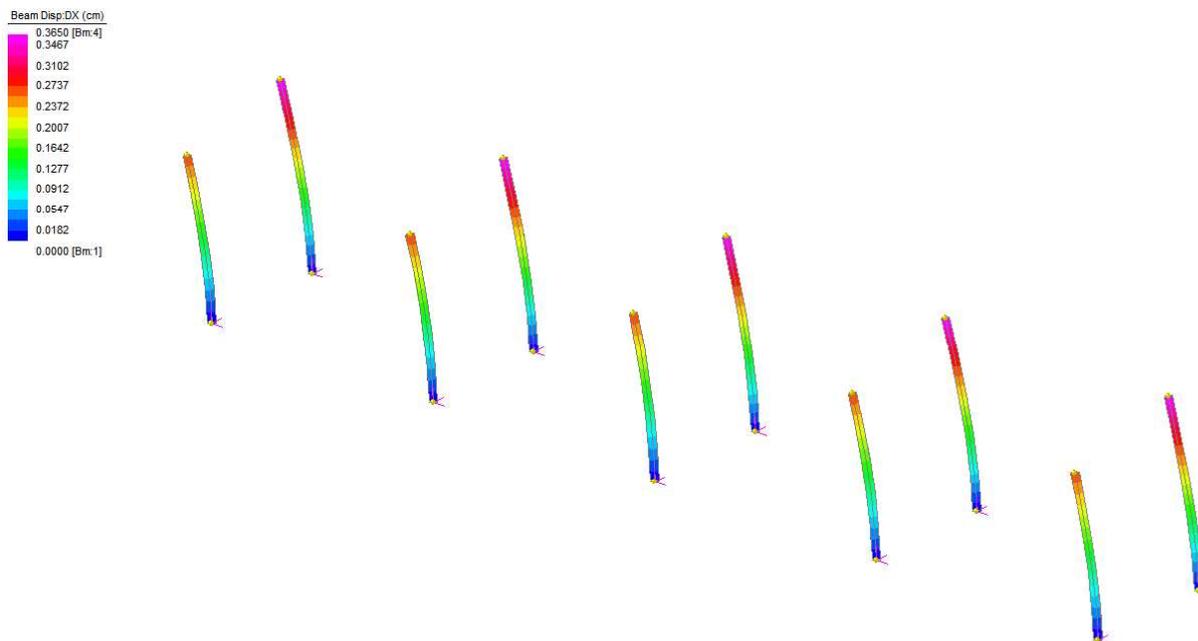
Il massimo spostamento rilevato dal modello 3D vale:

$D_{y,Comb 12} = 1.09 \text{ cm} < 1.83 \text{ cm}$  **Verificato**

## 6.2. Condizione sismica SLD

### 6.2.1. Dx

Valore limite delle spostamento orizzontale:  $D_x \max = H/200 = 275/200 = 1.37 \text{ cm}$

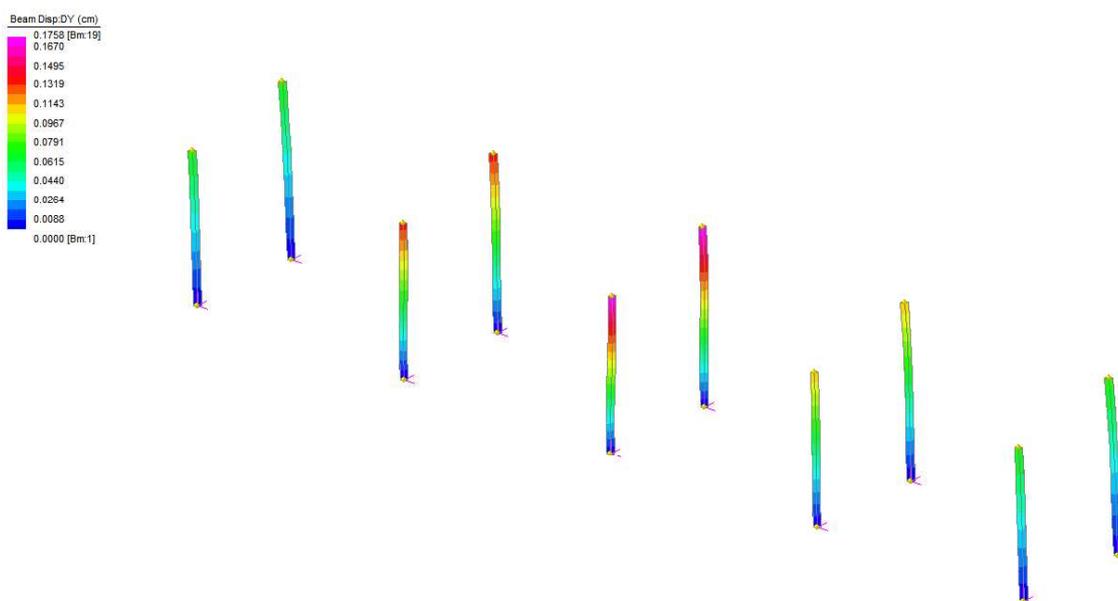


Il massimo spostamento rilevato dal modello 3D vale:

$$D_{x, \text{Comb } 28} = 0.36 \text{ cm} < 1.37 \text{ cm} \quad \mathbf{\text{Verificato}}$$

### 6.2.2. Dy

Valore limite delle spostamento orizzontale:  $D_y \max = H/200 = 275/200 = 1.37 \text{ cm}$



Il massimo spostamento rilevato dal modello 3D vale:

$$D_{y, \text{Comb } 26} = 0.17 \text{ cm} < 1.37 \text{ cm} \quad \mathbf{\text{Verificato}}$$

## 7. VERIFICA DEL PLINTO

### 7.1. - Descrizione del plinto.

Elenco delle tipologie Plinti creati ed utilizzati in pianta:

- **Qua 1:**

Elenco indici dei punti di Tipologia - Qua 1 : Tutti

Dimensioni = 100 [cm] x 100 [cm] x 70 [cm], Volume = 700000 [cm<sup>3</sup>]

Peso = 1750 [daN]

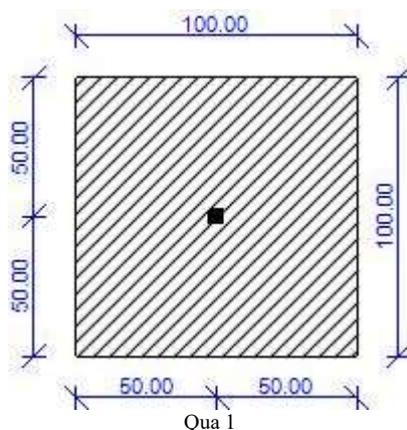
Magrone:

- tipo: Normale

- dimensioni: spessore = 10 [cm], fuoriuscita = 10 [cm]

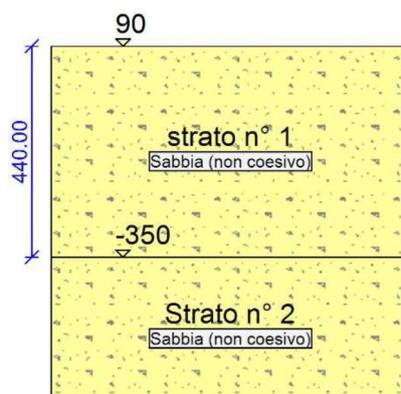
Quota sollecitazioni assegnata = sopra al plinto, attacco pilastro/plinto

Pianta generale:



### 7.2. - Stratigrafia.

Elenco stratigrafie con caratteristiche geometriche.



ind strato	quota iniziale [cm]	descrizione strato	tipo terreno (coesivo/non coesivo/roccia)
Strato 1	90	strato n° 1	Sabbia (non coesivo)
Strato 2	-350	Strato n° 2	Sabbia (non coesivo)

Caratteristiche stratigrafia 1

Falda non presente.

#### 7.2.1. - Caratteristiche dei terreni.

Sabbia (non coesivo) :

Coesione = 0 [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Angolo di attrito = 30 [°]  
 Peso di volume secco = 0.00186 [daN/cm<sup>3</sup>]  
 Peso di volume saturo = 0.00215 [daN/cm<sup>3</sup>]  
 Modulo di taglio del terreno = 200 [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Coeff. di Poisson = 0.15  
 Vel. onde di taglio = 200 [m/s]

**7.3. - Normativa selezionata.**

E' stata selezionata la normativa "Norme Tecniche per le Costruzioni '18" (NTC 17/01/18: la norma fornisce gli elementi fondamentali della progettazione di costruzioni e di opere di ingegneria civile, occupandosi dei requisiti per la resistenza, la stabilità, la funzionalità e la durabilità delle strutture) con i seguenti coefficienti:

APPROCCIO 2

Coefficienti proprietà terreno :

- Coesione = 1
- Angolo di attrito = 1
- Resistenza al taglio non drenata = 1

Coefficienti resistenze fondazione :

- Capacità portante (SLU) = 2.3
- Scorrimento (SLU) = 1.1
- Capacità portante (SLV) = 1.8
- Scorrimento (SLV) = 1.1

*7.3.1. Caratteristiche materiali.*

La verifica viene condotta agli "Stati Limite", con le seguenti caratteristiche dei materiali:

- Calcestruzzo in Opera:

fck = 249 [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Descrizione = C25/30  
 Alpha termica = 1E-05  
 Gamma (p,sp) = 0.0025 [daN/cm<sup>3</sup>]  
 Gamma c = 1.5  
 fcd = 141.1 [daN/cm<sup>2</sup>]  
 alpha cc = 0.85  
 epsilon c2 = 0.2000 %  
 epsilon cu2 = 0.3500 %

- Acciaio:

Tipo = 2  
 Descrizione = B450C  
 E = 2100000  
 fyk = 4500 [daN/cm<sup>2</sup>]  
 ftk = 5175 [daN/cm<sup>2</sup>]  
 epsilon yd = 0.1863 %  
 epsilon ud = 6.7500 %  
 Gamma s = 1.15  
 fyd = 3913.04 [daN/cm<sup>2</sup>]  
 fud = 4439.81 [daN/cm<sup>2</sup>]

*7.3.2. - Casi di carico.*

Caso 1:

Nome: SLU \_Vx(p-) [Combination 3]

Descr.: Nuovo caso  
Tipo: SLU

punto	sestetto	N	Mx	My	Tx	Ty
maglia		[daN]	[daN*cm]	[daN*cm]	[daN]	[daN]
1	1	86.46	5309	-3853	-30.49	-35.25

Casi di carico a sestetti.

Caso 2:  
Nome: SLV +X+y [Combination 15]  
Descr.: Nuovo caso  
Tipo: SLU

punto	sestetto	N	Mx	My	Tx	Ty
maglia		[daN]	[daN*cm]	[daN*cm]	[daN]	[daN]
1	1	-99.29	-335	5552	20.86	2.17

Casi di carico a sestetti.

Caso 3:  
Nome: SLU \_Vy(p-) [Combination 5]  
Descr.: Nuovo caso  
Tipo: SLU

punto	sestetto	N	Mx	My	Tx	Ty
maglia		[daN]	[daN*cm]	[daN*cm]	[daN]	[daN]
1	1	1492.17	28749	-862	-6.97	-203.84

Casi di carico a sestetti.

Caso 4:  
Nome: SLU \_VyN(p+) [Combination 7]  
Descr.: Nuovo caso  
Tipo: SLU

punto	sestetto	N	Mx	My	Tx	Ty
maglia		[daN]	[daN*cm]	[daN*cm]	[daN]	[daN]
1	1	-1514.42	-9662	363	2.99	55.86

Casi di carico a sestetti.

Caso 5:  
Nome: SLU \_NVy(p+) [Combination 6]  
Descr.: Nuovo caso  
Tipo: SLU

punto	sestetto	N	Mx	My	Tx	Ty
maglia		[daN]	[daN*cm]	[daN*cm]	[daN]	[daN]
1	1	-1786.18	-7596	251	2.12	46.7

Casi di carico a sestetti.

Caso 6:  
Nome: SLU \_Vy(p-) [Combination 5]  
Descr.: Nuovo caso  
Tipo: SLU

punto	sestetto	N	Mx	My	Tx	Ty
maglia		[daN]	[daN*cm]	[daN*cm]	[daN]	[daN]
1	1	1492.17	28749	-862	-6.97	-203.84

Casi di carico a sestetti.

Caso 7:  
Nome: SLU \_VyN(p+) [Combination 7]  
Descr.: Nuovo caso  
Tipo: SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	-1514.42	-9662	363	2.99	55.86

Casi di carico a sestetti.

Caso 8:

Nome: SLU \_Vy(p-) [Combination 5]

Descr.: Nuovo caso

Tipo: SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	1492.17	28749	-862	-6.97	-203.84

Casi di carico a sestetti.

Caso 9:

Nome: SLV -X+y [Combination 16]

Descr.: Nuovo caso

Tipo: SLV

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	-99.07	-312	-5554	-20.87	2.01

Casi di carico a sestetti.

Caso 10:

Nome: SLV +X+y [Combination 15]

Descr.: Nuovo caso

Tipo: SLV

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	-99.29	-335	5552	20.86	2.17

Casi di carico a sestetti.

## 7.4. - Verifiche geotecniche.

### 7.4.1. - Stabilità a ribaltamento.

Elenco per ogni punto maglia della combinazione utilizzata, momento stabilizzante, momento ribaltante:

punto maglia	caso- sest	M stab [daN*cm]	M rib [daN*cm]	FS plinto*	caso- sest*	M stab [daN*cm]	M rib [daN*cm]	FS pli+mgr
1	0-0	0	0	0.00	*0-0	0	0	0.00

Momenti stabilizzanti e ribaltanti dei singoli punti maglia.

### 7.4.2. - Massime pressioni sul terreno.

Elenco per ogni punto maglia dell' indice della stratigrafia, combinazione utilizzata, area ridotta, massimo valore di q applicata:

punto maglia	ind str	caso- sest	area ridotta [mq]	q app [daN/cm <sup>2</sup> ]
1	1	3-1	0.97 × 1.19 = 1.2	0.34

Massima pressione su area ridotta dei singoli punti maglia.

### 7.4.3. - Capacità portante e scorrimento.

Elenco per ogni punto maglia dell'indice della stratigrafia, combinazione utilizzata, area effettiva ed area ridotta, q applicata, q limite in condizioni drenate, non drenate e fattore di sicurezza Cap. Portante; H applicata, H limite e fattore di sicurezza a Scorrimento:

punto	ind	caso-	area	area	q app	qlim dr	qlim n dr	FS	*caso-	H app	H lim	FS
-------	-----	-------	------	------	-------	---------	-----------	----	--------	-------	-------	----

maglia	str	sest	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[daN/cm <sup>2</sup> ]	[daN/cm <sup>2</sup> ]	[daN/cm <sup>2</sup> ]	*	sest	[daN]	[daN]	
1	1	3-1	14400	11598.66	0.34	3.15	- - -	9.24*	3-1	203.95	2929.58	14.36

Capacità portante e scorrimento dei singoli punti maglia.

#### 7.4.4. - Tensioni sul magrone.

(Massima pressione agente impostata = -50 daN/cm<sup>2</sup>)

punto maglia	vertice (x,y)	Pressione [daN/cm <sup>2</sup> ]	caso- sest
1	-50 ; -49	-0.63	3 - 1
1	50 ; -49	-0.61	3 - 1
1	50 ; 51	-0.09	3 - 1
1	-50 ; 51	-0.11	3 - 1

Tensioni agenti nei vertici.

#### 7.4.5. - Tensioni sul terreno.

I valori ora riportati sono riferiti ai vertici del magrone: - vertici del perimetro punzonato (se impostato magrone normale), - area reale (se selezionato "super magrone" relegandone all'apposito paragrafo la verifica flessionale).

(calcolate nell'ipotesi di suolo elastico)

(Massima pressione agente impostata = -50 daN/cm<sup>2</sup>)

punto maglia	vertice (x,y)	Pressione [daN/cm <sup>2</sup> ]	caso- sest	tipo caso
1	-60 ; -59	-0.44	3 - 1	SLU
1	60 ; -59	-0.43	3 - 1	SLU
1	60 ; 61	-0.11	3 - 1	SLU
1	-60 ; 61	-0.12	3 - 1	SLU

Tensioni agenti nei vertici del magrone

## 7.5. - Verifiche strutturali.

### 7.5.1. - Verifica Flessionale e Taglio Plinti.

#### 7.5.1.1. - Analisi lungo X: - sezioni parallele al piano Y' - Z'

-Momenti:

punto maglia	caso- sest	Msd [daN*cm]	Mrd pos. [daN*cm]	Mrd neg. [daN*cm]	Sez [cm]	Af sup [cm <sup>2</sup> ]	Af inf [cm <sup>2</sup> ]	FS	X sez [cm]
1-sx-tozzo	5-1	-20335	1222558	-1222558	100*70	5.65	5.65	60.1	-2.5
1-dx-tozzo	5-1	-19966	1222558	-1222558	100*70	5.65	5.65	61.2	2.5

verifica flessionale lungo X

- Taglio:

punto maglia	caso- sest	Vsd [daN]	Vrd [daN]	Vsd no rid [daN]	Vrd non rid. [daN]	Sez [cm]	Af sup [cm <sup>2</sup> ]	Af inf [cm <sup>2</sup> ]	FS	X sez [cm]
1-sx	5-1	0	23239.44	-	-	100*70	5.65	5.65	>100	-70
1-dx	5-1	0	23239.44	-	-	100*70	5.65	5.65	>100	70

verifica a taglio lungo X

7.5.1.2. - Analisi lungo Y: - sezioni parallele al piano X' - Z'

- Momenti:

punto maglia	caso-sest	Msd [daN*cm]	Mrd pos. [daN*cm]	Mrd neg. [daN*cm]	Sez [cm]	Af sup [cm <sup>2</sup> ]	Af inf [cm <sup>2</sup> ]	FS	Y sez [cm]
1-sx-tozzo	5-1	-13698	1222558	-1222558	100*70	5.65	5.65	89.3	-2.5
1-dx-tozzo	3-1	36730	1222558	-1222558	100*70	5.65	5.65	33.3	2.5

verifica flessionale lungo Y

- Taglio:

punto maglia	caso-sest	Vsd [daN]	Vrd [daN]	Vsd no rid [daN]	Vrd no rid [daN]	Sez [cm]	Af sup [cm <sup>2</sup> ]	Af inf [cm <sup>2</sup> ]	FS	Y sez [cm]
1-sx	5-1	0	23239.44	-	-	100*70	5.65	5.65	>100	-70
1-dx	3-1	0	23239.44	-	-	100*70	5.65	5.65	>100	70

verifica a taglio lungo Y

7.5.2.- Verifica a Punzonamento Plinto.

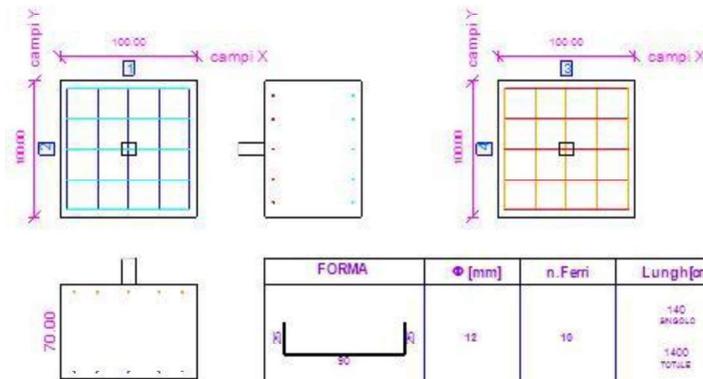
punto maglia	caso-sest	l cr. [cm]	beta	Area cr. [cm <sup>2</sup> ]	Perim cr. [cm]	Vpd [daN]	Vpu [daN]	FS
1	1 - 1	130	1.15	10000	0	0	103514.34	>100

verifica punzonamento

7.6. Dettaglio armatura plinto

pianta Armatura Inferiore

pianta Armatura Superiore



FORMA	φ [mm]	n. Ferri	Lungh [cm]	Peso [daN]	POS	n. Ferri	Passo [cm]	Descrizione
	12	10	140 ANGOLO	1.2 ANGOLO		5	22.5	Inf Lunga X
			1400 TOTALE	12.4 TOTALE				Inf Lunga Y
	12	10	138 ANGOLO	1.2 ANGOLO		5	22.5	Sup Lunga X
			1380 TOTALE	12.3 TOTALE				Sup Lunga Y

Qua 1

## **8. CONCLUSIONI**

---

Tutte le precedenti verifiche sono soddisfatte secondo gli standard di riferimento.