



CONSORZIO di BONIFICA dell' EMILIA CENTRALE

Corso Garibaldi n. 42 42121 Reggio Emilia - www.emiliacentrale.it - protocollo@pec.emiliacentrale.it
Tel. 0522-443211 Fax. 0522-443254 C.F. 91149320359

M - PRG.
18.01

Rev. 3
del
01.04.2019

Titolo: Legge n°205/2017 art.1 comma 518. Primo Stralcio del Piano Nazionale degli interventi
nel settore idrico – sezione "invasi"

REALIZZAZIONE DI UNA CASSA DI ESPANSIONE PER LAMINAZIONE DELLE PIENE E ACCUMULO IDRICO A SCOPO IRRIGUO CAVO BONDENO IN COMUNE DI NOVELLARA (RE) - CODICE 518/5

Importo: **€. 10.000.000,00**

Ente Finanziatore:
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Tipologia Progetto

Riferimento Legislativo

Comune

Fattibilità Definitivo Esecutivo Contabilità

**Legge n.205/2017 e
Legge n. 145/2018**

NOVELLARA (RE)

X

ALLEGATI:

Allegato n.

Titolo:

2

**RELAZIONI
SPECIALISTICHE**

Tavola:

Oggetto:

.6

**RELAZIONE
STRUTTURALE NUOVE
OPERE, DEI MATERIALI
E DI MANUTENZIONE
DELLA PARTE
STRUTTURALE PER LA
CASELLA DEL BONDENO**

Scala:

Il Progettista Generale:
Dott. Ing. Matteo Giovanardi

mgiovanardi@emiliacentrale.it

Collaboratori alla Progettazione:
Dott. Ing. Stefano Paterlini

Il Responsabile del Procedimento:
Dott. Ing. Pietro Torri

ptorri@emiliacentrale.it

Area Progettazione:
SLPP

Codice Progetto:
105/18/00

Codice CUP:
G33H18000060001

Codice CIG:

Redatto:

Verificato:

Nome File:

Note:

Data Progetto Originale:

16-12-2019

Data Aggiornamento:

UNI EN ISO 9001:2015

UNI EN ISO 14001:2015

OHSAS 18001:2007



Loc. Novellara (RE)

Intervento di miglioramento chiavica Bondeno

PROGETTISTA	Ing. Stefano Paterlini	TIMBRO
FIRMA		

FASE: E		DOCUMENTO: Relazione strutturale, dei materiali e manutenzione parte strutturale casella Allacciante Cartoccio			
DATA: 06/06/2019		PRATICA: 1276-02	FILE: d:\pratiche drive\1449 - chiavica bondeno\doc\1449 - e-st - rc - 00.docx		ELAB N° : 2.5
rev. 4					
rev. 3					
rev. 2					
rev. 1					
rev. 0	06/06/2019	EMISSIONE	Ptr	Ptr	Ptr
revisione	data	motivo della revisione:	redatto da:	controllato da:	approvato da:

Sommario

A.	DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E CARATTERISTICHE DEL SITO	4
B.	DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA E DELLA TIPOLOGIA D'INTERVENTO	4
C.	QUADRO NORMATIVO (PUNTO C)	5
D.	PARAMETRI DI PROGETTO (PUNTO D)	5
E.	DESCRIZIONE DEI MATERIALI	9
F.	CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE (PUNTO F)	14
F.1	MODELLAZIONE DEI VINCOLI	15
F.2	MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA E DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE	15
G.	INDICAZIONE DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI DELLE AZIONI	18
G.1	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	18
G.2	COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI DI CARICO	19
H.	INDICAZIONE DEL METODO DI ANALISI	19
I.	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE IN PRESENZA DI AZIONE SISMICA	22
I.1	SLU – RESISTENZA E DUTTILITÀ	22
I.2	SLE RESISTENZA E CONTENIMENTO DEL DANNO	23
J.	RAPPRESENTAZIONI DI CONFIGURAZIONI DEFORMATE, DI SOLLECITAZIONI, SINTESI DELLE VERIFICHE E GIUDIZIO MOTIVATO	23
J.1	RAPPRESENTAZIONE DELLE CONFIGURAZIONI DEFORMATE	23
J.2	SOLLECITAZIONI SULLE PARTI SIGNIFICATIVE DELLA STRUTTURA	28
J.3	SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA	33
1.1.1	SLU	33
J.4	SLE	54
J.5	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ	54
K.	CARATTERISTICHE DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO	56
L.	STRUTTURE GEOTECNICHE O DI FONDAZIONE	57
M.	CATEGORIA DI INTERVENTO PREVISTO	57
N.	DESCRIZIONE STRUTTURA INTERAZIONI CON ALTRE UNITÀ INTERVENTI REALIZZATI E VULNERABILITÀ RISCONTRATE	57
O.	PROPRIETÀ MECCANICHE MATERIALI	57



ing. Stefano Paterlini ing. Ilaria Franchi

Via Mohandas Karamchand Gandhi n°24, 42123 - Reggio Emilia (RE)

e-mail: paterlini.ste@gmail.com PEC: stefano.paterlini@ingpec.eu

Tel./fax +39 0522 080757 cell.: +39 3389089330

Descrizione del contesto
edilizio e caratteristiche del
sito

P.	RISULTATI PIÙ SIGNIFICATIVI PRE E POST INTERVENTO IN CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE	57
Q.	PIANO DI MANUTENZIONE STRUTTURALE	58

Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale

A. DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E CARATTERISTICHE DEL SITO

L'edificio oggetto di consolidamento è un edificio di proprietà del Consorzio dell'Emilia Centrale ed ha lo scopo di alloggiare le paratoie ed i relativi organi di regolazione per la regolazione del deflusso delle acque del canale di bonifica.

La morfologia del sito si presenta pressoché pianeggiante.

B. DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA E DELLA TIPOLOGIA D'INTERVENTO

La struttura del fabbricato è in muratura ordinaria di mattone pieno per la parte fuori terra e di calcestruzzo per la parte parzialmente interrata. La fondazione è costituita da una piastra in C.A. dello spessore di circa 45 cm. Il primo impalcato a livello del terreno così come il solaio di copertura sono costituiti da una soletta in C.A. avente rispettivamente spessori di 20 e 15 cm.

Le fondazioni non sono state indagate in quanto non sussistono le condizioni indicate dalla norma al §8.3.

Rispetto al progetto originario non si segnalano interventi di ristrutturazione che hanno interessato parti strutturali della costruzione.

L'intervento che si intende realizzare riguarda il rinforzo del lato corto del corpo di fabbrica in cui è presente una grande apertura d'ingresso che diminuisce sensibilmente la sezione resistente. Si procederà alla realizzazione di un portale metallico reticolare connesso all'edificio in muratura che sostituisce, ai fini dell'assorbimento dell'azione orizzontale la parete.

Per ogni particolare si faccia riferimento alle tavole di progetto.

Gli unici vincoli architettonici interferenti con le opere progettate sono in corrispondenza dei capochiave delle catene. Le piastre dovranno adattarsi alle cornici presenti sulla sommità dell'edificio.



Figura 1 - Vista satellitare struttura

C. QUADRO NORMATIVO (PUNTO C)

Per la progettazione e verifica degli elementi strutturali è stata utilizzata la seguente normativa:

Normativa italiana:

D.M. 17.1.2018: "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.42 del 20 febbraio 2018.

Circolare 21/01/2019, n.7: Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17.1.2018.

Legge n.64 del 2.2.1974: "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche."

D. PARAMETRI DI PROGETTO (PUNTO D)

Al fine di ottenere l'azione sismica da applicare alla struttura si sono adottati i seguenti parametri:

Classe d'Uso	3
Vita Nominale:	50 anni
Sottosuolo cat.	C
Categoria topografica:	T1

Coefficiente di smorzamento equivalente ξ	5
Zona sismica del sito:	3
Longitudine	10.685536
Latitudine	44.853257

Per il calcolo degli spettri di risposta sono stati utilizzati i seguenti parametri, ove:

P_{VR} probabilità di superamento nel periodo di ritorno
 T_R periodo di ritorno
 a_g/g accelerazione orizzontale massima del suolo
 F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
 T_{c^*} valore base per calcolo del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Azione Sismica

OK Annulla Reimposta

Sito Struttura Componenti

Vita nominale, Classe d'uso, Stati limite

Vita nominale (anni): $V_N = 50$

Classe d'uso: Classe III (affollamenti significativi)

Coefficiente d'uso: $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni): $V_R = V_N * C_U = 75$

Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R (Tab. 3.2.I)
 Tempo di ritorno $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$

Stati Limite	P_{VR} (%)	T_R (anni)
SLE: SLO	81	45
SLE: SLD	63	75
SLU: SLV	10	712
SLU: SLC	5	1462

Parametri di Spettro

Approccio semplificato secondo Normativa:

Stati Limite	T_R (anni)	Orizzontale							Verticale					
		a_g (g)	S.S	S	F_o	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)	a_g (g)	S	F_v	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
SLE: SLO	45	0.046	1.800	1.800	2.535	0.211	0.633	1.784	0.046	1.000	0.734	0.050	0.150	1.000
SLE: SLD	75	0.056	1.800	1.800	2.553	0.218	0.653	1.824	0.056	1.000	0.816	0.050	0.150	1.000
SLU: SLV	712	0.144	1.800	1.800	2.549	0.222	0.665	2.176	0.144	1.000	1.306	0.050	0.150	1.000
SLU: SLC	1462	0.190	1.677	1.677	2.537	0.222	0.666	2.360	0.190	1.000	1.493	0.050	0.150	1.000

Azioni considerate sulla costruzione

Sulla costruzione si sono prese le seguenti azioni in accordo con il cap.3 delle NTC2008:

- Pesi permanenti strutturali
- Pesi permanenti non strutturali
- Azione della neve
- Azione del vento
- Azione sismica

Tali azioni saranno poi combinate dal software in tante combinazioni di condizioni di carico elementari per ottenere punto per punto la combinazione più gravosa per ogni tipo di sollecitazione con i coefficienti indicati al §2.5.3 delle NTC.

I sovraccarichi sono inseriti nel software attraverso gli elementi solaio; tali elementi servono solo a ripartire i carichi sulle membrature portanti attraverso aree d'influenza non essendo dotati di rigidità in nessuna direzione.

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi ipotizzata ed utilizzata per il calcolo:

Solaio di copertura	kN/mq
G1k	2.50
G2k	0.50
Qk	1.30
Totale copertura	4.3

Carico da neve

Sotto il profilo delle precipitazioni nevose il Comune si trova nella zona I, di conseguenza, essendo ad un'altitudine pari a circa 50 m s.l.m. il carico assegnato dalla normativa vale:

carico neve al suolo

$$q_{sk} = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

Coefficiente di forma per il carico neve.

	Copertura piana	q_s
μ_1	0.8	1,28 KN/m ²

Si adotta un carico uniformemente distribuito pari a

$$q_s = 1,30 \text{ KN/m}^2$$

Vento

Poiché il Comune è nell'entroterra della zona 2, e l'edificio in oggetto si trova in un'area con classe di rugosità D, ottengo :

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

2) Emilia Romagna

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
2	25	750	0.015

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	60
---	----

$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità di riferimento [m/s])	25
---------------------------------------	----

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)
c_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	390.63
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m		750m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
	costa		500m		
	mare				
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare		costa
	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

z altezza edif. [m]	Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
6	2	D	60

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
II	0.19	0.05	4	1

c _e	2.04
----------------	------

La pressione del vento a meno del coefficiente di forma vale: 795.79 N/mq (0.7957 kN/mq)

Il segno positivo indica le pressioni perpendicolari alla superficie di carico dirette verso l'interno dell'edificio.

L'inclinazione della copertura è tale da determinare esclusivamente delle depressioni.

Le azioni del vento in copertura possono quindi essere trascurate perché senz'altro migliorative le sollecitazioni compressive degli elementi strutturali quali travi e solai.

Le azioni da vento sono comunque molto inferiori a quelle da sisma.

E. DESCRIZIONE DEI MATERIALI

Di seguito vengono elencati i materiali usati nel modello:

Dati generali

ID	= numero identificativo del materiale
E	= modulo di Elasticità
v	= coefficiente di Poisson
G	= modulo di Elasticità Tangenziale
Ps	= peso specifico
α	= coefficiente di Dilatazione Termica
f _{yk}	= tensione caratteristica di snervamento
f _u	= resistenza ultima a trazione
ε _{ud}	= deformazione ultima
γ _{M,c}	= coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per compressione
γ _{M,t}	= coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per trazione

γ_M = coeff. parziale materiale per resistenza a SLU
 $\gamma_{M,ecc}$ = coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per situazioni eccezionali

Dati specifici per calcestruzzo

R_{ck} = resistenza caratteristica cubica di compressione del calcestruzzo
 f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica di compressione del calcestruzzo
 f_{ctk} = resistenza caratteristica di trazione del calcestruzzo
 f_{ctm} = resistenza media di trazione del calcestruzzo
 $f_{te,eff}$ = resistenza media di trazione efficace del calcestruzzo al momento in cui si suppone l'insorgere delle prime fessure
 γ_c = coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per compressione del calcestruzzo
 α_{cc} = coefficiente riduttivo per le resistenze a compressione di lunga durata
 α_{ct} = coefficiente riduttivo per le resistenze a trazione di lunga durata
GrpEsig = gruppo di esigenza (livello di aggressività dell'ambiente) per le verifiche SLE; par.4.3.1.6 del DM 9/1/1996 (a = condizioni ambiente poco aggressivo, b = moderatamente aggressivo, c = molto aggressivo) oppure § 5.1.2.2.6.5 del DM 2005 o § 4.1.2.2.4.3 DM 2008 o § 4.1.2.2.4.2 DM 2018 (a = condizioni ambientali ordinarie, b = aggressive, c = molto aggressive). Per l'Eurocodice corrisponde alla classe di esposizione, prospetto 7.1N EN 1992-1-1:2005 (a = X0, XC1, b = XC2, XC3, XC4, c = XD1, XD2, XS1, XS2, XS3)

Dati specifici per acciaio da carpenteria

f_y = tensione di snervamento acciaio per spessori minori o uguali a 40mm
 f_{y1} = tensione di snervamento acciaio per spessori maggiori di 40mm
 $\gamma_{M0,c}$ = coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per compressione per acciaio da carpenteria (per il DM 14/09/2005 corrisponde a γ_M)
 $\gamma_{M0,t}$ = coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per trazione per acciaio da carpenteria
 γ_{M1} = coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per acciaio da carpenteria per verifiche di instabilità (per il DM 14/09/2005 corrisponde a γ_M)

Dati specifici per legno strutturale

Cl.Serv. = classe di servizio per materiali di tipo "legno strutturale"
 $k_{mod,perm}$ = coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni permanenti
 $k_{mod,lung}$ = coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni di lunga durata
 $k_{mod,med}$ = coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni di media durata
 $k_{mod,brev}$ = coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni di breve durata
 $k_{mod,ist}$ = coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni istantanee
 k_{def} = coefficiente per l'abbattimento delle caratteristiche di rigidezza del legno strutturale per il calcolo delle deformazioni a lungo termine.
 k_{cr} = coefficiente di fessurazione per la resistenza a taglio.
 $f_{m,k}$ = resistenza caratteristica del legno strutturale a flessione.
 $f_{t,0,k}$ = resistenza caratteristica del legno strutturale a trazione parallela alla fibratura.
 $f_{t,90,k}$ = resistenza caratteristica del legno strutturale a trazione perpendicolare alla fibratura.
 $f_{c,0,k}$ = resistenza caratteristica del legno strutturale a compressione parallela alla fibratura.
 $f_{c,90,k}$ = resistenza caratteristica del legno strutturale a compressione perpendicolare alla fibratura.
 $f_{v,k}$ = resistenza caratteristica del legno strutturale a taglio in direzione perpendicolare alla fibratura (cioè quello che agisce in un piano perpendicolare alla fibratura stessa).
 $f_{v,r,k}$ = resistenza caratteristica del legno strutturale a taglio di rotolamento (cioè quello che determina lo scorrimento delle fibre rispetto a quelle adiacenti agendo in un piano parallelo alla direzione di fibratura, con direzione perpendicolare alla fibratura).
 $f_{v,b,k}$ = resistenza caratteristica del legno strutturale a taglio da spacco (cioè quello che determina lo scorrimento delle fibre rispetto a quelle adiacenti agendo in un piano parallelo alla direzione di fibratura, con direzione parallela alla fibratura stessa).
 $E_{0,k}$ = modulo elastico caratteristico del legno strutturale in direzione parallela alla fibratura.
 $E_{90,k}$ = modulo elastico caratteristico del legno strutturale in direzione perpendicolare alla fibratura.
 ρ_k = densità caratteristica del legno strutturale.

Dati specifici per pannelli di tavole di legno massiccio incrociato (XLam)

EA ₂	= rigidezza membranale dei pannelli XLam in direzione 2
EA ₃	= rigidezza membranale dei pannelli XLam in direzione 3
EJ ₂	= rigidezza flessionale dei pannelli XLam in direzione 2
EJ ₃	= rigidezza flessionale dei pannelli XLam in direzione 3
GA _{v12}	= rigidezza dei pannelli XLam a taglio fuori piano sulla faccia perpendicolare alla direzione 2 (cioè quella associata all'azione interna Q12 degli elementi Shell).
GA _{v13}	= rigidezza dei pannelli XLam a taglio fuori piano sulla faccia perpendicolare alla direzione 3 (cioè quella associata all'azione interna Q13 degli elementi Shell).
GA _{v23}	= rigidezza dei pannelli XLam a taglio membranale (cioè quella associata all'azione interna N23 degli elementi Shell).

Nome Materiale: S 275

ID = 29

Proprietà reologiche:

$$E = 2.1e+005 \text{ N/mm}^2$$

$$\nu = 0.300$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$P_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\alpha = 1.2e-005 \text{ 1/}^\circ\text{C}$$

Parametri di verifica:

Tipologia del Materiale: Acciaio da Carpenteria

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{y1} = 255 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0,c} = 1.05$$

$$\gamma_{M0,t} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

$$\gamma_{M,ecc} = 1$$

$$f_u = 430 \text{ N/mm}^2$$

Valori di progetto

$$f_{cd} = 261.9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = 261.9 \text{ N/mm}^2$$

Le caratteristiche meccaniche della muratura esistente sono quelle relative alla tabella della Circolare al §C8.5.3.1 relativamente a mattoni pieni con malta di calce.

Tabella C8.5.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Il livello di conoscenza è LC1 per cui si utilizzano i valori minimi della resistenza e medi del modulo elastico. I coefficienti γ_M sono stati posti uguali a 2 sia per l'analisi statica che per quella sismica.

Materiali

- Calcestruzzo
 - C25/30
- Acciaio
 - Acciaio S235
 - Acciaio 275
- Muratura esistente
 - Muratura esistente
- Muratura nuova
 - Muratura nuova
- Materiale generico
 - Legno
- Blocchi e giunti
 - Blocchi e giunti

Generale

Nome	Muratura esistente
Riferimento	NTC 2008, Tab. C8A.2.1
Tipologia	Mattoni pieni e malta di calce
Condizioni	Standard
Fattore di Confidenza	1.35

Moduli elastici

Valori	Medi
E	1500
G	500

Resistenze

Valori	Minimi
f _m	2.400
f _{tm}	0.240
f _{hm}	1.200
τ ₀	0.060
f _{vm0}	0.060

Altre proprietà meccaniche

w	18.00
α	0.000010
f _b	10.000
μ	0.577
φ	1.000

> Coefficienti correttivi

Proprietà grafiche

Colore 2D	169; 169; 169
Colore 3D	160; 82; 45
Texture	Mattoni_1

Requisiti geometrici maschi murari

Spessore minimo	0.240
Snellezza complanare limite	2.500
Snellezza ortogonale limite	12.000

[Anteprima proprietà di calcolo](#)

Nome
Nome del materiale

Aggiungi Rimuovi

OK

Figura 2 - Caratteristiche della muratura

Sono stati adottati i fattori correttivi relativi a malta di buone caratteristiche e giunti sottili. Tali impostazioni in un progetto di miglioramento sono poco importanti in quanto mantenute sia nello stato di fatto che nello stato di progetto.

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0.35}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

F. CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE (PUNTO F)

L'analisi statica e dinamica dell'edificio è sviluppata realizzando un modello di calcolo che ne rappresenta l'intero complesso oggetto della realizzazione. Da tale modello deriveranno le sollecitazioni necessarie al dimensionamento e alla verifica di resistenza e stabilità delle aste di acciaio.

Il modello della trave reticolare sarà caricato in corrispondenza dei nodi superiori in coerenza con i particolari costruttivi da realizzare. I carichi puntuali da inserire sono ricavati dall'analisi dell'edificio in muratura e riportati nel modello del portale reticolare incrementandoli per tener conto del diverso fattore di comportamento adottato. Per la struttura in muratura si è utilizzato un $q=2.25$ mentre per la struttura reticolare in acciaio si è utilizzato $q=1.5$ (no duttilità).

I calcoli di stabilità delle membrature sono eseguiti considerando la sezione composta come sezione unica, a tale fine sono state inserite imbottiture ad interasse indicato dalla normativa.

$$i < 15 \cdot p_{\min}$$

Classe di duttilità	-
Regolarità in pianta	NO
Regolarità in altezza	NO
Tipologia strutturale dir X	-
Tipologia strutturale dir Y	-
Fattore di comportamento dir X	$q_x = 0.75 \cdot 2 \cdot \alpha_u / \alpha_1 = 0.75 \cdot 2 \cdot 1.5 = 2.25$ (muratura)

Fattore di comportamento dir Y	$q_y = 0.75 \cdot 2 \cdot \alpha_u / \alpha_1 = 0.75 \cdot 2 \cdot 1.5 = 2.25$ (muratura)
Fattore di comportamento dir X	$q_x = 1.5$ (telaio reticolare)
Fattore di comportamento dir Y	$q_y = 1.5$ (telaio reticolare)
Stati limite indagati	SLU (STR)

Nel calcolo della struttura in muratura si è considerato il solaio come rigido. Per ricavare l'azione da applicare al telaio reticolare metallico si sono scalati i risultati ottenuti sul setto murario interessato per un fattore pari a $2.25/1.5$ pari al rapporto tra i fattori di comportamento.

Nel telaio metallico si sono considerate solamente le aste diagonali tese in accordo con la normativa, inoltre avendo assunto un comportamento non dissipativo non si hanno particolari limiti sulla snellezza delle aste di controvento.

Si sono realizzati 2 modelli, uno con sole diagonali tese e uno con anche le diagonali compresse per verificare gli effetti dei puntoni.

Per la parte in muratura il modello con cui si sono calcolate le sollecitazioni sotto l'azione sismica e statica è quella del telaio equivalente. Le aste di muratura in corrispondenza delle sovrapposizioni (pannelli nodali) sono considerate infinitamente rigide, mentre al di fuori di tali zone e per gli altri materiali le aste hanno rigidità corrispondente a quella della sezione geometrica effettivamente adottata.

F.1 Modellazione dei vincoli

La struttura metallica è ipotizzata incernierata alla base. Le aste non sono state svincolate internamente perché essendo una struttura reticolare le sollecitazioni flettenti sono di entità trascurabile.

F.2 Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche

Il modello per la **muratura** è realizzato secondo le seguenti ipotesi di schematizzazione:

- tutte le membrature dell'edificio significative sotto il profilo strutturale sono modellate mediante elementi monodimensionale tipo ASTA a due nodi e 12 gradi di libertà;
- Le aste sono rappresentate con elementi in muratura aventi rigidità finita al di fuori delle zone di sovrapposizione, mentre i tratti interni a tali zone (pannelli nodali) avranno rigidità infinita. Le zone rigide sono individuate con una linea a 30° dalle aperture;

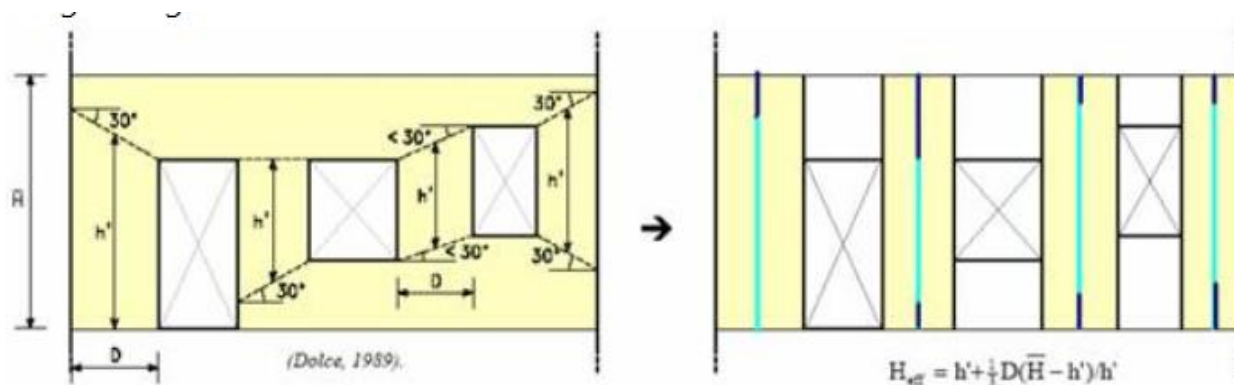
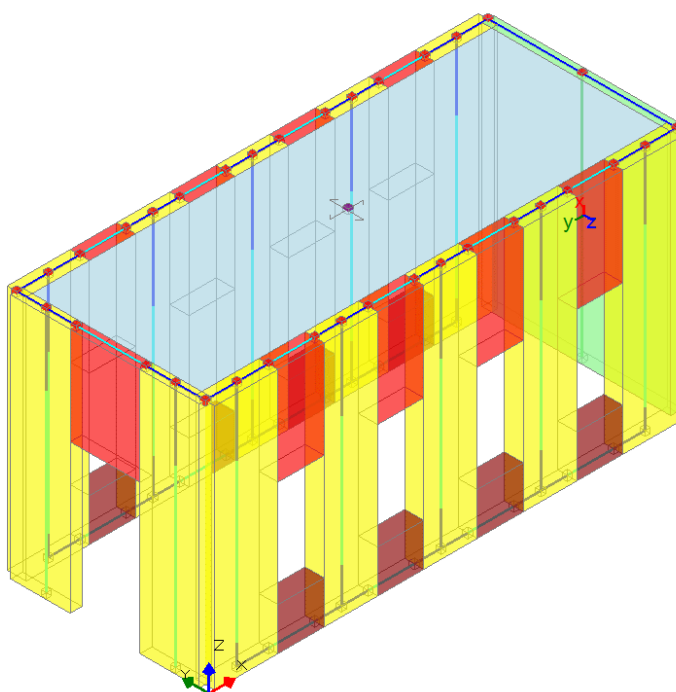


Figura 3 - esempio individuazione zone rigide

- Gli orizzontamenti sono considerati infinitamente rigidi;
- Le fasce di piano sono considerate deboli (cioè senza armatura) e svincolate alla rotazione nel piano;
- Alle fasce di piano è stato attribuito un comportamento ad arco per carichi gravitazionali;

non si prendono in considerazione i cedimenti elastici delle fondazioni verticali; questo è dovuto al fatto che nella struttura non sono presenti dissesti imputabili a cedimenti di fondazione. Tale geometria è descritta sinteticamente dalle figure seguenti che possono essere confrontate con le tavole di progetto allegate.



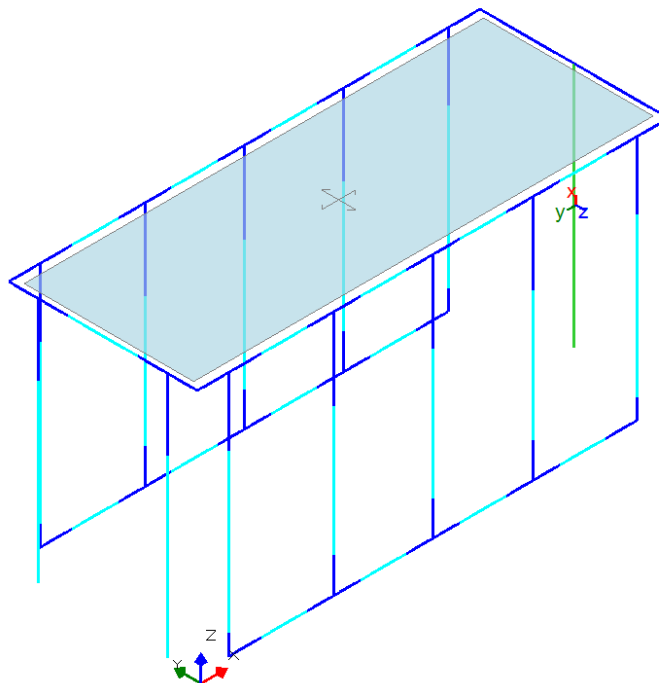


Figura 4 - Edificio in muratura

Per la parte in acciaio il modello di calcolo è realizzato secondo le seguenti ipotesi di schematizzazione:

- tutte le membrature significative sotto il profilo strutturale sono modellate mediante elementi monodimensionale tipo ASTA a due nodi e 12 gradi di libertà;
- le sezioni delle travi e dei piedritti rispettano in toto la forma delle sezioni originarie;
- non si prendono in considerazione i cedimenti elastici delle fondazioni verticali;
- Le aste composte sono considerate perfettamente collaboranti grazie alle imbottiture poste ad opportuni interassi;

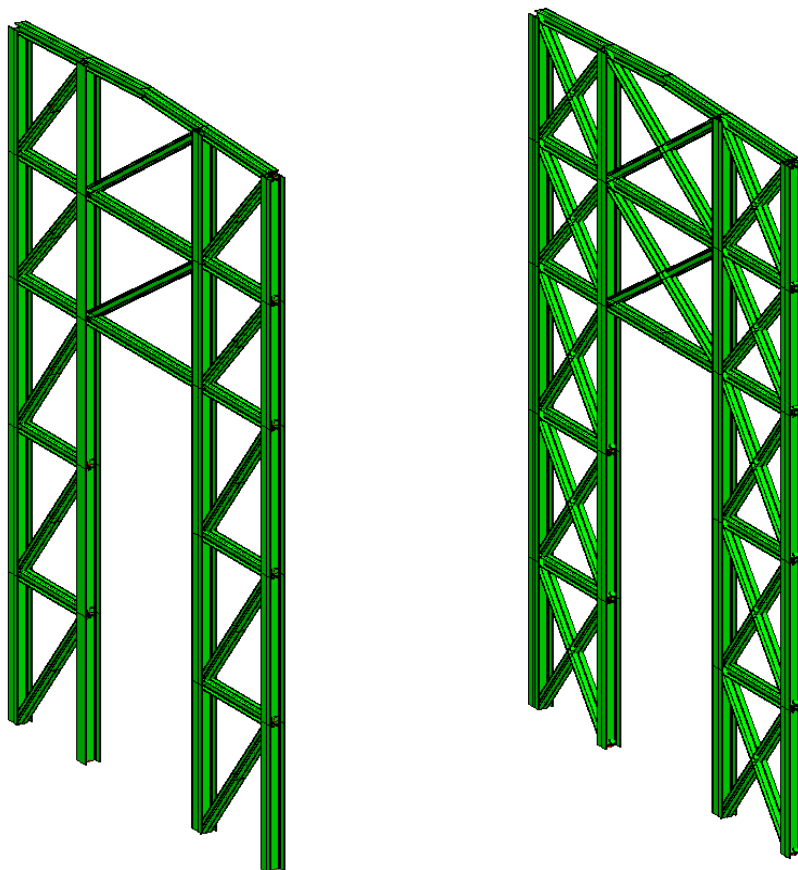


Figura 5 - vista telaio in acciaio con rappresentazione dello schema unifilare con diagonali tese e tese/compresse

G. INDICAZIONE DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI DELLE AZIONI

G.1 Condizioni di carico elementari

Per l'edificio in muratura sono state considerate più condizioni elementari come visto nel paragrafo relativo ai carichi, mentre per il telaio metallico si sono considerate solamente due condizioni di carico, una comprendente il peso proprio delle aste del telaio ed una comprendente l'azione sismica trasmessa al telaio dall'edificio in muratura.

Il peso proprio degli Elementi tipo Beam e tipo Shell viene calcolato automaticamente in base alle caratteristiche dei materiali, alla geometria degli elementi e ai seguenti parametri:

CdC = Numero Condizione di Carico Elementare
mltX = Moltiplicatore del peso proprio in direzione X Globale
mltY = Moltiplicatore del peso proprio in direzione Y Globale
mltZ = Moltiplicatore del peso proprio in direzione Z Globale
Tipo = Tipo di Condizione di Carico (St = Statico, StEq = Sismico Statico Equivalente)
 Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 = coefficienti di combinazione
 Ψ_{2s} = coefficiente di combinazione sismica
 ϕ = coefficiente per calcolo masse

Nome	CdC	mltX	mltY	mltZ	Tipo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_{2s}	ϕ
G1k	1	0	0	-1	Permanente (St)	1	1	1	1	1
Sisma X	2	0	0	0	Sisma SLU X (St)					
Sisma -X	3	0	0	0	Sisma SLU X (St)					

I carichi sul portale metallico sono stati calcolati ricavando i tagli dai setti in muratura e moltiplicando per un fattore 2.25/1.5 per il diverso fattore di comportamento considerato per muratura o struttura a controventi concentrici.

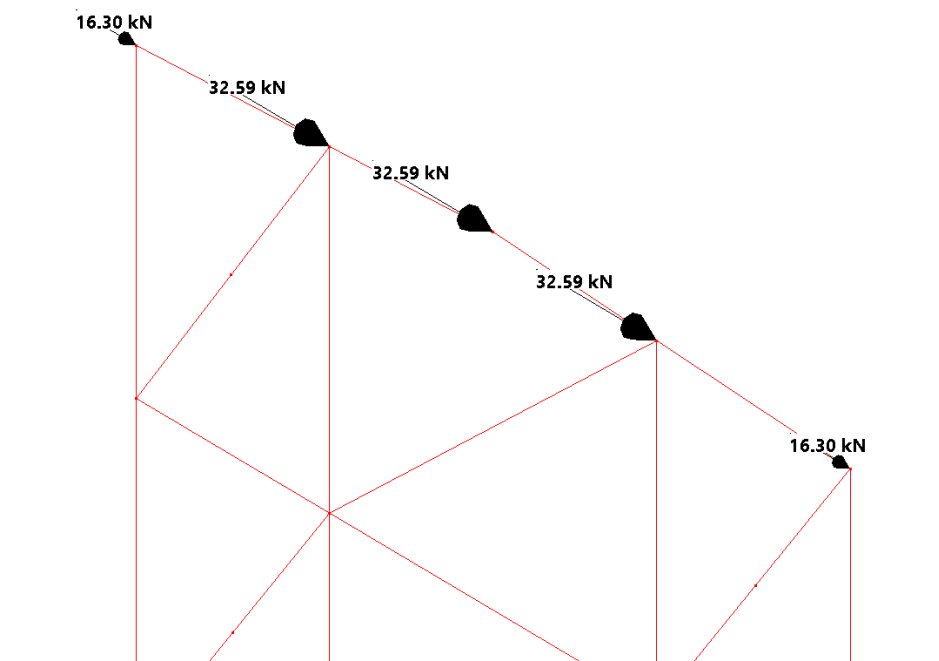


Figura 6 - cdc sismica +X

La condizione di carico – X è stata introdotta al solo fine di controllare il comportamento della struttura con anche diagonali compresse.

G.2 Combinazioni delle condizioni di carico

La combinazione analizzata è quella fondamentale agli SLU sia statici che sismici:

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

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

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

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

I coefficienti di combinazione sono quelli da normativa.

H. INDICAZIONE DEL METODO DI ANALISI

Per l'edificio in muratura si è eseguita un'analisi modale con spettro di risposta al fine di eseguire le verifiche e calcolare le azioni da trasmettere alla struttura metallica e un'analisi statica non lineare per eseguire il confronto tra lo stato di fatto e di progetto. Il modello del portale metallico è stato calcolato con un metodo statico in cui le azioni sismiche sono state introdotte manualmente in corrispondenza dei nodi del portale. Le percentuali in massa mobilitate per l'edificio in muratura sono sempre superiori all'85%

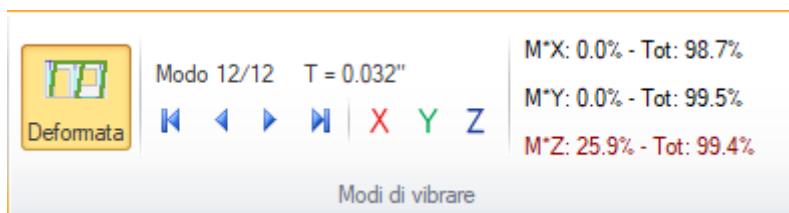


Figura 7 - Percentuali in massa movimentate

Anche se il software ha calcolato tanti modi si individuano bene, soprattutto in direzione X dei modi che mobilitano la maggior parte della massa. Gli altri modi dopo il 3° mobilitano masse in direzione Z.

Per l'analisi statica non lineare si adottano le seguenti ipotesi semplificative ed a favore di sicurezza:

Parametri di Calcolo

☒ OK
☒ Annulla
☒ Reimposta
☒ Importa

Generale
Sismica
Modale
Muratura
Valutazione
Verifiche
Pushover (1)
Pushover (2)
Muratura armata
Calcestruzzo armato
Interventi

Distribuzioni di forze

Gruppo 1: distribuzioni principali

☒ (A) **Lineare**: proporzionale alle forze statiche

☐ (B) **Unimodale**: forze corrispondenti al primo modo di vibrare

☐ (C) **Dinamica**: corrispondente alle forze in analisi dinamica lineare

[§7.3.4.2]

Gruppo 2: distribuzioni secondarie

☒ (D) **Multimodale**: corrispondente ad una forma modale equivalente

☐ (E) **Uniforme**: forze proporzionali alle masse

☐ (F) **Unimodale adattiva**

☐ (G) **Dinamica adattiva**

☐ (H) **Multimodale adattiva**

Fattore di partecipazione modale

☒ $\Gamma = \frac{\Phi^T M \tau}{\Phi^T M \Phi}$

☒ $\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$

☒ $\Gamma = 1.00$ nella distribuzione di forze Uniforme (E)

[§C7.3.4.2]

Incremento di taglio. Direzione di analisi

Incremento di taglio (kN) 20.00

Direzione e verso di analisi

☒ + X'
☒ + Y'
☐ - X'
☐ - Y'

Eccentricità accidentale

☐ Curve senza momento torcente aggiuntivo
☒ Curve con momento torcente aggiuntivo

Analisi bidirezionale

☒ Curve senza combinazione direzionale
☐ Curve con combinazione direzionale

Sisma verticale

☒ Curve senza componente verticale
☐ Curve con componente verticale

Punto di controllo

☒ Baricentro del piano 1 (n° piani = 1)
☐ Baricentro del piano con spostamento maggiore nel modo di vibrare principale nella direzione di analisi
☐ Nodi

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa

Generale Sismica Modale Muratura Valutazione Verifiche Pushover (1) Pushover (2) Muratura armata Calcestruzzo armato Interventi

Comportamento degli elementi strutturali

Maschi murari

☐ Non eseguire verifiche a sforzo normale di trazione

☒ Ignorare caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale

Deformazione angolare limite:

☒ Controllo drift ultimo ☐ con fattore snellezza (H_0 / D)

☐ Controllo duttilità (multiplo della deformazione al limite elastico)

Fasce di piano (strisce, sottofinestra)

☒ Comportamento bilineare

☐ Comportamento multilineare

Fondazioni

☒ Ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover

Modalità di calcolo

Spostamento ultimo a SLU

Spostamento corrispondente ad un taglio alla base residuo pari a %

☒ rispetto al massimo relativo

☐ rispetto al massimo assoluto

☐ rispetto al massimo assoluto, considerando l'ultima configurazione equilibrata

Sistema bilineare equivalente

Tratto elastico passante per il punto con taglio pari a T_{max}

Tratto plastico della curva di capacità

☒ calcolato analiticamente

☐ stimato sullo spostamento residuo di una parete

☐ stimato sullo spostamento residuo dei vari piani

Si è presa la prima distribuzione di forze di ogni gruppo e si è interrotta la curva non appena la resistenza massima cala di 20% rispetto al picco. Si è considerato anche il momento torcente aggiuntivo come richiesto dalla normativa.

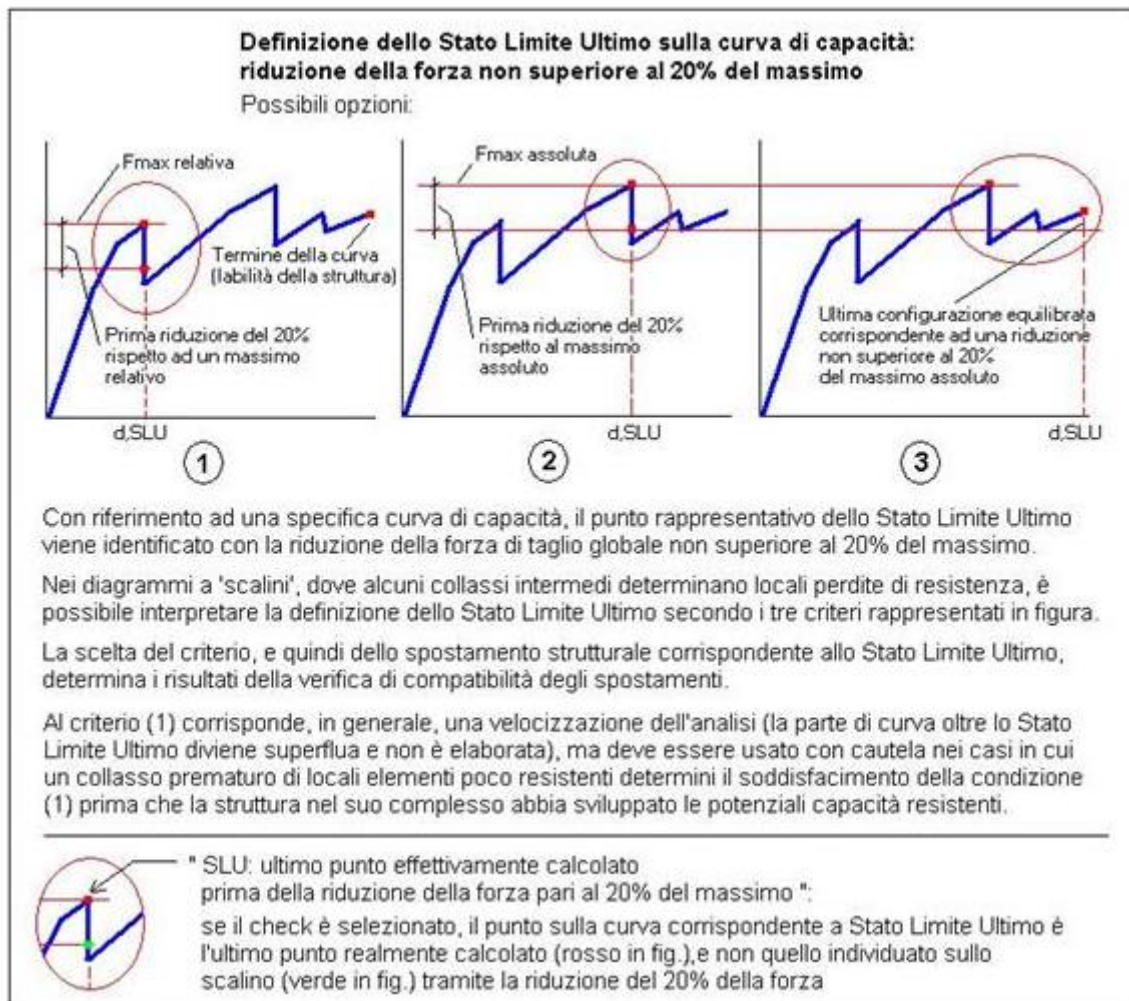


Figura 8 - Rappresentazione dell'interruzione della curva

I. CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE IN PRESENZA DI AZIONE SISMICA

I.1 SLU – resistenza e duttilità

Si sono indagati gli stati limite ultimi in condizioni statiche (SLU) e dinamiche di salvaguardia (SLV) della vita idonei per verifiche di edifici di questa importanza.

Resistenza

Le verifiche di resistenza svolte sono quelle di resistenza e di instabilità di tutte le membrature della reticolare, sono poi state eseguite verifiche dei nodi della struttura in acciaio.

Spostamenti

Si è controllata la compatibilità degli spostamenti SLV sulla sommità della reticolare controllando che essi siano inferiori a quelli dell'edificio in muratura.

Duttilità

Non si sono eseguite particolari verifiche di duttilità.

I.2 SLE resistenza e contenimento del danno

Non sono state eseguite verifiche agli SLE accordo con quanto indicato al cap.8 delle NTC.

J. RAPPRESENTAZIONI DI CONFIGURAZIONI DEFORMATE, DI SOLLECITAZIONI, SINTESI DELLE VERIFICHE E GIUDIZIO MOTIVATO

J.1 Rappresentazione delle configurazioni deformate

Si riportano in forma grafica le configurazioni deformate della struttura in muratura senza il telaio, quelle con il telaio metallico e quelle relative alla sola struttura metallica caricata con le azioni provenienti dal primo modello nelle condizioni elementari di carico elementari statiche e dinamiche:

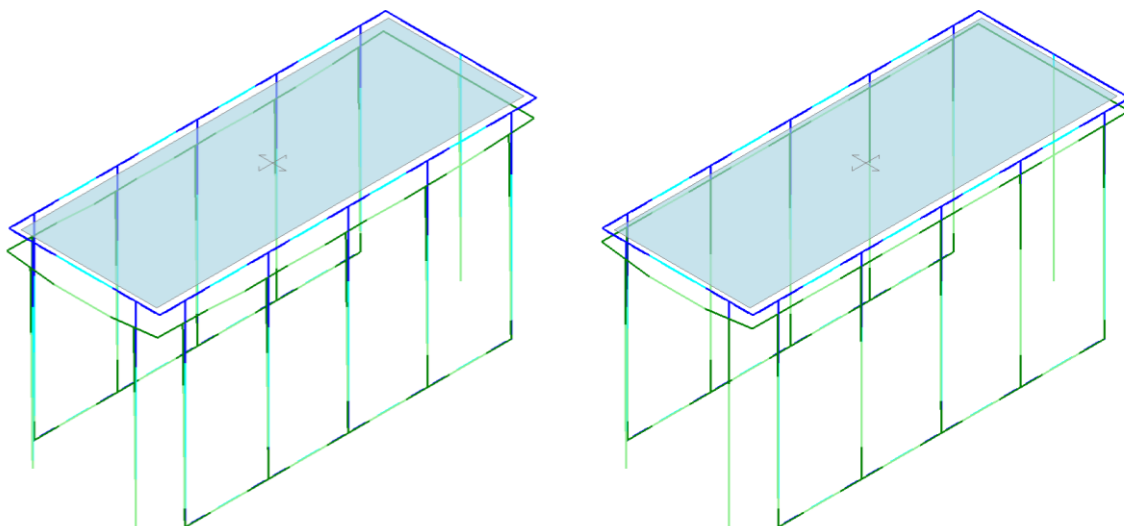


Figura 9 - Cdc G1k e neve

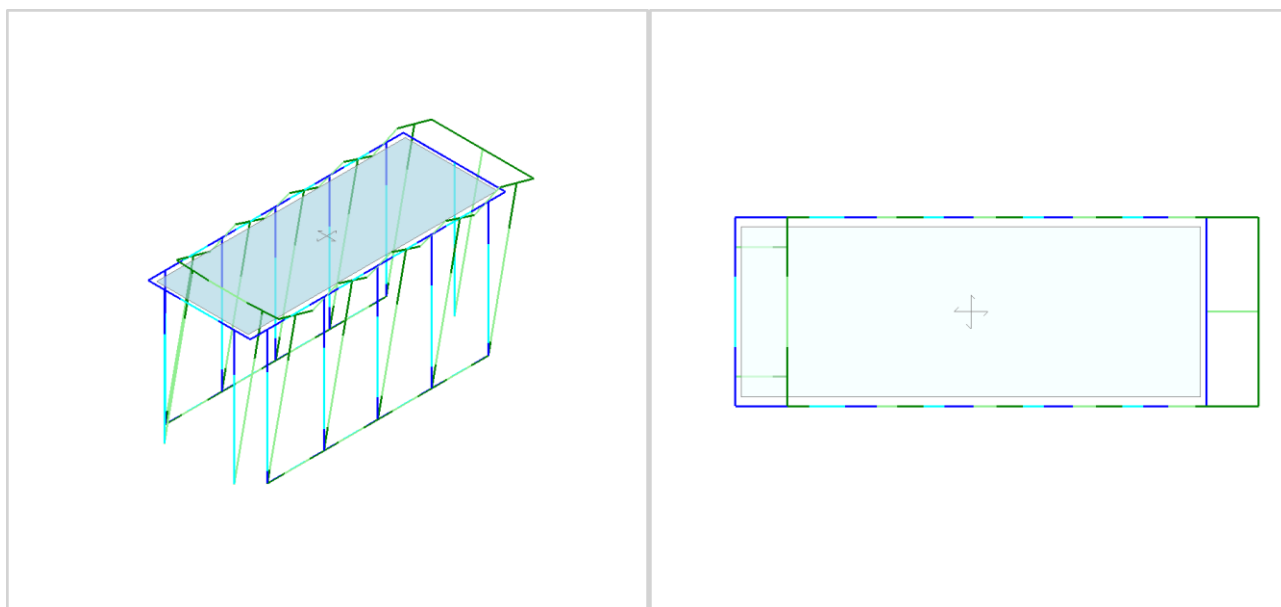


Figura 10 - Vento +X

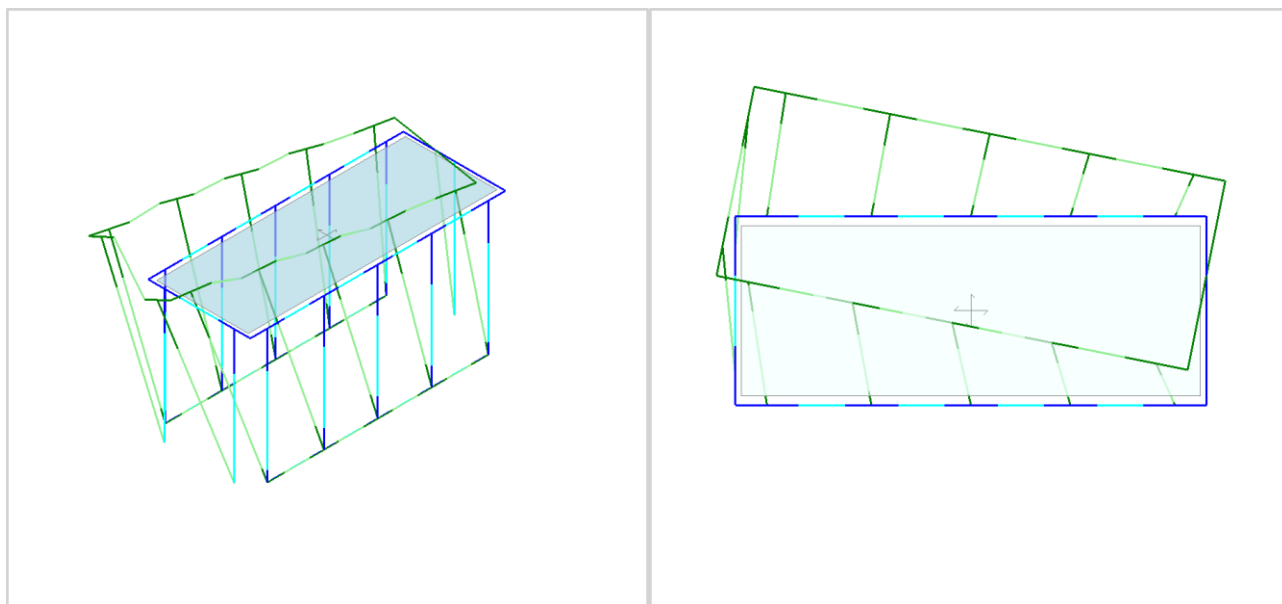


Figura 11 - Vento +Y

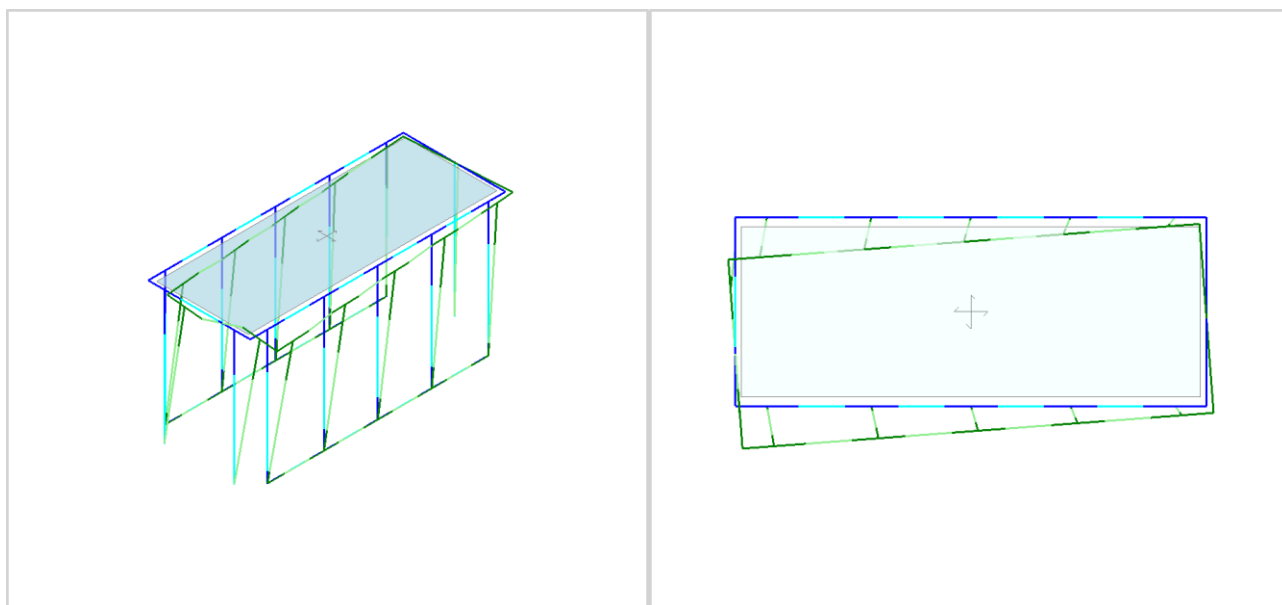


Figura 12 – deformata modale modo 2 T=0.338” %Mx=0.0 %My=74.7

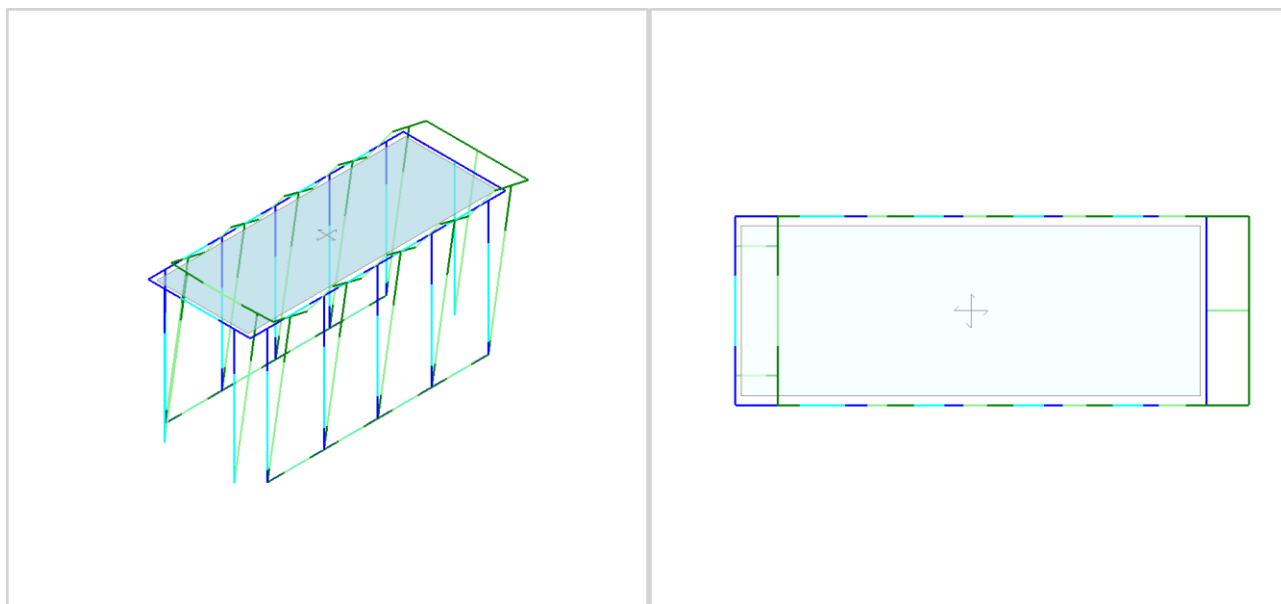


Figura 13 - deformata modale modo 2 $T=0.27''$ $\%M_x=98.7$ $\%M_y=0.0$

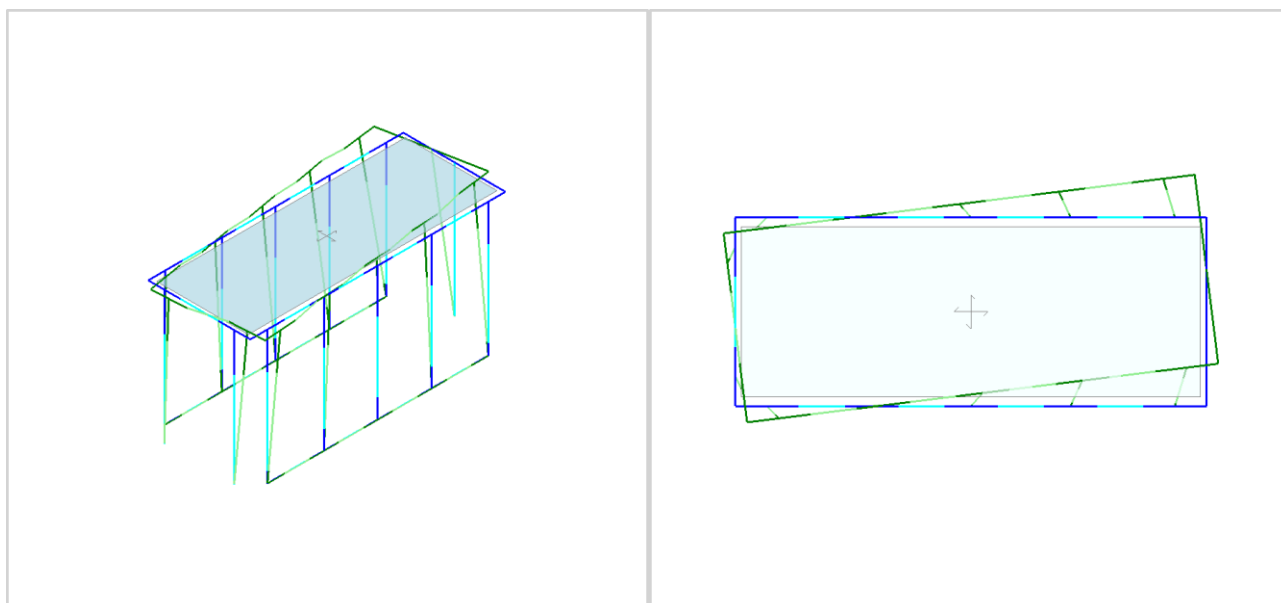


Figura 14 - deformata modale modo 3 $T=0.14''$ $\%M_x=0.0$ $\%M_y=24.8$

La struttura presenta deformate coerenti con le ipotesi ed i carichi adottati.

Per la struttura in muratura interagente con il portale si riportano solamente le deformate per azioni orizzontali:

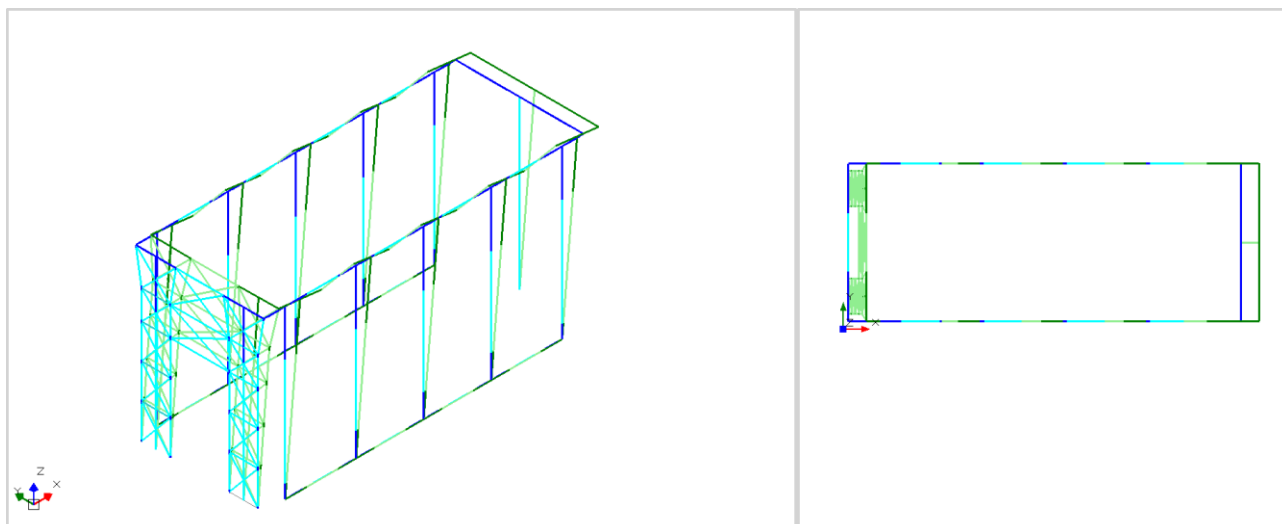


Figura 15 - Vento +X

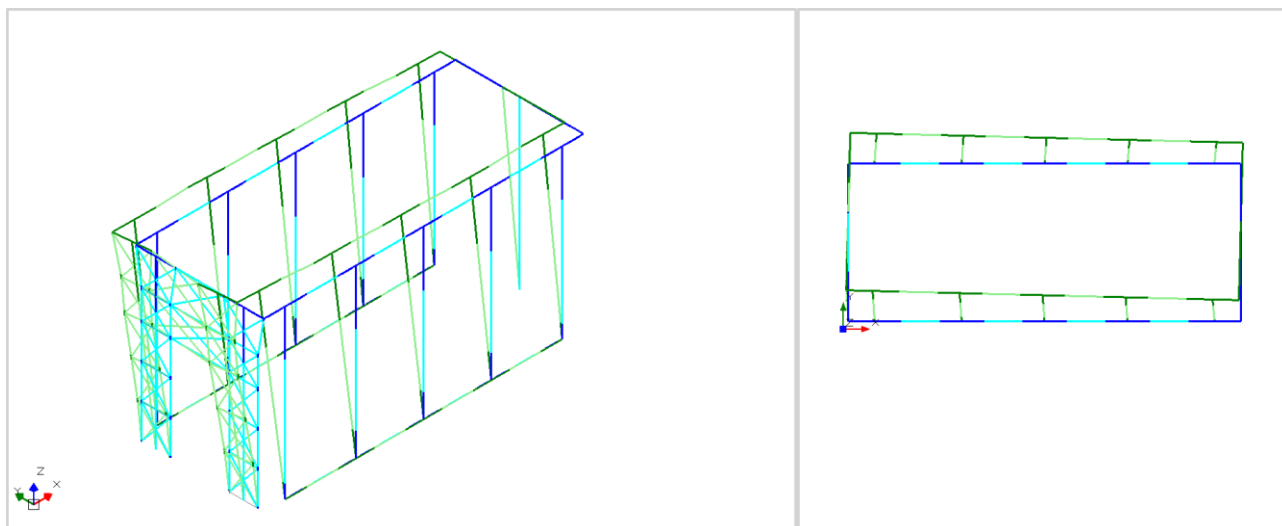


Figura 16 - Vento +Y

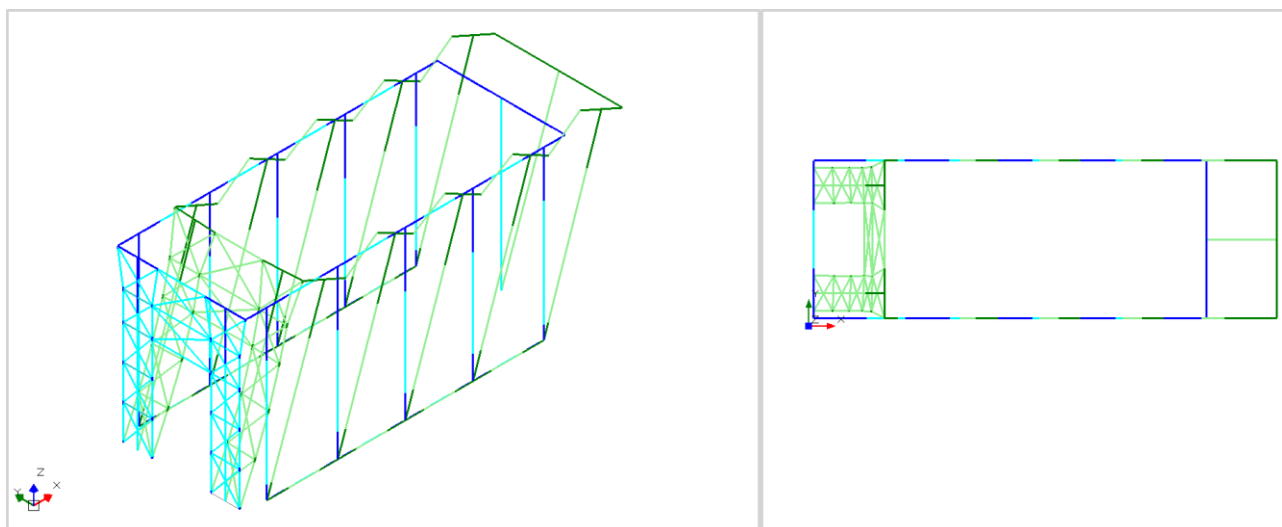


Figura 17 - deformata modale modo 1 T=0.176" %Mx=98.4 %My=0.00

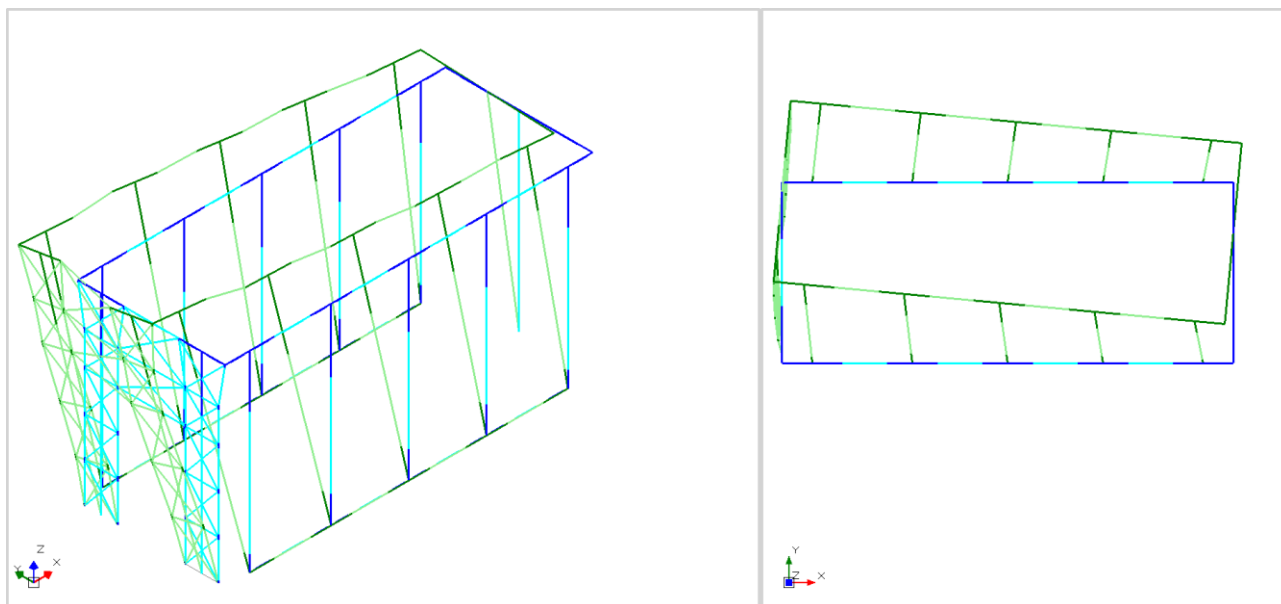


Figura 18 - deformata modale modo 3 $T=0.135''$ $\%M_x=0.0$ $\%M_y=92.4$

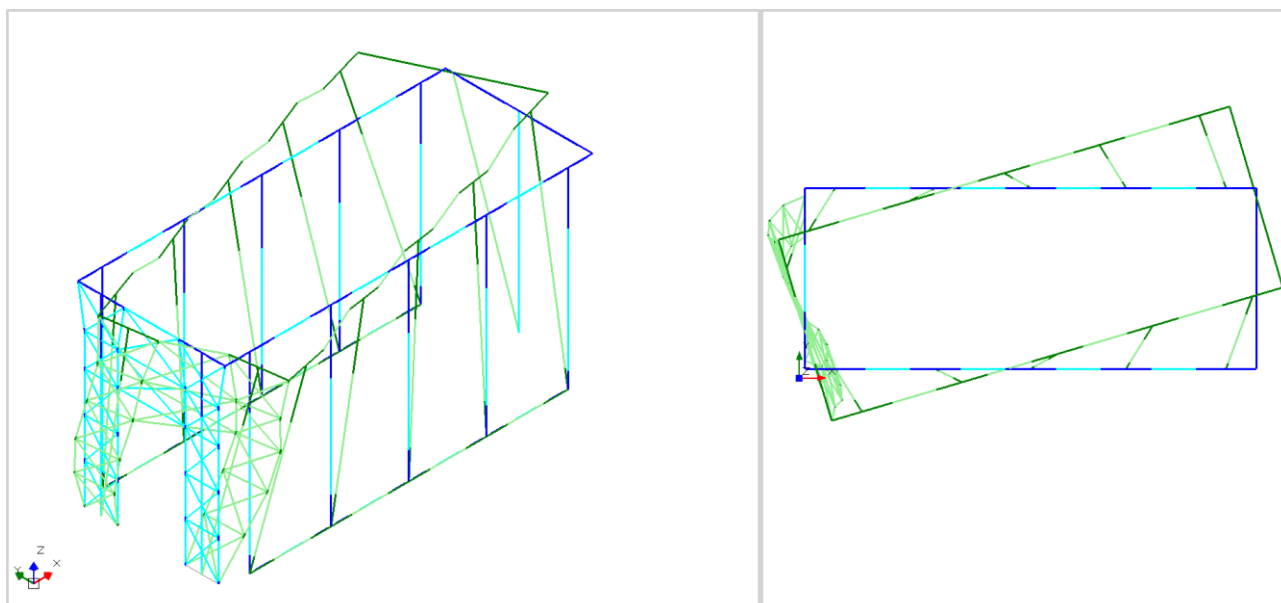


Figura 19 - deformata modale modo 3 $T=0.089''$ $\%M_x=0.0$ $\%M_y=6.9$

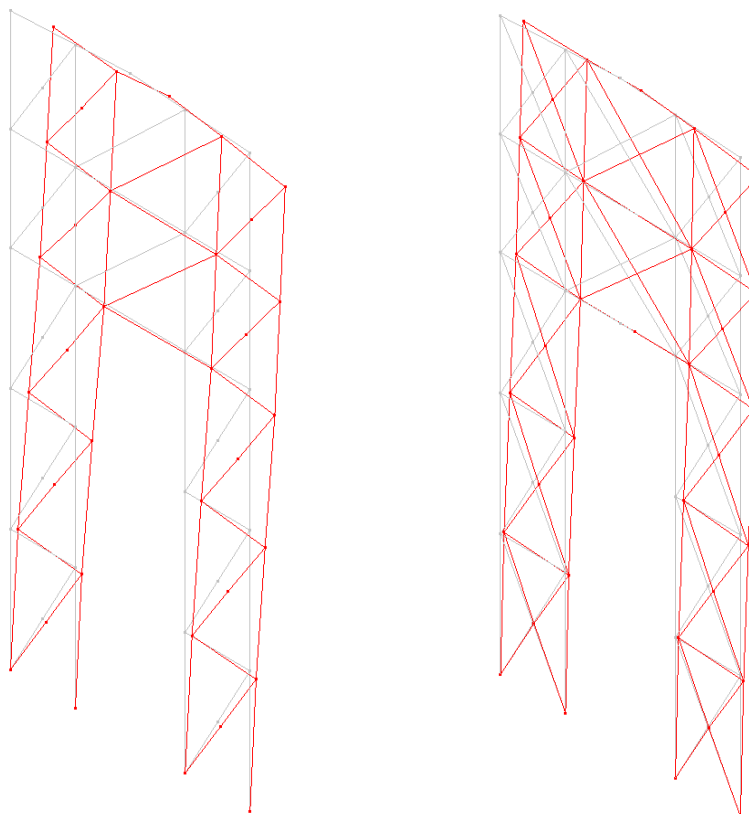


Figura 20 - Deformata condizione elementare SLV +X

J.2 Sollecitazioni sulle parti significative della struttura

Si riportano in forma grafica le sollecitazioni sia in fase statica (solo per edificio in muratura) che sismica.

Sforzo normale N
 kN (Valore assoluto)

13.78 - 26.79
26.79 - 39.80
39.80 - 52.81
52.81 - 65.82
65.82 - 78.83
78.83 - 91.83
91.83 - 104.84
104.84 - 117.85
117.85 - 130.86
130.86 - 143.87

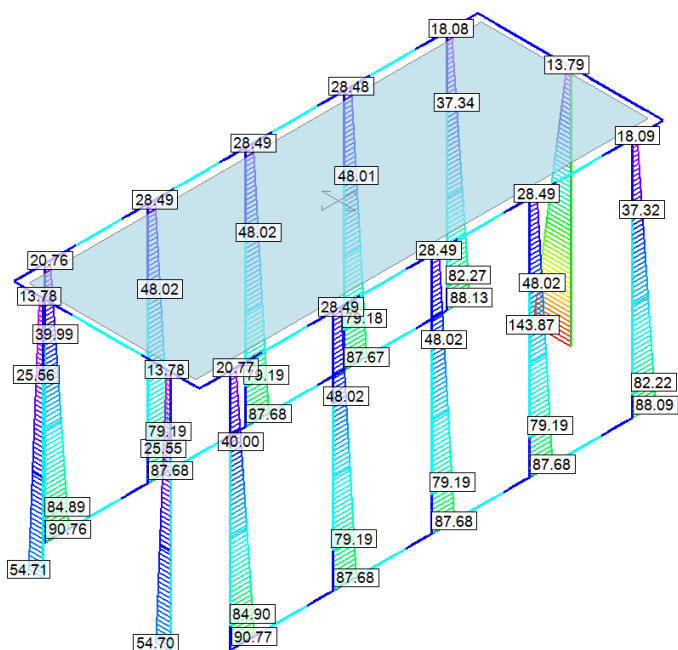


Figura 21 - N cdc Permanenti

Storzo normale N
kN (Valore assoluto)

- 1.23 - 1.36
- 1.36 - 1.49
- 1.49 - 1.62
- 1.62 - 1.75
- 1.75 - 1.88
- 1.88 - 2.01
- 2.01 - 2.14
- 2.14 - 2.27
- 2.27 - 2.40
- 2.40 - 2.53

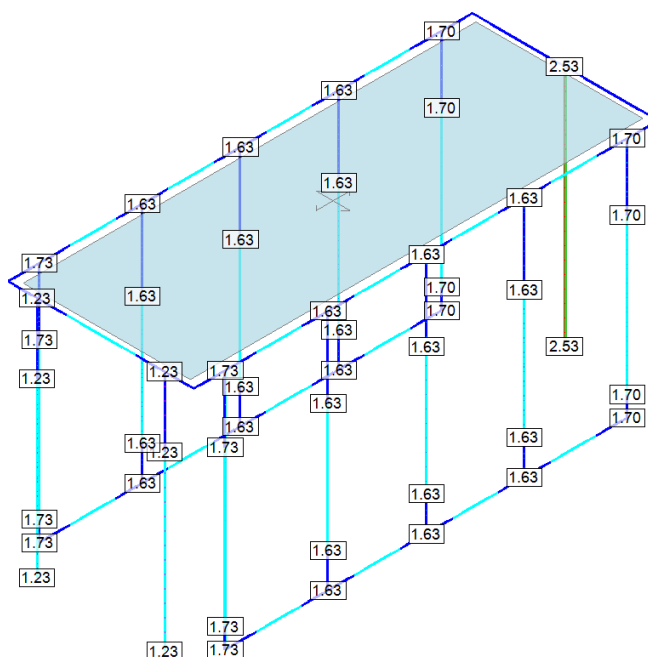


Figura 22 - N Permanenti non strutturali

Storzo normale N
kN (Valore assoluto)

- 3.21 - 3.55
- 3.55 - 3.88
- 3.88 - 4.22
- 4.22 - 4.55
- 4.55 - 4.89
- 4.89 - 5.23
- 5.23 - 5.56
- 5.56 - 5.90
- 5.90 - 6.23
- 6.23 - 6.57

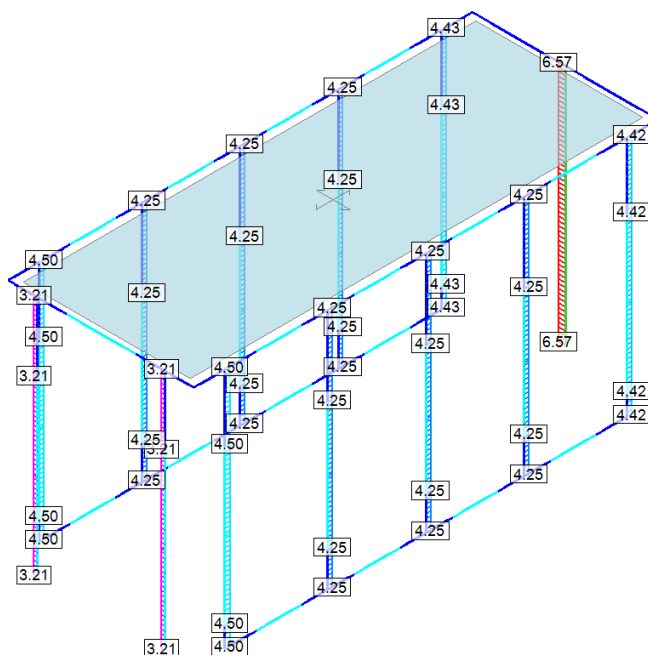


Figura 23 - N neve

Taglio Tz
 kN(Valore assoluto)

0.00 - 0.20
0.20 - 0.40
0.40 - 0.60
0.60 - 0.80
0.80 - 1.00
1.00 - 1.19
1.19 - 1.39
1.39 - 1.59
1.59 - 1.79
1.79 - 1.99

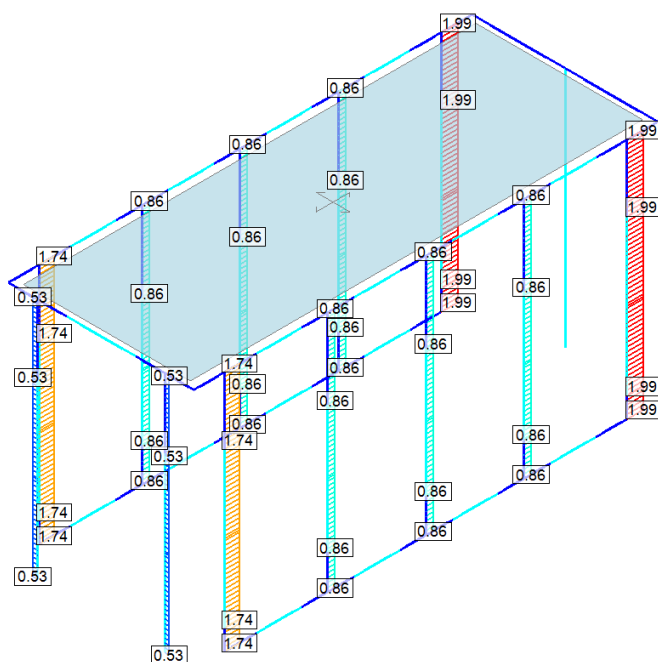


Figura 24 - Taglio complanare vento +X

Taglio Tz
 kN(Valore assoluto)

0.00 - 2.09
2.09 - 4.19
4.19 - 6.28
6.28 - 8.37
8.37 - 10.47
10.47 - 12.56
12.56 - 14.65
14.65 - 16.74
16.74 - 18.84
18.84 - 20.93

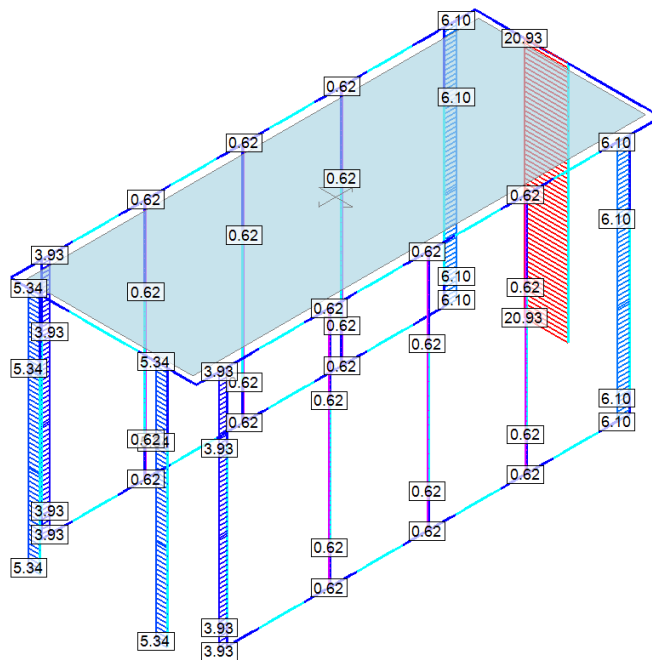


Figura 25 - Taglio complanare vento +Y

Per l'analisi dinamica modale:

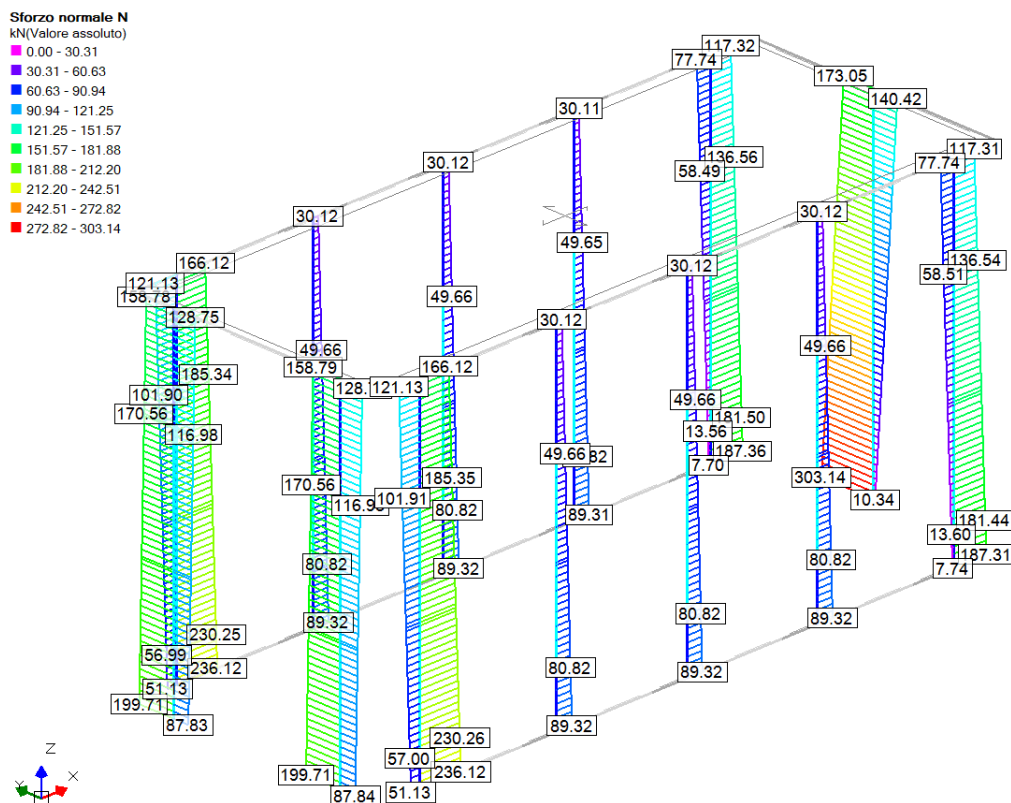


Figura 26 N effetti statici + sismici

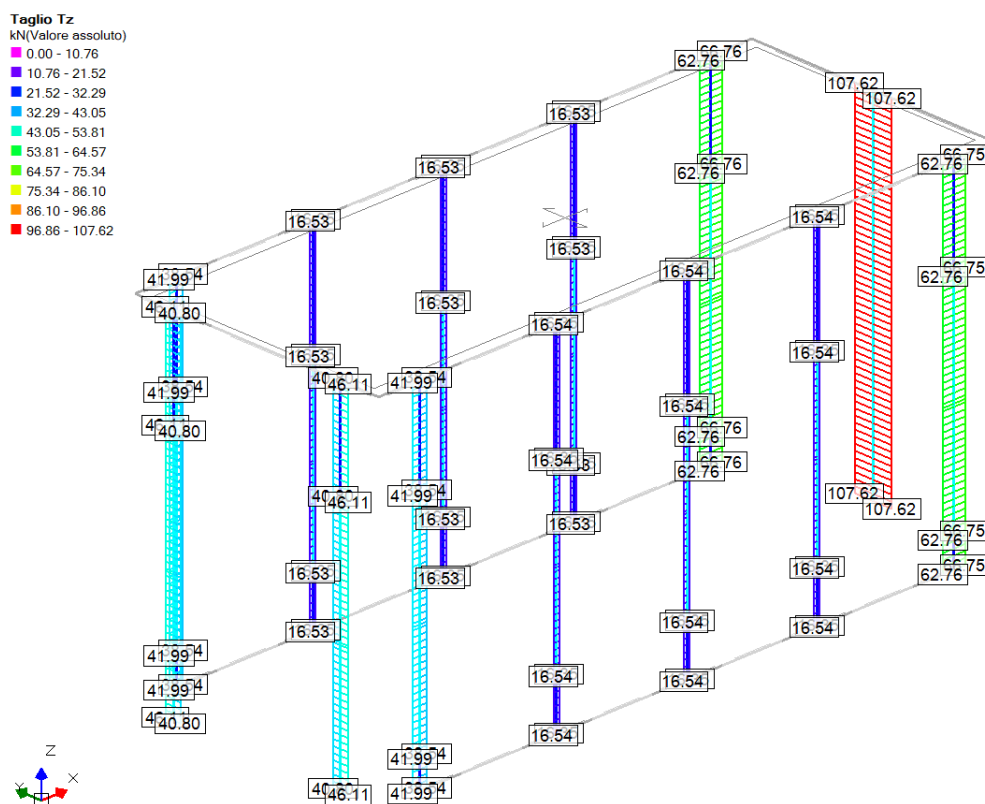


Figura 27 - T complanare

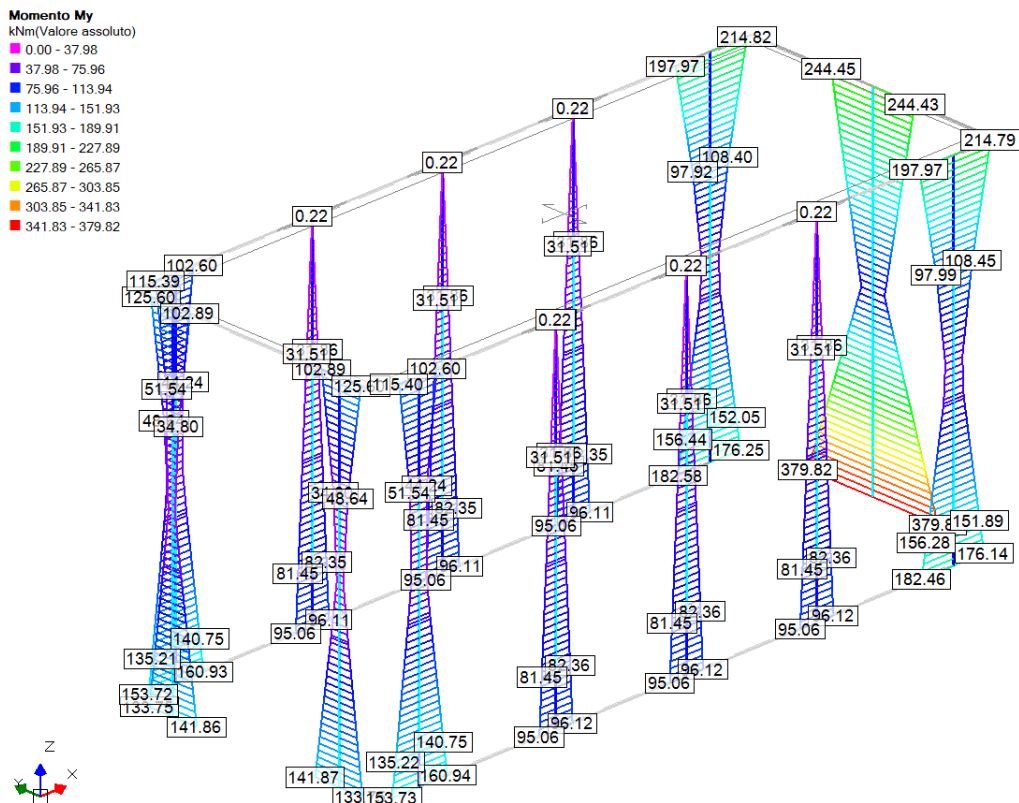


Figura 28 - M complanare

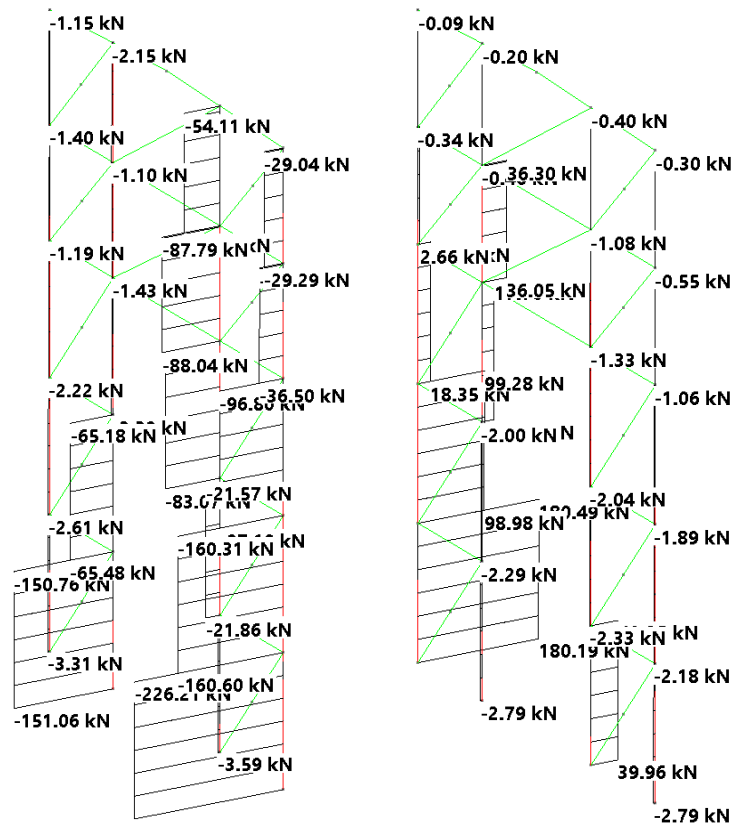


Figura 29 - Nmin e N max

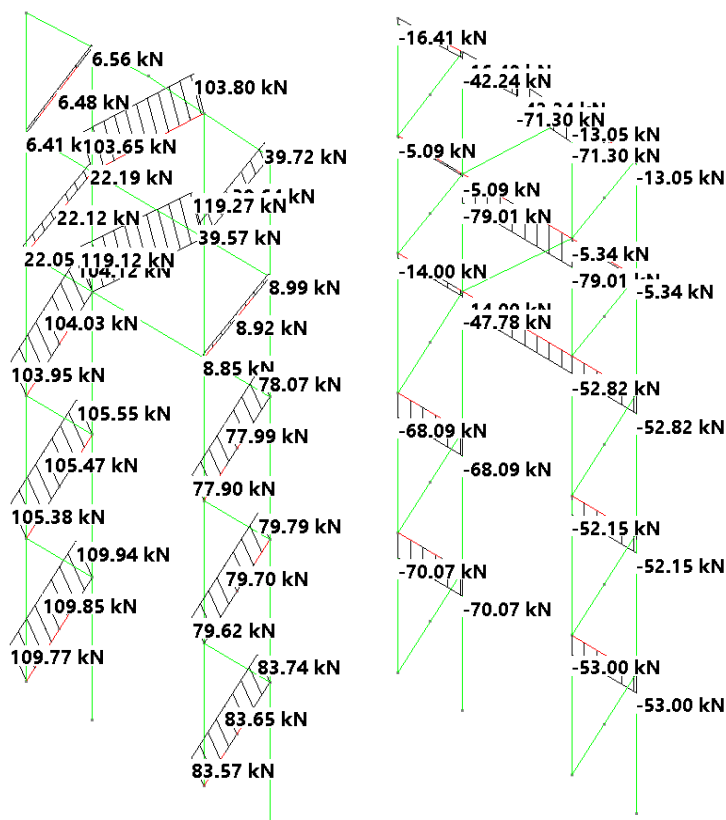


Figura 30 - N trazione nel diagonale e N compressione nel traverso

Le sollecitazioni di taglio e momento non sono significative essendo la struttura reticolare.

J.3 Sintesi delle verifiche di sicurezza

Si riportano in forma grafica le verifiche di sicurezza delle membrature principali.

1.1.1 SLU

Murature

Si riportano le verifiche per le analisi lineari in termini di coefficiente di sfruttamento. Dapprima si riporta l'analisi per le azioni controllabili dall'uomo anche se poco significative e poi quelle con tutte le altre azioni compreso il sisma.

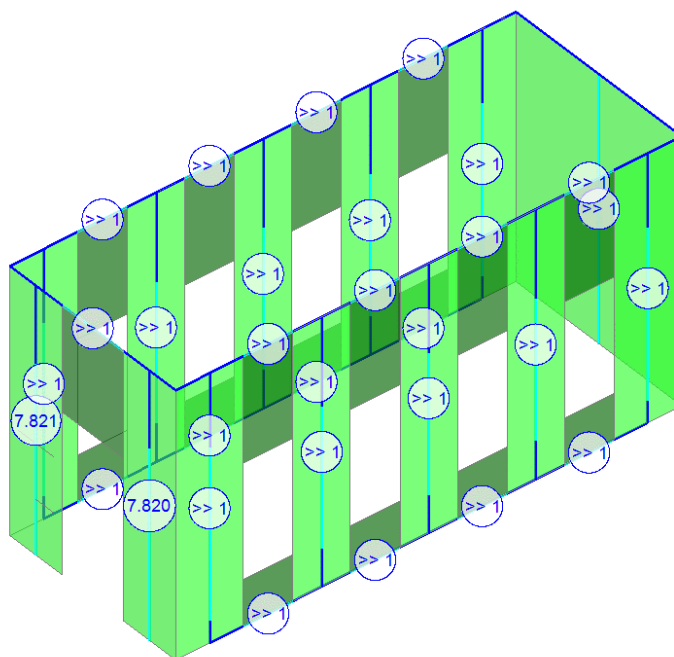


Figura 31 - Pressoflessione nel piano (azioni controllabili dall'uomo)

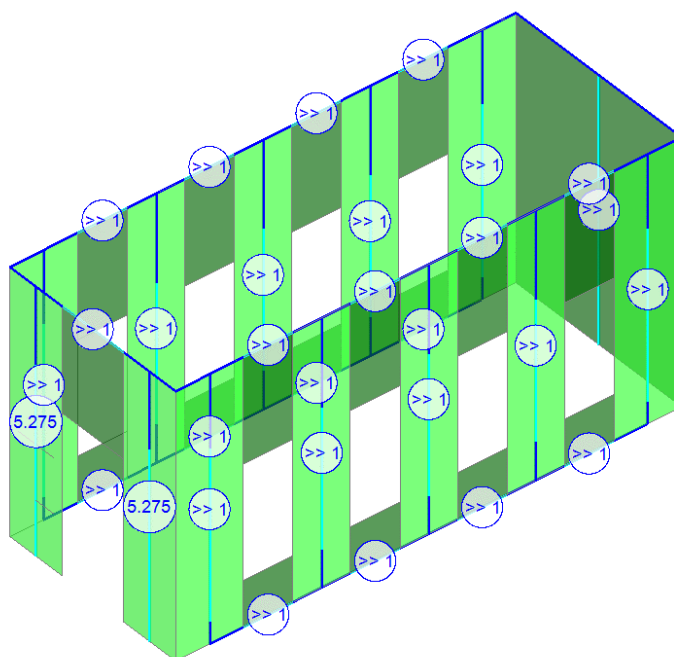


Figura 32 - Taglio nel piano (azioni controllabili dall'uomo)

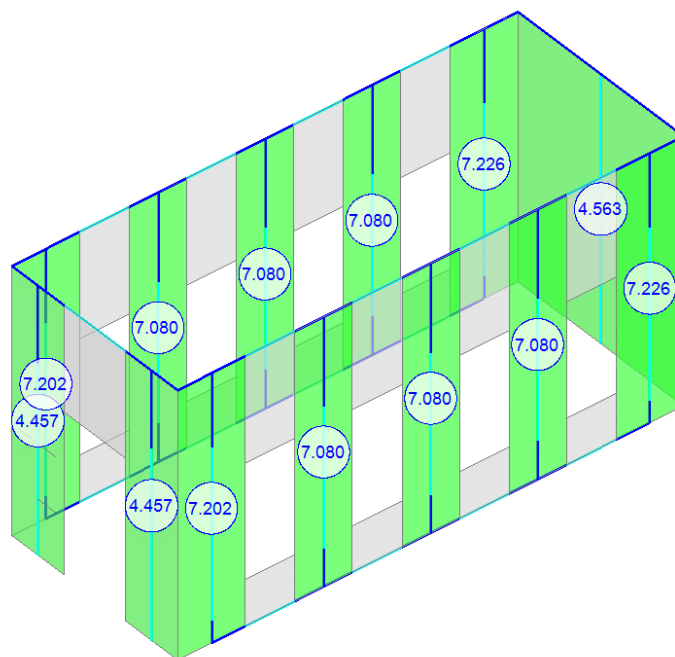


Figura 33 - Pressoflessione fuori piano (azioni controllabili dall'uomo)

Per le verifiche sismiche si ha:

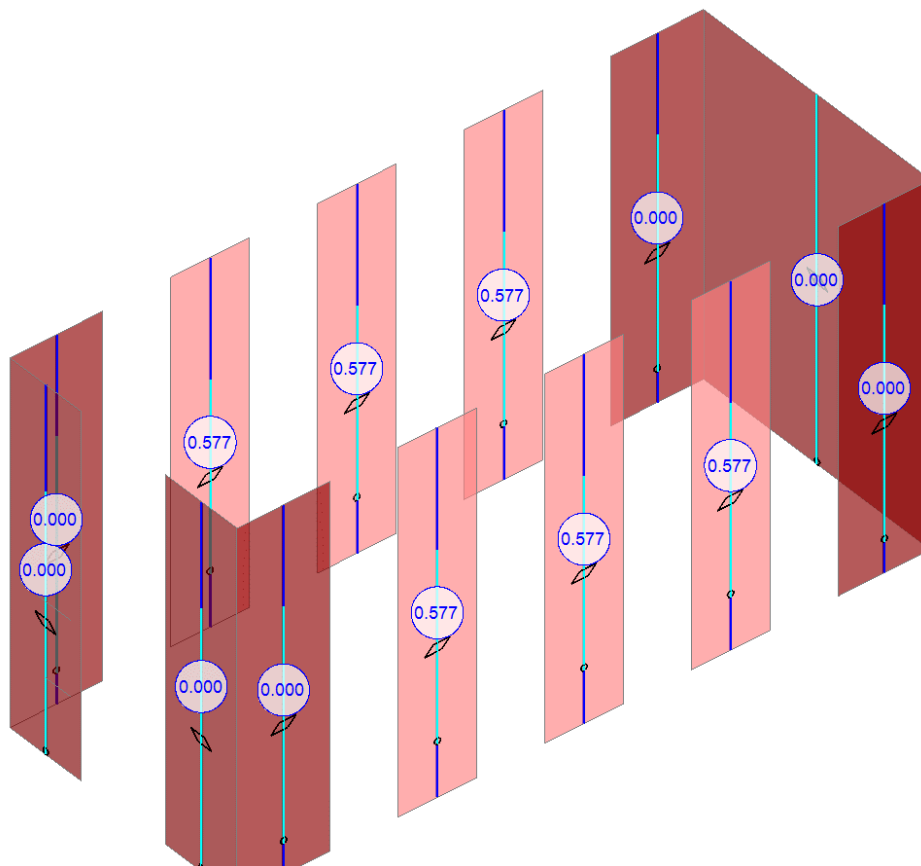


Figura 34 - Pressoflessione nel piano

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

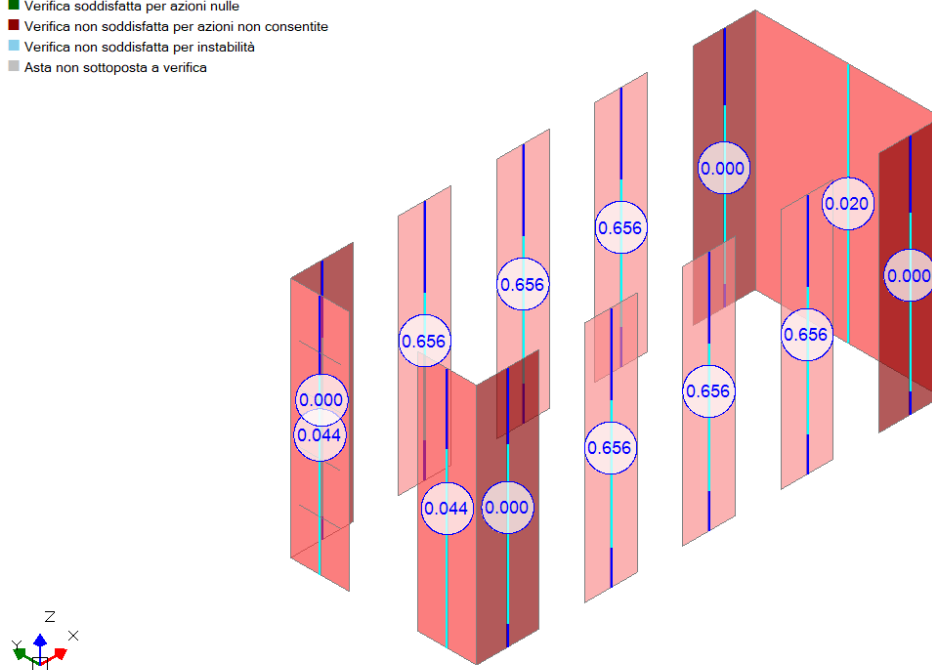


Figura 35 - Taglio nel piano

Si riportano le curve di pushover per le due direzioni e con le due distribuzioni di forze, considerando il momento torcente positivo e negativo, per la struttura consolidata con il portale metallico. Si possono leggere i dati della curva dalla parte in alto a sinistra della figura:









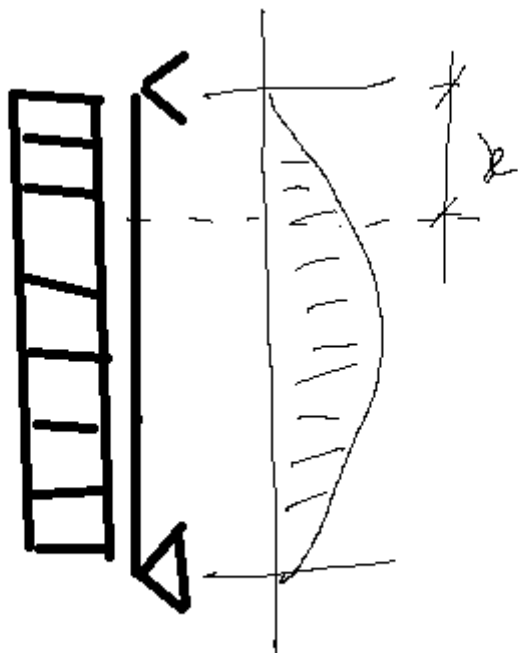


Riepilogo delle curve di progetto:

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt.	Ez.	Control	$\zeta, PGA(SLV)$	$\zeta, TR(SLV)$	VN, CLV	$\zeta, PGA(SLD)$	$\zeta, TR(SLD)$	$\zeta, PGA(SLO)$	$\zeta, TR(SLO)$
1	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'		+		L1	0.958	0.886	44	2.426	8.267	2.000	5.444
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'		-		L1	0.958	0.886	44	2.426	8.267	2.000	5.444
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y''		+		L1	0.737	0.475	24	1.109	1.320	0.892	0.778
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y''		-		L1	0.792	0.565	28	1.386	2.187	1.108	1.333
5	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	D	+X'		+		L1	0.958	0.886	44	2.426	8.267	2.000	5.444
6	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	D	+X'		-		L1	0.958	0.886	44	2.426	8.267	2.000	5.444
7	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	D	+Y''		+		L1	0.737	0.478	24	1.109	1.320	0.892	0.778
8	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	D	+Y''		-		L1	0.792	0.565	28	1.386	2.187	1.108	1.333

Per quanto riguarda la verifica al di fuori del piano si esegue manualmente calcolando le azioni sismiche legate alle masse, calcolando il momento flettente e lo sforzo normale nei punti di interesse ed eseguendo la verifica a pressoflessione.

Lo schema adottato è quello di trave appoggiata ai due impalcati, il calcolo è fatto in mezzaria ed in corrispondenza della sezione di riduzione della sezione a distanza 1.85m dalla copertura dove si ha nello stato di fatto la riduzione da 3 a 2 teste.



Verifica fuori piano nel punto di riduzione
 dello spessore

spessore muro=	0.28	m
q _a =	1.28	kN/m

Momento in corrispondenza della sezione con
 riduzione della muratura

x=	1.85	m
L=	5.6	m
$M(x)=q \cdot l/2 - q \cdot x^2/2=$	4.4336	kNm
N=	7	kn
N(x)=	16.224	kN

Carico verticale in testa al muro

**Calcolo Momento Resistente del
 pannello**

$\sigma_0 = N(x)/(L \cdot t)$	58	kn/m	tensione verticale nella sezione di verifica
f _{k/m} =	2.40	Mpa	resistenza a compressione caratteristica della muratura
F.C.=	1.35		
f _d = f _{k/m} / 2/F.C.=	0.89	Mpa	tensione di progetto muratura
M _{rd}	2.10	knm	momento resistente per metro di lunghezza
c=	0.473		

Nella situazione consolidata si verifica la sezione di mezzaria che è la più sollecitata:

Verifica setto murario al di fuori del piano sismica

Esempio libro Gherzi pag. 155

La forza risultante F_a valuta al baricentro dell'elemento è calcolata secondo la seguente relazione:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a$$

Il momento ultimo del pannello può essere calcolato secondo il p.to 7.8.2.2.3 con l'espressione 7.8.2.2.1. del DM 2008 e vale:

$$M_{rd} = (I t^2 \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d)$$

Verifica del pannello a quota 5.16 m

Z=	2.80	m	quota pannello
H=	5.60	m	altezza edificio
S=	1.80		amplificazione locale
h=	6.00	m	altezza pannello
L=	1.00	m	larghezza pannello
$\lambda = h_0/t =$	15.23		snellezza
$\gamma_{mur} =$	18	kn/mc	peso specifico muratura
t=	0.39	m	spessore medio muratura
W=	42.534643	kn	peso pannello
m=	4.34	kn*s ² /m ²	massa pannello
E=	1000	Mpa	Modulo di elasticità muratura
J=	0.00509	m ⁴	Momento inerzie sezione resistente
$k=48*E*J/h^3=$	1810	kn/m	Rigidezza traslazione pannello con massa concentrata
$T_a=2*\pi*(m/k)^{0.5}$	0.217	s	Periodo fondamentale dell'elemento non strutturale
T ₁ =	0.100	s	Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione
T _a / T ₁ =	2.17		rapporto periodo di vibrazione del pannello/struttura
a _g /g=	0.144		accelerazione al suolo
S _a =	0.361		accelerazione adimensionale pannello
q _a =	2.000		fattore di struttura del pannello
F _a =	7.67	kn	forza fuori piano pannello
q _a =	1.28	kn/m	carico distribuito
M _a =	5.75	knm	momento vert. Pannello
w=	0.00424	m	spostamento in mezzaria muro

Effetti secondo ordine

w=	0.00424	m	spostamento in mezzaria muro
ea=	0.03000	m	eccentricità accidentale
$\Delta M =$	0.24	knm	momento dovuto ad effetti del II ordine

Calcolo Momento Resistente del pannello

N=	7	kn	Carico verticale in testa al muro
$\sigma_0 = (W/2+N)/(L*t)$	72	kn/mq	tensione verticale nel baricentro del pannello
f _{k/m} =	2.40	Mpa	resistenza a compressione caratteristica della muratura
F.C.=	1.35		
f _d = f _{k/m} / 2/F.C.=	0.89	Mpa	tensione di progetto muratura
M _{rd}	5.02	knm	momento resistente per metro di lunghezza

c=M _{Rd} /M _{Ed} =	0.84	NO
--------------------------------------	-------------	----

L'incremento di capacità è superiore a 0.1.

Portale metallico

Si riportano le verifiche sul solo portale metallico con le azioni ottenute dal calcolo dell'edificio in muratura (ovviamente senza la presenza del portale) corrette del fattore 2.25/1.5.

Per le verifiche all'instabilità si sono considerate le seguenti lunghezze libere d'inflessione e aste sempre incernierate agli estremi.

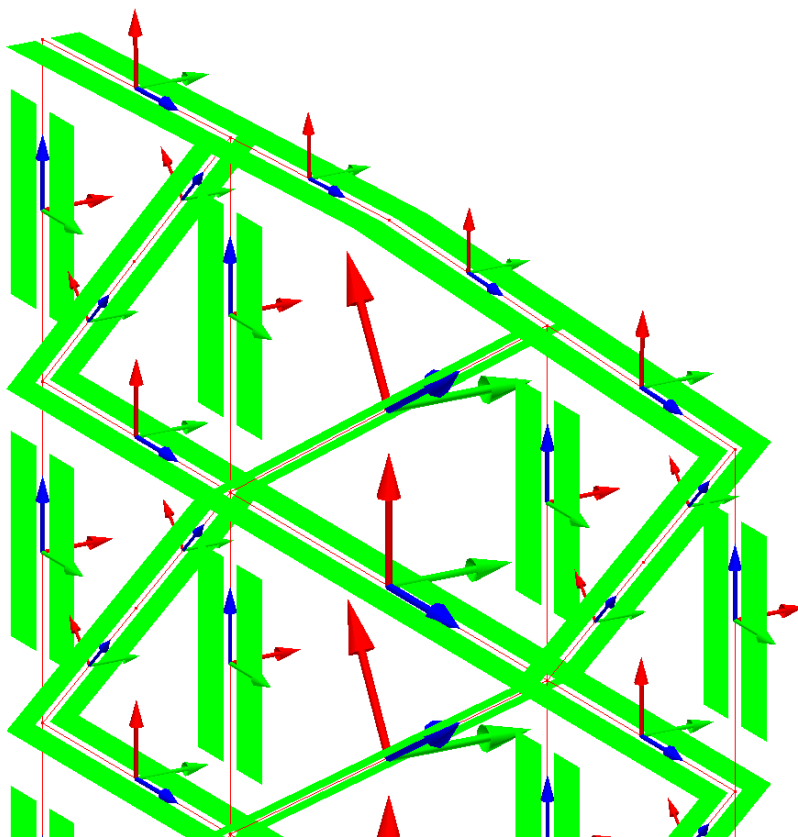


Figura 36 - Continuità per instabilità nel piano 1-2

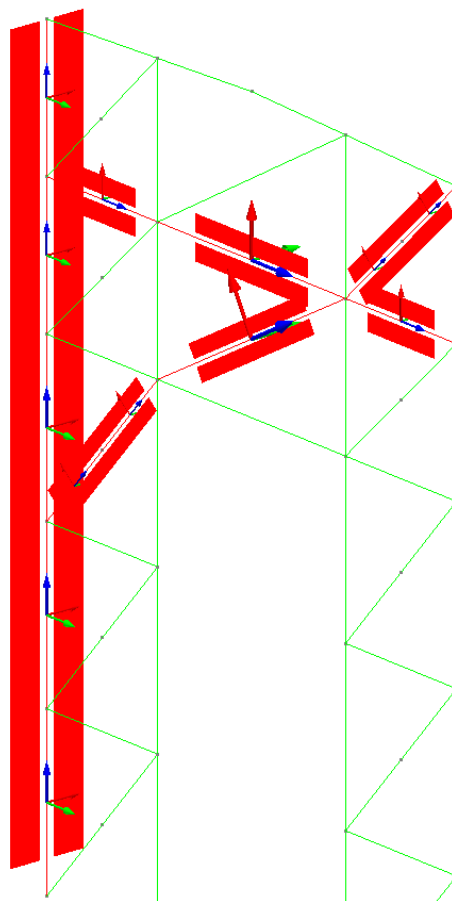


Figura 37 - Continuità per instabilità nel piano 1-3

Da cui si può vedere come per le aste al di fuori del piano del portale la lunghezza libera d'inflessione sia quella totale.

Verifiche delle aste nella condizione di inviluppo che comprende sia gli inviluppi statici che quelli sismici:

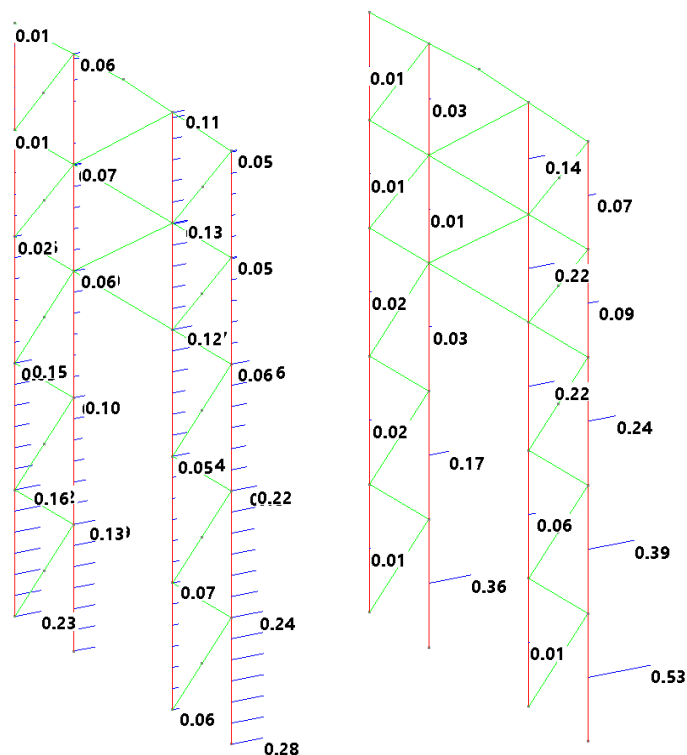


Figura 38 - Pressoflessione verifica di resistenza e di instabilità pilastri

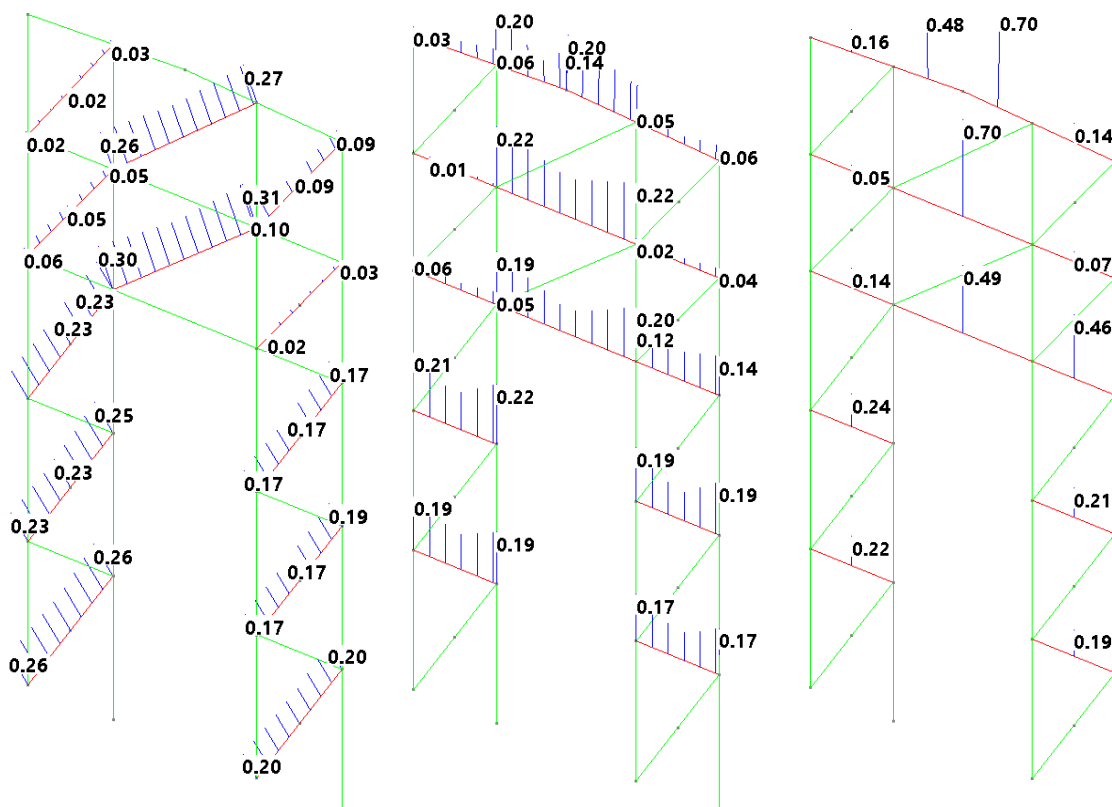


Figura 39 - Pressoflessione di resistenza per diagonali tese e resistenza e instabilità per correnti compressi

Verifica nodi

Si riporta la verifica dei bulloni delle aste ricavando lo sforzo normale massimo dagli involucri di trazione o compressione e calcolando la resistenza della connessione al taglio. Non vi sono momenti in quanto l'asse di truscchino coincide con l'asse dell'asta.

Sollecitazioni sui correnti orizzontali

Valori massimi di sollecitazione rilevati per l'involuppo Beam\Truss ~SL18 STR SLV

Tipo n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	
N min	245	Beam	0.00	-79.01	0.01	-1.14	0.00	-0.00	1.12
N max	283	Beam	202.88	119.27	0.00	-0.60	0.00	-0.00	-0.49
T12 min	267	Beam	0.00	-6.81	-0.04	0.07	0.00	0.05	-0.03
T12 max	285	Beam	0.00	5.66	0.01	0.10	0.00	-0.02	-0.02
T13 min	239	Beam	88.06	-42.24	-0.03	-3.19	0.00	-0.03	-0.97
T13 max	267	Beam	0.00	-71.30	-0.03	1.05	0.00	0.03	-0.97
Mt min	230	Beam	0.00	5.93	-0.00	0.06	-0.00	0.00	-0.00
Mt max	239	Beam	0.00	0.20	-0.04	-0.02	0.00	-0.01	0.05
M12 min	239	Beam	88.06	0.21	-0.04	-0.17	0.00	-0.04	-0.03
M12 max	267	Beam	0.00	-6.81	-0.04	0.07	0.00	0.05	-0.03
M13 min	254	Beam	176.00	-47.78	-0.00	-1.90	0.00	0.00	-1.56
M13 max	239	Beam	0.00	-42.24	-0.03	-3.04	0.00	-0.01	1.78

Le giunzioni bullonate, tutte uguali e consistenti in 2 fi 16 dovranno essere verificate per un'azione SLU pari a 119*1.1*1.25 kn considerando a favore di sicurezza un incremento dato dalla sovraresistenza.

Bulloni soggetti a taglio e trazione

$n_b=$	2	
$F_{v,Ed}=$	82.00	KN
$F_{t,Ed}=$	0	KN

n° bulloni

Azione tagliante di progetto SLU su bullone più sollecitato

Azione di trazione di progetto SLU su bullone più sollecitato

$\gamma_m=$	1.25	
classe:	8.8	
$f_{tb}=$	800	Mpa
d=	16	mm

$\alpha_v =$ 0.6

$f_{yb} =$ 649 Mpa

$A_{res} =$ 157 mm²

Acciaio S 275

tipo di acciaio piastre e profilati

Resistenza di calcolo per un piano di taglio di un bullone:				TAGLIO
	$F_{v,Rd}=$	60288	N per bulloni normali	
n=	<div>2</div>	n°facce resistenti		
	$F_{v,Rd}=$	120576	N	
Rifollamento piastra				TAGLIO
d=	16	mm	diametro nominale gambo bullone	
d ₀ =	17	mm	diametro nominale foro	

t=	10	mm	spessore piatto
f _{tk} =	430	Mpa	resistenza a rottura materiale piatto
e ₁ =	35	mm	distanza lembo piatto asse foro direzione F
e ₂ =	30	mm	distanza lembo piatto asse foro direzione perp. F
p ₁ =	50	mm	interasse fori direzione F
p ₂ =		mm	interasse fori direzione perpendicolare F

α=	0.69	per bulloni di bordo in direzione F
α=	0.73	per bulloni interni in direzione F
k=	2.50	per bulloni di bordo in direzione perpendicolare F
k=	2.50	per bulloni interni in direzione perpendicolare F

F _{b,Rd} =	94431.37	N	per bulloni di bordo
F _{b,Rd} =	100502	N	per bulloni interni

Resistenza complessiva dell'unione a taglio:

F _{v,Rd} =	94431.37	N	per bulloni di bordo
F _{v,Rd} =	100502	N	per bulloni interni

Sollecitazione composta taglio trazione:

C=	0.8683356	OK	per bulloni di bordo
C=	0.8158858	OK	per bulloni interni

Le bullonature delle imbottiture consistenti in un fi 10 sono dimensionate secondo le indicazioni contenute all'interno del testo Progettare costruzioni in acciaio G. Ballio C. Bernuzzi edizione Hoepli.

Azione sul bullone di collegamento :

$$V_s = 2.5\% \cdot N_{ed} = 0.025 \cdot 119.27 = 3 \text{ kn}$$

$$V_d = 0.25 \cdot V_s \cdot a / i_{\min} = 0.25 \cdot 3 \cdot 15^1 = 11.18 \text{ kn}$$

Bulloni soggetti a taglio e trazione

$n_b =$	1		n° bulloni
$F_{v,Ed} =$	11.18	KN	Azione tagliante di progetto SLU su bullone più sollecitato
$F_{t,Ed} =$	0	KN	Azione di trazione di progetto SLU su bullone più sollecitato
$\gamma_m =$	1.25		
classe:	8.8		
$f_{tb} =$	800	Mpa	
			$\alpha_v = 0.6$
			$f_{yb} = 649 \text{ Mpa}$

¹ Siccome la distanza tra i calastrelli è stata progettata in base alla regola delle NTC $a_{\max} = 15 \cdot i_{\min}$

d= mm

diametro bullone

A_{res}= 157 mm²

Acciaio S

tipo di acciaio piastre e profilati

Resistenza di calcolo per un piano di taglio di un bullone:

F_{v,Rd}= **60288** N per bulloni normali

n=

n°facce resistenti

F_{v,Rd}= **60288** N

Rifollamento piastra

d= 16 mm diametro nominale gambo bullone

d₀= 17 mm diametro nominale foro

t= mm spessore piatto

f_{tk}= 430 Mpa resistenza a rottura materiale piatto

e₁= mm distanza lembo piatto asse foro direzione F

e₂= mm distanza lembo piatto asse foro direzione perp. F

p₁= mm interasse fori direzione F

p₂= mm interasse fori direzione perpendicolare F

α= 0.69 per bulloni di bordo in direzione F

α= 0.73 per bulloni interni in direzione F

k= 2.50 per bulloni di bordo in direzione perpendicolare F

k= 2.50 per bulloni interni in direzione perpendicolare F

F_{b,Rd}= **94431.37** N per bulloni di bordo

F_{b,Rd}= **100502** N per bulloni interni

TAGLIO

Resistenza complessiva dell'unione a taglio:

F_{v,Rd}= **60288** N per bulloni di bordo

F_{v,Rd}= **60288** N per bulloni interni

Sollecitazione composta taglio trazione:

C= **0.1854691**

OK

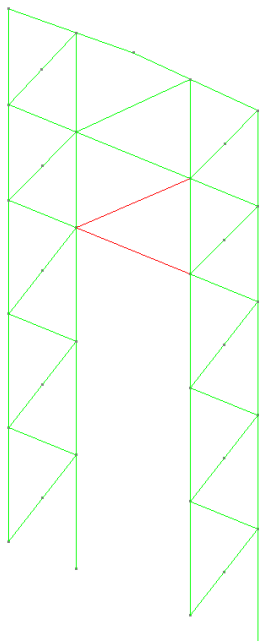
per bulloni di bordo

C= **0.1854691**

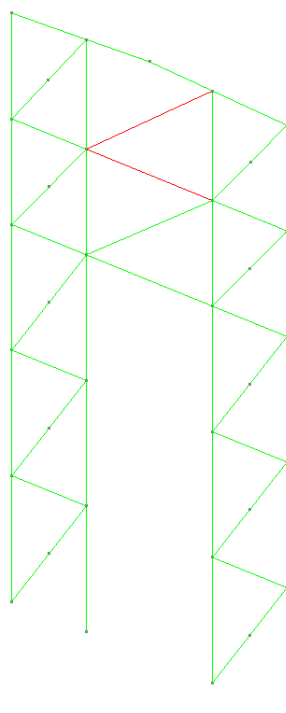
OK

per bulloni interni

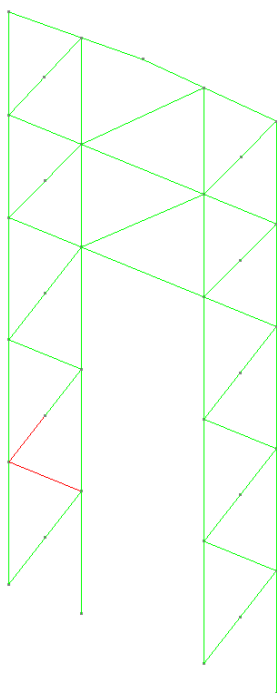
Verifico ora la saldatura delle piastre ricavando la sollecitazione da un comodo comando disponibile nel software che individua la risultante delle azioni su un piano di taglio arbitrario in questo caso scelto con asse perpendicolare ad esso orizzontale e contenuto nel piano del portale.



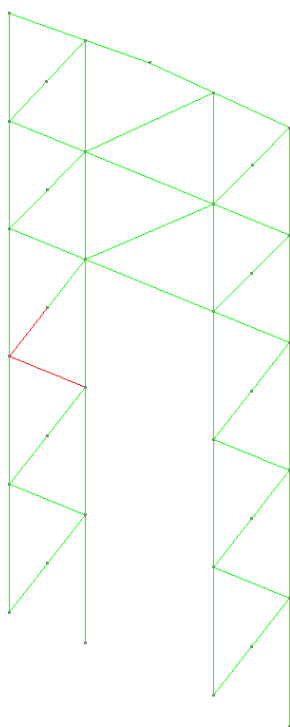
CDC	F1(kN)	F2(kN)	F3(kN)	M1(kNm)	M2(kNm)	M3(kNm)	O(cm)
15 G1k	0.168001	7.8164e-006	-0.238002	2.98049e-005	-0.091822	-5.89911e-006	(104, 1000, 4
25 Sisma X	55.2177	0.00125881	61.392	0.00479999	-57.7876	-0.000950034	(104, 1000, 4
3S Sisma X	3.01789	0.00183085	3.34919	0.00698128	-3.15859	-0.00138176	(104, 1000, 4



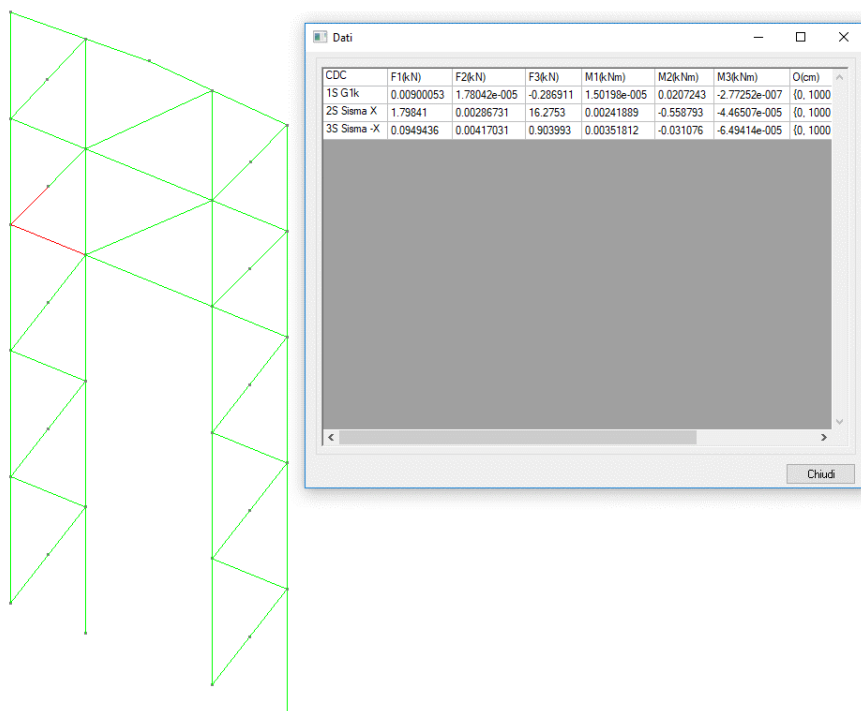
CDC	F1(kN)	F2(kN)	F3(kN)	M1(kNm)	M2(kNm)	M3(kNm)	O(cm)
15 G1k	0.00804929	-6.89748e-005	-0.293674	4.13509e-005	0.0835172	-6.66574e-005	(104, 1
25 Sisma X	9.90246	-0.0111082	54.6978	0.00665943	-1.57625	-0.010735	(104, 1
3S Sisma X	0.525069	-0.0161561	3.02205	0.0096857	-0.0864631	-0.0156133	(104, 1



CDC	F1(kN)	F2(kN)	F3(kN)	M1(kNm)	M2(kNm)	M3(kNm)	O(cm)
15 G1k	-0.00539493	6.70438e-006	-0.24571	1.0138e-005	0.0261891	5.70386e-007	{0, 1000, 1
25 Sisma X	-1.17212	0.00107972	81.7489	0.00163269	-1.13362	9.18588e-005	{0, 1000, 1
35 Sisma -X	-0.064395	0.00157038	4.48749	0.00237464	-0.0620766	0.000133603	{0, 1000, 1



CDC	F1(kN)	F2(kN)	F3(kN)	M1(kNm)	M2(kNm)	M3(kNm)	O(cm)
15 G1k	-0.00542462	3.55097e-006	-0.210239	1.94663e-005	0.0240003	9.91031e-008	{0, 1000, 1
25 Sisma X	0.0785762	0.000571872	81.1346	0.00313499	-1.30391	1.596e-005	{0, 1000, 1
35 Sisma -X	0.00480334	0.00083175	4.45435	0.00455963	-0.0713669	2.3213e-005	{0, 1000, 1



Ricavando l'azione maggiore in direzione 3 (F3) si verifica il cordone:

Saldatura cordone d'angolo:

$f_{t,k} =$	430	Mpa	Resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati		
$f_{y,k} =$	275	Mpa	Resistenza al limite di snervamento		
$\gamma_m =$	1.25		coefficiente del materiale		
$\beta =$	0.85				
$F_{w,Ed} =$	81.7	KN	Azione di progetto		
n profil=	1		n° profilati asta		
a=	6.00	mm	altezza di gola	z=	8.485281 mm
d ₁ =	0.5	mm			
d ₂ =	0.5	mm			

Metodo semplificato (par. 4.2.8.2.4):

$f_{v,wd} = f_{t,k} / (3^{0.5} \cdot \beta \cdot \gamma_m) =$	234	N/mm ²			
$F_{w,Rd} = f_{v,wd} \cdot a =$	1402	N/mm	Resistenza del cordone per unità di lunghezza		
$L_{tot} =$	58.27629	mm	Lunghezza totale cordone di saldatura		
$L_1 =$	50.0	mm			
$L_2 =$	50.0	mm			

Verifica piastra:

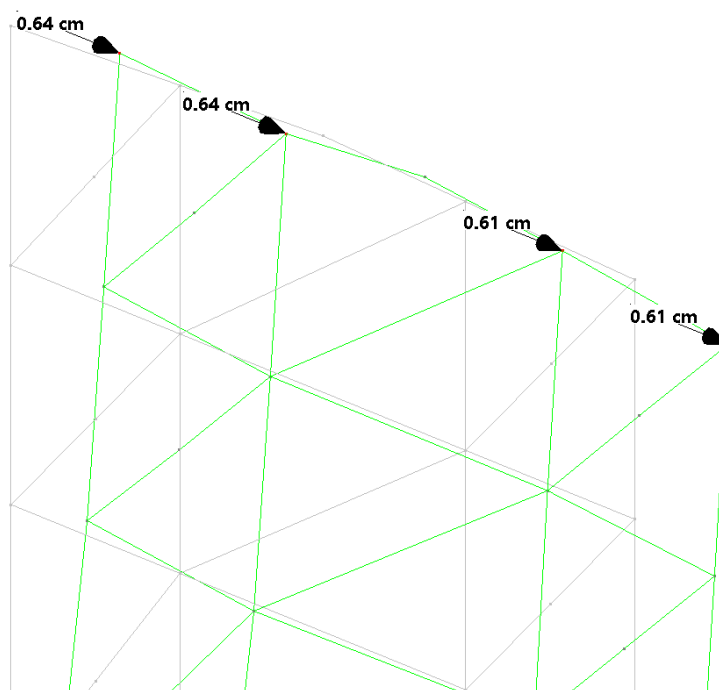
t=	10	mm	spessore piastra
h=	300	mm	altezza totale profilato
b=	0	mm	disassamento saldature
L=	350	mm	larghezza diffusione forza

$N_{t,Rd} = 916667$ N *Resistenza di plasticizzazione del piatto*
 $c = 0.1$ Mpa *verifica soddisfatta*

Le saldature sono abbondantemente verificate.

Verifica spostamenti

Si verificano gli spostamenti in analisi sismica. Avendo utilizzato $q=1.5$ si amplifica di q lo spostamento ottenendo:



Lo spostamento in sommità risulta essere pari a **0.96 cm**.

Lo spostamento limite per la parete risulta invece pari a:

$$S_{x \text{ mur}} = 0.6\% \cdot H_{def}$$

Spostamento portale da modello * q portale = 0.96 cm

$H_{def} = 3.781$ m

Drift muratura $0.6\% \cdot H_{def} = 2.2686$ cm

La struttura risulta quindi compatibile con gli spostamenti dell'edificio esistente.

Connessione alla fondazione

Si verificano i tirafondi di base assimilandoli a delle bullonature e ottenendo l'azione dal modello di calcolo:

Bulloni soggetti a taglio e trazione

$n_b =$

6

n° bulloni

$F_{v,Ed} =$	11.988333	KN	Azione tagliante di progetto SLU su bullone più sollecitato
$F_{t,Ed} =$	43.885	KN	Azione di trazione di progetto SLU su bullone più sollecitato
$\gamma_m =$	1.25		
classe:	8.8		
$f_{tb} =$	800	Mpa	
$d =$	24	mm	diametro bullone
			$\alpha_v = 0.6$
			$f_{yb} = 649$ Mpa
			$A_{res} = 353$ mm ²
Acciaio S	275		tipo di acciaio piastre e profilati

Resistenza di calcolo per un piano di taglio di un bullone:

	$F_{v,Rd} =$	135552	N	per bulloni normali
$n =$	1			n°facce resistenti

$F_{v,Rd} =$	135552	N
--------------	--------	---

Rifollamento piastra

$d =$	24	mm	diametro nominale gambo bullone
$d_0 =$	25.5	mm	diametro nominale foro
$t =$	20	mm	spessore piatto
$f_{tk} =$	430	Mpa	resistenza a rottura materiale piatto
$e_1 =$	50	mm	distanza lembo piatto asse foro direzione F
$e_2 =$	50	mm	distanza lembo piatto asse foro direzione perp. F
$p_1 =$	100	mm	interasse fori direzione F
$p_2 =$		mm	interasse fori direzione perpendicolare F
$\alpha =$	0.65		per bulloni di bordo in direzione F
$\alpha =$	1.00		per bulloni interni in direzione F
$k =$	2.50		per bulloni di bordo in direzione perpendicolare F
$k =$	2.50		per bulloni interni in direzione perpendicolare F

$F_{b,Rd} =$	269803.9	N	per bulloni di bordo
$F_{b,Rd} =$	412800	N	per bulloni interni

Resistenza complessiva dell'unione a taglio:

$F_{v,Rd} =$	135552	N	per bulloni di bordo
$F_{v,Rd} =$	135552	N	per bulloni interni

Resistenza di calcolo a trazione:

TAGLIO

TRA
ZIO

$F_{t,Rd} =$			203328	N
Resistenza a punzonamento piastra:				
$d_d =$	30	mm	diametro dado	
$d_t =$	30	mm	diametro testa	
$d_m =$	30	mm		
$t_p =$	20	mm	spessore piatto	
$B_{p,Rd} =$			389054.8	N
Resistenza complessiva dell'unione a trazione:				
$F_{t,Rd} =$			203328	N

Sollecitazione composta taglio trazione:

$C =$	0.2426077	OK	per bulloni di bordo
$C =$	0.2426077	OK	per bulloni interni

J.4 SLE

Non si riportano le verifiche allo stato limite di esercizio essendo un edificio esistente.

J.5 Giudizio motivato di accettabilità

Si riporta il calcolo manuale del tagliante di piano per l'edificio in muratura, dapprima calcolando le masse su ogni impalcato e poi con le formule dell'analisi statica il tagliante:

$$\gamma = \boxed{18} \text{ kN/m}^3$$

PESO PARETI							CARICHI DA SOLAIO						
							Nominali 1						
							carichi da solaio						
livello	L1	s1	Af1	L2	s2	Af2	H	A1	G1	G2	Q	$\gamma \cdot \psi_0$ stat.	ψ_2 2 sismico
1	8.9	0.28	5.78	22.2	0.45	42	5.8	47.00	2.5	0.5	1.3	1.5	0

da calcolo manuale		
livello	Nstat	Nsismico
1	1494	1075

da software		
Nstat	Nsismico	Ws

735.2

Con le masse appena calcolate si esegue il calcolo del tagliante di piano:

CALCOLO FORZE SISMICHE STATICHE

H= 5.8 m
C₁= 0.05
T₁= 0.187 s
λ= 1
Sd(T₁)/g= 0.29

F_h= **176.29** KN

					da software	
piano	W _i [KN]	z _i [m]	W _i *z _i	F _i [KN]	F _x	F _y
1	607.91	5.8	3525.9	176.3	208.4	169.3
2			0.0	0.0		
3			0.0	0.0		
4			0.0	0.0		
5			0.0	0.0		
6			0.0	0.0		
7			0.0	0.0		
Totale	607.91		3525.86	176.29	208.4	169.3

Gli ordini di grandezza sono verificati, la differenza nel calcolo delle masse risiede nel fatto che con il metodo manuale attribuisco le fasce a metà tra la fondazione e il livello 1 in quanto il foglio di calcolo è approssimato mentre nel software le fasce sono al livello superiore ed i sottofinestra a livello inferiore.

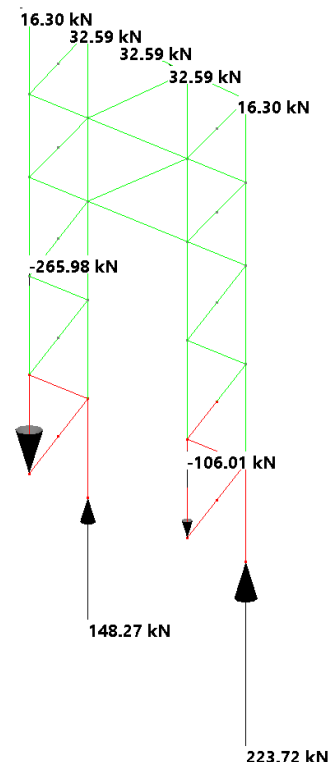
Per il portale si controllano le reazioni vincolari, e si verifica che il momento dato dalle reazioni vincolari sia simile a quello dell'azione esterna.

M azione esterna: $32.59 \cdot 4 \cdot 5.8 = 756.88 \text{ kNm}$

Il momento delle reazioni vincolari rispetto al nodo iniziale è pari a:

M vinc: $223.72 \cdot 3.84 - 106.01 \cdot 2.8 + 148.27 \cdot 1.04 = 716 \text{ kNm}$

Anche in questo caso il controllo può ritenersi soddisfatto.



K. CARATTERISTICHE DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO

La Modellazione numerica della struttura, la rielaborazione dei risultati dell'analisi agli Elementi Finiti, la progettazione-verifica degli elementi strutturali sono state condotte utilizzando il programma CMP realizzato dalla Cooperativa Architetti e Ingegneri Progettazione di Reggio Emilia. Il solutore ad elementi finiti utilizzato è XFINEST della Ce.A.S. di Milano.

Origine del codice di calcolo

CMP Analisi Strutturale

Produttore: Cooperativa Architetti e Ingegneri – Progettazione società cooperativa

Via Gandhi, 1 – 42123 REGGIO EMILIA

Distributore: Cooperativa Architetti e Ingegneri – Progettazione società cooperativa

Via Gandhi, 1 – 42123 REGGIO EMILIA

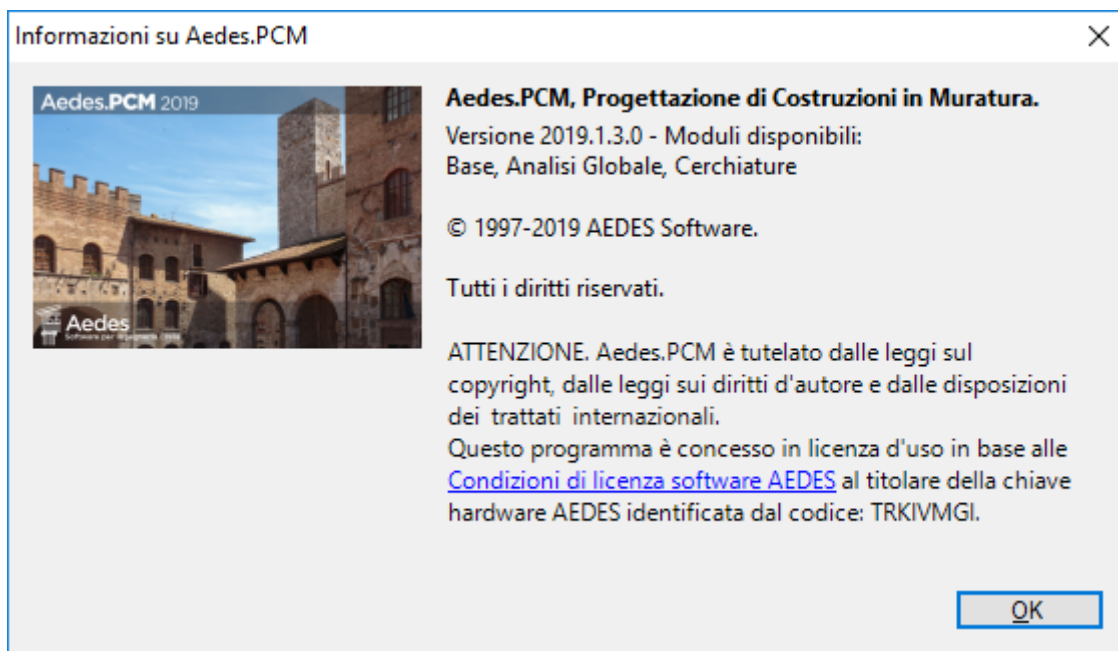
SOLUTORE FEM

XFinest

Produttore: Ce.A.S. S.r.l. – Viale Giustiniano, 10 – 20129 MILANO

Distributore: Harpaceas S.r.l. – V.le Richard, 1 – 20143 MILANO

Per la parte di muratura si è utilizzato il software **AEDES** aggiornato alle NTC 2018



Si rimanda alla manualistica della software house per i documenti relativi alla validazione.

L. STRUTTURE GEOTECNICHE O DI FONDAZIONE

Dato il tipo di intervento non si sono fatti studi particolari sulle fondazioni. La struttura non presenta alcun tipo di lesione imputabile a cedimenti del terreno.

M. CATEGORIA DI INTERVENTO PREVISTO

L'intervento previsto, in precedenza descritto, è inquadrabile come un **miglioramento strutturale**.

N. DESCRIZIONE STRUTTURA INTERAZIONI CON ALTRE UNITÀ INTERVENTI REALIZZATI E VULNERABILITÀ RISCONTRATE

La struttura è disgiunta da altre unità, non è stato quindi necessario eseguire specifici studi per lo studio della muta interazione.

La vulnerabilità della struttura è quella di avere il lato corto con un'ampia apertura che crea una irregolarità in pianta.

O. PROPRIETÀ MECCANICHE MATERIALI

I materiali utilizzati per il consolidamento sono nuovi. Per i materiali esistenti si veda relativo paragrafo

P. RISULTATI PIÙ SIGNIFICATIVI PRE E POST INTERVENTO IN CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE

Si riporta un riassunto dei risultati ottenuti facendo anche riferimento alla valutazione della sicurezza per l'edificio esistente:

$\alpha_v = P_{GA_c} / P_{GA_d}$	SDF	SDP
----------------------------------	-----	-----

Fuori piano	0.47	0.84
Pushover	0.65	0.74

Q. PIANO DI MANUTENZIONE STRUTTURALE

ELEMENTO		Colonne in acciaio
TECNICO		
descrizione		Strutture verticali realizzate in profilo metallico.
modalità uso		Trasferire le sollecitazioni statiche e sismiche trasmesse dai piani della sovrastruttura al piano di fondazione.
anomalie possibili		Corrosione
	guasti	Degrado che implica l'evolversi di un processo chimico: rigonfiamenti del copriferro.
	controlli	Distacco del copriferro e formazione di colature di ruggine, aspetto degradato.
	cause	Fattori esterni ambientali o climatici, incompatibilità dei materiali e dei componenti, mancata manutenzione.
	intervento	Rimozione delle parti di calcestruzzo ammalorato e della ruggine. Protezione con idoneo passivante e ricostruzione dei copriferri.
periodicità dei controlli		Strutturale
	descrizione	Verifica di integrità.
	frequenza	quando occorre <input checked="" type="checkbox"/> utente <input type="checkbox"/> personale specializzato
interventi		Resine bicomponenti
	descrizione	Utilizzo di resine bicomponenti per ripristino dell'anomalia. Da eseguire con adeguati DPI.
	frequenza	sei mesi <input type="checkbox"/> utente <input checked="" type="checkbox"/> personale specializzato

ELEMENTO TECNICO		Travi in acciaio
descrizione		Strutture orizzontali o inclinate che trasferiscono i carichi a pilastri o pareti realizzate con profilati metallici.
modalità uso		Trasferire i carichi dei solai alle strutture verticali. Gli elementi non devono essere manomessi in alcun modo pena la loro stabilità. E' vietata l'apertura di fori di qualsiasi genere se non predisposte direttamente in stabilimento.
anomalie possibili		Corrosione
	guasti	Degrado che implica l'evolversi di un processo chimico: rigonfiamenti del copriferro.
	controlli	Distacco del copriferro e formazione di colature di ruggine, aspetto degradato.
	cause	Fattori esterni ambientali o climatici, incompatibilità dei materiali e dei componenti, mancata manutenzione.
	intervento	Rimozione delle parti di calcestruzzo ammalorato e della ruggine. Protezione con idoneo passivante e ricostruzione dei copriferri.
periodicità dei controlli		Visiva
	descrizione	Valutazione visiva per determinare presenza e dimensioni di anomalie.
	frequenza	quando occorre <input checked="" type="checkbox"/> utente <input type="checkbox"/> personale specializzato
interventi		Ripristino
	descrizione	Ripristino di parti mancanti o eliminate per ricostruzione dell'integrità dell'elemento.
	frequenza	sei mesi <input type="checkbox"/> utente <input checked="" type="checkbox"/> personale specializzato

ELEMENTO		Catene in acciaio
TECNICO		
descrizione		Barre metalliche che impediscono i cinematismi locali
modalità uso		Trasferiscono le sollecitazioni sismiche che nascono in un paramento murario al di fuori del piano ai muri di controvento
anomalie possibili		Rilassamento
	guasti	Incurvatura della barra verso il basso per assenza di tensione nell'elemento
	controlli	Movimento manuale della catene
	cause	Rilassamento materiali
	intervento	Ritesaggio della catena attraverso tesatore o bulloni del capochiave (se presenti)
periodicità dei controlli		Visiva
	descrizione	Valutazione visiva per determinare presenza e dimensioni di anomalie.
	frequenza	quando occorre <input checked="" type="checkbox"/> utente <input type="checkbox"/> personale specializzato
interventi		Ritesatura
	descrizione	Ritesaggio della catena attraverso tesatore o bulloni del capochiave (se presenti)
	frequenza	sei mesi <input checked="" type="checkbox"/> utente <input type="checkbox"/> personale specializzato