

COMUNE DI CALDERARA DI RENO (BO)
PROGETTO DI AMPLIAMENTO E RISTRUTTURAZIONE DEL
FABBRICATO INDUSTRIALE BONFIGLIOLI RIDUTTORI S.p.A.
SITO IN VIA BAZZANESE



RICERCA E PROGETTO – GALASSI, MINGOZZI E ASSOCIATI
VIA DI SAN LUCA 11, 40135 BOLOGNA - T. +39 051 6153800 - F. +39 051 6156173
studio@ricercaeprogetto.it - www.ricercaeprogetto.it

PROGETTO STRUTTURALE
INGG. RAFFAELE GALASSI, UMBERTO FINARELLI

COMMITTENTE
BONFIGLIOLI RIDUTTORI S.p.A.
VIA GIOVANNI XXIII, 7/A 40012, CALDERARA DI RENO (BO)

FASE PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE		SCALA /	TAVOLA N° RC	
OGGETTO STRALCIO 1a PERGOLATO FOTOVOLTAICO RELAZIONE DI CALCOLO RELAZIONE GEOTECNICA E RELAZIONE SULLE FONDAZIONI		DATA 05/10/2016		
		AGG.		
DISEGN.	PROG.	RESP.	COORD.	N° COMMESSA 015019

PROPRIETA' DI RICERCA E PROGETTO - GALASSI, MINGOZZI E ASSOCIATI, NE E' VIETATA LA VENDITA E/O LA DIVULGAZIONE SENZA AUTORIZZAZIONE

Sommario

1)	ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE.....	3
2)	NORMATIVA E RIFERIMENTI TECNICI	7
3)	AZIONI DI CALCOLO	7
3.1)	AZIONE DELLA NEVE E DEL VENTO	7
3.2)	PARAMETRI SISMICI.....	8
3.3)	CARICHI UNITARI VERTICALI	10
3.4)	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO.....	11
4)	PENSILINA.....	15
4.1)	METODO DI ANALISI	15
4.2)	MODELLO INFORMATICO	15
4.3)	RISULTATI ANALISI DINAMICA	16
4.4)	EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI.....	18
4.5)	EFFETTO DELLE IMPERFEZIONI	18
4.6)	CONTROLLO EFFETTI NON LINEARITA' GEOMETRICHE.....	19
4.7)	SOLLECITAZIONI SLU CARICHI VERTICALI E VENTO	20
4.8)	SOLLECITAZIONI SISMA	21
4.9)	VERIFICHE SLU	22
4.10)	SLD- CONTROLLO SPOSTAMENTI DI INTERPIANO.....	34
4.11)	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	35
5)	RELAZIONE GEOTECNICA E RELAZIONE SULLE FONDAZIONI.....	36
5.1)	SOLLECITAZIONI NEI PLINTI E PRESSIONI TRASMESSE AL TERRENO	38
5.2)	GIUNTO DI BASE	39
6)	VALIDAZIONE CALCOLI	41

1) ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

La presente relazione riguarda le strutture di un pergolato fotovoltaico a copertura del parcheggio di un fabbricato industriale, nel comune di Calderara di Reno (BO). Si tratta di sette pensiline in carpenteria metallica, con dimensione in pianta di 11.60 x 79.8 m, e con altezza variabile da 2.49 a 4.54 m. rispetto al piano finito. Le fondazioni sono in cemento armato.

Le carpenterie metalliche sono state dimensionate conducendo verifiche di resistenza allo SLU e di deformabilità allo SLE.

Il terreno è di tipo C e il fattore di struttura si è assunto pari a uno.

Per verificare il comportamento della struttura, individuare il periodo proprio, le masse partecipanti ecc., si è sviluppata una analisi lineare modale. Le combinazioni definite allo SLV combinano il sisma in una direzione con il 30 % del sisma in direzione ortogonale.

La normativa tecnica di riferimento è il DM 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e le relative istruzioni.

Le opere sono classificate come costruzioni di Classe II (secondo quanto specificato all'interno delle "Norme Tecniche per la Costruzioni" D.M. 14/01/2008 paragrafo 2.4.2); si considera, quindi, una vita utile pari a 50 anni.

Poiché per gli edifici di classe II, la vita nominale della struttura $V_N = 50$ anni e il coefficiente d'uso $C_U = 1,0$, il periodo di riferimento per l'azione sismica (D.M. 14/01/2008 paragrafo 2.4.3) vale:

$$V_R = V_N C_U = 50 \text{ anni.}$$

I parametri che concorrono alla definizione dell'azione sismica sono:

categoria del sottosuolo	C		
categoria topografica	T1		
coordinate del sito	lat. 44.5728	long. 11.25266	

I carichi elementari verticali utilizzati per definire i carichi applicati ai singoli elementi strutturali sono i seguenti:

-	carichi appesi	0.15	kN/m ²
-	pannelli fotovoltaici	0.15	kN/m ²
-	neve	1.20	kN/m ²
-	vento	0.93	kN/m ²

Combinazione allo stato limite ultimo SLU

Per la verifica ai carichi verticali si sono definite tre combinazioni di carico, comprensive del carico della neve e del vento.

La combinazione fondamentale è data da:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} \quad (\text{Comb. 1-2-3})$$

dove:

G_1 peso proprio degli elementi strutturali

G_2 peso proprio degli elementi non strutturali (permanenti portati)

Q_{k1} azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo (variabili)

$\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_{Q1}$ coefficienti parziali relativi alle azioni

Si sono assunti i seguenti valori:

$$\gamma_{G1}=1,3$$

$$\gamma_{G2}=1,3$$

$$\gamma_{Q1}=1,5$$

$$\gamma_{Q2} \psi_{02}=1,5 \times 0,6=0,9$$

I numeri riportati fra parentesi fanno riferimento alle combinazioni utilizzate dal programma di calcolo

Comb.	condizioni					
	1	2	3	4	5	6
1-vento+neve	1.3	1.3	1.5	1.5	0.9	0
2-vento+neve laterale	1.3	1.3	1.5	0	0.9	0
3-vento depressione	1.0	1.0	0	0	0	1.5

Combinazione agli stati limite di esercizio SLE

La combinazione caratteristica rara vale:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{0i} Q_{k2}$$

(Comb. 6-7-8)

Comb.	condizioni					
	1	2	3	4	5	6
6-vento+neve	1.0	1.0	0.5	0.5	1.0	0
7-vento+neve laterale	1.0	1.0	0.5	0	1.0	0
8-vento depressione	1.0	1.0	0	0	0	1.0

dove:

G_1 peso proprio degli elementi strutturali

G_2 peso proprio degli elementi non strutturali (permanenti portati)

Q_{k1} azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo (variabili)

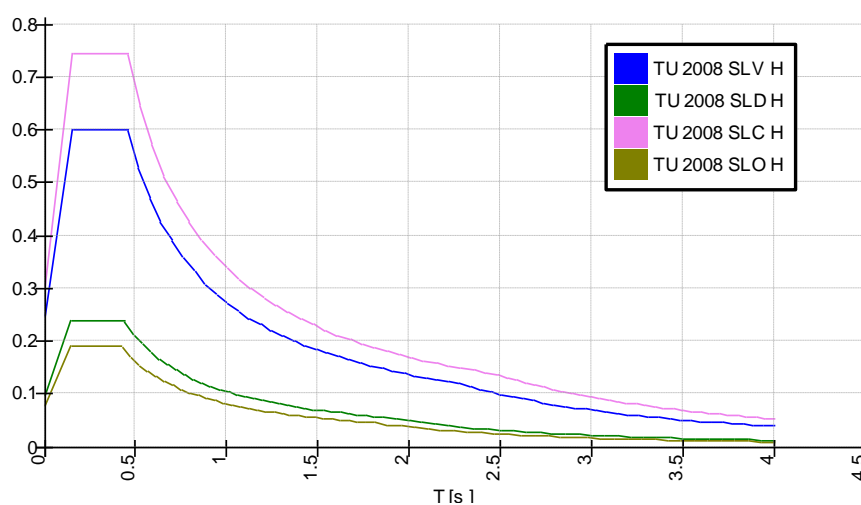
ψ_{0i} coefficienti di combinazione funzione della categoria di azione variabile.

I calcoli vengono svolti tramite una analisi lineare dinamica a spettro di risposta.

Nel seguito si riportano le caratteristiche degli spettri dei vari stati limite

STATO LIMITE	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)
ag/g	0.051	0.063	0.168	0.220

Fo	2.480	2.438	2.450	2.446
TC*	0.260	0.270	0.287	0.287
Ss	1.50	1.50	1.453	1.376
TB	0.142	0.146	0.152	0.152
TC	0.426	0.437	0.455	0.455
TD	1.805	1.892	2.273	2.483



Spettri di risposta elastici

Le PGA, pari al rapporto ag/g moltiplicato per Ss e i tempi di ritorno T_R previsti dalla normativa sono, per i diversi stati limite, le seguenti:

STATO LIMITE	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)
PGA	0.077	0.095	0.244	0.303
T_R	30	50	474	974

PGA accelerazione di picco al suolo

T_R tempo di ritorno dell'evento sismico

Le combinazioni di calcolo considerate, relative all'azione sismica, sono 2 per SLV (dalla comb. 4 alla comb. 5) e 2 per SLD (dalla comb. 9 alla comb. 10)

In sintesi, gli stati limite indagati sono gli SLU, gli SLV, gli SLE e gli SLD. Con riferimento al programma di calcolo, la combinazione dalla 1 alla 3 si riferisce allo SLU per carichi verticali, le combinazioni dalla 4 alla 5 si riferiscono allo SLV, le combinazioni dalla 6 alla 8 sono relative allo SLE carichi rari, Infine le combinazioni dalla 9 alla 10 riguardano gli SLD.

I materiali utilizzati sono descritti nell'apposita relazione; in sintesi:

Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata:

B450C

Tensione di snervamento: $f_{yk} \geq 4500 \text{ daN/cm}^2$

Conglomerato cementizio armato per strutture di fondazione:

C25/30 (Rck30)

Classe di consistenza S5

Dimensione max inerte < 20 mm

Resistenza di progetto a compressione: $f_{cd} = 141,1 \text{ daN/cm}^2$

Resistenza di progetto a trazione: $f_{ctd} = 11,9 \text{ daN/cm}^2$

Classe di esposizione XC2

Da tabella 4.1.III delle NTC condizioni ambientali ordinarie: copriferro $\geq 25 \text{ mm}$ (Tab. C4.1.IV circ. 2 febbraio 2009)

Acciaio per carpenteria metallica:

S275

Tensione di snervamento: $f_{yk} \geq 2750 \text{ daN/cm}^2$

Tensione di rottura: $f_{tk} \geq 4300 \text{ daN/cm}^2$

Bulloni

Classe 8.8

Il telaio, risolto con il programma di calcolo Winstrand della società Enexsys di Casalecchio di Reno (BO) licenza n. 9502RCRCPR, ha un periodo principale di 0,3 sec. e di 0,6 sec nelle due direzioni principali.

I pilastri sono realizzati con profili HEB200 mentre le travi principali con profili HEA200.

Le sollecitazioni e le verifiche delle parti più significative sono riportate ai punti successivi della relazione.

Il controllo della affidabilità delle analisi numeriche è stato condotto con un semplice calcolo manuale.

Le pressioni massime trasferite al terreno si hanno nella combinazione allo SLV e hanno valori massimi di 1.0 daN/cm², inferiori alla resistenza Rd del terreno.

2) **NORMATIVA E RIFERIMENTI TECNICI**

- D.M. 14/01/2008** - Norme Tecniche per le Costruzioni.
Circolare n. 617 del 02-02-2009 - "Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008"

3) **AZIONI DI CALCOLO**

Nel seguito si riportano i carichi unitari e i parametri che definiscono l'azione sismica.

3.1) **AZIONE DELLA NEVE E DEL VENTO**

Azione della neve

Zona I $q_{sk}=1,50 \text{ kN/m}^2$
 $q_s=0.8 \times q_{sk}=1,20 \text{ kN/m}^2$

Azione del vento

Zona 2 $v_{b,o}=25 \text{ m/s}$ $a_o=750 \text{ m}$ $v_b=v_{b,o}=25 \text{ m/s}$
 $q_b=39 \text{ daN/m}^2$
Classe di rugosità del terreno C cat. III
 $k_r=0.20$ $z_0=0.10 \text{ m}$ $z_{min}=5 \text{ m}$
per $z=5 \text{ m}$ $ce(z)=1.70$

il coefficiente c_p per uno spiovente piano vale (C3.3.10.3.1):

$$c_p=\pm 1.2(1+\sin\alpha)=1.4 \quad (\alpha=10^\circ)$$

la pressione è pari a:

$$p_1=1.70 \times 39 \times 1.4=0,93 \text{ kN/m}^2$$

3.2) PARAMETRI SISMICI

Ai fini del D.M. 14/01/2008 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito

F_0 fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale (valore minimo pari a 2,2)

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

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono sotto riportate (Tabella 3.2.1 del D.M. 14/01/2008):

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali del sisma vale:

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

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

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

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

Dove $S = S_S \cdot S_T$ con S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T coefficiente di amplificazione topografica.

$$\eta = 1,0 \quad \text{con } \xi = 5\%$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad \text{periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro,}$$

$$T_B = T_C / 3 \quad \text{periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante}$$

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 \quad \text{periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro}$$

Per ricavare dall'Allegato B del D.M. 14/01/2008 i valori di a_g , F_o e T_c^* , è necessario conoscere la latitudine e la longitudine del sito di riferimento e il valore del periodo di ritorno, differente a seconda delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} .

La relazione tra periodo di ritorno T_R e probabilità di superamento P_{V_R} nel periodo di riferimento $t = V_R$ è:

$$T_R = - \frac{t}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Considerando le P_{V_R} in $V_R = V_N$ $C_U = 50$ anni relative ai vari stati limite, si ottiene:

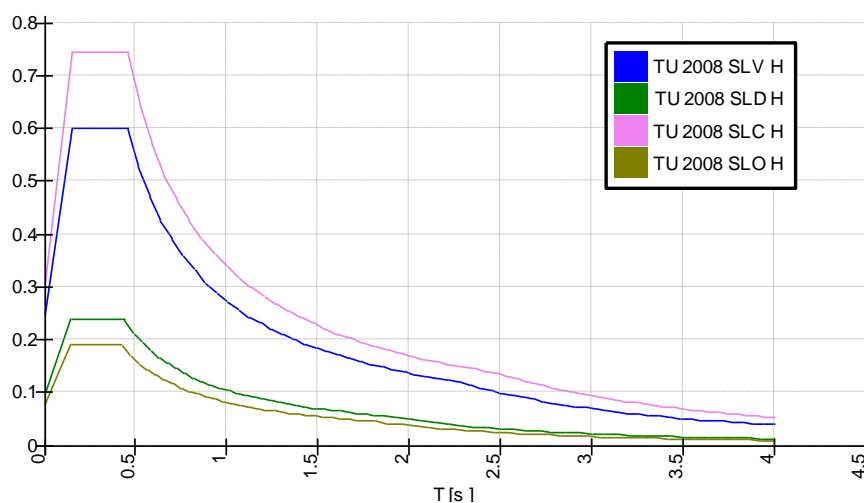
SLD (Stato Limite di Danno) $P_{VR} = 63\%$, $T_R = 50$ anni (Comb. 9-10)

SLV (Stato Limite Salvaguardia della Vita) $P_{VR} = 10\%$, $T_R = 475$ anni (Comb. 4-5)

Il comune di Calderara di Reno (Bo) ricade in zona 3 e i parametri che definiscono l'azione sismica per la struttura in esame sono i seguenti:

- Via Bazzane, 33/A Calderara di Reno (BO) 40012, lat. 44.5728 long. 11.25266.
- Tipo di Terreno C
- Coefficiente di amplificazione topografica (ST) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (VN) 50.0 anni
- Classe d'uso II coefficiente C_U 1.0
- Smorzamento Viscoso ($0.05 = 5\%$) 0.05

STATO LIMITE	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)
a_g/g	0.051	0.063	0.168	0.220
F_o	2.480	2.438	2.450	2.446
T_C^*	0.260	0.270	0.287	0.287
S_s	1.50	1.50	1.453	1.376
TB	0.142	0.146	0.152	0.152
TC	0.426	0.437	0.455	0.455
TD	1.805	1.892	2.273	2.483



Spettri di risposta elastici

Le PGA, pari al rapporto ag/g moltiplicato per S_s e i tempi di ritorno T_R previsti dalla normativa sono, per i diversi stati limite, le seguenti:

STATO LIMITE	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)
PGA	0.077	0.095	0.244	0.303
T_R	30	50	474	974

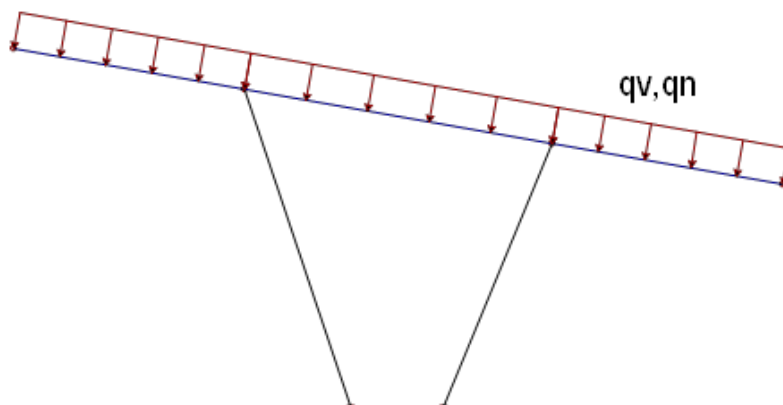
PGA accelerazione di picco al suolo

T_R tempo di ritorno dell'evento sismico

3.3) CARICHI UNITARI VERTICALI

I carichi elementari verticali utilizzati per definire i carichi applicati ai singoli elementi strutturali e per definire l'azione orizzontale sono i seguenti:

-	carichi appesi	0.15	kN/m^2
-	pannelli fotovoltaici	0.15	kN/m^2
-	neve	1.20	kN/m^2
-	vento	0.93	kN/m^2



modello pensilina metallica- combinazioni 1-2-3 SLU

Carichi complessivi sul telaio con interasse 5m:

$$q_p = (0.30 + 0.13) \times 5 = 2.15 \text{ kN/m} \quad \text{permanente}$$

$$q_v = \pm 0.93 \times 5 = \pm 4.65 \text{ kN/m} \quad \text{vento}$$

$$q_n = 1.20 \times 5 = 6.00 \text{ kN/m} \quad \text{neve}$$

la componente orizzontale del vento vale

$$q_v = 4.65 \times \sin 10^\circ = 0.80 \text{ kN/m}$$

3.4) CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di calcolo considerate, relative all'azione sismica, sono 2 per SLV (dalla comb. 4 alla comb. 5) e 2 per SLD (dalla comb. 9 alla comb. 10)

In sintesi, gli stati limite indagati sono gli SLU, gli SLV, gli SLE e gli SLD. Con riferimento al programma di calcolo, le combinazioni dalla 1 alla 3 si riferiscono allo SLU per carichi verticali e vento, le combinazioni 4 e 5 si riferiscono allo SLV, le combinazioni dalla 6 alla 8 sono relative allo SLE carichi rari. Infine le combinazioni dalla 9 alla 10 riguardano gli SLD.

Relativamente all'azione sismica si sono combinate l'azione sismica in una direzione con il 30% dell'azione sismica perpendicolare.

I singoli carichi verticali e le azioni orizzontali sono definite nelle seguenti condizioni di carico; nelle prime 6 sono definiti i carichi verticali e il vento, nelle restanti 2 il sisma (2 per SLV e 2 per SLD):

Condizioni di carico

- Cond. 1 peso proprio
- Cond. 2 permanente
- Cond. 3 neve sbalzi laterali
- Cond. 4 neva campata centrale
- Cond. 5 vento pressione
- Cond. 6 vento depressione

Cond. 7 Sisma 0 SLV
Cond. 8 Sisma 90 SLV

I fattori di partecipazione utilizzati per il calcolo delle masse sismiche sono i seguenti:

Cond. 1 peso proprio 1
Cond. 2 permanente 1

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Per la verifica ai carichi verticali si sono definite tre combinazioni di carico, comprensive del carico della neve e del vento.

La combinazione fondamentale è data da:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} \quad (\text{Comb. 1-2-3})$$

dove:

G_1 peso proprio degli elementi strutturali

G_2 peso proprio degli elementi non strutturali (permanenti portati)

Q_{k1} azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo (variabili)

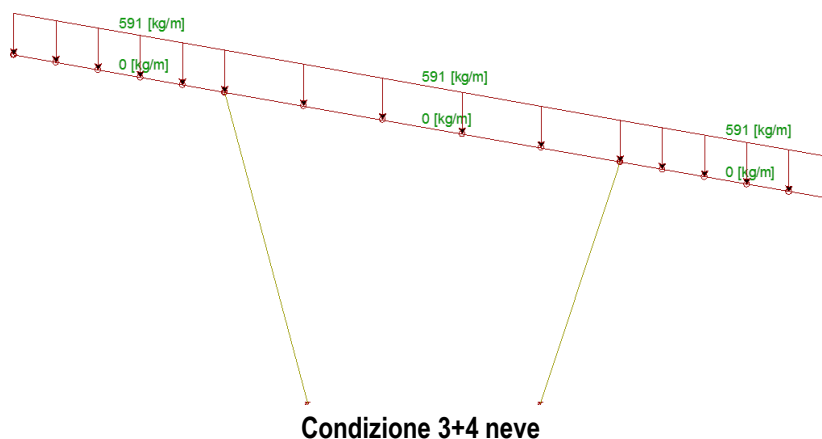
$\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_{Q1}$ coefficienti parziali relativi alle azioni

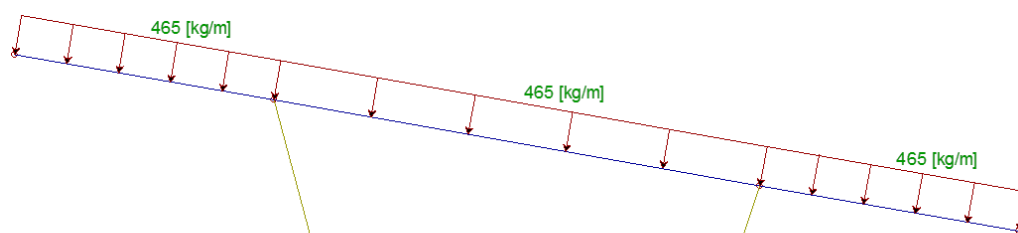
Si sono assunti i seguenti valori:

$$\gamma_{G1}=1,3 \quad \gamma_{G2}=1,3 \quad \gamma_{Q1}=1,5 \quad \gamma_{Q2}\psi_{02}=1,5 \times 0,6=0,9$$

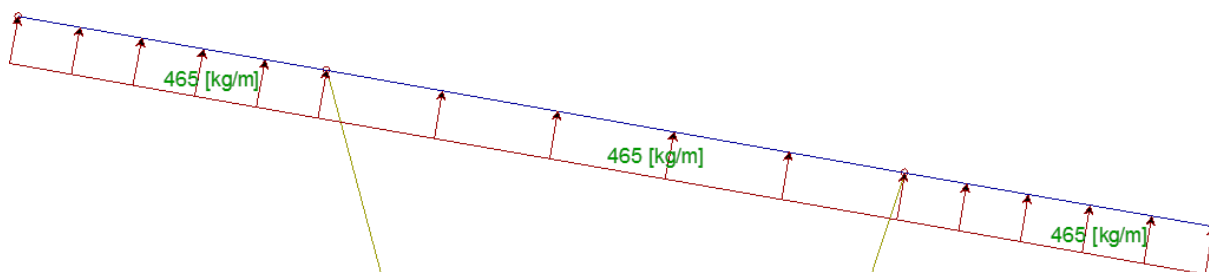
I numeri riportati fra parentesi fanno riferimento alle combinazioni utilizzate dal programma di calcolo

Comb.	condizioni					
	1	2	3	4	5	6
1-vento+neve	1.3	1.3	1.5	1.5	0.9	0
2-vento+neve laterale	1.3	1.3	1.5	0	0.9	0
3-vento depressione	1.0	1.0	0	0	0	1.5





Condizione 5 vento



Condizione 6 vento

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Per verificare il comportamento della struttura, individuare il periodo proprio ,le masse partecipanti ecc., si è sviluppata una analisi lineare modale. Le due combinazioni definite combinano il sisma in una direzione con il 30 % del sisma in direzione ortogonale. I coefficienti moltiplicatori delle singole condizioni di carico sono riportati nella seguente tabella.

SLV (Stato Limite Salvaguardia della Vita) $P_{VR} = 10 \%$, $T_R = 475 \text{ anni}$

Combinazioni	Condizioni							
	1	2	3	4	5	6	7	8
4-Sisma 0 / 90	1.0	1.0	0	0	0	0	1.0	0.3
5-Sisma 90 / 0	1.0	1.0	0	0	0	0	0.3	1.0

Combinazioni Rare Stati Limite di Esercizio

Combinazione agli stati limite di esercizio SLE

La combinazione caratteristica rara vale:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} \quad (\text{Comb. 6-7-8})$$

Comb.	condizioni					
	1	2	3	4	5	6
6-vento+neve	1.0	1.0	0.5	0.5	1.0	0
7-vento+neve laterale	1.0	1.0	0.5	0	1.0	0
8-vento depressione	1.0	1.0	0	0	0	1.0

Combinazioni agli Stati Limite di Danno

Le combinazioni sono analoghe a quelle definite per lo SLV:

SLD (Stato Limite di Danno)

$$P_{VR} = 63 \% ,$$

$$T_R = 50 \text{ anni}$$

Combinazioni	Condizioni							
	1	2	3	4	5	6	7	8
9-Sisma 0 / 90	1.0	1.0	0	0	0	0	1.0	0.3
10-Sisma 90 / 0	1.0	1.0	0	0	0	0	0.3	1.0

4) PERGOLATO FOTOVOLTAICO

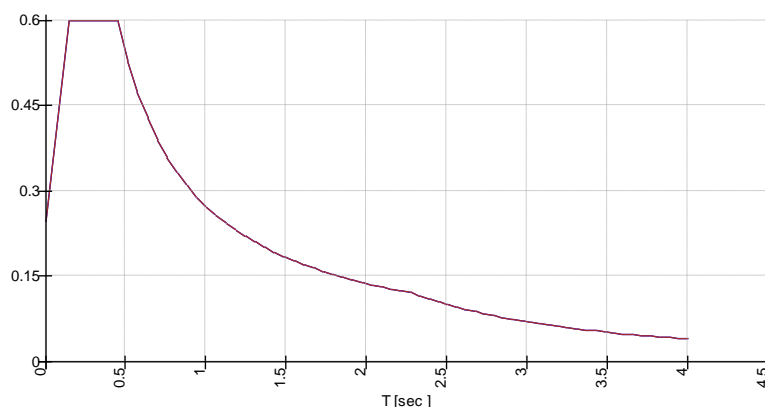
La struttura viene verificata allo SLU considerando l'azione concomitante della neve e del vento. L'azione del sisma viene valutata con un fattore di struttura unitario.

4.1) METODO DI ANALISI

Per valutare gli effetti del sisma si è condotta una analisi dinamica modale senza condensazione di piano.

Il fattore di struttura q è stato posto uguale a 1.

Lo spettro di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV è il seguente:

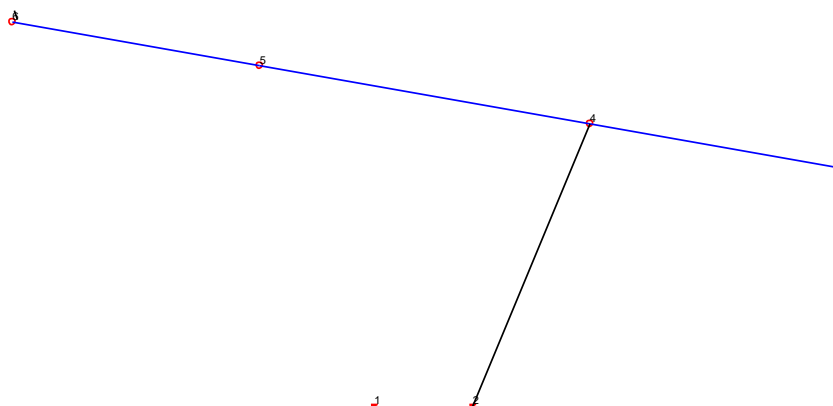


Spettro per verifiche SLV

4.2) MODELLO INFORMATICO

Come già scritto in premessa, l'edificio è stato risolto con il programma di calcolo Winstrand della società Enexsys di Casalecchio di Reno (BO) licenza n. 9502RCRCPR.

I telai hanno interasse di 5 metri e sono realizzati con pilastri HEB200 e trave principale HEA 200; le trave secondaria sono realizzate con scatolari 150x75x4 con interasse di 1.06 m. I pilastri sono incastrati alla base. La struttura è la seguente:



Modello: schema strutturale

4.3) RISULTATI ANALISI DINAMICA

Si è svolta un'analisi dinamica modale; il periodo principale della struttura risulta essere variabile pari a 0,32 in direzione x e a 0,61 sec. in direzione y. Di seguito si riportano i risultati di tale analisi svolta dall'elaboratore.

R	ordinata dello spettro
Coeff.di Part.	coefficienti di partecipazione (in letteratura g_{ij})
$ L_i / L_1 $	rapporto percentuale fra i fattori di partecipazione del modo i-esimo e del primo modo
Mmi/Mmtot	percentuale massa modale efficace dell'i-esimo modo
Sum Mmi/Mmtot	percentuale cumulativa delle masse modali efficaci

SLV

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°]	4	0.320	61	100
90.00 [°]	2	0.610	71	100

Autovalori e Periodi

Modo	Autovalore [rad/sec]^2	Pulsazione [rad/sec]	Periodo [sec]	R
1	49.2316	7.0165	0.895	0.3046
2	106.1196	10.3014	0.610	0.4473
3	320.3309	17.8978	0.351	0.5990
4	385.5903	19.6365	0.320	0.5990
5	997.1086	31.5770	0.199	0.5990
6	1310.7576	36.2044	0.174	0.5990
7	1998.9725	44.7099	0.141	0.5727
8	177219.4531	420.9744	0.015	0.2793
9	300617.3438	548.2858	0.011	0.2712
10	363530.3750	602.9348	0.010	0.2688
11	1231131.2500	1109.5636	0.006	0.2577
12	1325604.7500	1151.3491	0.005	0.2572

Risultati angolo di ingresso del sisma: 0.00 [°] SLV

Modo	Periodo [sec]	Coeff.di Part.	$ L_i / L_1 $	MassaModale	Mmi/Mmtot	Sum Mmi/Mmtot	R
4	0.320	1.43461e+01	100	2e+02	61	61	0.5990
7	0.141	1.03571e+01	72	1e+02	32	93	0.5727
10	0.010	-3.16975e+00	22	1e+01	3	96	0.2688
9	0.011	-3.00683e+00	21	9e+00	3	99	0.2712
8	0.015	-1.55607e+00	11	2e+00	1	100	0.2793

6	0.174	7.61821e-01	5	6e-01	0	100	0.5990
11	0.006	-2.00438e-01	1	4e-02	0	100	0.2577
12	0.005	5.90213e-02	0	3e-03	0	100	0.2572
1	0.895	0.00000e+00	0	0e+00	0	100	0.3046
2	0.610	0.00000e+00	0	0e+00	0	100	0.4473
3	0.351	0.00000e+00	0	0e+00	0	100	0.5990
5	0.199	0.00000e+00	0	0e+00	0	100	0.5990

Risultati angolo di ingresso del sisma: 90.00 [°] SLV

Modo	Periodo [sec]	Coeff.di Part.	Li / L1	MassaModale	Mmi/Mmtot	Sum Mmi/Mmtot	R
2	0.610	1.54756e+01	100	2e+02	71	71	0.4473
1	0.895	7.78079e+00	50	6e+01	18	90	0.3046
3	0.351	-5.86739e+00	38	3e+01	10	100	0.5990
5	0.199	8.67619e-01	6	8e-01	0	100	0.5990
4	0.320	3.25362e-06	0	1e-11	0	100	0.5990
7	0.141	2.34893e-06	0	6e-12	0	100	0.5727
10	0.010	-7.18882e-07	0	5e-13	0	100	0.2688
9	0.011	-6.81935e-07	0	5e-13	0	100	0.2712
8	0.015	-3.52909e-07	0	1e-13	0	100	0.2793
6	0.174	1.72777e-07	0	3e-14	0	100	0.5990
11	0.006	-4.54583e-08	0	2e-15	0	100	0.2577
12	0.005	1.33857e-08	0	2e-16	0	100	0.2572

4.4) EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

L'analisi globale elastica della struttura può essere eseguita con la teoria del primo ordine quando il moltiplicatore che induce l'instabilità della struttura è maggiore o uguale a 10.

Il moltiplicatore minimo α_{cr} viene calcolato in automatico dal programma di calcolo eseguendo un'analisi di buckling. Il valore minimo si ottiene considerando i carichi verticali massimi (carichi appesi, pannelli fotovoltaici e neve).

Moltiplicatore
8.165e+00
1.826e+01
4.804e+01
4.805e+01

Il valore minimo del moltiplicatore è pari a:

$$\alpha_{cr} = 8,1 < 10$$

L'analisi della struttura viene effettuata tenendo conto degli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni. Gli effetti si amplificano di circa il 4% rispetto all'analisi del prim'ordine.

4.5) EFFETTO DELLE IMPERFEZIONI

Le imperfezioni globali si riproducono introducendo un errore iniziale di verticalità ed una curvatura iniziale degli elementi strutturali.

L'errore iniziale di verticalità può essere trascurato quando:

$$H_{ed} \geq 0,15 Q_{ed}$$

L'imperfezione globale, in termini di errore di verticalità, può essere assunta pari a :

$$\phi = \alpha_h \alpha_m \phi_o$$

$$\phi_o = 1/200$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h} = 0.94$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/m)} = 0.86$$

$$\phi = 1/200 \times 0.94 \times 0.86 = 0.004$$

Le imperfezioni globali vengono in definitiva considerate applicando una forza concentrata in copertura sul singolo telaio pari a:

$$F_h = \phi Q_{ed} = 0.004 \times 113.40 = 0.45 \text{ kN}$$

Applichiamo tale forza in sommità ai due pilastri nelle due direzioni e in entrambe le combinazioni di carico considerandola come azione permanente in aggiunta a quelle nominali previste nell'analisi dei carichi.

Le imperfezioni locali si possono trascurare in quanto è sempre verificato che:

$$\lambda < 0.5 \sqrt{A f_y / N_{ed}} \quad \text{C4.2.10}$$

4.6) CONTROLLO EFFETTI NON LINEARITA' GEOMETRICHE

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) del 14/01/2208, al punto 7.3.1, prevedono il controllo delle non linearità geometriche attraverso il calcolo del fattore θ ; in particolare gli effetti delle non linearità geometriche possono essere trascurate quando:

$$\theta = P d_r / V h \leq 0.1$$

Dove

P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame;

d_r è lo spostamento orizzontale medio di interpiano;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h è la distanza fra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Nel seguito si riporta il valore di θ , calcolato per ciascun pilastro e per le due combinazioni di carico SLV.

Dettaglio risultati

Sez.	Direzione 1-2								Direzione 1-3							
	Pil.	Comb.	L [m]	P [kN]	V [kN]	P d_r/h [kN]	d_r [mm]	θ	Pil.	Comb.	L [m]	P [kN]	V [kN]	P d_r/h [kN]	d_r [mm]	θ
1	2-4	4	3.604	15.57	11.45	0.05	-11.06	0.004	2-4	5	3.604	15.57	9.43	0.15	-35.04	0.0160
1	1-5	4	4.567	16.81	9.19	0.04	-12.04	0.0048	1-5	5	4.567	16.81	4.70	0.13	-35.51	0.0278

4.7) SOLLECITAZIONI SLU CARICHI VERTICALI E VENTO

I diagrammi riportano le sollecitazioni massime relative allo sforzo normale e al momento flettente dovute ai carichi verticali e al vento.

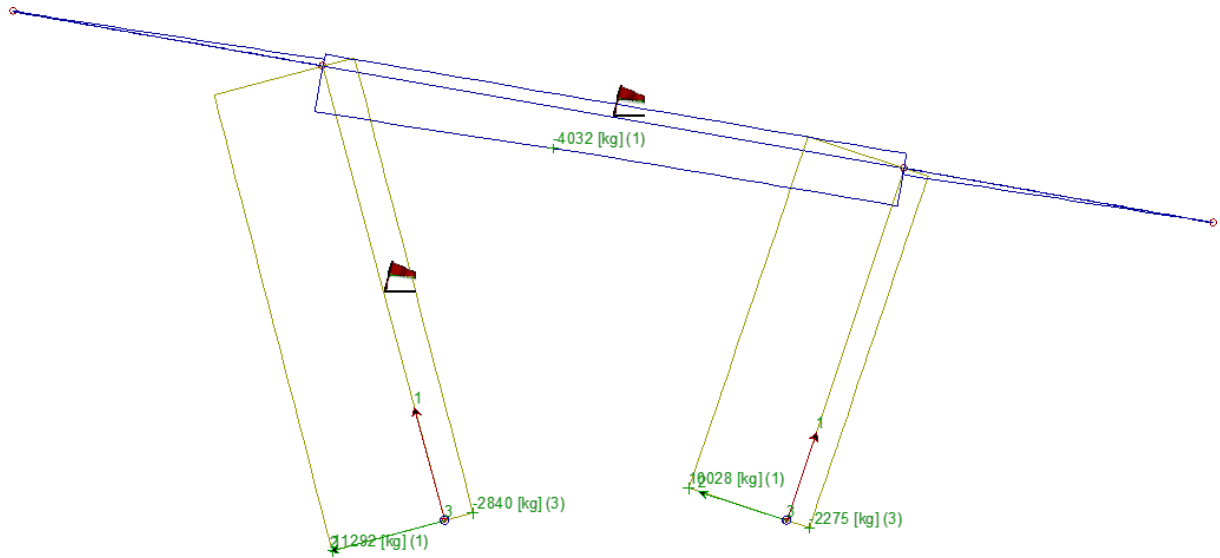
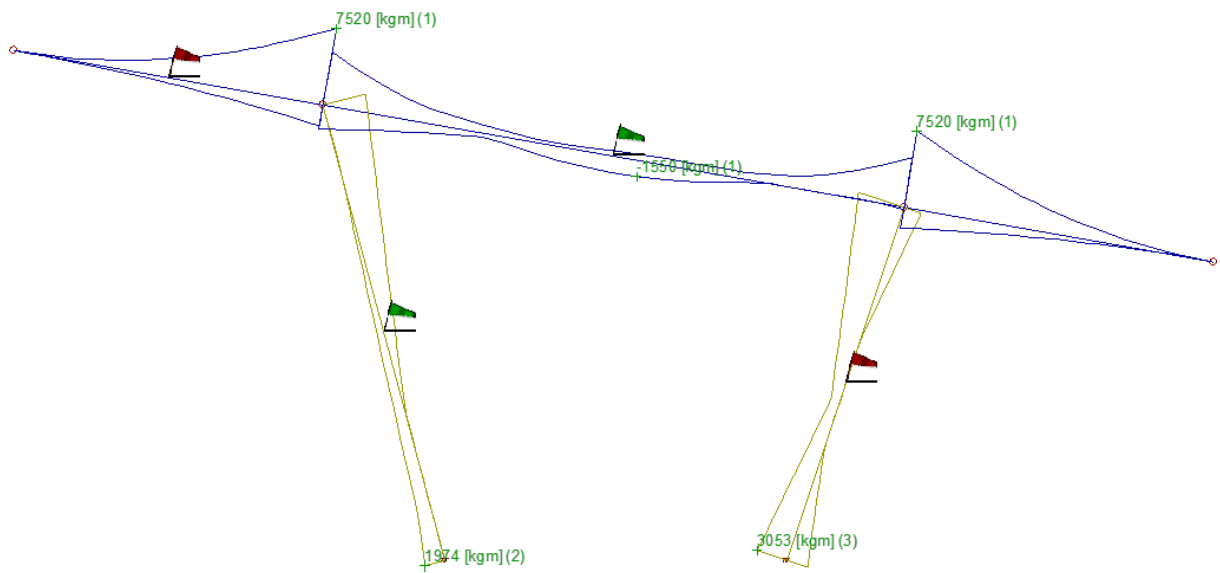


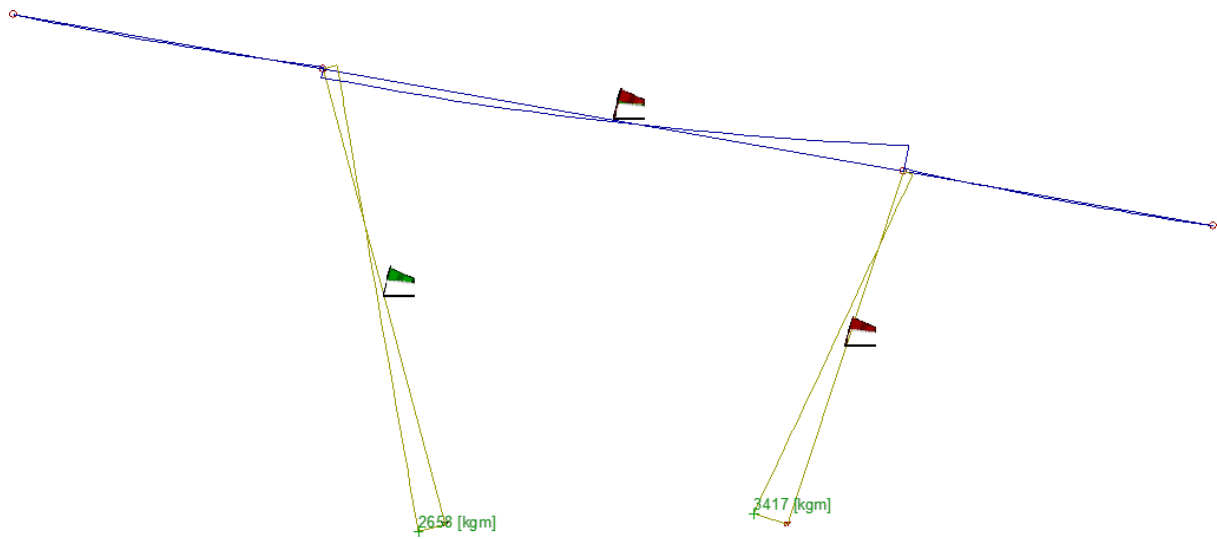
Diagramma sforzi normali slu



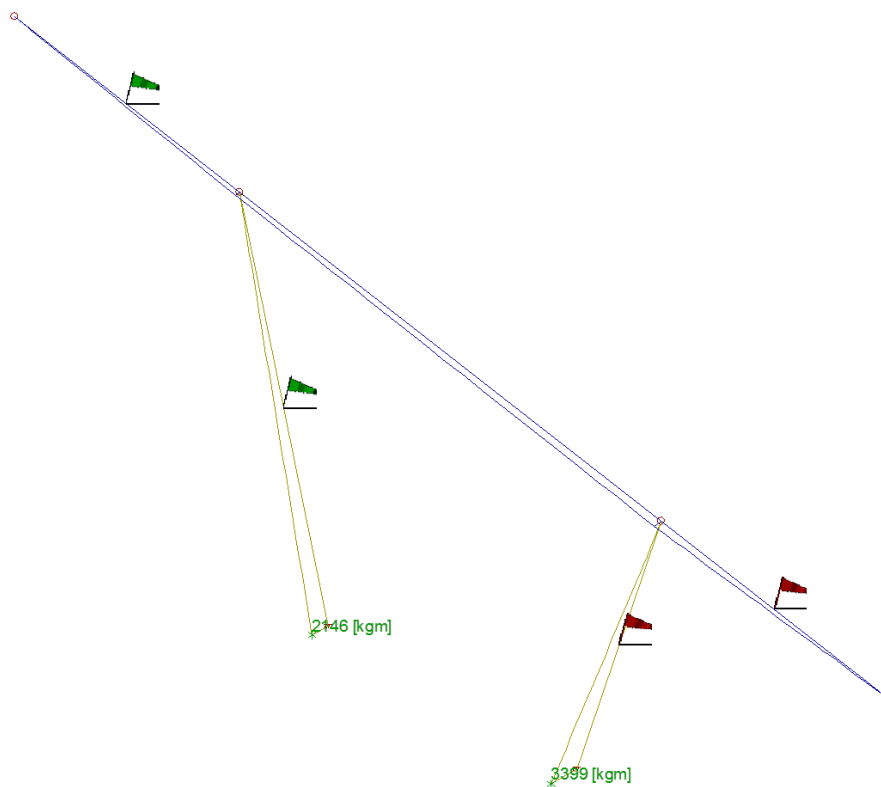
Involuppo momenti flettenti slu

4.8) SOLLECITAZIONI SISMA

Nei diagrammi si riportano le sollecitazioni di momento flettente per il sisma nelle due direzioni principali.



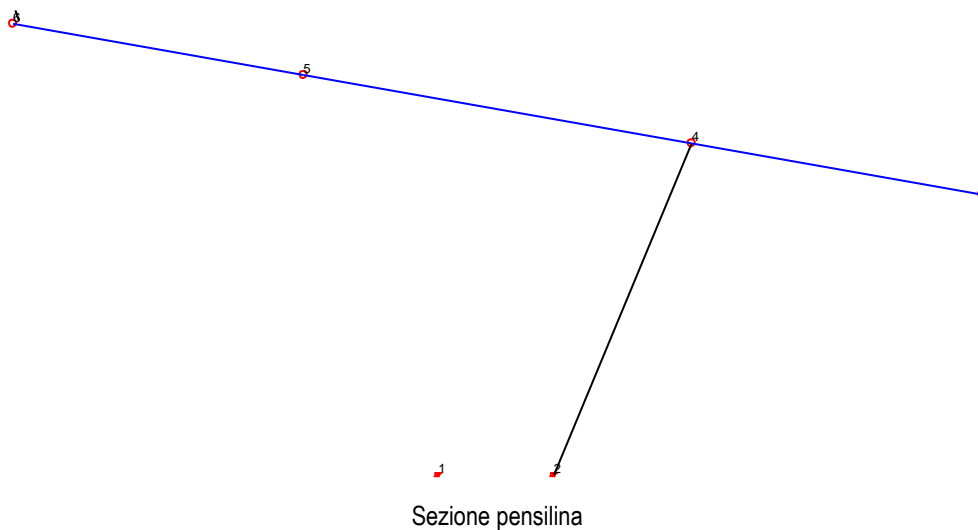
Comb 4- Diagramma momento flettente sisma x



Comb 5- Diagramma momento flettente sisma y

4.9) VERIFICHE SLU

Le diverse membrature si sono verificate con le sollecitazioni massime nelle diverse combinazioni di carico. Di seguito si riportano per ciascuna tipologia le verifiche relative all'elemento più sollecitato.



VERIFICHE PILASTRI

Materiale Acciaio

f_y	2750.0 [kg/cm ²]
f_w	4300.0 [kg/cm ²]
ϵ	0.92

Coefficienti di sicurezza:

γ_{M0}	1.05
γ_{M1}	1.10
γ_{M2}	1.25

DATI INERZIALI PROFILO : HEB 200

Area	78.20 [cm ²]	A.Traz	78.20 [cm ²] (L collegamento 0 [mm])
Jx	5703 [cm ⁴]	ix	8.54 [cm]
Wx	570 [cm ³]	Zx	643 [cm ³]
Jy	2004 [cm ⁴]	iy	5.06 [cm]
Wy	200 [cm ³]	Zy	306 [cm ³]
Jt	59 [cm ⁴]		
Cw	171125 [cm ⁶]		

Curva di instabilità piano 1-2 (x-x)	b	
Curva di instabilità piano 1-3 (y-y)	c	

Doppio T

B	200	[mm]
H	200	[mm]
t _f	15	[mm]
t _w	9	[mm]
r	18	[mm]

Classificazione generale della sezione:

Compressione : 1

Flessione M_x : 1Flessione M_y : 1**VERIFICHE PILASTRO DAL NODO 1 AL NODO 5****DATI GENERALI**

Luce dell'asta	4.567	[m]
Sezione numero	1	HEB 200
$\beta_{1-2/x-x}$	2.00	
$\beta_{1-3/y-y}$	2.00	

VERIFICA DI RESISTENZA

Sezione in classe	1	
Area _{Eff}	7820	[mm ²]
W _{xEff}	643456	[mm ³]
W _{yEff}	305941	[mm ³]
Combinazione critica	5	
Ascissa	0.000	[m]
N _D	17.04 [kN]	N _D /N _R =0.01
M _{x,D}	11.73 [kNm]	M _{x,D} /M _{x,R} =0.07
M _{y,D}	21.46 [kNm]	M _{y,D} /M _{y,R} =0.28
S _D /S _R	0.29	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ DA SFORZO NORMALE**Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo**

Luce	4.567	[m]
β (Lc= β L _{Netta})	2.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	85.40	[mm]
Snellezza	106.95	
Snellezza ridotta λ	1.23	

Curva d'instabilità	b	
Coeff. di riduzione χ	0.46	
Azione assiale	112.92 [kN]	Combinazione 1
N_{SD}/N_{SR}	0.13	VERIFICATA

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	4.567	[m]
β (Lc= β L _{Netta})	2.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	50.62	[mm]
Snellezza	180.45	
Snellezza ridotta λ	2.08	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione χ	0.18	
Azione assiale	112.92 [kN]	Combinazione 1
N_{SD}/N_{SR}	0.31	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITA A PRESSO-FLESSIONE

Verifica condotta in accordo a EC3 UNI EN 1993-1-1:2005 paragrafo 6.3.3 e appendice A.

Sezione in classe	1	
Area _{Eff}	7820	[mm ²]
W _X Eff	643456	[mm ³]
W _Y Eff	305941	[mm ³]
Combinazione critica	1	
N _D	112.92 [kN]	N _D /N _R =0.31
M _{x,D}	9.95 [kNm]	M _{x,D} /M _{x,R} =0.03
M _{y,D}	5.17 [kNm]	M _{y,D} /M _{y,R} =0.06
S _D /S _R	0.41	VERIFICATA

Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo

Luce	4.567	[m]
β (Lc= β L _{Netta})	2.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	85.40	[mm]
Snellezza	106.95	
Snellezza ridotta λ	1.23	
Curva d'instabilità	b	
Coeff. di riduzione χ	0.46	
Azione assiale	112.92 [kN]	Combinazione 1

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	4.567	[m]
------	-------	-----

β ($L_c = \beta L_{Netta}$)	2.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	50.62	[mm]
Snellezza	180.45	
Snellezza ridotta λ	2.08	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione χ	0.18	
Azione assiale	112.92 [kN]	Combinazione 1

Snellezze e Fattori di interazione dei momenti flettenti

Piano	λ	χ	μ	C_m
1-2	1.23	0.46	0.96	0.951 NON Lineare
1-3	2.08	0.18	0.81	0.763 Lineare

Fattori di Interazione

a_{LT}	0.99	b_{LT}	0.00
c_{LT}	0.00	d_{LT}	0.00
e_{LT}	0.00		
C_{22} (yy)	0.95	C_{23} (yz)	0.92
C_{32} (zy)	0.79	C_{33} (zz)	0.94
k_{22} (yy)	1.03	k_{23} (yz)	0.71
k_{32} (zy)	0.55	k_{33} (zz)	0.84

VERIFICHE PILASTRO DAL NODO 2 AL NODO 4**DATI GENERALI**

Luce dell'asta	3.604	[m]
Sezione numero	1	HEB 200
$\beta_{1-2/x-x}$	2.00	
$\beta_{1-3/y-y}$	2.00	

VERIFICA DI RESISTENZA

Sezione in classe	1	
Area $_{Eff}$	7820	[mm ²]
W $_{xEff}$	643456	[mm ³]
W $_{yEff}$	305941	[mm ³]
Combinazione critica	5	

Ascissa	0.000	[m]
N_D	19.79 [kN]	$N_D/N_R=0.01$
$M_{x,D}$	13.02 [kNm]	$M_{x,D}/M_{x,R}=0.08$
$M_{y,D}$	33.99 [kNm]	$M_{y,D}/M_{y,R}=0.44$
S_D/S_R	0.45	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ DA SFORZO NORMALE**Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo**

Luce	3.604	[m]
β ($L_C = \beta L_{Netta}$)	2.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	85.40	[mm]
Snellezza	84.40	
Snellezza ridotta λ	0.97	
Curva d'instabilità	b	
Coeff. di riduzione χ	0.61	
Azione assiale	100.28 [kN]	Combinazione 1
N_{SD}/N_{SR}	0.08	VERIFICATA

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	3.604	[m]
β ($L_C = \beta L_{Netta}$)	2.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	50.62	[mm]
Snellezza	142.39	
Snellezza ridotta λ	1.64	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione χ	0.27	
Azione assiale	100.28 [kN]	Combinazione 1
N_{SD}/N_{SR}	0.19	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ A PRESSO-FLESSIONE

Verifica condotta in accordo a EC3 UNI EN 1993-1-1:2005 paragrafo 6.3.3 e appendice A.

Sezione in classe	1	
Area $_{Eff}$	7820	[mm ²]
W $_{x,eff}$	643456	[mm ³]
W $_{y,eff}$	305941	[mm ³]
Combinazione critica	5	
N_D	19.79 [kN]	$N_D/N_R=0.04$
$M_{x,D}$	13.02 [kNm]	$M_{x,D}/M_{x,R}=0.04$
$M_{y,D}$	33.99 [kNm]	$M_{y,D}/M_{y,R}=0.35$

S_D/S_R	0.43	VERIFICATA
-----------	------	-------------------

Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo

Luce	3.604	[m]
β (Lc= β L _{Netta})	2.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	85.40	[mm]
Snellezza	84.40	
Snellezza ridotta λ	0.97	
Curva d'instabilità	b	
Coeff. di riduzione χ	0.61	
Azione assiale	19.79 [kN]	Combinazione 5

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	3.604	[m]
β (Lc= β L _{Netta})	2.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	50.62	[mm]
Snellezza	142.39	
Snellezza ridotta λ	1.64	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione χ	0.27	
Azione assiale	19.79 [kN]	Combinazione 5

Snellezze e Fattori di interazione dei momenti flettenti

Piano	λ	χ	μ	C_m
1-2	0.97	0.61	1.00	0.996 NON Lineare
1-3	1.64	0.27	0.98	0.787 Lineare

Fattori di Interazione

a _{LT}	0.99	b _{LT}	0.00
c _{LT}	0.00	d _{LT}	0.00
e _{LT}	0.00		
C _{22 (yy)}	0.99	C _{23 (yz)}	0.99
C _{32 (zy)}	0.98	C _{33 (zz)}	1.00
k _{22 (yy)}	1.01	k _{23 (yz)}	0.56
k _{32 (zy)}	0.53	k _{33 (zz)}	0.80

VERIFICHE TRAVI

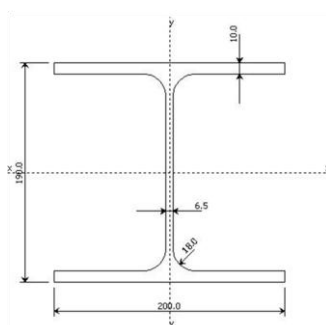
Materiale Acciaio

f_y	2750.0	[kg/cm ²]
f_u	4300.0	[kg/cm ²]
ϵ	0.92	

Coefficienti di sicurezza:

γ_{Mo}	1.05
γ_{M1}	1.10
γ_{M2}	1.25

DATI INERZIALI PROFILO : HEA 200



Area	53.95 [cm ²]	A. Traz	53.95 [cm ²] (L collegamento 0 [mm])
Jx	3699 [cm ⁴]	ix	8.28 [cm]
Wx	389 [cm ³]	Zx	430 [cm ³]
Jy	1336 [cm ⁴]	iy	4.98 [cm]
Wy	134 [cm ³]	Zy	204 [cm ³]
Jt	21 [cm ⁴]		
Cw	108000 [cm ⁶]		
Curva di instabilità piano 1-2 (x-x)		b	
Curva di instabilità piano 1-3 (y-y)		c	

Doppio T

B	200	[mm]
H	190	[mm]
tf	10	[mm]
tw	7	[mm]
r	18	[mm]

Classificazione generale della sezione:

Compressione : 1

Flessione Mx : 1

Flessione My : 1

VERIFICHE TRAVE DAL NODO 5 AL NODO 6

DATI GENERALI

Luce dell'asta	5.711	[m]
Sezione numero	1	HEA 200
$\beta_{1-2/x-x}$	1.00	
$\beta_{1-3/y-y}$	1.00	

VERIFICA DI RESISTENZA

Sezione in classe	1	
Area _{Eff}	5395	[mm ²]
W _{XEff}	430393	[mm ³]
W _{YEff}	203932	[mm ³]
Combinazione critica	1	
Ascissa	0.000	[m]
N _D	-45.27 [kN]	N _D /N _R =0.03
M _{x,D}	51.55 [kNm]	M _{x,D} /M _{x,R} =0.48
M _{y,D}	0.28 [kNm]	M _{y,D} /M _{y,R} =0.01
S _D /S _R	0.48	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ DA SFORZO NORMALE**Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo**

Luce	5.711	[m]
β (Lc= β L _{Netta})	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	82.81	[mm]
Snellezza	68.97	
Snellezza ridotta λ	0.79	
Curva d'instabilità	b	
Coeff. di riduzione χ	0.73	
L _{LT}	5.711	[m]
N _{cr,T}	2623.90	[kN]
N _{cr,TF}	2623.90	[kN]
λ_{LT}	0.75	
Curva _{LT}	a	
χ_{LT}	0.82	
Azione assiale	14.06 [kN]	Combinazione 3
N _{SD} /N _{SR}	0.01	VERIFICATA

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	5.711	[m]
------	-------	-----

β ($L_c = \beta L_{Netta}$)	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	49.76	[mm]
Snellezza	114.79	
Snellezza ridotta λ	1.32	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione χ	0.38	
Azione assiale	14.06 [kN]	Combinazione 3
N_{SD}/N_{SR}	0.03	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ FLESSOTORSIONALE (SVERGOLAMENTO)

Luce dell'asta libera di svergolare	5.711	[m]
Fattore di lunghezza effettiva k	1.00	
Fattore di ritegno torsionale d'estremità k_w	1.00	
Verifica condotta con il metodo generale		
Eccentricità fra il centro di taglio ed il punto di applicazione dei carichi esterni e_g	95.00	[mm]
Fattore z_1	0.00	[mm]
Andamento del diagramma del momento	NON Lineare	
Coefficienti d'interazione carico vincoli		
C_1	1.28	
C_2	1.56	
C_3	0.75	
Momento critico d'instabilità M_{Cr}	84.15	[kNm]
Snellezza adimensionale λ_{LT}	1.19	
Curve d'instabilità	a	
Coefficiente di riduzione per instabilità χ_{LT}	0.54	
Sezione in classe	1	
Momento massimo M_D	51.55 [kNm]	Combinazione 1
M_{SD}/M_{SR}	0.89	VERIFICATA

VERIFICHE TRAVE DAL NODO 4 AL NODO 5**DATI GENERALI**

Luce dell'asta	3.046	[m]
Sezione numero	1	HEA 200
$\beta_{1-2/x-x}$	1.00	
$\beta_{1-3/y-y}$	1.00	

VERIFICA DI RESISTENZA

Sezione in classe	1	
-------------------	---	--

Area _{Eff}	5395	[mm ²]
W _{XEff}	430393	[mm ³]
W _{YEff}	203932	[mm ³]
Combinazione critica	1	
Ascissa	0.000	[m]
N _D	-6.45 [kN]	N _D /N _R =0.00
M _{x,D}	75.20 [kNm]	M _{x,D} /M _{x,R} =0.70
M _{y,D}	0.28 [kNm]	M _{y,D} /M _{y,R} =0.01
S _D /S _R	0.70	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ DA SFORZO NORMALE**Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo**

Luce	3.046	[m]
β (Lc= β L _{Netta})	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	82.81	[mm]
Snellezza	36.78	
Snellezza ridotta λ	0.42	
Curva d'instabilità	b	
Coeff. di riduzione χ	0.92	
L _{LT}	3.046	[m]
N _{cr,T}	4473.45	[kN]
N _{cr,TF}	4473.45	[kN]
λ_{LT}	0.58	
Curva _{LT}	a	
χ_{LT}	0.90	
Azione assiale	0.00 [kN]	Combinazione 3
N _{SD} /N _{SR}	0.00	VERIFICATA

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	3.046	[m]
β (Lc= β L _{Netta})	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	49.76	[mm]
Snellezza	61.22	
Snellezza ridotta λ	0.71	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione χ	0.72	
Azione assiale	0.00 [kN]	Combinazione 3
N _{SD} /N _{SR}	0.00	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ FLESSOTORSIONALE (SVERGOLAMENTO)

Luce dell'asta libera di svergolare	3.046	[m]
Fattore di lunghezza effettiva k	1.00	
Fattore di ritegno torsionale d'estremità k_w	1.00	
Verifica condotta con il metodo generale		
Eccentricità fra il centro di taglio ed il punto di applicazione dei carichi esterni z_g	95.00	[mm]
Fattore z_j	0.00	[mm]
Andamento del diagramma del momento	NON Lineare	
Coefficienti d'interazione carico vincoli		
C_1	1.28	
C_2	1.56	
C_3	0.75	
Momento critico d'instabilità M_{Cr}	158.65	[kNm]
Snellezza adimensionale λ_{LT}	0.86	
Curve d'instabilità	a	
Coefficiente di riduzione per instabilità χ_{LT}	0.76	
Sezione in classe	1	
Momento massimo M_D	75.20 [kNm]	Combinazione 1
M_{SD}/M_{SR}	0.92	VERIFICATA

VERIFICHE TRAVE SECONDARIA 150X75X4

Materiale Acciaio

f_y	2750.0 [kg/cm ²]
f_u	4300.0 [kg/cm ²]
ϵ	0.92

Coefficienti di sicurezza:

γ_{M0}	1.05
γ_{M1}	1.10
γ_{M2}	1.25

DATI INERZIALI PROFILO : *Tubi Ret V 75x150x4.0*

Area	16.52 [cm ²]	A.Traz	16.52 [cm ²] (L collegamento 0 [mm])
Jx	463 [cm ⁴]	ix	5.30 [cm]
Wx	62 [cm ³]	Zx	78 [cm ³]
Jy	160 [cm ⁴]	iy	3.11 [cm]
Wy	43 [cm ³]	Zy	48 [cm ³]
Jt	404 [cm ⁴]		
Cw	446 [cm ⁶]		
Curva di instabilità piano 1-2 (x-x)	c		

Curva di instabilità piano 1-3 (y-y)c	
---------------------------------------	--

Tubo quadro

B	75	[mm]
H	150	[mm]
tb	4	[mm]
tw	4	[mm]
r	10	[mm]

Classificazione generale della sezione:

Compressione : 3

Flessione Mx : 1

Flessione My : 3

DATI GENERALI

Luce dell'asta	5.00	[m]
Sezione numero	1	Tubi Ret V 75x150x4.0
$\beta_{1-2/x-x}$	1.00	
$\beta_{1-3/y-y}$	1.00	

VERIFICA DI RESISTENZA

Sezione in classe	1	
$W_{X_{Eff}}$	77798	[mm ³]
$W_{Y_{Eff}}$	48411	[mm ³]
Combinazione critica	1	
Ascissa	2.500	[m]
$M_{x,D}$	-10.89 [kNm]	$M_{x,D}/M_{x,R}=0.56$
$M_{y,D}$	1.43 [kNm]	$M_{y,D}/M_{y,R}=0.12$
S_D/S_R	0.68	VERIFICATA

4.10) SLD- CONTROLLO SPOSTAMENTI DI INTERPIANO

Per gli edifici ricadenti nelle classi d'uso I e II le NTC non prevedono verifiche di resistenza agli stati limite di esercizio, per le azioni sismiche. Occorre verificare che gli spostamenti d'interpiano d_r siano (punto 7.3.7.2 delle NTC):

$$d_r \leq 0.005 h$$

Dove h è l'altezza di interpiano. L'espressione precedente vale per edifici civili e industriali in cui i tamponamenti siano collegati rigidamente alla struttura e interferiscono con la deformabilità della stessa. In questo caso non sono presenti tamponamenti ma riportano comunque il controllo degli spostamenti sopra indicati

Non si sono registrati spostamenti differenziali superiori al 5‰ dell'altezza di interpiano, per cui la verifica allo SLD risulta soddisfatta.

Combinazioni agli Stati Limite di Danno

Spostamenti nodo 5

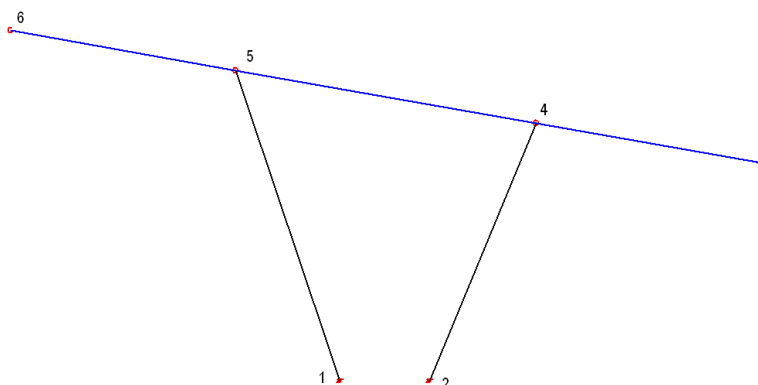
Comb.	Ux [mm]	Uy [mm]	Uz [mm]
9	5.64	8.06	1.47
10	2.89	16.31	0.72

$$d_r = 1.63 < 0.005 \times 400 = 2.00 \text{ cm}$$

Spostamenti nodo 4

Comb.	Ux [mm]	Uy [mm]	Uz [mm]
9	5.10	5.98	-1.73
10	2.63	14.72	-0.91

$$d_r = 1.47 < 0.005 \times 300 = 1.5 \text{ cm}$$



Numerazione dei nodi

4.11) STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Facendo riferimento alla tabella 4.2.X delle NTC2008 controlliamo per le travi i seguenti limiti:

$$\delta_{\max}/L \leq 1/200$$

$$\delta_2/L \leq 1/250$$

δ_{\max} è lo spostamento elastico nello stato finale dovuto a carichi permanenti e variabili.

δ_2 è lo spostamento elastico nello stato finale dovuto a carichi variabili.

Per i pilastri la tabella di riferimento è la 4.2.XI

$$\delta / H \leq 1/150$$

Trave secondaria 150x75x4

La luce è di 5,00 m

Le frecce nella direzioni di inerzia principale della trave dovute ai carichi complessivi sono pari a:

$$\delta_{\max,x}=2,0 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max,y}=0,77 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max}=(2,0^2+0,77^2)= 2,14\text{cm}$$

$$\delta_{\max}/L =2,14/500=1/233 < 1/200$$

La freccia dovuta ai carichi variabili vale:

$$\delta_{2,x}=1,54 \text{ cm}$$

$$\delta_{2,y}=0,53 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max}=(1,54^2+0,53^2)= 1,63 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max}/L =1,63/500=1/307 < 1/250$$

Trave principale

La luce è di 3,00 m a sbalzo

$$\delta_{\max}=2,40 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max}/L =2,40/2 \times 300 =1/250 < 1/200$$

Pilastri

La freccia orizzontale dei due pilastri dovuta ai carichi complessivi sono pari a:

$$\delta=0,63 \text{ cm } h=400 \text{ cm}$$

$$\delta=0,31 \text{ cm } h=300 \text{ cm}$$

Per i due pilastri si ha:

$$\delta / H= 0.63/400=1/634 < 1/150$$

$$\delta / H= 0.31/300=1/967 < 1/150$$

5) RELAZIONE GEOTECNICA E RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

La relazione geologica-geotecnica è stata redatta dal Dott. Geol. Silvio de Nuzzo. In tale relazione viene indicato un valore della coesione C_u variabile nei vari strati da 0,4 a 0,6 Kg/cm². Si è impiegato l'Approccio 2 con combinazione unica (A1+M1+R3).

Con i parametri geotecnici ricavati dalle relazione geologica si è determinata la capacità portante del terreno utilizzando la formula di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = \gamma' t D N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + 0,5 (B-2e) \gamma' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

con i fattori correttivi :

N_c, N_q, N_γ	fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito φ' ;
s_c, s_q, s_γ	fattori di forma della fondazione;
i_c, i_q, i_γ	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
b_c, b_q, b_g	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
g_c, g_q, g_g	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
d_c, d_q	fattori correttivi che dipendono dalla profondità del piano di posa.

Per un plinto di circa 1.4 x 4.0 impostato alla profondità di 1.0 m e con inclinazione del carico di circa 10° sulla verticale il carico limite è pari a:

$$q_{lim} = \gamma' t D N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + 0,5 (B-2e) \gamma' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

$$q_{lim} = 27,0 \text{ t/m}^2$$

Utilizzando l'approccio 2 il coefficiente parziali γ_r è pari a 2,3 e quindi la tensione ultima vale:

$$q = q_{lim} / 2,3 = 2,70 / 2,3 = 1,1 \text{ daN/cm}^2$$

Le azioni sismiche si sono applicate al plinto considerando un fattore di struttura unitario.

Le fondazioni non vengono collegate. Lo spostamento relativo tra i due plinti vicini può essere calcolato con le formule definite al 3.2.5.2 delle NTC

$$d_{ij}(x) = d_{ijmax} 3 x / v_s$$

$$\text{con } d_{ijmax} = 1,25 \sqrt{(d_{gi}^2 + d_{gj}^2)} = 1,25 \sqrt{(5,4^2 + 5,4^2)} = 9,54 \text{ cm}$$

dove d_{gi} e d_{gj} sono gli spostamenti massimi del suolo nei punti I j e valgono

$$d_{gi} = 0,025 a_g S T_c T_D = 0,025 \times 0,1453 \times 9,81 \times 1,453 \times 0,455 \times 2,273 = 0,054 \text{ m} = 5,4 \text{ cm}$$

per una distanza di 5,00 m si ha:

$$d_{ij}(x) = d_{ijmax} 3 x / v_s = 0,0954 \times 3 \times 5,0 / 219 = 0,0065 \text{ m} = 0,65 \text{ cm}$$

lo spostamento determina una sollecitazione aggiuntiva nel pilastro pari a:

$$P^3 / 3EJ = 0,65 \text{ cm} \quad (J = 2004 \text{ cm}^4)$$

$$P = 0,65 \times 3EJ / l^3 = 2,09 \text{ kN}$$

$$M = P l = 2.09 \times 3.4 = 7.10 \text{ kNm}$$

Mentre il momento per il sisma in direzione y era pari a:

$$M_s = 34.0 \text{ kNm}$$

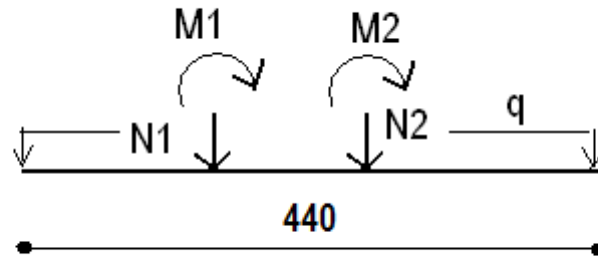
Il momento ultimo per il pilastro HEB200 nella direzione di minor inerzia vale:

$$M_u = 80.13 \text{ kN} > 34 + 7.1 = 41.1 \text{ kN}$$

I plinti sono progettati per rimanere in campo elastico nelle combinazioni sismiche. Nel seguito sono riportate le pressioni trasmesse al terreno nelle varie combinazioni di carico, tenendo conto anche della sollecitazione flessionale sopra ricavata.

5.1) SOLLECITAZIONI NEI PLINTI E PRESSIONI TRASMESSE AL TERRENO

Con riferimento alla figura seguente vengono calcolate le pressioni nelle varie combinazioni di carico.



Comb.1-SLU (neve + vento in pressione)

$$N_1 = 10730 \text{ daN}$$

$$N_2 = 9200 \text{ daN}$$

$$M_1 = 995 \text{ daNm}$$

$$M_2 = -1248 \text{ daNm}$$

$$q = 0,55 \times 2500 \times 1,4 \times 1,3 = 2500 \text{ daN/m}$$

$$N_{\text{tot}} = 10730 + 9200 + 2500 \times 4,4 = 30930 \text{ daN}$$

$$M_{\text{tot}} = 995 - 1248 - (10730 - 9200) \times 1,65 = -2777 \text{ daNm}$$

$$e = M_{\text{tot}} / N_{\text{tot}}$$

$$e = 2777 / 30930 = 0,09 \text{ m}$$

$$\sigma_T = 30930 / (440 \times 140) + 277700 \times 6 / (140 \times 440^2) = 0,56 \text{ daN/cm}^2$$

Comb.3-SLU (vento in depressione)

$$N_1 = -2843 \text{ daN}$$

$$N_2 = -1726 \text{ daN}$$

$$M_1 = 1614 \text{ daNm}$$

$$M_2 = 3053 \text{ daNm}$$

$$N_{\text{tot}} = -2843 - 1726 + 2500 \times 4,4 = 6430 \text{ daN}$$

$$M_{\text{tot}} = 1614 + 3053 + (2843 - 1726) \times 1,65 = 6510 \text{ daNm}$$

$$e = M_{\text{tot}} / N_{\text{tot}}$$

$$e = 6510 / 6430 = 1,01 \text{ m}$$

$$\sigma_T = N_{\text{tot}} \times 2 / (140 \times (440/2 - 101)) \times 3 = 0,26 \text{ daN/cm}^2$$

Comb.4-SLV (sisma x)

$$N_1 = 868 \text{ daN} \quad N_2 = 2729 \text{ daN} \quad M_{1x} = 2658 \text{ daNm} \quad M_{1y} = 806 \text{ daNm}$$

$$M_{2x} = 3417 \text{ daNm} \quad M_{2y} = 1111 \text{ daNm}$$

$$N_{\text{tot}} = 868 + 2729 + 2500 \times 4.4 = 14595 \text{ daN}$$

$$M_{\text{tot},x} = 2658 + 3417 + (2729 - 868) \times 1.65 = 9145 \text{ daNm}$$

$$M_{\text{tot},y} = 806 + 1111 = 1917 \text{ daNm}$$

$$e_x = M_{\text{tot},x} / N_{\text{tot}} = 0.62 \text{ m}$$

$$e_y = M_{\text{tot},y} / N_{\text{tot}} = 0.13 \text{ m}$$

$$\sigma_T = 0.57 \text{ daN/cm}^2$$

Comb.5-SLV (sisma y)

$$N_1 = 1543 \text{ daN} \quad N_2 = 2014 \text{ daN} \quad M_{1x} = 1173 \text{ daNm} \quad M_{1y} = 2071 + 710 = 2781 \text{ daNm}$$

$$M_{2x} = 1302 \text{ daNm} \quad M_{2y} = 3223 + 710 = 3933 \text{ daNm}$$

$$N_{\text{tot}} = 1543 + 2014 + 2500 \times 4.4 = 14557 \text{ daN}$$

$$M_{\text{tot},x} = 1173 + 1302 + (1543 - 2014) \times 1.65 = 1698 \text{ daNm}$$

$$M_{\text{tot},y} = 2781 + 3933 = 6714 \text{ daNm}$$

$$e_x = M_{\text{tot},x} / N_{\text{tot}} = 0.12 \text{ m}$$

$$e_y = M_{\text{tot},y} / N_{\text{tot}} = 0.46 \text{ m}$$

$$\sigma_T = 14557 \times 2 / 440 \times (70 - 46) \times 3 + 169800 \times 6 / (72 \times 440^2) = 1.0 \text{ daN/cm}^2$$

5.2) GIUNTO DI BASE

Si verifica la piastra di base 40x40 armata con 3+3 $\phi 16$; in tutte le combinazioni di carico considerate la sezione rimane in campo elastico, come riportato nella tabella seguente:

Condizione di carico	N [daN]	Mx [daNm]	My [daNm]	Rck 300 T.A. tirasfondi			
				σ_{MIN} [daN/cm ²]	σ_{MAX} [daN/cm ²]	σ_{MIN} [daN/cm ²]	σ_{MAX} [daN/cm ²]
SLU vento in pressione colonna 1	-10730	500	995	-19.0	0.0	-245.0	77.3
SLU vento in pressione colonna 2	-9198	389	1248	-21.1	0.0	-263.4	158.5
SLU vento depressione colonna 1	2843	264	1614	-25.5	0.0	-212.4	1144.0
SLU vento depressione colonna 2	1726	206	3053	-42.3	0.0	-368.6	1753.7
SLV sisma x colonna 1	-868	806	2658	-51.6	0.0	-517.6	1537.0
SLV sisma x colonna 2	-2729	1111	3417	-67.7	0.0	-695.6	1865.2
SLV sisma y colonna 1	-1143	2071	1173	-54.2	0.0	-552.8	1529.3
SLV sisma y colonna 2	-2014	3223	1302	-74.8	0.0	-753.1	2199.7

Caratteristiche geometriche e meccaniche

Cls 25/30 $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$ $f_{ck}=0,83$ $R_{ck}=24,9 \text{ N/mm}^2$ $f_{cd}= \alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c=14,1 \text{ N/mm}^2$
bulloni classe 8.8 acciaio per piastra S275 $f_{yd}= f_{yk}/ \gamma_o=261,9 \text{ N/mm}^2$
Spessore piastra $t=25 \text{ mm}$ 6 bulloni M16 S275
Spessore malta $s=100 \text{ mm}$

Verifica piastra

Per effetto delle tensioni di contatto la piastra è soggetta alla sollecitazione flessionale:

$$q= 74.8 \times 40 \times 9= 26928 \text{ daN}$$

$$M= 26928 \times 4.0= 107712 \text{ daNcm}$$

$$W= 40 \times 2,5^2/6 = 41.6 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f= M/W= 107712/41.6= 2509 \text{ daN/cm}^2 < f_{yd}$$

Dal lato tirafondi si ha:

$$F_b= 2.01 \times 2200 = 4422 \text{ daN} \quad (\text{sforzo max tirafondo})$$

$$M= 4422 \times 4.5 = 19899 \text{ daNcm}$$

$$W= 8 \times 2,5^2/6= 8.33 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f= M/W= 19899/8.33= 2388 \text{ daN/cm}^2 < f_{yd}$$

Lunghezza di ancoraggio dei tirafondi

$$f_{bd}=2.25 f_{ct,k}/\gamma_c \quad (4.1.2.1.1.4 \text{ NTC})$$

$$f_{ct,k}=0.7 f_{ctm}=0.7 \times (0.3 f_{ck}^{2/3})= 1.79 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd}=2,68 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{t,Rd}= 0.9 \times f_{tk} A_s / \gamma_{m2}= 0.9 \times 4300 \times 2.01 / 1.25= 6222 \text{ daN}$$

$$l_b= F_{t,Rd}/\pi \phi f_{db}=62220/ \pi \times 16 \times 2,68=460 \text{ mm}$$

la lunghezza del tirafondo è di 45 cm con un ancoraggio finale ad uncino.

6) VALIDAZIONE CALCOLI

Le strutture si sono risolte con il programma di calcolo Winstrand della società En.ex.sys srl di Casalecchio di Reno (BO) licenza n. 9502RCRCPR. La documentazione rilasciata dal produttore del software contiene i test effettuati per il controllo dell'affidabilità del codice di calcolo Winstrand.

Le analisi svolte sono di tipo lineare. I modelli utilizzati per calcolare le strutture sono semplici e si sono riportati le sollecitazioni per valutare l'attendibilità delle ipotesi e dei calcoli eseguiti.

Vediamo di seguito un calcolo semplice per valutare gli effetti del sisma e confrontarli con quanto fornito dal programma di calcolo

In direzione x si ha:

i due pilastri si muovono insieme; considerando i due pilastri con un'altezza media di

$$H = (4,4 + 3,4) / 2 = 3,9 \text{ m}$$

$$K = 2 \times 3 \text{ E J} / L^3 = 2 \times 3 \times 210000 \times 5703 \times 10^4 / 3900^3 = 1211,3 \text{ N/mm} = 11,11 \text{ KN/cm}$$

Il peso totale sulla pensilina vale

$$W1 = ((0,3 \times 5 + 0,42) \times 11,8 + 0,61 \times 3,9) = 25 \text{ kN}$$

$$m = 25000 / 981 = 25,4 \text{ UTM}$$

$$T = 2\pi \sqrt{m/k} = 6,28 \sqrt{25,4 / 11110} = 0,3 \text{ sec}$$

Il programma fornisce un periodo di 0,32 sec.

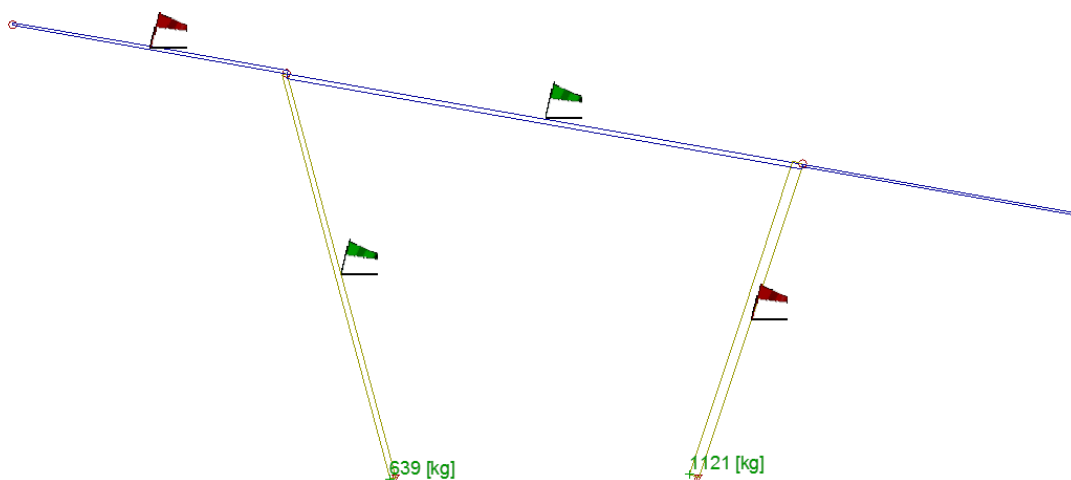
L'accelerazione vale:

$$S(T) = 0,6g$$

Il taglio complessivo sui due pilastri

$$V = 25 \times 0,6 = 15 \text{ kN}$$

Il programma di calcolo fornisce un taglio complessivo di $0,64 + 11,2 = 17,6 \text{ kN}$



Sollecitazioni a taglio sisma x

In direzione y si ha:

pilastro h= 4.4 m

$$K1=3 E J / L^3 = 3 \times 210000 \times 2004 \times 10^4 / 440^3 = 148.2 \text{ N/mm} = 1.48 \text{ KN/cm}$$

Il periodo in direzione y in questo caso vale:

$$T = 2\pi \sqrt{m/k} = 6.28 \sqrt{12.5/1480} = 0.58 \text{ sec}$$

Il programma fornisce un periodo di 0.61 sec.

L'accelerazione vale:

$$S(T) = 0.46g$$

Il taglio è pari a

$$V = 12.5 \times 0.46 = 5.75 \text{ kN}$$

Per il pilastro di altezza h=3.4 m si ottiene

$$K2=3 E J / L^3 = 3 \times 210000 \times 2004 \times 10^4 / 3400^3 = 321.2 \text{ N/mm} = 3.21 \text{ KN/cm}$$

Il periodo in direzione y in questo caso vale:

$$T = 2\pi \sqrt{m/k} = 6.28 \sqrt{12.5/3210} = 0.39 \text{ sec}$$

L'accelerazione vale:

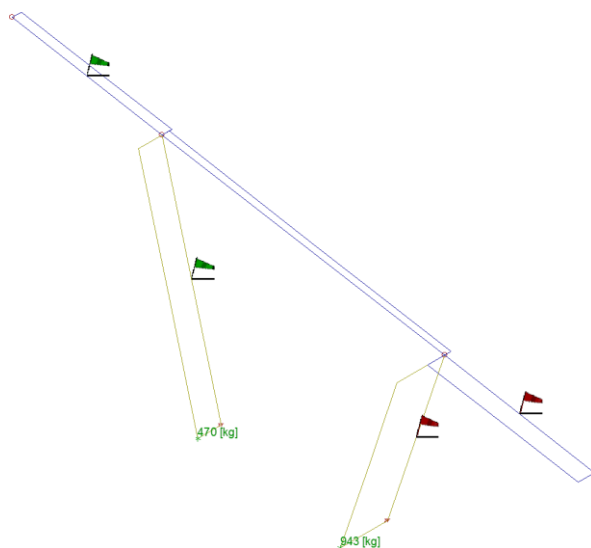
$$S(T) = 0.60g$$

Il taglio è pari a

$$V = 12.5 \times 0.60 = 7.50 \text{ kN}$$

Il taglio totale vale=5.75+7.50= 13.25 kN

Il programma di calcolo fornisce un taglio complessivo di 4.70+9.43=14.1 kN



Sollecitazioni a taglio sisma y