



**AGENZIA INTERREGIONALE PER IL PO
AIPo**

UFFICIO OPERATIVO DI MANTOVA

Fiume Secchia

Opere Idrauliche di 2^a Categoria

**(MN-E-402-M) PROGETTO ID N. 80 – LAVORI DI RIPRISTINO FUNZIONALE DEL MANUFATTO DENOMINATO
CHIAVICA DEL BONDANELLO, A SEGUITO DEGLI EVENTI SISMICI DEL 20 E 29 MAGGIO, UBICATO IN LOCALITA'
BONDANELLO IN COMUNE DI MOGLIA**

CUP B24H16000680002

PROGETTO ESECUTIVO

(Importo complessivo del progetto €. 500.000,00)

(Importo contrattuale con oneri di sicurezza €. 351.431,72)

ELABORATI:

VALUTAZIONE DI SICUREZZA

“ANTE E POST OPERAM”

**(ai sensi del DM 14/01/2008 cap. 8.3
e CIRC. 02/02/2009
e DPCM 09/02/2011
e DM17/01/2018)**

ALLEGATO: N.3

Data: 11/04/2018

**PROGETTISTA E RESPONSABILE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE**

Ing. Isaac Fiorini
n. 1054 A ord.ing.MN

Via Frutta 3 Mantova
Cell. 3358255581
Mail: isaacfioriniingegnere@gmail.com

**Visto
il RESPONSABILE DEL
PROCEDIMENTO**

Ing. Marco La Veglia

Perizia n°

Data

Prot. n°

Aggiornamenti

1. PREMESSA

L'Aipo di Mantova, ha conferito allo scrivente, mandato per la analisi di vulnerabilità sismica dell'edificio denominato "Controchiavica di Bondanello di Moglia".

Il fabbricato in oggetto è classificato come "opera rilevante" ai sensi della lett. d art. 2 punto "i" del D.d.u.o 21/11/2003 n. 19904.

Al fine di rendere completa la analisi mi sono stati consegnati i disegni esecutivi strutturali (tav. 33282/1, 3245/3, 3255/3, 3359/2) redatti dall'ing. Gian Pietro Fergnani tra il 1969 ed il 1971; mentre la relazione di calcolo strutturale e la relativa denuncia risultano non presenti agli atti.

La relazione geologica di riferimento, appositamente commissionata, è stata redatta dal dott. Gainluca Ferioli.

2. INQUARAMENTO GENERALE

La chiavica del Bondanello è posta a presidio dell'immissione del Cavo Parmigiana Moglia nel fiume Secchia avente la funzione, in caso di piena di quest'ultimo, di intercettarne le acque e impedirne l'esondazione attraverso l'alveo dei corpi immissari e di consentire invece, in caso di bassi livelli idrometrici del fiume Secchia, lo scarico a gravità delle acque raccolte dal Cavo Parmigiana da un bacino dell'estensione di 50.000 ettari compreso tra Enza, Crostolo e Secchia. Svolge inoltre una rilevante funzione irrigua: la chiusura della stessa infatti, consente di trattenere all'interno del Cavo Parmigiana Moglia le acque immesse mediante la derivazione dal fiume Po a Boretto e da questo la distribuzione, attraverso numerosi canali e impianti, a tutto il territorio di pianura compreso tra Enza e Crostolo e Secchia, delimitato a sud dalla via Emilia e a nord dal fiume Po.



3. INQUARAMENTO GEOLOGICO

Si adotta il seguente profilo geotecnico, ricavato dalla relazione geologica a firma del dott. Gianluca Ferioli appositamente commissionata:

Strato 1 (dalla sommità arginale a – 18 m): limi sabbiosi e argillosi;

Strato 2 (da – 18 m a – 30 m): sabbie limose.

| UNITA' | QUOTA m | P. SP. t/mc | P. IM. t/mc | φ' gradi | G_0 (Mpa) | M (Mpa) | Eu (Mpa) |
|--------|------------|----------------|----------------|---------------------|----------------|------------|-------------|
| 1 | 0,0 ÷ -18 | 1,93 | 0,93 | 35,6 | 77,3 | 57,8 | 59,9 |
| 2 | -18 ÷ -30 | 1,98 | 0,98 | 36,1 | 171,6 | 156,8 | 129,5 |

4. IDENTIFICAZIONE DELLA COSTRUZIONE

Il fabbricato in oggetto è ubicato sull'argine di Secchia parallelo a via IV Novembre a Bondanello di Moglia (MN), Identificato al N.C.E.U. al Foglio 25 mapp.175 sub 5.

Coordinate georeferenziate Gauss - Boaga: 44°57'30.69"N - 10°56'57.06"E

L'edificio è attualmente utilizzato come chiavica principale idraulica.

Di seguito una documentazione fotografica degli esterni.

\
Prospetto nord ed ovest



Prospetto sud



Prospetto est



Viabilità



5. RILIEVO STRUTTURALE E GEOMETRICO

La “controchiavica” in oggetto è un'opera in c.a. realizzata nei primi anni 70 del secolo scorso. Essa è costituita da una cabina di manovra fuori argine e dal manufatto di sbarramento sottostante ammorsato negli argini laterali e fondato su pali e diaframmi in c.a..

La cabina di manovra ha una pianta di 24,8 m x 7 m ed è alta 5 m; la struttura è a telaio in c.a. ad un piano con 14 pilastri 30x40 cm e quattro travi 30x85 cm, due delle quali fungono da via di corsa per un carro ponte.

La struttura è così schematicamente rappresentabile:

- copertura a doppia falda in laterocemento su travi in c.a. a doppia pendenza;
- travi di coronamento in c.a. sulle quali appoggiano le travi in c.a. a doppia pendenza controventate dalla presenza di muratura a due teste di tamponamento;
- pilastri in c.a. incastrati al muro di fondazione;
- muratura in mattoni pieni a due teste all'interno dei telai e finestre centrali ai telai stesse;
- fondazioni continue dirette costituite dai muri del manufatto di sbarramento;

Analisi dei carichi elementari

Piano 1° di copertura corrispondente al 2° solaio:

- g_1 : peso proprio solaio in latero cemento ($h=20+4$ cm): 250 Kg/m²
- g_2 : permanente portato (manto di copertura): 20 Kg/m²

Piano terra corrispondente al primo 1° solaio:

- g_1 : peso proprio solaio in c.a. ($h=25$ cm): 625 Kg/m²

Strutture murarie in elevazione di tamponamento:

- g_2 : peso proprio murature: 1800 Kg/m³

Strutture in elevazione portanti:

- g_1 : peso proprio (c.a.): 2500 Kg/m³

Il manufatto di sbarramento ha pianta di 50 m x 7 m ed è alto 14 m dal fondo del canale; la struttura è a setti in c.a. nelle due direzioni principali di simmetria. Lo stesso risulta ammorsato lateralmente agli argini in terra e fondato su pali e diaframmi in c.a. a varie quote, secondo il profilo trasversale del canale “Cavo”. Il tutto come da disegni strutturali consegnati e agli atti.

6. ANALISI STORICA DEGLI EVENTI ED INTERVENTI SUBITI

Progetto a cura dell'ing. Gain Pietro Fergnani di Ferrara, costituito dalle tavole: 33282/1, 3245/3, 3255/3, 3359/2 del 1969.

Direzione lavori a cura dell'ing. Alberto Togliani.

Ufficiale idraulico addetto alla contabilità a cura di Sergio Veneri.

Edificazione originaria risalente al 1969/1971.

Collaudo statico non agli atti.

Il progetto delle strutture è stato realizzato senza tener conto dell'azione sismica, non contemplata in quegli anni; inoltre i dettagli costruttivi delle travi dei pilastri denotano una concezione strutturale acerba sui fondamenti della duttilità.

7. RILIEVO DELLE LESIONI E DEI DISSESTI

I dissesti più evidenti riguardano il distacco del copriferro dei c.a., localizzati soprattutto nelle zone angolari e nelle riprese di getto.

Diverse lesioni sono inoltre presenti sia nella muratura della cabina di manovra sia nei c.a. del manufatto di sbarramento: le prime si presentano alle estremità della cabina con inclinazione di 45° e seguono l'andamento terra/finestra/tetto, le seconde coinvolgono i prospetti nord e sud verticalmente ed i solai di piano in senso trasversale. Durante un evento di piena ordinaria del Secchia in data 14/12/2017 è stata possibile monitorare le suddette lesioni da due botole in cabina di manovra: è stato notato che almeno le lesioni verticali lato Secchia risultano passanti dal momento che era abbondante l'acqua che spillava dalle stesse all'interno delle celle. Nella medesima occasione sono state inoltre notate in azione gli scarichi di fondo delle celle che si sono attivati per allontanare l'acqua presente all'interno delle celle verso il canale.

8. ANALISI DEI DISSESTI

Il quadro complessivo dei dissesti, evidenzia un generale impoverimento del copriferro originario fino a mettere a nudo in diverse posizioni i ferri di armatura (soprattutto nei pilastri); tale degrado è spiegabile data l'età avanzata del fabbricato (quasi 50 anni), dall'esiguo copriferro di progetto utilizzato originariamente, nonché dall'avvenuto scuotimento sismico del 2012.

\

Il quadro fessurativo complessivo relativo alla cabina di manovra rivela un avvenuto danneggiamento causato da azioni sismiche, ne è la prova la presenza delle classiche lesioni a 45° nella muratura di tamponamento fra i telai in c.a..

Il quadro fessurativo relativo al manufatto di sbarramento, soprattutto in fase di piena, smaschera una situazione di diffusa infiltrazione nelle celle interne dovuta alla presenza delle suddette lesioni passanti. Queste possono essere determinate sia per esclusivo ritiro igrometrico del calcestruzzo (come nel caso di una lesione annerita riscontrabile nella cella est) sia per effetto combinato del ritiro igrometrico e di azioni orizzontali sismiche (come nel caso di diverse lesioni pulite, quindi di recente formazione). In tal senso l'azione sismica del 2012 ha indubbiamente contribuito sia ad allargare lesioni già presenti nel manufatto sia ad attivarne nuove lungo sezioni preferenziali di compromessa capacità a trazione nel calcestruzzo per rilassamento e ritiro igrometrico.

9. CALCOLI DI VERIFICA

Si fa riferimento alle N.T. del D.M. 14/01/2008.

La vita nominale dell'opera (numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata) di 100 anni, $VN = 100$;

La classe d'uso III (opera rilevante), coefficiente d'uso $C_u = 1,5$;

Il periodo di riferimento per l'azione sismica = $VR = VN \times C_u = 100 \times 1,5 = 150$ anni.

La categoria di sottosuolo ipotizzata: C.

La categoria topografica: T1

| ag | Fo | Tc* (s) | Tr (anni) |
|-----------|-----------|----------------|------------------|
| 0,036 | 2,585 | 0,232 | 30 |
| 0,043 | 2,570 | 0,267 | 50 |
| 0,051 | 2,554 | 0,276 | 72 |
| 0,060 | 2,506 | 0,283 | 101 |
| 0,070 | 2,500 | 0,286 | 140 |
| 0,083 | 2,553 | 0,278 | 201 |

| | | | |
|-------|-------|-------|------|
| 0,121 | 2,580 | 0,278 | 475 |
| 0,163 | 2,560 | 0,279 | 975 |
| 0,234 | 2,484 | | 2475 |

| Tr (anni) | ag | Fo | Tc* | Stato limite |
|-----------|-------|-------|-------|--------------|
| 45 | 0,042 | 2,573 | 0,260 | SLO |
| 75 | 0,052 | 2,547 | 0,277 | SLD |
| 712 | 0,143 | 2,569 | 0,279 | SLV |
| 1462 | 0,191 | 2,527 | - | SLC |

Il metodo di calcolo utilizzato è quello degli stati limite.

Stato limite di salvaguardia della vita SLV

$$a_g = 0,143 \text{ g}$$

$$S_s = 1,5$$

$$S_T = 1$$

$$S = S_T \times S_s = 1 \times 1,5 = 1,5$$

$$F_0 = 2,569$$

$$T_{c^*} = 0,279 \text{ s}$$

$$T_B = 0,149 \text{ s}$$

$$T_C = 0,446 \text{ s}$$

$$T_D = 2,171 \text{ s}$$

$$S_e = 0,143 \times 2,569 \times 1,5 = 0,551 \text{ g}$$

AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Carichi variabili

- cat. H (piano copertura con neve) pari a $0,80 \text{ KN/m}^2$;
- cat. E2 (piano calpestio cabina di manovra) pari a $15,00 \text{ KN/m}^2$;

Carichi eccezionali

\

- spinta idraulica di valle per livello di piena del Secchia in rigurgito da Po, pari a una altezza di 26,7 m.s.m.m. ricostruita con piena del 1960 e considerata coincidente con quella della piena di T_r 200 anni e $\gamma_{acqua} = 10,0 \text{ KN/m}^3$;

- spinta idraulica di monte per livello di piena del canale, pari a una altezza 20,30 m.s.m.m., massima piena registrata nel canale nel 1992 e considerata coincidente con quella della piena di T_r 200 anni e $\gamma_{acqua} = 10,0 \text{ KN/m}^3$;

Carichi permanenti non strutturali

- spinta della terra arginale pari a altezza di progetto di 27,7 m.s.m.m. e $\gamma_{saturo} = 11,0 \text{ KN/m}^3$;

- pacchetto pendenze in copertura pari a $0,2 \text{ KN/m}^2$;

- tamponamento cabina manovra (2+2 cm intonaco e muratura in mattoni pieni da 25 cm) pari a $5,3 \text{ KN/m}^2$;

Carichi permanenti strutturali

- peso proprio solaio di copertura pari a $2,5 \text{ KN/m}^2$;

- peso proprio manufatto c.a. pari a 25 KN/m^3 ;

LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Dalla Circ. 2 febbraio 2009, N. 617, tab. C8A.1.2:

Il livello di conoscenza è LC1 (limitata).

Il fattore di confidenza è $FC = 1,35$.

METODO DI ANALISI

Dalla Circ. 2 febbraio 2009, N. 617, tab. C8A.1.2:

Analisi lineare statica

RESISTENZE DI CALCOLO

Calcestruzzo

La prescrizione del calcestruzzo (cem. tipo 325 dosato a 300 kg/mc), riportata sulle tavole di progetto, indica una σ di rottura a 28 giorni maggiore di 200 kg/cm^2 ; considerata la vetustà del fabbricato, a favore di sicurezza si ipotizza quindi un RCK200.

\

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 200 kg/cm²

$f_d = 0,83 \times 0,85 \times R_{ck} / (FC \times \gamma_M) = 0,83 \times 0,85 \times 200 / (1,35 \times 1,5) = \mathbf{69,6}$ kg/cm²

E (modulo medio di elasticità normale) = 310000 kg/cm²

Acciaio

La prescrizione degli acciai da c.a. sulle tavole di progetto riporta la sigla Aq50, tale denominazione deriva dalla normativa LL.PP. n. 1472/1957 che prevedeva per questo tipo di acciaio le seguenti caratteristiche:

Acciaio liscio

f_y (snervamento) ≥ 2700 kg/cm²

f_u (rottura) ≥ 5000 kg/cm²

Allungamento $\geq 16\%$

La tensione di lavoro massima è stata indicata sui disegni in $\sigma_f = 1600$ kg/cm²

$f_d = f_y / (FC \times \gamma_M) = 2700 / (1,35 \times 1,5) = \mathbf{1739}$ kg/cm²

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

Cabina di manovra

Si considera la cabina di manovra come un edificio intelaiato ad un piano, parzialmente tamponato con blocchi in muratura, incastrato alla fondazione costituita dal manufatto di sbarramento considerato alla stregua di fondazione.

Analisi statica lineare con fattore q (art. C.8.7.2.4)

Regolarità in pianta ed in elevazione

H = 5 dalle fondazioni

$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0,075 \times 5^{3/4} = 0,25$ s < 2,5 T_c

$T_c < T_1 < T_D$

$\lambda = 1$

$S_e(T_1) = 0,143 \times 2,569 \times 1,5 = 0,551g$

Analisi dei carichi sismici

$W_{g1 \text{ solaio copertura}} = (24,8 \times 7) \times 250 = 174 \times 250 = 43500$ kg

\

$$W_{g1 \text{ travi copertura}} = 2 \times 24,8 \times (0,4 \times 0,25 + 0,3 \times 0,85) \times 2500 + 2 \times 7 \times (0,3 \times 0,85) \times 2500 = 44020 + 8925 = 52945$$

kg

$$W_{g2 \text{ copertura}} = (24,8 \times 7) \times 20 = 174 \times 20 = 3480 \text{ kg}$$

$$W_{g2 \text{ tamponamento}} = 4 \times (5,95 + 5,7 + 1,2) \times (5 - 0,85) \times 530 / 2 = 106 \times 530 = 56527 \text{ kg}$$

$$W_{q \text{ copertura}} = (24,8 \times 7) \times 80 = 174 \times 80 = 13920 \text{ kg}$$

$$\Sigma W_i = 43500 + 52945 + 3480 + 56527 + 0 \times 13920 = 156.452 \text{ kg}$$

$$F_{he} = S_{ed} (T_1) \lambda W / g = S_{ed} (T_1) \times 134437 \times 1 / g = 0,551 \times 156452 = 86205 \text{ kg}$$

$$M_{0e} = 86205 \times 5 = 431025 \text{ kgm}$$

Si effettua il calcolo tramite sap2000, programma di calcolo agli elementi finiti, immettendo un modello semplificato a telaio spaziale travi-pilastri in c.a., attribuendo ai 10 nodi perimetrali di piano di copertura la forza orizzontale sismica calcolata nelle due direzioni. Il calcolo viene sviluppato per il telaio fuori terra, considerato incastrato alla base del manufatto considerata fondazione.

Di seguito l'analisi dei carichi:

Carichi nodali per $q = 1$

$$f_{e \ 1-10} = 86205 / 10 = 8620 \text{ kg}$$

Di seguito i principali dati di output con $q=1$:

Condizione: E_x

$$V_{edx} = 7390 \text{ kg}$$

$$M_{edy} = 18500 \text{ kgm}$$

Condizione: E_y

$$V_{edy} = 7690 \text{ kg}$$

$$M_{edx} = 28000 \text{ kgm}$$

Combinazione di carico SLV Sisma x: p.p. + E_x + 0,3 E_y

$$\delta = 1 + 0,6x/L_e = 1 + 0,6 \times L_e/2 / L_e = 1,3$$

Secondo C.8.7.2.4., a sfavore di sicurezza si considera $q = 1,5$

Pilastro centrale lato lungo (x)

$$V_{edx} = 7390 \times 1,3 / 1,5 = 6404 \text{ kg}$$

$$M_{edy} = 18500 \times 1,3 / 1,5 = 16000 \text{ kgm}$$

\

$$V_{edy} = 7690 \times 1,3/1,5 \times 0,3 = 6664 \times 0,3 = 1999 \text{ kg}$$

$$M_{edx} = 28000 \times 1,3/1,5 \times 0,3 = 24266 \times 0,3 = 7280 \text{ kgm}$$

$$N_{ed \max} = 0,3 \times 0,4 \times (5 - 0,85) \times 2500 + (0,3 \times 0,85 \times 2500 + 0,4 \times 0,25 \times 2500 + 270 \times 3,5) \times 6,25 = 1245 + 11453 = 12698 \text{ kg}$$

Secondo C.8.7.2.4., distinguendo tra i due comportamenti fragili e duttili

q = 1,5 (elementi fragili come pilastri a taglio)

q = 3 (elementi duttili come pilastri a pressoflessione)

Pilastro centrale lato lungo (x)

$$V_{edx} = 7390 \times 1,3/1,5 = 6404 \text{ kg}$$

$$M_{edy} = 18500 \times 1,3/3 = 8000 \text{ kgm}$$

$$V_{edy} = 7690 \times 1,3/1,5 \times 0,3 = 6664 \times 0,3 = 1999 \text{ kg}$$

$$M_{edx} = 28000 \times 1,3/3 \times 0,3 = 12133 \times 0,3 = 3640 \text{ kgm}$$

$$N_{ed \max} = 0,3 \times 0,4 \times (5 - 0,85) \times 2500 + (0,3 \times 0,85 \times 2500 + 0,4 \times 0,25 \times 2500 + 270 \times 3,5) \times 6,25 = 1245 + 11453 = 12698 \text{ kg}$$

Combinazione di carico SLV Sisma y: p.p. + E_y + 0,3 E_x

Secondo C.8.7.2.4., a sfavore di sicurezza si considera q = 1,5

Pilastro laterale (lato corto)

$$V_{edx} = 7390 \times 1,3/1,5 = 6404 \text{ kg}$$

$$M_{edy} = 18500 \times 1,3/1,5 = 16000 \text{ kgm}$$

$$V_{edy} = 7690 \times 1,3/1,5 \times 0,3 = 6664 \times 0,3 = 1999 \text{ kg}$$

$$M_{edx} = 28000 \times 1,3/1,5 \times 0,3 = 24266 \times 0,3 = 7280 \text{ kgm}$$

$$N_{ed \max} = 0,3 \times 0,4 \times (5 - 0,85) \times 2500 + (0,3 \times 0,85 \times 2500 + 0,4 \times 0,25 \times 2500 + 270 \times 3,5) \times 6,25 = 1245 + 11453 = 12698 \text{ kg}$$

Secondo C.8.7.2.4., distinguendo tra i due comportamenti fragili e duttili

q = 1,5 (elementi fragili come pilastri a taglio)

q = 3 (elementi duttili come pilastri a pressoflessione)

$$V_{edy} = 7690 \times 1,3/1,5 = 6664 \text{ kg}$$

$$M_{edx} = 28000 \times 1,3/3 = 12133 \text{ kgm}$$

\

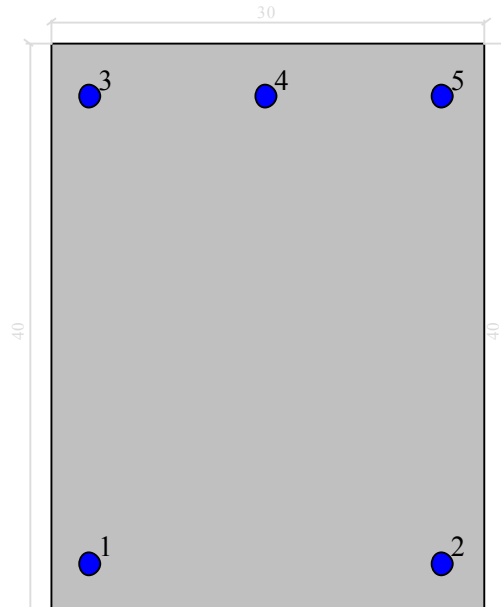
$$V_{edx} = 7390 \times 1,3 / 1,5 \times 0,3 = 6404 \times 0,3 = 1921 \text{ kg}$$

$$M_{edy} = 18500 \times 1,3 / 3 \times 0,3 = 8016 \times 0,3 = 2405 \text{ kgm}$$

$$N_{ed \max} = 12698 \text{ kg}$$

Verifica pilastro

Dati di input



Dati generali

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

| n° | tipo | Nome | Dati |
|----|-----------|---------------------------|-----------------------------------|
| 1 | Par.Rett. | C. Par. Rett.20 Fc1,35 | fcd=-69.67 ec1=-0.002 ec2=-0.0035 |

Materiali per le armature

| n° | tipo | Nome | Dati |
|----|-----------|-----------------------------|---------------------|
| 1 | Lin.Rett. | S. Lin. Rett.Aq50 Fc1,35 | Es=2100000 fyd=1739 |

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -69.67 daN/cm²

\
 fctd 0 daN/cm²
 Ec 140000 daN/cm²
 Materiale : C. Par. Rett.20 Fc1,35
 deformazione iniziale impressa:
 Tetha X = 0
 Tetha Y = 0
 Epsilon(0,0)= 0

| n° | X(cm) | Y(cm) |
|----|-------|-------|
| 1 | -15. | -20. |
| 2 | -15. | 20. |
| 3 | 15. | 20. |
| 4 | 15. | -20. |

Armature

| n° | Ø(mm) | X(cm) | Y(cm) | Eps.iniz. | pol. | tipo |
|----|-------|-------|-------|-----------|------|--------------------------|
| 1 | 16. | -12.2 | -16.2 | 0. | 1 | S. Lin. Rett.Aq50 Fc1,35 |
| 2 | 16. | 12.2 | -16.2 | 0. | 1 | S. Lin. Rett.Aq50 Fc1,35 |
| 3 | 16. | -12.2 | 16.2 | 0. | 1 | S. Lin. Rett.Aq50 Fc1,35 |
| 4 | 16. | 0. | 16.2 | 0. | 1 | S. Lin. Rett.Aq50 Fc1,35 |
| 5 | 16. | 12.2 | 16.2 | 0. | 1 | S. Lin. Rett.Aq50 Fc1,35 |

Combinazioni di carico:Combinazioni

| comb | Mx | My | N | Tx | Ty | Mt |
|------|----|----|---|----|----|----|
| 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Verifiche di stato limite ultimo

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto Mx/My costante

| Mx(daN*cm) | My(daN*cm) | N(daN) | Mxu(daN*cm) | Myu(daN*cm) | Nu(daN) | c.s. |
|------------|------------|----------|-------------|-------------|---------|--------------|
| -800000,0 | 364000,0 | -12698,0 | -303455,7 | 138072,3 | -4816,6 | 0,379 |
| 800000,0 | 364000,0 | -12698,0 | 393754,1 | 179158,1 | -6249,9 | 0,492 |
| 1213300,0 | 240500,0 | -12698,0 | 412584,6 | 81782,4 | -4318,0 | 0,340 |
| -1213300,0 | 240500,0 | -12698,0 | -285838,1 | 56658,8 | -2991,5 | 0,235 |

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

| Mx(daN*cm) | My(daN*cm) | N(daN) | Mxu(daN*cm) | Myu(daN*cm) | Nu(daN) | c.s. |
|------------|------------|----------|-------------|-------------|----------|--------------|
| -800000,0 | 364000,0 | -12698,0 | -388913,3 | 176955,5 | -12698,0 | 0,486 |

\

| | | | | | | |
|------------|----------|----------|-----------|----------|----------|--------------|
| 800000,0 | 364000,0 | -12698,0 | 437442,9 | 199036,5 | -12698,0 | 0,546 |
| 1213300,0 | 240500,0 | -12698,0 | 509353,2 | 100963,8 | -12698,0 | 0,419 |
| -1213300,0 | 240500,0 | -12698,0 | -430742,4 | 85381,6 | -12698,0 | 0,355 |

c.s. < 1 Non Verificato

Si ritiene di poter dotare la struttura di 4 pareti in c.a. per direzione principale. Ad essi viene affidata integralmente l'azione sismica di progetto:

$$\delta = 1 + 0,6x/L_e = 1 + 0,6x L_e/2 /L_e = 1,3$$

q = 1,5 secondo C.8.7.2.4.

$$V_{ed} = 86205x1,3/(1,5x4) = 18677 \text{ kg}$$

$$M_{ed} = 237495x1,3/(1,5x4) = 51457 \text{ kgm}$$

$$N_{ed} = 2x0,25x2500x5 = - 6250 \text{ kg}$$

Dati generali

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

| n° | tipo | Nome | Dati |
|----|-----------|--------------|--|
| 1 | Par.Rett. | Calcestruzzo | fcd=-94.06666666667 ec1=-0.002 ec2=-0.0035 |

Materiali per le armature

| n° | tipo | Nome | Dati |
|----|-----------|----------|--------------------------------|
| 1 | Lin.Rett. | Armature | Es=2100000 fyd=2347.8260869565 |

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -94.0666666666667 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

| n° | X(cm) | Y(cm) |
|----|-------|-------|
| 1 | -12.5 | -100. |
| 2 | -12.5 | 100. |
| 3 | 12.5 | 100. |
| 4 | 12.5 | -100. |

Armature

| n° | Ø(mm) | X(cm) | Y(cm) | Eps.iniz. | pol. |
|----|-------|-------|-------|-----------|------|
| 1 | 16. | -9.7 | -97.2 | 0. | 1 |
| 2 | 16. | 9.7 | -97.2 | 0. | 1 |
| 3 | 16. | -9.7 | -63.2 | 0. | 1 |
| 4 | 16. | 9.7 | -63.2 | 0. | 1 |
| 5 | 16. | -9.7 | 97.2 | 0. | 1 |
| 6 | 16. | 0. | 97.2 | 0. | 1 |
| 7 | 16. | 9.7 | 97.2 | 0. | 1 |
| 8 | 16. | -9.7 | 63.2 | 0. | 1 |
| 9 | 16. | 9.7 | 63.2 | 0. | 1 |
| 10 | 12. | -9.7 | 44.2 | 0. | 1 |
| 11 | 12. | 9.7 | 44.2 | 0. | 1 |
| 12 | 12. | -9.7 | 24.2 | 0. | 1 |
| 13 | 12. | 9.7 | 24.2 | 0. | 1 |
| 14 | 12. | -9.7 | 4.2 | 0. | 1 |
| 15 | 12. | 9.7 | 4.2 | 0. | 1 |
| 16 | 12. | -9.7 | -15.8 | 0. | 1 |
| 17 | 12. | 9.7 | -15.8 | 0. | 1 |
| 18 | 12. | -9.7 | -35.8 | 0. | 1 |
| 19 | 12. | 9.7 | -35.8 | 0. | 1 |

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto Mx/My costante

| Mx(daN*cm) | My(daN*cm) | N(daN) | Mxu(daN*cm) | Myu(daN*cm) | Nu(daN) | c.s. |
|------------|------------|--------|-------------|-------------|---------|------|
|------------|------------|--------|-------------|-------------|---------|------|

| | | | | | | |
|-----------|-----|---------|-----------|-----|---------|--------------|
| 5200000,0 | 0,0 | -6250,0 | 7398906,5 | 0,0 | -8892,9 | 1,422 |
|-----------|-----|---------|-----------|-----|---------|--------------|

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

| Mx(daN*cm) | My(daN*cm) | N(daN) | Mxu(daN*cm) | Myu(daN*cm) | Nu(daN) | c.s. |
|------------|------------|---------|-------------|-------------|---------|--------------|
| 5200000,0 | 0,0 | -6250,0 | 7196467,3 | 0,0 | -6250,0 | 1,383 |

Verificato

$$N_{r\phi 12} = 1,13 \times 2700 / 1,15 = 2653 \text{ kg}$$

Fischer FIS V $\phi 20$ (foro $\phi 25 \times 170$)

$$N_{racc} = 2540 \text{ kg}$$

$$2540 \cong N_{r\phi 12}$$

Verifica scorrimento

$$T_b = TS_x/J = 18677 \times (30 \times 40) \times (100 - 20) / (200^3 \times 25 / 12) = 107 \text{ kg/cm}$$

Armatura a staffe $\phi 6/20$:

$$T_{res} = 2 \times 0,28 \times 4500 / 1,15 = 2211 \text{ kg}$$

$$S = 107 \times 20 = 2140 \text{ kg}$$

$$T_{res} > S$$

Verificato

Fischer FIS V $\phi 12$ (foro $\phi 16 \times 110$)

$$V_{racc} = 1590 \text{ kg}$$

$$V_{res} = 2 \times 1590 = 3180 \text{ kg} > S$$

Verificato

Fondazione - Sbarramento

Si considera il manufatto di sbarramento, alla stregua di fondazione.

Analisi statica lineare con fattore $q = 1$ (art. C.8.7.2.4)

Analisi dei carichi sismici

Cabina manovra

$$W_{g1 \text{ solaio copertura cabina manovra}} = (24,8 \times 7) \times 300 = 174 \times 300 = 52200 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ travi copertura cabina manovra}} = 2 \times (24,8 + 7) \times (0,3 \times 0,85) \times 2500 = 40545 \text{ kg}$$

\

$$W_{g1 \text{ pilastri cabina manovra}} = 14 \times (0,3 \times 0,4) \times (5 - 0,85) \times 2500 = 17.850 \text{ kg}$$

$$W_{g2 \text{ copertura cabina manovra}} = (24,8 \times 7) \times 50 = 174 \times 50 = 8700 \text{ kg}$$

$$W_{g2 \text{ tamponamento cabina manovra}} = 4 \times (5,95 + 5,7 + 1,2) \times (5 - 0,85) \times 250 = 212 \times 250 = 53000 \text{ kg}$$

$$\Sigma W_i = 52200 + 40545 + 17.850 + 8700 + 53000 = 172.295 \text{ kg}$$

Sbarramento idraulico

$$W_{g1 \text{ solaio copertura camere}} = 7 \times 0,25 \times 2500 \times 48,7 = 4375 \times 48,7 = 213.062 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ muro A}} = (0,45 + 0,8) \times 7,95 \times 7 \times 2500 / 2 = 86.953 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ muro B}} = 0,65 \times 9,75 \times 7 \times 2500 = 110.906 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ muro C}} = 0,65 \times 12,45 \times 7 \times 2500 = 141.618 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ muro D}} = 0,70 \times 12,45 \times 7 \times 2500 = 152.512 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ muro E}} = 0,80 \times 12,45 \times 7 \times 2500 = 174.300 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ muro F}} = 0,70 \times 12,45 \times 7 \times 2500 = 152.512 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ muro G}} = 0,65 \times 12,45 \times 7 \times 2500 = 141.618 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ muro H}} = 0,65 \times 7,95 \times 7 \times 2500 = 90.431 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ muro I}} = 0,45 \times 4,15 \times 7 \times 2500 = 32.681 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ sez.1}} = ((0,3 + 0,8) / 2) \times 12,45 \times 2 \times 2500 \times (6,25 \times 2) = 34.237 \times (6,25 \times 2) = 213.984 \times 2 = 427.968 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ sez.2}} = ((0,3 + 0,8) / 2) \times 9,75 \times 2 \times 2500 \times 6 = 26.812 \times 6 = 160.875 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ sez.3}} = ((0,3 + 0,8) / 2) \times 7,95 \times 2 \times 2500 \times (6 \times 2) = 21.862 \times (6 \times 2) = 131.175 \times 2 = 262.350 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ sez.4}} = ((0,3 + 0,6) / 2) \times 4,15 \times 2 \times 2500 \times 6 = 9.337 \times 6 = 56.025 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ sez.5}} = ((0,3 + 0,6) / 2) \times 6,4 \times 4 \times 2500 \times (5,85 \times 2) = 28.800 \times (5,85 \times 2) = 168.480 \times 2 = 336.960 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ fondazione sez.1}} = (1,1 \times 12) \times 2500 \times (6,25 \times 2) = 33.000 \times (6,25 \times 2) = 206.250 \times 2 = 412.500 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ fondazione sez.2}} = (0,8 \times 8,8) \times 2500 \times 6 = 17.600 \times 6 = 105.600 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ fondazione sez.3}} = (0,8 \times 8,2) \times 2500 \times (6 \times 2) = 16.400 \times (6 \times 2) = 98.400 \times 2 = 196.800 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ fondazione sez.4}} = (0,6 \times 8,2) \times 2500 \times 6,6 = 12.300 \times 6,6 = 81.180 \text{ kg}$$

$$W_{g1 \text{ fondazione sez.5}} = (1,1 \times 12) \times 2500 \times (5,85 \times 2) = 33.000 \times (5,85 \times 2) = 193.050 \times 2 = 386.100 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \Sigma W_i &= 213.062 + (86.953 + 110.906 + 141.618 + 152.512 + 174.300 + 152.512 + 141.618 + 90.431 \\ &+ 32.681) + (427.968 + 160.875 + 262.350 + 56.025 + 336.960 + 412.500) + (105.600 + 196.800 + \\ &81.180 + 386.100) = 213.062 + 1.083.531 + 1.656.678 + 769.680 = 3.722.951 \text{ kg} \end{aligned}$$

\

Dato che lo sbarramento idraulico risulta bagnato in modo asimmetrico solo in coincidenza con un evento di piena, la condizione “piena + sisma” è tipicamente poco probabile, ragione per cui non andrebbe considerata in linea con il punto 16.5 delle linee guida AGI, tuttavia a favore di sicurezza, nella trattazione seguente viene anch'essa contemplata.

VERIFICA EQU

Condizione: Pesi Propri + sisma

$$H_e = (172.295 + 213.062 + 1.083.531 + 1.656.678) \times S_e = 3.127.566 \times S_e = 1.723.288 \text{ kg}$$

$$M_e = [172.295 \times 17,7 + 213.062 \times 13,8 + (1.083.531 + 1.656.678) \times 13,8/2] \times S_e = 24.897.319 \times S_e$$

$$S_e(T_1) = 0,143 \times 2,569 \times 1,5 = 0,551g$$

$$M_e = 24.897.319 \times 0,551 = 13.718.422 \text{ kgm}$$

$$N_{ed} = 3.722.951 \text{ kg}$$

$$M_r = 3.722.951 \times 12/2 = 22.337.706 \text{ kgm}$$

$$\varphi = 22.337.706 / 13.718.422 = 1,62 > 1$$

Come si evince dal calcolo la struttura risulta verificata al sisma.

Condizione: Pesi propri + Piena eccezionale di Po in rigurgito nel Secchia

$$H_{\text{sez. 1+5+5+1}} = 24,8 \times (1000 \times 13,8) / 2 = 6.900 \times 24,8 = 171.120 \text{ kg}$$

$$H_{\text{sez. 2}} = 6 \times (1000 \times 10,8) / 2 = 5.400 \times 6 = 32.400 \text{ kg}$$

$$H_{\text{sez. 3+3}} = (5,95+6) \times (1000 \times 9) / 2 = 4.500 \times (5,95+6) = 53.775 \text{ kg}$$

$$H_{\text{sez. 4}} = 5,95 \times (1000 \times 5) / 2 = 2.500 \times 5,95 = 14.875 \text{ kg}$$

$$\Sigma H_i = 171.120 + 32.400 + 53.775 + 14.875 = 272.170 \text{ kg}$$

$$M_{\text{rib}} = 171.120 \times 13,8/3 + 32.400 \times (13,8-10,8+10,8/3) + 53.775 \times (13,8-9+9/3) + 14.875 \times (13,8-5+5/3) = 171.120 \times 4,6 + 32.400 \times 6,6 + 53.775 \times 7,8 + 14.875 \times 10,47 = 1.576.178 \text{ kgm}$$

$$\Sigma W_{i \text{ stab}} = 3.722.951 \text{ kg}$$

$$M_{\text{stab}} = 3.722.951 \times 12/2 = 22.337.706 \text{ kgm}$$

$$\varphi = 0,9 \times 22.337.706 / 1,1 \times 1.576.178 = 11,5 > 1 \text{ (EQU - art. 2.6.1DM14/01/2008)}$$

Come si evince dal calcolo la struttura risulta verificata al carico di piena eccezionale.

\

Condizione: *Pesi Propri + sisma + Piena eccezionale di Po in rigurgito nel Secchia*

$$H_e = 1.723.288 + 272.170 = 1.995.458 \text{ kg}$$

$$M_e = 13.718.422 + 1.576.178 = 15.294.600 \text{ kgm}$$

$$N_{ed} = 3.722.951 \text{ kg}$$

$$M_r = 3.722.951 \times 12/2 = 22.337.706 \text{ kgm}$$

$$\varphi = 22.337.706/15.294.600 = 1,46 > 1$$

Come si evince dal calcolo la struttura risulta verificata al sisma in contemporanea con la piena eccezionale.

VERIFICA STR

Setto trasversale 70x700 armato con $\phi 14/25$

$$M_e = 15.294.600/8 = 1.911.825 \text{ kgm}$$

$$N_{ed} = 3.722.951/8 = 465.368 \text{ kg}$$

Dati di input

| | | | | | | | | | | | | |
|---|------------------|---|---|---|---|---|----|----|----|----|----|-----|
| 2 | 308224221864218 | 6 | 4 | 5 | 7 | 9 | 11 | 31 | 51 | 72 | 23 | 527 |
| 3 | 5955531497434139 | 7 | 3 | 4 | 6 | 8 | 10 | 24 | 44 | 68 | 15 | 568 |

Dati generali

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

| n° | tipo | Nome | Dati |
|----|-----------|--------------|-----------------------------------|
| 1 | Par.Rett. | Calcestruzzo | fcd=-94.06 ec1=-0.002 ec2=-0.0035 |

Materiali per le armature

| n° | tipo | Nome | Dati |
|----|-----------|----------|--------------------------------|
| 1 | Lin.Rett. | Armature | Es=2100000 fyd=1739.1304347826 |

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -94.066666666667 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

| n° | X(cm) | Y(cm) |
|----|-------|-------|
| 1 | -350. | -35. |
| 2 | -350. | 35. |
| 3 | 350. | 35. |
| 4 | 350. | -35. |

Armature

| n° | Ø(mm) | X(cm) | Y(cm) | Eps.iniz. | pol. | tipo |
|----|-------|--------|-------|-----------|------|----------|
| 1 | 14. | -347.3 | 0. | 0. | 1 | Armature |
| 2 | 14. | -347.3 | 25. | 0. | 1 | Armature |
| 3 | 14. | -347.3 | -25. | 0. | 1 | Armature |
| 4 | 14. | 0. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 5 | 14. | 25. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 6 | 14. | -25. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 7 | 14. | 50. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 8 | 14. | -50. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 9 | 14. | 75. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 10 | 14. | -75. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 11 | 14. | 100. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 12 | 14. | -100. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 13 | 14. | 125. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 14 | 14. | -125. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 15 | 14. | 150. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 16 | 14. | -150. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 17 | 14. | 175. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 18 | 14. | -175. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |

| | | | | | | |
|----|-----|-------|-------|----|---|----------|
| 19 | 14. | 200. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 20 | 14. | -200. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 21 | 14. | 225. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 22 | 14. | -225. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 23 | 14. | 250. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 24 | 14. | -250. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 25 | 14. | 275. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 26 | 14. | -275. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 27 | 14. | 300. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 28 | 14. | -300. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 29 | 14. | 325. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 30 | 14. | -325. | 32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 31 | 14. | 347.3 | 0. | 0. | 1 | Armature |
| 32 | 14. | 347.3 | -25. | 0. | 1 | Armature |
| 33 | 14. | 347.3 | 25. | 0. | 1 | Armature |
| 34 | 14. | 0. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 35 | 14. | -25. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 36 | 14. | 25. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 37 | 14. | -50. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 38 | 14. | 50. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 39 | 14. | -75. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 40 | 14. | 75. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 41 | 14. | -100. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 42 | 14. | 100. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 43 | 14. | -125. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 44 | 14. | 125. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 45 | 14. | -150. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 46 | 14. | 150. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 47 | 14. | -175. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 48 | 14. | 175. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 49 | 14. | -200. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 50 | 14. | 200. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 51 | 14. | -225. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 52 | 14. | 225. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 53 | 14. | -250. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 54 | 14. | 250. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 55 | 14. | -275. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 56 | 14. | 275. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 57 | 14. | -300. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 58 | 14. | 300. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 59 | 14. | -325. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |
| 60 | 14. | 325. | -32.3 | 0. | 1 | Armature |

Combinazioni di carico:Combinazioni

| comb | Mx | My | N | Tx | Ty | Mt |
|------|----|----|---|----|----|----|
| 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Verifiche di stato limite ultimo

Unità di misura daN, cm

\

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto Mx/My costante

| Mx(daN*cm) | My(daN*cm) | N(daN) | Mxu(daN*cm) | Myu(daN*cm) | Nu(daN) | c.s. |
|------------|------------|-----------|-------------|-------------|-----------|--------|
| 0,0 | 191182500 | -465368,0 | 0,0 | 185566400,4 | -451697,5 | 0,9704 |

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

| Mx(daN*cm) | My(daN*cm) | N(daN) | Mxu(daN*cm) | Myu(daN*cm) | Nu(daN) | c.s. |
|------------|------------|-----------|-------------|-------------|-----------|-------|
| 0,0 | 191182500 | -465368,0 | 0,0 | 189205340,6 | -465368,0 | 0,989 |

Come si evince dal calcolo la struttura risulta sostanzialmente verificata allo scorrimento in tutte le condizioni esaminate.

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Si considera il contributo stabilizzante dell'attrito e degli argini laterali trascurando a favore di sicurezza il contributo dei diaframmi in c.a. interrati.

Secondo art. 6.5.3.1.1 : approccio 1 – combinazione 2: A2+M2+R2

$$A2 = 1$$

$$M2 = 1,25$$

$$R2 = 1$$

Verifica

Azione di calcolo stabilizzante

$$\varphi_d = \arctan(\tan \varphi_k / 1,25) = \arctan(\tan 25^\circ / 1,25) = 20^\circ$$

$$Rd_{\text{attrito}} = 1 \times 3.722.951 \times \tan 20^\circ = 1.355.043 \text{ kg}$$

$$Rd_{Kp} = (2 \times 18,2 \times 7) \times (7 \times 1,8 \times K_p / 2) = 254,8 \times (7 \times 2 \times (\tan 45 + 20/2)^2 / 2) = 254,8 \times 14 = 3.567 \text{ t} = 3.567.000 \text{ kg}$$

$$H_e < Rd = Rd_{\text{attrito}} + Rd_{Kp}$$

Come si evince dal calcolo la struttura risulta verificata allo scorrimento in tutte le condizioni esaminate.

10. CONDIZIONI D'USO E LIVELLI DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE ANTE OPERAM

Di seguito si riportano i livelli di sicurezza della costruzione, in termini di fattore di accelerazione per $VN = 50$ e $C_u = 1,5$, allo stato limite per la vita:

| | (PGA_{CLV}/PGA_{DLV}) |
|--|-------------------------|
| Capacità resistente telai cabina manovra – sisma x | 30% |
| Capacità resistente telai cabina manovra – sisma y | 27% |
| Capacità resistente setti sbarramento – sisma y | 98% |

Il fattore di accelerazione maggiore od uguale all'unità denota un completo soddisfacimento della verifica sismica, un fattore di accelerazione inferiore all'unità denota una carenza strutturale.

I livelli di sicurezza sopra esposti, espressi in percentuale, denotano una carenza di capacità di risposta del fabbricato sollecitato dalle azioni sismiche di progetto (10% di probabilità di superamento nella vita nominale della struttura pari a 50 anni).

Si fa comunque notare che a seguito del sisma del 2012, il fabbricato ha subito una accelerazione sismica superiore al 70% di quella di progetto, senza uscire dall'ambito del comportamento elastico lineare.

Dalla “Mappa di scuotimento Crisi sismica del maggio – giugno 2012” di Regione Lombardia:

cod. Istat: 20047

$PGA\%_{registrata} = 15,743573\%$ (accelerazione al suolo)

$R = PGA\%_{registrata} / PGA_{DLV} = 15,743573/(1,5 \times 0,117) = 0,897 > 70\%$

In forza del Decreto Legge 6 giugno 2012 n. 74, “Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 maggio 2012” in G.U. n. 131 del 7 giugno 2012, convertito con modificazioni dalla L. 1 agosto 2012 n. 122 (in seguito D. L. n. 74/2012), la Regione Lombardia ha considerato idonei, e quindi non bisognosi di valutazione di sicurezza, gli

\
edifici (produttivi) la cui accelerazione subita, così come risultante dalle mappe di scuotimento, abbia superato il 70% dell'accelerazione spettrale elastica richiesta dalle normative vigenti.

11. CONDIZIONI D'USO E LIVELLI DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE POST OPERAM

Di seguito si riportano i livelli di sicurezza della costruzione, in termini di fattore di accelerazione per $VN = 50$ e $Cu = 1,5$, allo stato limite per la vita:

| | (PGA_{CLV}/PGA_{DLV}) |
|--|-------------------------|
| Capacità resistente telai cabina manovra – sisma x | 100% |
| Capacità resistente telai cabina manovra – sisma y | 100% |
| Capacità resistente setti sbarramento – sisma y | 98% |

I livelli di sicurezza sopra esposti, espressi in percentuale, denotano una sostanziale risposta positiva del fabbricato sollecitato dalle azioni sismiche di progetto (10% di probabilità di superamento nella vita nominale della struttura pari a 50 anni).