



REGIONE BASILICATA COMUNE DI MATERA



PARCO della MURCIA MATERANA

Ente di Gestione del Parco Storico Naturale
delle Chiese Rupestri del Materano



PROGETTO DI RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO DELL'EX CASELLO DI "PARCO DEI MONACI"

-PROGETTO ESECUTIVO-

allegato

elaborato

SA

RELAZIONE ILLUSTRATIVA SINTETICA

scala

1:50 - 1:20

codice progetto

cup

OTTOBRE 2019

IL PROGETTISTA:

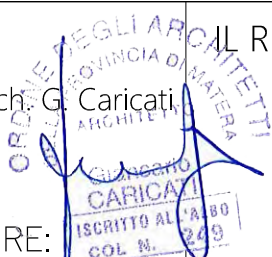
IL R.U.P.

Arch. G. Caricati

IL CONSULENTE DELLE STRUTTURE:

Ing. E. Lunalbi

P. A. M. Virgintino



Relazione illustrativa sintetica

(N.T.C. D.M. Infrastrutture 17/01/2018, D.P.R. n.380/2001, L.R. n.38/1997)

Titolo del progetto: **RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO DELL'EX
CASELLO DI "PARCO DEI MONACI"**

Ubicazione: **COMUNE DI MATERA – PARCO DEI MONACI**

Opere: **OPERE DI CONSOLIDAMENTO E MIGLIORAMENTO SISMICO**

Committente: **ENTE PARCO ARCHEOLOGICO STORICO E NATURALE
DELLE CHIESE RUPESTRI DEL MATERANO**

Sommario

1. Premessa	3
1. Contesto urbanistico ed edilizio	3
2. Caratteristiche geologiche e geotecniche	4
3. Descrizione della struttura	5
4. Interventi strutturali previsti	5
5. Normativa tecnica di riferimento	6
6. Parametri di progetto	7
7. Azioni di calcolo	7
8. Combinazioni delle azioni	11
9. Materiali strutturali	13
10. Livello di conoscenza	14
11. Criteri di progettazione e modellazione	14
12. Metodo di analisi	15
13. Criteri di verifica agli stati limite	16
14. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	17
15. Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo	17
16. Fondazioni	17
17. Confronto tra i livelli di sicurezza pre e post intervento	21

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

1. Premessa

La presente relazione illustra il progetto strutturale di consolidamento e di miglioramento sismico nell'ambito del progetto di restauro e risanamento conservativo dell'ex Casello ferroviario di "Parco dei Monaci" nel territorio comunale di Matera, censito in Catasto al foglio 153 particella 115, e ricadente all'interno del Parco Archeologico, Storico e Naturale delle Chiese Rupestri del Materano.

La struttura del casello, databile intorno alla metà del XIX secolo, è costituita da due livelli fuori terra. Al piano terra sono presenti due locali di circa 23 mq ciascuno, separati dal vano scale che permette l'accesso al piano superiore. Lo schema planimetrico si ripete al primo piano con due ambienti speculari di circa 25 mq ciascuno. Tale livello è coperto da un controsoffitto rifinito a stucco oltre il quale vi è la copertura a doppia falda.

In particolare il fabbricato in esame ha uno sviluppo in pianta assimilabile ad un rettangolo, con il lato lungo di circa 10,25 m e quello corto di circa 7,25 m. L'intera struttura è stata realizzata in muratura portante di conci di tufo a doppio paramento con listature di mattoni pieni in laterizio, il solaio intermedio è composto da profilati metallici tipo IPN, inseriti nei muri portanti, e voltine laterizi forati (volterrane). La copertura è costituita da una struttura principale di travi di legno massello (arcarecci), una struttura secondaria di correnti in legno, posta trasversalmente alla prima, ed una orditura di listelli su cui poggiano direttamente le tegole di coppi.

Al piano terra la muratura perimetrale ha uno spessore di circa 50 cm per poi rastremarsi, al piano superiore a 40 cm.

Le condizioni del fabbricato, oggi, sono tali da renderlo inagibile. Lo stato di abbandono in cui ha versato, per decenni, ha determinato un forte deterioramento delle murature portanti, del solaio intermedio e della copertura stessa.

In particolare i setti murari, realizzati in blocchi di tufo, presentano un quadro fessurativo particolarmente esteso ed importante. Gli architravi in mattoni pieni posti inclinati rispetto all'asse (alla francese), risultano fessurati ed in alcuni casi completamente dissestati. L'assenza degli infissi esterni, in buona parte asportati o danneggiati, ha determinato continue infiltrazioni di acque meteoriche che hanno contribuito al degrado/dissesto del solaio, che in più punti risulta fessurato.

La copertura si presenta con ampie zone danneggiate a causa del forte ammaloramento delle strutture in legno sottostanti le tegole. Gli squarci oggi presenti sono ulteriore fonte di ingresso delle infiltrazioni.

Dal punto di vista strutturale, l'intervento si configura come **"Intervento di miglioramento sismico"**, ai sensi della normativa vigente (NTC - DM Infrastrutture 17/01/2018).

La categoria di intervento prevista sarà comunque quella del restauro e, pertanto, in tale ottica verranno preservati tutti gli elementi compositivi caratterizzanti l'immobile in questione ed anche nelle parti da ricostruire si utilizzeranno per quanto possibile materiali simili a quelli esistenti che assicurino un risultato coerente con la tipologia edilizia esistente.

1. Contesto urbanistico ed edilizio

L'immobile in oggetto è ubicato su un versante lievemente degradante da nord verso sud. L'area di pertinenza del casello, della estensione di circa 800 mq, confina a sud con una viabilità di servizio pubblica direttamente collegata alla S.S. 175, a sud/est con l'ex tracciato ferroviario, che oggi è adibito a percorso carrabile, e a nord/ovest con campi coltivati lievemente sopraelevati rispetto al piano di campagna del fabbricato. Su questo fronte, infatti, esiste un terrapieno in ciottoli e mattoni, che assecondando la morfologia del territorio, contiene un dislivello variabile da 0,50 metri, sul fronte ad

ovest in prossimità della strada pubblica, a circa 2 metri sul fronte a nord.

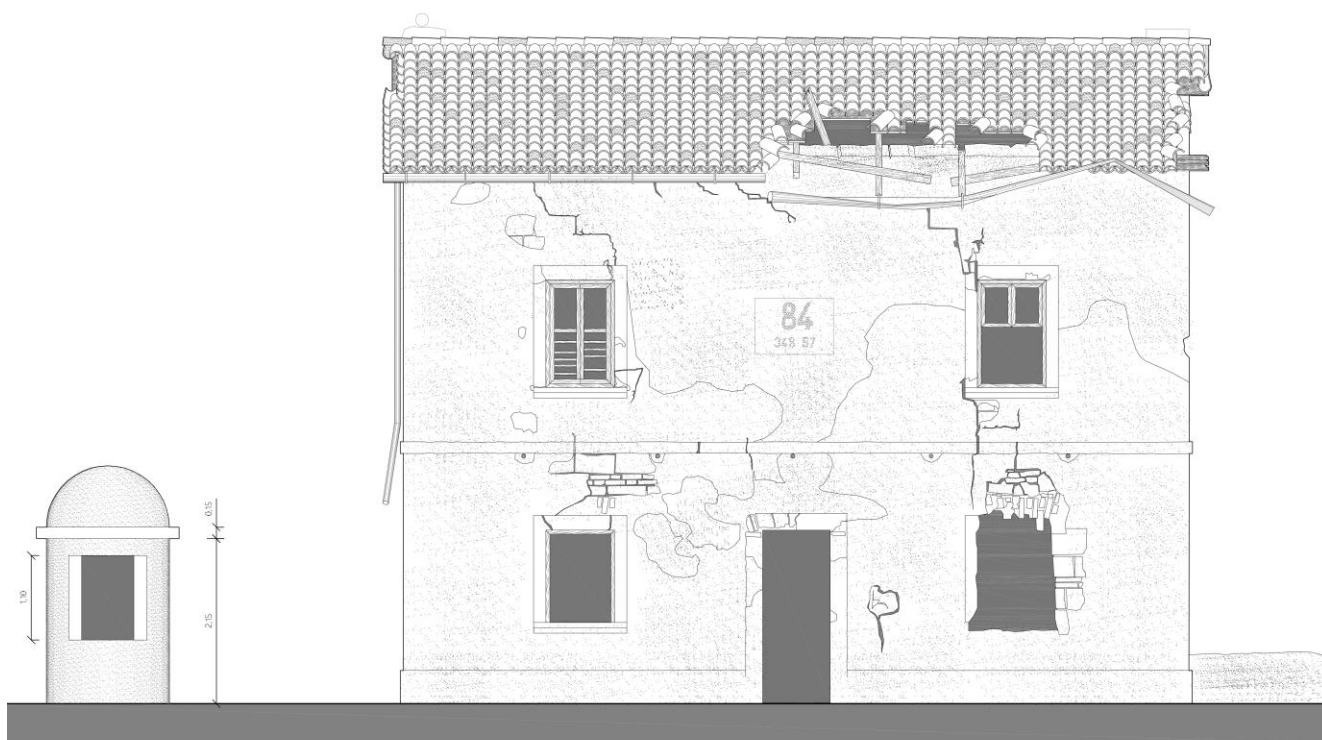


Figura 1 Prospetto -stato di fatto

2. Caratteristiche geologiche e geotecniche

Le caratteristiche geologiche, morfologiche e idrologiche, sono descritte in dettaglio nelle relazioni geologica e geotecnica allegate al presente progetto esecutivo strutturale.

Sulla base di quanto emerso dalla documentazione esistente, e in particolare dalla relazione geologica e dai rilievi in sito, è risultato che il sedime delle opere in progetto è costituito da terreni appartenenti alla formazione geologica dei "Depositi Alluvionali Terrazzati" per una profondità massima di 4,0 m., mentre al di sotto si rinvenivano terreni limo-argillosi appartenenti alla formazione geologica delle "Argille Subappennine".

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione si è fatto riferimento ai valori ricavati dalle indagini effettuate dal geologo Dr. Geologo Angelo Capodilupo e riportati in dettaglio nella relazione geologica allegata.

Per il calcolo si sono presi in considerazione i seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici:

Strato superficiale

Sabbia limosa debolmente ghiaiosa.

Spessore medio	1,60 metri.
Densità naturale	17,10 KN/m ³
Densità naturale satura	19,42 KN/m ³
Coesione non drenata	15,69 KN/m ²
Angolo d'attrito interno	22,5°

Strato intermedio

Limo argilloso - sabbioso.

Spessore medio	3,50 metri.
Densità naturale	19,62 KN/m ³

Densità naturale satura	22,26 KN/m ³
Coesione non drenata	136 KN/m ²
Angolo d'attrito interno	-

Strato profondo

Argille.

Spessore medio	20,00 metri.
Densità naturale	20,80 KN/m ³
Densità naturale satura	24,52 KN/m ³
Coesione non drenata	202 KN/m ²
Angolo d'attrito interno	-

Come riportato nella relazione geologica, l'indagine sismica "masw" in sito ha consentito di determinare la velocità di propagazione entro 30 metri di profondità delle onde sismiche di taglio (Vs30) necessaria ad individuare la categoria di sottosuolo ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto. La Vs30 calcolata è pari a:

$$V_{s30} = 315 \text{ m/s}$$

Pertanto il terreno ai sensi del DM 17/01/2018 deve essere classificato di **categoria C**:

"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

3. Descrizione della struttura

Il fabbricato oggetto della seguente relazione ha una struttura in muratura ordinaria. Le murature portanti sono in conci di tufo con spessore di circa 50 cm. al primo livello e di circa 40 cm. al secondo livello ed in copertura. Le fondazioni esistenti sono realizzate con un semplice allargamento della sezione di base delle murature, le quali poggiano direttamente sul terreno di sedime.

Gli orizzontamenti intermedi sono costituiti da solai in putrelle tipo IPN 140, con interasse di circa 70 cm. e volteerane in blocchi forati di laterizio.

Le strutture di copertura sono costituite da una struttura principale composta da arcarecci in legno massello di sezione 20x20 cm. (circa), e da una struttura secondaria composta da correnti in legno, posta trasversalmente alla prima, con sezione di circa 6x6 cm.

4. Interventi strutturali previsti

La valutazione della sicurezza della struttura portante esistente ha evidenziato che la totalità dei maschi murari, come per altro era facilmente prevedibile dal rilievo dello stato di fatto della struttura, non rispetta le verifiche di norma. Pertanto sono necessari interventi di consolidamento.

Gli interventi previsti sono volti all'incremento di resistenza dei setti murari, al miglioramento della capacità portante delle fondazioni e al ripristino delle strutture di interpiano e di copertura, queste ultime in parte crollate. In sintesi gli interventi proposti sono i seguenti:

- 1) Allargamento della base fondale esistente mediante sottofondazioni in calcestruzzo armato.
- 2) Consolidamento delle murature esistenti in conci di tufo e listellature di laterizio con iniezioni di miscela a base di calce idraulica naturale NHL 3.5.
- 3) Ricucitura delle lesioni più importanti mediante la tecnica del "scuci – cucì".
- 4) Rinforzo a pressoflessione e taglio dei maschi murari mediante placcaggio con fasce di tessuto in acciaio ad alta resistenza e legante a base di calce idraulica naturale NHL 3.5.
- 5) Rinforzo dei solai intermedi, mediante soletta collaborante e connettori saldati alle putrelle

esistenti.

- 6) Realizzazione di un nuovo solaio di sottotetto con profilati metallici HEA 140 e sovrastante lamiera grecata collaborante (tipo Metecno) con soletta in calcestruzzo e rete elettrosaldata.
- 7) Rifacimento delle coperture con struttura principale costituita da travi in legno lamellare GL22h di sezione 20x20 e sovrastante struttura secondaria in correnti e tavolato in legno massiccio.

5. Normativa tecnica di riferimento

Per il calcolo delle azioni e le verifiche di sicurezza, nonché per la simbologia adottata nella presente relazione e nelle relazioni di calcolo allegate, si fa riferimento alle seguenti norme e alle relative istruzioni:

D.P.R. n. 380 del 06.06.2001: Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia.

D.M. LL. PP. 11-03-88: Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.

Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88: Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18: Sicurezza e prestazioni attese (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.

Circolare 7 21-01-19 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle N.T.C. di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 3 UNI ENV 1993-1-1:1994, Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-1:2014 Luglio 2014, Eurocodice 3 UNI ENV 1993-1-3:2000, Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-3:2007 Gennaio 2007, Eurocodice 3 EN 1993-1-8:2005

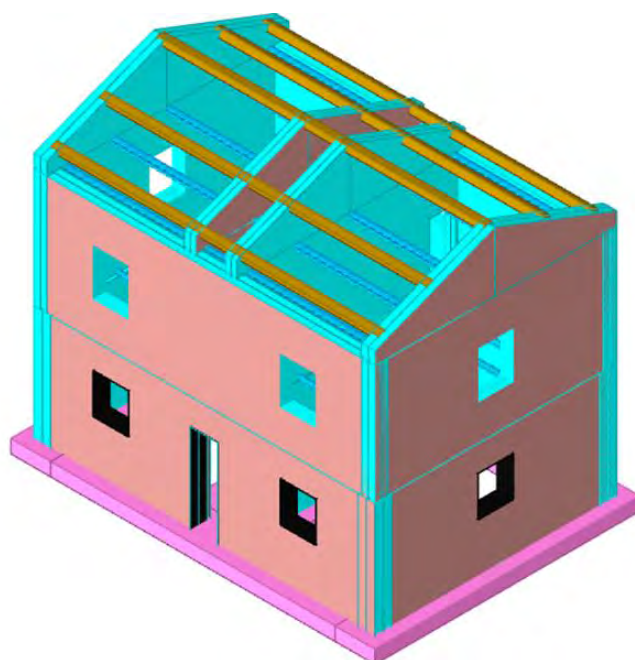


Figura 2 Vista assonometrica della struttura post intervento

6. Parametri di progetto

Vita nominale: tipo di costruzione 2 (opere ordinarie, ...) -> vita nominale $V_N > 50$ anni.

Classe d'uso: classe II (costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, ...).

Periodo di riferimento: il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica di progetto dipende dalla vita nominale e dal coefficiente d'uso (C_u), definito in D.M. 17.01.18 in base alla classe d'uso: $V_R = V_N \times C_u = 50 \times 1,0 = 50$ anni.

Categoria del sottosuolo: **categoria "C"**: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

Categoria topografica: categoria **T1** - "Pendii con inclinazione media $i < 15^\circ$ ".

Coefficienti di amplificazione: in base alle categorie scelte si sono adottati i seguenti coefficienti di amplificazione e spettrali:

Ss orizzontale SLD	1.5	
Tb orizzontale SLD	0.153	[s]
Tc orizzontale SLD	0.459	[s]
Td orizzontale SLD	1.811	[s]
Ss orizzontale SLV	1.4696	
Tb orizzontale SLV	0.167	[s]
Tc orizzontale SLV	0.5	[s]
Td orizzontale SLV	2.221	[s]

Coordinate geografiche: Latitudine ED50 40,6068° (40° 36' 24");

Longitudine ED50 16,6486° (16° 38' 55");

Altitudine s.l.m. 148,92 m.

7. Azioni di calcolo

Azioni di base

Carichi permanenti (G_k)		
Calcestruzzo armato	2500	daN/m ³
Calcestruzzo alleggerito	1600	daN/m ³
Malta di calce	1800	daN/m ³
Malta bastarda	1900	daN/m ³
Intonaco	2000	daN/m ³
Muratura in conci di tufo	1600	daN/m ³
Intonaco (per ogni centimetro di spessore)	20	daN/m ²
Coibente	30	daN/m ³
Pavimenti in pietra (spessore 3 cm)	80	daN/m ²
Guaina impermeabilizzante	5	daN/m ²
Carichi variabili distribuiti (q_k)		
Carichi variabili ambienti residenziali	200,0	daN/m ²
Carichi variabili in copertura (in alternativa alla neve)	100,0	daN/m ²
Carichi variabili scale e terrazze	400,0	daN/m ²

Analisi dei carichi unitari

STATO DI FATTO					
Carichi Solaio intermedio (al netto delle travi)					
Carichi Permanenti			interasse travi	0,77	
Pavimento	70,00	daN/mq			
massetto	100,00	daN/mq			
volterrane in laterizio	40,00	daN/mq			
Intonaco intradossale	57,00	daN/mq			
Tramezzi distribuiti	50,00	daN/mq			
Totale	317,00	daN/mq		244,09	daN/ml
Carichi variabili	200,00	daN/mq		154,00	daN/ml
Carichi Solaio Sottotetto					
Carichi Permanenti					
Camorcanna	76,00	daN/mq			
listelli 4x4	4,80	daN/mq			
travi 12x12	10,80	daN/mq			
Totale	91,60	daN/mq			
Carichi Solaio copertura			Interasse travi	1,70	
Carichi Permanenti					
Manto di tegole	80,00	daN/mq			
Correntini 6x6	10,80	daN/mq			
Arcarecci	10,80	daN/mq			
Totale	101,60	daN/mq		172,72	daN/ml
Carichi variabili					
in alternativa alla neve	100,00	daN/mq		170,00	daN/ml
neve	48,00	daN/mq		81,60	daN/ml
Carico scala in pietra					
Carichi permanenti	260,00	daN/ml			
Carichi Variabili	200,00	daN/ml			

PROGETTO					
Carichi Solaio intermedio (al netto delle travi)					
Carichi Permanenti			interasse travi	0,77	
Pavimento	80,00	daN/mq			
massetto allegg.	40,00	daN/mq			
volerranee in laterizio	40,00	daN/mq			
Intonaco intradossale	57,00	daN/mq	P.P. Trave mista	118,00	daN/ml
Trave mista 80x5xIPN140	129,73				
Totale	346,73	daN/mq		266,98	daN/ml
				384,98	daN/ml
Carichi variabili	200,00	daN/mq			
				154,00	daN/ml
Carichi Solaio Sottotetto					
Carichi Permanenti					
Pavimento	60,00	daN/mq			
Soletta su lamiera	183,00	daN/mq			
lamiera grcata 7/10	9,00	daN/mq			
Cartongesso intradossale	40,00	daN/mq			
Totale	292,00	daN/mq			
Carichi variabili	100,00	daN/mq			
Carichi Solaio copertura			Interasse travi	1,70	
Carichi Permanenti			Interasse correnti	0,98	
Manto di tegole	80,00	daN/mq			
Coibentazione e imperme.	10,00	daN/mq			
Doppio tavolato incroc.	30,00	daN/mq			
Totale	120,00	daN/mq	correnti	117,60	daN/ml
Carichi variabili					
in alternativa alla neve	100,00	daN/mq		98,00	daN/ml
neve	48,00	daN/mq		47,04	daN/ml
Carico scala in pietra					
Carichi permanenti	260,00	daN/ml			
Carichi Variabili	200,00	daN/ml			

Azione del vento

Zona	Zona 3
Rugosità	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
Categoria esposizione V	
Vb	2700 [cm/s]
Tr	50 [cm/s]
Ct	1 [cm/s]
qr	0.00456 [daN/cm ²]

Azione della neve

Zona	Zona III
Classe topografica	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi
Ce	1
Ct	1
Tr	50
qsk	0.006 [daN/cm ²]

Copertura a due falde D.M. 17-01-18 §3.4.3.3

α_1	21	[deg]
α_2	21	[deg]
$\mu_{1,I}$	0.8	
$\mu_{2,I}$	0.8	
$\mu_{1,II}$	0.4	
$\mu_{2,II}$	0.8	
$\mu_{1,III}$	0.8	
$\mu_{2,III}$	0.4	
$q_{1,I}$	0.0048	[daN/cm ²]
$q_{2,I}$	0.0048	[daN/cm ²]
$q_{1,II}$	0.0024	[daN/cm ²]
$q_{2,II}$	0.0048	[daN/cm ²]
$q_{1,III}$	0.0048	[daN/cm ²]
$q_{2,III}$	0.0024	[daN/cm ²]

$\mu_{1,I} = 0.8$

$q_{1,I} = 0.0048$

$\mu_{1,II} = 0.4$

$q_{1,II} = 0.0024$

$\mu_{1,III} = 0.8$

$q_{1,III} = 0.0048$

$\mu_{2,I} = 0.8$

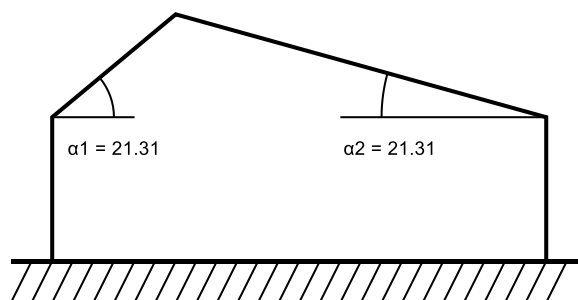
$q_{2,I} = 0.0048$

$\mu_{2,II} = 0.8$

$q_{2,II} = 0.0048$

$\mu_{2,III} = 0.4$

$q_{2,III} = 0.0024$



8. Combinazioni delle azioni

Condizioni elementari di carico

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Nome breve: nome breve assegnato alla condizione elementare.

Durata: descrive la durata della condizione (necessario per strutture in legno).

ψ_0 : coefficiente moltiplicatore ψ_0 . Il valore è adimensionale.

ψ_1 : coefficiente moltiplicatore ψ_1 . Il valore è adimensionale.

ψ_2 : coefficiente moltiplicatore ψ_2 . Il valore è adimensionale.

Con segno: descrive se la condizione elementare ha la possibilità di variare di segno.

Descrizione	Nome breve	Durata	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Con segno
Pesi strutturali	Pesi	Permanente				
Variabile A	Variabile A	Media	0.7	0.5	0.3	
Neve	Neve	Media	0.5	0.2	0	
ΔT	ΔT	Media	0.6	0.5	0	No
Sisma X SLV	X SLV					
Sisma Y SLV	Y SLV					
Sisma Z SLV	Z SLV					
Eccentricità Y per sisma X SLV	EY SLV					
Eccentricità X per sisma Y SLV	EX SLV					
Sisma X SLD	X SLD					
Sisma Y SLD	Y SLD					
Sisma Z SLD	Z SLD					
Eccentricità Y per sisma X SLD	EY SLD					
Eccentricità X per sisma Y SLD	EX SLD					
Terreno sisma X SLV	Tr x SLV					
Terreno sisma Y SLV	Tr y SLV					
Terreno sisma Z SLV	Tr z SLV					
Terreno sisma X SLD	Tr x SLD					
Terreno sisma Y SLD	Tr y SLD					
Terreno sisma Z SLD	Tr z SLD					
Rig. Ux	R Ux					
Rig. Uy	R Uy					
Rig. Rz	R Rz					

Combinazioni di carico

Nome: E' il nome esteso che contraddistingue la condizione elementare di carico.

Nome breve: E' il nome compatto della condizione elementare di carico, che viene utilizzato altrove nella relazione.

Pesi: Pesi strutturali

Variabile A: Variabile A

Neve: Neve

ΔT : ΔT

X SLD: Sisma X SLD

Y SLD: Sisma Y SLD

Z SLD: Sisma Z SLD

EY SLD: Eccentricità Y per sisma X SLD

EX SLD: Eccentricità X per sisma Y SLD

Tr x SLD: Terreno sisma X SLD

Tr y SLD: Terreno sisma Y SLD

Tr z SLD: Terreno sisma Z SLD

X SLV: Sisma X SLV

Y SLV: Sisma Y SLV

Z SLV: Sisma Z SLV

EY SLV: Eccentricità Y per sisma X SLV

EX SLV: Eccentricità X per sisma Y SLV

Tr x SLV: Terreno sisma X SLV

Tr y SLV: Terreno sisma Y SLV

Tr z SLV: Terreno sisma Z SLV

R Ux: Rig. Ux

R Uy: Rig. Uy

R Rz: Rig. Rz

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. Le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione, dove il valore della prima cella è da intendersi come moltiplicatore associato alla prima condizione elementare, la seconda cella si riferisce alla seconda condizione elementare e così via.

Famiglia SLU

Il nome compatto della famiglia è SLU.

Nome	Nome breve	Pesi	Variabile A	Neve	ΔT
1	SLU 1	1	0	0	0
2	SLU 2	1	0	1.5	0
3	SLU 3	1	1.05	1.5	0
4	SLU 4	1	1.5	0	0
5	SLU 5	1	1.5	0.75	0
6	SLU 6	1.3	0	0	0
7	SLU 7	1.3	0	1.5	0
8	SLU 8	1.3	1.05	1.5	0
9	SLU 9	1.3	1.5	0	0
10	SLU 10	1.3	1.5	0.75	0

Famiglia SLE rara

Il nome compatto della famiglia è SLE RA.

Nome	Nome breve	Pesi	Variabile A	Neve	ΔT
1	SLE RA 1	1	0	0	0
2	SLE RA 2	1	0	1	0
3	SLE RA 3	1	0.7	1	0
4	SLE RA 4	1	1	0	0

Nome	Nome breve	Pesi	Variabile A	Neve	ΔT
5	SLE RA 5	1	1	0.5	0

Famiglia SLE frequente

Il nome compatto della famiglia è SLE FR.

Nome	Nome breve	Pesi	Variabile A	Neve	ΔT
1	SLE FR 1	1	0	0	0
2	SLE FR 2	1	0	0.2	0
3	SLE FR 3	1	0.3	0.2	0
4	SLE FR 4	1	0.5	0	0

Famiglia SLE quasi permanente

Il nome compatto della famiglia è SLE QP.

Nome	Nome breve	Pesi	Variabile A	Neve	ΔT
1	SLE QP 1	1	0	0	0
2	SLE QP 2	1	0.3	0	0

Famiglia SLU eccezionale

Il nome compatto della famiglia è SLU EX.

Nome	Nome breve	Pesi	Variabile A	Neve	ΔT
------	------------	------	-------------	------	----

Famiglia SLD

Il nome compatto della famiglia è SLD.

Nome	Nome breve	Pesi	Variabile A	Neve	ΔT	X SLD	Y SLD	Z SLD	EY SLD	EX SLD	Tr x SLD	Tr y SLD	Tr z SLD
1	SLD 1	1	0.3	0	0	-1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLD 2	1	0.3	0	0	-1	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLD 3	1	0.3	0	0	-1	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLD 4	1	0.3	0	0	-1	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLD 5	1	0.3	0	0	-0.3	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLD 6	1	0.3	0	0	-0.3	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLD 7	1	0.3	0	0	-0.3	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLD 8	1	0.3	0	0	-0.3	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLD 9	1	0.3	0	0	0.3	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLD 10	1	0.3	0	0	0.3	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLD 11	1	0.3	0	0	0.3	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLD 12	1	0.3	0	0	0.3	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLD 13	1	0.3	0	0	1	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLD 14	1	0.3	0	0	1	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLD 15	1	0.3	0	0	1	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLD 16	1	0.3	0	0	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia SLV

Il nome compatto della famiglia è SLV.

Nome	Nome breve	Pesi	Variabile A	Neve	ΔT	X SLV	Y SLV	Z SLV	EY SLV	EX SLV	Tr x SLV	Tr y SLV	Tr z SLV
1	SLV 1	1	0.3	0	0	-1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLV 2	1	0.3	0	0	-1	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLV 3	1	0.3	0	0	-1	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLV 4	1	0.3	0	0	-1	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLV 5	1	0.3	0	0	-0.3	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLV 6	1	0.3	0	0	-0.3	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLV 7	1	0.3	0	0	-0.3	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLV 8	1	0.3	0	0	-0.3	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLV 9	1	0.3	0	0	0.3	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLV 10	1	0.3	0	0	0.3	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLV 11	1	0.3	0	0	0.3	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLV 12	1	0.3	0	0	0.3	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLV 13	1	0.3	0	0	1	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLV 14	1	0.3	0	0	1	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLV 15	1	0.3	0	0	1	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLV 16	1	0.3	0	0	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia SLV fondazioni

Il nome compatto della famiglia è SLV FO.

Nome	Nome breve	Pesi	Variabile A	Neve	ΔT	X SLV	Y SLV	Z SLV	EY SLV	EX SLV	Tr x SLV	Tr y SLV	Tr z SLV
1	SLV FO 1	1	0.3	0	0	-1.1	-0.33	0	-1.1	0.33	-1.1	-0.33	0
2	SLV FO 2	1	0.3	0	0	-1.1	-0.33	0	1.1	-0.33	-1.1	-0.33	0
3	SLV FO 3	1	0.3	0	0	-1.1	0.33	0	-1.1	0.33	-1.1	0.33	0
4	SLV FO 4	1	0.3	0	0	-1.1	0.33	0	1.1	-0.33	-1.1	0.33	0
5	SLV FO 5	1	0.3	0	0	-0.33	-1.1	0	-0.33	1.1	-0.33	-1.1	0
6	SLV FO 6	1	0.3	0	0	-0.33	-1.1	0	0.33	-1.1	-0.33	-1.1	0
7	SLV FO 7	1	0.3	0	0	-0.33	1.1	0	-0.33	1.1	-0.33	1.1	0
8	SLV FO 8	1	0.3	0	0	-0.33	1.1	0	0.33	-1.1	-0.33	1.1	0
9	SLV FO 9	1	0.3	0	0	0.33	-1.1	0	-0.33	1.1	0.33	-1.1	0
10	SLV FO 10	1	0.3	0	0	0.33	-1.1	0	0.33	-1.1	0.33	-1.1	0
11	SLV FO 11	1	0.3	0	0	0.33	1.1	0	-0.33	1.1	0.33	1.1	0
12	SLV FO 12	1	0.3	0	0	0.33	1.1	0	0.33	-1.1	0.33	1.1	0
13	SLV FO 13	1	0.3	0	0	1.1	-0.33	0	-1.1	0.33	1.1	-0.33	0
14	SLV FO 14	1	0.3	0	0	1.1	-0.33	0	1.1	-0.33	1.1	-0.33	0
15	SLV FO 15	1	0.3	0	0	1.1	0.33	0	-1.1	0.33	1.1	0.33	0
16	SLV FO 16	1	0.3	0	0	1.1	0.33	0	1.1	-0.33	1.1	0.33	0

Famiglia Calcolo rigidità torsionale/flessionale di piano

Il nome compatto della famiglia è CRTFP.

Nome	Nome breve	R Ux	R Uy	R Rz
Rig. Ux+	CRTFP Ux+	1	0	0
Rig. Ux-	CRTFP Ux-	-1	0	0
Rig. Uy+	CRTFP Uy+	0	1	0
Rig. Uy-	CRTFP Uy-	0	-1	0
Rig. Rz+	CRTFP Rz+	0	0	1
Rig. Rz-	CRTFP Rz-	0	0	-1

Definizioni di carichi lineari

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Fx i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione X. [daN/cm]

Fx f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione X. [daN/cm]

Fy i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Y. [daN/cm]

Fy f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Y. [daN/cm]

Fz i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Z. [daN/cm]

Fz f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Z. [daN/cm]

Mx i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse X. [daN]

Mx f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse X. [daN]

My i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Y. [daN]

My f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Y. [daN]

Mz i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Z. [daN]

Mz f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Z. [daN]

Nome	Valori												
	Condizione	Fx i.	Fx f.	Fy i.	Fy f.	Fz i.	Fz f.	Mx i.	Mx f.	My i.	My f.	Mz i.	Mz f.
	Descrizione												
Scala in pietra	Pesi strutturali	0	0	0	0	-2.6	-2.6	0	0	0	0	0	0
	Variabile A	0	0	0	0	-2	-2	0	0	0	0	0	0
	Neve	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Definizioni di carichi superficiali

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Valore: modulo del carico superficiale applicato alla superficie. [daN/cm²]

Applicazione: modalità con cui il carico è applicato alla superficie.

Nome	Valori		
	Condizione	Valore	Applicazione
	Descrizione		
Solaio intermedio	Pesi strutturali	0.0347	Verticale
	Variabile A	0.02	Verticale
	Neve	0	Verticale
Solaio sottotetto	Pesi strutturali	0.0292	Verticale
	Variabile A	0.01	Verticale
	Neve	0	Verticale
Copertura	Pesi strutturali	0.012	Verticale
	Variabile A	0	Verticale
	Neve	0.01	Verticale in proiezione

9. Materiali strutturali

Calcestruzzo

Il calcestruzzo delle nuove strutture in fondazione ed elevazione avrà le seguenti caratteristiche:

Calcestruzzo C 25/30

- Classe di resistenza a compressione.....C 25/30
- Controllo di accettazione (D.M.17/01/2018 par.11.2.5).....tipo A
- Resistenza caratteristica cubica a compressione (Rck).....30 N/mm²
- Classe di esposizione.....XC2
- Classe di consistenza.....S5 (slump > 220)
- Massimo rapporto acqua/cemento.....A/C < 0,60
- Tipo/classe di cemento.....CEM I - CE 42,5 R
- Contenuto minimo di cemento3,00 kN/m³

Acciaio per c.a.

L'acciaio delle barre di armatura da utilizzare nelle strutture in c.a. da realizzare avrà le seguenti caratteristiche:

Acciaio B450C

- tensione caratteristica di snervamento f_{yk}> 450 N/mm²
- tensione caratteristica di rottura f_{tk}> 540 N/mm²
- allungamento percentuale $(A_{gt})_k$> 7,5%
- coefficiente di omogeneizzazione m15
- Modulo di elasticità longitudinale (E)206000 N/mm²

- Coefficiente di Poisson	0,3	
- Modulo di elasticità tangenziale (G).....	79230	N/mm ²
- coefficiente di dilatazione termica lineare (T<100°C) a	12 x 10 ⁻⁶ per °	C ⁻¹
- densità p.....	7850	daN/m ³

Muratura in blocchi di tufo calcareo squadriati e malta

- Resistenza caratteristica a compressione dei blocchi:	$f_{bk} = 45$	daN/cm ²
- Resistenza caratteristica a compressione dei blocchi in direzione orizzontale nel piano del muro:	$f_{bk_} = 8$	daN/cm ²
- Categoria dei blocchi:	II	
- Resistenza media a compressione della malta (malta M10):	$f_m = 100$	daN/cm ²
- Tipo di malta:	a prestazione garantita	
- Resistenza caratteristica a compressione della muratura:	$f_k = 31$	daN/cm ²
- Resistenza a taglio della muratura:	$f_{vk0} = 2.50$	daN/cm ²
- Resistenza caratt. a comp. della muratura in direzione orizzontale:	$f_{hk} = 5$	daN/cm ²
- Modulo di elasticità normale:	$E = 22000$	daN/cm ²
- Modulo di elasticità tangenziale:	$G = 8800$	daN/cm ²
- Peso specifico della muratura:	$w = 1800$	daN/m ³

Legno

Il materiale delle travi in legno (arcarecci) avrà le seguenti caratteristiche:

GL 22 H EN14080

- E: modulo di elasticità longitudinale:	10.500	[daN/cm ²]
- G: modulo di elasticità tangenziale:	5.400	[daN/cm ²]
- Coefficiente di Poisson:	0,25	
- Peso specifico del materiale:	370	[daN/m ³]
- $f_{m,k}$ resistenza caratteristica per flessione:	220	[daN/cm ²]
- $f_{t,0,k}$ resistenza caratteristica per trazione parallela alle fibre:.....	176	[daN/cm ²]
- $f_{t,90,k}$ resistenza caratteristica per trazione ortogonale alle fibre:	5	[daN/cm ²]
- $f_{c,0,k}$ resistenza caratteristica per compressione parallela alle fibre:...	220	[daN/cm ²]
- $f_{c,90,k}$ resistenza caratteristica per compressione ortogonale alle fibre: ...	25	[daN/cm ²]
- $f_{v,k}$ resistenza caratteristica a taglio:.....	35	[daN/cm ²]
- $E_{0,05}$ modulo di elasticità parallelo alla fibratura 5-percentile:	8.800	[daN/cm ²]
- $G_{0,05}$ modulo di elasticità tangenziale parallelo alla fibratura 5-percentile:	5.400	[daN/cm ²]

10. Livello di conoscenza

È stato eseguito un dettagliato rilievo architettonico e strutturale delle strutture esistenti, individuando gli elementi resistenti, i dettagli costruttivi, la qualità e lo stato di conservazione dei materiali strutturali. Per quanto riguarda la caratterizzazione meccanica dei materiali sono state fatte indagini in situ limitate, per cui il livello di conoscenza (Circolare 7 21-01-19 C.S.LL.PP., p.to C8.5.4) può essere considerato **LC1**. Il corrispondente fattore di confidenza da impiegare nelle verifiche di sicurezza è: **FC = 1.35**.

11. Criteri di progettazione e modellazione

La struttura è schematizzata con un modello tridimensionale, attraverso l'introduzione nell'ordine: di elementi lineari di fondazione, poste anche a quote diverse, poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi piani verticali, pareti, di elementi piani orizzontali, piastre. Le piastre oltre ad essere collegate ai setti verticali poggiano su elementi trave che hanno solo la funzione di simulare una fondazione su cui scaricare i carichi verticale delle piastre. Le piastre sono state incernierate alle travi

di fondazione al fine di ottenere un semplice appoggio delle piastre sul sedime di fondazione. Le travi di fondazione suddette non vengono verificate, in quanto in realtà non esistenti, ma i risultati geotecnici relativi alle massime tensioni sul sedime vengono presi in considerazione e confrontati con quelle massime ammissibili. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite le condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto dai momenti torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri descritti. Sulle piastre agiscono carichi uniformemente distribuiti, derivanti dall'analisi dei carichi.

Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- Le pareti in muratura sono schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.
- I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.
- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto con analisi dinamica modale, in accordo al DM 17 gennaio 2018. Le masse vengono considerate distribuite nei nodi giacenti sugli impalcati. Nell'analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

La struttura è schematizzata con un modello tridimensionale nella sua interezza.

12. Metodo di analisi

Il metodo di analisi adottato per il calcolo è l'analisi lineare dinamica (analisi modale con spettro di risposta), ai sensi delle NTC 2018 (DM 17/01/2018).

In seguito la definizione dei principali parametri presi in considerazione nell'analisi sismica.

Metodo di analisi	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)	
Tipo di costruzione	2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	
V _n	50	
Classe d'uso	II	
V _r	50	
Tipo di analisi	Lineare dinamica	
Località	Matera, Montescaglioso; Latitudine ED50 40,6068° (40° 36' 24"); Longitudine ED50 16,6486° (16° 38' 55"); Altitudine s.l.m. 148,92 m.	
Categoria del suolo	C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti	
Categoria topografica	T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	
Ss orizzontale SLD	1.5	
Tb orizzontale SLD	0.153	[s]
Tc orizzontale SLD	0.459	[s]
Td orizzontale SLD	1.811	[s]
Ss orizzontale SLV	1.4696	
Tb orizzontale SLV	0.167	[s]
Tc orizzontale SLV	0.5	[s]
Td orizzontale SLV	2.221	[s]
Ss verticale	1	
Tb verticale	0.05	[s]
Tc verticale	0.15	[s]
Td verticale	1	[s]
St	1	
PVr SLD (%)	63	
Tr SLD	50	
Ag/g SLD	0.0528	
Fo SLD	2.516	
Tc* SLD	0.291	[s]
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	475	
Ag/g SLV	0.1552	
Fo SLV	2.475	
Tc* SLV	0.33	[s]
Smorzamento viscoso (%)	5	
Classe di duttilità	CD"B"	

Rotazione del sisma	0	[deg]
Quota dello '0' sismico	0	[cm]
Regolarità in pianta	No	
Regolarità in elevazione	No	
Edificio muratura	Si	
Tipologia muratura	Costruzioni di muratura ordinaria	
α_u/α_1 muratura	$\alpha_u/\alpha_1=(1.0+1.7)/2$	
Edificio esistente	Si	
Altezza costruzione	880	[cm]
T1,x	0.1621	[s]
T1,y	0.19856	[s]
λ SLD,x	0.85	
λ SLD,y	0.85	
λ SLV,x	0.85	
λ SLV,y	0.85	
Numero modi	18	
Metodo di Ritz	applicato	
Limite spostamenti interpiano SLD		0.002
Fattore di comportamento per sisma SLD X		1.5
Fattore di comportamento per sisma SLD Y		1.5
Fattore di comportamento per sisma SLV X		2.25
Fattore di comportamento per sisma SLV Y		2.25
Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali)		2.3
Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali)		1.1

Massa partecipante in condizione sisma X SLV: 91,0%

Massa partecipante in condizione sisma Y SLV: 91,0%

Stati limite indagati: stati limite ultimi (SLU); stati limite di esercizio in combinazione delle azioni rara (SLE RA); stati limite di esercizio in combinazione delle azioni frequente (SLE FR); stati limite di esercizio in combinazione delle azioni quasi permanente (SLE QP). Per le azioni sismiche sono stati indagati i seguenti stati limite: stati limite di danno (SLD); stati limite di salvaguardia della vita (SLV).

I risultati numerici, in termini di pressioni massime sul terreno, spostamenti di interpiano, tagli ai livelli, risposta modale, equilibrio delle forze, risposta di spettro, sono riportati nelle relazioni di calcolo allegate.

13. Criteri di verifica agli stati limite

Stati limite ultimi

Per tutti gli elementi strutturali vengono condotte le verifiche di resistenza, verificando che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), valutata secondo quanto previsto dal DM 17/01/2018.

Per quanto riguarda le membrature in cemento armato (fondazioni), le travi vengono verificate a flessione retta e a taglio.

Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. Nel progetto degli elementi strutturali sono state applicate tutte le regole specifiche previste dalla normativa, ed in tal modo si può considerare soddisfatto il requisito che la struttura possieda una duttilità coerente con il fattore di struttura adottato.

Stati limite di esercizio

Trattandosi di costruzione di classe d'uso II, si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi non strutturali tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. In base a quanto stabilito dal DM 17/01/2018 (p.to 7.3.7.2), la verifica si può ritenere soddisfatta poiché gli spostamenti di interpiano, ottenuti dall'analisi applicando l'azione sismica di progetto relativa allo SLD, verificano la seguente relazione:

$$d_r < 0,003 \cdot h$$

dove: d_r è lo spostamento di interpiano; h è l'altezza di piano.

Per gli elementi in cemento armato vengono condotte le verifiche di fessurazione, per le combinazioni rara (SLE RA), frequente (SLE FR) e quasi permanente (SLE QP).

14. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati controllati, confrontandoli con i risultati di semplici calcoli effettuati anche manualmente. Sono stati, ad esempio, calcolati manualmente i momenti flettenti sulle travi di fondazione per soli carichi verticali, con schema a trave su terreno alla Winkler, e confrontati con i momenti ottenuti dal programma con gli stessi carichi. Sono state effettuate altresì verifiche di equilibrio tra le reazioni vincolari e i carichi applicati. Tutti i risultati si possono ritenere attendibili.

15. Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo

Descrizione del programma Sismicad

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

Specifiche tecniche

Denominazione del software: SismiCad 12.14

Produttore del software: Concrete

Concrete s.r.l., via della Pieve, 15, 35121 PADOVA – Italy <http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 12.14

Identificatore licenza: SW-5372239

Versione regolarmente licenziata.

Validazione del codice di calcolo

La documentazione tecnica allegata al programma riporta numerosi casi ed esempi di calcolo effettuati parallelamente con il programma Sismicad e con i metodi analitici forniti dalla scienza delle costruzioni. In tutti i casi si verifica che i risultati ottenuti dal programma Sismicad sono praticamente coincidenti (con scarti minimi) con i risultati teorici.

16. Fondazioni

Nella modellazione si è considerata la presenza di fondazioni superficiali, schematizzando il suolo con un letto di molle elastiche di assegnata rigidità. In direzione orizzontale si è considerata la struttura bloccata. Le travi di fondazione sono modellate tramite uno specifico elemento finito che gestisce il suolo elastico alla Winkler.

I parametri di modellazione del suolo sono stati ricavati a partire dalle caratteristiche geotecniche di calcolo precedentemente riportate, in funzione della stratigrafia del terreno di fondazione, adottando le seguenti formulazioni di letteratura:

Calcolo del coefficiente di sottofondo verticale K: metodo di Vesic.

Calcolo della capacità portante: metodo di Vesic.

Modello di fondazione

Le travi di fondazione sono modellate tramite uno specifico elemento finito che gestisce il suolo elastico alla Winkler. Le fondazioni a plinto superficiale sono modellate con un numero elevato di molle verticali elastiche agenti su nodi collegati rigidamente al nodo centrale. Le fondazioni a platea sono modellate con l'inserimento di molle verticali elastiche agenti nei nodi delle mesh.

Verifica di scorrimento

La verifica di scorrimento della fondazione superficiale viene eseguita considerando le caratteristiche del terreno immediatamente sottostante al piano di posa della fondazione, ricavato in base alla stratigrafia associata all'elemento, e trascurando, a favore di sicurezza, l'eventuale spinta passiva laterale.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

Lo scorrimento di una fondazione avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e la coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la spinta passiva laterale.

Il coefficiente di sicurezza a scorrimento si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti di progetto (R_d) e quelle instabilizzanti (E_d):

$$R_d = (N \cdot \tan(\varphi) + c_a \cdot B \cdot L + \alpha \cdot S_p) / \gamma_{Rs}$$

$$E_d = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

dove:

- N = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;
- T_x, T_y = componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;
- $\tan(\varphi)$ = coefficiente di attrito terreno-fondazione;
- c_a = aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una sua frazione;
- B, L = dimensioni della fondazione;
- α = fattore di riduzione della spinta passiva;
- S_p = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;
- γ_{Rs} = fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento $FS = R_d/E_d$ sia non minore di un prefissato limite.

Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante della fondazione superficiale viene eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della fondazione, ricavati in base alla stratigrafia associata all'elemento.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

La verifica viene fatta raffrontando la portanza di progetto (R_d) con la sollecitazione di progetto (E_d); la prima deriva dalla portanza calcolata con metodi della letteratura geotecnica, ridotta da opportuni fattori di sicurezza parziali; la seconda viene valutata ricavando la risultante della sollecitazione scaricata al suolo con una integrazione delle pressioni nel tratto di calcolo. Le normative prevedono che il fattore di sicurezza alla capacità portante, espresso come rapporto tra il carico ultimo di progetto della fondazione (R_d) ed il carico agente (E_d), sia non minore di un prefissato limite.

La portanza di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno. Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastriforme indefinita ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione, esprimendo la capacità portante ultima in termini di pressione limite agente su di una fondazione equivalente soggetta a carico centrato.

La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Vesic, che viene descritto nei paragrafi successivi.

Metodo di Vesic

La capacità portante valutata attraverso la formula di Vesic risulta, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

gamma' = peso di volume efficace dello strato di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione ($B = B_f - 2e$);

L = lunghezza efficace della fondazione ($L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;

d_c, d_q, d_γ = fattori di profondità del piano di posa della fondazione;

i_c, i_q, i_γ = fattori di inclinazione del carico;

b_c, b_q, b_γ = fattori di inclinazione della base della fondazione;

g_c, g_q, g_γ = fattori di inclinazione del piano campagna;

Nel caso di piano di campagna inclinato ($\beta > 0$) e $\phi = 0$, Vesic propone l'aggiunta, nella formula sopra definita, del termine

$0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$ con $N_\gamma = -2 \cdot \tan \beta$

Per la teoria di Vesic i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi; \quad N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi)}; \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}; \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \tan \phi} \right)^m;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \tan \phi} \right)^{m+1}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - \tan \beta)^2; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2; \quad b_\gamma = b_q$$

$$k = \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = \arctg \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1); \quad m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

ν = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\nu = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;

Influenza degli strati sulla capacità portante

Le formulazioni utilizzate per la portanza prevedono la presenza di uno stesso terreno nella zona interessata dalla potenziale rottura. In prima approssimazione lo spessore di tale zona è pari a:

$$H = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \tan(45^\circ + \phi / 2)$$

In presenza di stratificazioni di terreni diversi all'interno di tale zona, il calcolo diventa più complesso; non esiste una metodologia univoca per questi casi, differenti autori hanno proposto soluzioni diverse a seconda dei casi che si possono presentare. In prima approssimazione, nel caso di stratificazioni, viene trovata una media delle caratteristiche dei terreni, pesata sullo spessore degli strati interessati. Nel caso in cui il primo strato incontrato sia coesivo viene anche verificato che la compressione media agente sulla fondazione non superi la tensione limite di espulsione, circostanza che provocherebbe il rifluimento del terreno da sotto la fondazione, rendendo impossibile la portanza.

La tensione limite di espulsione q_{ult} per terreno coesivo viene calcolata come:

$$q_{ult} = 4c + q$$

dove c è la coesione e q è il sovraccarico agente sul piano di posa.

Influenza del sisma sulla capacità portante

La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica.

L'effetto inerziale prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace.

L'effetto cinematico si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h , cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante.

Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi e (earthquake), valutati secondo **Paolucci e Pecker**:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi}\right)^{0.35} ; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h ; \quad e_\gamma = e_q$$

Nelle verifiche nei confronti degli Stati Limite ultimi SLU strutturali (STR) e geotecnici (GEO) è stato adottato l'approccio progettuale denominato "approccio 2", che prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche:

Combinazione 1:(A1+M1+R3)

A1 coefficienti parziali per le azioni;

M1 coefficienti parziali per i parametri geotecnici;

R3 coefficienti parziali per le resistenze.

Nella relazione geotecnica e sulle fondazioni sono riportate le pressioni massime e minime e i cedimenti in tutti i nodi di fondazione, con riferimento a ciascuno degli stati limite presi in considerazione nel calcolo. Vengono anche riportati i diagrammi delle pressioni sul terreno.

Qui si riportano i valori estremi delle pressioni (in daN/cm²) e dei cedimenti (in cm) per le famiglie di

stati limite nella condizione post intervento.

Stati limite ultimi (SLU)

- Compressione estrema massima -0.97566 al nodo di indice 60, di coordinate $x = 449$, $y = 345$, $z = -20$, nel contesto SLU 10.
- Spostamento estremo minimo -0.44348 al nodo di indice 60, di coordinate $x = 449$, $y = 345$, $z = -20$, nel contesto SLU 10.
- Spostamento estremo massimo -0.27166 al nodo di indice 19, di coordinate $x = 573$, $y = 25$, $z = -20$, nel contesto SLU 1.

Stati limite di salvaguardia della vita (SLVf)

- Compressione estrema massima -0.91283 al nodo di indice 4, di coordinate $x = 25$, $y = 25$, $z = -20$, nel contesto SLV fondazioni 5.
- Spostamento estremo minimo -0.41492 al nodo di indice 4, di coordinate $x = 25$, $y = 25$, $z = -20$, nel contesto SLV fondazioni 5.
- Spostamento estremo massimo -0.18441 al nodo di indice 121, di coordinate $x = 999$, $y = 700$, $z = -20$, nel contesto SLV fondazioni 6.

Stati limite di esercizio e di danno (SLD)

- Compressione estrema massima -0.78329 al nodo di indice 4, di coordinate $x = 25$, $y = 25$, $z = -20$, nel contesto SLD 5.
- Spostamento estremo minimo -0.35604 al nodo di indice 4, di coordinate $x = 25$, $y = 25$, $z = -20$, nel contesto SLD 5.
- Spostamento estremo massimo -0.24091 al nodo di indice 19, di coordinate $x = 573$, $y = 25$, $z = -20$, nel contesto SLD 7.

Sulla base di quanto emerso dalla documentazione raccolta e dalle prove eseguite, si esprime la totale compatibilità dell'intervento in progetto con le condizioni geostrukturali, geomorfologiche ed idrogeologiche dell'area in esame, nonché con le caratteristiche geotecniche del suolo di fondazione.

17. Confronto tra i livelli di sicurezza pre e post intervento

La valutazione della sicurezza della struttura esistente, ha evidenziato che la maggior parte dei maschi murari non rispetta le verifiche di norma. Dopo gli interventi di rinforzo descritto in precedenza, i livelli di sicurezza aumentano considerevolmente e gli indicatori di rischio sismico sono tutti superiori all'unità. Riportiamo nel seguito il confronto tra i livelli di sicurezza raggiunti dai maschi murari (cioè dagli elementi resistenti alle azioni sismiche) prima e dopo l'intervento.

I livelli di sicurezza vengono espressi sia in termini di coefficienti di sicurezza minimi, sia in termini di indicatori di rischio sismico minimi, per i vari stati di sollecitazione relativi alle azioni sismiche (SLV e SLD). Gli indicatori di rischio sismico sono i rapporti tra capacità e domanda in termini di PGA (accelerazione massima al suolo riferita al sito in cui è localizzato l'edificio) e in termini di periodo di ritorno (T_r) dell'azione sismica. Il programma effettua una ricerca del moltiplicatore dei coefficienti di combinazione sismici per individuare il fattore che fornisce per la verifica considerata (pressoflessione, taglio, pressoflessione nel piano ortogonale, raggiungimento dello spostamento limite di interpiano, pressione massima al suolo) un coefficiente di sicurezza unitario. Se la verifica non è raggiunta sotto l'azione dei soli carichi gravitazionali sismici il moltiplicatore è considerato nullo.

Analizzando la tabella seguente, si può vedere come, prima dell'intervento di miglioramento sismico, la maggior parte dei moltiplicatori è inferiore all'unità, il che significa che lo stato limite di riferimento è raggiunto per azioni inferiori al sisma di progetto (o, in altri termini, che l'elemento preso in considerazione, con riferimento allo stato limite indicato, non è in grado di resistere alle azioni sismiche di progetto). Al contrario, nella struttura post intervento tutti i moltiplicatori e gli indicatori di rischio sismico sono superiori all'unità, per cui tutti gli elementi resistenti sono atti ad assorbire le azioni sismiche di progetto.

Nella tabella, per ogni stato limite (ad esempio rottura a taglio del maschio) vengono riportati nell'ordine: il moltiplicatore minimo; il maschio murario dove si raggiunge il suddetto moltiplicatore minimo; le caratteristiche geometriche del maschio; la combinazione relativa al moltiplicatore minimo con le sollecitazioni agenti; il periodo di ritorno (T_r) dell'azione sismica corrispondente al raggiungimento dello stato limite; l'indicatore di rischio sismico in termini di periodo di ritorno ($iT_r = (T_r / T_{r,SLVrif})^{0.41}$);

la PGA corrispondente al raggiungimento dello stato limite; l'indicatore di rischio sismico in termini di PGA ($iPGA = PGA / PGA_{SLVrif}$).

Verifica edificio esistente pre intervento	Verifica edificio esistente post intervento
Verifica di edificio esistente con fattore q Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.) § C8.7.1 Accelerazioni e tempi di ritorno Accelerazione di aggancio SLV (ag/g_SLV*S*ST) PGA,SLVrif = 0.228 Accelerazione di aggancio SLD (ag/g_SLD*S*ST) PGA,SLDrif = 0.079 Tr,SLVrif = 475 anni Tr,SLDrif = 50 anni Rottura a flessione Moltiplicatore: 0.178 Maschio 33 "Piano 1 - Sottotetto" Lunghezza: 188.1; altezza: 345; spessore: 40 sezione a quota 700 Combinazione SLV 11 N = -313 M = 29256 $\sigma_0 = 0.04$ fd = 8.89 Mu = 29326 Tempo di ritorno 16 anni Indicatore iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^.41 = 0.249 PGA 0.041 Indicatore iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.179 Fattore di accelerazione fa = 0.1753 Rottura a pressoflessione nel piano ortogonale Moltiplicatore: 0.235 Maschio 28 "Piano 1 - Sottotetto" Lunghezza: 27.7; altezza: 345; spessore: 26; sezione a quota: 522 Combinazione SLV 9 fd= 8.89 Ta= 0.09 Wa= 0.04 N= -52 M= 664 Mc= 669 Tempo di ritorno 26 anni Indicatore iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^.41 = 0.304 PGA 0.054 Indicatore iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.236 Fattore di accelerazione fa = 0.2315 Rottura per meccanismi locali di collasso Moltiplicatore: 0.035 Maschio 17 "Fondazione - Piano 1" Lunghezza: 118; altezza: 333; spessore: 21 f.agg.= 0 a.lim.= 302.1422 Combinazione SLV 13 N top= -2349 N base= -3065 T orto= -26 $\alpha_0 = 0.03$ M*= 3.446 e*= 0.921 a0*= 23.58 Tempo di ritorno 0 anni Indicatore iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^.41 = 0 PGA 0 Indicatore iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0 Fattore di accelerazione fa = 0	Verifica di edificio esistente con fattore q Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.) § C8.7.1 Accelerazioni e tempi di ritorno Accelerazione di aggancio SLV (ag/g_SLV*S*ST) PGA,SLVrif = 0.228 Accelerazione di aggancio SLD (ag/g_SLD*S*ST) PGA,SLDrif = 0.079 Tr,SLVrif = 475 anni Tr,SLDrif = 50 anni Rottura a flessione Moltiplicatore: 1.134 Maschio 20 "Sottotetto - Falda 1" Lunghezza: 340.5; altezza: 113.6; spessore: 33 sezione a quota 700 Combinazione SLV 6 N = -2957 M = 491563 $\sigma_0 = 0.26$ fd = 13.33 Mu = 491690 Tempo di ritorno 666 anni Indicatore iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^.41 = 1.149 PGA 0.257 Indicatore iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 1.128 Fattore di accelerazione fa = 1.128 Rottura a pressoflessione nel piano ortogonale Moltiplicatore: 1.472 Maschio 41 "Piano 1 - Sottotetto" Lunghezza: 289.4; altezza: 345; spessore: 40; sezione a quota: 522 Combinazione SLV 2 fd= 13.33 Ta= 0.07 Wa= 0.06 N= -3270 M= 63716 Mc= 63770 Tempo di ritorno 1409 anni Indicatore iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^.41 = 1.562 PGA 0.331 Indicatore iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 1.453 Fattore di accelerazione fa = 1.4529 Rottura per meccanismi locali di collasso Moltiplicatore: 1.121 Maschio 39 "Piano 1 - Sottotetto" Lunghezza: 27.7; altezza: 345; spessore: 33 f.agg.= 37 a.lim.= 9475.9668 Combinazione SLV 16 N top= -841 N base= -1722 T orto= -74 $\alpha_0 = 0.929$ M*= 1.26 e*= 0.918 a0*= 735.33 Tempo di ritorno 646 anni Indicatore iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^.41 = 1.134 PGA 0.254 Indicatore iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 1.116 Fattore di accelerazione fa = 1.1158

Indicatori minimi riferiti al solo materiale muratura pre- intervento

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	iPGA (ZE)	TR	(TR/TRrif)^.41	fa
Maschio 33 "Piano 1 - Sottotetto"	PF	0.178	SLV 11	0.0408	0.1789	16	0.249	0.1753
Maschio 28 "Piano 1 - Sottotetto"	PFFP	0.235	SLV 9	0.0539	0.2363	26	0.3039	0.2315
Maschio 17 "Fondazione - Piano 1"	R	0.035	SLV 13	0	0	0	0	0
Trave di accoppiamento 14 "Fondazione - Piano 1"	PF	0.472	SLV 3	0.1053	0.4616	88	0.5009	0.4611

Indicatori minimi riferiti al solo materiale muratura post intervento

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	iPGA (ζE)	TR	$(TR/TR_{rif})^{.41}$	fa
Maschio 20 "Sottotetto - Falda 1"	PF	1.134	SLV 6	0.2573	1.1283	666	1.1486	1.128
Maschio 41 "Piano 1 - Sottotetto"	PFFP	1.472	SLV 2	0.3314	1.4531	1409	1.5617	1.4529
Maschio 39 "Piano 1 - Sottotetto"	R	1.121	SLV 16	0.2545	1.1159	646	1.1344	1.1158
Trave di accoppiamento 26 "Piano 1 - Sottotetto"	PF	2.102	SLV 7	0.3489	1.5299	1656	1.6687	1.5297

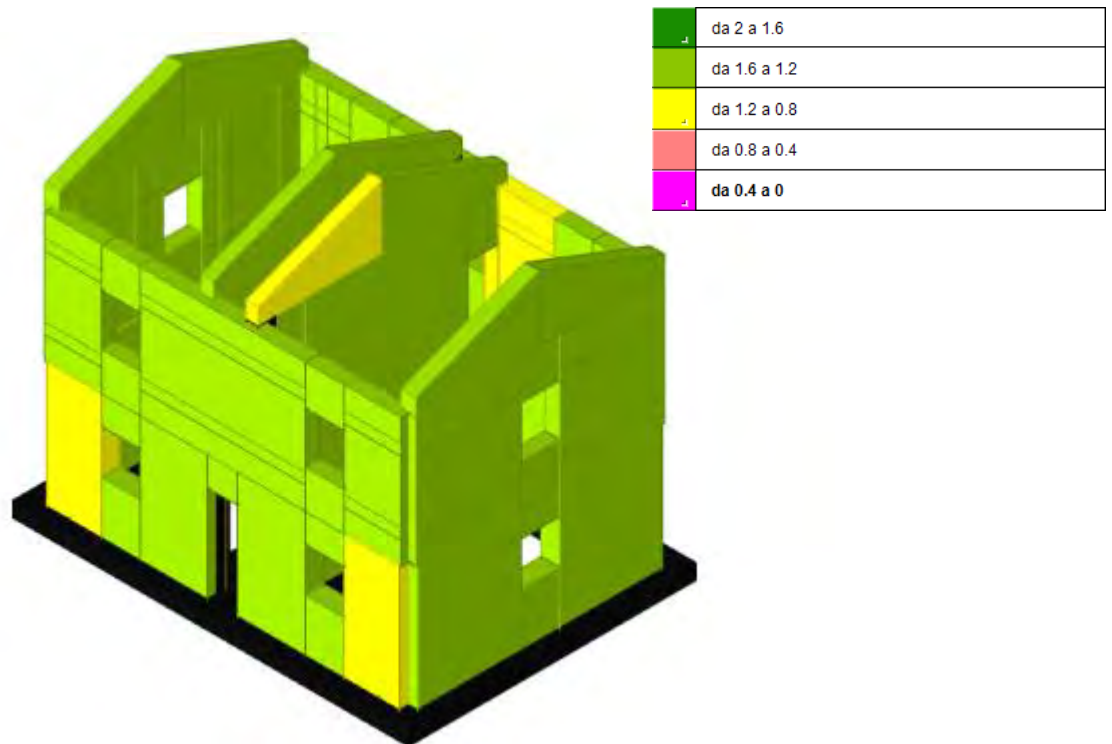


Figura 3 - I.R. Minimo PGA Post intervento

Matera Ottobre 2019