

Comune di ARGENTA
Provincia di Ferrara

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA
FABBRICATO RILEVANTE

ASP ARGENTA
VIA ROMA, 9 - ARGENTA (FE)



Arch. Massarenti Marcello
Piazza Ariostea 16 FERRARA
TEL.3472356305



SOMMARIO

1. DOCUMENTI DI SINTESI	- 4 -
1.1. SINTESI DEL PERCORSO PROGETTUALE.....	- 4 -
1.2. CONDIZIONI D'USO E LIVELLI DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE.....	- 8 -
1.3. PREMESSA	- 8 -
1.4. ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.....	- 8 -
1.4.1. ANALISI STORICO-CRITICA	- 8 -
1.4.2. ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.....	- 9 -
1.5. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA	- 9 -
1.6. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO	- 10 -
1.6.1. NORME DI RIFERIMENTO COGENTI	- 10 -
1.6.2. ALTRE NORME E DOCUMENTI TECNICI INTEGRATIVI.....	- 10 -
1.7. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	- 10 -
1.8. AZIONI AGENTI SULLA COSTRUZIONE.....	- 10 -
1.8.1. AZIONI SOLAI CORPO PRINCIPALE (CORPO 1)	- 10 -
1.8.2. AZIONI SOLAI CORPO IN AMPLIAMENTO (CORPO 2).....	- 10 -
1.8.3. AZIONI SOLAI CORPO VANO TECNICO (CORPO 3)	- 11 -
1.8.4. VALUTAZIONE DELLE AZIONI AMBIENTALI E ACCIDENTALI	- 11 -
1.9. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI.....	- 14 -
2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA CORPO PRINCIPALE (CORPO 1)	- 15 -
2.1. MODELLO/I NUMERICO/I	- 15 -
2.1.1. METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI.....	- 15 -
2.1.2. INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO	- 15 -
2.1.3. MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA	- 15 -
2.1.4. MODELLAZIONE DEI VINCOLI INTERNI ED ESTERNI.....	- 16 -
2.1.5. MODELLAZIONE DELLE AZIONI.....	- 16 -
2.1.6. COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO	- 16 -
2.2. PRINCIPALI RISULTATI.....	- 17 -
2.2.1. RISULTATI DELL'ANALISI.....	- 17 -
2.2.2. DEFORMATE E SOLLECITAZIONI PER CONDIZIONI DI CARICO	- 19 -
2.2.3. INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE	- 19 -
2.2.4. REAZIONI VINCOLARI	- 19 -

2.2.5. ALTRI RISULTATI SIGNIFICATIVI.....	- 19 -
2.3. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	- 20 -
2.3.1. VERIFICHE ALLO SLU NEI CONFRONTI DEI CARICHI VERTICALI STATICI - PANNELLI MURARI.....	- 20 -
2.3.2. VERIFICHE NEI CONFRONTI DELLE AZIONI SISMICHE - PANNELLI MURARI.....	- 21 -
2.4. ESITO DELLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DEL CORPO PRINCIPALE (CORPO 1)	- 33 -
3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA CORPO 2.....	- 34 -
3.1. MODELLO/I NUMERICO/I	- 34 -
3.1.1. METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI.....	- 34 -
3.1.2. INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO	- 34 -
3.1.3. MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA	- 34 -
3.1.4. MODELLAZIONE DEI VINCOLI INTERNI ED ESTERNI.....	- 35 -
3.1.5. MODELLAZIONE DELLE AZIONI.....	- 35 -
3.1.6. COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO	- 35 -
3.2. PRINCIPALI RISULTATI.....	- 36 -
3.2.1. RISULTATI DELL'ANALISI.....	- 36 -
3.2.2. DEFORMATE E SOLLECITAZIONI PER CONDIZIONI DI CARICO	- 38 -
3.2.3. INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE	- 38 -
3.2.4. REAZIONI VINCOLARI	- 38 -
3.2.5. ALTRI RISULTATI SIGNIFICATIVI.....	- 38 -
3.3. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	- 38 -
3.3.1. VERIFICHE ALLO SLU NEI CONFRONTI DEI CARICHI VERTICALI STATICI - PANNELLI MURARI.....	- 38 -
3.3.2. VERIFICHE NEI CONFRONTI DELLE AZIONI SISMICHE - PANNELLI MURARI.....	- 40 -
3.4. ESITO DELLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DEL CORPO IN AMPLIAMENTO (CORPO 2)- 47 -	
4. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA CORPO VANO TECNICO (CORPO 3).....	- 48 -
4.1. MODELLO/I NUMERICO/I	- 48 -
4.1.1. METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI.....	- 48 -
4.1.2. INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO	- 48 -
4.1.3. MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA	- 48 -
4.1.4. MODELLAZIONE DEI VINCOLI INTERNI ED ESTERNI.....	- 49 -
4.1.5. MODELLAZIONE DELLE AZIONI.....	- 49 -
4.1.6. COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO	- 49 -
4.2. PRINCIPALI RISULTATI.....	- 50 -
4.2.1. RISULTATI DELL'ANALISI.....	- 50 -
4.2.2. DEFORMATE E SOLLECITAZIONI PER CONDIZIONI DI CARICO	- 52 -

4.2.3. INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE	- 52 -
4.2.4. REAZIONI VINCOLARI	- 52 -
4.2.5. ALTRI RISULTATI SIGNIFICATIVI.....	- 52 -
4.3. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	- 53 -
4.3.1. VERIFICHE ALLO SLU NEI CONFRONTI DEI CARICHI VERTICALI STATICI - PANNELLI MURARI.....	- 53 -
4.3.2. VERIFICHE NEI CONFRONTI DELLE AZIONI SISMICHE - PANNELLI MURARI.....	- 54 -
4.4. ESITO DELLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DEL CORPO PRINCIPALE (CORPO 3)	- 59 -
5. CONCLUSIONI.....	- 60 -
6. REPORT PROVE/INDAGINI IN SITU	- 61 -
7.CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	- 65-

1. DOCUMENTI DI SINTESI

1.1. Sintesi del percorso progettuale

I sopralluoghi compiuti sul fabbricato e l'esame della documentazione in possesso hanno consentito di definire le caratteristiche del manufatto nonché le proprietà meccaniche dei materiali. Il complesso, adibito a casa di riposo, presenta una forma in pianta allungata iscrivibile in un rettangolo avente dimensioni principali complessive di circa 25,50 m e 64,60 m e altezza minima in gronda di circa 14,40 m rispetto alla quota stradale. Dal punto di vista architettonico il fabbricato presenta 4 piani fuori terra più un seminterrato. Il complesso è organizzato in due corpi di fabbrica fra loro giuntati e di cui l'ala principale edificata a cavallo fra gli ultimi anni del 1800 e i primi del 1900 e l'ampliamento sul retro di epoca ben più recente edificato alla fine degli anni '80. A completamento del sito è presente un edificio di modeste dimensioni ad un solo piano posto sul retro ed adibito a locale tecnico. La casa protetta, denominata Beneficenza Manica dal nome del benefattore che l'ha fondata a inizio 900, è capace di ospitare 92 degenze composte da anziani autosufficienti e non autosufficienti con grado lieve. Gli ospiti sono distribuiti fra piano rialzato, piano primo e piano secondo mentre il seminterrato e la mansarda sono adibiti a deposito, spogliatoi, cucina ed uffici per il personale amministrativo e di servizio. L'accesso principale alla struttura è da via Roma da dove si raggiunge l'atrio di ingresso posizionato centralmente al fabbricato storico e dal quale è possibile accedere a tutti gli ambienti dell'edificio in particolare la chiesa, posta subito di fronte all'ingresso, i due corridoi est ed ovest che, disposti longitudinalmente sul lato sud della struttura, danno accesso alle stanze di degenza/ricreative, la sala da pranzo del piano e ad alcuni uffici amministrativi. Dall'ingresso è inoltre possibile raggiungere il retro del complesso e le due scale, complete di ascensore, che collegano i vari piani di cui il primo e il secondo sono completamente destinati alla degenza degli ospiti mentre la mansarda (ultimo piano) è ad oggi utilizzato come zona spogliatoi/uffici per il personale. Dal punto di vista strutturale l'edificio di degenza è diviso in due porzioni fra loro giuntate mediante un distacco di circa 20 cm di cui la principale organizzata su 3 piani fuori terra più mansarda nella zona centrale e seminterrato mentre la struttura in ampliamento presenta 3 piani fuori terra più seminterrato. Nel dettaglio:

- 1) Corpo principale (corpo 1): dimensioni in pianta di circa 18,85x64,60m (rapporto fra i lati $\sim 3,42 < 4$), altezza in gronda di circa minima 14,40 m rispetto alla quota stradale, 3 piani fuori terra più mansarda solo nella zone centrale e seminterrato esteso all'intero corpo. Struttura in muratura in mattoni pieni e malta di calce composta da pareti prevalentemente a 3 teste con parti a 2 teste, solai dei piani primo e secondo in laterocemento a pignatta armata privi di soletta collaborante, solaio di copertura in laterocemento con alcune travi lignee non strutturali a vista, sono presenti al piano seminterrato pilastri in muratura a 2 teste a sostegno di archi e volte a crociera costituenti la struttura del solaio del piano rialzato, finitura esterna a faccia a vista con pilastri in muratura di ringrosso negli angoli/spigoli e lungo le facciate, la fondazione non è stata indagata ma vista l'epoca di costruzione e la tipologia di edificio è ragionevole assumere che vi siano riseghe murarie che si allargano anche fino a 120/150 cm complessivi. Le scale sono di recente costruzione e presentano struttura a soletta a ginocchio con vani ascensore di tipo scatolare in calcestruzzo armato con pareti spesse circa 20 cm;
- 2) Corpo in ampliamento (corpo 2): dimensioni in pianta di circa 10,30x15,20m (rapporto fra i lati $\sim 1,48 < 4$), altezza in gronda di circa 14,40 m rispetto alla quota stradale, 3 piani fuori terra più seminterrato. Struttura in muratura in mattoni a più teste e malta cementizia con singolo telaio piano in c.a. in corrispondenza del giunto con il corpo principale a sostenere le volte del seminterrato. Il telaio è composto da travi 30x50 cm e pilastri 30x30 cm, solai sia di piano e che

copertura in laterocemento completi di soletta collaborante spessa almeno 40 mm quelli di piano e rasati in copertura, fondazione a platea e pareti del seminterrato in calcestruzzo;

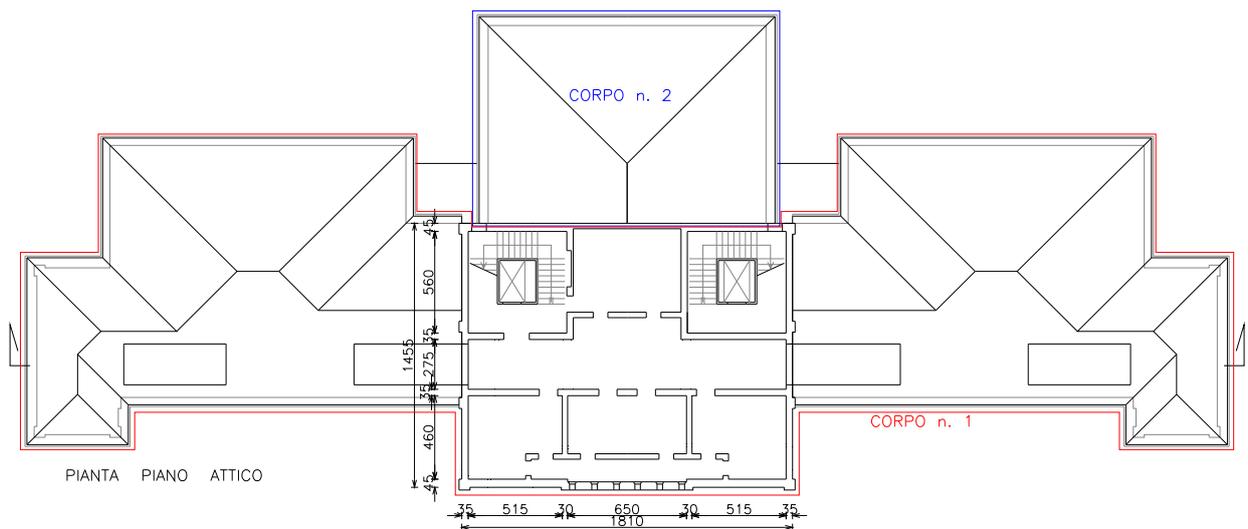
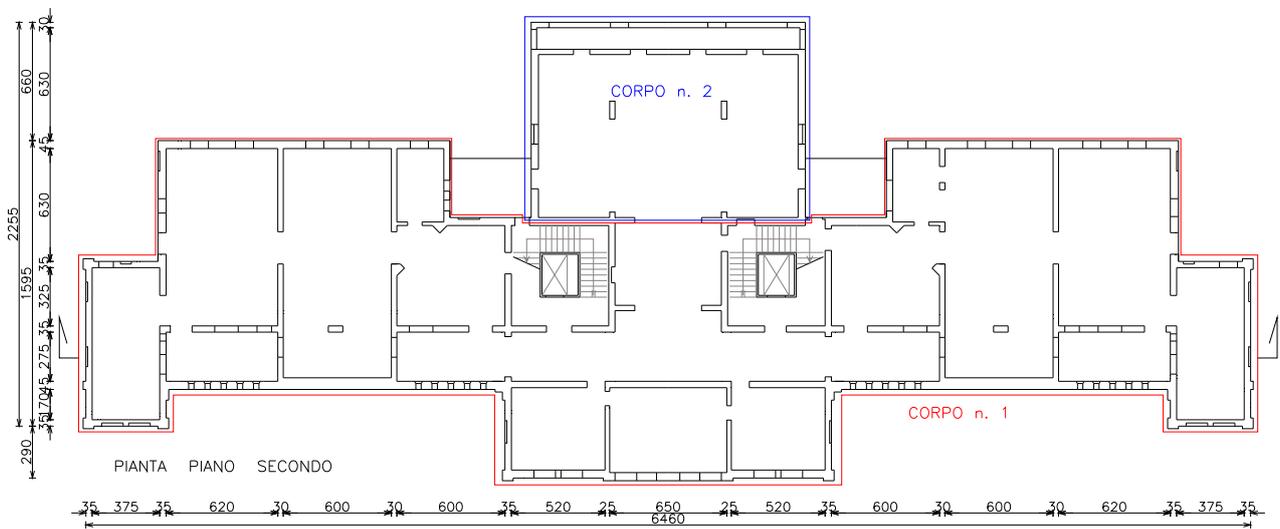
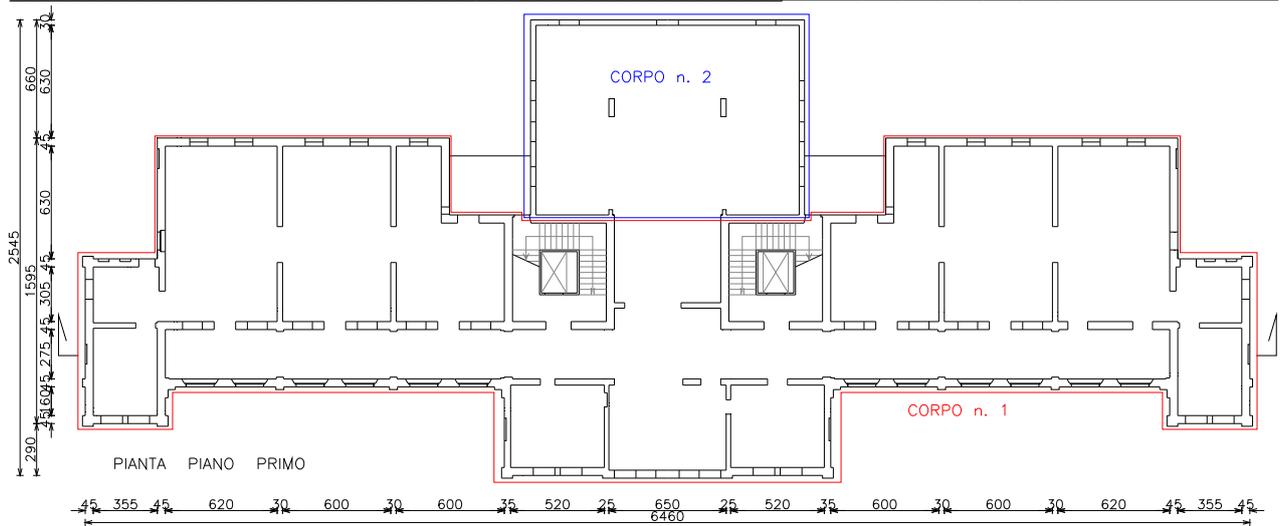
- 3) Corpo vano tecnico (corpo 3): dimensioni in pianta 4,50x14,70 m (rapporto fra i lati $\sim 3,27 < 4$), altezza in gronda 250 cm circa, un solo piano fuori terra. Struttura in muratura a più teste e malta cementizia, solaio di copertura in c.a. a soletta piena spessa circa 20 cm.

La porzione storica della struttura risale ai primi anni del 1900 e ha subito successivamente diversi interventi di ampliamento e trasformazione nel corso del secolo fino ad arrivare all'ultima addizione sul retro risalente alla fine degli anni '80 e agli ultimi interventi completati nel 2000.

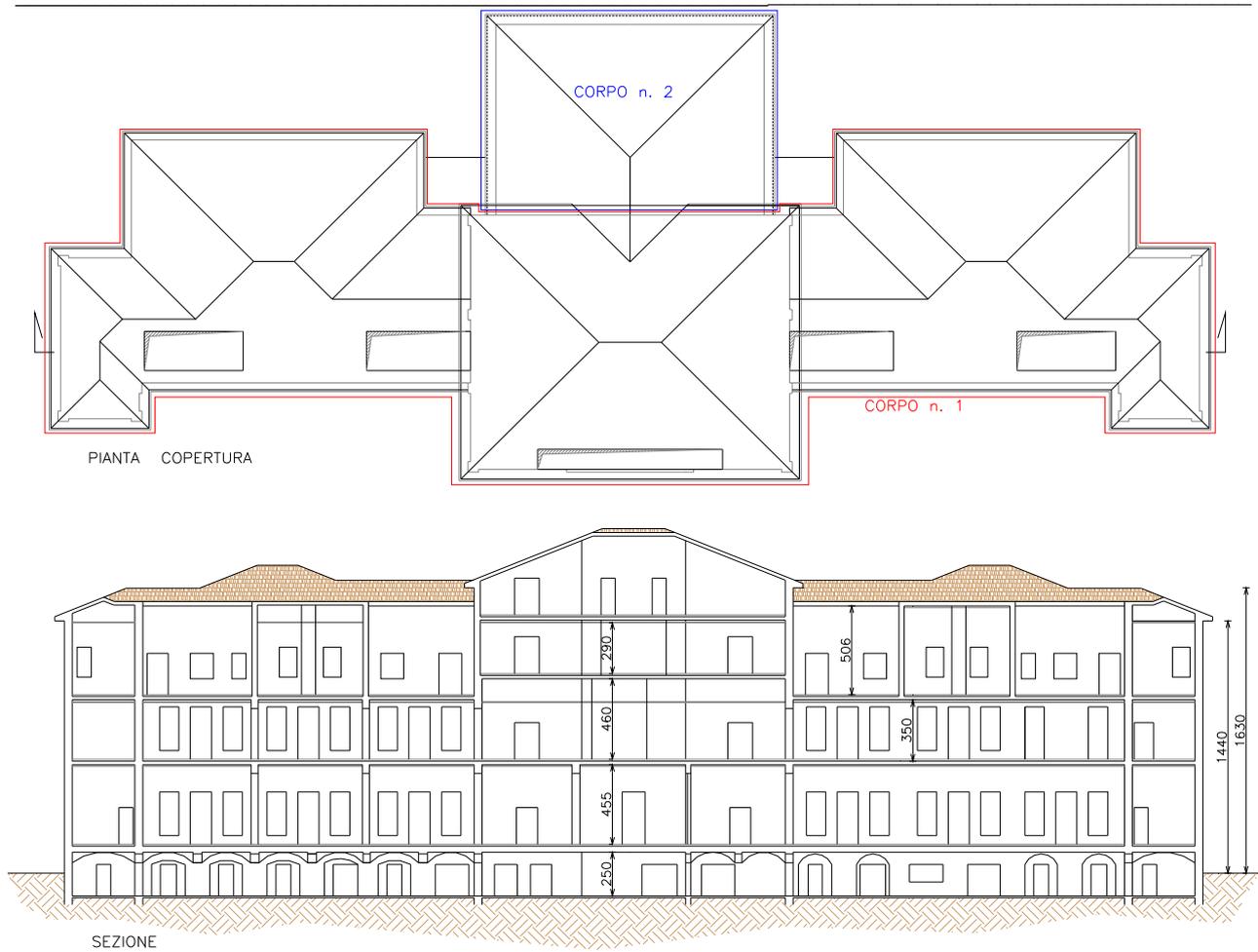
Con l'O.P.C.M. 3274/2003 e s.m.i. e con la DGR 1661/2009 il legislatore ha stabilito che gli edifici rilevanti (i.e. classe d'uso III come una casa di riposo) in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso dovuto all'azione sismica debbano essere sottoposti a valutazione della sicurezza come da §8.3 NTC 2018 con individuazione del grado di sicurezza alle azioni di origine antropica (pesi propri strutturali, azioni permanenti e azioni indotte dall'uomo) e ambientale (tipicamente neve, vento e sisma) con la possibilità, secondo il parere CTS n. 122 del 14/04/2016 della Regione Emilia Romagna, di adottare precauzioni ovvero di intervenire qualora si evidenzino criticità legate alle prime e programmare interventi nel caso in cui le criticità siano correlate alle sole azioni ambientali. Per una migliore spiegazione della distribuzione strutturale del complesso si riportano a seguire le piante e una sezione del complesso:



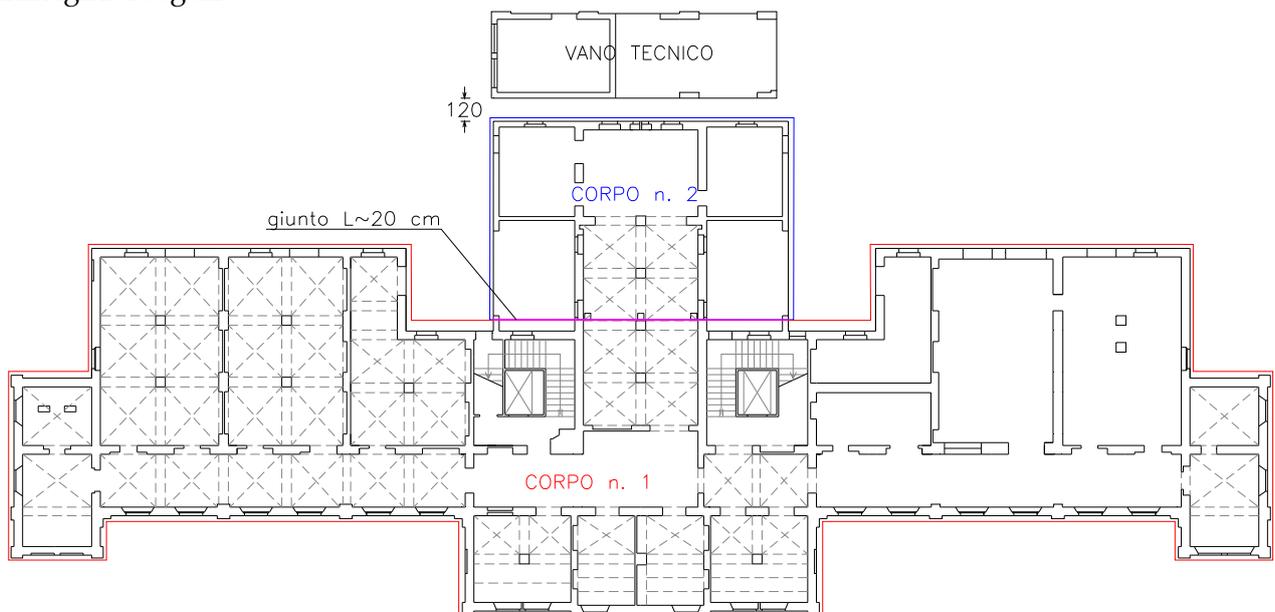
VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA FABBRICATO RILEVANTE - ASP ARGENTA
 VIA ROMA, 9 - ARGENTA (FE)



VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA FABBRICATO RILEVANTE - ASP ARGENTA
VIA ROMA, 9 - ARGENTA (FE)



L'individuazione dei corpi di fabbrica e la vista dell'entità del giunto fra essi è riportata nelle immagini a seguire.





Nella figura riguardante il piano seminterrato è possibile vedere a sinistra il pilastro in muratura del corpo di fabbrica n. 1 (struttura originaria) e a destra il pilastro del corpo n. 2 in ampliamento. È evidente lo stacco fra le due strutture sufficiente a garantire la mancanza di martellamento che può tuttavia interessare gli elementi non strutturali che ai piani superiori riempiono il giunto per garantire continuità architettonica alle facciate.

Verifica di martellamento:

$$d_{\min} \geq \frac{H}{100} \cdot \frac{2 \cdot a_g \cdot S}{g}$$

$$d_{\min} = \frac{1440}{100} \cdot \frac{2 \cdot 0,187g \cdot 1,687}{g} \approx 9,1cm$$

$$d = 20cm > d_{\min} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Dove H è l'altezza dei punti che si fronteggiano di cui è necessaria la verifica di martellamento (i.e. quota di gronda).

1.2. Condizioni d'uso e livelli di sicurezza della costruzione

Le condizioni d'uso corrispondono a quelle di edificio rilevante (classe d'uso III). Nella tabella successiva si riportano alcuni principali parametri di progettazione:

Vita Nominale	Classe d'uso	Coeff. D'uso	Periodo di riferimento
50 anni	III	1,5	75 anni

1.3. Premessa

Scopo della seguente relazione è verificare le membrature resistenti alle azioni sismiche/ambientali (in particolare pareti e telai) e statiche/antropiche di un edificio esistente ad uso casa di riposo sito ad Argenta in via Roma, civ. 9.

Nello specifico si considereranno come criteri di verifica del manufatto le prescrizioni riportate nelle NTC 2018 utilizzando un approccio agli stati limite (SLU) per le verifiche nonché, per tenere conto dell'azione sismica, un'analisi statica non lineare (pushover) per determinare la capacità resistente complessiva delle strutture.

1.4. Analisi storico-critica ed esito del rilievo geometrico-strutturale

1.4.1. Analisi storico-critica

Il fabbricato Beneficenza Manica di Argenta opera nel settore assistenza agli anziani e nasce nella sua destinazione d'uso a seguito del testamento olografo di Angelo Manica datato 22 giugno 1899. L'istituzione è stata eretta a Ente Morale con Regio Decreto del 13 luglio 1903 con lo scopo di erogare servizi socio-sanitari e socio-assistenziali alle persone anziane anche non autosufficienti fisicamente e/o psichicamente. Il completamento della costruzione del corpo principale risale ai primi anni del 1900 e sono intervenuti diversi interventi di ampliamento e trasformazione per tutto il corso del XX secolo concludendosi con un ultimo intervento nel 2000.

1.4.2. Esito del rilievo geometrico-strutturale

Il rilievo geometrico-strutturale è stato eseguito con strumentazione standard: metro, distanziometro laser. Si sono utilizzati per determinare le resistenze dei materiali i documenti originali esecutivi reperiti presso gli Uffici Pubblici competenti e attraverso l'analisi in loco dei materiali direttamente visibili.

1.5. Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica

L'edificio in esame è composto dai corpi di fabbrica sopra definiti che dovranno essere analizzati separatamente tenendo conto delle eventuali interazioni a cui potrebbero essere soggetti nel caso di sisma. Dalla documentazione reperita e in base ai sopralluoghi compiuti, per ciascuna delle parti del fabbricato, si riportano le caratteristiche principali delle sezioni resistenti.

Corpo principale (corpo 1):

- Pareti: muratura a più teste in mattoni pieni e malta di calce in buono stato di conservazione e con giunti sottili e presenza di connessione trasversale, spessore dei paramenti 45 cm e 30 cm con ringrossi locali in corrispondenza degli angoli e della facciata principale dell'edificio;
- Solai piano rialzato (quota p.f. +165 cm): solaio a volte in foglio in muratura in mattoni pieni con giunti sottili dello stesso tipo delle pareti portanti;
- Solai piani superiori: laterocemento tipo a pignatta armata avente spessore strutturale di circa 20 cm e privi di soletta collaborante;
- Solai di copertura: alternativamente in laterocemento tipo a pignatta armata avente spessore strutturale di circa 20 cm e privi di soletta collaborante;
- Fondazioni: in muratura di mattoni pieni e malta di calce dello stesso tipo delle pareti portanti. Non sono state indagate durante i sopralluoghi ma è possibile stimare che le riseghe murarie arrivino a larghezze di circa 120/150 cm con profondità del piano di posa di circa 220/250 cm.

Corpo in ampliamento (corpo 2):

- Pareti: muratura a più teste in mattoni semipieni e malta cementizia in ottimo stato di conservazione, con giunti sottili e malta buona, spessore dei paramenti 45 cm e 30 cm;
- Solai piano rialzato (quota p.f. +165 cm): solaio a volte in foglio in muratura in mattoni pieni con giunti sottili dello stesso tipo delle pareti portanti e solai in laterocemento in travetti in c.a.p. a sezione a "T" rovescia e pignatte con interasse 50 cm completi di soletta collaborante e cordoli, spessore del solaio 20+4 cm;
- Solai piani superiori: laterocemento tipo in travetti in c.a.p. a sezione a "T" rovescia e pignatte con interasse 50 cm completi di soletta collaborante e cordoli, spessore del solaio 20+4 cm;
- Solai di copertura: alternativamente in laterocemento tipo a pignatta armata avente spessore strutturale di circa 20 cm e privi di soletta collaborante;
- Fondazioni: in calcestruzzo a "T" rovescia.
- Telaio in c.a.: il telaio si estende soltanto per il piano seminterrato ed è composto da tre pilastri a sezione quadrata di lato 30 cm con interasse 275 cm, la trave, a quota intradossale di cm, ha sezione 30x50 cm. Armatura da indagine pacometrica: pilastri 1Φ14 per ogni angolo e staffe Φ8/20 cm, trave 4Φ14 intradossali, 2Φ14 estradossali e staffe Φ8/12 cm. Materiali da indagine sclerometrica cls C25/30 ($IR_{med} = 36$), acciaio da epoca di costruzione FeB44k a.m.

Corpo vano tecnico (corpo 3):

- Pareti: muratura a più teste in mattoni semipieni e malta cementizia in ottimo stato di conservazione, con giunti sottili e malta buona, spessore dei paramenti 30 cm;
- Solaio di copertura (quota intradosso +250 cm): solaio a soletta piena in c.a. spessa 20 cm;
- Fondazioni: in calcestruzzo a platea.

1.6. Quadro normativo di riferimento adottato

1.6.1. Norme di riferimento cogenti

- Strutture (murature, telai, solai): NTC 17/01/2018.

1.6.2. Altre norme e documenti tecnici integrativi

- Strutture (murature, telai, solai): ove non in contrasto con le nuove NTC 2018 circolare n. 617 dello 02/02/2009.

1.7. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

In base ai sopralluoghi e alle indagini svolti in situ corredate con l'analisi della documentazione reperita portano, nel complesso, ad un livello di conoscenza basso così come previsto in C8A.1.B circ. 617/2009 pertanto si adotta un livello di conoscenza **LC1** a cui le NTC 2018 (**FC = 1,35**).

1.8. Azioni agenti sulla costruzione

1.8.1. Azioni solai corpo principale (corpo 1)

Copertura in laterocemento del corpo principale (corpo 1):	
Peso proprio solaio tipo SAP	240 daN/m ²
Pacchetto di copertura (coibentazioni, controsoffitto, tegole)	110 daN/m ²
Intonaco di intradosso	30 daN/m ²
Totale permanenti strutturali (G₁)	240 daN/m²
Totale permanenti non strutturali (G₂)	140 daN/m²
Carico accidentale (Q_{k1}) - Cat. H: neve -	80 daN/m²
Solai del piano rialzato del corpo principale (corpo 1):	
Peso proprio solaio a volte compreso il riempimento	700 daN/m ²
Pacchetto pavimentazione (sottofondo, pavimentazione)	100 daN/m ²
Intonaco di intradosso	30 daN/m ²
Totale permanenti strutturali (G₁)	700 daN/m²
Totale permanenti non strutturali (G₂)	110 daN/m²
Carico accidentale (Q_{k1}) - Cat. A: degenze -	200 daN/m²
Solai di piano (1°, 2° e attico) del corpo principale (corpo 1):	
Peso proprio solaio tipo SAP	240 daN/m ²
Pacchetto pavimentazione (gres, sottofondo, controsoffitto)	120 daN/m ²
Totale permanenti strutturali (G₁)	240 daN/m²
Totale permanenti non strutturali (G₂)	120 daN/m²
Carico accidentale (Q_{k1}) - Cat. A: degenze -	200 daN/m²

1.8.2. Azioni solai corpo in ampliamento (corpo 2)

Copertura in laterocemento del corpo in ampliamento (corpo 2):	
Peso proprio solaio a travetti precompressi e pignatte (i = 50 cm)	220 daN/m ²
Pacchetto di copertura (coibentazioni, controsoffitto, tegole)	110 daN/m ²
Intonaco di intradosso	30 daN/m ²
Totale permanenti strutturali (G₁)	220 daN/m²
Totale permanenti non strutturali (G₂)	140 daN/m²
Carico accidentale (Q_{k1}) - Cat. H: neve -	80 daN/m²

<u>Solai del piano rialzato del corpo principale (corpo 2):</u>	
Peso proprio solaio a volte compreso il riempimento	700 daN/m ²
Pacchetto pavimentazione (sottofondo, pavimentazione)	100 daN/m ²
Intonaco di intradosso	30 daN/m ²
<i>Totale permanenti strutturali (G₁)</i>	700 daN/m²
<i>Totale permanenti non strutturali (G₂)</i>	110 daN/m²
<i>Carico accidentale (Q_{k1})</i> - Cat. A: degenze -	200 daN/m²
<u>Solai di piano (rialzato, 1°, 2°) del corpo in ampliamento (corpo 2):</u>	
Peso proprio solaio a travetti precompressi e pignatte (i = 50 cm)	220 daN/m ²
Pacchetto pavimentazione (gres, sottofondo, controsoffitto)	120 daN/m ²
<i>Totale permanenti strutturali (G₁)</i>	220 daN/m²
<i>Totale permanenti non strutturali (G₂)</i>	120 daN/m²
<i>Carico accidentale (Q_{k1})</i> - Cat. A: degenze -	200 daN/m²

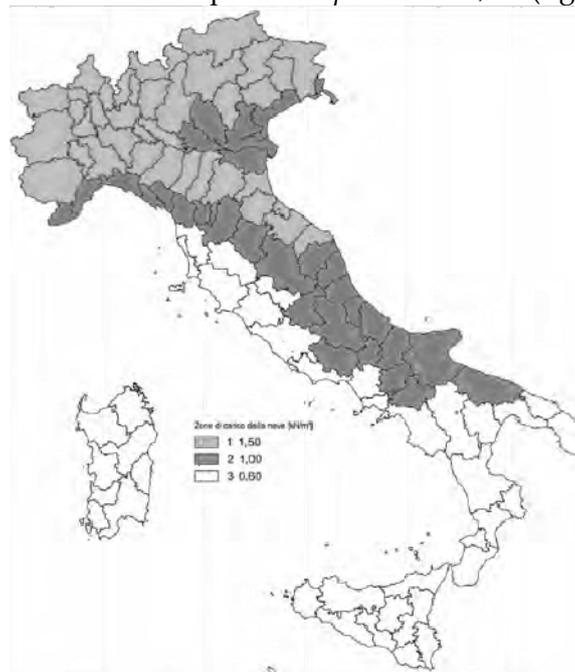
1.8.3. Azioni solai corpo vano tecnico (corpo 3)

<u>Copertura a soletta piena del vano tecnico (corpo 3):</u>	
Peso proprio soletta piena in c.a. (s = 20 cm)	500 daN/m ²
Pacchetto di copertura (coibentazioni, guaina)	20 daN/m ²
<i>Totale permanenti strutturali (G₁)</i>	500 daN/m²
<i>Totale permanenti non strutturali (G₂)</i>	20 daN/m²
<i>Carico accidentale (Q_{k1})</i> - Cat. H: neve -	80 daN/m²

1.8.4. Valutazione delle azioni ambientali e accidentali

Determinazione del carico neve ai sensi di §3.4 NTC 17/01/2018

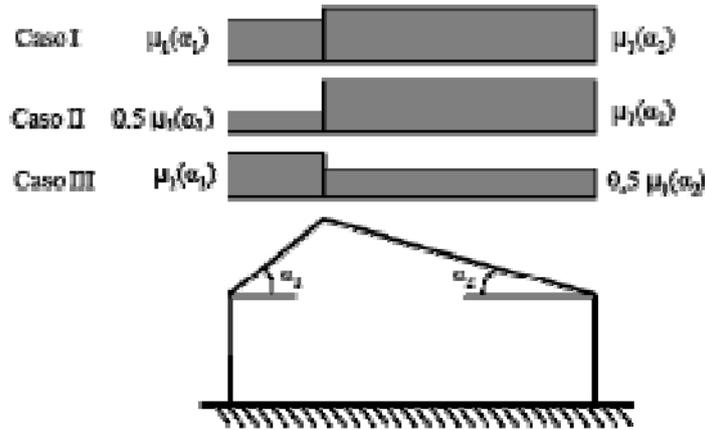
Ferrara e provincia sono situate in Zona II pertanto $q_{sk}=100$ daN/m² (figura seguente)



Il fabbricato è situato ad Argenta nel centro cittadino quindi $C_E=1,0$ (tab. 3.4.I: *topografia normale*). Il coefficiente termico C_t è assunto unitario ($C_t=1,0$).

Il coefficiente di forma invece dipende dal tipo di copertura che si realizza.

Nel caso in esame si ha un tetto assimilabile alla tipologia a doppia falda senza possibilità di accumuli come riportato nella figura seguente:



Avendo α_1 e $\alpha_2 < 30^\circ$ il caso più gravoso è con $\mu_i=0,8$ e quindi:

$$q_s = \mu_i \cdot 100 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 80 \text{ daN/m}^2$$

Determinazione del carico sismico ai sensi di §3.2 NTC 17/01/2018

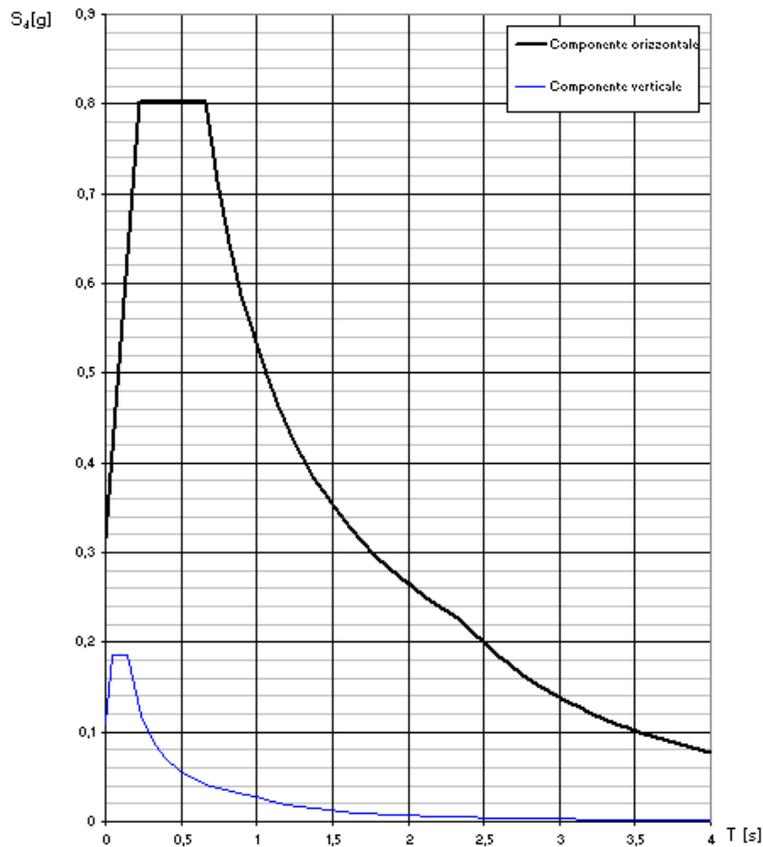
Come disposto al punto §7.1 delle NTC 2018 trattandosi di fabbricato rilevante (classe d'uso III) si considereranno i soli SLV (per le verifiche agli SLU) e i soli SLD (per le verifiche agli SLE).

I parametri di pericolosità sismica per la costruzione in oggetto sita ad Argenta (FE) sono:

Parametro:	Valore:
Coordinate di sito	Lat.: 44,8360– Lon.: 11,6180
Classe d'uso	III
Vita nominale	50 anni
Coefficiente d'uso	1,5
Periodo di riferimento	75 anni
Categoria di sottosuolo	D
Accelerazione massima di sito (a_g)	$0,187g \rightarrow a_{max} = S \cdot a_g = 0,3155g$
Fattore di comportamento orizzontale in CD "B"	$q = 1,0$ - analisi pushover

Per entrambi i corpi si procederà soltanto ad analisi pushover (spettro di progetto con $q = 1,0$).
Di seguito si riporta lo spettro di progetto/verifica in SLV e i principali parametri di pericolosità.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



A seguire i parametri di definizione degli spettri:

ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

p.e. 10% in 50 anni

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
16515	11.806	44.573	5.259
16516	11.877	44.574	5.533
16294	11.875	44.624	3.159
16293	11.805	44.623	2.676

Coordinate geografiche

Località: ARGENTA (FE) Trova

Longitudine: 11.8370 Latitudine: 44.6150 Applica

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c
SLO	81	45	0.055	2.490	0.270
SLD	63	75	0.070	2.460	0.280
SLV	10	712	0.187	2.540	0.280
SLC	5	1462	0.246	2.480	0.290

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza per esistenti %
50	1.5	75	100

Rimuovi limiti Vr e Tr (di norma NO) Reset Calcola

1.9. Caratteristiche meccaniche dei materiali

Le caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti sono:

Strutture esistenti di fondazione:

Muratura in mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e connessione trasversale (corpo n. 1)

Calcestruzzo di classe C25/30 (corpo n. 2 e corpo n. 3)

Acciaio FeB44k (corpo n. 2 e corpo n. 3)

Strutture esistenti in elevazione:

Muratura in mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e connessione trasversale (corpo n. 1)

Muratura in mattoni semipieni e malta cementizia (corpo n. 2 e corpo n. 3)

Calcestruzzo di classe C25/30 (corpo n. 2 e corpo n. 3)

Acciaio FeB44k (corpo n. 2 e corpo n. 3)

<u>Calcestruzzo di classe C25/30:</u> res. caratteristica cil. 25 MPa $\gamma_c = 1,5$; $\alpha_{cc} = 0,85$; $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14,1$ MPa; $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,20$ MPa.	<u>Acciaio FeB44k (a.m.):</u> $\gamma_a = 1,15$; $f_{yk} \geq 430$ MPa; $f_{tk} = 540$ MPa; $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 373,9$ MPa.
---	--

Le resistenze così determinate sono tutte da dividere per $FC = 1,35$.

Muratura in mattoni pieni e malta di calce - con giunti sottili e connessione trasversale:

$$f_m = 1,5 \cdot 1,3 \cdot 24 = 46,8 \text{ daN/cm}^2;$$

$$\tau_0 = 1,5 \cdot 1,3 \cdot 0,6 = 1,17 \text{ daN/cm}^2;$$

$$E = 1,5 \cdot 1,3 \cdot 15000 / 2 = 14625 \text{ daN/cm}^2;$$

$$G = 1,5 \cdot 1,3 \cdot 5000 / 2 = 4875 \text{ daN/cm}^2;$$

$$W = 1800 \text{ daN/m}^3;$$

Combinazioni di carico verticali ($\gamma_M = 3$);

Combinazioni di carico sismiche ($\gamma_M = 2$);

In caso di analisi non lineari non si dividono le resistenze per γ_M .

Le resistenze così determinate sono tutte da dividere per $FC = 1,35$.

Muratura in mattoni semipieni e malta cementizia:

$$f_m = 50 \text{ daN/cm}^2;$$

$$\tau_0 = 2,4 \text{ daN/cm}^2;$$

$$E = 45500 \text{ daN/cm}^2;$$

$$G = 11375 \text{ daN/cm}^2;$$

$$W = 1500 \text{ daN/m}^3;$$

Combinazioni di carico verticali ($\gamma_M = 3$);

Combinazioni di carico sismiche ($\gamma_M = 2$);

In caso di analisi non lineari non si dividono le resistenze per γ_M .

Le resistenze così determinate sono tutte da dividere per $FC = 1,35$.

2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA CORPO PRINCIPALE (CORPO 1)

2.1. Modello/i numerico/i

2.1.1. Metodologia di modellazione ed analisi

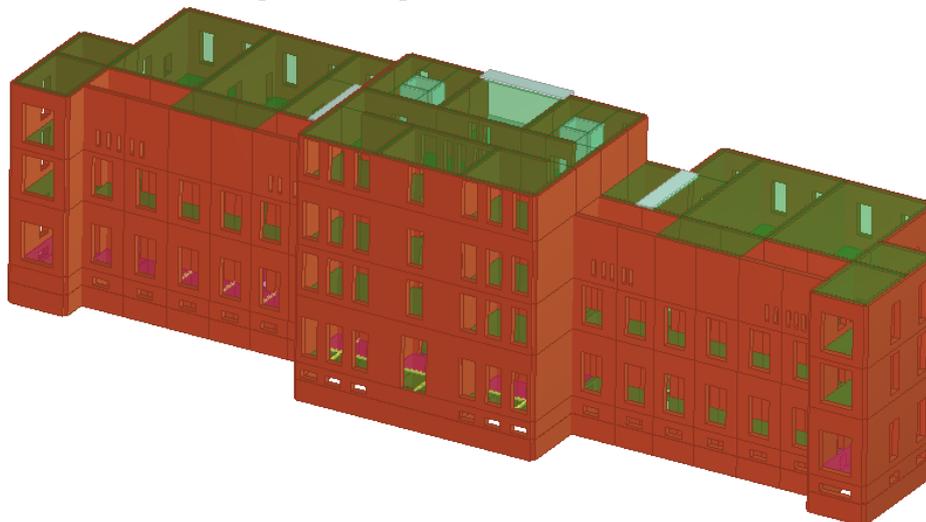
La modellazione della struttura è stata fatta con il programma 3Muri tramite il quale si sono determinate le azioni sollecitanti (E_a) da comparare, secondo le indicazioni riportate al punto §2.3 delle NTC 2018, con le sollecitazioni resistenti (R_a) degli elementi e tenendo conto delle indicazioni del paragrafo §7.8 e sottopunti e del cap. 8 delle NTC 2018 per le prescrizioni in zona sismica.

2.1.2. Informazioni sul codice di calcolo

La modellazione della struttura e le analisi sono state svolte tramite il programma 3Muri - StaData.

2.1.3. Modellazione della geometria

La modellazione dell'edificio mediante il programma 3Muri viene realizzata tramite l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà. I nodi del modello, sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete. Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidità assiale ma nessuna rigidità flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma. Si riporta di seguito la vista solida del modello:



Al fine di considerare la risposta rigida del terreno di fondazione nel caso di sollecitante sismica si è modellato un vincolo rigido in fondazione.

2.1.4. Modellazione dei vincoli interni ed esterni

Tutti gli elementi che modellano le pareti sono stati vincolati al piede mediante vincolo rigido.

2.1.5. Modellazione delle azioni

Le azioni che si sono considerate sono:

Azioni permanenti strutturali (G_1)	Pesi propri delle strutture conteggiati in automatico dal programma in base al peso specifico dichiarato.
Azioni permanenti portate (G_2)	Pesi permanenti sulle strutture conteggiati dal progettista per aree di influenza e immessi come carico sulle membrature che li portano direttamente come carichi distribuiti uniformemente.
Azioni accidentali (Q_{ki})	Azioni del vento (trascurato) e della neve considerati dal progettista e immessi sulle strutture che li sopportano in base alle aree di influenza degli elementi stessi.
Azioni sismiche (E)	L'azione sismica è conteggiata in base a un'analisi di pushover calcolata dal programma e successivamente implementata con lo spettro di progetto immesso.

2.1.6. Combinazioni e/o percorsi di carico

Le combinazioni di carico per il calcolo delle membrature, in base a quanto disposto al paragrafo §2.5.3 delle NTC 17/01/2018, sono le seguenti:

- a) SLU: $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$
- b) SLE rara: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$
- c) SLE frequente: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$
- d) SLE quasi permanente: $G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$
- e) SLU sismica: $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$

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

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

I coefficienti moltiplicativi che si sono considerati sono riportati nelle seguenti tabelle:

Tab. 2.6.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tab. 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

2.2. Principali risultati

2.2.1. Risultati dell'analisi

L'analisi pushover consiste nell'applicare una serie di forze statiche al modello numerico che vengono successivamente incrementate fino al raggiungimento del collasso della struttura.

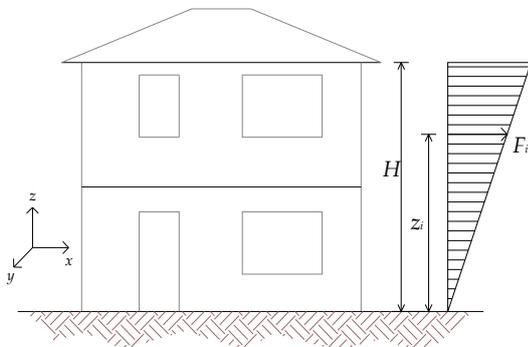
Le NTC 2018 al punto §7.3.4.1 prevedono:

- Analisi pushover in direzione X ed Y con 2 distribuzioni di forze a scelta tra quelle proposte dalla norma;
- Determinazione delle *curve di capacità* della struttura che rappresentano lo spostamento di un punto di controllo rispetto alla forza applicata;
- Rielaborazione dei risultati in modo da ricondurre il problema al caso dell'oscillatore semplice e verifica, mediante lo spettro di normativa, che la capacità di spostamento sia superiore alla domanda: $d_{max}^* \leq d_u^*$

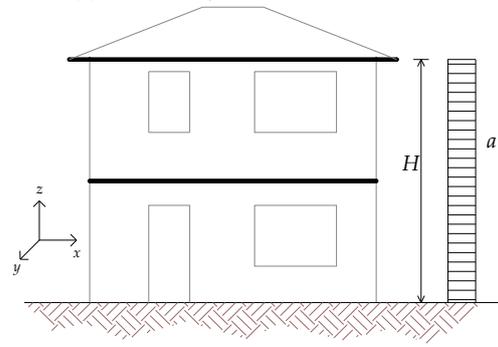
Sviluppando i punti con maggior dettaglio si ha:

distribuzioni di forze da applicare – esempio tipo

Gruppo 1 – proporzionale alle forze statiche



Gruppo 2 – uniforme di accelerazioni



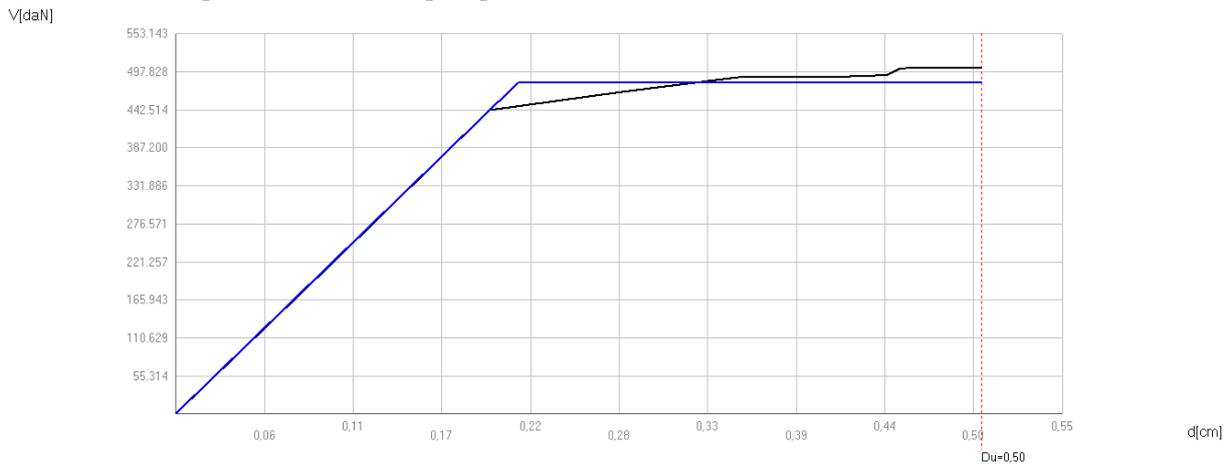
Le analisi, condotte per i vari casi con e senza eccentricità accidentale e per le diverse direzioni dell'azione sismica, portano ai risultati riassunti nella tabella seguente:

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA FABBRICATO RILEVANTE - ASP ARGENTA
VIA ROMA, 9 - ARGENTA (FE)

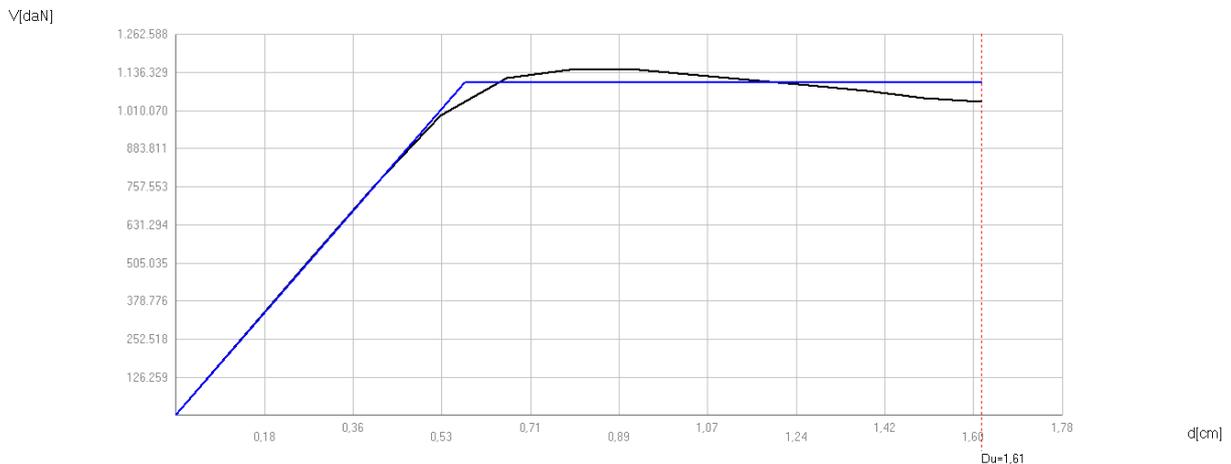
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q [*] SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa ε
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	2,30	2,04	2,286	0,41	0,56	0,32	0,56	0,922	1,20
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	3,12	2,48	2,635	0,63	0,76	0,48	0,76	0,844	1,08
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	2,71	0,67	3,971	0,71	0,32	0,44	0,32	0,376	0,69
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	5,67	4,03	3,073	1,70	2,37	1,22	2,37	0,747	1,26
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	2,72	2,07	2,209	0,49	0,77	0,39	0,77	0,835	1,29
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	3,73	3,25	2,441	0,77	1,08	0,61	1,08	0,903	1,19
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	2,73	2,81	2,187	0,50	0,69	0,39	0,69	1,020	1,24
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	3,78	4,48	2,459	0,78	1,08	0,62	1,08	1,141	1,18
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	92,0	2,33	2,04	2,348	0,41	0,93	0,32	0,93	0,911	1,47
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-92,0	2,32	1,95	2,272	0,41	0,58	0,33	0,58	0,889	1,22
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	92,0	3,11	2,72	2,632	0,63	0,78	0,48	0,78	0,905	1,09
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-92,0	3,11	2,33	2,596	0,62	0,84	0,48	0,84	0,808	1,13
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	92,0	2,47	2,20	2,848	0,49	0,39	0,32	0,39	0,915	0,92
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-92,0	2,83	0,50	4,907	0,82	0,47	0,55	0,47	0,292	0,72
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	92,0	3,52	1,11	4,756	1,05	0,73	0,71	0,73	0,405	0,79
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-92,0	4,86	3,79	3,018	1,36	1,33	0,95	1,33	0,813	0,98
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	320,8	2,71	1,61	2,184	0,49	0,91	0,39	0,91	0,722	1,39
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-320,8	2,76	1,77	2,263	0,50	0,85	0,39	0,85	0,749	1,32
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	320,8	3,78	2,96	2,541	0,76	1,00	0,60	1,00	0,835	1,12
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-320,8	3,82	3,63	2,615	0,79	1,04	0,61	1,04	0,961	1,12
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	320,8	2,71	2,07	2,167	0,50	1,24	0,39	1,24	0,837	1,61
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-320,8	2,78	2,67	2,263	0,50	0,71	0,40	0,71	0,971	1,22
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	320,8	3,81	5,07	2,550	0,78	1,45	0,61	1,45	1,176	1,35
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-320,8	3,85	5,53	2,613	0,80	1,04	0,62	1,04	1,148	1,12

Come si evidenzia dalle risultanze non tutte le analisi pushover riportano uno stato di piena verifica. A seguire le curve pushover relative alle 2 analisi in direzione X ed Y più gravose.

Curva pushover analisi più gravosa in direzione X (stato SLV non verificato):



Curva pushover analisi più gravosa in direzione Y (stato SLV non verificato):



Da cui si osserva che la domanda di spostamento è superiore alla capacità => **NON VERIFICATO**.

Analisi degli spostamenti nodali dovuti al sisma:

Le verifiche per combinazioni in SLD (non richieste in base a quanto disciplinato al punto §8.3 delle NTC 2018) sono comunque tutte soddisfatte.

2.2.2. Deformate e sollecitazioni per condizioni di carico

Si rimanda a quanto riportato al punto 2.2.3. della presente.

2.2.3. Inviluppo delle sollecitazioni maggiormente significative

Il modello a telaio equivalente implementato nel programma 3Muri consente di determinare le sollecitazioni generalizzate per ogni elemento (sintetizzate in tabelle di risultati) e quindi procedere alle verifiche del caso, non è tuttavia possibile riportarne la restituzione grafica.

2.2.4. Reazioni vincolari

Non si ritiene siano risultati significativi in quanto non è prevista nessuna verifica delle fondazioni/terreno di fondazione.

2.2.5. Altri risultati significativi

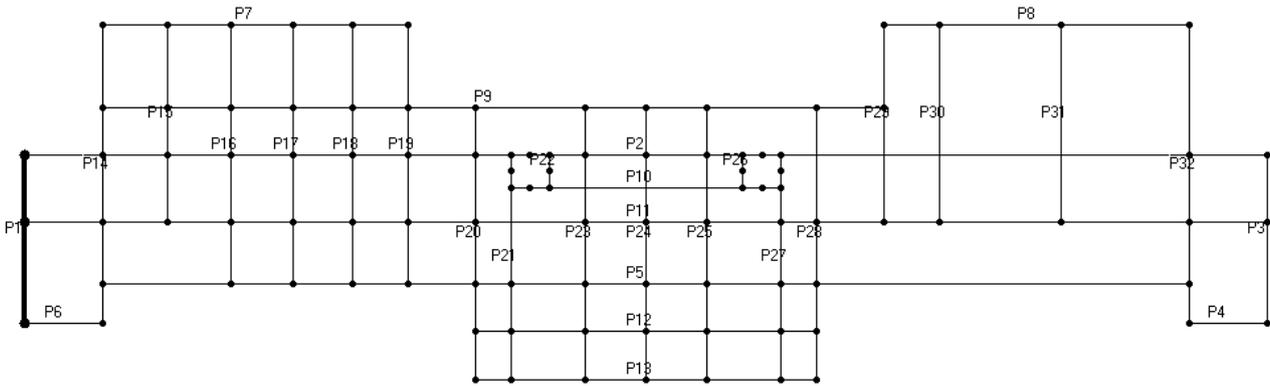
Non vi sono ulteriori risultati di rilievo da evidenziare.

2.3. Verifiche agli stati limite ultimi

Mediante il programma 3Muri si sono svolte le verifiche. Come dimostrato nel seguito non tutte le membrature esistenti sono verificate.

2.3.1. Verifiche allo SLU nei confronti dei carichi verticali statici - pannelli murari

La pianta riportata nel seguito identifica mediante numerazione progressiva le varie pareti che fanno parte della maglia strutturale del fabbricato:



Si riporta di seguito, sotto forma di tabella, i risultati delle verifiche ai carichi verticali, secondo le espressioni (4.5.1) e (4.5.5) delle NTC 2018. Il colore verde indica una piena verifica, il colore rosso uno stato di mancata verifica:

Parete	Maschi rotti	Nd / Nr Max	h0 / t Max	e1 / t Max	e2 / t Max
14	0	0,53	10,78	0,141	0,062
1	0	0,47	10,78	0,132	0,054
16	0	0,62	10,78	0,055	0,054
3	0	0,45	10,78	0,136	0,054
18	0	0,48	10,78	0,097	0,054
5	0	0,77	10,78	0,077	0,054
19	0	0,40	10,78	0,093	0,054
7	0	0,47	10,78	0,054	0,054
20	0	0,42	10,78	0,056	0,054
9	0	0,55	10,78	0,120	0,054
23	0	0,42	10,78	0,086	0,054
13	0	0,72	10,78	0,192	0,076
25	0	0,42	10,78	0,086	0,054
4	0	0,42	10,78	0,054	0,054
28	0	0,42	10,78	0,057	0,054
8	0	0,51	10,78	0,054	0,054
29	0	0,39	10,78	0,097	0,054
2	0	0,30	10,78	0,054	0,054
30	0	0,38	10,78	0,105	0,054
11	0	0,75	10,78	0,128	0,061
31	0	0,42	10,78	0,055	0,054
6	0	0,40	10,78	0,054	0,054
32	0	0,48	10,78	0,140	0,061

Dalla tabella è possibile constatare, per ogni parete (colonna 1), l'eventuale presenza e il numero di maschi murari non verificati (colonna 2), le restanti 4 colonne invece riportano lo stato di verifica individuato dal rapporto fra sforzo normale complessivo sulla parete e rispettiva resistenza (tutti i valori sono inferiori all'unità), la snellezza (che deve essere inferiore a 20), e i coefficienti che esprimono l'eccentricità dei carichi "e1/t" ed "e2/t" entrambi inferiori al limite di 0,33.

È immediato constatare che tutti maschi murari risultano verificati => => => **VERIFICATO**.

2.3.2. Verifiche nei confronti delle azioni sismiche - pannelli murari

Si riportano di seguito i risultati delle principali verifiche sismiche sui pannelli murari.

Sintesi verifiche della condizione più gravosa in direzione X (stato SLV non verificato):

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV

Dmax 2,83 [cm] > Du 0,50 [cm]
 q^* 4,91 > 3
La verifica NON è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD

Dmax 0,82 [cm] > Dd 0,47 [cm]
La verifica NON è soddisfatta
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO

Dmax 0,55 [cm] > Do 0,47 [cm]
La verifica NON è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	39	712	0,055	0,54	1,84	0,292
SLD	36	75	0,480	0,50	0,69	0,722
SLO	36	45	0,800	0,50	0,54	0,917

Mostra PGA su roccia Dettagli ... 

Parametri di Analisi

T* 0,210 [s] Duttilità disponibile 0,00
 m^* 2.528.132,40 [kg] Γ 1,22
 w 5.371.669,11 [kg] F*y 395.822 [daN]
 d*y 0,18 [cm]
 d*u 0,41 [cm]

Sintesi verifiche della condizione più gravosa in direzione Y (stato SLV non verificato):

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV

Dmax 2,71 [cm] > Du 1,61 [cm]
 $q^* 2,18 \leq 3$
La verifica NON è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD

Dmax 0,49 [cm] ≤ Dd 0,91 [cm]
La verifica è soddisfatta
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO

Dmax 0,39 [cm] ≤ Do 0,91 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	259	712	0,364	1,33	1,84	0,722
SLD	136	75	1,813	0,97	0,69	1,393
SLO	136	45	3,022	0,96	0,54	1,766

Mostra PGA su roccia Dettagli ... 

Parametri di Analisi

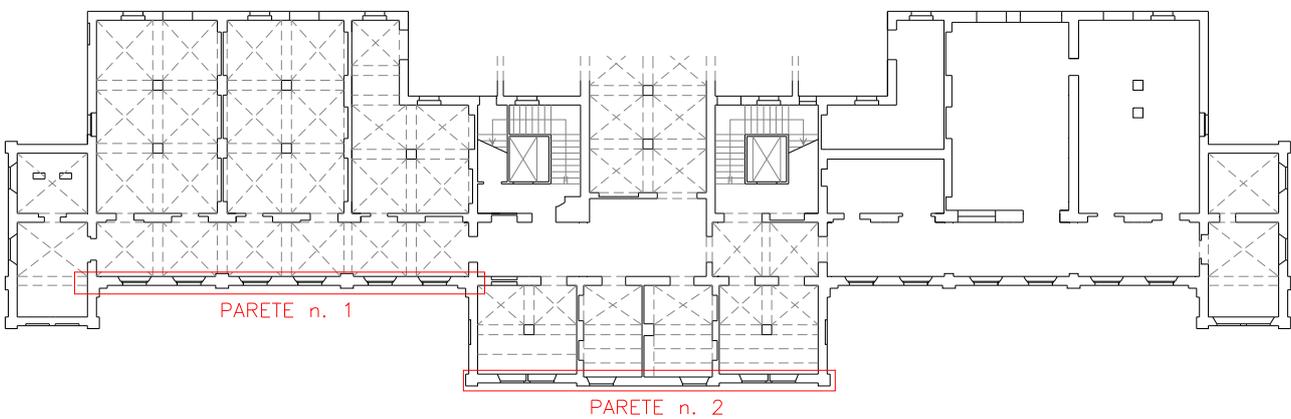
T* 0,212 [s] Duttilità disponibile 0,00
 m* 2.174.571,33 [kg] Γ 1,43
 w 5.371.669,11 [kg] F*y 769.600 [daN]
 d*y 0,40 [cm]
 d*u 1,13 [cm]

Per i meccanismi globali di collasso indagati mediante analisi pushover la struttura non resiste alle azioni sismiche di progetto esibendo allo SLV un fattore di accelerazione $f_{a,SLV} \sim 29\%$ cui corrisponde un tempo di ritorno $T_R = 39$ anni => **NON VERIFICATO**.

Verifiche al ribaltamento fuori piano

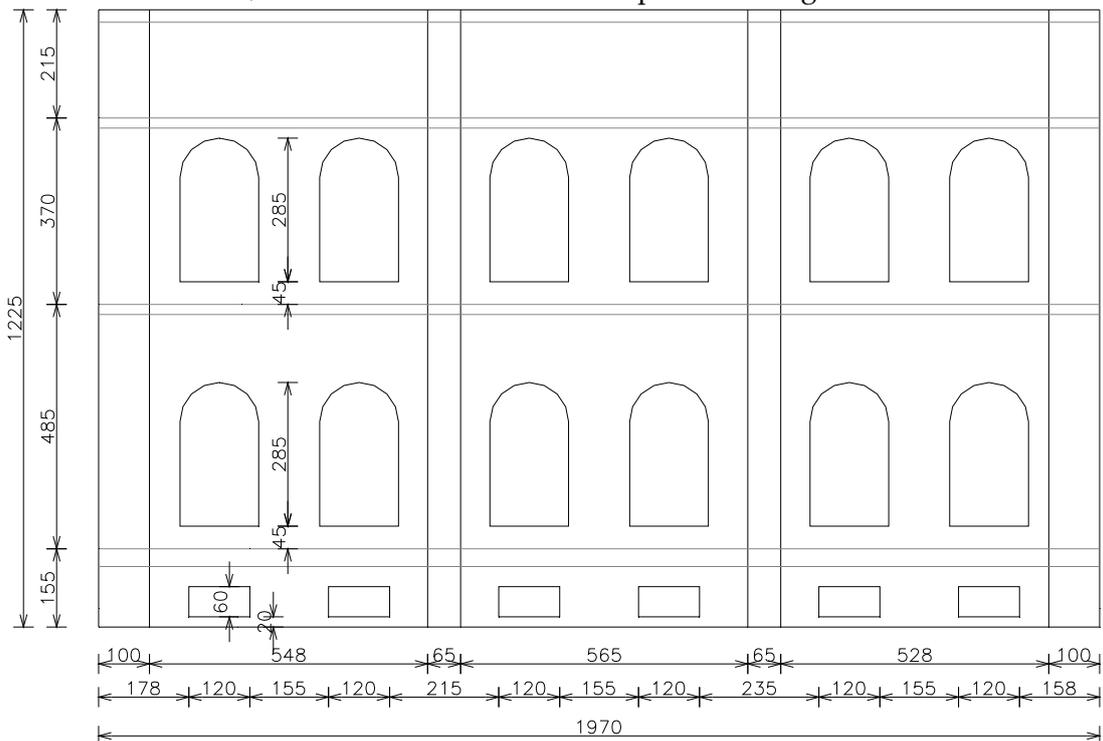
Le verifiche condotte mediante il programma 3Muri consentono di determinare il grado di sicurezza per meccanismi di collasso dei pannelli murari nel proprio piano. Al fine di definire il grado di sicurezza finale è tuttavia necessario procedere anche alle verifiche di ribaltamento fuori del piano (cfr. §8.7.1 NTC 2018). Dai sopralluoghi e dagli elaborati in possesso non è stato possibile verificare la presenza di cordolature a livello dei solai ma è stato rilevato un buon ammortamento fra pareti ortogonali. Si possono quindi innescare meccanismi di ribaltamento che coinvolgono l'intera parete ovvero porzioni di essa tali da generare una singola cerniera ovvero meccanismi di espulsione ad arco dei paramenti. Al fine di analizzare tali meccanismi locali di collasso si utilizza l'applicativo Pro-CINE del programma commerciale ProSap della 2.s.i.

A seguire si riporta la pianta del piano seminterrato del corpo n. 1 con indicate le pareti più significative per le quali la vulnerabilità risulta più severa (snellezza maggiore, controventamento da parte di pareti ortogonali minimo, eccentricità dei carichi agenti). Per queste pareti verranno analizzati i possibili cinematismi di collasso:



Parete 1

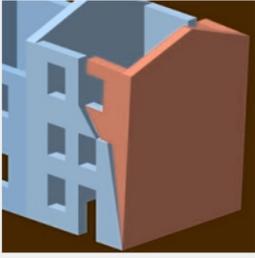
La parete n. 1 è una parete con spessore strutturale di 45 cm. Il prospetto della parete con l'indicazione delle misure/distanze fra le forometrie è riportato di seguito:



1) Meccanismo di ribaltamento dell'intera parete:

Verifica con analisi cinematica lineare
Cinematismo a quota zero

PGA c. lineare [g]: 0,072



Esempio di cinematismo di ribaltamento con coinvolgimento di entrambe le pareti

Verifica SLD

ag [g]: 0,071
S: 1,800
acc. C8A.4.7 [g]: 0,127
acc. C8A.4.8 [g]: N.D.

Non Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,0637
Massa partecipante [kN]: 192,864
Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,772
Primo modo normalizzato ad 1 ψ : N.D.
Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 0,061

Verifica SLV

ag [g]: 0,187
S: 1,686
acc. C8A.4.9 [g]: 0,158
acc. C8A.4.10 [g]: N.D.

Non Verificato

Dati:

t = 45 cm;

muratura: mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e collegamento trasversale;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = 0,072g

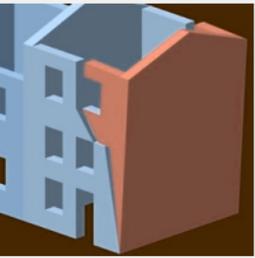
PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} \sim 39\% < 100\% \Rightarrow$ **NON VERIFICATO**

2) Meccanismo di ribaltamento degli ultimi 3 piani:

Verifica con analisi cinematica lineare
Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 0,078



Esempio di cinematismo di ribaltamento con coinvolgimento di entrambe le pareti

Verifica SLD

ag [g]: 0,071
S: 1,800
acc. C8A.4.7 [g]: 0,127
acc. C8A.4.8 [g]: 0,000

Non Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,0749
Massa partecipante [kN]: 168,732
Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,848
Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,001
Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 0,065

Verifica SLV

ag [g]: 0,187
S: 1,686
acc. C8A.4.9 [g]: 0,158
acc. C8A.4.10 [g]: 0,000

Non Verificato

Dati:

t = 45 cm;

muratura: mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e collegamento trasversale;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = 0,078g

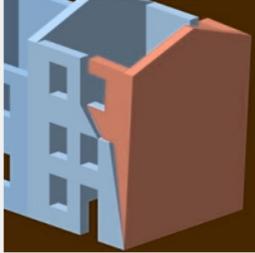
PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} \sim 42\% < 100\% \Rightarrow$ **NON VERIFICATO**

3) Meccanismo di ribaltamento degli ultimi 2 piani:

Verifica con analisi cinematica lineare
Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 0,169



Esempio di cinematismo di ribaltamento con coinvolgimento di entrambe le pareti

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: 0,000

Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,1695

Massa partecipante [kN]: 106,527

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,879

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,005

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 0,143

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: 0,000

Non Verificato

Dati:

t = 45 cm;

muratura: mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e collegamento trasversale;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = 0,169g

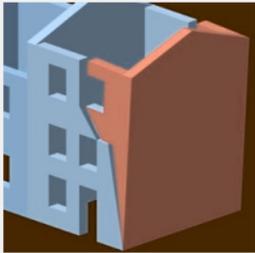
PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} \sim 95\% < 100\% \Rightarrow$ **NON VERIFICATO**

4) Meccanismo di ribaltamento dell'ultimo piano:

Verifica con analisi cinematica lineare
Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 0,463



Esempio di cinematismo di ribaltamento con coinvolgimento di entrambe le pareti

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: 0,000

Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,4907

Massa partecipante [kN]: 53,639

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,931

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,008

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 0,390

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: 0,000

Verificato

Dati:

t = 45 cm;

muratura: mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e collegamento trasversale;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = 0,463g

PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} > 100\% \Rightarrow$ **VERIFICATO**

5) Meccanismo ad arco del piano seminterrato:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 0,143



Esempio di cinematismo di flessione orizzontale

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: 0,000

Non Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,1600

Massa partecipante [kN]: 40,377

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,986

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,000

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 0,120

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: 0,000

Non Verificato

Dati:

t = 45 cm;

muratura: mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e collegamento trasversale;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = 0,143g

PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} \sim 80\% < 100\% \Rightarrow$ **NON VERIFICATO**

6) Meccanismo ad arco del piano rialzato:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 0,113



Esempio di cinematismo di flessione orizzontale

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: 0,000

Non Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,1271

Massa partecipante [kN]: 16,017

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,985

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,005

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 0,096

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: 0,000

Non Verificato

Dati:

t = 45 cm;

muratura: mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e collegamento trasversale;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = 0,113g

PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} \sim 63\% < 100\% \Rightarrow$ **NON VERIFICATO**

7) Meccanismo ad arco del piano primo:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 0,067



Esempio di cinematismo di flessione orizzontale

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: 0,000

Non Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,0749

Massa partecipante [kN]: 25,484

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,985

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,006

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 0,056

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: 0,000

Non Verificato

Dati:

t = 45 cm;

muratura: mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e collegamento trasversale;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = 0,067g

PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} \sim 38\% < 100\% \Rightarrow$ **NON VERIFICATO**

8) Meccanismo ad arco del piano secondo:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 0,146



Esempio di cinematismo di flessione orizzontale

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: 0,000

Non Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,1632

Massa partecipante [kN]: 27,513

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,981

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,008

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 0,123

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: 0,000

Non Verificato

Dati:

t = 45 cm;

muratura: mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e collegamento trasversale;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

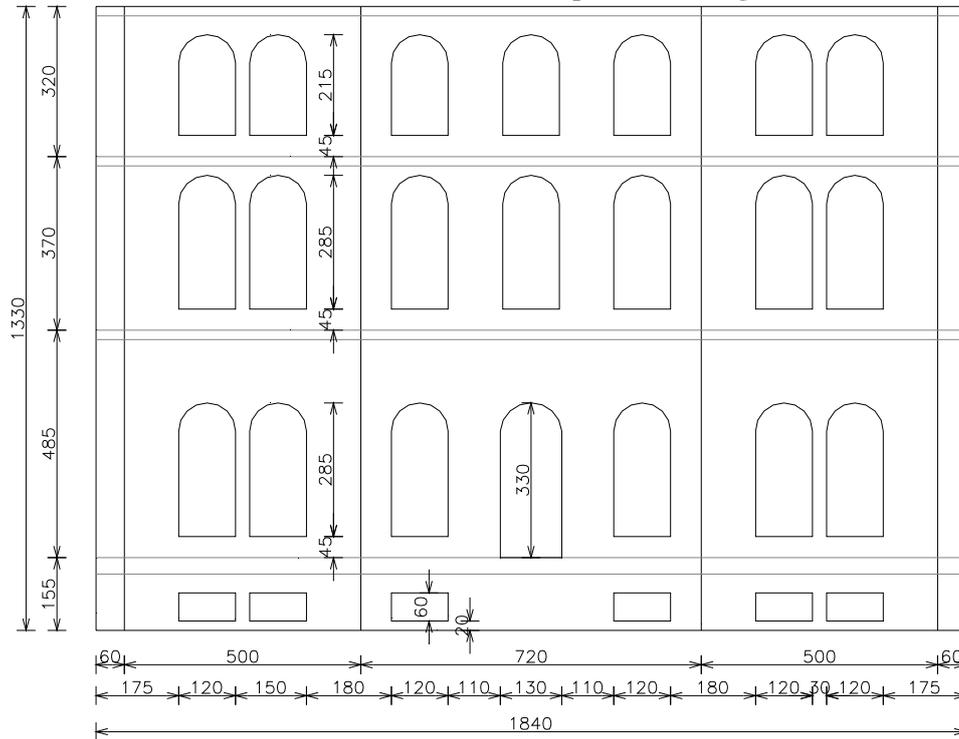
PGAc = 0,146g

PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} \sim 82\% < 100\% \Rightarrow$ **NON VERIFICATO**

Parete 2

La parete n. 2 è una parete con spessore strutturale di 45 cm. Il prospetto della parete con l'indicazione delle misure/distanze fra le forometrie è riportato di seguito:



Il fabbricato allo stato attuale presenta orizzontamenti a voltine a crociera in foglio e solai in laterocemento privi di soletta collaborante non è certa la presenza di cordolo e quindi non lo si considera.

1) Meccanismo di ribaltamento dell'intera parete:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota zero

PGA c. lineare [g]: 0,074

Esempio di cinematismo di ribaltamento con coinvolgimento di entrambe le pareti

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: N.D

Non Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,0636

Massa partecipante [kN]: 209,593

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,750

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : N.D

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 0,063

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: N.D

Non Verificato

Dati:

$t = 45$ cm;

muratura: mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e collegamento trasversale;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

$PGA_c = 0,074g$

$PGA_d = 0,187g$

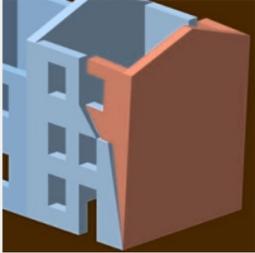
$f_{a,SLV} \sim 42\% < 100\% \Rightarrow$ **NON VERIFICATO**

2) Meccanismo di ribaltamento degli ultimi 3 piani:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 0,078



Esempio di cinematismo di ribaltamento con coinvolgimento di entrambe le pareti

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: 0,000

Non Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,0749

Massa partecipante [kN]: 168,732

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,848

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,001

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 0,065

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: 0,000

Non Verificato

Dati:

t = 45 cm;

muratura: mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e collegamento trasversale;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = 0,078g

PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} \sim 43\% < 100\% \Rightarrow$ **NON VERIFICATO**

3) Meccanismo di ribaltamento degli ultimi 2 piani:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 0,165



Esempio di cinematismo di ribaltamento con coinvolgimento di entrambe le pareti

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: 0,000

Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,1609

Massa partecipante [kN]: 116,052

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,859

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,005

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 0,139

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: 0,000

Non Verificato

Dati:

t = 45 cm;

muratura: mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e collegamento trasversale;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = 0,165g

PGAd = 0,187g

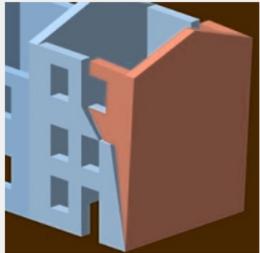
$f_{a,SLV} \sim 93\% < 100\% \Rightarrow$ **NON VERIFICATO**

4) Meccanismo di ribaltamento dell'ultimo piano:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 0,355



Esempio di cinematismo di ribaltamento con coinvolgimento di entrambe le pareti

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C&A.4.7 [g]: 0,127

acc. C&A.4.8 [g]: 0,000

Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,3763

Massa partecipante [kN]: 63,290

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,931

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,008

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 0,299

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C&A.4.9 [g]: 0,158

acc. C&A.4.10 [g]: 0,000

Verificato

Dati:

t = 45 cm;

muratura: mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e collegamento trasversale;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = 0,355g

PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} > 100\% \Rightarrow$ **VERIFICATO**

5) Meccanismo ad arco del piano seminterrato:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 0,114



Esempio di cinematismo di flessione orizzontale

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C&A.4.7 [g]: 0,127

acc. C&A.4.8 [g]: 0,000

Non Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,1279

Massa partecipante [kN]: 54,922

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,987

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,000

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 0,096

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C&A.4.9 [g]: 0,158

acc. C&A.4.10 [g]: 0,000

Non Verificato

Dati:

t = 45 cm;

muratura: mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e collegamento trasversale;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = 0,114g

PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} \sim 64\% < 100\% \Rightarrow$ **NON VERIFICATO**

6) Meccanismo ad arco del piano rialzato:

Verifica con analisi cinematica lineare
Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 0,090



Esempio di cinematismo di flessione orizzontale

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: 0,000

Non Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,1012

Massa partecipante [kN]: 22,020

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,988

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,005

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 0,076

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: 0,000

Non Verificato

Dati:

t = 45 cm;

muratura: mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e collegamento trasversale;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = 0,090g

PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} \sim 51\% < 100\% \Rightarrow$ **NON VERIFICATO**

7) Meccanismo ad arco del piano primo:

Verifica con analisi cinematica lineare
Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 0,061



Esempio di cinematismo di flessione orizzontale

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: 0,000

Non Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,0680

Massa partecipante [kN]: 30,810

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,983

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,006

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 0,051

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: 0,000

Non Verificato

Dati:

t = 45 cm;

muratura: mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e collegamento trasversale;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = 0,061g

PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} \sim 34\% < 100\% \Rightarrow$ **NON VERIFICATO**

8) Meccanismo ad arco del piano secondo:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 0,094



Esempio di cinematismo di flessione orizzontale

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: 0,000

Non Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,1061

Massa partecipante [kN]: 29,844

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,987

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,009

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 0,080

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: 0,000

Non Verificato

Dati:

t = 45 cm;

muratura: mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili e collegamento trasversale;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = 0,094g

PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} \sim 53\% < 100\% \Rightarrow$ **NON VERIFICATO**

2.4. Esito della valutazione della sicurezza del corpo principale (corpo 1)

In base alle risultanze riportate nei paragrafi precedenti si evidenzia:

- Le verifiche delle strutture relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio, risultano tutte soddisfatte (rif. C8.3 circ. 617/2009);
- Le verifiche per azioni ambientali in genere (sisma, vento [irrilevante rispetto al sisma per il tipo di struttura], neve) eseguite sulle membrature portanti verticali evidenziano uno stato di carenza di alcune delle membrature resistenti all'azione sismica prevista dalle NTC 2018.

La tabella a seguire riporta la sintesi di tali risultanze:

<i>tipo di verifica</i>	<i>esito</i>	<i>%PGA - $f_{a,SLV}$</i>	<i>$T_{R,SLV}$</i>
Verifica murature alle azioni antropiche	Verificato	-	-
Verifica globale murature azioni sismiche	Non verificato	29%	39 anni
Verifica cinematici murature azioni sismiche	Non verificato	34%	56 anni

dalle analisi si è ottenuto un fattore di accelerazione sismica a cui l'edificio riesce a resistere pari a circa il $f_{a,SLV} \sim 29\%$ cui corrisponde un periodo di ritorno di **39 anni**.

Al fine di migliorare la risposta sismica della struttura è possibile procedere con rinforzi/interventi mirati riguardanti il rinforzo ovvero il decremento delle azioni sismiche sugli elementi strutturali che hanno evidenziato maggiori criticità in fase di verifica condotta sulla base dei risultati forniti dall'analisi come ad esempio:

- Placcaggio dei setti murari non a faccia a vista che presentano criticità con betoncino armato;
- Inserimento di catene/cinturazioni metalliche a livello dei solai in modo da creare un effetto "cordolo" che migliori il comportamento scatolare dell'edificio e nel contempo contrasti i meccanismi di ribaltamento delle pareti;
- Inserimento ove possibile e ove permesso dai vincoli funzionali e di sovrintendenza di elementi di controventamento in acciaio ovvero di dissipatori sismici.

3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA CORPO 2

3.1. Modello/i numerico/i

3.1.1. Metodologia di modellazione ed analisi

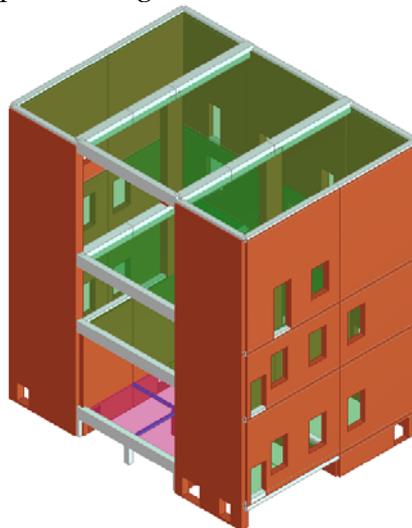
La modellazione della struttura è stata fatta con il programma 3Muri tramite il quale si sono determinate le azioni sollecitanti (E_a) da comparare, secondo le indicazioni riportate al punto §2.3 delle NTC 2018, con le sollecitazioni resistenti (R_a) degli elementi e tenendo conto delle indicazioni del paragrafo §7.8 e sottopunti e del cap. 8 delle NTC 2018 per le prescrizioni in zona sismica.

3.1.2. Informazioni sul codice di calcolo

La modellazione della struttura e le analisi sono state svolte tramite il programma 3Muri - StaData.

3.1.3. Modellazione della geometria

La modellazione dell'edificio mediante il programma 3Muri viene realizzata tramite l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà. I nodi del modello, sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete. Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidità assiale ma nessuna rigidità flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma. Si riporta di seguito la vista solida del modello:



Al fine di considerare la risposta rigida del terreno di fondazione nel caso di sollecitante sismica si è modellato un vincolo rigido in fondazione.

3.1.4. Modellazione dei vincoli interni ed esterni

Tutti gli elementi che modellano le pareti sono stati vincolati al piede mediante vincolo rigido.

3.1.5. Modellazione delle azioni

Le azioni che si sono considerate sono:

Azioni permanenti strutturali (G_1)	Pesi propri delle strutture conteggiati in automatico dal programma in base al peso specifico dichiarato.
Azioni permanenti portate (G_2)	Pesi permanenti sulle strutture conteggiati dal progettista per aree di influenza e immessi come carico sulle membrature che li portano direttamente come carichi distribuiti uniformemente.
Azioni accidentali (Q_{ki})	Azioni del vento (trascurato) e della neve considerati dal progettista e immessi sulle strutture che li sopportano in base alle aree di influenza degli elementi stessi.
Azioni sismiche (E)	L'azione sismica è conteggiata in base a un'analisi di pushover calcolata dal programma e successivamente implementata con lo spettro di progetto immesso.

3.1.6. Combinazioni e/o percorsi di carico

Le combinazioni di carico per il calcolo delle membrature, in base a quanto disposto al paragrafo §2.5.3 delle NTC 17/01/2018, sono le seguenti:

- a) SLU: $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$
- b) SLE rara: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$
- c) SLE frequente: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$
- d) SLE quasi permanente: $G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$
- e) SLU sismica: $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$

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

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

I coefficienti moltiplicativi che si sono considerati sono riportati nelle seguenti tabelle:

Tab. 2.6.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tab. 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

3.2. Principali risultati

3.2.1. Risultati dell'analisi

L'analisi pushover consiste nell'applicare una serie di forze statiche al modello numerico che vengono successivamente incrementate fino al raggiungimento del collasso della struttura.

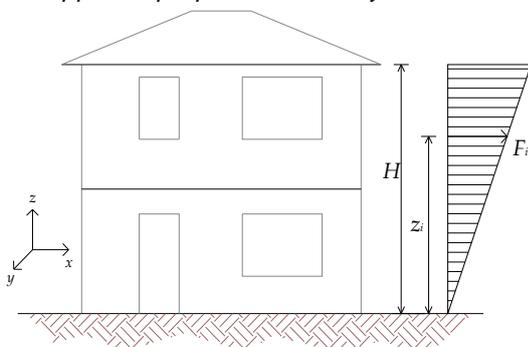
Le NTC 2018 al punto §7.3.4.1 prevedono:

- Analisi pushover in direzione X ed Y con 2 distribuzioni di forze a scelta tra quelle proposte dalla norma;
- Determinazione delle *curve di capacità* della struttura che rappresentano lo spostamento di un punto di controllo rispetto alla forza applicata;
- Rielaborazione dei risultati in modo da ricondurre il problema al caso dell'oscillatore semplice e verifica, mediante lo spettro di normativa, che la capacità di spostamento sia superiore alla domanda: $d_{max}^* \leq d_u^*$

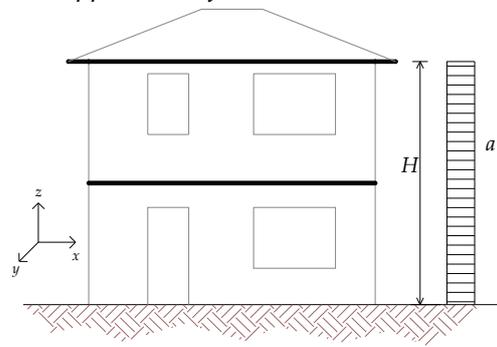
Sviluppando i punti con maggior dettaglio si ha:

distribuzioni di forze da applicare – esempio tipo

Gruppo 1 – proporzionale alle forze statiche



Gruppo 2 – uniforme di accelerazioni



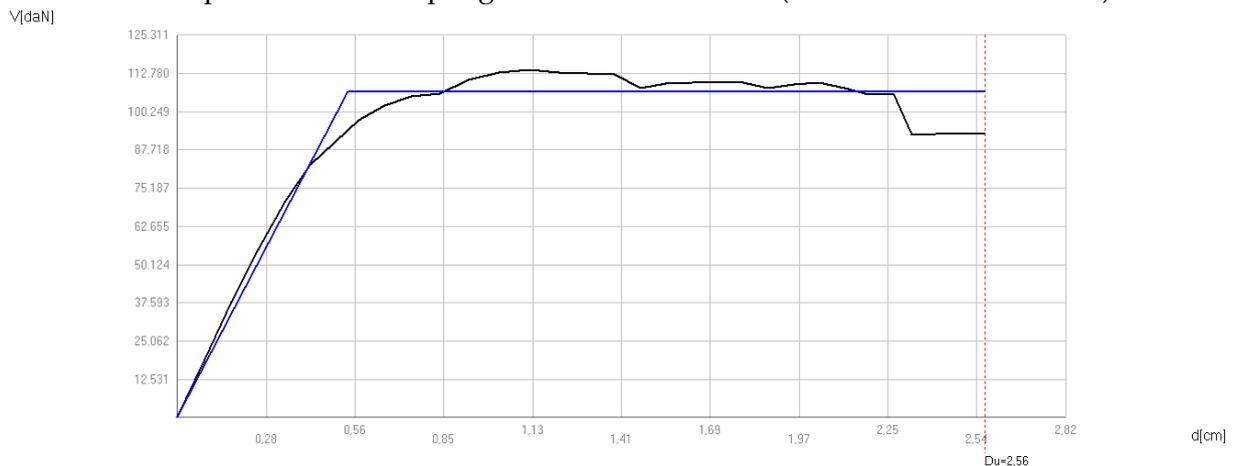
Le analisi, condotte per i vari casi con e senza eccentricità accidentale e per le diverse direzioni dell'azione sismica, portano ai risultati riassunti nella tabella seguente:

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA FABBRICATO RILEVANTE - ASP ARGENTA
VIA ROMA, 9 - ARGENTA (FE)

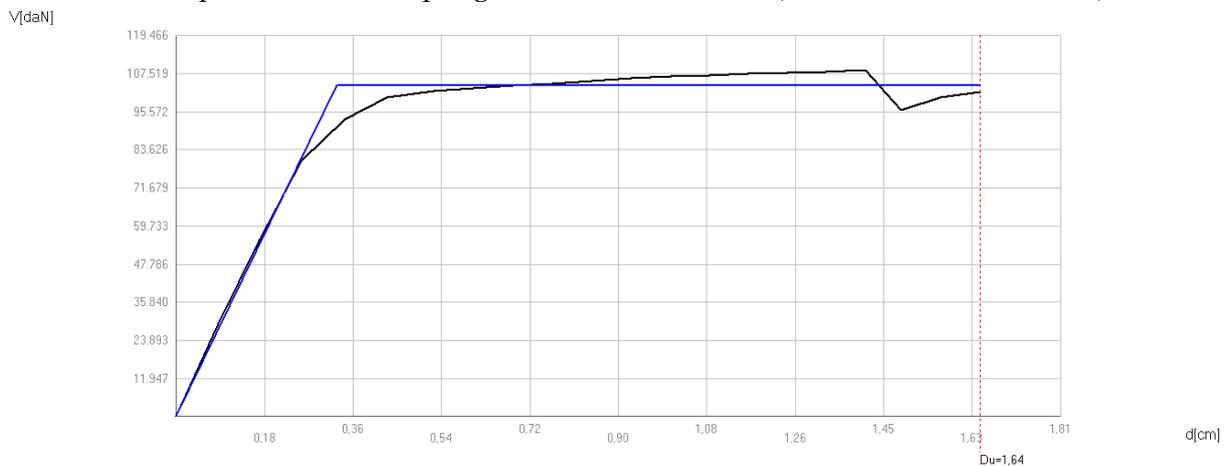
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa ε
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	3,43	2,50	2,789	0,74	1,22	0,52	1,22	0,790	1,28
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	4,37	2,97	4,038	1,27	1,30	0,86	1,30	0,723	1,01
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	3,39	2,45	3,057	0,78	0,86	0,49	0,86	0,780	1,04
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	4,38	2,58	4,112	1,29	1,05	0,87	1,05	0,644	0,88
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,50	1,75	1,624	0,28	0,63	0,22	0,63	1,094	1,75
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	3,11	1,99	3,125	0,70	0,63	0,41	0,63	0,715	0,96
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,62	1,23	2,026	0,25	0,59	0,20	0,59	0,847	1,53
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	2,99	1,79	3,517	0,73	1,63	0,42	1,63	0,678	1,62
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	54,9	3,51	3,49	2,917	0,80	1,27	0,53	1,27	0,995	1,27
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-54,9	3,38	2,56	2,840	0,74	1,26	0,50	1,26	0,810	1,31
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	54,9	4,42	3,07	4,012	1,29	1,05	0,87	1,05	0,736	0,87
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-54,9	4,35	2,88	4,067	1,27	1,26	0,85	1,26	0,708	0,99
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	54,9	3,40	2,42	3,057	0,79	1,00	0,49	1,00	0,771	1,13
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-54,9	3,37	2,47	3,077	0,78	0,89	0,48	0,89	0,787	1,06
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	54,9	4,41	2,65	4,094	1,29	1,16	0,87	1,16	0,655	0,93
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-54,9	4,38	2,56	4,162	1,29	1,12	0,87	1,12	0,640	0,91
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	74,5	1,52	2,00	1,685	0,28	0,56	0,22	0,56	1,177	1,65
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-74,5	1,45	1,53	1,562	0,28	0,64	0,22	0,64	1,030	1,80
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	74,5	3,13	2,13	3,151	0,71	0,64	0,41	0,64	0,749	0,95
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-74,5	3,11	2,01	3,100	0,69	0,63	0,41	0,63	0,724	0,96
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	74,5	1,66	1,46	2,026	0,26	0,73	0,21	0,73	0,924	1,65
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-74,5	1,60	1,23	2,019	0,25	0,60	0,20	0,60	0,852	1,55
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	74,5	3,07	1,86	3,568	0,76	1,70	0,45	1,70	0,681	1,63
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-74,5	2,95	1,64	3,544	0,72	1,41	0,42	1,41	0,642	1,48

Come si evidenzia dalle risultanze non tutte le analisi pushover riportano uno stato di piena verifica. A seguire le curve pushover relative alle 2 analisi in direzione X ed Y più gravose.

Curva pushover analisi più gravosa in direzione X (stato SLV non verificato):



Curva pushover analisi più gravosa in direzione Y (stato SLV non verificato):



Da cui si osserva che la domanda di spostamento è superiore alla capacità => **NON VERIFICATO**.

Analisi degli spostamenti nodali dovuti al sisma:

Le verifiche per combinazioni in SLD (non richieste in base a quanto disciplinato al punto §8.3 delle NTC 2018) sono comunque tutte soddisfatte.

3.2.2. Deformate e sollecitazioni per condizioni di carico

Si rimanda a quanto riportato al punto 3.2.3 della presente.

3.2.3. Inviluppo delle sollecitazioni maggiormente significative

Il modello a telaio equivalente implementato nel programma 3Muri consente di determinare le sollecitazioni generalizzate per ogni elemento (sintetizzate in tabelle di risultati) e quindi procedere alle verifiche del caso, non è tuttavia possibile riportarne la restituzione grafica.

3.2.4. Reazioni vincolari

Non si ritiene siano risultati significativi in quanto non è prevista nessuna verifica delle fondazioni/terreno di fondazione.

3.2.5. Altri risultati significativi

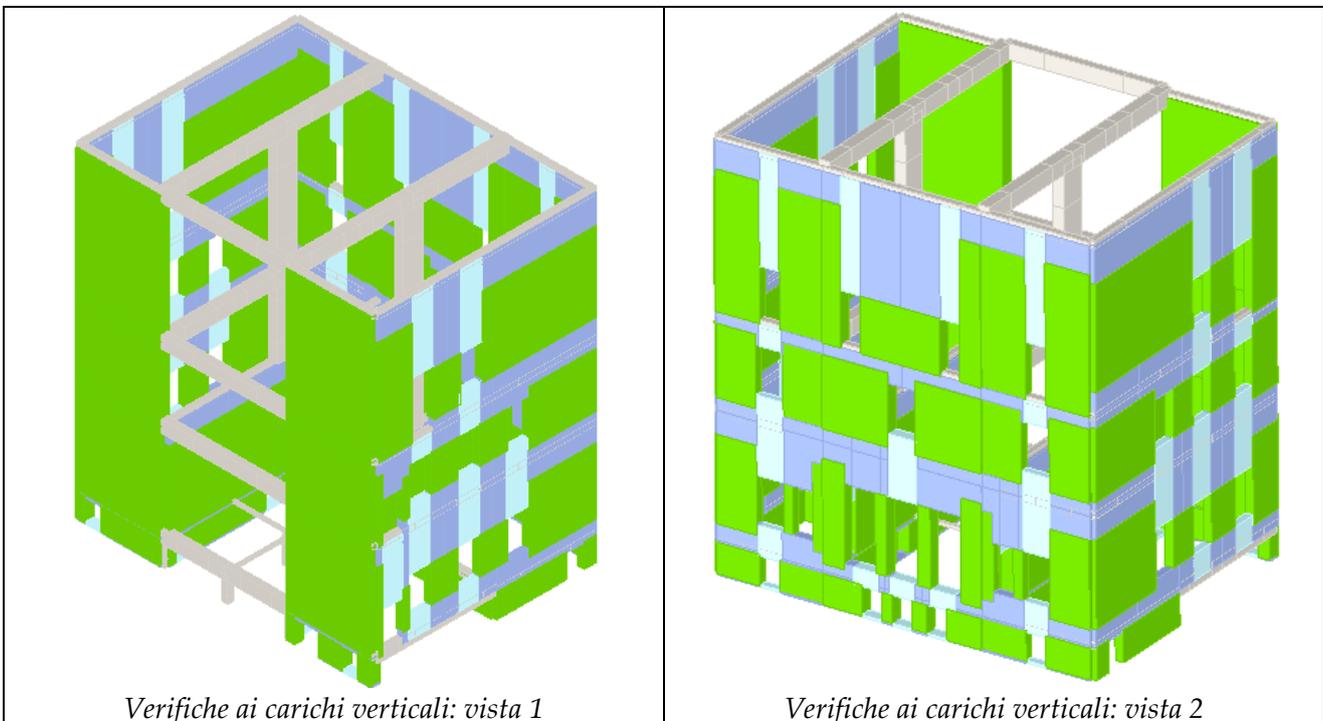
Non vi sono ulteriori risultati di rilievo da evidenziare.

3.3. Verifiche agli stati limite ultimi

Mediante il programma 3Muri si sono svolte le verifiche. Come dimostrato nel seguito non tutte le membrature esistenti sono verificate.

3.3.1. Verifiche allo SLU nei confronti dei carichi verticali statici - pannelli murari

Si riportano di seguito, sotto forma di mappe cromatiche, i risultati delle verifiche ai carichi verticali. Il colore verde per le murature indica una piena verifica, il colore rosso uno stato di mancata verifica:



La pianta e la tabella sotto riportate identificano mediante numerazione progressiva le varie pareti che fanno parte della maglia strutturale del fabbricato e sintetizzano i risultati delle verifiche ai

carichi verticali, secondo le espressioni (4.5.1) e (4.5.5) delle NTC 2018. Il colore verde indica una piena verifica, il colore rosso uno stato di mancata verifica.

Parete	Maschi rotti	Nd / Nr Max	h0 / t Max	e1 / t Max	e2 / t Max
4	0	0,59	10,78	0,054	0,054
1	0	0,94	16,17	0,081	0,081
5	0	0,37	6,50	0,032	0,032
3	0	0,94	16,17	0,081	0,081
7	0	0,35	10,78	0,061	0,054
2	0	0,88	16,17	0,081	0,081
9	0	0,33	10,78	0,061	0,054

Dalla tabella è possibile constatare, per ogni parete (colonna 1), l'eventuale presenza e il numero di maschi murari non verificati (colonna 2), le restanti 4 colonne invece riportano lo stato di verifica individuato dal rapporto fra sforzo normale complessivo sulla parete e rispettiva resistenza (tutti i valori sono inferiori all'unità), la snellezza (che deve essere inferiore a 20), e i coefficienti che esprimono l'eccentricità dei carichi "e1/t" ed "e2/t" entrambi inferiori al limite di 0,33.

È immediato constatare che tutti maschi murari risultano verificati => => => **VERIFICATO**.

3.3.2. Verifiche nei confronti delle azioni sismiche - pannelli murari

Si riportano di seguito i risultati delle principali verifiche sismiche sui pannelli murari.

Sintesi verifiche della condizione più gravosa in direzione X (stato SLV non verificato):

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV

Dmax 4,38 [cm] > Du 2,56 [cm]
 q^* 4,16 > 3
La verifica NON è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD

Dmax 1,29 [cm] > Dd 1,12 [cm]
La verifica NON è soddisfatta
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO

Dmax 0,87 [cm] <= Do 1,12 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	199	712	0,279	1,18	1,84	0,640
SLD	62	75	0,827	0,63	0,69	0,911
SLO	62	45	1,378	0,63	0,54	1,158

Mostra PGA su roccia Dettagli ... 

Parametri di Analisi

T*	0,293 [s]	Duttilità disponibile	0,00
m*	429.558,67 [kg]	Γ	1,31
w	795.121,46 [kg]	F*y	81.513 [daN]
		d*y	0,41 [cm]
		d*u	1,96 [cm]

Sintesi verifiche della condizione più gravosa in direzione Y (stato SLV non verificato):

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV

Dmax 2,95 [cm] > Du 1,64 [cm]
 q^* 3,54 > 3
La verifica NON è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD

Dmax 0,72 [cm] <= Dd 1,41 [cm]
 La verifica è soddisfatta
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO

Dmax 0,42 [cm] <= Do 1,41 [cm]
 La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	197	712	0,277	1,18	1,84	0,642
SLD	156	75	2,080	1,03	0,69	1,483
SLO	156	45	3,467	1,03	0,54	1,891

Mostra PGA su roccia Dettagli ... 

Parametri di Analisi

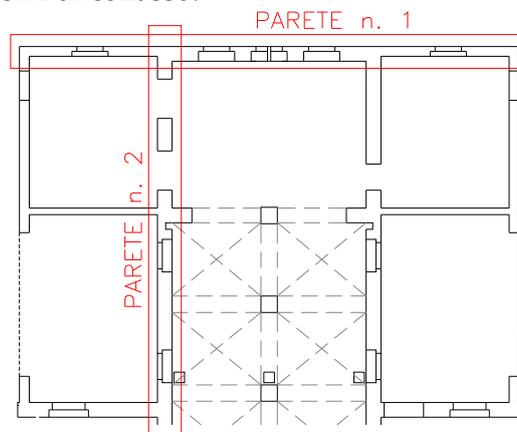
T* 0,210 [s] Duttilità disponibile 0,00
 m^* 352.916,98 [kg] Γ 1,35
 w 795.121,46 [kg] F*y 76.518 [daN]
 d^*y 0,24 [cm]
 d^*u 1,21 [cm]

Per i meccanismi globali di collasso indagati mediante analisi pushover la struttura non resiste alle azioni sismiche di progetto esibendo allo SLV un fattore di accelerazione $f_{a,SLV} \sim 64\%$ cui corrisponde un tempo di ritorno $T_R = 197$ anni => **NON VERIFICATO**.

Verifiche al ribaltamento fuori piano

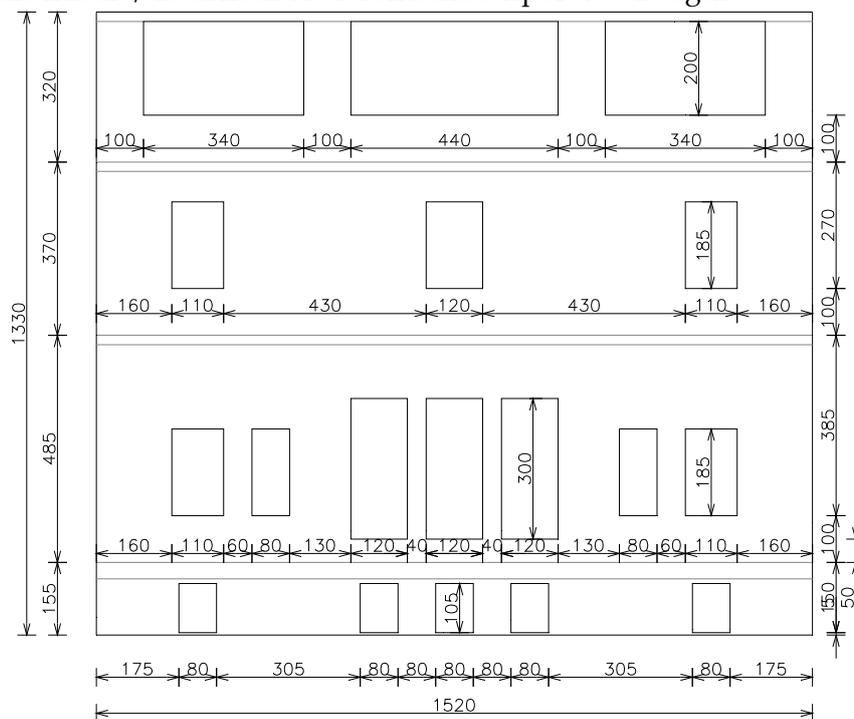
Le verifiche condotte mediante il programma 3Muri consentono di determinare il grado di sicurezza per meccanismi di collasso dei pannelli murari nel proprio piano. Al fine di definire il grado di sicurezza finale è tuttavia necessario procedere anche alle verifiche di ribaltamento fuori del piano (cfr. §8.7.1 NTC 2018). Dai sopralluoghi e dagli elaborati in possesso non è stato possibile verificare la presenza di cordolature a livello dei solai tuttavia la loro presenza è garantita dalla tecnologia costruttiva e dalla normativa vigente all'epoca di costruzione. Si possono quindi innescare meccanismi di ribaltamento che coinvolgono i diversi piani della parete tali da generare meccanismi a tre cerniere. Al fine di analizzare tali meccanismi locali di collasso si utilizza l'applicativo Pro-CINE del programma commerciale ProSap della 2.s.i.

A seguire si riporta la pianta del piano seminterrato del corpo n. 2 con indicate le pareti più significative per le quali la vulnerabilità risulta più severa (snellezza maggiore, controventamento da parte di pareti ortogonali minimo, eccentricità dei carichi agenti). Per queste pareti verranno analizzati i possibili cinematismi di collasso:



Parete 1

La parete n. 1 è una parete con spessore strutturale di 30 cm. Il prospetto della parete con l'indicazione delle misure/distanze fra le forometrie è riportato di seguito:



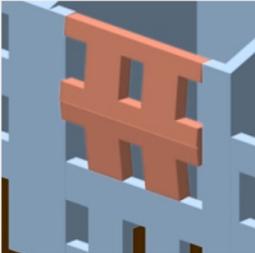
Il fabbricato allo stato attuale presenta orizzontamenti a voltine a crociera in foglio e solai in laterocemento privi di soletta collaborante non è certa la presenza di cordolo e quindi non lo si considera.

1) Meccanismo di ribaltamento del piano seminterrato:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota zero

PGA c. lineare [g]: 84,849



Esempio di cinematismo di flessione verticale che coinvolge una singola parete

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: N.D

Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 18,5109

Massa partecipante [kN]: 8,486

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,192

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : N.D

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 71,544

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: N.D

Verificato

Dati:

t = 30 cm;

muratura: muratura: mattoni semipieni e malta cementizia;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = non significativo

PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} > 100\% \Rightarrow$ **VERIFICATO**

2) Meccanismo di ribaltamento del piano rialzato:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 1,913



Esempio di cinematismo di flessione verticale che coinvolge una singola parete

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: 0,000

Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,9811

Massa partecipante [kN]: 29,350

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,451

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,001

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 1,613

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: 0,000

Verificato

Dati:

t = 30 cm;

muratura: muratura: mattoni semipieni e malta cementizia;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = non significativo

PGAd = 0,187g

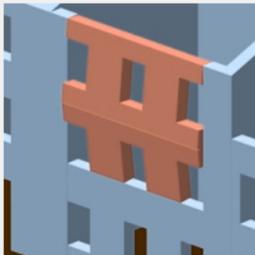
$f_{a,SLV} > 100\% \Rightarrow$ **VERIFICATO**

3) Meccanismo di ribaltamento del piano primo:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 1,817



Esempio di cinematismo di flessione verticale che coinvolge una singola parete

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: 0,000

Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 1,1074

Massa partecipante [kN]: 41,242

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,535

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,005

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 1,532

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: 0,000

Verificato

Dati:

t = 30 cm;

muratura: muratura: mattoni semipieni e malta cementizia;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = non significativo

PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} > 100\% \Rightarrow$ **VERIFICATO**

4) Meccanismo di ribaltamento dell'ultimo piano:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 1,781



Esempio di cinematismo di flessione verticale che coinvolge una singola parete

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: 0,000

Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,7986

Massa partecipante [kN]: 23,282

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,394

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,008

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 1,502

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: 0,000

Verificato

Dati:

t = 30 cm;

muratura: muratura: mattoni semipieni e malta cementizia;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

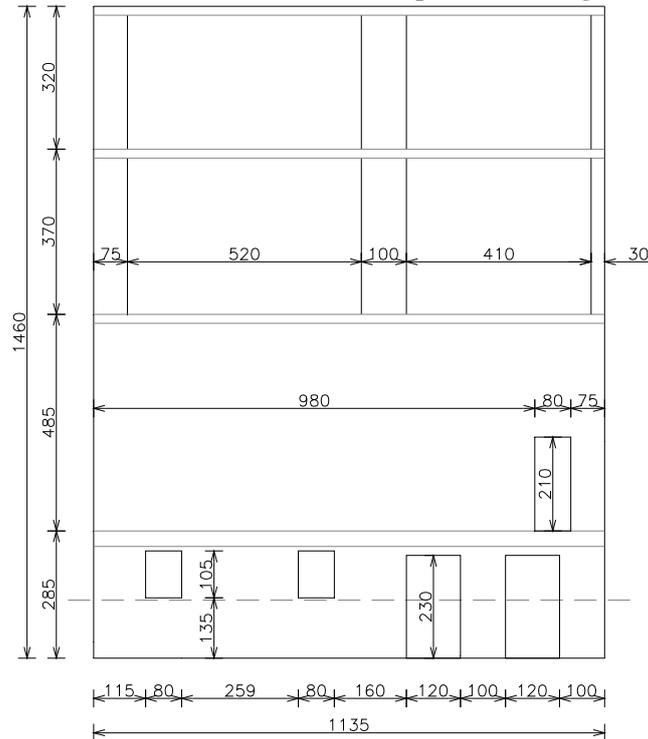
PGAc = non significativo

PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} > 100\% \Rightarrow$ **VERIFICATO**

Parete 2

La parete n. 2 è una parete con spessore strutturale di 30 cm. Il prospetto della parete con l'indicazione delle misure/distanze fra le forometrie è riportato di seguito:



1) Meccanismo di ribaltamento del piano seminterrato:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota zero

PGA c. lineare [g]: 84,849

Esempio di cinematismo di flessione verticale che coinvolge una singola parete

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: N.D

Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 18,5109

Massa partecipante [kN]: 8,486

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,192

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : N.D

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 71,544

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: N.D

Verificato

Dati:

t = 30 cm;

muratura: muratura: mattoni semipieni e malta cementizia;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = non significativo

PGAd = 0,187g

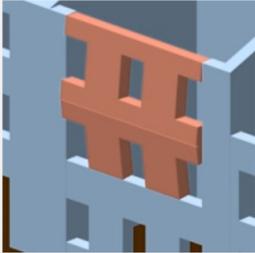
$f_{a,SLV} > 100\% \Rightarrow$ **VERIFICATO**

2) Meccanismo di ribaltamento del piano rialzato:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota sopraelevata

PGA c. lineare [g]: 3,819



Esempio di cinematismo di flessione verticale che coinvolge una singola parete

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C&A.4.7 [g]: 0,127

acc. C&A.4.8 [g]: 0,081

Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 0,8186

Massa partecipante [kN]: 20,992

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,188

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : 0,195

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 3,220

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C&A.4.9 [g]: 0,158

acc. C&A.4.10 [g]: 0,104

Verificato

Dati:

t = 30 cm;

muratura: muratura: mattoni semipieni e malta cementizia;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = non significativo

PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} > 100\% \Rightarrow$ **VERIFICATO**

I meccanismi di ribaltamento dei piani superiori non sono significativi in quanto è presente una porzione troppo esigua di parete.

3.4. Esito della valutazione della sicurezza del corpo in ampliamento (corpo 2)

In base alle risultanze riportate nei paragrafi precedenti si evidenzia:

- Le verifiche delle strutture relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio, risultano tutte soddisfatte (rif. C8.3 circ. 617/2009);
- Le verifiche per azioni ambientali in genere (sisma, vento [irrilevante rispetto al sisma per il tipo di struttura], neve) eseguite sulle membrature portanti verticali evidenziano uno stato di carenza di alcune delle membrature resistenti all'azione sismica prevista dalle NTC 2018.

La tabella a seguire riporta la sintesi di tali risultanze:

<i>tipo di verifica</i>	<i>esito</i>	<i>%PGA - $f_{a,SLV}$</i>	<i>$T_{R,SLV}$</i>
Verifica murature alle azioni antropiche	Verificato	-	-
Verifica globale murature azioni sismiche	Non verificato	64%	197 anni
Verifica cinematici murature azioni sismiche	Verificato	> 100%	> 712 anni

dalle analisi si è ottenuto un fattore di accelerazione sismica a cui l'edificio riesce a resistere pari a circa il $f_{a,SLV} \sim 64\%$ cui corrisponde un periodo di ritorno di **197 anni**.

Al fine di migliorare la risposta sismica della struttura è possibile procedere con rinforzi/interventi mirati riguardanti il rinforzo ovvero il decremento delle azioni sismiche sugli elementi strutturali che hanno evidenziato maggiori criticità in fase di verifica condotta sulla base dei risultati forniti dall'analisi come ad esempio:

- Placcaggio dei setti murari non a faccia a vista che presentano criticità con betoncino armato;
- Inserimento ove possibile e ove permesso dai vincoli funzionali e di sovraintendenza di elementi di controventamento in acciaio ovvero di dissipatori sismici.

4. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA CORPO VANO TECNICO (CORPO 3)

4.1. Modello/i numerico/i

4.1.1. Metodologia di modellazione ed analisi

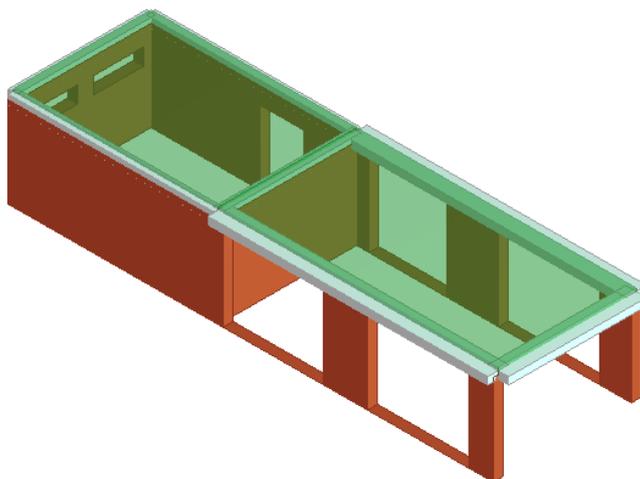
La modellazione della struttura è stata fatta con il programma 3Muri tramite il quale si sono determinate le azioni sollecitanti (E_a) da comparare, secondo le indicazioni riportate al punto §2.3 delle NTC 2018, con le sollecitazioni resistenti (R_a) degli elementi e tenendo conto delle indicazioni del paragrafo §7.8 e sottopunti e del cap. 8 delle NTC 2018 per le prescrizioni in zona sismica.

4.1.2. Informazioni sul codice di calcolo

La modellazione della struttura e le analisi sono state svolte tramite il programma 3Muri - StaData.

4.1.3. Modellazione della geometria

La modellazione dell'edificio mediante il programma 3Muri viene realizzata tramite l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà. I nodi del modello, sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete. Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidità assiale ma nessuna rigidità flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma. Si riporta di seguito la vista solida del modello:



Al fine di considerare la risposta rigida del terreno di fondazione nel caso di sollecitante sismica si è modellato un vincolo rigido in fondazione.

4.1.4. Modellazione dei vincoli interni ed esterni

Tutti gli elementi che modellano le pareti sono stati vincolati al piede mediante vincolo rigido.

4.1.5. Modellazione delle azioni

Le azioni che si sono considerate sono:

Azioni permanenti strutturali (G_1)	Pesi propri delle strutture conteggiati in automatico dal programma in base al peso specifico dichiarato.
Azioni permanenti portate (G_2)	Pesi permanenti sulle strutture conteggiati dal progettista per aree di influenza e immessi come carico sulle membrature che li portano direttamente come carichi distribuiti uniformemente.
Azioni accidentali (Q_{ki})	Azioni del vento (trascurato) e della neve considerati dal progettista e immessi sulle strutture che li sopportano in base alle aree di influenza degli elementi stessi.
Azioni sismiche (E)	L'azione sismica è conteggiata in base a un'analisi di pushover calcolata dal programma e successivamente implementata con lo spettro di progetto immesso.

4.1.6. Combinazioni e/o percorsi di carico

Le combinazioni di carico per il calcolo delle membrature, in base a quanto disposto al paragrafo §2.5.3 delle NTC 17/01/2018, sono le seguenti:

- f) SLU: $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$
- g) SLE rara: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$
- h) SLE frequente: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$
- i) SLE quasi permanente: $G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$
- j) SLU sismica: $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$

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

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

I coefficienti moltiplicativi che si sono considerati sono riportati nelle seguenti tabelle:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

4.2. Principali risultati

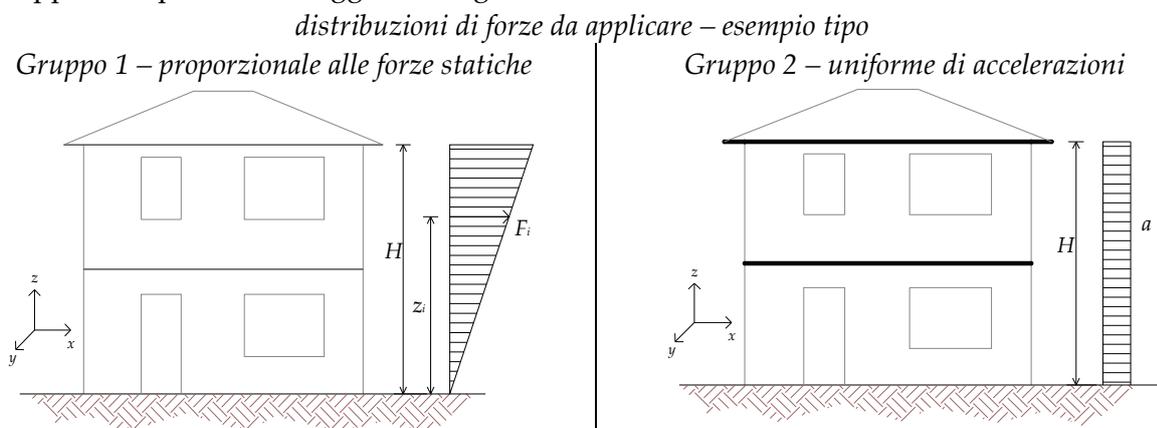
4.2.1. Risultati dell'analisi

L'analisi pushover consiste nell'applicare una serie di forze statiche al modello numerico che vengono successivamente incrementate fino al raggiungimento del collasso della struttura.

Le NTC 2018 al punto §7.3.4.1 prevedono:

- Analisi pushover in direzione X ed Y con 2 distribuzioni di forze a scelta tra quelle proposte dalla norma;
- Determinazione delle *curve di capacità* della struttura che rappresentano lo spostamento di un punto di controllo rispetto alla forza applicata;
- Rielaborazione dei risultati in modo da ricondurre il problema al caso dell'oscillatore semplice e verifica, mediante lo spettro di normativa, che la capacità di spostamento sia superiore alla domanda: $d_{\max}^* \leq d_u^*$

Sviluppando i punti con maggior dettaglio si ha:



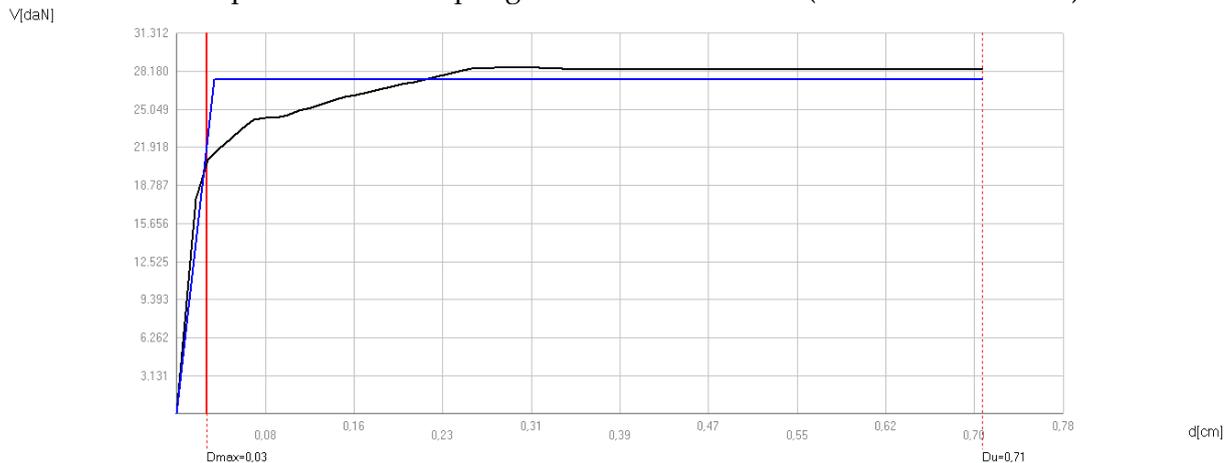
Le analisi, condotte per i vari casi con e senza eccentricità accidentale e per le diverse direzioni dell'azione sismica, portano ai risultati riassunti nella tabella seguente:

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA FABBRICATO RILEVANTE - ASP ARGENTA
VIA ROMA, 9 - ARGENTA (FE)

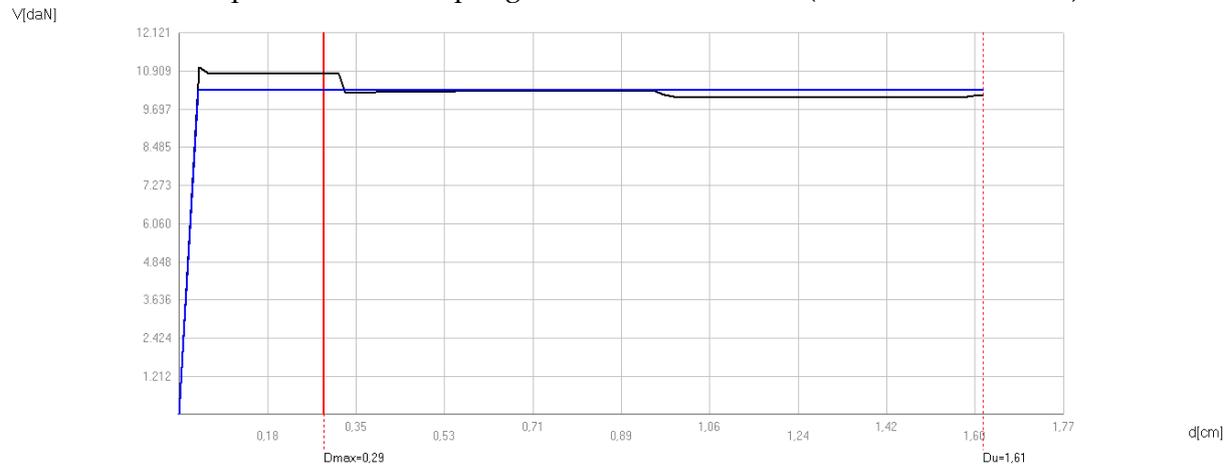
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa ε
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	0,03	0,71	0,719	0,01	0,28	0,01	0,28	3,341	5,27
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	0,03	0,71	0,719	0,01	0,28	0,01	0,28	3,341	5,27
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	0,02	0,71	0,604	0,01	0,42	0,01	0,28	3,894	7,40
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	0,02	0,71	0,604	0,01	0,42	0,01	0,28	3,894	7,40
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	0,24	1,61	1,658	0,02	0,32	0,02	0,32	1,810	2,96
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	0,24	1,61	1,658	0,02	0,32	0,02	0,32	1,810	2,96
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	0,29	1,61	1,885	0,03	0,04	0,02	0,04	1,591	1,36
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	0,29	1,61	1,885	0,03	0,04	0,02	0,04	1,591	1,36
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	20,5	0,03	0,71	0,793	0,01	0,31	0,01	0,29	3,205	5,18
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-20,5	0,03	1,43	0,671	0,01	0,49	0,01	0,49	4,473	6,81
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	20,5	0,03	0,71	0,793	0,01	0,31	0,01	0,29	3,205	5,18
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-20,5	0,03	1,43	0,671	0,01	0,49	0,01	0,49	4,473	6,81
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	20,5	0,02	0,71	0,665	0,01	0,42	0,01	0,28	3,713	6,98
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-20,5	0,02	0,72	0,541	0,01	0,43	0,01	0,29	4,087	7,91
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	20,5	0,02	0,71	0,665	0,01	0,42	0,01	0,28	3,713	6,98
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-20,5	0,02	0,72	0,541	0,01	0,43	0,01	0,29	4,087	7,91
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	72,0	0,30	0,93	1,832	0,03	0,11	0,02	0,11	1,637	1,70
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-72,0	0,19	1,60	1,589	0,02	0,05	0,02	0,05	1,887	1,70
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	72,0	0,19	1,62	1,593	0,02	0,07	0,01	0,07	1,883	1,80
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-72,0	0,19	1,60	1,589	0,02	0,05	0,02	0,05	1,887	1,70
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	72,0	0,01	1,42	1,330	0,00	0,14	0,00	0,14	2,255	5,62
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-72,0	0,22	1,60	1,752	0,02	0,05	0,02	0,05	1,713	1,56
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	72,0	0,01	1,56	1,346	0,00	0,07	0,00	0,07	2,228	5,56
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-72,0	0,22	1,60	1,752	0,02	0,05	0,02	0,05	1,713	1,56

Come si evidenzia dalle risultanze tutte le analisi pushover riportano uno stato di piena verifica. A seguire le curve pushover relative alle 2 analisi in direzione X ed Y più gravose.

Curva pushover analisi più gravosa in direzione X (stato SLV verificato):



Curva pushover analisi più gravosa in direzione Y (stato SLV verificato):



Da cui si osserva che la domanda di spostamento è inferiore alla capacità => **VERIFICATO**.

Analisi degli spostamenti nodali dovuti al sisma:

Le verifiche per combinazioni in SLD (non richieste in base a quanto disciplinato al punto §8.3 delle NTC 2018) sono comunque tutte soddisfatte.

4.2.2. Deformate e sollecitazioni per condizioni di carico

Si rimanda a quanto riportato al punto 4.2.3. della presente.

4.2.3. Inviluppo delle sollecitazioni maggiormente significative

Il modello a telaio equivalente implementato nel programma 3Muri consente di determinare le sollecitazioni generalizzate per ogni elemento (sintetizzate in tabelle di risultati) e quindi procedere alle verifiche del caso, non è tuttavia possibile riportarne la restituzione grafica.

4.2.4. Reazioni vincolari

Non si ritiene siano risultati significativi in quanto non è prevista nessuna verifica delle fondazioni/terreno di fondazione.

4.2.5. Altri risultati significativi

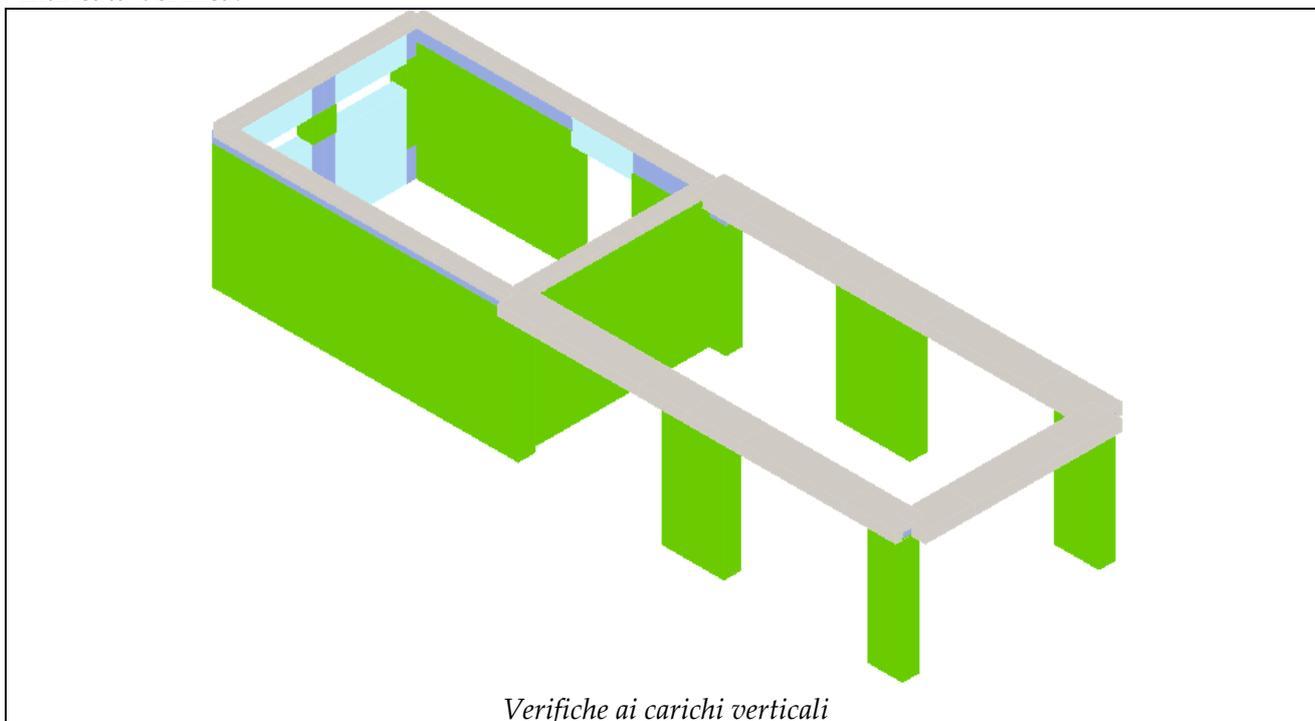
Non vi sono ulteriori risultati di rilievo da evidenziare.

4.3. Verifiche agli stati limite ultimi

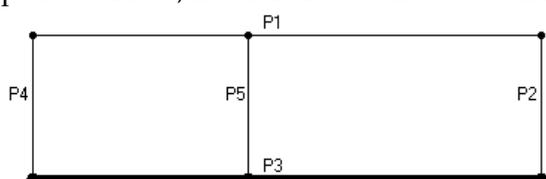
Mediante il programma 3Muri si sono svolte le verifiche. Come dimostrato nel seguito non tutte le membrature esistenti sono verificate.

4.3.1. Verifiche allo SLU nei confronti dei carichi verticali statici - pannelli murari

Si riportano di seguito, sotto forma di mappe cromatiche, i risultati delle verifiche ai carichi verticali. Il colore verde per le murature indica una piena verifica, il colore rosso uno stato di mancata verifica:



La pianta e la tabella sotto riportate identificano mediante numerazione progressiva le varie pareti che fanno parte della maglia strutturale del fabbricato e sintetizzano i risultati delle verifiche ai carichi verticali, secondo le espressioni (4.5.1) e (4.5.5) delle NTC 2018. Il colore verde indica una piena verifica, il colore rosso uno stato di mancata verifica.



Parete	Maschi rotti	Nd / Nr Max	h0 / t Max	e1 / t Max	e2 / t Max
3	0	0,52	9,00	0,180	0,081
4	0	0,21	9,00	0,045	0,045
1	0	0,45	9,00	0,184	0,080
5	0	0,14	9,00	0,045	0,045

Dalla tabella è possibile constatare, per ogni parete (colonna 1), l'eventuale presenza e il numero di maschi murari non verificati (colonna 2), le restanti 4 colonne invece riportano lo stato di verifica individuato dal rapporto fra sforzo normale complessivo sulla parete e rispettiva resistenza (tutti i valori sono inferiori all'unità), la snellezza (che deve essere inferiore a 20), e i coefficienti che esprimono l'eccentricità dei carichi "e1/t" ed "e2/t" entrambi inferiori al limite di 0,33.

È immediato constatare che tutti maschi murari risultano verificati => => => **VERIFICATO**.

4.3.2. Verifiche nei confronti delle azioni sismiche - pannelli murari

Si riportano di seguito i risultati delle principali verifiche sismiche sui pannelli murari.

Sintesi verifiche della condizione più gravosa in direzione X (stato SLV verificato):

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV

Dmax 0,03 [cm] <= Du 0,71 [cm]
 q^* 0,79 <= 3
 La verifica è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD

Dmax 0,01 [cm] <= Dd 0,31 [cm]
 La verifica è soddisfatta
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO

Dmax 0,01 [cm] <= Do 0,29 [cm]
 La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	5,90	1,84	3,205
SLD	> 2475	75	> 33,000	3,60	0,69	5,182
SLO	> 2475	45	> 55,000	3,50	0,54	6,453

Mostra PGA su roccia Dettagli ... 

Parametri di Analisi

T*	0,050 [s]	Duttilità disponibile	0,00
m*	52.553,99 [kg]	Γ	0,99
w	64.535,07 [kg]	F*y	27.848 [daN]
		d*y	0,03 [cm]
		d*u	0,72 [cm]

Sintesi verifiche della condizione più gravosa in direzione Y (stato SLV verificato):

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV

Dmax 0,29 [cm] <= Du 1,61 [cm]
q* 1,89 <= 3
La verifica è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD

Dmax 0,03 [cm] <= Dd 0,04 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO

Dmax 0,02 [cm] <= Do 0,04 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	2,93	1,84	1,591
SLD	133	75	1,773	0,94	0,69	1,360
SLO	133	45	2,956	0,94	0,54	1,728

Mostra PGA su roccia Dettagli ... 

Parametri di Analisi

T*	0,088 [s]	Duttilità disponibile	0,00
m*	53.060,99 [kg]	Γ	0,73
w	64.535,07 [kg]	F*y	14.141 [daN]
		d*y	0,05 [cm]
		d*u	2,22 [cm]

Per i meccanismi globali di collasso indagati mediante analisi pushover la struttura resiste alle azioni sismiche di progetto esibendo allo SLV un fattore di accelerazione $f_{a,SLV} \sim 159\%$ cui corrisponde un tempo di ritorno $T_R > 2475$ anni => **VERIFICATO**.

Verifiche al ribaltamento fuori piano

Le verifiche condotte mediante il programma 3Muri consentono di determinare il grado di sicurezza per meccanismi di collasso dei pannelli murari nel proprio piano.

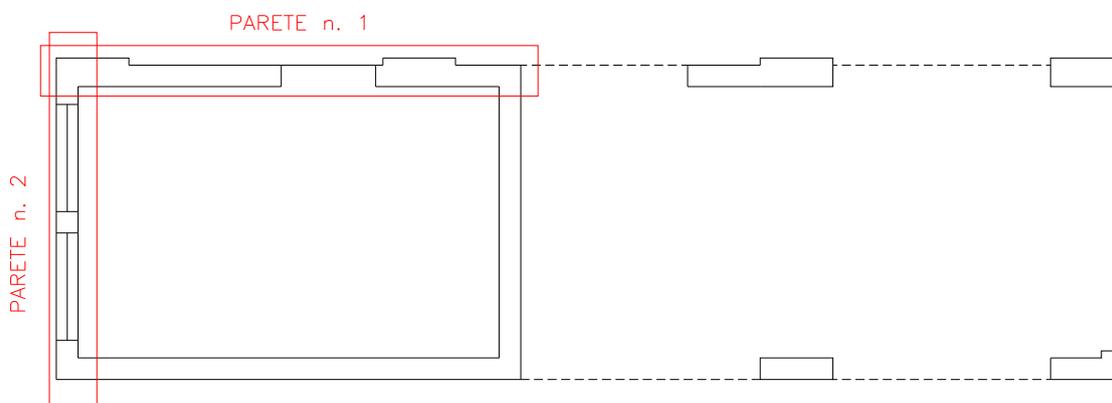
Al fine di definire il grado di sicurezza finale è tuttavia necessario procedere anche alle verifiche di ribaltamento fuori del piano (cfr. §8.7.1 NTC 2018).

Dai sopralluoghi e dagli elaborati in possesso non è stato possibile verificare la presenza di cordolature a livello dei solai tuttavia la loro presenza è garantita dalla tecnologia costruttiva e dalla normativa vigente all'epoca di costruzione. Si possono quindi innescare meccanismi di ribaltamento che coinvolgono il piano terra della parete tali da generare meccanismi a tre cerniere.

Al fine di analizzare tali meccanismi locali di collasso si utilizza l'applicativo Pro-CINE del programma commerciale ProSap della 2.s.i.

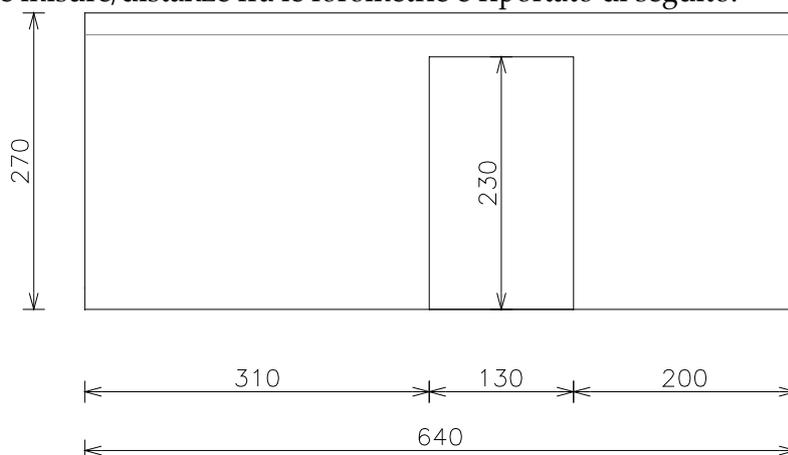
A seguire si riporta la pianta del piano terra del corpo n. 3 con indicate le pareti più significative per le quali la vulnerabilità risulta più severa (snellezza maggiore, controventamento da parte di pareti ortogonali minimo, eccentricità dei carichi agenti).

Per queste pareti verranno analizzati i possibili cinematismi di collasso:



Parete 1

La parete n. 1 è una parete con spessore strutturale di 30 cm. Il prospetto della parete con l'indicazione delle misure/distanze fra le forometrie è riportato di seguito:



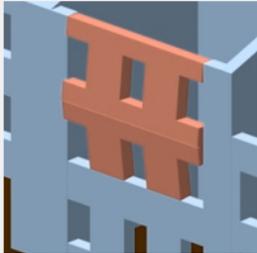
Il fabbricato allo stato attuale presenta orizzontamenti in soletta piena in c.a. spessi 20 cm.

1) Meccanismo di ribaltamento dell'intera parete:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota zero

PGA c. lineare [g]: 4,256



Esempio di cinematismo di flessione verticale che coinvolge una singola parete

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C8A.4.7 [g]: 0,127

acc. C8A.4.8 [g]: N.D

Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 1,1599

Massa partecipante [kN]: 5,307

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,239

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : N.D

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 3,588

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C8A.4.9 [g]: 0,158

acc. C8A.4.10 [g]: N.D

Verificato

Dati:

t = 30 cm;

muratura: mattoni semipieni e malta cementizia;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

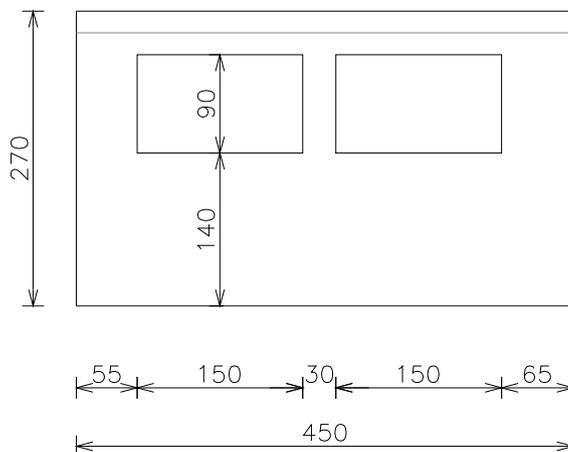
PGAc = non significativo

PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} > 100\% \Rightarrow$ **VERIFICATO**

Parete 2

La parete n. 2 è una parete con spessore strutturale di 30 cm. Il prospetto della parete con l'indicazione delle misure/distanze fra le forometrie è riportato di seguito:



Il fabbricato allo stato attuale presenta orizzontamenti in soletta piena in c.a. spessi 20 cm.

1) Meccanismo di ribaltamento dell'intera parete:

Verifica con analisi cinematica lineare

Cinematismo a quota zero

PGA c. lineare [g]: 7,886



Esempio di cinematismo di flessione verticale che coinvolge una singola parete

Verifica SLD

ag [g]: 0,071

S: 1,800

acc. C&A. 4.7 [g]: 0,127

acc. C&A. 4.8 [g]: N.D

Verificato

Parametri di verifica

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali: 1,5101

Massa partecipante [kN]: 2,982

Frazione di massa partecipante al meccanismo: 0,168

Primo modo normalizzato ad 1 ψ : N.D

Accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo [g]: 6,650

Verifica SLV

ag [g]: 0,187

S: 1,686

acc. C&A. 4.9 [g]: 0,158

acc. C&A. 4.10 [g]: N.D

Verificato

Dati:

t = 30 cm;

muratura: mattoni semipieni e malta cementizia;

livello di conoscenza: LC1

Risultati analisi:

PGAc = non significativo

PGAd = 0,187g

$f_{a,SLV} > 100\% \Rightarrow$ **VERIFICATO**

4.4. Esito della valutazione della sicurezza del corpo principale (corpo 3)

In base alle risultanze riportate nei paragrafi precedenti si evidenzia:

- Le verifiche delle strutture relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio, risultano tutte soddisfatte (rif. C8.3 circ. 617/2009);
- Le verifiche per azioni ambientali in genere (sisma, vento [irrilevante rispetto al sisma per il tipo di struttura], neve) eseguite sulle membrature portanti verticali evidenziano uno stato di carenza di alcune delle membrature resistenti all'azione sismica prevista dalle NTC 2018.

La tabella a seguire riporta la sintesi di tali risultanze:

<i>tipo di verifica</i>	<i>esito</i>	<i>%PGA - $f_{a,SLV}$</i>	<i>$T_{R,SLV}$</i>
Verifica murature alle azioni antropiche	Verificato	-	-
Verifica globale murature azioni sismiche	Verificato	> 100%	> 712 anni
Verifica cinematici murature azioni sismiche	Verificato	> 100%	> 712 anni

dalle analisi si è ottenuto un fattore di accelerazione sismica a cui l'edificio riesce a resistere pari a circa il $f_{a,SLV} > 100\%$ cui corrisponde un periodo di ritorno **> 712 anni**.

5. CONCLUSIONI

In base alle analisi riportate nei paragrafi precedenti è possibile concludere che:

- Per tutti i corpi di fabbrica le verifiche delle strutture relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio, risultano soddisfatte (rif. C8.3 circ. 617/2009);
- Le verifiche per azioni ambientali in genere (sisma, vento [irrilevante rispetto al sisma per il tipo di struttura], neve) eseguite sulle membrature portanti verticali evidenziano uno stato di carenza di alcune delle membrature portanti dei maschi murari rispetto all'azione sismica prevista dalle NTC 2018.

In particolare è possibile affermare che allo stato attuale, le analisi statiche non lineari (pushover) hanno evidenziato che i corpi di fabbrica sono in grado di resistere ad un'azione sismica pari a circa $f_{aSLV} \sim 29\%$, $f_{aSLV} \sim 64\%$ e $f_{aSLV} > 100\%$ di quella prevista per fabbricati di nuova costruzione e rispettivamente relative al primo corpo (fabbricato originario), al secondo corpo (ampliamento) e al terzo corpo (locale tecnico).

In base al parere C.T.S. n. 6 del 27/07/2010 della Regione Emilia Romagna e alla successiva lettera del D.P.C. n. SISIM 0083283 dello 04/11/2010 i tempi di intervento al fine dell'adeguamento strutturale dell'opera risulterebbero di circa 3 anni per il corpo 1, per il corpo 2 di circa 18 anni, mentre il corpo 3 la verifica è soddisfatta.

La tabella seguente riassume per i tre corpi di fabbrica i principali dati riguardanti la resistenza sismica delle strutture nonché i tempi di ritorno associati e i relativi tempi di intervento.

Corpo di fabbrica	$a_{g,SLV}$	%PGA - $f_{a,SLV}$	$T_{R,SLV}$	T_{INT}
n. 1 (fabbricato originario)	$\sim 0,055g$	29%	39 anni	3 anni
n. 2 (ampliamento)	$\sim 0,120g$	64%	197 anni	18 anni
n. 3 (locale tecnico)	$> 0,187g$	$> 100\%$	> 712 anni	-

Al fine di migliorare la risposta sismica dell'intera struttura lo scrivente suggerisce di procedere con rinforzi/interventi mirati riguardanti il rinforzo ovvero il decremento delle azioni sismiche sugli elementi strutturali che hanno evidenziato maggiori criticità in fase di verifica condotta sulla base dei risultati forniti dall'analisi come ad esempio:

- Placcaggio dei setti murari non a faccia a vista che presentano criticità con betoncino armato;
- Inserimento di catene/cinturazioni metalliche a livello dei solai in modo da creare un effetto "cordolo" che migliori il comportamento scatolare dell'edificio e nel contempo contrasti i meccanismi di ribaltamento delle pareti;
- Inserimento ove possibile e ove permesso dai vincoli funzionali e di sovrintendenza di elementi di controventamento in acciaio ovvero di dissipatori sismici.

6. REPORT PROVE/INDAGINI IN SITU

In seguito ad incarico conferito dalla proprietà si è svolto un sopralluogo sul fabbricato in esame sito in Argenta, via Roma, civ. 9 adibito a casa di riposo (Beneficenza Manica). Il sopralluogo, effettuato in data 26/10/2018, è avvenuto alla presenza del gestore e del sottoscritto Arch. Massarenti Marcellino, progettista strutturale dell'intervento. La documentazione in possesso consiste nella restituzione grafica architettonica del manufatto.

Dovendo procedere alla valutazione della sicurezza nei confronti dell'azione sismica di progetto prevista per edifici nuovi ai sensi dell'O.P.C.M. 3274/2003 e s.m.i. e della DGR 1661/2009, si è proceduto alla caratterizzazione dei materiali esistenti mediante la documentazione in possesso, prove non distruttive e a sondaggi relativi alle tipologie murarie.

Nello specifico, per le porzioni in c.a., si sono utilizzate le seguenti strumentazioni:

- Sclerometro tipo SCHMIDT - BASEL - SWITZERLAND;
- Pacometro tipo HILTI - MUTIDETECTOR PS50.



a)



b)

Immagine a) dello sclerometro e b) del pacometro impiegati nelle indagini

Lo sclerometro SCHMIDT - BASEL è un misuratore di durezza manuale (sclerometro) che consente di stimare, seppure indirettamente e in modo approssimato, la resistenza a compressione del calcestruzzo che compone il manufatto oggetto di indagine. Il misuratore rilascia un percussore, costituito da una barra in acciaio, che colpisce la superficie del corpo da testare. Il corpo colpito riflette l'energia ricevuta provocando il rimbalzo del percussore viene registrato da un indicatore che scorre su una scala di misura, elaborata a partire da curve di correlazione note tra indice di rimbalzo e resistenza a compressione del materiale. In questo modo viene effettuata la stima della resistenza del conglomerato cementizio.

E' bene precisare che le indagini sclerometriche sono affette da numerose incertezze a causa di diversi fenomeni che possono influire, anche sensibilmente, sull'indice di rimbalzo, quali, ad esempio, il livello di carbonatazione del calcestruzzo, l'irregolarità della superficie su cui viene eseguita la prova, la snellezza dell'elemento, l'eventuale presenza di nidi di ghiaia o altre inclusioni superficiali, ecc... Per tali motivi, i valori di resistenza a compressione del calcestruzzo ottenute da misure sclerometriche sono da considerarsi come stime di larga massima.

Il pacometro HILTI - MUTIDETECTOR PS50 è un identificatore di corpi metallici. Essenzialmente, è costituito da una sonda emittente/ricevente in grado di emettere un campo elettromagnetico e di registrare il campo elettromagnetico ricevuto. Il segnale trasmesso dalla sonda viene acquisito da

un'unità di elaborazione che, in base alle caratteristiche del segnale ricevuto, è in grado di rilevare la presenza delle armature, stimandone la posizione e il ricoprimento. La rilevazione viene ottimizzata impostando il gain e la potenza del segnale.

L'accuratezza dello strumento nella rilevazione del copri ferro è di ± 1 mm fino a ricoprimenti di 60 mm; ± 2 mm fino a ricoprimenti di 120 mm; ± 3 mm fino a ricoprimenti di 160 mm. Tali valori di accuratezza sono nominali e possono variare sensibilmente a seconda delle condizioni in cui ci si trova ad operare. Infatti, nonostante la complessità dello strumento, giova ricordare che, anche per quanto riguarda le indagini poco metriche, le rilevazioni fornite sono affette da inevitabili incertezze dovute a molteplici fattori, come, ad esempio, alla presenza di corpi metallici in prossimità delle barre di armatura, tali da falsare la rilevazione dello strumento, oppure alla presenza di copriferri non uniformi. Per tali motivi, gli esiti delle prove con pacometro sono da intendersi stime caratterizzate da un certo livello di incertezza, e non rilevazioni di assoluta precisione.

In mancanza della nuova circolare esplicativa riguardante le NTC 2018 si procede in accordo con quanto disposto dal punto C8A.2.3 circolare 617/2009 relativa alle previgenti NTC 2008 sondando mediante sclerometria tutti i pilastri e mediante pacometria sia la trave che per i pilastri.

I risultati delle prove svolte sono riportati nelle tabelle seguenti:

PILASTRI ($\alpha_{\text{sclerometro}} = 0^\circ$)					
Pil. n.	I.R./ $R_{bk, \text{prove}}$ (MPa)	Copriferro	St. φ /passo	φ di vertice	φ di lato
P1	36 / 34	21 mm	φ 8/20 cm	1 φ 14	non presenti
P2	34 / 31	20 mm	φ 8/20 cm	1 φ 14	non presenti
P3	38 / 38	22 mm	φ 8/20 cm	1 φ 14	non presenti
Media	36 / 34	~20 mm	φ 8/20 cm	1φ14	non presenti

TRAVE ($\alpha_{\text{sclerometro}} = 90^\circ$)					
Tra. n.	I.R./ $R_{bk, \text{prove}}$ (MPa)	Copriferro	St. φ /passo	φ estradosso	φ intradosso
T1	35 / 38	21 mm	φ 8/12 cm	2 φ 14	4 φ 14
Media	35 / 38	~20 mm	φ 8/12 cm	2φ14	4φ14

In ottemperanza a quanto indicato al punto C8A.2.3 e tab. C8A.2 circolare 617/2009 si ritiene che, stante i dati desunti dalla documentazione originale e le indagini effettuate sull'edificio, il livello di conoscenza raggiunto per il telaio in c.a. possa essere definito adeguato (LC2). Pertanto, ai fini delle verifiche di sicurezza, è possibile dividere i valori di resistenza meccanica dei materiali per un fattore di confidenza pari a **FC = 1,20**.

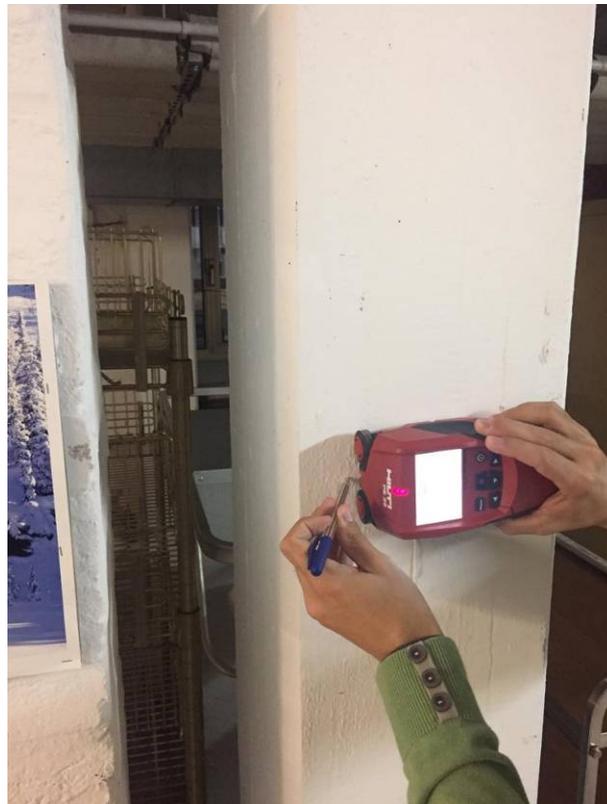
Nello specifico per gli elementi in c.a. della struttura in ampliamento (LC2 e FC = 1,20):

- Geometria: le dimensioni degli elementi strutturali sono state misurate in situ;
- Dettagli costruttivi: sono stati condotti molteplici sopralluoghi sulla struttura;
- Proprietà dei materiali: si adottano per il calcestruzzo i valori medi di resistenza meccanica dei pilastri determinati dalle prove in situ (C25/30). Per le armature si adotta la classe di resistenza tipica per gli acciai da armatura dell'epoca di costruzione della struttura in ampliamento (Fe44k).

Per le strutture murarie si è proceduto soltanto ad indagine visiva raggiungendo un livello di conoscenza basso (LC1) con un fattore di confidenza pari a **FC = 1,35** determinando:

- Edificio principale: muratura in mattoni pieni a malta di calce con giunti sottili;
- Edificio in ampliamento: muratura in mattoni semipieni e malta cementizia.

A seguire le immagini relative alle prove in situ eseguite sugli elementi in c.a. e ai sondaggi sulle murature:





Corpo principale (mattoni pieni e malta di calce con giunti sottili)



Corpo in ampliamento (mattoni semipieni e malta cementizia)

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

SOMMARIO

1. PREMESSA	- 65 -
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	- 66 -
3. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	- 66 -
4. ALLEGATI: PROVE CPTU	- 68 -

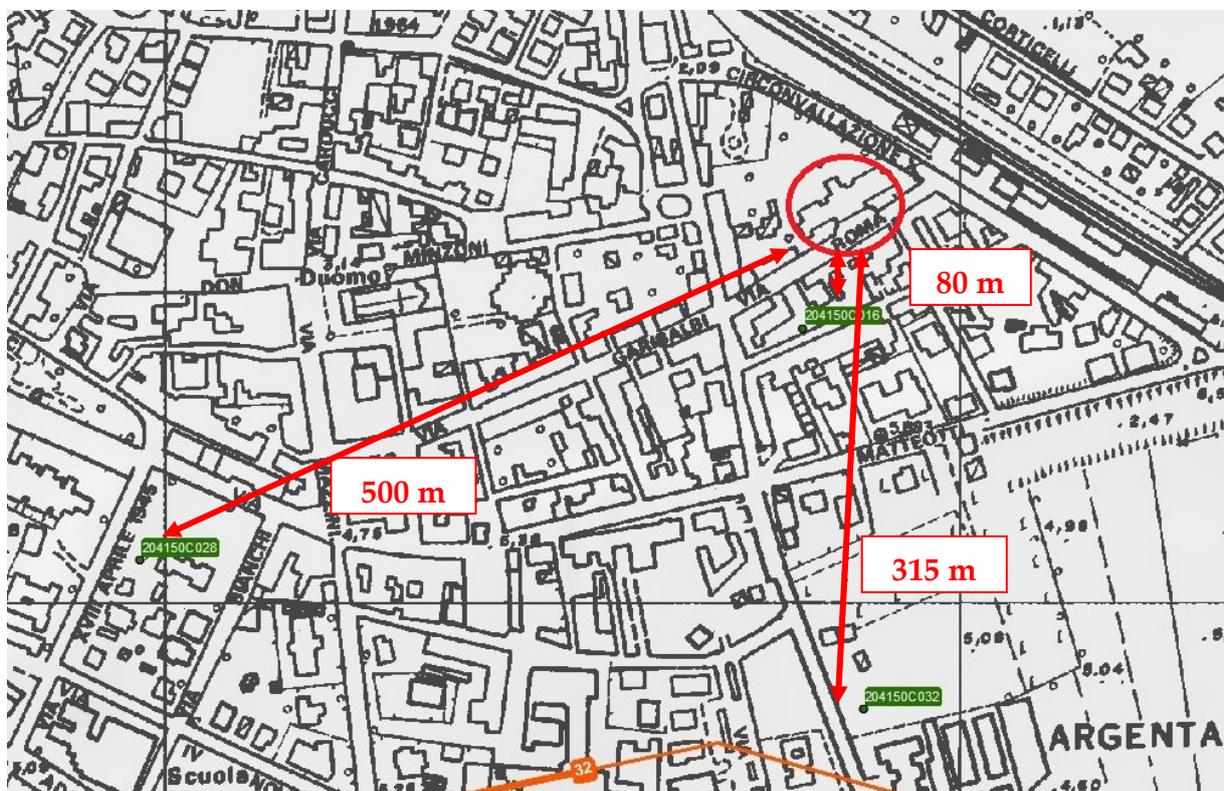
1. PREMESSA

La valutazione della categoria di sottosuolo è stata fatta in base all'interpretazione di alcune prove CPTU reperite dagli archivi della Regione Emilia Romagna dal sito http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/pagine/sismica_corsi_download.htm.

Nello specifico si sono reperite 3 prove CPTU spinte fino a profondità comprese fra i 10 m e i 15 m dal piano campagna situate nell'intorno della zona di via Roma, 9 ad Argenta (FE) nei pressi dell'edificio oggetto di verifica.

Le prove sono situate a una distanza compresa tra 80 m e 500 m dal fabbricato in oggetto e hanno consentito di determinare il parametro V_s e di conseguenza la categoria di sottosuolo.

Si riporta di seguito l'ubicazione delle prove:



2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **Legge 5 novembre 1971 n° 1086** - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge 2 febbraio 1974 n° 64** – Provvedimenti per la costruzione con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380** – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 – **Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni** (pubblicato sul supplemento ordinario alla G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018 – Serie generale).
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. – **Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni»** (pubblicata sul supplemento ordinario alla G.U. n. 47 del 26 febbraio 2009 – Serie generale).
- **Classificazione sismica** dei Comuni italiani: ALLEGATO A all'Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 (G.U. 08.05.2003, n. 105) – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 Gennaio 2008** (direttiva del 09 Febbraio 2011, pubblicata sul Suppl. Ord. N° 54 alla G.U. n° 47 del 26/2/2011).
- **Ordinanza P.C.M. 3 maggio 2005, n. 3431 (G.U. 10.05.2005, n.85)** – Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

3. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Le NTC 2018 al punto §3.2.2 stabiliscono che *...ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel §7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al §6.2.2.*

I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,30} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} [m/s]$$

Dove: h_i è lo spessore (in metri) dell' i -esimo strato; $V_{s,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato; N è il numero di strati; H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le NTC 2018 stabiliscono le seguenti categorie di sottosuolo (Tab. 3.2.II):

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Anmassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositati 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.</i>
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente 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 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Per le CPTu reperite dalla banca dati regionale on-line la valutazione del parametro $V_{s,30}$ è stata condotta mediante l'utilizzo della correlazione empirica di Andrus (2001) che consente di correlare il parametro q_c (ottenuto dalla prova CPTu) con la velocità delle onde di taglio:

$$V_s = A \cdot \left[\left(\frac{q_c}{p_a} \right) \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,5} \right]^\alpha \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0,25}$$

Dove: A ed α sono parametri che dipendono dalla granulometria del terreno, p_a è la pressione atmosferica (0,1 MPa), σ'_{v0} è la tensione efficace alla profondità voluta.

In particolare si ha:

Tipo terreno:	A	α
<i>terreno a grana grossa</i>	96,483	0,194
<i>terreno a grana fine</i>	102,117	0,188

Nel caso specifico (si vedano le prove allegate), con un peso di volume del terreno di 18,5 kN/m³ e

profondità di falda pari a 1,50 m si ottiene:

CPT1 n 016 dist. 80 m, $V_{s,15} = 174$ m/sec (suolo D)

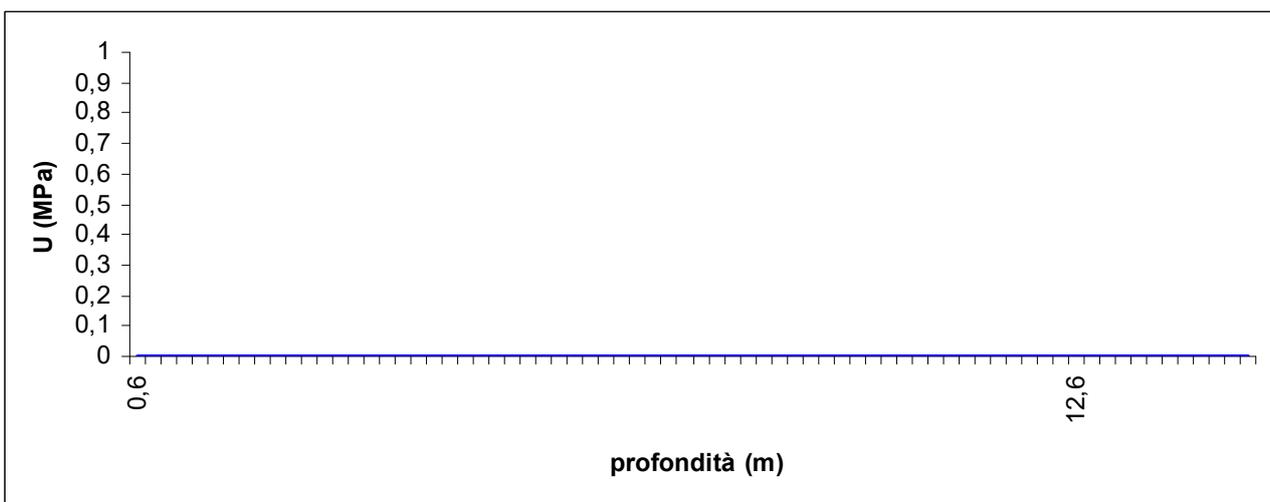
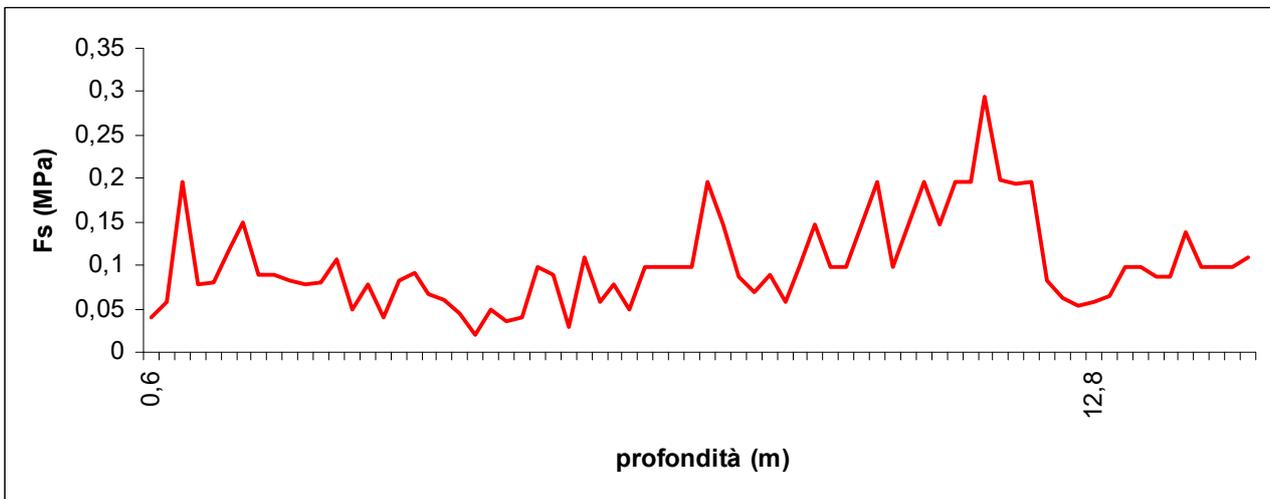
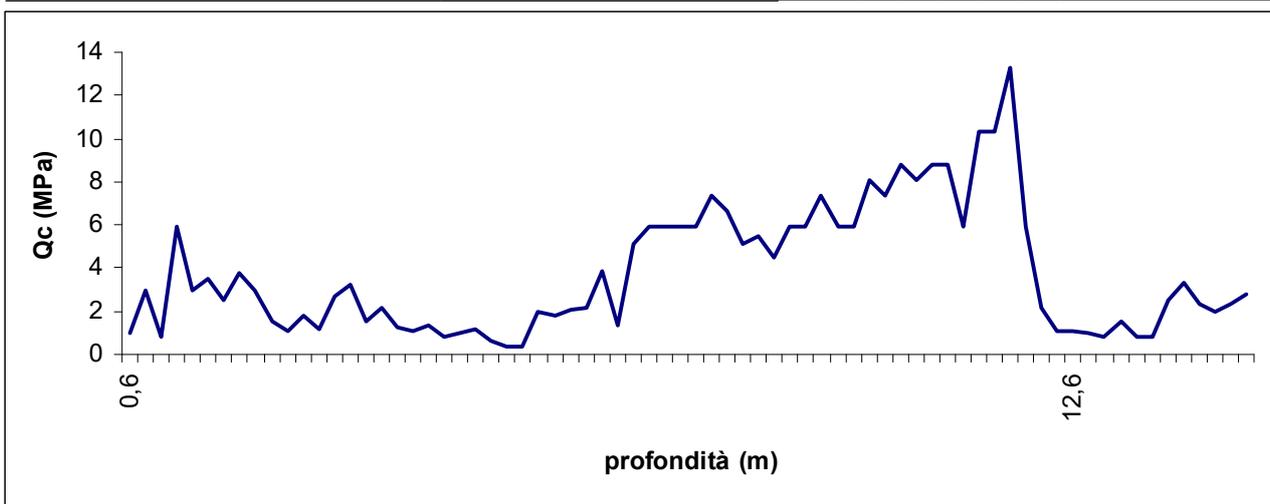
CPT2 n 028 dist. 500 m, $V_{s,10} = 157$ m/sec (suolo D)

CPT3 n 032 dist. 315 m, $V_{s,10} = 150$ m/sec (suolo D)

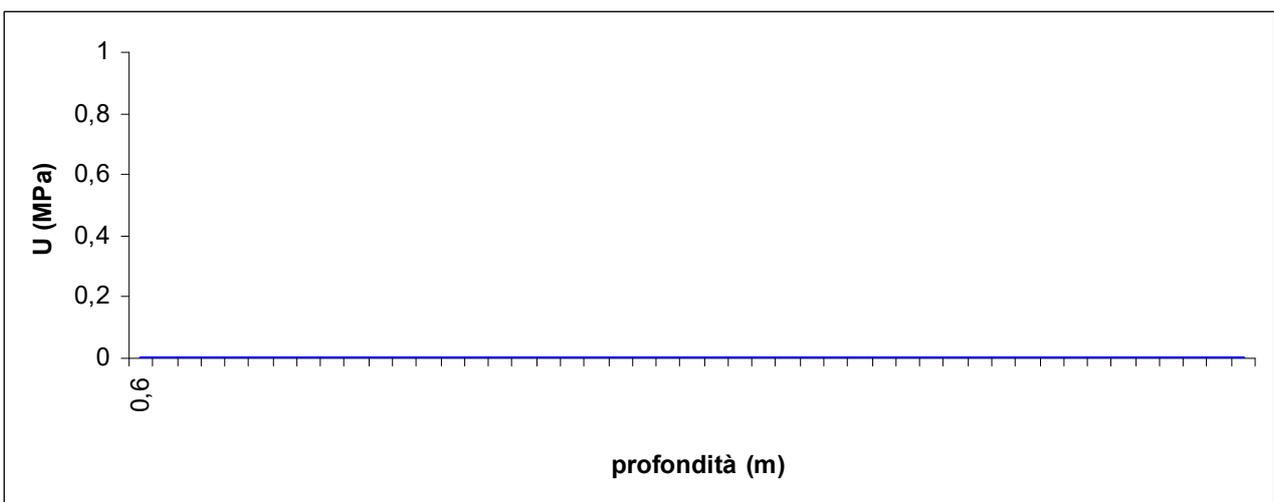
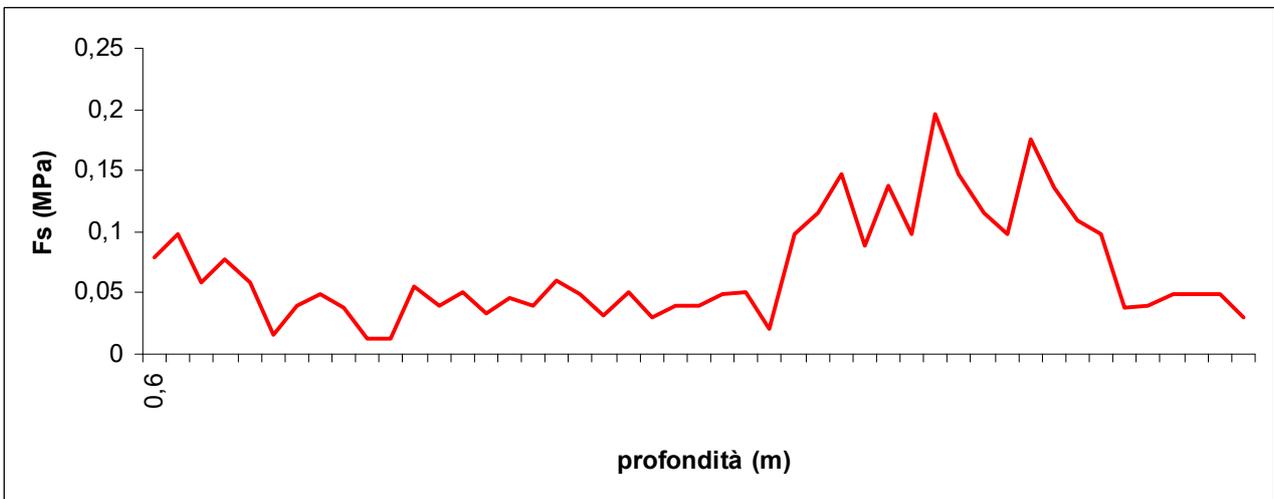
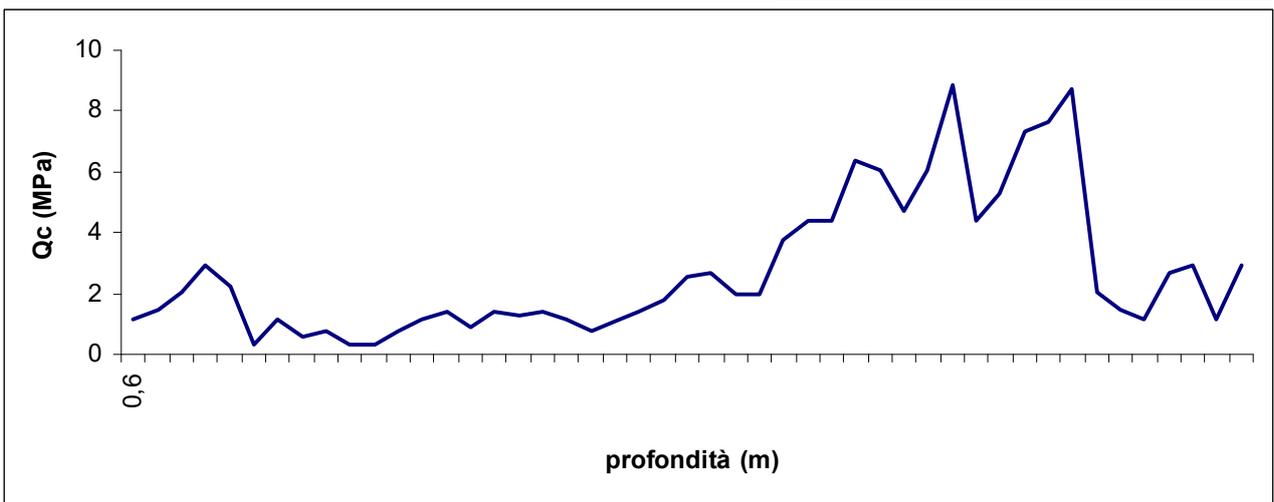
Pertanto, alla luce delle risultanze delle prove più prossime al manufatto, tenendo conto che non è stato possibile reperire prove a profondità maggiori, si assume che i terreni di fondazione sono ricompresi nella **categoria D**.

4. ALLEGATI: PROVE CPT_u

CPT1 n. 016



CPT1 n. 028:



CPT n. 32:

