

COMUNE DI PISTOIA
SCUOLA MATERNA IL MELOGRANO,
VIA CAVALLERIZZA 7 PISTOIA, INTERVENTO DI
RIQUALIFICAZIONE, MIGLIORAMENTO SISMICO
ED OPERE CORRELATE - LOTTO 1

PROGETTO ESECUTIVO



OGGETTO :

RELAZIONE SULLE STRUTTURE

DATA EMISSIONE : 15/04/2019

· **Committente**

COMUNE DI PISTOIA
Piazza del Duomo 1
51100 Pistoia
c.f. e p.i. 00108690470



· **R.U.P.**

ING. GIOVANNA BIANCO
Comune di Pistoia, Servizio Lavori Pubblici, Patrimonio, Verde, Protezione Civile
via XXVII Aprile 17
51100 Pistoia

· **Progettisti**

ARCH. STEFANO BARTOLINI
Comune di Pistoia, Servizio Patrimonio
via XXVII Aprile 17
51100 Pistoia

ING. GALILEO INNOCENTI
Via Della Provvidenza 36, 51100 Pistoia
c.f. NNC GLL 80T23 D612V
p.i. 01622000477

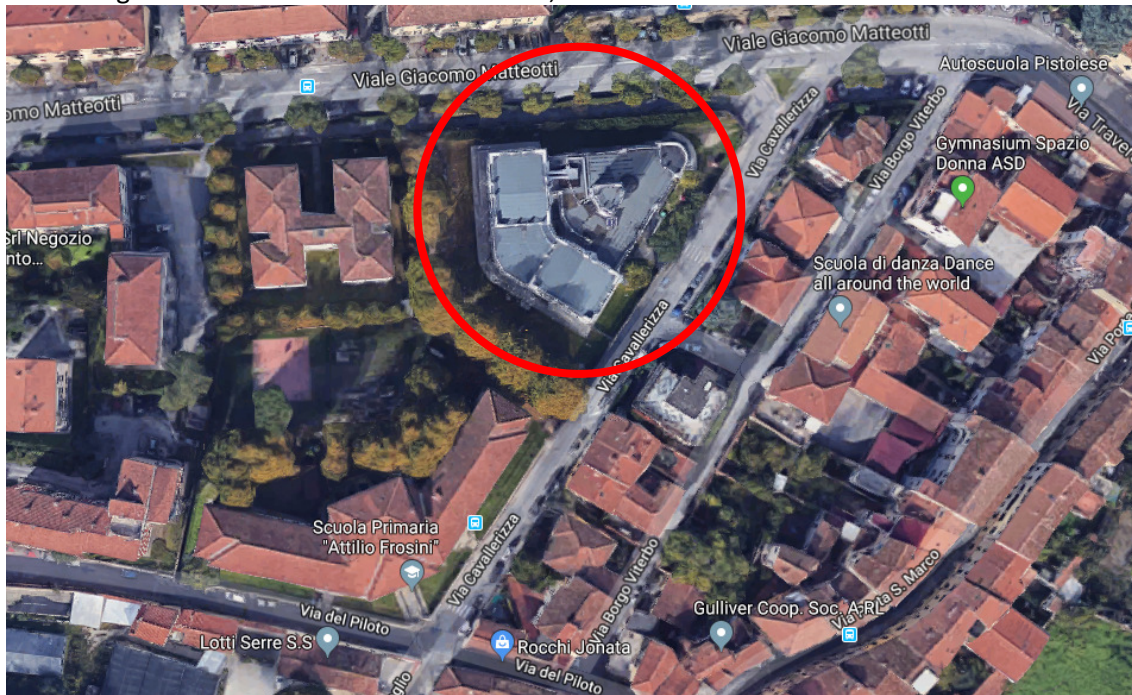
COMUNE DI PISTOIA

SCUOLA MATERNA IL MELOGRANO, VIA CAVALLERIZZA 7 PISTOIA, INTERVENTO DI RIQUALIFICAZIONE, MIGLIORAMENTO SISMICO ED OPERE CORRELATE

PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

1. RELAZIONE GENERALE ILLUSTRATIVA DELL'OPERA

L'intervento in oggetto consiste nei lavori di riqualificazione e di miglioramento sismico da effettuarsi sulla Scuola materna "Il Melograno" situata nel comune di Pistoia, all'incrocio fra Via Cavallerizza e Viale Giacomo Matteotti.



1.1 Caratteristiche costruttive

All'interno della struttura sono ospitati nella porzione Sud-Ovest il Nido d'Infanzia e nella porzione Nord-Est la Scuola dell'Infanzia.

Il fabbricato è costituito da una porzione ad un piano fuori terra ed un'altra a due piani. Nella porzione con un unico piano, nella posizione nord-est, è presente una torretta che si eleva oltre l'ambiente a doppia altezza. L'intera struttura è caratterizzata da allineamenti murari non perpendicolari tra loro. Sono presenti anche ampie finestre con architravi poggianti su pilastri in muratura di mattoni pieni in mezzera.

La porzione ad un piano raggiunge un'altezza esterna di circa 5,7m. La porzione a doppia altezza e il piano di calpestio intermedio della torretta circa 7,40m ed infine la copertura della torretta all'incirca a 10,80m. Anche nella porzione a doppia altezza sono presenti ampie finestre intermezzate da pilastri in c.a.

All'edificio originale, come precedentemente descritto, nel 1956 è stato aggiunto un ampliamento a collegamento delle due ali costituenti gli ambienti a doppia altezza realizzando così una corte interna fra i due spazi. In questa corte è presente l'accesso, mediante scale metalliche, ad un ambiente interrato adibito a locale impianti. Questo piano si attesta alla quota di -2,22m circa.

Internamente è presente un solaio di piano terra posto su vespaio in materiale arido rialzato rispetto alla quota del terreno di 64cm.

L'edificio presenta parte delle murature laterali di tipo a sacco, con paramenti esterni in mattoni pieni e nucleo interno in pietrame e materiale sciolto. Nell'ala sud-ovest le murature sono costituite da pietrame con buona tessitura e presenza di listature. Le pareti interne sono in parte a mattoni pieni a due teste, e in alcune zone, in mattoni pieni ad una testa.

Nel 2011 è stato redatto un progetto per la ristrutturazione ed ampliamento del solo Nido d'Infanzia. I lavori strutturali sono consistiti essenzialmente in:

- Intervento di nuova costruzione: realizzazione di 6 nuovi soppalchi metallici all'interno del Nido d'Infanzia sismicamente giuntati dall'esistente struttura in muratura la cui nuova fondazione costituisce in parte anche sottofondazione delle originali strutture murarie;
- Interventi strutturali di tipo locale sulla struttura esistente: realizzazione di un telaio metallico di cerchiatura per apertura di nuovo vano porta a piano terra;
- rinforzo con betoncino armato di 3 allineamenti murari molto snelli in blocchi forati;
- taglio di trave in c.a. a piano primo per realizzazione di una nuova porta con conseguente ripristino della continuità strutturale mediante profilati metallici.

In parallelo a tali opere strutturali sono state realizzate opere architettoniche ed impiantistiche quali ad esempio una nuova organizzazione delle partizioni interne e la controsoffittatura quasi integrale del solaio di copertura.

I solai risultano essere in generale in latero cemento; in particolare quelli posti a copertura della zona con presenza di soppalchi presentano una orditura incrociata, come osservabile dalle foto dei saggi successivamente riportati.

Il solaio di copertura nella porzione ad un piano è in latero-cemento realizzato con accostamento di pignatte ed in generale è stato rilevata un'altezza di 13cm del travetto/pignatta ed una soletta superiore non armata anch'essa di 13cm. La larghezza dei travetti è di 8cm con interasse di 31cm. Il solaio intermedio della torretta presenta, la stessa tipologia costruttiva, ma una soletta non armata di 5cm. Il solaio di copertura dell'ambiente a doppia altezza, come detto, è un solaio incrociato con interasse dei travetti compreso fra 40 e 50cm (a seconda della direzione) e tavelle inferiori e superiori con intercapedine centrale. Superiormente è presente una soletta non armata di 7cm.

Nell'ambiente ad un piano sono presenti locali infiltrazioni in alcune stanze, come evidenziato in fase di vulnerabilità sismica (depositata presso il Geni Civile di Pistoia con protocollo n° 576459 del 20/12/2018 e per completezza allegata alla presente pratica), (si vedano le localizzazioni nei relativi elaborati) ed in particolare anche nei lucernari circolare e quadrato.

1.2 Campagna di indagini eseguita

Il "Piano di Indagini" effettuato in fase di vulnerabilità sismica ha avuto lo scopo di raggiungere un livello di conoscenza pari a LC2 ($FC=1.20$), come richiesto dalla Committenza. Per la determinazione dei saggi e delle prove da effettuare, ci siamo riferiti alle indicazioni presenti nella Circolare esplicativa del 2019 oltre che nei programmi regionali VSCA e VSM.

Nel caso in esame ci siamo riferiti, oltre alle fonti citate prima, al par. 4.2 della Direttiva sui Beni Monumentali. Identificata la costruzione, in relazione all'approfondimento del rilievo geometrico e della indagine materico-costruttiva, meccanica, sul terreno e sulle fondazioni, si assume un determinato **fattore di confidenza FC**, che consente di graduare l'attendibilità del modello di analisi strutturale.

Il fattore di confidenza viene determinato definendo diversi fattori parziali di confidenza FC_k ($k=1,4$), sulla base dei coefficienti numerici riportati in tabella 4.1, i cui valori sono associati alle quattro categorie di indagine ed al livello di conoscenza in esse raggiunto:

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck}$$

$$FC=1+(0,05+0,06+0+0,06+0,03) = 1,2$$

Il livello di conoscenza coinvolge dunque 4 aspetti:

- a) **Rilievo Geometrico:** *rilievo dell'edificio, incluso eventuale quadro fessurativo e deformativo;*
- b) **Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica:** *basata sulla ricostruzione delle fasi costruttive ed interpretazione del comportamento strutturale fondate su rilievi materici visivi effettuati ricorrendo generalmente a piccole rimozioni di intonaco e saggi sulla muratura, anche volti a verificare i livelli di ammorsamento tra le strutture;*
- c) **Proprietà meccaniche dei materiali:** *comprendono prove di stonacatura, preferibilmente in corrispondenza degli angoli, prove con martinetto piatto doppio e di caratterizzazione della malta;*
- d) **Terreno e fondazioni:** *indagini sul terreno e sulle fondazioni (prospezioni sismiche a rifrazione per l'individuazione del tipo di suolo, ricostruzione modello geotecnico, piccoli scavi).*

Tabella 4.1 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0.05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.12$
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche; b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.06$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$F_{C2} = 0$
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{C3} = 0.12$
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0.06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0.06$
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0.03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

1.3 Documentazione fotografica della campagna di indagini

In fase di vulnerabilità sismica (depositata presso il Geni Civile di Pistoia con protocollo n° 576459 del 20/12/2018 e per completezza allegata alla presente pratica) sono stati realizzati saggi (stonaci di porzioni murarie) in sito ed analisi termografica. Inoltre per le murature sono state effettuate delle PNTG sulla malta legante e dei prelievi di blocchi portanti sui quali sono state effettuate delle prove a schiacciamento in laboratorio, per sincerarsi della buona qualità degli elementi murari. Si è evitato di effettuare prove con martinetto piatto doppio a causa dello scarso contrasto su cui si poteva contare per svolgere la prova, visto che l'edificio è di un piano solo fuori terra.

Si riportano brevemente le immagini dei saggi estratte dalla relazione di vulnerabilità sismica, alla cui si rimanda per una visione completa con le indicazioni della dislocazione in pianta delle indagini (comunque riportate nelle tavole dello stato attuale) e dei certificati delle prove di laboratorio.



Saggi S05-07-01 (parete esterna con paramento principalmente in mattoni pieni e nucleo interno)



Saggio S02 (presenza di canna fumaria)



Saggio S03-04 e PNTG (pareti interne in mattoni pieni)



Saggio PNTG08 (pareti esterne in pietrame, ben visibile anche dalle foto realizzate durante i lavori del 2013 nelle quali le pareti erano completamente stonacate)



Saggio S06 (presenza di pilastro privo di staffe)



Saggio SC01 (solaio in laterocemento con cordolo)

Si riportano inoltre delle foto forniteci dal committente scattate durante i lavori dell'anno 2013, dalle quali si vedono le murature esterne in pietre a spacco e listature in mattoni pieni.



Pareti esterne in pietrame listato



Pareti in forati



Solaio in laterocemento ad orditura incrociata

Nei mesi di gennaio-febbraio 2019 sono stati eseguiti una serie di sopralluoghi atti a reperire ulteriori informazioni sul fabbricato e ad individuare gli elementi su cui integrare le indagini in aggiunta a quelle eseguite in fase di vulnerabilità (depositata presso il Geni Civile di Pistoia con protocollo n° 576459 del 20/12/2018 e per completezza allegata alla presente pratica). Successivamente sono state eseguite le **indagini di natura micro-distruttiva** (saggi). Di seguito viene riportata la documentazione fotografica dei saggi eseguiti e la loro collocazione.

Saggio SS.01 eseguito al solaio della porzione di edificio ad un piano (materna)

Quest'indagine è servita per determinare la precisa tipologia e stratigrafia del solaio (come precedentemente descritto).



SS.01 – Solaio copertura materna

Saggio SS.02 eseguito al solaio della porzione di edificio a doppia altezza (nido)

Quest'indagine è servita per determinare la precisa tipologia e stratigrafia del solaio (come precedentemente descritto).



SS.02 – Solaio copertura nido

Saggio SS.03 eseguito al solaio intermedio della torretta

Quest'indagine è servita per determinare la precisa tipologia e stratigrafia del solaio (come precedentemente descritto).



SS.03 - Solaio intermedio torretta

Saggio S.08 eseguito sulla scala della torretta

Quest'indagine è servita per determinare la natura del pianerottolo della scala della torretta. Sono stati rilevati dei profili in acciaio a sostegno del pianerottolo, a cui si collega il profilato di appoggio della scala che quindi risulta appoggiata da un lato sulla muratura e dall'altro sul profilo inclinato in acciaio.



S.08 – pianerottolo di arrivo scala torretta

Saggio S.09 eseguito sul pilastrino fra le finestre della porzione ad un piano

Quest'indagine è servita per determinare la natura del pilastro, in mattoni pieni.



S.09 – pilastrini fra finestre porzione ad un piano

Saggio S.10 eseguito sulla muratura dell'ampliamento della zona a doppia altezza

Quest'indagine è servita per determinare la natura della muratura di alcune pareti presenti nella zona di ampliamento. Le pareti sono risultate in mattoni pieni ad una testa.



S.10 –Saggio pareti secondo piano ampliamento

Saggio S.11 eseguito su muratura scala ampliamento

Quest'indagine è servita per determinare la natura del muro della scala presente nell'ampliamento realizzato nel 1956. Dal saggio si evince che il muro esterno è in mattoni pieni a una testa e che la scala vi si appoggia, così come dalla parte interna.



S.11 – scala ampliamento poggianti su muratura a mattoni pieni

Saggio S.12 eseguito sulla parete in mattoni forati con strato di betoncino da ambo le parti

Quest'indagine ha permesso di valutare l'intervento eseguito fra il 2012 ed il 2013. L'intonaco armato è stato eseguito su entrambe le parti da ambo i lati al piano terra mentre, è stato osservato, che nel corridoio presente al piano primo fra i soppalchi A, B e C, internamente non è presente il betoncino.



S.12 – pianerottolo di arrivo scala torretta

Saggio S.13 eseguito sull'architrave sopra le finestre della porzione ad un piano

Quest'indagine è servita per avere maggiori informazioni sugli architravi in c.a. posti sopra le finestre.



S.13 – architravi finestre porzione ad un piano

Per quanto riguarda le informazioni precedentemente acquisite nei precedenti saggi si rimanda alla relazione di vulnerabilità (depositata presso il Geni Civile di Pistoia con protocollo n° 576459 del 20/12/2018 e per completezza allegata alla presente pratica) e al relativo allegato fotografico. Inoltre, vi si rimanda anche riguardo la ricerca storica e della documentazione d'archivio, che ha permesso di poter ricostruire l'evoluzione del fabbricato e reperire alcuni dei progetti originari.

A seguito delle indagini effettuate e delle verifiche globali e dei meccanismi locali allo stato attuale, è emersa la necessità di eseguire un insieme di interventi strutturali atti a risolvere principalmente le criticità locali riscontrate e successivamente a dargli una maggior regolarità per un miglior funzionamento sismico.

Gli **interventi** previsti nel progetto sono **prima di tutto necessari al fine di risolvere i problemi statici dell'edificio** oltre che mirati all'ottenimento del **miglioramento del comportamento sismico globale e locale** dell'edificio.

In particolare, in accordo con la Committenza, si è deciso di suddividere gli interventi del progetto in due lotti attuativi distinti (si vedano elaborati grafici):

Lotto 1 – Ambiente a doppia altezza dove già eseguito intervento nel 2012/13.

Esecuzione degli interventi di adeguamento statico e sismico per la porzione in oggetto.

Si descrivono gli interventi sul lotto 1:

- Consolidamento dei pilastri in c.a. in corrispondenza delle ampie finestre mediante applicazione di nastri e fiocchi in FRP al fine di risolvere problemi a taglio e a presso-flessione degli stessi (questi elementi allo stato attuale risultano non essere staffati).
- Consolidamento delle murature esistenti mediante reti in fibra di vetro interposta fra un doppio strato di malta strutturale su entrambe le facce delle murature interessate (3cm per lato), e collegamenti passanti mediante fiocchi in fibra di vetro al fine di aumentare la resistenza di alcuni setti sia in condizioni statiche che sismiche. Questo si rileva necessario su alcuni elementi al piano terra dell'ampliamento e lungo tutta la parete in mattoni ad una testa al primo piano;
- Realizzazione di portali/cordoli in c.a. collegati alle pareti esistenti in mattoni forati e betoncino mediante barre collegate ad una contropiastra disposta dal lato opposto dei portali/cordoli (si vedano gli elaborati grafici per i dettagli), al fine di risolvere i problemi di snellezza delle suddette pareti.

Lotto 2 – Ambiente ad un piano:

- Realizzazioni di cordoli di fondazione in c.a. opportunamente ammortati alle strutture esistenti;
- Realizzazione di nuovi solai areati di calpestio del piano terra mediante elementi cassero a perdere e soletta superiore in c.a. al fine di migliorare i problemi di risalita dell'umidità al piano terra; in corrispondenza di alcune pareti si è introdotto un cordolo di fondazione perimetrale posto in adiacenza alle fondazioni esistenti e collegati tra loro mediante cordolo passanti attraverso di esse;
- Realizzazione di scannafosso con setti in c.a. in corrispondenza del locale interrato al fine di risolverne i problemi di umidità;
- Consolidamento della muratura esistente con paramento di mattoni pieni e nucleo interno mediante iniezioni di boiaccia fluida di cemento al fine di aumentare la resistenza di alcune porzioni di muratura di limitata estensione sia in condizioni statiche che sismiche;
- Consolidamento dei pilastri esistenti in mattoni pieni presenti fra le finestre che si affacciano su Viale Matteotti e Via Cavallerizza mediante iniezioni di boiaccia fluida al fine di aumentarne la resistenza sia in condizioni statiche che sismiche;
- Chiusura di alcune nicchie esistenti nelle pareti portanti ed ex canne fumarie, mediante muratura in mattoni pieni ben ammortata alle murature esistenti;
- Consolidamento della muratura esistente mediante nuova muratura in mattoni pieni affiancata e ben ammortata a quella esistente al fine di aumentare le resistenze dei setti murari in condizioni statiche e sismiche e risolvere i problemi di snellezza delle murature esistenti. Necessaria in corrispondenza di pareti in mattoni pieni ad una testa nel corridoio ove presente il lucernario quadrato;
- Consolidamento della muratura esistente mediante nuova muratura in laterizio alveolare antisismico che si attesterà sulle nuove travi in fondazione affiancate ed opportunamente ammortate alle strutture esistenti.

Tale intervento risulta necessario al fine di migliorare il comportamento globale nei confronti delle azioni sismiche in entrambe le direzioni. L'intervento è concentrato nei lati lunghi paralleli a Via Cavallerizza ed a Viale Matteotti essendo presenti ampie zone senza murature portanti, così da regolarizzare gli ambienti ed aumentare i setti di controvento nei confronti dell'azione sismica; le nuove murature saranno ben ammortate alle murature esistenti;

- Realizzazione di nuovi architravi in acciaio in corrispondenza delle aperture ove avviene il consolidamento mediante creazione di nuova muratura ben ammortata all'esistente;
- Aumento di spessore della muratura esistente in mattoni pieni con un ulteriore paramento sempre in mattoni pieni ben ammortato alle pareti esistenti. Questo si rileva necessario lungo tutto il corpo della torretta;
- Consolidamento del solaio di interpiano della torretta mediante demolizione del massetto esistente, e successivo incollaggio del pavimento alla soletta strutturale, questo per ridurre i carichi gravanti sul solaio e limitazione dell'uso della stanza superiore a stanza ispezionabile per sola manutenzione con relativa assegnazione di carichi accidentali come da NTC. Montaggio all'intradosso del solaio di travi in acciaio rompitratta al fine di ridurre la luce d'inflessione dello stesso;
- Consolidamento della torretta nei confronti dei meccanismi di ribaltamento mediante fasciatura della zona sommitale con nastri in FRP, lungo tutto il perimetro della stessa;
- Recupero corticale mediante scarifica, pulizia della superficie, trattamento dei ferri, preparazione e posa di nastri in FRP del lucernario quadrato;
- Consolidamento del solaio di copertura della torretta mediante montaggio all'intradosso del solaio di travi in acciaio rompitratta al fine di ridurre la luce d'inflessione dello stesso e realizzazione di botola di ispezione in copertura della torretta mediante taglio a forza di solaio e realizzazione di nuova cordolatura di rinforzo.

Da un punto di vista architettonico ed impiantistico, nel lotto 2 sono previste una serie di lavorazioni conseguenti e ad integrazione dell'intervento strutturale, per i dettagli dei quali si rimanda alle relative relazioni ed elaborati grafici.

In breve, sono necessari interventi impiantistici al fine di rendere la struttura adeguata alle vigenti normative del settore. All'interno dell'edificio si prevede la demolizione dei pavimenti nelle porzioni interessate dal nuovo solaio areato di calpestio del piano terra e dalle nuove strutture fondali.

Anche nel solaio intermedio della torretta è prevista la rimozione del massetto esistente ed il mantenimento della stanza a sola manutenzione e stanza di accesso alla copertura, smantellando le attuali strutture impiantistiche. Nella porzione del salone e del relativo atrio, l'attuale pavimento sarà mantenuto sul vespaio. Nella stanza sopra il locale interrato l'attuale solaio di calpestio verrà mantenuto. È prevista l'installazione di controsoffitti in tutto il lotto due come specificato nelle tavole architettoniche.

In fase di approvazione del progetto esecutivo si valuterà l'anticipazione di alcuni interventi del lotto 2 al lotto1.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO OPERE STRUTTURALI

- NTC DM 17 gennaio 2018 (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni)
- Circolare n°35 del 11-02-2019 (Circolare esplicativa delle NTC)
- BURT (Bollettino Ufficiale della Regione Toscana) N.25; Decreto del Presidente della Giunta Regionale 9 luglio 2009, n. 36/R
- DECRETO LEGISLATIVO n. 42 del 22/01/2004 “Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio, ai sensi dell’art. 10 della legge 6 luglio 2002, n.137 così come modificato dal D. Lgs. 24 marzo 2006, n. 156 nonché dal D. Lgs. 26 marzo 2008, n. 62”
- DIRETTIVA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI del 09/02/2011
“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”

3. RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

L'edificio in oggetto è caratterizzato da fondazioni esistenti in muratura del tipo a nastro. Per la verifica delle fondazioni esistenti del corpo principale, si fa riferimento allo studio geologico condotto a Febbraio 2019 dal Geol. Sandro Pulcini.

Sono state eseguite le seguenti indagini:

- n.1 prova CPT;
- n.3 prove SPT;
- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo con relative analisi di laboratorio;
- n. 1 prova in foro Down Hole.

Inoltre è stata evidenziata la seguente stratigrafia:

1. Da 0 a circa -1.80 m dal p.c.: comprende sia il **terreno vegetale** dei primi 0.80 m sia i **limi argillosi** sino a 1,80 m (**Strato 1 della Relazione geologica**);
2. Tra -1.8 m e -6.00 m dal p.c.: si hanno **argille limoso sabbiose** con lenti sabbioso-ghiaiose (**Strato 2 della Relazione geologica**);
3. Tra -6.00 m e -8.00 m dal p.c.: si hanno **sabbie ghiaiose-ciottolose con poca matrice limosa** (**Strato 3 della Relazione geologica**).

Livello	γ [t/m ³]	Cu,min [kg/cm ²]	C',min [kg/cm ²]	ϕ [°]	M ₀ ,min [kg/cm ²]	NSPT [n°]	V _s ,medio [m/s]
1	1,80	0,5	0,00	28	42	-	-
2	1,80	2,00	0,2	25.4	80	8	293
3	1,90	3,00	0,01	35	400	>12	228

Le verifiche allo SLU di tipo geotecnica (GEO) nei confronti del carico limite dell'insieme fondazione terreno sono eseguite mediante **l'approccio 2 (A1+M1+R3)**.

Per l'individuazione della categoria di sottosuolo, si utilizzano i risultati della prova DOWN HOLE eseguita appositamente. I risultati hanno fornito valori un terreno di fondazione di **TIPO C** (si veda Relazione Geologica).

Ai sensi del paragrafo **8.3** delle **NTC** e **C8.3** della **Circolare** si ha che:

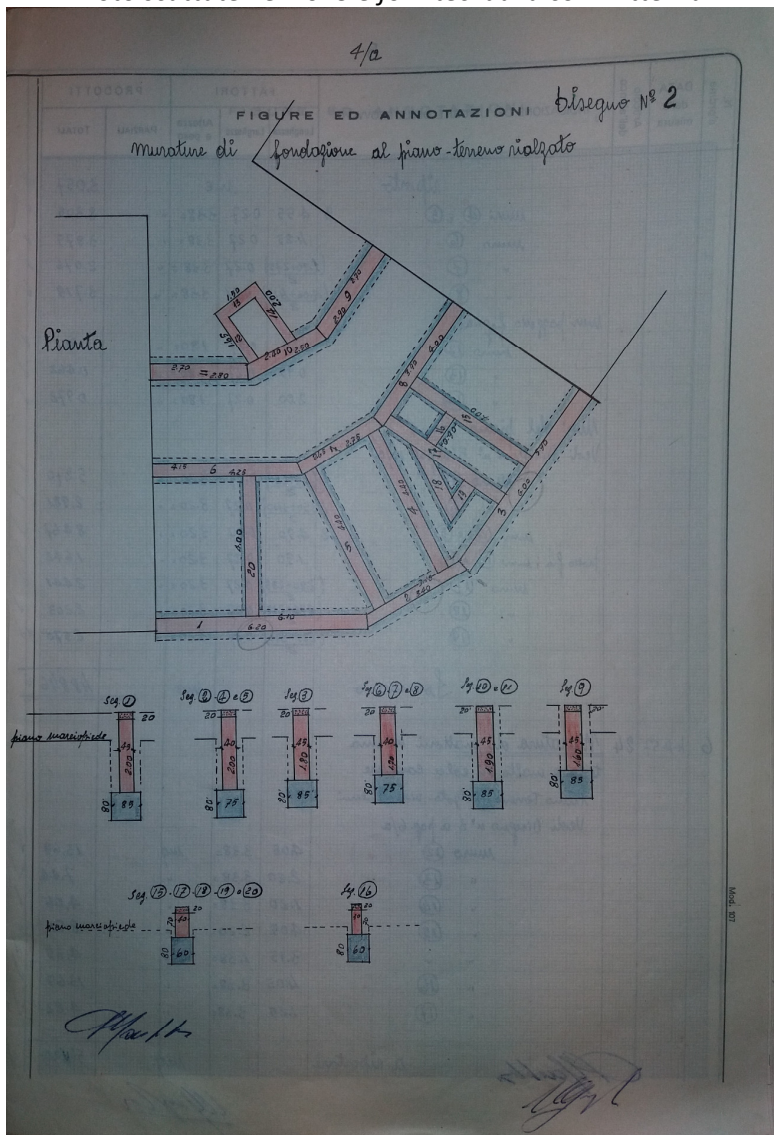
- L'unità strutturale oggetto della presente relazione non presenta importanti dissesti attribuibili a cedimenti fondali e nemmeno in precedenza risultano prodotti dissesti della stessa natura;
- Non viene progettato niente che possa comportare sostanziale alterazione dello schema strutturale o rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni esistenti;
- Sono esclusi fenomeni di ribaltamento delle costruzioni per effetto delle azioni sismiche;
- Sono esclusi fenomeni di liquefazione;

Per tali motivi potrebbero essere omesse le verifiche strutturali in fondazione. Tuttavia, esclusivamente a titolo cautelativo, si andrà a riportare di seguito il calcolo della portanza delle fondazioni sul terreno, in termini tensionali, in condizioni statiche e sismiche.

Per capire la struttura di fondazione si sono utilizzate le foto forniteci dalla committenza durante i lavori effettuati nell'anno 2013 e i libretti delle misure del fabbricato e della porzione in ampliamento, come anche indicato nella relazione di vulnerabilità (depositata presso il Geni Civile di Pistoia con protocollo n° 576459 del 20/12/2018 e per completezza allegata alla presente pratica). La fondazione presenta una profondità di oltre 2m in opera (visibile dalle foto del 2013 e dagli estratti dei libretti delle misure mostrati in relazione di vulnerabilità nel capitolo 2).



Foto scattate nel 2013 e forniteci dalla committenza



Libretto misure – fondazioni ampliamento del 1956

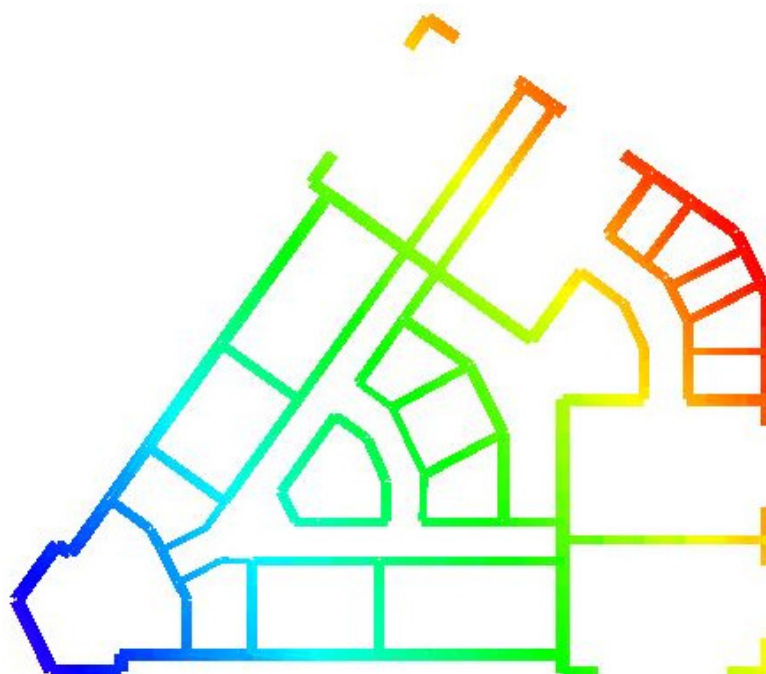
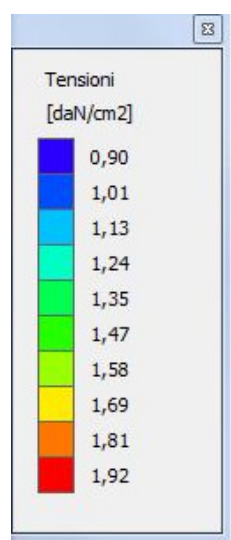
Verifica di capacità portante delle fondazioni

Si riporta il calcolo della capacità portante delle strutture fondali, secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3).

Sulla base delle stratigrafie riportate nella geologica, le fondazioni originarie si impostano sul livello 2 su di un terreno argillo-limoso-sabbioso. Considerando le condizioni non drenate si ha per esse un valore limite pari a **7.03 kg/cmq**, mentre per condizioni a lungo termine si ha un valore di **7.76 kg/cmq** (vedi calcolo riportato in seguito).

Le verifiche statiche e sismiche eseguite hanno fornito valori delle **tensioni massime** sul terreno per il lotto 1 pari a circa **1.92 kg/cmq**. Le **verifiche in fondazione risultano soddisfatte per il lotto 1**.

Tensione resistente di fondazioni superficiali su terreno coesivo					
FONDAZIONE			TERRENO		
Larghezza base	B (m)	0.50	Peso proprio	γ (t/m ³)	1.80
Profondità	D (m)	2.00	Coesione non drenata	c_u (t/m ²)	20.00
Lunghezza	L (m)	25.20			
Coeff. sicurezza	γ_R	2.30			
$q_{lim} = q_q + q_c = \gamma D s_q^0 d_q^0 N_q + c_u s_c^0 d_c^0 N_c$					
BRINCH-HANSEN E VESIC					
Tensione limite	q_{lim} (kg/cm ²)	16.16			
Tensione resistente	q_r (kg/cm²)	7.03			
Tensione resistente di fondazioni superficiali su terreno incoerente					
FONDAZIONE			TERRENO		
Larghezza fondazione	B (m)	0.50	Peso proprio	γ (t/m ³)	1.80
Profondità fondazione	D (m)	2.00	Angolo attrito	Φ (°)	25.40
Lunghezza (Meyerhof)	L (m)	25.20	Coesione drenata	c' (t/m ²)	2.00
Tipologia (Terzaghi)	Tipo	NASTRIFORME	Profondità falda	h (m)	2.50
Coeff. sicurezza	γ_R	2.30	Coefficiente	γ_M	1.00
$q_{lim} = q_q + q_c + q_y = \gamma D s_q d_q N_q + c s_c d_c N_c + 0,5 \gamma B s_y d_y N_y$					
BRINCH-HANSEN					
Tensione limite	q_{lim} (kg/cm ²)	17.85			
Tensione resistente	q_r (kg/cm²)	7.76			



Distribuzione delle tensioni sul terreno dell'edificio ricavate dal modello agli elementi finiti descritto in seguito (inviluppo SLU – SLV)

La porzione del lotto 2 è caratterizzata invece da una pressione massima sul terreno di **1.47 kg/cmq**. Ipotizzando cautelativamente che qui le fondazioni si attestino sul primo strato invece che sul secondo (ipotesi conservativa ma coerente con la scelta di aver impostato i nuovi cordoli in affiancamento alla quota di -0.8m), si ottiene una resistenza per terreni coesivi pari a **1.64 kg/cmq**, per terreni incoerenti pari a **2.03 kg/cmq**.

Tensione resistente di fondazioni superficiali su terreno coesivo					
FONDAZIONE			TERRENO		
Larghezza base	B (m)	0.50	Peso proprio	γ (t/m ³)	1.80
Profondità	D (m)	0.80	Coesione non drenata	c_u (t/m ²)	5.00
Lunghezza	L (m)	25.20			
Coeff. sicurezza	γ_R	2.30			
$q_{lim} = q_q + q_c = \gamma D s_q^0 d_q^0 N_q + c_u s_c^0 d_c^0 N_c$					
BRINCH-HANSEN E VESIC					
Tensione limite	q_{lim} (kg/cm ²)	3.77			
Tensione resistente	q_r (kg/cm²)	1.64			

Tensione resistente di fondazioni superficiali su terreno incoerente					
FONDAZIONE			TERRENO		
Larghezza fondazione	B (m)	0.50	Peso proprio	γ (t/m ³)	1.80
Profondità fondazione	D (m)	0.80	Angolo attrito	Φ (°)	28.00
Lunghezza (Meyerhof)	L (m)	25.20	Coesione drenata	c' (t/m ²)	0.00
Tipologia (Terzaghi)	Tipo	NASTRIFORME	Profondità falda	h (m)	2.50
Coeff. sicurezza	γ_R	2.30	Coefficiente	γ_M	1.00
$q_{lim} = q_q + q_c + q_\gamma = \gamma D s_q d_q N_q + c s_c d_c N_c + 0,5 \gamma B s_\gamma d_\gamma N_\gamma$					
BRINCH-HANSEN					
Tensione limite	q_{lim} (kg/cm ²)	4.68			
Tensione resistente	q_r (kg/cm²)	2.03			

Le verifiche in fondazione risultano quindi soddisfatte anche per il lotto 2.

4. RELAZIONE DI CALCOLO

4.1 Descrizione del modello strutturale e valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura

Si è proceduto con la scelta dei parametri relativi alla strategia di verifica, legati alla rilevanza del bene, alla vita nominale e classe d'uso:

Scelta strategia di verifica:		
Vita nominale	V_N	≥ 50 anni
Classe d'uso	Classe	III
Coefficiente d'uso	C_U	1,5
Periodo di riferimento	V_R	≥ 75 anni

4.1 Intervento di miglioramento sismico

In fase di vulnerabilità sismica (depositata presso il Geni Civile di Pistoia con protocollo n° 576459 del 20/12/2018 e per completezza allegata alla presente pratica) è stata eseguita una modellazione dello **stato attuale** del fabbricato col programma 3 Muri (versione 11.5.0.3 di STA DATA). E' stata eseguita innanzi tutto una analisi statica a carichi

verticale, che ha fornito per alcuni setti un tasso di sfruttamento >1 (nel peggiore dei casi $FS=1.51>1$). Affinché il setto murario sia verificato deve risultare $FS<1$.

E' stata eseguita una analisi sismica statica non lineare di tipo "Pushover" dalla quale è emerso un indice di rischio nei confronti delle azioni sismiche pari a circa **0.164<1** (per rottura iniziale di pilastri in c.a. a taglio).

L'analisi cinematica per meccanismi locali non risulta verificata allo stato attuale, ed ha fornito un fattore di sicurezza pari a **0.301<1**. In particolare, sono stati verificati meccanismi di ribaltamento delle pareti nelle condizioni più sfavorevoli. Il meccanismo peggiore è risultato di ribaltamento delle pareti della torretta.

Dunque l'edificio allo stato attuale **presenta una serie di carenze sia di carattere statico che sismico**. Le carenze più evidenti in fase sismica sono legate all'analisi di tipo globale.

A seguito di tali verifiche sono stati dunque previsti una serie di interventi atti a garantire **la sicurezza della struttura nei confronti delle azioni statiche e un intervento di miglioramento nei confronti delle azioni sismiche**, sia in termini locali che globali.

Tali interventi sono stati suddivisi, in accordo con la Committenza, in due lotti attuativi progressivamente:

- **Lotto 1** ambiente a doppia altezza nel quale sono già stati eseguiti interventi, come descritto precedentemente;
- **Lotto 2** porzione ad un piano sul quale si concentrano la maggior parte degli interventi. In fase di approvazione del progetto esecutivo si valuterà l'anticipazione di alcuni interventi del lotto 2 al lotto1.

In generale, gli interventi consistono nel consolidamento dei setti murari esistenti, nell'aumento di spessore di alcune pareti murarie, nel consolidamento del solaio intermedio e di copertura della torretta ed il consolidamento della stessa, nel consolidamento delle fondazioni, nella chiusura di nicchie ed ex canne fumarie, nel consolidamento di pilastri in c.a. e muratura. E' prevista la realizzazione di un solaio areato di calpestio del piano terra.

E' stata quindi eseguita una nuova modellazione allo **stato di progetto** col programma 3 Muri (versione 12.0.0.2 di STA DATA) che tiene conto di tutti gli interventi sulle murature e sui solai con le eventuali lievi variazioni dei carichi agenti rispetto allo stato attuale (posa di nuovi controsoffitti, massetti delle pendenze e macchinari in copertura).

E' stata eseguita un'analisi statica non lineare di tipo "Pushover" e una nuova analisi dei cinematismi locali dopo l'introduzione del sistema di incatenamento. L'obiettivo è stato quello di raggiungere l'adeguatezza della struttura nei confronti delle **azioni statiche**, mentre per quanto riguarda le azioni sismiche l'intervento si configura nell'ambito del **miglioramento sismico**. Vista la destinazione d'uso di tipo **strategico** si prevede di raggiungere un miglioramento sismico **almeno pari al 60%** rispetto alle azioni sismiche di sito, come previsto dalla normativa.

Nel modello di calcolo sono state considerate 10 tipologie di muratura: muratura in mattoni pieni con ringrosso mediante blocchi laterizi semipieni perc. foratura $<45\%$ (si veda la caratterizzazione dei materiali) poggianti su nuovi cordoli in c.a. in fondazione opportunamente collegati alla struttura esistente, muratura a conci sbozzati con nucleo interno, muratura a conci sbozzati con nucleo interno iniettati con boiacca fluida, mattoni pieni e malta di calce, muratura in mattoni forati e betoncino armato, muratura in mattoni pieni iniettati, muratura in pietre a spacco con buona tessitura e listature, muratura in mattoni pieni e betoncino, muratura in mattoni pieni a due teste con ringrosso in mattoni pieni ad una testa poggianti su nuovi cordoli in c.a. in fondazione opportunamente collegati alla struttura esistente, muratura in mattoni pieni ad una testa con ringrosso in mattoni pieni ad una testa poggianti su nuovi cordoli in c.a. in fondazione opportunamente collegati alla struttura esistente.

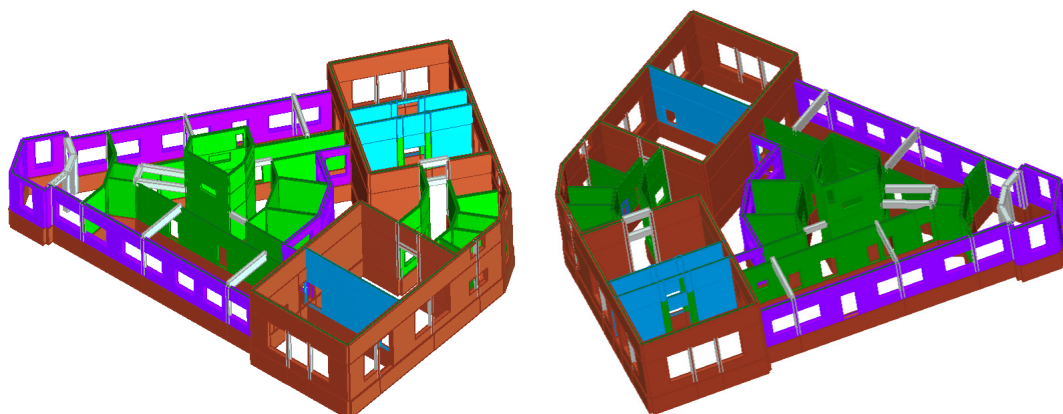
Per tener conto degli interventi di progetto sulle murature esistenti sono stati applicati i coefficienti correttivi dei parametri meccanici alle porzioni di muratura interessate da tali interventi come indicato in *Tab. C8.5.II della circolare 11 febbraio 2019 alle NTC 2018* od in alternativa facendo delle valutazioni sulle caratteristiche dei materiali presenti nella parete. I parapetti delle finestre, quando di spessore ridotto vengono trascurati nel calcolo.

Non viene adottata l'ipotesi di impalcato rigido in quanto non verificate le richieste del punto 7.2.6 delle NTC.

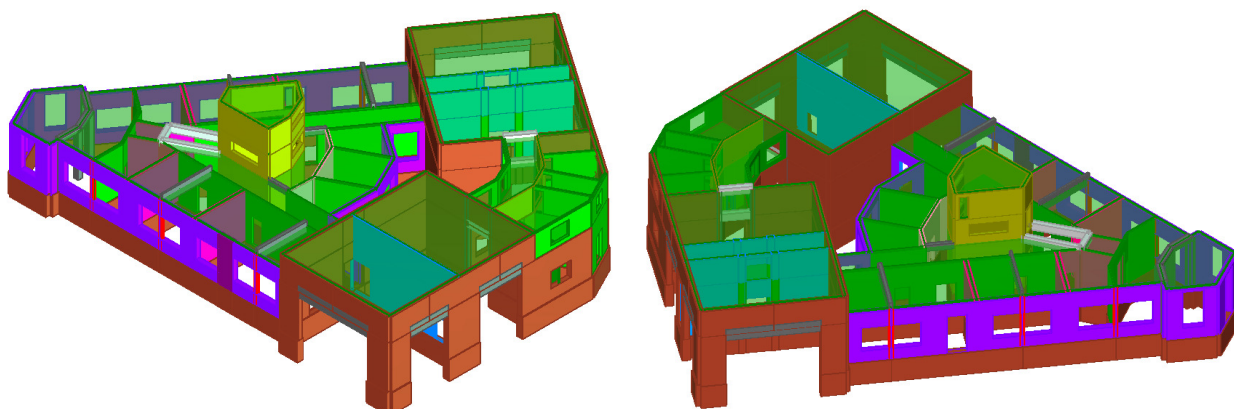
L'analisi cinematica per meccanismi locali risulta verificata allo stato di progetto (una volta fasciate le pareti della torretta centrale con nastri in FRP)

4.2 modellazioni di calcolo

Di seguito si riportano le rappresentazioni 3D delle modellazioni eseguite allo stato attuale e di progetto.



Modello 3D –stato attuale



Modello 3D –stato di progetto

4.3 Analisi dei carichi

Si riporta l'analisi dei carichi eseguita sulla base delle indagini in situ e dei documenti rinvenuti. Per quanto riguarda i carichi permanenti non strutturali e i carichi accidentali ci si riferisce a quanto specificato nelle NTC2018.

Porzione Edificio ad un piano

Solaio copertura

CARICO PERMANENTE G1: Peso proprio solaio latero cemento (13+13)	442 Kg/m²
CARICO PERMANENTE G2: Pacchetto di copertura, intonaco, isolante, controsoffitto, impianti	169 Kg/m²
CARICO NEVE Q:	80 Kg/m²
CARICO COPERTURA MANUTENZIONE Q:	50 Kg/m²

Torretta

Solaio intermedio ex-centrale termica

CARICO PERMANENTE G1: Peso proprio solaio latero cemento (13+5)	250 Kg/m²
CARICO PERMANENTE G2: Pavimento, intonaco, isolante, controsoffitto	68 Kg/m²
CARICO ACCIDENTALE Q:	50 Kg/m²

Solaio copertura

CARICO PERMANENTE G1: Peso proprio solaio latero cemento (13+5)	250 Kg/m²
CARICO PERMANENTE G2: Pacchetto di finitura, intonaco	86 Kg/m²
CARICO NEVE Q:	80 Kg/m²
CARICO COPERTURA MANUTENZIONE Q:	50 Kg/m²

Porzione Edificio a doppia altezza

Solaio piano primo

Peso proprio solaio latero cemento (13+5)	250 Kg/m ²
Pacchetto di finitura, intonaco	205 Kg/m ²
CARICO PERMANENTE G1:	455 Kg/m²
CARICO ACCIDENTALE Q:	300 Kg/m²

Incidenza tramezzi

CARICO PERMANENTE G2	120 Kg/m²
-----------------------------	-----------------------------

Solaio copertura

CARICO PERMANENTE G1: Peso proprio solaio latero cemento ord. Incr.	593 Kg/m²
CARICO PERMANENTE G2: Pacchetto di copertura, intonaco, isolante, controsoffitto, impianti	168 Kg/m²
CARICO NEVE Q:	80 Kg/m²
CARICO COPERTURA MANUTENZIONE Q:	50 Kg/m²

Impianti UTA e PDC: Si considerano applicati linearmente sulle porzioni di muratura interessate ad eccezione del PDC sopra l'ambiente dei servizi igienici e spogliatoio insegnanti prospiciente la torretta che si considera ripartito sul solaio. La nuova Uta presenta un peso all'incirca di 800kg, l'UTA esistente circa 200kg, mentre le PDC pesano circa 880kg l'una.

Scale torretta: oltre al peso proprio G1=600 kg/mq si considera un carico accidentale Q=50 kg/mq.

Scale ambiente doppia altezza: oltre al peso proprio G1=600 kg/mq si considera un carico accidentale Q=400 kg/mq.

Carico lineare su tutto il bordo delle coperture dovuto alla presenza di parapetto metallico e muretti: 250kg/m
Tramezzi interni 1° piano porzione edificio a doppia altezza: calcolo analitico per incidenza ($G_2=120 \text{ kg/mq}$);
Carichi neve: 80kg/mq.

Sul solaio di piano primo della porzione a doppia altezza non sono stati eseguiti saggi integrativi. Considerando quelli fatti nel resto della struttura, è però possibile ritenerlo, per analogia strutturale, uguale a quelli rilevati nel resto della struttura; in particolare si può considerare un pacchetto strutturale in latero cemento (13+5). Per quanto riguarda il pacchetto di finitura, non avendo informazioni aggiuntive, si è deciso di non modificare il valore precedentemente adottato.

Su una porzione di fabbricato risulta essere presente una zona della copertura inizialmente utilizzata come locale terrazza dagli utenti della struttura. Ad oggi tali ambienti, in base al livello delle finiture presenti e all'ubicazione di impianti a vista non protetti, risultano essere di fatto accessibili per sola manutenzione, per cui si applicherà il carico 50 kg/mq su essi.

Infine, avendo acquisito ulteriori informazioni ed eseguito indagini sui pacchetti di solaio, con verifica degli spessori e dei materiali dei pacchetti architettonici e della tipologia di solaio, ben specificati nella stratigrafia di progetto degli elaborati architettonici, si assumono coefficienti parziali ridotti (punto 8.5.5 delle NTC):

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

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

per il solaio di piano primo della porzione a doppia altezza non essendo stato indagato in maniera approfondita, si può ragionevolmente assumere:

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

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

4.4 Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per la caratterizzazione dei materiali esistenti ci si riferisce ai valori di riferimento del *par. C8.5.3.1 della circolare esplicativa del 11 febbraio 2019 alle NTC 2018*.

Murature portanti esistenti

Muratura in pietre a spacco con listature (caratteristiche della muratura a spacco amplificata di 1,1 come da Tab.C8.5.II della circolare):

f_m	352 N/cm ²
E (modulo di elasticità)	1740 N/mm ²
G	580 N/mm ²
W (peso specifico)	2100 DaN/mc
T_0	7.15 N/cm ²

Tali valori delle resistenze sono da dividere per $FC=1.2$

Muratura in conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno:

f_m	200 N/cm ²
E (modulo di elasticità)	1230 N/mm ²
G	410 N/mm ²
W (peso specifico)	2000 DaN/mc
T_0	4.30 N/cm ²

Tali valori delle resistenze sono da dividere per $FC=1.2$

Muratura in mattoni pieni e malta di calce:

fm	345 N/cm ²
E (modulo di elasticità)	1500 N/mm ²
G	500 N/mm ²
W (peso specifico)	1800 DaN/mc
T ₀	9 N/cm ²

Tali valori delle resistenze sono da dividere per FC=1.2

Muratura in mattoni forati e betoncino

(non essendo presente in normativa un metodo per determinare precisamente la resistenza di una muratura così realizzata abbiamo proceduto con il metodo utilizzato in fase di vulnerabilità riportato di seguito)*:

Per tali elementi si è deciso di stimare le caratteristiche della muratura consolidata attraverso una media pesata tra le caratteristiche dei singoli elementi, funzione dello spessore (paramento interno in forati e strati di betoncino esterni). Per stimare in prima battuta le caratteristiche della muratura in blocchi forati di laterizio si è deciso di usufruire della prova a compressione diagonale CD 013 presente nel portale web Gis (abaco delle murature della Regione Toscana), effettuata anch'essa su un pannello murario in blocchi forati. Abbiamo preso quindi il modulo di taglio G risultante dalla prova, pari a 342 MPa.

RISULTATI DELLA PROVA			
F _u	Forza massima raggiunta durante la prova	214.9	kN
f _t	Resistenza a trazione per fessurazione diagonale	27.0	N/cm ²
τ ₀	Resistenza a taglio per fessurazione diagonale	18.0	N/cm ²
G	Modulo di taglio	342	N/mm ²
G _{1/3}	Modulo di taglio (1/3 forza massima)	433	N/mm ²
G _{2/3}	Modulo di taglio (2/3 forza massima)	355	N/mm ²
G _u	Modulo di taglio ultimo (raggiungimento della forza massima)	133	N/mm ²

Con tale modulo eravamo entrati nella tabella C8A.2.1 della vecchia Circolare 2009, individuando una tipologia di muratura analoga a quella in oggetto. La muratura in blocchi di cls o argilla espansa ha un modulo G compreso tra 300-400, per cui abbiamo considerato questa tipologia per la stima delle altre caratteristiche (media aritmetica di fm, to, E). Per assicurarci di aver individuato l'effettiva categoria abbiamo poi utilizzato dei report di prova a schiacciamento di blocchi forati in laterizio di tipo quadriuni (con fori orizzontali) effettuati da R.D.B. S.p.a. (documento redatto da Ing. Guido Rossi).

Titolo del documento:

**Resistenza a compressione delle murature in laterizio
proposta di una formula su basi sperimentali valida anche per elementi
a "foratura non uniforme" e/o giunti di malta interrotti**

(Compressive Strength of masonry - Proposal of a formula on experimental
bases valid also for elements with "irregular holes" and/or discontinued
mortar joints)

- Ing. Guido Rossi - R.D.B. S.p.a. - Piacenza - Italia

Tali prove hanno fornito una resistenza a compressione minima della parete pari a 195 Mpa, rientrante nella medesima categoria della tabella della vecchia Circolare 2009 citata prima.

Successivamente abbiamo effettuato la media pesata descritta precedentemente.

MATTONI FORATI E BETONCINO ARMATO					
Mattoni	Spessore		Betoncino	Spessore	
fm	175	12	fm	3300	8 N/cm ²
τ	11	12	τ	183	8 N/cm ²
E	1400	12	E	31476	8 N/mm ²
G	350	12	G	18885	8 N/mm ²
w	12	12	w	25	8 kN/m ³

Muratura Mista		
f_m	1425	N/cm ²
τ	80	N/cm ²
E	13430	N/mm ²
G	7764	N/mm ²
w	17	kN/m ³

Da tale risultato si vede che l'effetto del placcaggio così stimato applica un fattore migliorativo alla muratura pari a 8.14 ($175 \times 8.14 = 1425$ N/cm²); la tabella C8A.2.2 della Circolare 2009 fornisce un coefficiente correttivo massimo per intonaco armato di 2.5, ampiamente inferiore rispetto a quello stimato (tale valore risulta essere il medesimo nella tabella C8.5.II della Circolare del 2019); si decide quindi di applicare alle resistenze e caratteristiche meccaniche dei materiali tale fattore correttivo (2.5) in modo da non sovrastimare la resistenza e la rigidezza del pannello. Un'eccessiva rigidezza infatti di questi elementi avrebbe determinato una forza sismica minore sulle pareti limitrofe. Si sono quindi introdotte nel modello di calcolo delle murature con le seguenti caratteristiche:

f_m	437.50 N/cm ²
E (modulo di elasticità)	3500 N/mm ²
G	875 N/mm ²
W (peso specifico)	1700 DaN/mc
T_0	27.50 N/cm ²

Tali valori delle resistenze sono da dividere per $FC=1.2$

*come spiegato successivamente sono stati utilizzati valori diversi di moduli di elasticità E, G in base al modello di calcolo utilizzato per consentire di effettuare delle verifiche a favore di sicurezza su tali elementi consolidati

murature consolidate in questa fase di progetto

Muratura in mattoni pieni consolidata con iniezioni di miscele leganti (caratteristiche della muratura a mattoni pieni amplificata di 1,2 come da Tab.C8.5.II della circolare):

f_m	414 N/cm ²
E (modulo di elasticità)	1800 N/mm ²
G	600 N/mm ²
W (peso specifico)	1800 DaN/mc
T_0	10.8 N/cm ²

Tali valori delle resistenze sono da dividere per $FC=1.2$

Muratura in pietre a conci sbazzati con nucleo iniettato con miscele leganti (caratteristiche della muratura a conci sbazzati con nucleo interno amplificata di 1,7 come da Tab.C8.5.II della circolare):

f_m	340 N/cm ²
E (modulo di elasticità)	2091 N/mm ²
G	697 N/mm ²
W (peso specifico)	2000 DaN/mc
T_0	7.31 N/cm ²

Tali valori delle resistenze sono da dividere per $FC=1.2$

Pareti in mattoni pieni con raddoppio in mattoni semipieni alveolari antisismici:

Per tali elementi si è deciso di stimare le caratteristiche della muratura consolidata attraverso una media pesata tra le caratteristiche dei singoli elementi, funzione dello spessore (paramento interno in forati e strati di betoncino esterni).

MATTONI PIENI E ALVEOLARI ANTISISMICI					
Mattoni	Spessore		Alv. Anti	Spessore	
f _m	345	12	f _m	532	25
τ	9	12	τ	105	25
E	1500	12	E	5320	25
G	500	12	G	2128	25
w	18	12	w	12	25

Muratura in mattoni pieni consolidata con mattoni semipieni alveolari antisismici ($f_{bm} > 8 \text{ N/mm}^2$ e malta >M5):

f _m	471 N/cm ²
E (modulo di elasticità)	4081 N/mm ²
G	1600 N/mm ²
W (peso specifico)	1400 DaN/mc
T ₀	74 N/cm ²

Tali valori delle resistenze sono da dividere per FC=1.2

Muratura in mattoni pieni consolidata con betoncino (caratteristiche della muratura a mattoni pieni con intonaco armato amplificata di 1,5 come da Tab.C8.5.II della circolare):

f _m	517.5 N/cm ²
E (modulo di elasticità)	2250 N/mm ²
G	750 N/mm ²
W (peso specifico)	1800 DaN/mc
T ₀	13.5 N/cm ²

Tali valori delle resistenze sono da dividere per FC=1.2

Pareti in mattoni pieni a due teste con aumento di spessore in mattoni pieni ad un testa:

Per tali elementi si è deciso di stimare le caratteristiche della muratura consolidata attraverso una media pesata tra le caratteristiche dei singoli elementi, funzione dello spessore (paramento esistente in mattoni pieni esistenti e nuovo paramento aggiuntivo in mattoni pieni).

MATTONI PIENI ESISTENTI E MATTONI PIENI NUOVI					
Mattoni	Spessore		Mattoni	Spessore	
f _m	345	25	f _m	586	12
τ	9	25	τ	28.57	12
E	1500	25	E	4100	12
G	500	25	G	1640	12
w	18	25	w	18	12

Muratura in mattoni pieni consolidata con nuovo paramento mattoni pieni ($f_{bk} > 7.5 \text{ N/mm}^2$ e malta >M5):

f _m	423 N/cm ²
E (modulo di elasticità)	2343 N/mm ²

G	870 N/mm ²
W (peso specifico)	1800 DaN/mc
T ₀	15 N/cm ²

Tali valori delle resistenze sono da dividere per FC=1.2

Pareti in mattoni pieni a una testa con aumento di spessore in mattoni pieni ad un testa:

Per tali elementi si è deciso di stimare le caratteristiche della muratura consolidata attraverso una media pesata tra le caratteristiche dei singoli elementi, funzione dello spessore (paramento esistente in mattoni pieni esistenti e nuovo paramento aggiuntivo in mattoni pieni).

MATTONI PIENI ESISTENTI E MATTONI PIENI NUOVI					
Mattoni	Spessore		Mattoni	Spessore	
f _m	345	12	f _m	586	12
τ	9	12	τ	28.57	12
E	1500	12	E	4100	12
G	500	12	G	1640	12
w	18	12	w	18	12
					N/cm ²
					N/cm ²
					N/mm ²
					N/mm ²
					kN/m ³

Muratura in mattoni pieni consolidata con nuovo paramento mattoni pieni ($f_{bk} > 7.5 \text{ N/mm}^2$ e malta > M5):

f _m	466 N/cm ²
E (modulo di elasticità)	2800 N/mm ²
G	1070 N/mm ²
W (peso specifico)	1800 DaN/mc
T ₀	19 N/cm ²

Tali valori delle resistenze sono da dividere per FC=1.2

4.5 Elementi in cemento armato

Per gli elementi in calcestruzzo armato, essendo una minima parte in percentuale rispetto alla totalità degli elementi resistenti verticali, si è deciso di prendere un valore resistente del calcestruzzo assimilabile alla classe C20/25 (R_{ck} 250 kg/cm²) e ad un valore assimilabile all'acciaio FeB22k (2150kg/cm²), a quali è da applicare il fattore di confidenza calcolato prima.

4.6 Verifiche di calcolo (comportamento globale)

INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO SUL FABBRICATO –STATO DI ATTUALE E DI PROGETTO

Sono stati creati quattro modelli di calcolo. Tre di questi per le valutazioni di carattere sismico e uno per l'analisi statica. Questo per meglio gestire nel programma di calcolo alcuni elementi del modello, con materiali e caratteristiche diverse (pilastri in c.a. e setti in muratura)

Modello 1 – Per la statica

È stato realizzato un modello per la valutazione statica ai carichi verticali, nel quale sono inseriti i pilastri in c.a. e tutti i setti murari.

Modello 2 – Per la sismica

Nel modello precedente, si sono considerate per le pareti in mattoni forati e betoncino presenti nel lotto 1, le caratteristiche E,G moltiplicate per il coefficiente amplificativo dell'intonaco armato pari a 2,5 (valore massimo della tabella dei coefficienti amplificativi in circolare), così da ridurre la rigidezza e quindi le sollecitazioni su queste pareti, aumentando le sollecitazioni sulle altre pareti ed effettuando un controllo a favore di sicurezza per queste ultime.

Quindi nel modello 2 sono stati tolti i pilastri in c.a. sui quali sono previsti interventi di fasciatura con nastri in FRP (si veda allegato di calcolo) considerando che tali elementi non contribuiscono in modo significativo ad assorbire le azioni sismiche.

Modello 3 – Per la sismica

Dal modello precedente (2) per poter determinare le sollecitazioni sui pilastri in c.a. sono stati introdotti dei vincoli elastici rappresentativi della rigidità del pilastro stesso. Su tali vincoli si sono lette le reazioni con cui è risultato possibile eseguire le verifiche e dimensionare gli interventi. Si veda allegato di calcolo per i dettagli.

Modello 4 – Per la sismica

Questo modello è analogo al modello 2, ma le caratteristiche E,G delle pareti in mattoni forati e betoncino armato del lotto 1 sono calcolate come media pesata delle caratteristiche dei due materiali, mentre per le resistenze sono stati utilizzati i valori f_m e τ della muratura in mattoni forati amplificati del coefficiente amplificativo massimo della tabella della circolare per murature con intonaco armato (la media risulterebbe eccessivamente cautelativa). Questo permette di aumentare le sollecitazioni su queste pareti indotte dall'analisi sismica ed effettuare una verifica a favore di sicurezza su questi elementi.

Comportamento globale dell'edificio (push-over)

Ai sensi dell'OPCM 3362 dell'8 luglio 2004 vengono calcolati gli indicatori di rischio ai vari stati limite, da una analisi push-over:

$$\alpha_u = \text{PGA(DS)} / \text{PGA}$$

$$\alpha_e = \text{PGA(DL)} / \text{PGA}$$

PGA(DS)=accelerazione stimata di danno severo

PGA(DL)=accelerazione stimata di danno limitato

PGA= a_g il valore massimo (o picco) di accelerazione del suolo attesa (dipendente dal sito)

STATO ATTUALE α_u (SLV)

Direzione X **0.164<1**

Direzione Y **0.184<1**

STATO DI PROGETTO α_u (SLV)

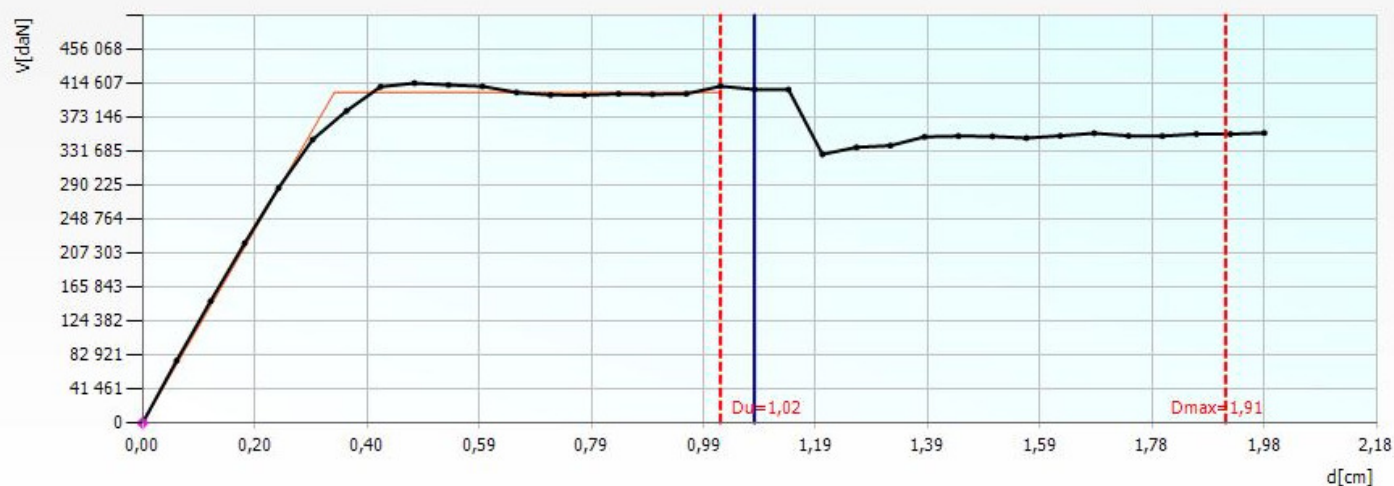
Direzione X **0.625<1**

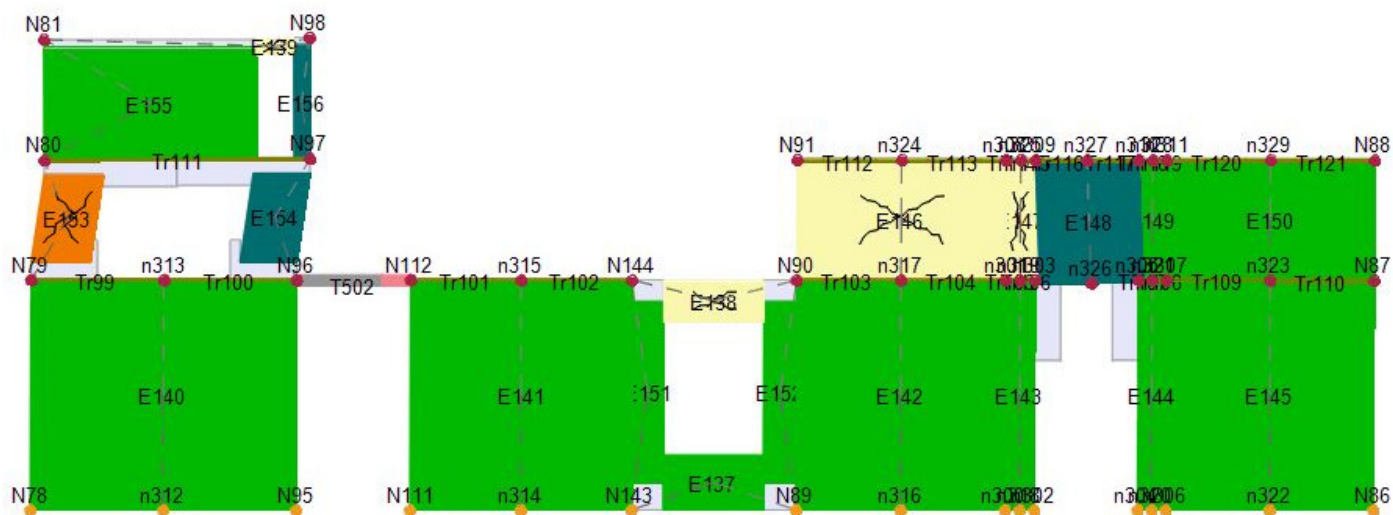
Direzione Y **0.629<1**

Si veda l'**allegato alla Relazione di Calcolo** dove sono riportati più nel dettaglio i risultati del calcolo allo stato di progetto; per lo stato attuale si veda la relazione di vulnerabilità (depositata presso il Genio Civile di Pistoia con protocollo n° 576459 del 20/12/2018 e per completezza allegata alla presente pratica) e relativo allegato di calcolo. Si riportano brevemente i risultati della push over.

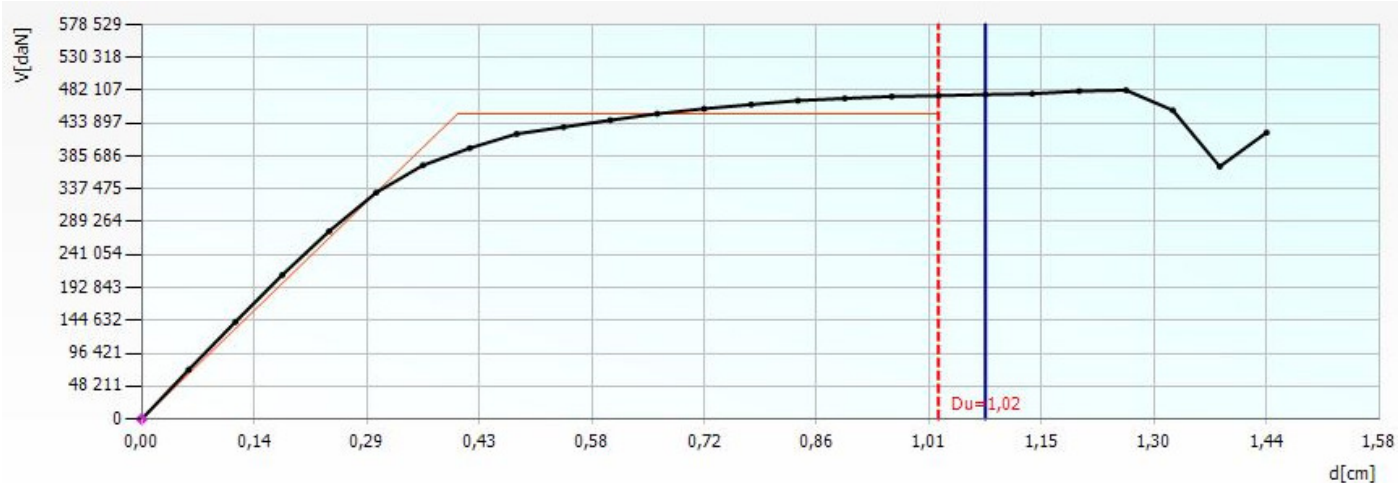
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	a SLC	a SLV	a SLD	a SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	1,141	1,111	0,885	0,731
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	0,904	0,871	0,713	0,589
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	1,058	1,027	0,922	0,762
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	0,886	0,850	0,624	0,516
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	0,822	0,818	0,995	0,822
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	0,704	0,700	0,860	0,711
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	1,055	1,022	0,919	0,759
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	0,850	0,819	0,735	0,607
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	185,83	1,001	0,995	1,255	1,037
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-185,83	0,980	0,949	0,875	0,723
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	185,83	0,624	0,625	0,884	0,730
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-185,83	0,810	0,774	0,571	0,472
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	185,83	1,132	1,102	0,982	0,811
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-185,83	0,981	0,951	0,879	0,726
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	185,83	0,956	0,894	0,652	0,539
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-185,83	0,813	0,778	0,466	0,385
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	213,35	0,623	0,639	1,059	0,875
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-213,35	1,014	0,983	0,914	0,755
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	213,35	0,621	0,629	0,997	0,824
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-213,35	0,812	0,781	0,751	0,620
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	213,35	0,829	0,829	1,081	0,893
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-213,35	0,943	0,911	0,741	0,612
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	213,35	0,688	0,676	0,763	0,631
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-213,35	0,732	0,702	0,694	0,574

Tabella riassuntiva di tutte le analisi

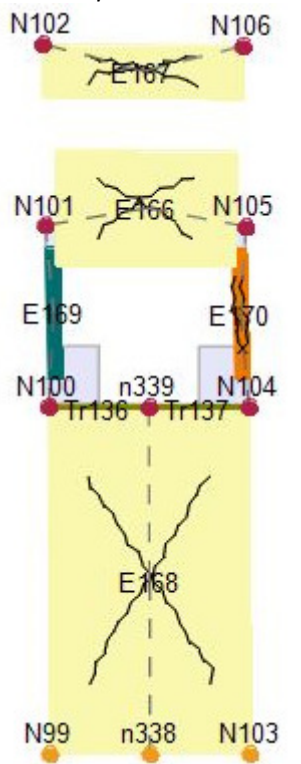




Curva n. 11 e rappresentazione della parete P26 che determina l'arresto dell'analisi



Curva n. 19 e rappresentazione della parete P29 che determina l'arresto dell'analisi



Legenda risultati

C.A.		Muratura	
	Integro		Integro
	Rottura per taglio		Incipiente plasticità
	Plastico presso flessione		Plastico per taglio
	Rottura presso flessione		Incipiente rottura per taglio
	Rottura per compressione		Rottura per taglio
	Rottura per trazione		Plastico presso flessione
	Rottura per taglio (armatura diagonale carente)		Incipiente rottura presso flessione
Legno			Rottura presso flessione
	Integro		Crisi grave
	Rottura presso flessione		Rottura per compressione
	Rottura per compressione		Rottura per trazione
	Rottura per trazione		Rottura in fase elastica
Acciaio			Elemento non efficace
	Integro		
	Plastico presso flessione		
	Plastico presso flessione		
	Plastico per trazione		
	Elemento non efficace		
	Ritorno in fase elastica		

Il grado di sicurezza della struttura risulta pertanto essere dato dal **minimo** coefficiente di sicurezza globale o dei cinematismi locali. **Tale coefficiente allo SLV è pari a 0.625** (determinato dal comportamento globale). **Si è quindi raggiunto un miglioramento sismico del 60% rispetto alla pga di progetto ed un incremento della stessa superiore al 10% rispetto al valore dello stato attuale, come previsto nelle NTC2018.**

Verifiche di pressoflessione fuori dal piano ed analisi dei meccanismi locali (perdita di equilibrio di porzioni murarie)

Le analisi in questione, dopo gli interventi eseguiti, rispettano ampiamente la condizione per il miglioramento sismico $\alpha_{SLV} \geq 0,6$.

Si veda allegato di calcolo per i dettagli.

Stato tensionale sul terreno

Le verifiche tensionali sul terreno sono riportate nei paragrafi precedenti.

Analisi statica

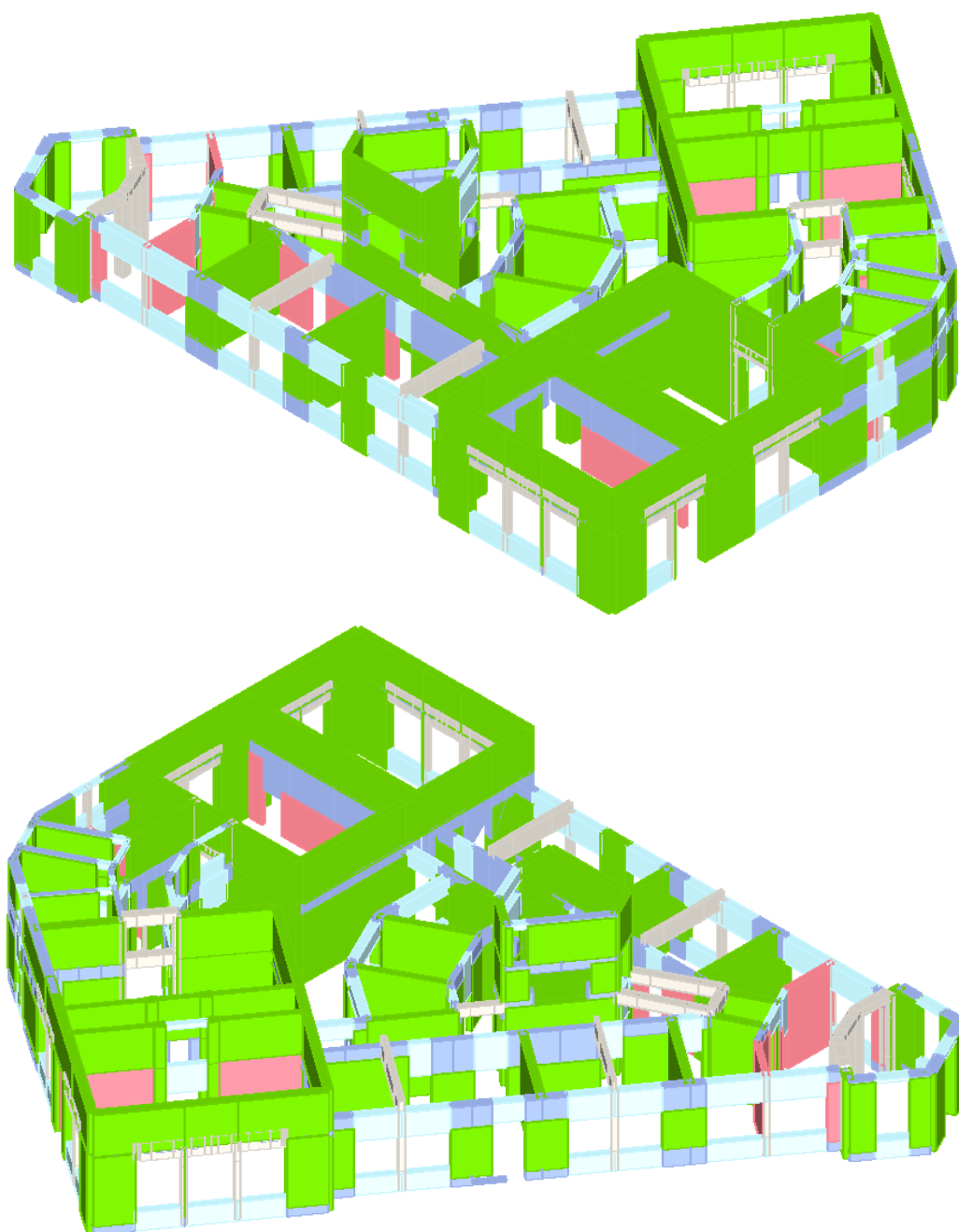
Viene eseguita da 3 MURI la verifica statica dei singoli pannelli murari sulla base dei carichi agenti. Laddove i limiti relativi alla snellezza delle murature non sono rispettati, la verifica non viene eseguita (il programma riporta l'indicazione n/d). Si veda allegato di calcolo.

Di seguito si riportano schemi 3d del modello. In rosso sono rappresentati i setti non calcolati. Successivamente si riporta la tabella riepilogativa dei coefficienti di sicurezza ($N_d/N_r < 1$ significa che il setto è verificato)

N_d =carico verticale agente

N_r =carico verticale resistente

Si riportano di seguito la rappresentazione grafica dei risultati inerenti le verifiche statiche delle varie pareti (verde verificato, rosso non verificato oppure situazioni in cui compare n/d). La dicitura n/d compare quando per un'eccessiva snellezza o un eccessivo valore del coefficiente di eccentricità m non è possibile interpolare i valori della tabella 4.5.III delle NTC2018.

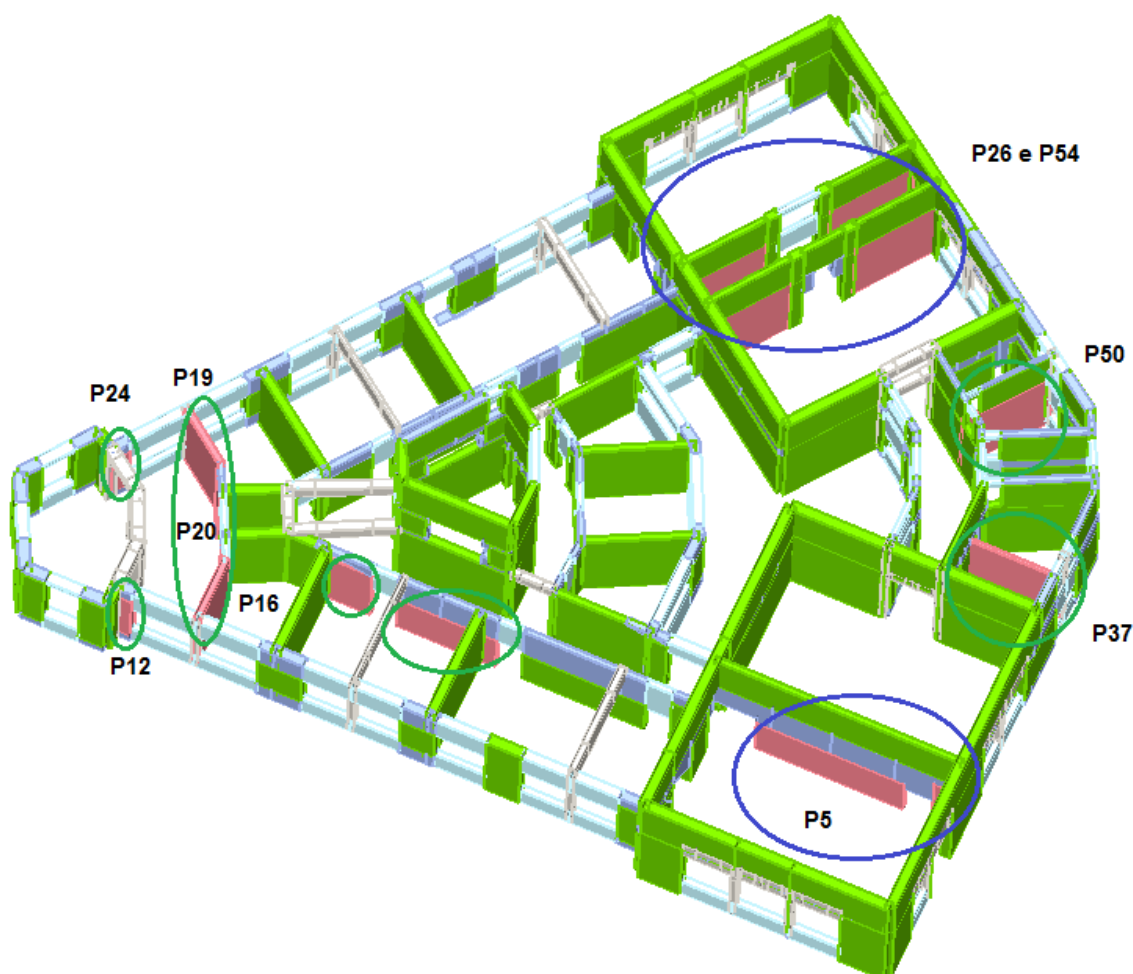


Schemi grafici 3d risultati dell'Analisi Statica delle varie pareti

Parete	Maschi rotoli	Nd/ht Max	ht/ht Max	e1/ht Max	e2/ht Max
26	2	0,51	23,00	0,205	0,115
54	2	0,80	23,00	0,222	0,115
21	2	0,52	18,40	0,198	0,092
20	2	0,39	18,40	0,230	0,092
5	2	0,27	23,00	0,115	0,115
19	1	0,71	18,40	0,208	0,092
16	1	0,74	18,40	0,207	0,092
15	1	0,85	10,22	0,226	0,077
37	1	n/d	20,33	0,193	0,192
12	1	0,85	10,22	0,274	0,075
50	1	0,42	20,33	0,429	0,192
11	0	0,47	8,85	0,179	0,059
13	0	0,43	11,22	0,181	0,071
8	0	0,20	10,22	0,123	0,051
14	0	0,37	11,22	0,175	0,067
6	0	0,30	8,85	0,146	0,047
4	0	0,59	18,40	0,097	0,092
3	0	0,49	11,22	0,180	0,069
10	0	0,41	8,85	0,123	0,045
24	0	0,40	11,22	0,171	0,066
25	0	0,46	12,43	0,196	0,062
7	0	0,19	10,22	0,121	0,051
27	0	0,41	11,22	0,171	0,067
23	0	0,54	11,22	0,180	0,066
29	0	0,38	12,43	0,153	0,072
2	0	0,55	11,22	0,233	0,107
31	0	0,52	18,40	0,120	0,092
32	0	0,54	18,40	0,114	0,092
33	0	0,59	18,40	0,118	0,092
34	0	0,44	18,40	0,112	0,092
35	0	0,59	18,40	0,122	0,092
36	0	0,60	11,22	0,154	0,075
1	0	0,37	11,22	0,174	0,071
38	0	0,70	10,22	0,131	0,058
39	0	0,53	18,40	0,146	0,092
40	0	0,43	18,40	0,100	0,092
41	0	0,65	10,22	0,124	0,055
42	0	0,62	10,22	0,151	0,064
43	0	0,65	11,22	0,160	0,074
44	0	0,57	11,22	0,181	0,081
45	0	0,68	18,40	0,238	0,109
46	0	0,75	14,84	0,119	0,074
47	0	0,71	18,40	0,164	0,092
48	0	0,75	18,40	0,108	0,092
28	0	0,50	12,43	0,142	0,062
51	0	0,29	12,43	0,075	0,062
52	0	0,20	12,43	0,073	0,062
30	0	0,35	12,43	0,145	0,062
55	0	0,23	12,43	0,063	0,062
56	0	0,23	12,43	0,082	0,062
57	0	0,23	12,43	0,064	0,062
58	0	0,24	12,43	0,082	0,062

Tabella riepilogativa condizioni statiche

Per alcuni maschi murari, rappresentati in rosso sulla schematizzazione 3d ma verde nella tabella riepilogativa dell'analisi statica fornita dal software, il programma non riesce a calcolare lo sforzo resistente superiore a causa di eccessive eccentricità, dovuta ad una difficoltà di discretizzazione del modello a causa degli allineamenti non ortogonali tra loro; oltre a questo il programma non consente di differenziare le lunghezze di appoggio del solaio fra le pareti interessate dallo stesso, cosicché su pareti di diverso spessore si è costretti ad effettuare una scelta che comporta sul modello la nascita di eccentricità di carico che nella realtà non ci sarebbero. Di questi viene effettuata una verifica manuale riportata in allegato di calcolo e vengono cerchiati in verde nella figura seguente, in quanto comunque verificati manualmente. Inoltre nell'immagine seguente vengono cerchiati in blu le pareti in mattoni forati su cui è stato ipotizzato un intervento per ridurre la lunghezza di libera inflessione e quindi riducendone la snellezza. Le verifiche sulla parete con lunghezza ridotta e quelle delle relative opere di consolidamento sono riportate sull'allegato di calcolo.



Indicazione setti verificati a mano (in verde), verificati dopo intervento per ridurre la snellezza (blu)

Si rimanda all'allegato di calcolo per le verifiche esaustive.

5. CONCLUSIONI

A seguito degli interventi di progetto proposto l'edificio risulta:

- Essere **adeguato ai carichi verticali statici** di progetto imposti dalla normativa;

- Aver raggiunto un **miglioramento sismico almeno pari al 60%** della PGA di progetto (coefficiente α_{fau} SLV pari a 0.625) ed un conseguente aumento del 10% della pga di capacità allo stato attuale;
- Aver raggiunto l'**adeguatezza sismica** nei confronti di collasso per **pressoflessione fuori piano** (coefficiente α_{fau} SLV >0.8)
- Aver raggiunto l'**adeguatezza sismica** nei confronti dei **cinematismi locali** (coefficiente α_{fau} SLV >1)

6. RELAZIONE SUI MATERIALI

ACCIAIO DA CARPENTERIA S 275

Profilati a sezione aperta, piastre e barre

Tensione di snervamento

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

Tensione di rottura

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

CALCESTRUZZO FONDAZIONE ed ELEVAZIONE CLASSE DI RESISTENZA C25/30

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione

$$f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza caratteristica a trazione

$$f_{ctk} = 1,79 \text{ N/mm}^2$$

Classe di consistenza S4; Classe di esposizione XC2 (fondazioni)

dim. inerti max. 15 mm

ACCIAIO PER ARMATURA B 450 C

(norme UNI-EN 15630)

Barre e reti elettrosaldate

Tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$$

Tensione caratteristica di rottura

$$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$$

MURATURA PORTANTE

Mattoni Pieni

Blocchi: $f_{bk} \geq 7,5 \text{ N/mm}^2$ (dir carichi verticali) $f'_{bk} \geq 2 \text{ N/mm}^2$ (dir. ort carichi verticali)

Malta tipo M5

MURATURA PORTANTE

Tipo "Poroton 800" o di pari caratteristiche

Blocchi: $f_{bk} = 10 \text{ N/mm}^2$ (dir carichi verticali) $f'_{bk} \geq 2 \text{ N/mm}^2$ (dir. ort carichi verticali)

Malta tipo M5

BULLONI E VITI CLASSE 8.8

(norme UNI-EN 898)

Collegamenti e unioni

Tensione di snervamento

$$f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$$

Tensione normale ammissibile

$$f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$$

Additivi specifici antiritiro da usare nei calcestruzzi e ancoranti di tipo epossidico per tassellature e fissaggi strutturali

NASTRI IN C-FRP (materiale composito fibrorinforzato in fibra di carbonio)

Peso della fibra nel nastro = 230 g/mq

Sezione resistente per unità di larghezza del nastro = 1,34 mmq/cm

Tensione di rottura del nastro > 3500 MPa

Modulo elastico a trazione del nastro 240 GPa

FIOCCHI IN C-FRP (materiale composito fibrorinforzato)

in fibra di carbonio

Diametro nominale = 10 mm

Area equivalente di tessuto a secco = 26.79 mmq

Massa volumica = 1.8 g/cmc

Tensione di rottura fibra = 4830 MPa

Modulo di elasticità a trazione = 230 GPa

Allungamento a rottura = 2%

RETE IN G-FRP (materiale composito fibrorinforzato in fibra di vetro)

Peso della fibra nel nastro > 300 g/mq

Resistenza a trazione del nastro > 70 N/mm

Modulo elastico a trazione del nastro > 25 GPa

Allungamento a rottura > 3%

FIOCCHI IN G-FRP (materiale composito fibrorinforzato)

in fibra di carbonio

Diametro nominale = 10 mm

Area equivalente di tessuto a secco = 27.58 mmq

Massa volumica = 2.62 g/cmc

Tensione di rottura fibra = 2560 MPa

Modulo di elasticità a trazione > 81 GPa

Allungamento a rottura > 3%

MALTA NATURALE STRUTTURALE

malta fibrorinforzata a base di calce idraulica naturale NHL 3.5

classe di resistenza a compressione M10

modulo elastico E>13GPa

ANCORANTE CHIMICO PER MURATURA

tipo HILTI HIT - HY 270 o qualsiasi altro prodotto avente caratteristiche analoghe

ANCORANTE CHIMICO PER CALCESTRUZZO ARMATO

tipo HILTI HIT - RE 500 o qualsiasi altro prodotto avente caratteristiche analoghe

COPRIFERRI REALI

Elevazione: c=3 cm

Fondazione e setti controterra: c= 4 cm

ALLEGATO 01: ANALISI STATICA e SISMICA

Norme di riferimento

Sono stati recepiti, per le analisi di cui in seguito, i principi e le regole riportate nelle normative seguenti:

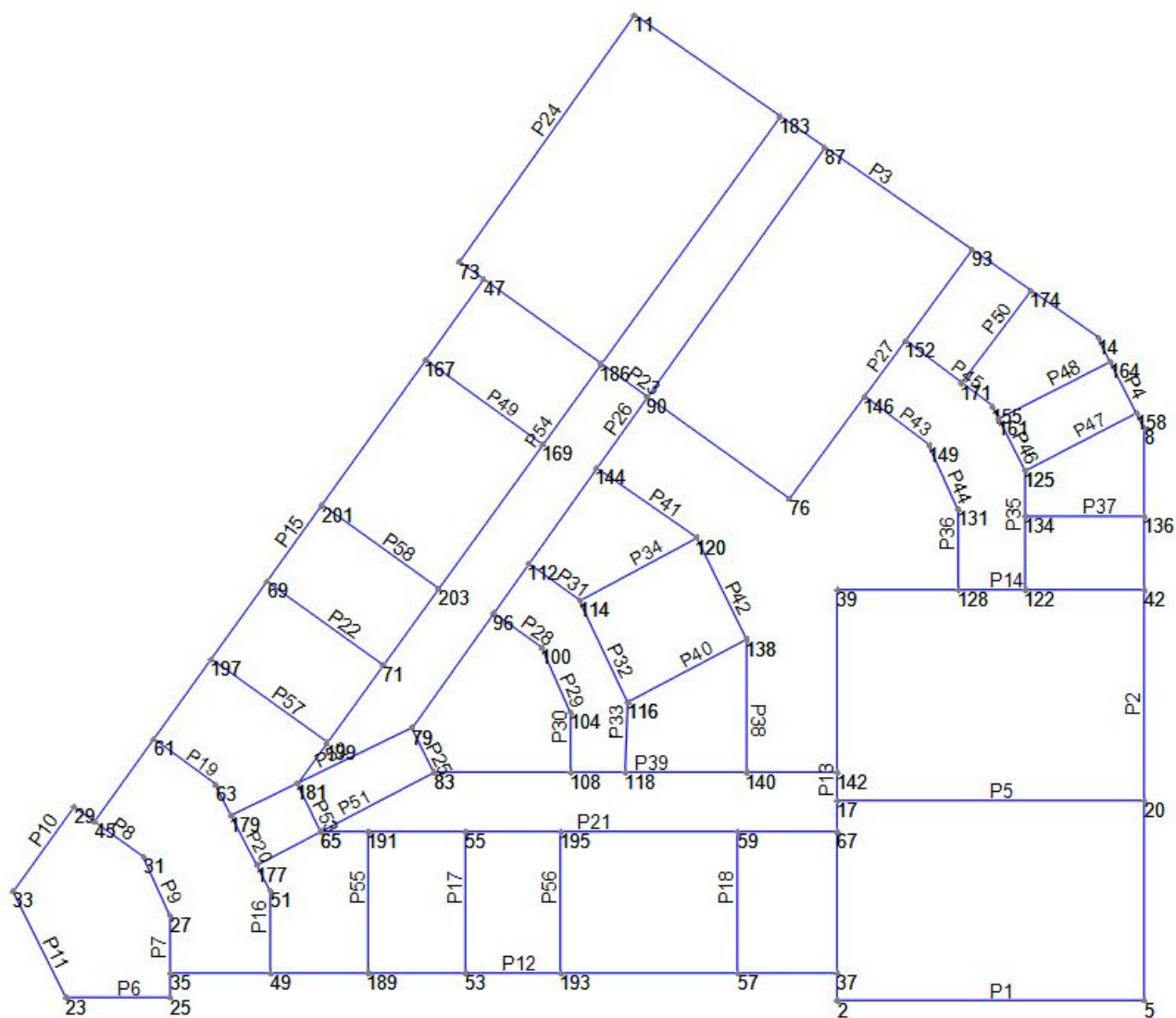
- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 - "Norme tecniche per le Costruzioni"
- Circolare applicativa n°7 del 21 gennaio 2019

Geometria del modello

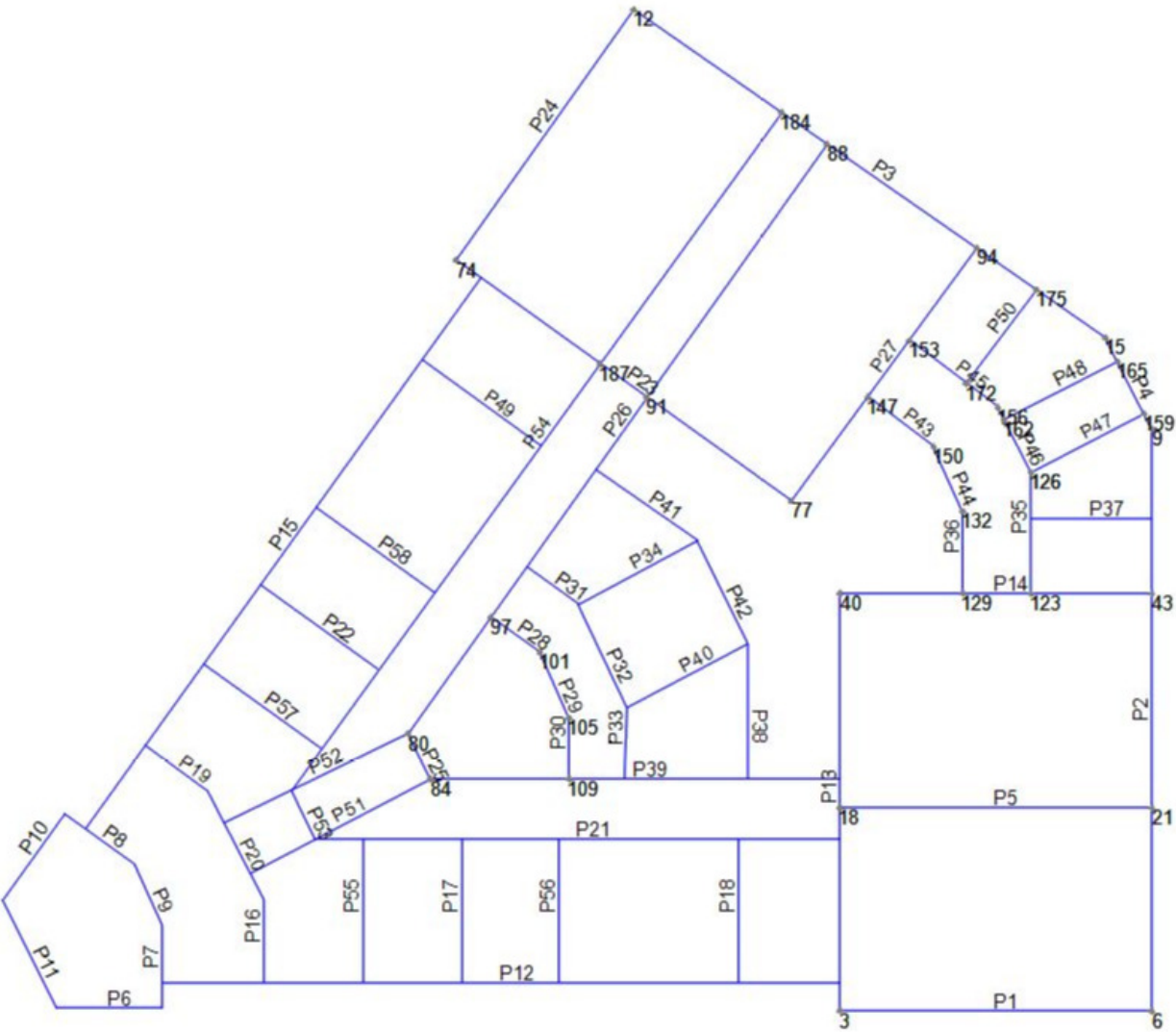
La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. 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.

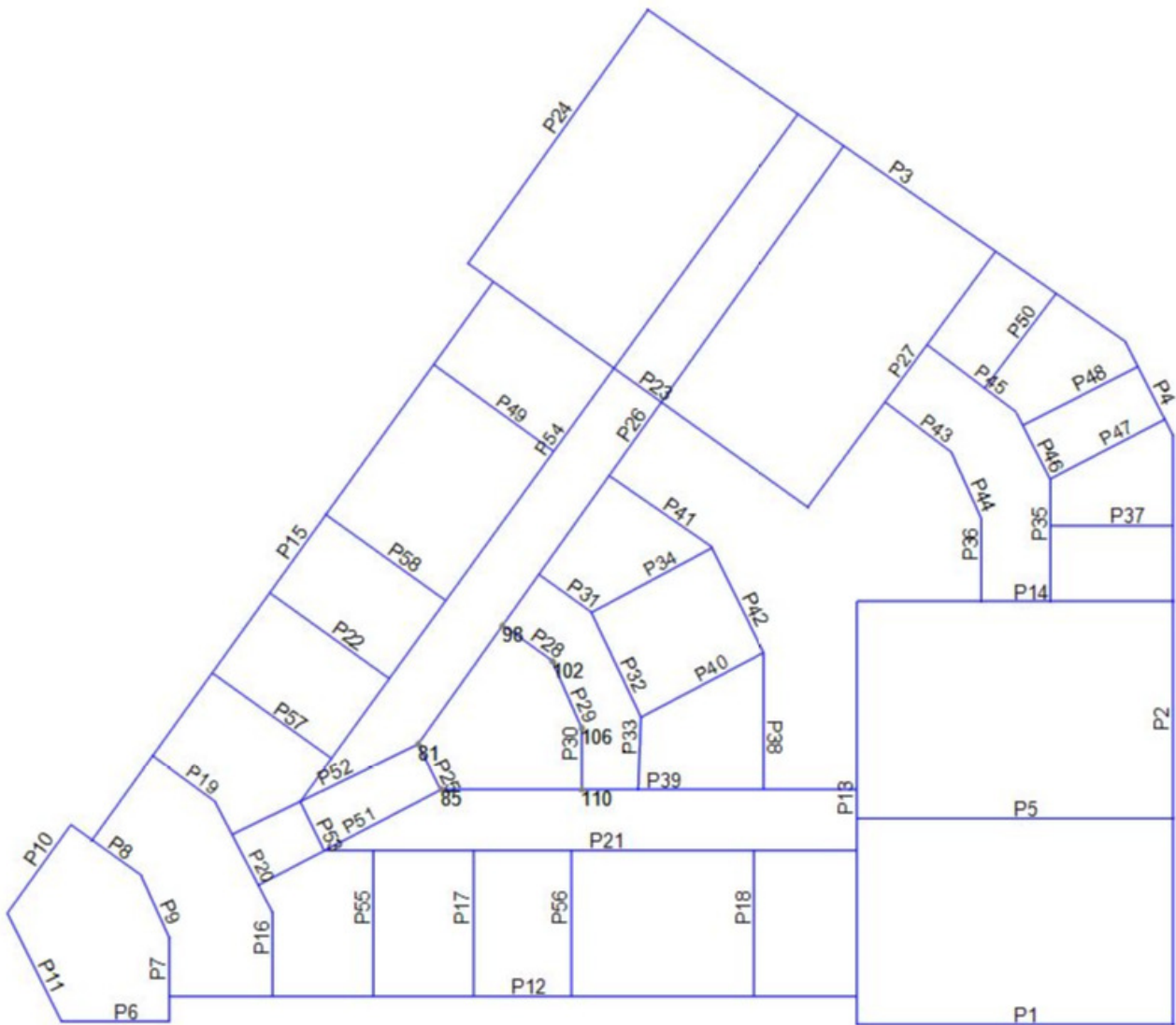
Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale, ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.



Pareti livello 1



Pareti livello 2



Pareti livello 2

Carichi

Carico Sismico:

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD; SLO); devono essere effettuate per la seguente combinazione [Norme Tecniche 2018 §2.5.3].

$$E + G_{k1} + G_{k2} + \sum_i \psi_{2i} Q_{Ki}$$

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

$$G_{k1} + G_{k2} + \sum_i \psi_{2i} Q_{Ki}$$

Carico Statico:

La verifica allo stato limite ultimo per carichi statici viene condotta con la seguente combinazione dei carichi.

$$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_Q \Psi_0 Q_k$$

dove:

E	azione sismica per lo stato limite in esame;
G_{k1}	peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G_{k2}	peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
Q_{ki}	valore caratteristico della azione variabile;
Ψ_2	coefficiente di combinazione;
Ψ_0	coefficiente di combinazione per i carichi variabili
$\gamma_{G1}; \gamma_{G2}; \gamma_Q$	coefficienti parziali di sicurezza

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma. [Norme Tecniche 2018 Tabella 2.5.1].

Azione sismica

Per la definizione dell'azione sismica si fa riferimento a:

- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1
- Longitudine: 10.92243
- Latitudine: 43.93832
- Vita nominale: Opere ordinarie VN \geq 50 anni
- Classe d'uso III - Edifici con grandi affollamenti, infrastrutture importanti

Spettro da normativa

Gli spettri di risposta, sono definiti in funzione del reticolo di riferimento definito nella “Tabella 1” (parametri spettrali) in allegato alle Norme Tecniche.

Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche (latitudine, longitudine), i parametri necessari a tracciare lo spettro. I parametri forniti dal reticolo di riferimento sono:

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La trilogia di valori qui descritta, è definita per un periodo di ritorno assegnato (TR), definito in base alla probabilità di superamento di ciascuno degli stati limite.

Tali valori, saranno pertanto definiti per ciascuno degli stati limite esaminati (vedere tabella).

Lo spettro sismico dipende anche dalla “Classe del suolo” e dalla “categoria topografica” (vedere tabella).

	SLC	SLV	SLD	SLO
Ag [m/s ²]	2,27	1,80	0,76	0,61
F0	2,39	2,39	2,49	2,50
Tc* [s]	0,31	0,30	0,27	0,26
Tr	1462,00	712,00	75,00	45,00

	SLC	SLV	SLD	SLO
Ss	1,37	1,44	1,50	1,50
Tb [s]	0,16	0,16	0,15	0,14
Tc [s]	0,48	0,47	0,44	0,43
Td [s]	2,53	2,33	1,91	1,85

Verifica statica

Le verifiche statiche eseguite sulla struttura in questione sono le seguenti:

Snellezza della muratura

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato nel D.M.2018.

Si definisce snellezza di una muratura il rapporto h_0/t in cui:

h_0 : lunghezza libera di inflessione del muro pari a $\rho \cdot h$;

t: spessore del muro.

h: l'altezza interna di piano;

ρ : il fattore laterale di vincolo.

La verifica di snellezza risulta soddisfatta se risulta verificata la seguente:

$$h_0/t < 20$$

Eccentricità dei carichi

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato nel D.M.2018.

Tale verifica risulta soddisfatta qualora risultino verificate le seguenti condizioni:

$$e_1/t \leq 0.33$$

$$e_2/t \leq 0.33$$

in cui:

t: spessore del muro

$$e_1 = |e_s| + |e_a| ; \quad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|$$

e_s : eccentricità totale dei carichi verticali

e_a : $h/200$

e_v : eccentricità dovuta al vento $e_v = M_v / N$

Verifica a carichi verticali

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato nel D.M.2018.

Tale verifica risulta soddisfatta qualora risulti verificata la seguente:

$$N_d \leq N_r$$

in cui:

N_d : carico verticale agente

N_r : carico verticale resistente; $N_r = \phi f_d A$

A: area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;

f_d : resistenza di calcolo della muratura;

ϕ : coefficiente di riduzione della resistenza del muro

Queste verifiche sono state eseguite in ogni maschio murario della struttura, nelle tre sezioni principali (inferiore, centrale, superiore).

I valori dello sforzo normale resistente saranno calcolabili solamente se le verifiche di snellezza ed eccentricità dei carichi risultano soddisfatte. Riportiamo nel seguito i dettagli di verifica per le singole pareti.

Parete : 1

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
4	460	45	10,222	0,051	0,051	0,051	Sì
5	460	45	10,222	0,051	0,051	0,051	Sì
6	240	41	5,854	0,174	0,071	0,111	Sì
7	240	41	5,854	0,171	0,067	0,111	Sì
8	240	41	5,854	0,159	0,065	0,111	Sì
9	460	41	11,220	0,056	0,056	0,056	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
4	12 823	0,700	60 848	0,211	17 545	0,700	60 848	0,288	22 267	0,700	60 848	0,366	Sì
5	9 241	0,700	66 464	0,139	14 398	0,700	66 464	0,217	19 555	0,700	66 464	0,294	Sì
6	10 393	0,520	91 429	0,114	13 348	0,732	128 793	0,104	18 337	0,640	112 595	0,163	Sì
7	8 150	0,525	54 806	0,149	11 111	0,745	77 797	0,143	14 072	0,639	66 766	0,211	Sì
8	17 454	0,547	100 544	0,174	22 667	0,750	138 014	0,164	27 880	0,640	117 738	0,237	Sì
9	48	0,657	263	0,184	67	0,657	263	0,256	87	0,657	263	0,329	Sì

Parete : 2

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
21	460	45	10,222	0,051	0,051	0,051	Sì
22	460	45	10,222	0,051	0,051	0,051	Sì
23	240	41	5,854	0,181	0,073	0,115	Sì
24	460	41	11,220	0,056	0,056	0,056	Sì
25	460	41	11,220	0,056	0,056	0,056	Sì
26	460	45	10,222	0,114	0,052	0,096	Sì
27	460	45	10,222	0,150	0,068	0,124	Sì
28	240	25	9,600	0,233	0,107	0,197	Sì
29	240	25	9,600	0,204	0,086	0,150	Sì

Superiore

Centrale

Inferiore

ALLEGATO 01 – ANALISI STATICA E SISMICA – rev01

Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
21	8 526	0,700	62 256	0,137	13 358	0,700	62 256	0,215	18 190	0,700	62 256	0,292	Si
22	17 202	0,700	102 425	0,168	25 151	0,700	102 425	0,246	33 101	0,700	102 425	0,323	Si
23	36 564	0,505	313 730	0,117	47 142	0,724	449 580	0,105	64 758	0,632	392 886	0,165	Si
24	84	0,657	527	0,159	127	0,657	527	0,241	170	0,657	527	0,323	Si
25	51	0,657	324	0,157	74	0,657	324	0,227	96	0,657	324	0,298	Si
26	24 356	0,545	74 985	0,325	29 414	0,699	96 070	0,306	34 472	0,581	79 851	0,432	Si
27	21 139	0,477	47 074	0,449	24 770	0,651	64 261	0,385	28 402	0,525	51 846	0,548	Si
28	6 929	0,315	13 280	0,522	7 777	0,573	24 152	0,322	8 625	0,393	16 567	0,521	Si
29	4 217	0,378	20 872	0,202	5 328	0,613	33 848	0,157	6 440	0,490	27 027	0,238	Si

Parete : 3

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
44	460	45	10,222	0,051	0,051	0,051	Si
45	240	41	5,854	0,180	0,069	0,109	Si
46	240	41	5,854	0,069	0,029	0,051	Si
47	460	41	11,220	0,056	0,056	0,056	Si
48	460	45	10,222	0,052	0,051	0,052	Si
49	460	45	10,222	0,053	0,051	0,052	Si
50	460	41	11,220	0,056	0,056	0,056	Si
51	460	41	11,220	0,056	0,056	0,056	Si
52	460	45	10,222	0,073	0,051	0,068	Si
53	460	45	10,222	0,051	0,051	0,051	Si
54	460	45	10,222	0,053	0,051	0,053	Si
55	240	41	5,854	0,118	0,048	0,084	Si
56	240	41	5,854	0,188	0,069	0,113	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
44	10 025	0,700	60 445	0,166	14 715	0,700	60 445	0,243	19 406	0,700	60 445	0,321	Si
45	9 091	0,506	82 361	0,110	12 667	0,738	120 099	0,105	17 282	0,644	104 851	0,165	Si
46	18 207	0,736	217 693	0,084	25 679	0,861	254 567	0,101	34 066	0,794	234 858	0,145	Si
47	65	0,657	306	0,212	87	0,657	306	0,286	110	0,657	306	0,360	Si
48	3 280	0,697	21 738	0,151	4 970	0,700	21 826	0,228	6 659	0,699	21 783	0,306	Si
49	3 713	0,696	23 205	0,160	5 522	0,700	23 348	0,236	7 330	0,698	23 275	0,315	Si
50	69	0,657	308	0,224	92	0,657	308	0,298	114	0,657	308	0,371	Si
51	110	0,657	464	0,236	144	0,657	464	0,310	178	0,657	464	0,383	Si
52	35 352	0,635	100 407	0,352	41 180	0,700	110 732	0,372	47 008	0,651	102 967	0,457	Si
53	169	0,700	448	0,377	193	0,700	448	0,431	218	0,700	448	0,485	Si
54	19 643	0,694	61 072	0,322	22 885	0,700	61 601	0,371	26 126	0,696	61 204	0,427	Si
55	17 009	0,627	145 211	0,117	22 342	0,802	185 597	0,120	27 675	0,693	160 330	0,173	Si
56	4 321	0,492	41 102	0,105	6 245	0,736	61 502	0,102	8 169	0,636	53 135	0,154	Si

Parete : 4

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
60	460	25	18,400	0,095	0,092	0,094	Si
61	460	25	18,400	0,097	0,092	0,095	Si
62	240	25	9,600	0,055	0,048	0,052	Si

ALLEGATO 01 – ANALISI STATICA E SISMICA – rev01

63	240	25	9,600	0,064	0,048	0,058	Sì
----	-----	----	-------	-------	-------	-------	----

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
60	4 164	0,379	11 426	0,364	5 383	0,384	11 575	0,465	6 603	0,381	11 481	0,575	Si
61	3 993	0,375	10 537	0,379	5 127	0,384	10 773	0,476	6 262	0,379	10 622	0,589	Si
62	1 634	0,702	21 222	0,077	2 243	0,724	21 883	0,102	2 851	0,712	21 504	0,133	Si
63	2 137	0,677	18 959	0,113	2 702	0,724	20 286	0,133	3 266	0,693	19 418	0,168	Si

Parete : 5

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
64	240	20	12,000	0,064	0,060	0,063	Sì
65	460	20	23,000	0,115	0,115	0,115	Sì
66	460	20	23,000	0,115	0,115	0,115	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
64	35 814	0,612	172 175	0,208	41 012	0,624	175 530	0,234	46 210	0,614	172 930	0,267	Sì
65	77 965	0,000	n / d	n / d	81 291	0,000	n / d	n / d	84 617	0,000	n / d	n / d	No
66	8 553	0,000	n / d	n / d	9 386	0,000	n / d	n / d	10 218	0,000	n / d	n / d	No

Parete : 6

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
69	460	52	8,846	0,140	0,047	0,078	Sì
70	460	52	8,846	0,146	0,044	0,063	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
69	2 659	0,524	15 908	0,167	5 064	0,742	22 527	0,225	7 469	0,648	19 672	0,380	Sì
70	1 204	0,512	17 850	0,067	3 689	0,751	26 189	0,141	6 448	0,694	24 177	0,267	Sì

Parete : 7

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
71	460	45	10,222	0,121	0,051	0,056	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
71	201	0,532	12 357	0,016	972	0,700	16 267	0,060	3 088	0,687	15 952	0,194	Sì

Parete : 8

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
72	460	45	10,222	0,123	0,051	0,056	Sì

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
72	242	0,527	12 663	0,019	1 064	0,700	16 819	0,063	3 252	0,684	16 435	0,198	Sì

Parete : 10

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
75	460	52	8,846	0,123	0,045	0,076	Sì
76	460	52	8,846	0,118	0,044	0,061	Sì

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
75	3 038	0,556	15 736	0,193	5 280	0,749	21 208	0,249	7 522	0,655	18 525	0,406	Sì
76	1 690	0,566	20 859	0,081	4 353	0,751	27 675	0,157	7 271	0,699	25 761	0,282	Sì

Parete : 11

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
78	460	52	8,846	0,179	0,059	0,096	Sì
79	460	52	8,846	0,179	0,059	0,096	Sì

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
78	4 500	0,446	18 402	0,245	8 161	0,706	29 102	0,280	11 823	0,609	25 133	0,470	Sì
79	4 246	0,447	17 340	0,245	7 687	0,706	27 362	0,281	11 129	0,609	23 628	0,471	Sì

Parete : 12

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
94	460	45	10,222	0,151	0,066	0,118	Sì
95	460	45	10,222	0,274	0,075	0,109	Sì
96	460	45	10,222	0,097	0,051	0,083	Sì
97	460	45	10,222	0,104	0,051	0,087	Sì
98	460	45	10,222	0,103	0,051	0,089	Sì

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
94	15 125	0,474	33 054	0,458	18 861	0,657	45 805	0,412	22 598	0,538	37 484	0,603	Sì
95	852	0,000	n / d	n / d	1 906	0,628	12 730	0,150	3 271	0,555	11 243	0,291	No
96	10 017	0,579	29 842	0,336	12 259	0,700	36 117	0,339	14 500	0,606	31 278	0,464	Sì
97	7 459	0,564	22 746	0,328	9 217	0,700	28 249	0,326	10 974	0,597	24 068	0,456	Sì
98	13 493	0,567	20 715	0,651	15 950	0,700	25 601	0,623	18 407	0,593	21 687	0,849	Sì

Parete : 13

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
99	240	41	5,854	0,173	0,069	0,115	Sì

ALLEGATO 01 – ANALISI STATICA E SISMICA – rev01

100	240	41	5,854	0,150	0,059	0,099	Si
101	240	41	5,854	0,181	0,071	0,114	Si
102	460	45	10,222	0,071	0,051	0,065	Si
103	460	45	10,222	0,077	0,051	0,069	Si
104	460	41	11,220	0,085	0,056	0,075	Si
105	460	41	11,220	0,056	0,056	0,056	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
99	9 294	0,521	56 969	0,163	12 397	0,739	80 865	0,153	15 500	0,631	69 088	0,224	Si
100	17 246	0,565	133 091	0,130	23 244	0,767	180 736	0,129	29 924	0,663	156 252	0,192	Si
101	17 259	0,506	139 685	0,124	23 020	0,730	201 687	0,114	30 853	0,634	175 212	0,176	Si
102	23 214	0,641	77 046	0,301	28 622	0,700	84 108	0,340	34 031	0,660	79 291	0,429	Si
103	12 392	0,622	42 965	0,288	15 503	0,700	48 361	0,321	18 613	0,648	44 769	0,416	Si
104	991	0,575	3 465	0,286	1 273	0,657	3 958	0,322	1 555	0,604	3 638	0,427	Si
105	38 566	0,657	184 579	0,209	51 738	0,657	184 579	0,280	64 910	0,657	184 579	0,352	Si

Parete : 14

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
106	460	41	11,220	0,056	0,056	0,056	Si
107	460	41	11,220	0,121	0,056	0,088	Si
108	240	41	5,854	0,175	0,067	0,104	Si
109	240	41	5,854	0,094	0,040	0,060	Si
110	240	41	5,854	0,120	0,049	0,085	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
106	17 075	0,657	120 200	0,142	27 019	0,657	120 200	0,225	36 963	0,657	120 200	0,308	Si
107	18 323	0,505	90 911	0,202	28 095	0,657	118 127	0,238	37 867	0,570	102 523	0,369	Si
108	9 239	0,518	94 707	0,098	12 698	0,742	135 800	0,094	17 886	0,653	119 440	0,150	Si
109	3 507	0,673	68 254	0,051	4 500	0,828	83 996	0,054	7 376	0,765	77 651	0,095	Si
110	16 069	0,623	112 010	0,143	21 167	0,799	143 750	0,147	26 266	0,690	124 154	0,212	Si

Parete : 15

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
124	460	45	10,222	0,276	0,077	0,112	Si
125	460	45	10,222	0,096	0,051	0,082	Si
126	460	45	10,222	0,151	0,060	0,103	Si
127	460	45	10,222	0,145	0,066	0,121	Si
128	460	45	10,222	0,112	0,051	0,096	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
124	995	0,000	n / d	n / d	2 180	0,623	13 593	0,160	3 648	0,548	11 954	0,305	No
125	10 271	0,580	30 285	0,339	12 546	0,700	36 576	0,343	14 821	0,607	31 728	0,467	Si
126	6 131	0,475	23 984	0,256	8 982	0,675	34 108	0,263	11 833	0,567	28 647	0,413	Si

ALLEGATO 01 – ANALISI STATICA E SISMICA – rev01

127	16 561	0,486	24 465	0,677	19 402	0,657	33 084	0,586	22 244	0,532	26 784	0,830	Sì
128	12 321	0,549	18 954	0,650	14 647	0,700	24 173	0,606	16 973	0,581	20 066	0,846	Sì

Parete : 16

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
129	460	25	18,400	0,207	0,092	0,154	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
129	8 324	0,000	n / d	n / d	11 851	0,384	28 496	0,416	15 378	0,279	20 742	0,741	No

Parete : 19

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
130	460	25	18,400	0,208	0,092	0,153	Sì

Superiore					Centrale			Inferiore					
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
130	7 272	0,000	n / d	n / d	10 574	0,384	26 678	0,396	13 877	0,282	19 574	0,709	No

Parete : 20

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
133	460	25	18,400	0,238	0,092	0,141	Sì
134	460	25	18,400	0,222	0,092	0,150	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
133	1 317	0,000	n / d	n / d	2 403	0,384	13 635	0,176	3 943	0,302	10 736	0,367	No
134	471	0,000	n / d	n / d	762	0,384	3 610	0,211	1 053	0,286	2 693	0,391	No

Parete : 21

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
138	460	37	12,432	0,109	0,062	0,090	Sì
139	460	25	18,400	0,198	0,092	0,134	Sì
140	460	25	18,400	0,177	0,092	0,150	Sì
141	460	25	18,400	0,161	0,092	0,148	Sì
142	460	25	18,400	0,114	0,092	0,107	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
138	7 007	0,498	46 629	0,150	9 352	0,605	56 645	0,165	11 696	0,534	49 972	0,234	Sì
139	2 586	0,000	n / d	n / d	4 289	0,384	20 464	0,210	6 435	0,313	16 677	0,386	No
140	13 566	0,000	n / d	n / d	16 687	0,384	42 951	0,389	19 808	0,287	32 093	0,617	No

ALLEGATO 01 – ANALISI STATICA E SISMICA – rev01

141	30 008	0,269	37 193	0,807	33 478	0,384	53 068	0,631	36 948	0,291	40 175	0,920	Sì
142	5 104	0,347	11 506	0,444	6 414	0,384	12 738	0,504	7 723	0,359	11 924	0,648	Sì

Parete : 23

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
143	240	41	5,854	0,180	0,066	0,106	Sì
144	240	41	5,854	0,167	0,064	0,105	Sì
145	460	41	11,220	0,087	0,056	0,075	Sì
146	460	41	11,220	0,085	0,056	0,078	Sì
147	460	41	11,220	0,057	0,056	0,056	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
143	14 359	0,506	125 312	0,115	21 095	0,746	184 890	0,114	28 117	0,648	160 642	0,175	Sì
144	24 325	0,533	195 543	0,124	33 825	0,753	276 240	0,122	44 230	0,652	239 141	0,185	Sì
145	17 080	0,571	63 352	0,270	22 653	0,657	72 906	0,311	28 225	0,602	66 871	0,422	Sì
146	4 430	0,576	10 167	0,436	5 047	0,657	11 601	0,435	5 665	0,592	10 461	0,541	Sì
147	58 099	0,655	240 431	0,242	74 638	0,657	241 066	0,310	91 178	0,656	240 662	0,379	Sì

Parete : 24

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
151	240	41	5,854	0,171	0,066	0,102	Sì
152	240	41	5,854	0,149	0,060	0,103	Sì
153	240	41	5,854	0,171	0,065	0,104	Sì
154	460	41	11,220	0,056	0,056	0,056	Sì
155	460	41	11,220	0,056	0,056	0,056	Sì
156	460	41	11,220	0,056	0,056	0,056	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
151	8 704	0,525	92 718	0,094	12 014	0,747	131 973	0,091	17 024	0,658	116 220	0,146	Sì
152	9 494	0,567	58 502	0,162	12 417	0,764	78 807	0,158	15 340	0,655	67 514	0,227	Sì
153	10 075	0,524	93 177	0,108	14 197	0,750	133 268	0,107	19 235	0,654	116 247	0,165	Sì
154	13 740	0,657	53 650	0,256	17 600	0,657	53 650	0,328	21 461	0,657	53 650	0,400	Sì
155	58	0,657	341	0,169	82	0,657	341	0,242	107	0,657	341	0,314	Sì
156	11 984	0,657	53 710	0,223	15 848	0,657	53 710	0,295	19 713	0,657	53 710	0,367	Sì

Parete : 25

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
158	240	37	6,486	0,196	0,061	0,093	Sì
159	460	37	12,432	0,062	0,062	0,062	Sì
160	460	37	12,432	0,063	0,062	0,063	Sì
161	240	37	6,486	0,065	0,032	0,058	Sì
162	240	37	6,486	0,065	0,032	0,057	Sì

ALLEGATO 01 – ANALISI STATICA E SISMICA – rev01

	Superiore				Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
158	1 882	0,461	37 545	0,050	3 463	0,750	61 041	0,057	5 109	0,662	53 891	0,095	Sì
159	2 884	0,605	8 382	0,344	3 338	0,605	8 382	0,398	3 791	0,605	8 382	0,452	Sì
160	3 238	0,604	9 288	0,349	3 743	0,605	9 309	0,402	4 248	0,604	9 293	0,457	Sì
161	1 794	0,736	9 075	0,198	2 033	0,837	10 319	0,197	2 271	0,758	9 336	0,243	Sì
162	1 865	0,738	10 226	0,182	2 134	0,837	11 601	0,184	2 403	0,760	10 535	0,228	Sì

Parete : 26

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
166	460	37	12,432	0,095	0,062	0,084	Sì
167	460	25	18,400	0,166	0,092	0,126	Sì
168	460	20	23,000	0,141	0,115	0,135	Sì
169	460	37	12,432	0,112	0,062	0,088	Sì
170	460	37	12,432	0,116	0,062	0,090	Sì
171	460	20	23,000	0,131	0,115	0,127	Sì
172	240	20	12,000	0,205	0,092	0,169	Sì
173	240	37	6,486	0,060	0,032	0,052	Sì
174	240	20	12,000	0,060	0,060	0,060	Sì
175	240	37	6,486	0,056	0,032	0,050	Sì
176	240	20	12,000	0,202	0,091	0,168	Sì
177	460	45	10,222	0,084	0,051	0,070	Sì
178	460	45	10,222	0,083	0,051	0,070	Sì
179	240	37	6,486	0,063	0,032	0,059	Sì
180	240	37	6,486	0,056	0,032	0,052	Sì
181	240	37	6,486	0,138	0,045	0,072	Sì
182	240	37	6,486	0,085	0,032	0,047	Sì

	Superiore				Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
166	36 916	0,524	120 976	0,305	45 869	0,605	139 824	0,328	54 821	0,545	125 780	0,436	Sì
167	8 561	0,260	27 549	0,311	13 599	0,384	40 699	0,334	18 637	0,327	34 659	0,538	Sì
168	25 044	0,000	n / d	n / d	28 637	0,000	n / d	n / d	32 230	0,000	n / d	n / d	No
169	2 213	0,492	10 237	0,216	3 202	0,605	12 591	0,254	4 191	0,537	11 172	0,375	Sì
170	2 123	0,485	9 625	0,221	3 067	0,605	12 021	0,255	4 010	0,533	10 585	0,379	Sì
171	24 156	0,000	n / d	n / d	27 730	0,000	n / d	n / d	31 303	0,000	n / d	n / d	No
172	11 420	0,321	32 547	0,351	13 295	0,541	54 905	0,242	15 170	0,393	39 886	0,380	Sì
173	2 413	0,754	19 875	0,121	2 900	0,837	22 085	0,131	3 387	0,778	20 511	0,165	Sì
174	0	0,624	31 323	0,000	0	0,624	31 323	0,000	928	0,624	31 323	0,030	Sì
175	2 771	0,763	19 225	0,144	3 236	0,837	21 085	0,153	3 701	0,782	19 692	0,188	Sì
176	11 651	0,326	32 925	0,354	13 515	0,543	54 789	0,247	15 380	0,396	39 950	0,385	Sì
177	3 038	0,603	9 655	0,315	4 193	0,700	11 213	0,374	5 348	0,645	10 321	0,518	Sì
178	3 292	0,604	9 862	0,334	4 469	0,700	11 429	0,391	5 645	0,644	10 515	0,537	Sì
179	10 244	0,744	38 247	0,268	10 995	0,837	43 039	0,255	11 746	0,756	38 860	0,302	Sì
180	6 717	0,766	37 644	0,178	7 436	0,837	41 161	0,181	8 155	0,778	38 264	0,213	Sì
181	4 178	0,575	106 220	0,039	7 695	0,799	147 560	0,052	11 213	0,716	132 226	0,085	Sì
182	206	0,678	9 248	0,022	466	0,837	11 423	0,041	726	0,792	10 800	0,067	Sì

Parete : 27

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
183	460	41	11,220	0,056	0,056	0,056	Si
184	240	41	5,854	0,171	0,067	0,105	Si
185	240	41	5,854	0,151	0,058	0,090	Si
186	460	41	11,220	0,082	0,056	0,071	Si
187	460	41	11,220	0,077	0,056	0,069	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
183	15 945	0,657	126 517	0,126	26 412	0,657	126 517	0,209	36 879	0,657	126 517	0,291	Si
184	10 623	0,525	101 050	0,105	14 332	0,743	143 147	0,100	19 793	0,651	125 352	0,158	Si
185	8 010	0,564	95 895	0,084	11 086	0,770	130 983	0,085	15 909	0,679	115 579	0,138	Si
186	15 126	0,583	67 874	0,223	20 368	0,657	76 422	0,267	25 609	0,613	71 373	0,359	Si
187	3 572	0,597	12 960	0,276	4 549	0,657	14 250	0,319	5 526	0,618	13 417	0,412	Si

Parete : 28

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
188	240	37	6,486	0,065	0,032	0,056	Si
189	240	37	6,486	0,142	0,054	0,089	Si
190	460	37	12,432	0,100	0,062	0,091	Si
191	460	37	12,432	0,094	0,062	0,086	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
188	10 221	0,737	72 505	0,141	12 209	0,837	82 326	0,148	14 198	0,765	75 256	0,189	Si
189	4 249	0,568	55 832	0,076	6 238	0,772	75 936	0,082	8 226	0,669	65 824	0,125	Si
190	4 893	0,514	12 555	0,390	5 678	0,605	14 788	0,384	6 463	0,532	12 991	0,497	Si
191	8 272	0,526	23 528	0,352	9 710	0,605	27 099	0,358	11 148	0,542	24 242	0,460	Si

Parete : 29

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
194	460	37	12,432	0,097	0,062	0,084	Si
195	240	37	6,486	0,069	0,033	0,065	Si
196	240	37	6,486	0,075	0,036	0,070	Si
197	240	37	6,486	0,152	0,071	0,133	Si
198	240	37	6,486	0,153	0,072	0,135	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
194	14 828	0,521	60 094	0,247	19 301	0,605	69 858	0,276	23 775	0,546	62 990	0,377	Si
195	1 460	0,723	5 571	0,262	1 572	0,834	6 429	0,245	1 685	0,738	5 689	0,296	Si
196	1 476	0,704	5 429	0,272	1 588	0,826	6 362	0,250	1 701	0,722	5 564	0,306	Si
197	170	0,549	651	0,261	185	0,719	851	0,217	200	0,584	692	0,290	Si
198	175	0,546	647	0,271	191	0,716	848	0,225	206	0,581	688	0,299	Si

Parete : 30

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
199	460	37	12,432	0,093	0,062	0,081	Sì
200	240	37	6,486	0,067	0,032	0,058	Sì
201	240	37	6,486	0,145	0,055	0,092	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
199	12 057	0,528	51 899	0,232	15 865	0,605	59 473	0,267	19 673	0,553	54 339	0,362	Sì
200	11 032	0,732	71 893	0,153	13 018	0,837	82 261	0,158	15 005	0,760	74 638	0,201	Sì
201	4 432	0,561	55 153	0,080	6 418	0,767	75 371	0,085	8 405	0,664	65 216	0,129	Sì

Parete : 31

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
203	460	25	18,400	0,119	0,092	0,112	Sì
204	460	25	18,400	0,128	0,092	0,117	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
203	4 337	0,338	9 164	0,473	5 130	0,384	10 404	0,493	5 923	0,350	9 496	0,624	Sì
204	2 744	0,324	6 299	0,436	3 313	0,384	7 468	0,444	3 883	0,341	6 642	0,585	Sì

Parete : 32

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
206	460	25	18,400	0,111	0,092	0,105	Sì
207	460	25	18,400	0,114	0,092	0,107	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
206	6 780	0,352	17 591	0,385	8 245	0,384	19 205	0,429	9 710	0,361	18 078	0,537	Sì
207	6 631	0,347	17 335	0,382	8 096	0,384	19 205	0,422	9 561	0,358	17 908	0,534	Sì

Parete : 33

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
209	460	25	18,400	0,114	0,092	0,108	Sì
210	460	25	18,400	0,118	0,092	0,110	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
209	4 220	0,347	9 588	0,440	5 029	0,384	10 605	0,474	5 839	0,357	9 870	0,592	Sì
210	3 755	0,341	9 407	0,399	4 564	0,384	10 605	0,430	5 374	0,354	9 768	0,550	Sì

Parete : 34

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
211	460	25	18,400	0,112	0,092	0,100	Sì

Superiore				Centrale				Inferiore					
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
211	8 255	0,350	42 043	0,196	13 959	0,384	46 075	0,303	19 662	0,370	44 383	0,443	Sì

Parete : 35

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
212	240	18	13,333	0,075	0,067	0,074	Sì
213	460	25	18,400	0,120	0,092	0,110	Sì
214	460	31	14,839	0,112	0,074	0,105	Sì
215	460	31	14,839	0,122	0,074	0,113	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
212	17 016	0,546	63 274	0,269	18 933	0,568	65 878	0,287	20 850	0,550	63 753	0,327	Si
213	3 614	0,337	8 157	0,443	4 569	0,384	9 296	0,492	5 524	0,353	8 551	0,646	Si
214	14 144	0,428	29 480	0,480	15 952	0,507	34 911	0,457	17 760	0,443	30 507	0,582	Si
215	3 522	0,411	6 010	0,586	3 906	0,507	7 424	0,526	4 290	0,427	6 248	0,687	Si

Parete : 36

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
220	460	41	11,220	0,078	0,056	0,072	Sì
221	460	41	11,220	0,101	0,056	0,091	Sì
222	240	25	9,600	0,148	0,066	0,121	Sì
223	240	25	9,600	0,164	0,075	0,139	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
220	4 648	0,592	14 483	0,321	5 570	0,657	16 062	0,347	6 491	0,611	14 931	0,435	Si
221	7 600	0,545	15 658	0,485	8 682	0,657	18 862	0,460	9 763	0,564	16 201	0,603	Si
222	1 525	0,495	6 697	0,228	1 802	0,670	9 066	0,199	2 078	0,546	7 384	0,281	Si
223	2 414	0,463	7 447	0,324	2 742	0,643	10 339	0,265	3 070	0,511	8 212	0,374	Si

Parete : 37

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
224	460	12	38,333	0,193	0,192	0,193	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
224	6 796	0,000	n / d	n / d	9 247	0,000	n / d	n / d	11 699	0,000	n / d	n / d	No

Parete : 38

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
227	460	45	10,222	0,112	0,051	0,088	Sì
228	460	45	10,222	0,131	0,058	0,106	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
227	5 999	0,550	16 765	0,358	7 901	0,700	21 356	0,370	9 803	0,595	18 143	0,540	Sì
228	3 252	0,513	6 171	0,527	4 004	0,680	8 182	0,489	4 755	0,561	6 755	0,704	Sì

Parete : 39

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
230	460	37	12,432	0,143	0,063	0,115	Sì
231	460	25	18,400	0,132	0,092	0,111	Sì
232	240	37	6,486	0,146	0,040	0,063	Sì
233	460	45	10,222	0,109	0,051	0,080	Sì
234	460	45	10,222	0,100	0,051	0,076	Sì
235	240	37	6,486	0,061	0,032	0,057	Sì
236	240	37	6,486	0,052	0,032	0,049	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
230	32 384	0,433	96 952	0,334	41 070	0,603	135 230	0,304	49 756	0,487	109 069	0,456	Sì
231	9 168	0,317	34 842	0,263	14 391	0,384	42 201	0,341	19 614	0,353	38 762	0,506	Sì
232	3 403	0,561	125 669	0,027	7 931	0,812	182 082	0,044	12 463	0,742	166 294	0,075	Sì
233	3 373	0,555	11 560	0,292	5 113	0,700	14 591	0,350	6 852	0,615	12 819	0,535	Sì
234	2 404	0,572	8 218	0,293	3 603	0,700	10 065	0,358	4 803	0,627	9 012	0,533	Sì
235	9 772	0,748	39 567	0,247	10 545	0,837	44 297	0,238	11 319	0,760	40 213	0,281	Sì
236	6 216	0,776	31 650	0,196	6 812	0,837	34 160	0,199	7 408	0,786	32 054	0,231	Sì

Parete : 40

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
237	460	25	18,400	0,100	0,092	0,095	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
237	8 219	0,371	45 097	0,182	13 995	0,384	46 656	0,300	19 771	0,379	46 008	0,430	Sì

Parete : 41

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
240	460	45	10,222	0,124	0,055	0,099	Sì
241	460	45	10,222	0,106	0,051	0,085	Sì

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
240	1 844	0,527	3 933	0,469	2 310	0,690	5 152	0,448	2 776	0,574	4 283	0,648	Sì
241	4 986	0,561	13 947	0,357	6 537	0,700	17 418	0,375	8 089	0,601	14 953	0,541	Sì

Parete : 42

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
244	460	45	10,222	0,141	0,060	0,108	Sì
245	460	45	10,222	0,151	0,064	0,114	Sì

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
244	2 573	0,494	5 963	0,431	3 326	0,673	8 125	0,409	4 079	0,557	6 730	0,606	Sì
245	2 596	0,474	5 724	0,454	3 349	0,661	7 979	0,420	4 103	0,545	6 575	0,624	Sì

Parete : 43

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
250	460	41	11,220	0,087	0,056	0,076	Sì
251	460	41	11,220	0,101	0,056	0,092	Sì
252	240	25	9,600	0,154	0,068	0,123	Sì
253	240	25	9,600	0,160	0,074	0,138	Sì

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
250	4 466	0,572	17 234	0,259	5 602	0,657	19 792	0,283	6 738	0,598	18 032	0,374	Sì
251	6 993	0,544	13 134	0,532	7 903	0,657	15 860	0,498	8 812	0,562	13 566	0,650	Sì
252	1 478	0,483	7 310	0,202	1 783	0,665	10 064	0,177	2 092	0,542	8 213	0,255	Sì
253	2 454	0,470	7 117	0,345	2 763	0,646	9 786	0,282	3 072	0,513	7 774	0,395	Sì

Parete : 44

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
256	460	41	11,220	0,106	0,056	0,092	Sì
257	460	41	11,220	0,107	0,056	0,091	Sì
258	240	25	9,600	0,181	0,081	0,148	Sì
259	240	25	9,600	0,180	0,081	0,148	Sì

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
256	5 587	0,535	13 036	0,429	6 719	0,657	16 017	0,420	7 852	0,562	13 711	0,573	Sì
257	5 649	0,533	14 343	0,394	6 899	0,657	17 668	0,390	8 149	0,563	15 147	0,538	Sì
258	1 905	0,427	5 569	0,342	2 222	0,625	8 151	0,273	2 539	0,494	6 445	0,394	Sì
259	1 943	0,429	5 596	0,347	2 260	0,625	8 161	0,277	2 578	0,494	6 451	0,400	Sì

Parete : 45

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
261	460	25	18,400	0,104	0,092	0,099	Si
262	240	18	13,333	0,238	0,109	0,201	Si
263	240	18	13,333	0,233	0,109	0,206	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
261	14 442	0,363	35 909	0,402	19 138	0,384	37 937	0,504	23 834	0,371	36 708	0,649	Si
262	8 433	0,226	16 897	0,499	9 598	0,475	35 527	0,270	10 764	0,297	22 242	0,484	Si
263	1 809	0,237	2 642	0,685	1 983	0,474	5 290	0,375	2 156	0,288	3 215	0,671	Si

Parete : 46

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
266	460	31	14,839	0,114	0,074	0,108	Si
267	460	31	14,839	0,119	0,074	0,112	Si
268	240	18	13,333	0,089	0,067	0,087	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
266	10 331	0,426	15 019	0,688	11 263	0,507	17 903	0,629	12 195	0,437	15 429	0,790	Si
267	6 283	0,415	10 359	0,607	6 942	0,507	12 670	0,548	7 601	0,430	10 735	0,708	Si
268	5 745	0,513	9 416	0,610	6 030	0,568	10 422	0,579	6 316	0,517	9 486	0,666	Si

Parete : 47

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
270	460	25	18,400	0,140	0,092	0,121	Si
271	240	25	9,600	0,164	0,064	0,108	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
270	16 172	0,304	34 419	0,470	21 561	0,384	43 530	0,495	26 949	0,336	38 063	0,708	Si
271	4 703	0,462	43 557	0,108	6 902	0,677	63 810	0,108	9 102	0,570	53 741	0,169	Si

Parete : 48

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
274	460	25	18,400	0,102	0,092	0,099	Si
275	240	25	9,600	0,106	0,051	0,100	Si
276	240	25	9,600	0,108	0,048	0,080	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
274	16 527	0,367	33 038	0,500	20 087	0,384	34 511	0,582	23 647	0,372	33 481	0,706	Si

ALLEGATO 01 – ANALISI STATICA E SISMICA – rev01

275	263	0,575	382	0,687	279	0,715	475	0,586	294	0,587	390	0,754	Sì
276	5 025	0,570	53 348	0,094	7 209	0,724	67 761	0,106	9 393	0,627	58 696	0,160	Sì

Parete : 50

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
278	460	12	38,333	0,429	0,192	0,336	No
279	240	12	20,000	0,155	0,100	0,133	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
278	7 393	0,000	n / d	n / d	9 770	0,000	n / d	n / d	12 146	0,000	n / d	n / d	No
279	2 891	0,248	10 109	0,286	3 843	0,334	13 633	0,282	4 796	0,282	11 509	0,417	Sì

Parete : 51

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
280	460	37	12,432	0,075	0,062	0,069	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
280	8 998	0,569	81 029	0,111	12 564	0,605	86 159	0,146	16 130	0,585	83 297	0,194	Sì

Parete : 52

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
281	460	37	12,432	0,073	0,062	0,069	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
281	10 158	0,574	83 387	0,122	13 796	0,605	87 910	0,157	17 434	0,587	85 274	0,204	Sì

Parete : 54

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
288	460	20	23,000	0,127	0,115	0,124	Sì
289	460	37	12,432	0,062	0,062	0,062	Sì
290	460	37	12,432	0,116	0,062	0,092	Sì
291	460	20	23,000	0,130	0,115	0,126	Sì
292	240	20	12,000	0,222	0,100	0,184	Sì
293	240	37	6,486	0,085	0,040	0,075	Sì
294	240	37	6,486	0,088	0,041	0,077	Sì
295	240	20	12,000	0,220	0,100	0,184	Sì
296	460	37	12,432	0,110	0,062	0,097	Sì
297	460	37	12,432	0,083	0,062	0,077	Sì
298	460	25	18,400	0,138	0,092	0,111	Sì
299	460	25	18,400	0,151	0,092	0,132	Sì
300	460	25	18,400	0,146	0,092	0,135	Sì

ALLEGATO 01 – ANALISI STATICA E SISMICA – rev01

301	460	25	18,400	0,125	0,092	0,113	Si
-----	-----	----	--------	-------	-------	-------	----

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
288	25 179	0,000	n / d	n / d	28 779	0,000	n / d	n / d	32 379	0,000	n / d	n / d	No
289	2 329	0,605	12 449	0,187	3 306	0,605	12 449	0,266	4 284	0,605	12 449	0,344	Si
290	2 354	0,485	9 626	0,245	3 298	0,605	12 023	0,274	4 241	0,530	10 534	0,403	Si
291	24 773	0,000	n / d	n / d	28 352	0,000	n / d	n / d	31 932	0,000	n / d	n / d	No
292	12 497	0,287	29 178	0,428	14 376	0,525	53 443	0,269	16 254	0,362	36 847	0,441	Si
293	3 241	0,677	17 655	0,184	3 561	0,813	21 213	0,168	4 042	0,707	18 441	0,219	Si
294	3 199	0,671	16 901	0,189	3 562	0,810	20 404	0,175	4 027	0,701	17 650	0,228	Si
295	12 820	0,291	29 435	0,436	14 687	0,527	53 253	0,276	16 555	0,364	36 781	0,450	Si
296	2 250	0,495	10 447	0,215	2 697	0,605	12 773	0,211	3 144	0,521	11 001	0,286	Si
297	1 923	0,548	10 734	0,179	2 338	0,605	11 857	0,197	2 753	0,565	11 072	0,249	Si
298	2 881	0,306	16 998	0,170	4 933	0,384	21 292	0,232	7 165	0,353	19 565	0,366	Si
299	12 639	0,284	30 669	0,412	15 629	0,384	41 388	0,378	18 619	0,316	34 112	0,546	Si
300	10 711	0,293	14 346	0,747	12 071	0,384	18 781	0,643	13 430	0,312	15 244	0,881	Si
301	18 081	0,329	38 799	0,466	22 828	0,384	45 271	0,504	27 576	0,348	41 027	0,672	Si

Parete : 55

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
302	460	37	12,432	0,063	0,062	0,063	Si

Superiore				Centrale				Inferiore					
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
302	24 462	0,603	168 122	0,146	31 447	0,605	168 775	0,186	38 433	0,604	168 359	0,228	Si

Parete : 56

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
303	460	37	12,432	0,082	0,062	0,075	Si

Superiore				Centrale				Inferiore					
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
303	23 359	0,550	153 363	0,152	30 344	0,605	168 775	0,180	37 329	0,571	159 131	0,235	Si

Parete : 57

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
304	460	37	12,432	0,064	0,062	0,063	Si

Superiore				Centrale				Inferiore					
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
304	24 869	0,600	169 013	0,147	31 926	0,605	170 523	0,187	38 983	0,602	169 560	0,230	Si

Parete : 58

Maschio	h _o [cm]	t [cm]	h _o /t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
305	460	37	12,432	0,082	0,062	0,075	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
305	25 206	0,551	155 912	0,162	32 297	0,605	171 356	0,188	39 388	0,570	161 473	0,244	Sì

(*) Elementi di copertura

Analisi incrementale a collasso (pushover) – Modello rev01

Come descritto in relazione, su tale modello le caratteristiche E,G sono state moltiplicate per il coefficiente amplificativo dell'intonaco armato pari a 2,5 (valore massimo della tabella dei coefficienti amplificativi in circolare), così da ridurre la rigidezza e quindi le sollecitazioni sulle pareti in mattoni forati e betoncino, aumentando le sollecitazioni sulle altre pareti ed effettuando un controllo a favore di sicurezza per queste ultime.

Descrizione analisi pushover

Al fine di eseguire le dovute verifiche nei riguardi dell'edificio in questione, si è deciso di procedere con l'esecuzione di una analisi statica non lineare.

Le verifiche richieste si concretizzano nel confronto tra la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base.

Secondo le prescrizioni da normativa, le condizioni di carico da esaminare devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

- distribuzione proporzionale alle Forze statiche (Gruppo 1)
- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (Gruppo 2);

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio al 80% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell'edificio.

Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto nodo di controllo.

La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente. La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa.

La normativa definisce una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.

In base alla tipologia dell'edificio e alle scelte progettuali che si ritengono più idonee, si può decidere la condizione di carico sismico da prendere in esame.

- Carico sismico: Individua quale delle due tipologie di distribuzioni (proporzionale alle masse o al primo modo) prendere in esame.
- Direzione: Individua la direzione lungo cui viene caricata la struttura (X o Y del sistema globale) dal carico sismico.

Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si è deciso di eseguire le analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma e di eventuali eccentricità accidentali.

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Livello	Nodo
1	+X	Uniforme	0,0	2	84
2	+X	Forze statiche	0,0	2	84
3	-X	Uniforme	0,0	2	84
4	-X	Forze statiche	0,0	2	84
5	+Y	Uniforme	0,0	2	84
6	+Y	Forze statiche	0,0	2	84
7	-Y	Uniforme	0,0	2	84
8	-Y	Forze statiche	0,0	2	84
9	+X	Uniforme	185,8	2	84
10	+X	Uniforme	-185,8	2	84
11	+X	Forze statiche	185,8	2	84
12	+X	Forze statiche	-185,8	2	84
13	-X	Uniforme	185,8	2	84
14	-X	Uniforme	-185,8	2	84
15	-X	Forze statiche	185,8	2	84
16	-X	Forze statiche	-185,8	2	84
17	+Y	Uniforme	213,4	2	84
18	+Y	Uniforme	-213,4	2	84
19	+Y	Forze statiche	213,4	2	84
20	+Y	Forze statiche	-213,4	2	84
21	-Y	Uniforme	213,4	2	84
22	-Y	Uniforme	-213,4	2	84
23	-Y	Forze statiche	213,4	2	84
24	-Y	Forze statiche	-213,4	2	84

Risultati

Secondo le indicazioni da normativa si devono eseguire le seguenti verifiche:

Stato limite Collasso (SLC):

$$D_{max}^{SLC} \leq D_u^{SLC}$$

D_{max}^{SLC} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u^{SLC} : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente al minore tra:

- 1) il valore del taglio di base residuo pari all'80% di quello massimo
- 2) il valore corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.

$$q^* < 4,0$$

q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Stato limite Vita (SLV):

$$D_{max}^{SLV} \leq D_u^{SLV}$$

D_{max}^{SLV} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u^{SLV} : Spostamento massimo offerto dalla struttura individuato in corrispondenza di 0,75

$$\cdot D_u^{SLC}$$

$$q^* < 3,0$$

q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Stato limite di Danno (SLD):

$$D_{max}^{SLD} \leq D_u^{SLD}$$

D_{max}^{SLD} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

D_u^{SLD} : Spostamento minore tra:

- 1) quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC
- 2) quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parte ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 0,7500 del taglio di base massimo)

Stato limite di Operatività (SLO):

$$D_{max}^{SLO} \leq D_u^{SLO}$$

D_{max}^{SLO} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività.

D_u^{SLO} : Spostamento pari a 0,6670 di quello allo SLD.

Vulnerabilità sismica

Per ciascuno stato limite eseguito viene calcolato l'indice di rischio α (α_{SLC} , α_{SLV} , α_{SLD} , α_{SLO}). Questi parametri vengono calcolati come indicato nel seguito:

$$\alpha_{SLC} = \frac{PGA_{CLC}}{PGA_{DLC}} ;$$

$$\alpha_{SLV} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} ;$$

$$\alpha_{SLD} = \frac{PGA_{CLD}}{PGA_{DLD}} ;$$

$$\alpha_{SLO} = \frac{PGA_{CLO}}{PGA_{DLO}} ;$$

Accelerazioni di capacità: l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere.

- PGA_{CLC} : accelerazione di capacità corrispondente a SLC
- PGA_{CLV} : accelerazione di capacità corrispondente a SLV
- PGA_{CLD} : accelerazione di capacità corrispondente a SLD
- PGA_{CLO} : accelerazione di capacità corrispondente a SLO

Accelerazioni di domanda : Valori di riferimento delle accelerazioni dell'azione sismica

Tali valori vengono definiti a partire dal carico sismico definito nella forma dello spettro.

- PGA_{DLC} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLC
- PGA_{DLV} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLV
- PGA_{DLD} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLD

- PGA_{DLO} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLO

Dettaglio verifiche

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	SLC ver.	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	SLV ver.
1	+X	Uniforme	0,0	1,88	2,22	2,02	Si	1,45	1,67	2,02	Si
2	+X	Forze statiche	0,0	2,16	1,92	3,07	No	1,71	1,44	3,07	No
3	-X	Uniforme	0,0	1,90	2,04	2,37	Si	1,48	1,53	2,37	Si
4	-X	Forze statiche	0,0	2,21	1,92	3,51	No	1,75	1,44	3,51	No
5	+Y	Uniforme	0,0	2,11	1,62	1,90	No	1,62	1,21	1,90	No
6	+Y	Forze statiche	0,0	2,38	1,50	2,10	No	1,85	1,12	2,10	No
7	-Y	Uniforme	0,0	2,13	2,28	2,38	Si	1,66	1,71	2,38	Si
8	-Y	Forze statiche	0,0	2,55	2,10	2,98	No	2,01	1,58	2,98	No
9	+X	Uniforme	185,8	1,68	1,68	1,74	Si	1,27	1,26	1,74	No
10	+X	Uniforme	-185,8	2,09	2,04	2,50	No	1,64	1,53	2,50	No
11	+X	Forze statiche	185,8	1,91	1,02	2,48	No	1,49	0,77	2,48	No
12	+X	Forze statiche	-185,8	2,44	1,92	3,83	No	1,95	1,44	3,83	No
13	-X	Uniforme	185,8	1,74	2,04	2,23	Si	1,34	1,53	2,23	Si
14	-X	Uniforme	-185,8	2,09	2,04	2,49	No	1,63	1,53	2,49	No
15	-X	Forze statiche	185,8	2,02	1,92	3,36	No	1,60	1,44	3,36	No
16	-X	Forze statiche	-185,8	2,43	1,92	3,67	No	1,94	1,44	3,67	No
17	+Y	Uniforme	213,4	1,79	0,90	2,07	No	1,37	0,67	2,07	No
18	+Y	Uniforme	-213,4	2,48	2,52	2,13	Si	1,93	1,89	2,13	No
19	+Y	Forze statiche	213,4	1,99	1,02	2,20	No	1,53	0,76	2,20	No
20	+Y	Forze statiche	-213,4	2,83	2,22	2,92	No	2,25	1,66	2,92	No
21	-Y	Uniforme	213,4	1,79	1,38	2,03	No	1,37	1,04	2,03	No
22	-Y	Uniforme	-213,4	2,51	2,34	2,55	No	1,97	1,76	2,55	No
23	-Y	Forze statiche	213,4	2,20	1,38	2,87	No	1,73	1,04	2,87	No
24	-Y	Forze statiche	-213,4	3,09	2,16	3,15	No	2,47	1,62	3,15	No

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	SLD ver.	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	SLO ver.
1	+X	Uniforme	0,0	0,41	0,36	No	0,33	0,24	No
2	+X	Forze statiche	0,0	0,57	0,31	No	0,39	0,21	No
3	-X	Uniforme	0,0	0,42	0,36	No	0,31	0,24	No
4	-X	Forze statiche	0,0	0,60	0,27	No	0,43	0,18	No
5	+Y	Uniforme	0,0	0,48	0,48	No	0,39	0,32	No
6	+Y	Forze statiche	0,0	0,56	0,48	No	0,45	0,32	No
7	-Y	Uniforme	0,0	0,48	0,41	No	0,36	0,27	No
8	-Y	Forze statiche	0,0	0,68	0,41	No	0,48	0,27	No
9	+X	Uniforme	185,8	0,37	0,46	Si	0,30	0,31	Si
10	+X	Uniforme	-185,8	0,50	0,39	No	0,36	0,26	No
11	+X	Forze statiche	185,8	0,43	0,34	No	0,31	0,23	No
12	+X	Forze statiche	-185,8	0,70	0,29	No	0,51	0,20	No
13	-X	Uniforme	185,8	0,35	0,34	No	0,28	0,22	No
14	-X	Uniforme	-185,8	0,50	0,39	No	0,36	0,26	No
15	-X	Forze statiche	185,8	0,53	0,25	No	0,37	0,17	No
16	-X	Forze statiche	-185,8	0,69	0,24	No	0,50	0,16	No

17	+Y	Uniforme	213,4	0,35	0,38	Sì	0,29	0,25	No
18	+Y	Uniforme	-213,4	0,59	0,54	No	0,48	0,36	No
19	+Y	Forze statiche	213,4	0,41	0,41	No	0,33	0,27	No
20	+Y	Forze statiche	-213,4	0,78	0,50	No	0,56	0,33	No
21	-Y	Uniforme	213,4	0,36	0,38	Sì	0,29	0,26	No
22	-Y	Uniforme	-213,4	0,63	0,42	No	0,46	0,28	No
23	-Y	Forze statiche	213,4	0,55	0,33	No	0,37	0,22	No
24	-Y	Forze statiche	-213,4	0,90	0,53	No	0,66	0,35	No

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0,0	1,141	1,111	0,885	0,731
2	+X	Forze statiche	0,0	0,904	0,871	0,713	0,589
3	-X	Uniforme	0,0	1,058	1,027	0,922	0,762
4	-X	Forze statiche	0,0	0,886	0,850	0,624	0,516
5	+Y	Uniforme	0,0	0,822	0,818	0,995	0,822
6	+Y	Forze statiche	0,0	0,704	0,700	0,860	0,711
7	-Y	Uniforme	0,0	1,055	1,022	0,919	0,759
8	-Y	Forze statiche	0,0	0,850	0,819	0,735	0,607
9	+X	Uniforme	185,8	1,001	0,995	1,255	1,037
10	+X	Uniforme	-185,8	0,980	0,949	0,875	0,723
11	+X	Forze statiche	185,8	0,624	0,625	0,884	0,730
12	+X	Forze statiche	-185,8	0,810	0,774	0,571	0,472
13	-X	Uniforme	185,8	1,132	1,102	0,982	0,811
14	-X	Uniforme	-185,8	0,981	0,951	0,879	0,726
15	-X	Forze statiche	185,8	0,956	0,894	0,652	0,539
16	-X	Forze statiche	-185,8	0,813	0,778	0,466	0,385
17	+Y	Uniforme	213,4	0,623	0,639	1,059	0,875
18	+Y	Uniforme	-213,4	1,014	0,983	0,914	0,755
19	+Y	Forze statiche	213,4	0,621	0,629	0,997	0,824
20	+Y	Forze statiche	-213,4	0,812	0,781	0,751	0,620
21	-Y	Uniforme	213,4	0,829	0,829	1,081	0,893
22	-Y	Uniforme	-213,4	0,943	0,911	0,741	0,612
23	-Y	Forze statiche	213,4	0,688	0,676	0,763	0,631
24	-Y	Forze statiche	-213,4	0,732	0,702	0,694	0,574

Dalla tabella riassuntiva dei risultati sopra riportata si desume che le verifiche risultano non soddisfatte, le analisi più significative sono la n°. 11 e la n°. 19, rispettivamente per le direzioni X ed Y.

La scelta di tali analisi come analisi “significative” è fatta in base alla ricerca del minore valore del parametro di vulnerabilità sismica.

Pressoflessione fuori piano

Verifiche fuori piano

Nelle vigenti normative tecniche, il capitolo dedicato ai metodi di analisi riporta l'applicabilità dei vari metodi di calcolo:

- Analisi lineare statica
- Analisi dinamica modale
- Analisi statica non lineare

- Analisi dinamica non lineare

Nel caso specifico di analisi statica non lineare non si trova alcun riferimento a procedure per eseguire verifiche fuori piano della muratura, per trovare maggiori informazioni è necessario fare riferimento ai capitoli di analisi lineare statica e analisi dinamica modale che suggeriscono l'utilizzo del metodo di calcolo attualmente impiegato per gli elementi non strutturali.

Metodo di calcolo

Momento sollecitante

Le verifiche fuori piano possono essere eseguite separatamente assumendo $q_a = 3$. Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una forza orizzontale pari a S_a/q_a volte il carico verticale.

Per le pareti resistenti al sisma si può assumere per S_a la seguente espressione:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot [1.5 \cdot (1 - Z/H) - 0.5] \geq \alpha \cdot S$$

dove:

α : rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A per lo stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g ;

S : coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

Z : quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione

H : altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;

Si assume quindi una forza orizzontale F_h definita $F_h = N \cdot S_a/q_a$ dove N è il peso del maschio murario.

Tale forza deve però essere assunta uniformemente distribuita lungo l'altezza del pannello murario calcolata

come $q_h = F_h/h_e$

Ipotizzando che il pannello murario sia incernierato in corrispondenza dei solai, il momento sollecitante

massimo sarà a metà altezza del maschio definito come $M_{ed} = q_h \cdot h_e^2 / coef$ dove h_e è l'altezza equivalente di calcolo del maschio pari all'altezza del livello e $coef=8$.

Momento resistente

Per procedere al calcolo del momento ultimo M_{Rd} è necessario che sia superata la verifica a compressione centrata:

$$N \leq N_{Rd} = 0.85 \cdot f_d \cdot l \cdot t$$

Dove:

f_d : resistenza di progetto della muratura

l : lunghezza del pannello murario

t : spessore della muratura

Il momento ultimo sarà calcolato con la seguente formulazione:

$$M_{Rd} = \left(t^2 \cdot l \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d} \right)$$

σ_0 è definita come la tensione media nel maschio

Verifica

La verifica viene condotta mediante il confronto $M_{ed} \leq M_{Rd}$, il corrispondente coefficiente di sicurezza sarà individuato mediante il rapporto M_{Rd}/M_{ed} . La verifica sarà pertanto da ritenersi superata qualora il coefficiente di sicurezza risulti maggiore di uno.

Con PGAc si intende l'accelerazione di capacità che porterebbe al raggiungimento della condizione limite il maschio in esame.

Dettaglio verifiche

Parete: 1

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
1	21 096	110 797	0,43	71 194	384 286	12,25	5,40	Sì
2	25 531	121 025	0,43	77 766	453 270	13,23	5,83	Sì
3	5 923	290 068	0,61	71 465	118 949	3,78	1,66	Sì
4	10 383	301 943	0,61	74 390	205 524	6,27	2,76	Sì

Parete: 2

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
11	22 891	113 363	0,43	72 842	411 043	12,80	5,64	Sì
12	30 838	186 506	0,43	119 841	579 127	10,97	4,83	Sì
13	15 379	209 054	0,61	51 505	292 081	12,87	5,67	Sì
14	29 838	391 087	0,61	96 353	565 005	13,31	5,86	Sì
15	7 978	192 117	0,61	47 332	156 750	7,51	3,31	Sì
16	30 640	175 672	0,43	112 879	569 161	11,44	5,04	Sì
17	20 868	125 544	0,43	80 669	391 489	11,01	4,85	Sì
18	4 026	53 702	0,61	11 571	46 556	9,13	4,02	Sì
19	6 141	71 630	0,61	15 434	70 179	10,32	4,55	Sì

Parete: 3

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
27	25 105	110 064	0,43	70 722	436 016	13,99	6,17	Sì
28	16 087	207 570	0,61	51 140	304 222	13,50	5,95	Sì
29	19 293	377 190	0,61	92 929	375 285	9,16	4,04	Sì
30	8 450	39 743	0,43	25 537	149 695	13,30	5,86	Sì
31	8 199	42 515	0,43	27 318	148 905	12,37	5,45	Sì
32	40 076	201 633	0,43	129 560	722 495	12,65	5,58	Sì
33	19 794	111 828	0,43	71 856	366 529	11,57	5,10	Sì
34	17 602	295 159	0,61	72 719	339 327	10,59	4,67	Sì
35	6 212	108 388	0,61	26 704	120 040	10,20	4,50	Sì

Parete: 4

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
39	4 649	38 444	0,43	21 603	51 088	5,37	2,36	Sì

ALLEGATO 01 – ANALISI STATICA E SISMICA – rev01

40	4 247	35 782	0,43	20 107	46 782	5,28	2,33	Si
41	2 108	38 519	0,61	8 299	24 907	6,81	3,00	Si
42	2 257	35 707	0,61	7 694	26 424	7,79	3,43	Si

Parete: 5

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
43	47 146	358 931	0,61	57 597	409 530	16,13	7,11	Si
44	87 342	216 152	0,43	90 462	520 492	13,06	5,75	Si
45	11 530	36 175	0,43	15 139	78 551	11,77	5,19	Si

Parete: 6

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
48	4 390	38 696	0,43	41 678	101 192	5,51	2,43	Si
49	3 230	44 434	0,43	47 857	77 866	3,69	1,63	Si

Parete: 7

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
50	1 924	29 620	0,43	31 903	40 470	2,88	1,27	Si

Parete: 8

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
51	1 989	30 626	0,43	32 986	41 845	2,88	1,27	Si

Parete: 10

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
54	4 635	36 080	0,43	38 859	105 032	6,13	2,70	Si
55	3 820	46 955	0,43	50 573	91 230	4,09	1,80	Si

Parete: 11

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
57	6 964	52 589	0,43	56 641	157 089	6,29	2,77	Si
58	6 600	49 428	0,43	53 236	148 691	6,34	2,79	Si

Parete: 12

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
73	14 610	88 914	0,43	56 332	274 715	11,07	4,88	Si
74	1 678	25 841	0,43	27 832	35 306	2,88	1,27	Si
75	9 180	65 766	0,43	70 833	177 720	5,69	2,51	Si
76	7 654	51 438	0,43	55 401	146 586	6,00	2,65	Si
77	14 939	46 617	0,43	50 209	228 408	10,32	4,55	Si

Parete: 13

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
78	31 736	325 576	0,61	80 213	587 164	16,61	7,32	Si
79	8 261	114 429	0,61	28 192	157 120	12,65	5,57	Si
80	17 759	352 252	0,61	86 785	345 700	9,04	3,98	Si
81	29 651	153 153	0,43	98 409	537 988	12,40	5,47	Si
82	15 007	88 060	0,43	56 583	280 116	11,23	4,95	Si

83	1 214	7 683	0,43	4 936	20 955	9,63	4,24	Si
84	44 281	358 304	0,43	230 230	795 569	7,84	3,46	Si

Parete: 14

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
85	21 472	233 332	0,43	149 929	399 668	6,05	2,67	Si
86	26 055	229 307	0,43	147 342	473 433	7,29	3,21	Si
87	9 601	233 332	0,61	57 487	188 713	7,45	3,28	Si
88	4 210	129 372	0,61	31 874	83 494	5,94	2,62	Si
89	11 898	229 307	0,61	56 495	231 252	9,29	4,09	Si

Parete: 15

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
103	1 927	27 800	0,43	29 942	40 348	3,06	1,35	Si
104	9 565	66 601	0,43	71 733	184 312	5,83	2,57	Si
105	7 377	64 433	0,43	69 397	146 979	4,81	2,12	Si
106	15 159	64 207	0,43	69 154	260 547	8,55	3,77	Si
107	14 268	44 049	0,43	47 443	217 044	10,38	4,57	Si

Parete: 16

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
108	11 682	94 645	0,43	53 185	127 999	5,46	2,41	Si

Parete: 19

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
109	10 365	88 608	0,43	49 792	114 411	5,21	2,30	Si

Parete: 20

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
112	1 972	45 285	0,43	25 448	23 579	2,10	0,93	No
113	585	11 990	0,43	6 737	6 955	2,34	1,03	Si

Parete: 21

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
117	7 839	119 311	0,43	35 345	135 495	8,70	3,83	Si
118	3 374	67 967	0,43	38 193	40 084	2,38	1,05	Si
119	14 508	142 654	0,43	80 162	162 903	4,61	2,03	Si
120	29 023	176 255	0,43	99 044	303 053	6,94	3,06	Si
121	6 162	42 307	0,43	23 774	65 802	6,28	2,77	Si

Parete: 23

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
122	16 214	141 424	0,61	34 843	294 286	19,16	8,45	Si
123	36 800	642 384	0,61	158 266	711 189	10,20	4,49	Si
124	24 260	141 525	0,43	90 938	412 082	10,28	4,53	Si
125	4 969	22 520	0,43	14 470	79 391	12,45	5,49	Si
126	62 099	467 957	0,43	300 688	1 104 096	8,33	3,67	Si

Parete: 24

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
127	19 673	101 845	0,43	65 441	325 390	11,28	4,97	Si
128	23 628	101 165	0,43	65 004	371 246	12,96	5,71	Si
129	5 867	290 265	0,61	71 514	117 850	3,74	1,65	Si
130	10 332	293 055	0,61	72 201	204 347	6,42	2,83	Si

Parete: 25

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
132	2 881	103 778	0,73	21 864	51 819	5,38	2,37	Si
133	2 925	17 654	0,43	8 091	45 147	12,66	5,58	Si
134	3 323	19 607	0,43	8 986	51 053	12,89	5,68	Si
135	1 829	15 714	0,61	2 761	29 902	24,57	10,83	Si
136	1 802	17 667	0,61	3 105	29 943	21,88	9,64	Si

Parete: 26

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
140	39 879	294 512	0,43	134 980	637 863	10,72	4,73	Si
141	11 751	135 177	0,43	75 961	134 119	4,01	1,77	Si
142	27 204	129 455	0,43	54 178	214 876	9,00	3,97	Si
143	3 242	26 520	0,43	14 903	52 647	8,02	3,53	Si
144	3 179	25 320	0,43	14 228	51 426	8,20	3,61	Si
145	35 373	128 744	0,43	53 881	256 543	10,80	4,76	Si
146	13 633	129 455	0,61	20 773	121 971	13,32	5,87	Si
147	3 998	33 631	0,61	5 397	65 168	27,40	12,08	Si
148	843	64 050	0,61	10 278	8 322	1,84	0,81	No
149	4 965	32 108	0,61	5 152	77 647	34,20	15,07	Si
150	14 849	128 744	0,61	20 659	131 362	14,43	6,36	Si
151	3 539	20 418	0,43	21 991	65 820	6,79	2,99	Si
152	3 960	20 810	0,43	22 414	72 149	7,30	3,22	Si
153	9 817	65 540	0,61	11 517	154 408	30,42	13,41	Si
154	6 479	62 680	0,61	11 015	107 466	22,14	9,76	Si
155	6 632	235 544	0,73	49 625	119 231	5,45	2,40	Si
156	465	17 396	0,73	3 665	8 380	5,19	2,29	Si

Parete: 27

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
157	19 704	245 595	0,43	157 808	371 528	5,34	2,35	Si
158	10 143	245 595	0,61	60 508	199 350	7,48	3,29	Si
159	10 107	216 903	0,61	53 439	197 537	8,39	3,70	Si
160	18 449	148 350	0,43	95 323	331 163	7,88	3,47	Si
161	4 337	27 662	0,43	17 775	74 966	9,57	4,22	Si

Parete: 28

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
162	10 573	125 367	0,61	22 031	179 100	18,45	8,13	Si
163	5 355	125 367	0,73	26 413	94 841	8,15	3,59	Si
164	4 906	31 149	0,43	14 276	76 470	12,15	5,36	Si
165	8 638	57 079	0,43	26 160	135 626	11,76	5,18	Si

Parete: 29

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
168	17 025	147 141	0,43	67 437	278 515	9,37	4,13	Si
169	1 387	9 825	0,61	1 727	22 036	28,96	12,76	Si
170	1 376	9 825	0,61	1 727	21 890	28,77	12,68	Si

Parete: 30

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
171	13 789	125 268	0,43	57 412	227 014	8,97	3,95	Si
172	11 279	125 268	0,61	22 013	189 874	19,57	8,63	Si
173	5 440	125 268	0,73	26 392	96 271	8,28	3,65	Si

Parete: 31

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
175	4 464	34 555	0,43	14 376	48 590	7,67	3,38	Si
176	2 648	24 802	0,43	10 318	29 566	6,50	2,87	Si

Parete: 32

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
178	6 601	63 786	0,43	26 537	73 970	6,32	2,79	Si
179	6 475	63 786	0,43	26 537	72 718	6,22	2,74	Si

Parete: 33

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
181	4 421	35 223	0,43	14 654	48 322	7,48	3,30	Si
182	3 632	35 223	0,43	14 654	40 721	6,31	2,78	Si

Parete: 34

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
183	11 777	153 032	0,43	85 994	135 885	3,59	1,58	Si

Parete: 35

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
184	14 564	147 878	0,61	21 241	118 170	12,62	5,56	Si
185	3 755	30 874	0,43	17 349	41 233	5,39	2,38	Si
186	13 209	87 731	0,43	32 866	173 917	12,01	5,29	Si
187	3 250	18 655	0,43	6 989	41 599	13,51	5,95	Si

Parete: 36

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
192	4 484	31 179	0,43	20 034	78 697	8,91	3,93	Si
193	7 401	36 614	0,43	23 527	121 057	11,68	5,15	Si
194	1 224	17 259	0,61	3 719	14 215	8,67	3,82	Si
195	2 787	20 507	0,61	4 418	30 102	15,46	6,81	Si

Parete: 37

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
196	7 903	65 780	0,43	36 964	41 719	2,56	1,13	Si

Parete: 38

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
199	6 585	38 887	0,43	41 883	123 078	6,67	2,94	Si
200	3 540	15 350	0,43	16 533	61 284	8,41	3,71	Si

Parete: 39

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
202	36 116	285 768	0,43	130 972	583 701	10,11	4,46	Si
203	12 293	140 164	0,43	78 763	140 182	4,04	1,78	Si
204	6 932	285 768	0,73	60 206	125 134	4,72	2,08	Si
205	4 185	26 569	0,43	28 616	79 335	6,29	2,77	Si
206	3 384	18 328	0,43	19 740	62 077	7,14	3,14	Si
207	9 146	67 456	0,61	11 854	146 263	28,00	12,34	Si
208	6 033	52 020	0,61	9 141	98 660	24,49	10,79	Si

Parete: 40

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
209	11 807	154 959	0,43	87 077	136 341	3,55	1,57	Si

Parete: 41

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
212	2 061	9 521	0,43	10 254	36 337	8,04	3,54	Si
213	5 465	31 716	0,43	34 160	101 771	6,76	2,98	Si

Parete: 42

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
216	2 933	15 393	0,43	16 579	53 422	7,31	3,22	Si
217	2 949	15 393	0,43	16 579	53 647	7,34	3,24	Si

Parete: 43

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
222	4 558	38 420	0,43	24 687	82 353	7,57	3,34	Si
223	6 770	30 787	0,43	19 782	108 263	12,42	5,47	Si
224	1 186	19 305	0,61	4 160	13 910	7,59	3,34	Si
225	2 728	19 305	0,61	4 160	29 282	15,97	7,04	Si

Parete: 44

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
228	5 706	31 092	0,43	19 978	95 504	10,85	4,78	Si
229	5 844	34 297	0,43	22 038	99 392	10,23	4,51	Si
230	1 801	16 637	0,61	3 585	20 071	12,70	5,60	Si
231	1 783	16 637	0,61	3 585	19 899	12,60	5,55	Si

Parete: 45

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
233	16 122	126 002	0,43	70 805	175 741	5,63	2,48	Si
234	6 960	95 460	0,61	13 712	58 073	9,61	4,24	Si

235	1 814	14 230	0,61	2 044	14 247	15,82	6,97	Si
-----	-------	--------	------	-------	--------	-------	------	----

Parete: 46

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
238	9 349	44 989	0,43	16 854	114 794	15,45	6,81	Si
239	5 783	31 840	0,43	11 928	73 357	13,95	6,15	Si
240	5 427	23 394	0,61	3 360	37 514	25,33	11,16	Si

Parete: 47

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
242	17 921	144 579	0,43	81 244	196 241	5,48	2,42	Si
243	5 530	120 142	0,61	25 886	65 946	5,78	2,55	Si

Parete: 48

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
246	16 010	114 623	0,43	64 411	172 173	6,07	2,67	Si
247	5 683	120 122	0,61	25 882	67 675	5,93	2,61	Si

Parete: 50

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
249	9 074	63 771	0,43	35 836	46 695	2,96	1,30	Si
250	3 570	52 041	0,61	11 213	19 953	4,04	1,78	Si

Parete: 51

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
251	10 581	181 477	0,43	53 761	184 332	7,78	3,43	Si

Parete: 52

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
252	12 657	185 164	0,43	54 853	218 148	9,02	3,98	Si

Parete: 54

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
259	27 236	129 702	0,43	54 281	215 165	8,99	3,96	Si
260	2 889	26 221	0,43	14 735	47 560	7,32	3,23	Si
261	2 687	25 323	0,43	14 230	44 441	7,09	3,12	Si
262	35 118	128 943	0,43	53 964	255 536	10,74	4,74	Si
263	13 316	129 702	0,61	20 813	119 486	13,03	5,74	Si
264	3 116	33 252	0,61	5 336	52 251	22,22	9,79	Si
265	3 391	32 113	0,61	5 153	56 114	24,71	10,89	Si
266	12 478	128 943	0,61	20 691	112 702	12,36	5,45	Si
267	2 642	26 904	0,43	7 970	44 074	12,55	5,53	Si
268	1 752	24 974	0,43	7 398	30 141	9,24	4,07	Si
269	4 053	70 716	0,43	39 738	47 764	2,73	1,20	Si
270	13 589	137 462	0,43	77 245	153 073	4,50	1,98	Si
271	11 131	62 377	0,43	35 052	114 312	7,40	3,26	Si
272	21 770	150 359	0,43	84 492	232 726	6,25	2,75	Si

Parete: 55

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
273	24 383	355 492	0,43	105 311	420 144	9,05	3,99	Sì

Parete: 56

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
274	24 063	355 492	0,43	105 311	415 039	8,94	3,94	Sì

Parete: 57

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
275	24 227	359 173	0,43	106 402	417 966	8,91	3,93	Sì

Parete: 58

N.	Ned [daN]	NRd [daN]	Sa [m/s ²]	Med [daNcm]	MRd [daNcm]	PGAc [m/s ²]	MRd/Med	Verificato
276	25 895	360 927	0,43	106 921	444 695	9,44	4,16	Sì

ALLEGATO 02: VERIFICHE MANUALI MASCHI MURARI E SISTEMA IRRIGIDIMENTO PARETI IN FORATI

Verifica parete in mattoncini forati – Esempio su Maschio 171 P26 (vale anche su altri maschi primo piano Pareti P26, P54 e P5)

Verifica a pressoflessione nel piano della parete in mattoncini forati considerando un'altezza di libera inflessione fino alla quota di realizzazione del rinforzo strutturale, $h=3,06m$.

Con il metodo delle aree di influenza si è determinato il carico N1 trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso ed N2 reazione di appoggio dei solai sovrastanti la sezione di verifica.

I carichi utilizzati sono gli stessi indicati in relazione, di seguito riportati:

Porzione Edificio a doppia altezza

Solaio piano primo

Peso proprio solaio latero cemento (13+5)	250 Kg/m ²
Pacchetto di finitura, intonaco	205 Kg/m ²
CARICO PERMANENTE G1:	455 Kg/m²
CARICO ACCIDENTALE Q:	300 Kg/m²

Incidenza tramezzi

CARICO PERMANENTE G2	120 Kg/m²
-----------------------------	-----------------------------

Solaio copertura

CARICO PERMANENTE G1: Peso proprio solaio latero cemento ord. Incr.	593 Kg/m²
CARICO PERMANENTE G2: Pacchetto di copertura, intonaco, isolante, controsoffitto, impianti	168 Kg/m²
CARICO NEVE Q:	80 Kg/m²
CARICO COPERTURA MANUTENZIONE Q:	50 Kg/m²

	daN/m ²				daN/m ²			
Gk1 =	593				Gk1 =	593		
Gk2 =	168.4				Gk2 =	168.4		
qK =	90				qK =	90		
	daN/m ²					daN/m ²		
qfond	1006.22				qfond	1006.22		
	905.598	90%				503.11	50%	
	m ²					m ²		
Ainfl	4.18				Ainfl	13.585		
	daN					daN		
Q	3785.4				Q	6834.7		
pmuro	3695.12	kN						
	daN							
N1	14315.3	143.1527						

	daN/m ²			
Gk1 =	250			
Gk2 =	205			
qK =	300			
	daN/m ²			
qfond	1041.5			
	m ²			
Ainfl	4.18			
	daN	kN		
N2	4353.47	43.5347		

ALLEGATO 02 - VERIFICHE MANUALI MASCHI MURARI E SISTEMA IRRIGIDIMENTO PARETI IN FORATI

Verifica a pressoflessione nel piano - Verifica per carichi statici (SLU) - Maschio 171 Parete 26															
CARATTERISITCHE MURATURA															
w (kN/m³)	17	Peso Specifico muratura													
l (m)	4.18	Lunghezza parete													
t (m)	0.2	Spessore Parete													
h (m)	3.06	Altezza parete													
a (m)	10	Interasse tra due pareti ortogonali che irr. La parete esaminata													
ρ	1.000	Tab NTC2008													
h ₀ (m)	3.060	Lunghezza libera di inflessione						h/a	0.306	Tabella 4.5.IV - Fattore laterale di vincolo					
λ	15.3	Snellezza convenzionale													
f _m (N/cm²)	437.5	Resistenza compressione muratura													
τ ₀ (N/cm²)	27.5	Restenza tangenziale muratura													
E (N/mm²)	13430	Modulo di elasticità normale muratura													
G (N/mm²)	7764	Modulo elasticità tangenziale muratura													
γ _M	3	Coefficiente di sicurezza													
FC	1.2	Fattore di Confidenza													
CARATTERISTICHE DEI CARICHI															
N ₁ (kN)	143.153	Carico muro soprastante centrato rispetto ad esso													
N _{2,p,k,sx} (kN)	43.535	Peso solaio a sinistra													
N _{2,p,k,dx} (kN)	0.00	Peso solaio a destra													
d ₁ (m)	0	Eccentricità di N ₁ rispetto a baricentro muro di verifica (con segno)													
d _{2,sx} (m)	0.0000	Eccentricità di N _{2,sx} rispetto a baricentro muro di verifica (con segno)													
d _{2,dx} (m)	0	Eccentricità di N _{2,dx} rispetto a baricentro muro di verifica (con segno)													
N _{testa} (kN)	186.69	Sforzo normale in testa													
N _{mezzeria} (kN)	214.96	Sforzo normale in mezzeria													
N _{piede} (kN)	243.22	Sfrozo normale al piede													
M _v (kNm)	0	Momento azioni orizzontali in mezzeria													
CALCOLO ECCENTRICITA'															
e _{s1} (m)	0.000														
e _{s2} (m)	0.000														
e _a (m)	0.0153	Eccentricità accidentale													
e _{v, testa} (m)	0.000	Eccentricità azioni orizzontali													
e _{v, mezz.} (m)	0.000	Eccentricità azioni orizzontali													
e _{v, piede} (m)	0.000	Eccentricità azioni orizzontali													
Tabella 4.5.III - Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)															
Snellezza λ		Coefficiente di eccentricità m=6 e/t													
		0	0.5	1.0	1.5	2.0									
0		1.00	0.74	0.59	0.44	0.33									
5		0.97	0.71	0.55	0.39	0.27									
10		0.86	0.61	0.45	0.27	0.16									
15		0.69	0.48	0.32	0.17	---									
20		0.53	0.36	0.23	---	---									
Sezione di testa															
				φ Superiore	φ Inferiore										
λ1	15	m1	0	0.69	0.48	λ	15.30	φM1	0.5431						
λ2	20	m2	0.5	0.53	0.36	m	0.46	φM2	0.36984				φ testa	0.532723	
Sezione di mezzeria															
				φ Superiore	φ Inferiore										
λ1	15	m1	0	0.69	0.48	λ	15.30	φM1	0.6166						
λ2	20	m2	0.5	0.53	0.36	m	0.23	φM2	0.42492	φ mezz	0.605062				
Sezione al piede															
				φ Superiore	φ Inferiore										
λ1	15	m1	0	0.69	0.48	λ	15.30	φM1	0.5431						
λ2	20	m2	0.5	0.53	0.36	m	0.46	φM2	0.36984	φ piede	0.532723				
Sezione di testa															
		m	0.459												
φ	0.533	Coefficiente riduttivo della resistenza													
N _{RD} (kN)	541.232	>	N _{ED} (kN)	186.687	VERIFICA SODDISFATTA				NED/NRD	0.34					
Sezione di mezzeria															
		m	0.230												
φ	0.605	Coefficiente riduttivo della resistenza													
N _{RD} (kN)	614.726	>	N _{ED} (kN)	214.955	VERIFICA SODDISFATTA				NED/NRD	0.35					
Sezione al piede															
		m	0.459												
φ	0.533	Coefficiente riduttivo della resistenza													
N _{RD} (kN)	541.232	>	N _{ED} (kN)	243.223	VERIFICA SODDISFATTA				NED/NRD	0.45					

Verifiche sistema di irrigidimento pareti in forati**Calcolo forza agente fuori piano maschio 155 parete 26, sollecitazioni massime e verifica rinforzo strutturale**

Si assume una forza orizzontale F_h definita $F_h = N \cdot S_a / q_a$ dove N è il peso del maschio murario, S_a l'accelerazione fuori piano e q_a coefficiente pari a tre.

Ned	6537.52 daN=kg	
	65.375 kN	
qa	3	
Sa	0.43	
Fh = N*Sa/qa	937.0445 daN=kg	
	9.370 kN	

Questa forza si considera distribuita linearmente lungo il cordolo di irrigidimento della parete 26

$L=4.18\text{m}$

$F_h = F_h / L = 224.173 \text{ kg/m}$

Si considera una trave orizzontale con schema statico appoggio-appoggio sollecitata da questo carico lineare, quindi si determinano le massime sollecitazioni in appoggio e mezzaria:

L=	10 m
Tmax = fh*L/2 (kg) =	1120.867
kN =	11.209
Mmax = fh*L^2/8 (kgm)	2802.167
kNm =	28.02167

Si considera un cordolo di dimensioni 25x25cm armato con 6Ø16 e staffe Ø8/30".

Verifica sezione di mezzaria sollecitata con Mmax

Titolo : cordolo_maschio155 parete 26

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	25	25	1	6,03	3,5
			2	6,03	21,5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N Ed 0 kN
 M xEd 28,022 kNm
 M yEd 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 %
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 16,67 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 E_{syd} 1,957 % σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M xRd 44,95 kNm
 σ_c -16,67 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 %
 ε_s 13,56 %
 d 21,5 cm
 x 4,41 x/d 0,2051
 ρ 0,7

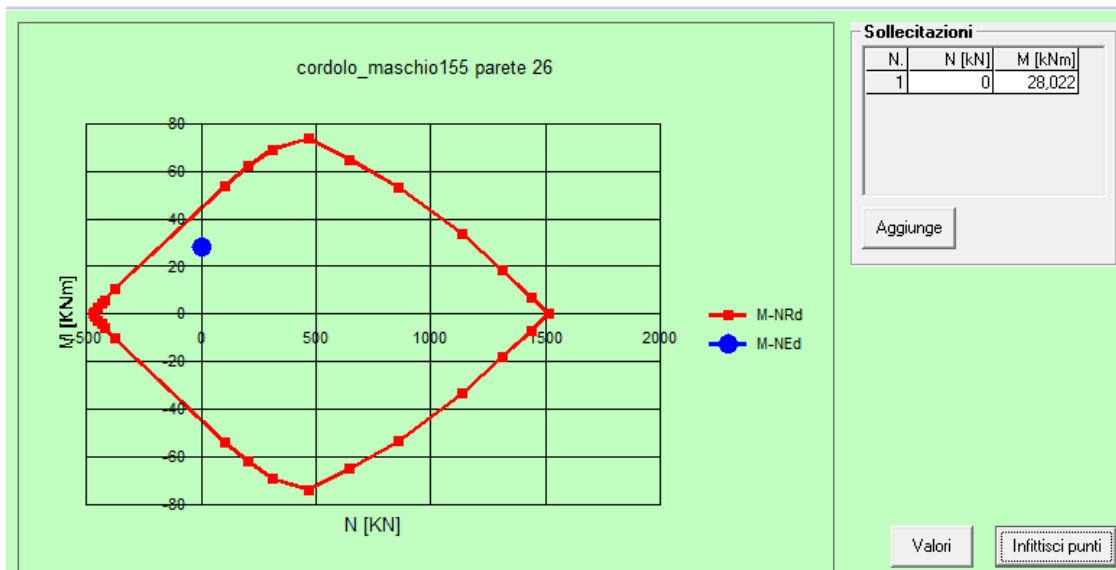
Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso



La verifica è **soddisfatta**.

Verifica sezione all'appoggio sollecitata con Tmax

Dati sezione e materiale				
Base [cm]	25.00	Carico assiale [kN]		0.0
Altezza [cm]	25.00	diametro ferri lon.[mm]		16
Copriferro [cm]	3.50	f_{ck} [N/mm ²]		25.00
f_{yk} [N/mm ²]	430.00	f_{cd} [N/mm ²]		14.17
Armatura trasversale				
diametro staffe [mm]	8.00	passo [cm]		30.00
Area staffe [mm ²]		101	numero braccia	2
Verifica a Taglio				
θ per $V_{Rsd}=V_{Rsd}$	$\cotg\theta$	α_c	V_{Rsd} [kN]	V_{Rcd} [kN]
3.6239	2.5000	1.00	56.10	109.36
Taglio Resistente di Progetto V_{Rd} [kN]				56.10
Ved (kN)	11.21		VERIFICATO	

Si utilizza un ancorante compatibile con murature antiche e che porti un taglio sollecitante pari a $T=1.87$ kN.

Calcolo forza agente fuori piano maschio 54 parete 5, sollecitazioni massime e verifica rinforzo strutturale

Si assume una forza orizzontale F_h definita $F_h = N \cdot S_a / q_a$ dove N è il peso del maschio murario, S_a l'accelerazione fuori piano e q_a coefficiente pari a tre.

Ned	16612.4	daN=kg	
	166.124	kN	
qa	3		
Sa	0.43		
Fh = N*Sa/qa	2381.111	daN=kg	
	23.811	kN	

Questa forza si considera distribuita linearmente lungo i cordoli dei portali di irrigidimento della parete 5
L=6.98m

$$F_h = F_h / L = 341.133 \text{ kg/m}$$

Considero un portale verticale con trave superiore sollecitata dal carico lineare, quindi si determinano le massime sollecitazioni sul pilastro, considerato incastrato alla base e sollecitato in testa da un carico concentrato dato da $f_h \cdot L / 2$:

L=	3.85	m
Tmax = $f_h \cdot L / 2$ (kg) =	656.682	
	kN =	6.567
h (m) =	3.06	
Mmax = $f_h \cdot h$ (kgm) =	2009.446	
	kNm =	20.094

Si considera un pilastro di dimensioni 25x25cm armato con 6Ø16 e staffe Ø8/30".

Calcolo stato tensionale sul pilastro

Titolo: cordolo_maschio 54 parete 5

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 6 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-12,5	-12,5
2	12,5	-12,5
3	12,5	12,5
4	-12,5	12,5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
2	2,01	0	-9
3	2,01	9	-9
4	2,01	9	9
5	2,01	0	9
6	2,01	-9	9

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 20,094 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -7,151 N/mm²
 σ_s 179,7 N/mm²

Verifica
N° iterazioni: 4

ϵ_s 0,8985 ‰
d 21,5 cm
x 8,037 x/d 0,3738
 δ 0,9073

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

☐ Precompresso

Forza di trazione su un tirafondo: $F_t = \sigma_s \cdot A_{res} = 179.7 \text{ N/mm}^2 \cdot 201 \text{ mm}^2 = 36,120 \text{ kN}$

Verifica sezione all'appoggio sollecitata con Tmax

Dati sezione e materiale			
Base [cm]	25.00	Carico assiale [kN]	0.0
Altezza [cm]	25.00	diametro ferri lon.[mm]	16
Copriferro [cm]	3.50	f_{ck} [N/mm ²]	25.00
f_{yk} [N/mm ²]	430.00	f_{cd} [N/mm ²]	14.17
Armatura trasversale			
diametro staffe [mm]	8.00	passo [cm]	30.00
Area staffe [mm ²]		101	numero braccia
			2
Verifica a Taglio			
θ per $V_{Rsd}=V_{Rsd}$	$\cotg\theta$	α_c	V_{Rsd} [kN]
			V_{Rcd} [kN]
3.6239	2.5000	1.00	56.10
Taglio Resistente di Progetto V_{Rd} [kN]			109.36
			56.10
Ved (kN)	6.57	VERIFICATO	

Verifica ancoraggio pilastro a fondazione esistente

Si riporta la verifica ad estrazione di una barra inghisata con ancorante chimico e sollecitata da azione tagliante. Si effettua il calcolo con ancorante di tipo HIT-RE 500 V3 o qualsiasi altro avente caratteristiche simili.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:

Profondità di posa effettiva:

Materiale:

Certificazione No.:

Emesso l Validato:

Prova:

Fissaggio distanziato:

Profilo:

Materiale base:

Installazione:

Armatura:

TIPO

HIT-RE 500 V3 + HIT-V(5.8) M16

$h_{ef,opti} = 136$ mm ($h_{ef,limi} = 320$ mm)

5.8

ETA 16/0143

30/11/2016 | -

metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)

- (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

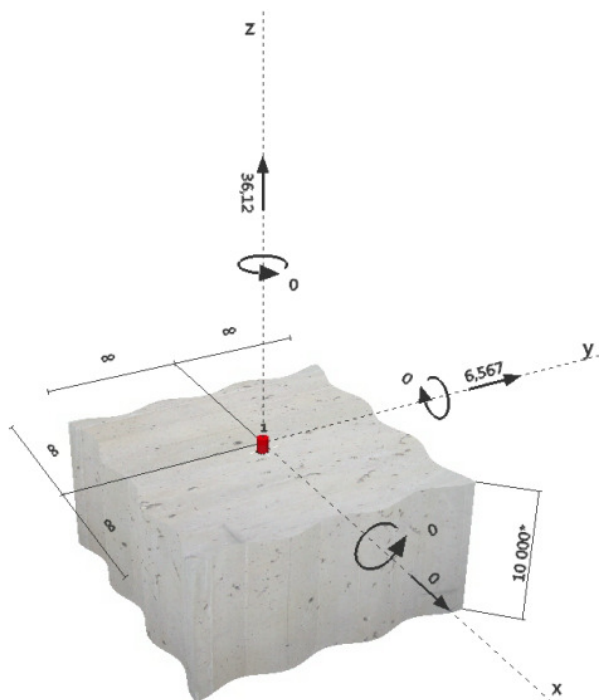
nessun profilo

fessurato calcestruzzo, C20/25, $f_{c,cube} = 25,00$ N/mm²; $h = 10000$ mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

nessuna armatura o interasse tra le armature ≥ 150 mm (qualunque \emptyset) o ≥ 100 mm ($\emptyset \leq 10$ mm)
senza armatura di bordo longitudinale

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Prova I Utilizzo (Configurazioni maggiormente caricate)

		Valori di calcolo [kN]		Utilizzo		
Carico	Prova	Carico	Resistenza	β_N / β_V [%]	Stato	
Trazione	Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento	36,120	36,459	100 / -	OK	
Taglio	Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)	6,567	31,400	- / 21	OK	
Carico		β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
Carichi combinati a trazione e taglio		0,991	0,209	1,0	100	OK

VERIFICA SODDISFATTA.

Verifica parete in mattoncini forati – Maschio 631 Parete 26

Le pareti in mattoncini forati al piano primo risultano betonciate solo sul lato esterno. Decidiamo quindi di eseguire una verifica statica sulla parete considerando come caratteristiche di resistenza quelle adottate anche per i maschi della stessa tipologia al piano terra, come descritto in relazione, ma adottando uno spessore pari a 16cm pari allo spessore del mattone forato più uno strato di betoncino armato.

Si adottano i seguenti carichi:

Solaio copertura

CARICO PERMANENTE G1: Peso proprio solaio latero cemento ord. Incr.	593 Kg/m²
CARICO PERMANENTE G2: Pacchetto di copertura, intonaco, isolante, controsoffitto, impianti	168 Kg/m²
CARICO NEVE Q:	80 Kg/m²
CARICO COPERTURA MANUTENZIONE Q:	50 Kg/m²

	daN/m ²				daN/m ²		
Gk1 =	593			Gk1 =	593		
Gk2 =	168.4			Gk2 =	168.4		
qK =	90			qK =	90		
	daN/m ²				daN/m ²		
qfond	1006.22			qfond	1006.22		
	905.598	90%			503.11	50%	
	m ²				m ²		
Ainfl	4.18			Ainfl	13.585		
	daN				daN		
Q	3785.4			Q	6834.7		
pmuro	3695.12	kN					
	daN						
N1	14315.3	143.1527					

ALLEGATO 02 - VERIFICHE MANUALI MASCHI MURARI E SISTEMA IRRIGIDIMENTO PARETI IN FORATI

Verifica a pressoflessione nel piano - Verifica per carichi statici (SLU) - Maschio 631 Parete 26											
CARATTERISITCHE MURATURA											
w (kN/m³)	17	Peso Specifico muratura									
l (m)	4.18	Lunghezza parete									
t (m)	0.16	Spessore Parete									
h (m)	2.05	Altezza parete									
a (m)	10	Interasse tra due pareti ortogonali che irr. La parete esaminata									
ρ	1.000	Tab NTC2018									
h ₀ (m)	2.050	Lunghezza libera di inflessione					h/a	0.205			
λ	12.8	Snellezza convenzionale									
f _m (N/cm²)	437.5	Resistenza compressione muratura									
τ ₀ (N/cm²)	27.5	Restenza tangenziale muratura									
E (N/mm²)	13430	Modulo di elasticità normale muratura									
G (N/mm²)	7764	Modulo elasticità tangenziale muratura									
γ _M	3	Coefficiente di sicurezza									
FC	1.2	Fattore di Confidenza									

Tabella 4.5.IV - Fattore laterale di vincolo

h/a	ρ
h/a ≤ 0,5	1
0,5 < h/a ≤ 1,0	3/2 – h/a
1,0 < h/a	1/[1+(h/a)²]

CARATTERISTICHE DEI CARICHI											
N ₁ (kN)	143.153	Carico muro soprastante centrato rispetto ad esso									
N _{2,p,k,sx} (kN)	0.000	Peso solaio a sinistra									
N _{2,p,k,dx} (kN)	0.00	Peso solaio a destra									
d ₁ (m)	0	Eccentricità di N ₁ rispetto a baricentro muro di verifica (con segno)									
d _{2,sx} (m)	0.0000	Eccentricità di N _{2,sx} rispetto a baricentro muro di verifica (con segno)									
d _{2,dx} (m)	0	Eccentricità di N _{2,dx} rispetto a baricentro muro di verifica (con segno)									
N _{testa} (kN)	143.15	Sforzo normale in testa									
N _{mezzeria} (kN)	158.30	Sforzo normale in mezzeria									
N _{piede} (kN)	173.45	Sfrozo normale al piede									
M _v (kNm)	0	Momento azioni orizzontali in mezzeria									
CALCOLO ECCENTRICITA'											
e _{s1} (m)	0.000										
e _{s2} (m)	0.000										
e _a (m)	0.01025	Eccentricità accidentale									
e _{v, testa} (m)	0.000	Eccentricità azioni orizzontali									
e _{v, mezz.} (m)	0.000	Eccentricità azioni orizzontali									
e _{v, piede} (m)	0.000	Eccentricità azioni orizzontali									
Tabella 4.5.III - Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)											
Snellezza λ		Coefficiente di eccentricità m=6 e/t									
		0	0,5	1,0	1,5	2,0					
0		1,00	0,74	0,59	0,44	0,33					
5		0,97	0,71	0,55	0,39	0,27					
10		0,86	0,61	0,45	0,27	0,16					
15		0,69	0,48	0,32	0,17	---					
20		0,53	0,36	0,23	---	---					

Sezione di testa				φ Superiore		φ Inferiore					
λ1	10	m1	0	0.86	0.61	λ	12.81	φM1	0.7293		
λ2	15	m2	0.5	0.69	0.48	m	0.38	φM2	0.510063	φ testa	0.605984
Sezione di mezzeria				φ Superiore		φ Inferiore					
λ1	10	m1	0	0.86	0.61	λ	12.81	φM1	0.7947		
λ2	15	m2	0.5	0.69	0.48	m	0.19	φM2	0.560031	φ mezz	0.66268
Sezione al piede				φ Superiore		φ Inferiore					
λ1	10	m1	0	0.86	0.61	λ	12.81	φM1	0.7293		
λ2	15	m2	0.5	0.69	0.48	m	0.38	φM2	0.510063	φ piede	0.605984
Sezione di testa		m	0.384								
φ	0.606	Coefficiente riduttivo della resistenza									
N _{RD} (kN)	492.531	>	N _{ED} (kN)	143.153	VERIFICA SODDISFATTA						
Sezione di mezzeria		m	0.192								
φ	0.663	Coefficiente riduttivo della resistenza									
N _{RD} (kN)	538.611	>	N _{ED} (kN)	158.303	VERIFICA SODDISFATTA						
Sezione al piede		m	0.384								
φ	0.606	Coefficiente riduttivo della resistenza									
N _{RD} (kN)	492.531	>	N _{ED} (kN)	173.453	VERIFICA SODDISFATTA						
								NED/NRD	0.29		
								NED/NRD	0.29		
								NED/NRD	0.35		

Verifica a pressoflessione nel piano - Verifica per carichi statici (SLU) - Maschio 130 Parete 19

CARATTERISITICHE MURATURA																																																																																																																																															
w (kN/m³)	18	Peso Specifico muratura																																																																																																																																													
l (m)	2.9	Lunghezza parete																																																																																																																																													
t (m)	0.25	Spessore Parete																																																																																																																																													
h (m)	4.6	Altezza parete																																																																																																																																													
a (m)	4.5	Interasse tra due pareti ortogonali che irr. La parete esaminata																																																																																																																																													
ρ	0.489	Tab NTC2008																																																																																																																																													
h ₀ (m)	2.249	Lunghezza libera di inflessione					h/a	1.022	<div>Tabella 4.5.IV - Fattore laterale di vincolo</div> <table><tr><th>h/a</th><th>ρ</th></tr><tr><td>h/a ≤ 0,5</td><td>1</td></tr><tr><td>0,5 < h/a ≤ 1,0</td><td>3/2 – h/a</td></tr><tr><td>1,0 < h/a</td><td>1/[1+(h/a)²]</td></tr></table>				h/a	ρ	h/a ≤ 0,5	1	0,5 < h/a ≤ 1,0	3/2 – h/a	1,0 < h/a	1/[1+(h/a)²]																																																																																																																											
h/a	ρ																																																																																																																																														
h/a ≤ 0,5	1																																																																																																																																														
0,5 < h/a ≤ 1,0	3/2 – h/a																																																																																																																																														
1,0 < h/a	1/[1+(h/a)²]																																																																																																																																														
λ	9.0	Snellezza convenzionale																																																																																																																																													
f _m (N/cm²)	345	Resistenza compressione muratura																																																																																																																																													
τ ₀ (N/cm²)	9	Restenza tangenziale muratura																																																																																																																																													
E (N/mm²)	1500	Modulo di elasticità normale muratura																																																																																																																																													
G (N/mm²)	500	Modulo elasticità tangenziale muratura																																																																																																																																													
γ _M	3	Coefficiente di sicurezza																																																																																																																																													
FC	1.2	Fattore di Confidenza																																																																																																																																													
CARATTERISTICHE DEI CARICHI																																																																																																																																															
N ₁ (kN)	0.00	Carico muro soprastante centrato rispetto ad esso																																																																																																																																													
N _{2,ρ,k, sx} (kN)	71.91	Peso solaio a sinistra																																																																																																																																													
N _{2,ρ,k, dx} (kN)	0.00	Peso solaio a destra																																																																																																																																													
d ₁ (m)	0	Eccentricità di N ₁ rispetto a baricentro muro di verifica (con segno)																																																																																																																																													
d _{2,sx} (m)	0.0417	Eccentricità di N _{2,sx} rispetto a baricentro muro di verifica (con segno)																																																																																																																																													
d _{2,dx} (m)	0	Eccentricità di N _{2,dx} rispetto a baricentro muro di verifica (con segno)																																																																																																																																													
N _{testa} (kN)	71.91	Sforzo normale in testa																																																																																																																																													
N _{mezzeria} (kN)	110.93	Sforzo normale in mezzeria																																																																																																																																													
N _{piede} (kN)	149.95	Sfrozo normale al piede																																																																																																																																													
M _x (kNm)	0	Momento azioni orizzontali in mezzeria																																																																																																																																													
CALCOLO ECCENTRICITA'																																																																																																																																															
e _{s1} (m)	0.000																																																																																																																																														
e _{s2} (m)	0.042																																																																																																																																														
e _a (m)	0.023	Eccentricità accidentale																																																																																																																																													
e _{v, testa} (m)	0.000	Eccentricità azioni orizzontali																																																																																																																																													
e _{v, mezz} (m)	0.000	Eccentricità azioni orizzontali																																																																																																																																													
e _{v, piede} (m)	0.000	Eccentricità azioni orizzontali																																																																																																																																													
<div>Tabella 4.5.III - Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)</div> <table><tr><th rowspan="2">Snellezza λ</th><th colspan="5">Coefficiente di eccentricità m=6 e/t</th></tr><tr><th>0</th><th>0.5</th><th>1.0</th><th>1.5</th><th>2.0</th></tr><tr><td>0</td><td>1.00</td><td>0.74</td><td>0.59</td><td>0.44</td><td>0.33</td></tr><tr><td>5</td><td>0.97</td><td>0.71</td><td>0.55</td><td>0.39</td><td>0.27</td></tr><tr><td>10</td><td>0.86</td><td>0.61</td><td>0.45</td><td>0.27</td><td>0.16</td></tr><tr><td>15</td><td>0.69</td><td>0.48</td><td>0.32</td><td>0.17</td><td>---</td></tr><tr><td>20</td><td>0.53</td><td>0.36</td><td>0.23</td><td>---</td><td>---</td></tr></table>													Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità m=6 e/t					0	0.5	1.0	1.5	2.0	0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33	5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27	10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16	15	0.69	0.48	0.32	0.17	---	20	0.53	0.36	0.23	---	---																																																																																										
Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità m=6 e/t																																																																																																																																														
	0	0.5	1.0	1.5	2.0																																																																																																																																										
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33																																																																																																																																										
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27																																																																																																																																										
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16																																																																																																																																										
15	0.69	0.48	0.32	0.17	---																																																																																																																																										
20	0.53	0.36	0.23	---	---																																																																																																																																										
<table><tr><td colspan="2">Sezione di testa</td><td colspan="2"></td><td>φ Superiore</td><td>φ Inferiore</td><td colspan="7"></td></tr><tr><td>λ1</td><td>5</td><td>m1</td><td>1.5</td><td>0.39</td><td>0.27</td><td>λ</td><td>9.00</td><td>φM1</td><td>0.3775</td><td colspan="3"></td></tr><tr><td>λ2</td><td>10</td><td>m2</td><td>2</td><td>0.27</td><td>0.16</td><td>m</td><td>1.55</td><td>φM2</td><td>0.25856</td><td>φ testa</td><td>0.282404</td><td></td></tr><tr><td colspan="2">Sezione di mezzeria</td><td colspan="2"></td><td>φ Superiore</td><td>φ Inferiore</td><td colspan="7"></td></tr><tr><td>λ1</td><td>5</td><td>m1</td><td>0.5</td><td>0.71</td><td>0.55</td><td>λ</td><td>9.00</td><td>φM1</td><td>0.6548</td><td colspan="3"></td></tr><tr><td>λ2</td><td>10</td><td>m2</td><td>1</td><td>0.61</td><td>0.45</td><td>m</td><td>0.78</td><td>φM2</td><td>0.4948</td><td>φ mezz</td><td>0.52687</td><td></td></tr><tr><td colspan="2">Sezione al piede</td><td colspan="2"></td><td>φ Superiore</td><td>φ Inferiore</td><td colspan="7"></td></tr><tr><td>λ1</td><td>5</td><td>m1</td><td>1.5</td><td>0.39</td><td>0.27</td><td>λ</td><td>9.00</td><td>φM1</td><td>0.3775</td><td colspan="3"></td></tr><tr><td>λ2</td><td>10</td><td>m2</td><td>2</td><td>0.27</td><td>0.16</td><td>m</td><td>1.55</td><td>φM2</td><td>0.25856</td><td>φ piede</td><td>0.282404</td><td></td></tr></table>													Sezione di testa				φ Superiore	φ Inferiore								λ1	5	m1	1.5	0.39	0.27	λ	9.00	φM1	0.3775				λ2	10	m2	2	0.27	0.16	m	1.55	φM2	0.25856	φ testa	0.282404		Sezione di mezzeria				φ Superiore	φ Inferiore								λ1	5	m1	0.5	0.71	0.55	λ	9.00	φM1	0.6548				λ2	10	m2	1	0.61	0.45	m	0.78	φM2	0.4948	φ mezz	0.52687		Sezione al piede				φ Superiore	φ Inferiore								λ1	5	m1	1.5	0.39	0.27	λ	9.00	φM1	0.3775				λ2	10	m2	2	0.27	0.16	m	1.55	φM2	0.25856	φ piede	0.282404															
Sezione di testa				φ Superiore	φ Inferiore																																																																																																																																										
λ1	5	m1	1.5	0.39	0.27	λ	9.00	φM1	0.3775																																																																																																																																						
λ2	10	m2	2	0.27	0.16	m	1.55	φM2	0.25856	φ testa	0.282404																																																																																																																																				
Sezione di mezzeria				φ Superiore	φ Inferiore																																																																																																																																										
λ1	5	m1	0.5	0.71	0.55	λ	9.00	φM1	0.6548																																																																																																																																						
λ2	10	m2	1	0.61	0.45	m	0.78	φM2	0.4948	φ mezz	0.52687																																																																																																																																				
Sezione al piede				φ Superiore	φ Inferiore																																																																																																																																										
λ1	5	m1	1.5	0.39	0.27	λ	9.00	φM1	0.3775																																																																																																																																						
λ2	10	m2	2	0.27	0.16	m	1.55	φM2	0.25856	φ piede	0.282404																																																																																																																																				
<table><tr><td colspan="2">Sezione di testa</td><td colspan="2">m</td><td>1.552</td><td colspan="8"></td></tr><tr><td>φ</td><td>0.282</td><td colspan="11">Coefficiente riduttivo della resistenza</td></tr><tr><td>N_{RD} (kN)</td><td>196.212</td><td>></td><td>N_{ED} (kN)</td><td>71.910</td><td colspan="8">VERIFICA SODDISFATTA</td><td>NED/NRD</td><td>0.37</td></tr><tr><td colspan="2">Sezione di mezzeria</td><td colspan="2">m</td><td>0.776</td><td colspan="8"></td><td></td><td></td></tr><tr><td>φ</td><td>0.527</td><td colspan="11">Coefficiente riduttivo della resistenza</td><td></td><td></td></tr><tr><td>N_{RD} (kN)</td><td>366.065</td><td>></td><td>N_{ED} (kN)</td><td>110.930</td><td colspan="8">VERIFICA SODDISFATTA</td><td>NED/NRD</td><td>0.30</td></tr><tr><td colspan="2">Sezione al piede</td><td colspan="2">m</td><td>1.552</td><td colspan="8"></td><td></td><td></td></tr><tr><td>φ</td><td>0.282</td><td colspan="11">Coefficiente riduttivo della resistenza</td><td></td><td></td></tr><tr><td>N_{RD} (kN)</td><td>196.212</td><td>></td><td>N_{ED} (kN)</td><td>149.949</td><td colspan="8">VERIFICA SODDISFATTA</td><td>NED/NRD</td><td>0.76</td></tr></table>													Sezione di testa		m		1.552									φ	0.282	Coefficiente riduttivo della resistenza											N _{RD} (kN)	196.212	>	N _{ED} (kN)	71.910	VERIFICA SODDISFATTA								NED/NRD	0.37	Sezione di mezzeria		m		0.776											φ	0.527	Coefficiente riduttivo della resistenza													N _{RD} (kN)	366.065	>	N _{ED} (kN)	110.930	VERIFICA SODDISFATTA								NED/NRD	0.30	Sezione al piede		m		1.552											φ	0.282	Coefficiente riduttivo della resistenza													N _{RD} (kN)	196.212	>	N _{ED} (kN)	149.949	VERIFICA SODDISFATTA								NED/NRD	0.76
Sezione di testa		m		1.552																																																																																																																																											
φ	0.282	Coefficiente riduttivo della resistenza																																																																																																																																													
N _{RD} (kN)	196.212	>	N _{ED} (kN)	71.910	VERIFICA SODDISFATTA								NED/NRD	0.37																																																																																																																																	
Sezione di mezzeria		m		0.776																																																																																																																																											
φ	0.527	Coefficiente riduttivo della resistenza																																																																																																																																													
N _{RD} (kN)	366.065	>	N _{ED} (kN)	110.930	VERIFICA SODDISFATTA								NED/NRD	0.30																																																																																																																																	
Sezione al piede		m		1.552																																																																																																																																											
φ	0.282	Coefficiente riduttivo della resistenza																																																																																																																																													
N _{RD} (kN)	196.212	>	N _{ED} (kN)	149.949	VERIFICA SODDISFATTA								NED/NRD	0.76																																																																																																																																	

Verifica a pressoflessione nel piano - Verifica per carichi statici (SLU) - Maschio 278 Parete 50

CARATTERISITICHE MURATURA																				
w (kN/m ³)	18	Peso Specifico muratura																		
l (m)	4.35	Lunghezza parete																		
t (m)	0.12	Spessore Parete																		
h (m)	3.9	Altezza parete																		
a (m)	4.3	Interasse tra due pareti ortogonali che irr. La parete esaminata																		
ρ	0.593	Tab NTC2008																		
h ₀ (m)	2.313	Lunghezza libera di inflessione					h/a	0.907												
λ	19.3	Snellezza convenzionale																		
f _m (N/cm ²)	345	Resistenza compressione muratura																		
τ ₀ (N/cm ²)	9	Restenza tangenziale muratura																		
E (N/mm ²)	1500	Modulo di elasticità normale muratura																		
G (N/mm ²)	500	Modulo elasticità tangenziale muratura																		
γ _M	3	Coefficiente di sicurezza																		
FC	1.2	Fattore di Confidenza																		
<div> <div>Tabella 4.5.IV - Fattore laterale di vincolo</div> <table> <tr> <th>h/a</th><th>ρ</th></tr> <tr> <td>h/a ≤ 0,5</td><td>1</td></tr> <tr> <td>0,5 < h/a ≤ 1,0</td><td>3/2 – h/a</td></tr> <tr> <td>1,0 < h/a</td><td>1/[1+(h/a)²]</td></tr> </table> </div>													h/a	ρ	h/a ≤ 0,5	1	0,5 < h/a ≤ 1,0	3/2 – h/a	1,0 < h/a	1/[1+(h/a) ²]
h/a	ρ																			
h/a ≤ 0,5	1																			
0,5 < h/a ≤ 1,0	3/2 – h/a																			
1,0 < h/a	1/[1+(h/a) ²]																			
CARATTERISTICHE DEI CARICHI																				
N.	/	Superiore			Centrale			Inferiore												
		Nd/NrMax	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]										
278		n/d	7 766	n/d	n/d	10 143	n/d	n/d	12 519	n/d	n/d									
d ₁ (m)	0	Eccentricità di N ₁ rispetto a baricentro muro di verifica (con segno)																		
d _{2,ss} (m)	0.0000	Eccentricità di N _{2,ss} rispetto a baricentro muro di verifica (con segno)																		
d _{2,dx} (m)	0	Eccentricità di N _{2,dx} rispetto a baricentro muro di verifica (con segno)																		
N _{testa} (kN)	77.66	Sforzo normale in testa																		
N _{mezzeria} (kN)	101.43	Sforzo normale in mezzeria																		
N _{piede} (kN)	125.19	Sfrozo normale al piede																		
M _v (kNm)	0	Momento azioni orizzontali in mezzeria																		
CALCOLO ECCENTRICITA'																				
e _{s1} (m)	0.000																			
e _{s2} (m)	0.000																			

ALLEGATO 03: VERIFICHE MANUALI SOLAI ESISTENTI

Sono state eseguite le verifiche analitiche sui seguenti solai:

- Solaio copertura porzione ad un piano;
- Solaio intermedio torretta;
- Solaio a orditura incrociata ambiente a doppia altezza.

Solaio copertura porzione ad un piano

Questo solaio è costituito da pignatte accostate fra i quali sono realizzati i travetti; presenta le seguenti caratteristiche:

b0 (base travetti)=8 cm

i (interasse travetti)=31 cm

h (altezza pignatte)=13 cm

s (altezza soletta) = 13 cm

e presenta in mezzeria 2Ø16 lisci.

Si rimanda alla relazione per le immagini dei saggi eseguiti sul solaio.

Si riporta l'analisi dei carichi ricavata dalle indagini in situ per questa tipologia di solaio. Per quanto riguarda i carichi permanenti non strutturali e i carichi accidentali ci si riferisce a quanto specificato nelle NTC2018.

In accordo con il par. 8.5.5 delle NTC2018, vista l'esecuzione di saggi all'intradosso e all'estradosso del solaio si ritiene di poter assumere per le parti strutturali valori di $\gamma G1$ opportunamente ridotti e pari a $\gamma G1=1.1$, mentre per i carichi permanenti non strutturali, viste le prescrizioni nel capitolato e la descrizione precisa nella relazione ed elaborati architettonici, si può assumere $\gamma G2=1.3$.

CARICO PERMANENTE G1: Peso proprio solaio latero cemento (13+13)	442 Kg/m²
CARICO PERMANENTE G2: Pacchetto di copertura, intonaco, isolante, controsoffitto, impianti	169 Kg/m²
CARICO NEVE Q:	80 Kg/m²
CARICO COPERTURA MANUTENZIONE Q:	50 Kg/m²

Incidenza impianto UTA

CARICO PERMANENTE aggiuntivo G2	72 Kg/m²
--	----------------------------

Resistenza Meccanica del calcestruzzo

Cautelativamente si può assumere per il calcestruzzo una resistenza media pari a $R_{cm}=250 \text{ kg/cm}^2$ ed un fattore di confidenza pari a 1.35, visto che non si sono fatte indagini specifiche su questi elementi.

Resistenza Meccanica dell'acciaio

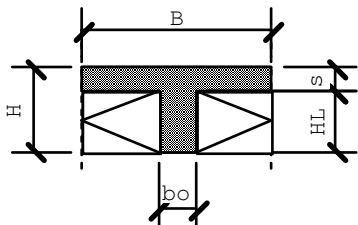
Nel calcolo si assume un acciaio tipo **FeB22K** ed un fattore di confidenza pari a 1.35, visto che non si sono fatte indagini specifiche su questi elementi.

Verifiche di calcolo

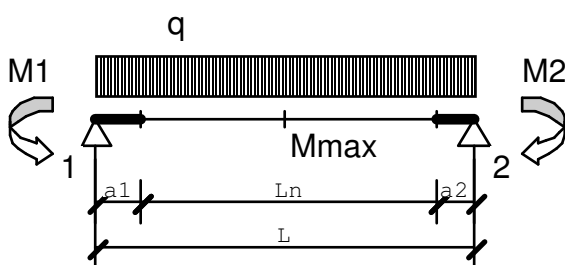
Sono state eseguite delle verifiche di calcolo con ausilio di fogli elettronici il cui procedimento è riportato di seguito.

Il solaio è realizzato in latero-cemento, posti ad interasse B e con larghezza della nervatura pari a b_o , ed interposte pignatte di laterizio di altezza HL. Il travetto è completato in opera mediante un getto di calcestruzzo che realizza anche la soletta, sopra le pignatte di laterizio, di spessore s.

L'altezza complessiva del solaio è pari a $H=HL+s$:



Lo schema di calcolo utilizzato è quello di trave appoggiata ($ql^2/8$) soggetta ad un carico distribuito q dato dalla somma dei carichi accidentali e permanenti ed ai momenti M_1 ed M_2 simulanti il vincolo di semincastro (una minima quota pari a $ql^2/24$). Lo schema è il seguente:



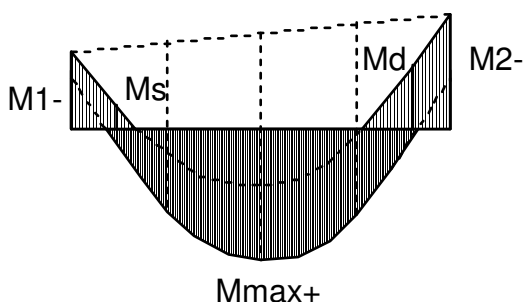
in cui i momenti M_1 , M_2 , e M_{max} valgono:

$$M_1^- = \frac{qL^2}{C_1}$$

$$M_2^- = \frac{qL^2}{C_2}$$

$$M_{max}^+ = \frac{qL^2}{C_m}$$

Il diagramma dei momenti è il seguente:



Vengono effettuate le seguenti verifiche:

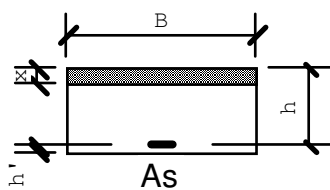
Verifiche allo SLU in mezzeria e all'incastro

Verifiche allo SLE per combinazione rara e quasi permanente

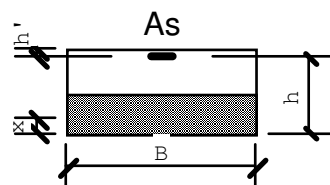
Verifica alla fessurazione

Le sezioni sono le seguenti:

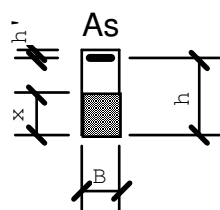
mezzeria:



appoggio:



attacco travetto-ala.



Tale procedura vale per tutti i fogli di calcolo riportati in questo allegato.

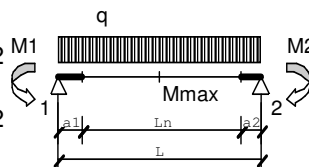
È stata eseguita una verifica in una zona dove non sono presenti gli impianti di trattamento dell'aria e le pompe di calore ed una dove invece sono presenti:

Solaio con luce maggiore pari a 5m dove non sono presenti impianti.

CALCOLO SOLAIO_zona lotto 2_ L=5m_Senza UTA

Vers. 2.0.3

Luce di calcolo L	5.00 m
tratto rigido a	0.00 m
luce netta Ln	5.00 m
peso proprio G1	4.42 kN/m2
gamma_G1	1.10
carico permanente Portato G2	1.69 kN/m2
gamma_G2	1.30
carico di esercizio Q	0.90 kN/m2
gamma_Q	1.50
Coefficiente momento in mezzera	8
Coefficiente momento all'incastro	24

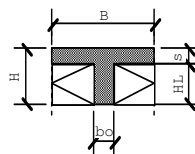


TRAVETTO

interasse travetti i	0.31 m
altezza totale h	260 mm
base bo (travetto)	80 mm
base B (mezzera)	310 mm
spessore soletta s	130 mm
copriferro c	22 mm
diametro barre traliccio	0 mm
diametro barre aggiunte mezzera	16 mm
numero barre aggiunte mezzera	2
diametro barre aggiunte incastro	16 mm
numero barre aggiunte incastro	1
As area acciaio mezzera	402.12 mm2
As area acciaio appoggio	201.06 mm2
altezza utile d	238 mm

ok $i < 15s$

ok $bo \geq 8cm$



MATERIALI

Rck	25 MPa
fck	20.750 Mpa
gamma_c	1.5
fcm	28.750 Mpa
fcd	13.83 Mpa
fctm	2.27 Mpa
fctm,fl	2.72 MPa
Ecm	30200 Mpa
fyk	215.000 Mpa
Es	206000 Mpa
gamma_s	1.15
fyd	159.26 Mpa
n effettivo	6.82

FC= 1.35

VERIFICHE SLU

Fd	2.61 kN/m
Msd-mezzera	8.15 kNm
Msd-appoggio	2.72 kN/m
Msd-filo trave	2.72 kN/m
Vsd-filo trave	6.52 kN

combinazione fondamentale

taglio appoggio ql/2

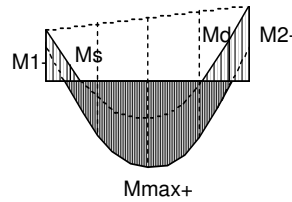
SEZIONE DI MEZZERIA

y	14.93 mm
Mrd	14.76 kNm
Mrd/Msd	1.81 verificato

asse neutro cade nella soletta

SEZIONE DI APPOGGIO

y	28.93	mm
Mrd-appoggio	7.16	kNm
Mrd/Msd	2.64	<i>verificato</i>
Vrd	9.08	kN
Vrd,min	8.06	kN
Vrd>Vrd,min		<i>verificato</i>
Vrd/Vsd	1.39	<i>verificato</i>

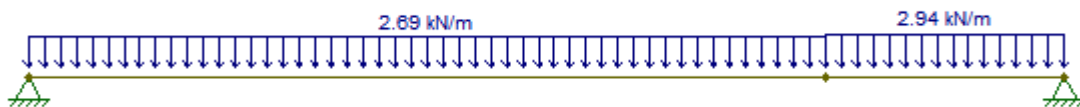


Le verifiche sono dunque **SODDISFATTE.**

Solaio con luce maggiore pari a 5m dove sono presenti gli impianti UTA.

Sono state determinate le sollecitazioni massime M e T mediante il programma Ftool per uno schema statico di trave appoggiata caricata uniformemente.

Il carico è stato determinato secondo la combinazione fondamentale riportata nel paragrafo 2.5.3 delle NTC18. Si considera per la porzione di solaio (L=1,2m) in cui è presente l'impianto UTA un carico $q=2,94$ kN/m, mentre sulla restante parte di trave $q=2,70$ kN/m.

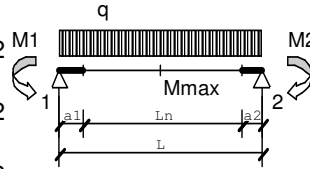


Quindi si è proceduto alla verifica:

CALCOLO SOLAIO_zona lotto 2_ L=5m_Con UTA

Vers. 2.0.3

Luce di calcolo L	5.00 m
tratto rigido a	0.00 m
luce netta Ln	5.00 m
peso proprio G1	4.42 kN/m ²
gamma_G1	1.10
carico permanente Portato G2	2.41 kN/m ²
gamma_G2	1.30
carico di esercizio Q	0.90 kN/m ²
gamma_Q	1.50
Coefficiente momento in mezzeria	8
Coefficiente momento all'incastro	24

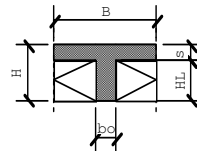


TRAVETTO

interasse travetti i	0.31 m
altezza totale h	260 mm
base bo (travetto)	80 mm
base B (mezzeria)	310 mm
spessore soletta s	130 mm
copriferro c	22 mm
diametro barre traliccio	0 mm
diametro barre aggiunte mezzeria	16 mm
numero barre aggiunte mezzeria	2
diametro barre aggiunte incastro	16 mm
numero barre aggiunte incastro	1
As area acciaio mezzeria	402.12 mm ²
As area acciaio appoggio	201.06 mm ²
altezza utile d	238 mm

ok $i < 15s$

ok $bo \geq 8cm$



MATERIALI

Rck	25 MPa
fck	20.750 Mpa
gamma_c	1.5
fcm	28.750 Mpa
fcd	15.37 Mpa
fctm	2.27 Mpa
fctm,fl	2.72 MPa
Ecm	30200 Mpa
fyk	215.000 Mpa
Es	206000 Mpa
gamma_s	1.15
fyd	159.26 Mpa
n effettivo	6.82

FC= 1.35

VERIFICHE SLU

Fd	2.90 kN/m
Msd-mezzeria	9.20 kNm
Msd-appoggio	3.02 kN/m
Msd-filo trave	3.02 kN/m
Vsd-filo trave	7.30 kN

combinazione fondamentale

taglio appoggio ql/2

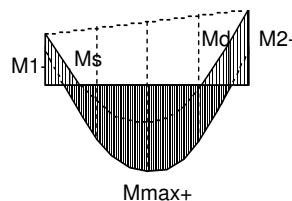
SEZIONE DI MEZZERIA

y	13.44 mm
Mrd	14.81 kNm
Mrd/Msd	1.61 verificato

asse neutro cade nella soletta

SEZIONE DI APPOGGIO

y	26.04	mm
Mrd-appoggio	7.20	kNm
Mrd/Msd	2.39	verificato
Vrd	9.08	kN
Vrd,min	8.06	kN
Vrd>Vrd,min		verificato
Vrd/Vsd	1.24	verificato



Le verifiche sono dunque **SODDISFATTE.**

Solaio intermedio torretta

Questo solaio è costituito da pignatte accostate fra i quali sono realizzati i travetti e presenta le seguenti caratteristiche:

b0 (base travetti)=8 cm

i (interasse travetti)=31 cm

h (altezza pignatte)=13 cm

s (altezza soletta) = 5 cm

e presenta in mezzeria 1Ø12 liscio.

Si rimanda alla relazione per le immagini dei saggi eseguiti sul solaio.

Si riporta l'analisi dei carichi ricavata dalle indagini in situ per questa tipologia di solaio. Per quanto riguarda i carichi permanenti non strutturali e i carichi accidentali ci si riferisce a quanto specificato nelle NTC2018.

In accordo con il par. 8.5.5 delle NTC2018, vista l'esecuzione di saggi all'intradosso e all'estradosso del solaio si ritiene di poter assumere per le parti strutturali valori di γ_{G1} opportunamente ridotti e pari a $\gamma_{G1}=1.1$, mentre per i carichi permanenti non strutturali, viste le prescrizioni nel capitolato e la descrizione precisa nella relazione ed elaborati architettonici, si può assumere $\gamma_{G2}=1.3$.

CARICO PERMANENTE G1: Peso proprio solaio latero cemento (13+5)	250 Kg/m²
CARICO PERMANENTE G2: Pacchetto di finitura, intonaco, isolante, controsoffitto	68 Kg/m²
CARICO ACCIDENTALE Q (sola manutenzione):	50 Kg/m²

Resistenza Meccanica del calcestruzzo

Cautelativamente si può assumere per il calcestruzzo una resistenza media pari a $R_{cm}=250 \text{ kg/cm}^2$ ed un fattore di confidenza pari a 1.35, visto che non si sono fatte indagini specifiche su questi elementi.

Resistenza Meccanica dell'acciaio

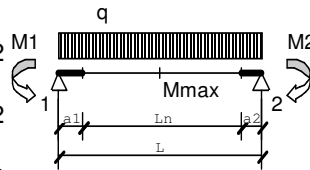
Nel calcolo si assume un acciaio tipo **FeB22K** ed un fattore di confidenza pari a 1.35, visto che non si sono fatte indagini specifiche su questi elementi.

È stata eseguita una verifica nella zona con luce maggiore $L=5.7\text{m}$.

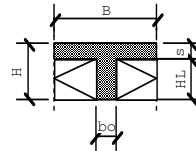
CALCOLO SOLAIO_lotto2_intermedio torretta

Vers. 2.0.3

Luce di calcolo L	5.70 m
tratto rigido a	0.00 m
luce netta L_n	5.70 m
peso proprio G_1	2.50 kN/m ²
γ_{G1}	1.10
carico permanente Portato G_2	0.68 kN/m ²
γ_{G2}	1.30
carico di esercizio Q	0.50 kN/m ²
γ_Q	1.50
Coefficiente momento in mezzeria	8
Coefficiente momento all'incastro	24

**TRAVETTO**

interasse travetti i	0.31 m
altezza totale h	180 mm
base b_0 (travetto)	80 mm
base B (mezzeria)	310 mm
spessore soletta s	50 mm
copriferro c	42 mm
diametro barre traliccio	0 mm
diametro barre aggiunte mezzeria	12 mm
numero barre aggiunte mezzeria	1
diametro barre aggiunte incastro	12 mm
numero barre aggiunte incastro	1
As area acciaio mezzeria	113.10 mm ²
As area acciaio appoggio	113.10 mm ²
altezza utile d	138 mm

ok $i < 15s$ ok $b_0 \geq 8\text{cm}$ **MATERIALI**

R_{ck}	25 MPa
f_{ck}	20.750 Mpa
γ_{cm}	1.5
f_{cm}	28.750 Mpa
f_{cd}	15.37 Mpa
f_{ctm}	2.27 Mpa
$f_{ctm,fl}$	2.72 MPa
E_{cm}	30200 Mpa
f_{yk}	215.000 Mpa
E_s	206000 Mpa
γ_{s}	1.15
f_{yd}	159.26 Mpa
n effettivo	6.82

FC= 1.35

VERIFICHE SLU

F_d	1.36 kN/m
$M_{sd}\text{-mezzeria}$	5.52 kNm
$M_{sd}\text{-appoggio}$	1.84 kN/m
$M_{sd}\text{-filo trave}$	1.84 kN/m
$V_{sd}\text{-filo trave}$	3.87 kN

combinazione fondamentale

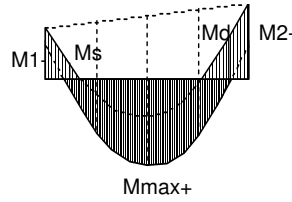
taglio appoggio $q_l/2$ **SEZIONE DI MEZZERIA**

y	3.78 mm
M_{rd}	2.45 kNm
M_{rd}/M_{sd}	0.44 non verificato

asse neutro cade nella soletta

SEZIONE DI APPOGGIO

y	14.65	mm
Mrd-appoggio	2.35	kNm
Mrd/Msd	1.28	<i>verificato</i>
Vrd	5.99	kN
Vrd,min	5.76	kN
Vrd>Vrd,min		<i>verificato</i>
Vrd/Vsd	1.55	<i>verificato</i>



La verifica statica per questo solaio risulta NON SODDISFATTA.

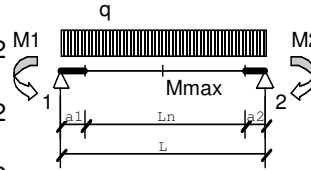
Si ipotizza quindi di consolidarlo mediante l'introduzione di due travi metalliche collocate all'intradosso dello stesso, poste ai lati delle finestre presenti e collegate alla muratura mediante barre inghisate con ancorante chimico.

Essendo le travi poste ad una mutua distanza di 300 cm circa, tale lunghezza risulta essere la nuova luce di calcolo del solaio.

CALCOLO SOLAIO_lotto2_intermedio torretta

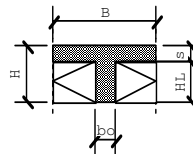
Vers. 2.0.3

Luce di calcolo L	3.00 m
tratto rigido a	0.00 m
luce netta Ln	3.00 m
peso proprio G1	2.50 kN/m ²
gamma_G1	1.10
carico permanente Portato G2	0.68 kN/m ²
gamma_G2	1.30
carico di esercizio Q	0.50 kN/m ²
gamma_Q	1.50
Coefficiente momento in mezzera	8
Coefficiente momento all'incastro	24



TRAVETTO

interasse travetti i	0.31 m
altezza totale h	180 mm
base bo (travetto)	80 mm
base B (mezzera)	310 mm
spessore soletta s	50 mm
copriferro c	42 mm
diametro barre traliccio	0 mm
diametro barre aggiunte mezzera	12 mm
numero barre aggiunte mezzera	1
diametro barre aggiunte incastro	12 mm
numero barre aggiunte incastro	1
As area acciaio mezzera	113.10 mm ²
As area acciaio appoggio	113.10 mm ²
altezza utile d	138 mm

ok $i < 15s$ ok $bo \geq 8cm$ 

MATERIALI

Rck	25 MPa
fck	20.750 MPa
gamma_c	1.5
fcm	28.750 MPa
fcd	15.37 MPa
fctm	2.27 MPa
fctm,fl	2.72 MPa
Ecm	30200 MPa
fyk	215.000 MPa
Es	206000 MPa
gamma_s	1.15
fyd	159.26 MPa
n effettivo	6.82

FC= 1.35

VERIFICHE SLU

Fd	1.36 kN/m
Msd-mezzera	1.53 kNm
Msd-appoggio	0.51 kN/m
Msd-filo trave	0.51 kN/m
Vsd-filo trave	2.04 kN

combinazione fondamentale

taglio appoggio ql/2

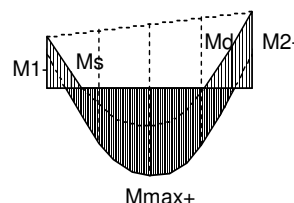
SEZIONE DI MEZZERIA

y	3.78 mm
Mrd	2.45 kNm
Mrd/Msd	1.60 verificato

asse neutro cade nella soletta

SEZIONE DI APPOGGIO

y	14.65 mm
Mrd-appoggio	2.35 kNm
Mrd/Msd	4.62 verificato
Vrd	5.99 kN
Vrd,min	5.76 kN
Vrd > Vrd,min	verificato
Vrd/Vsd	2.94 verificato



La verifica adesso risulta essere soddisfatta. Si prevede quindi di consolidarlo mediante l'introduzione di profili di acciaio rompitratta.

Calcolo profili rompitratta

Si riporta il calcolo delle travi metalliche la cui luce di influenza risulta essere pari a 155 cm.

In corrispondenza della travata più lunga, di luce 530 cm, si introducono **n.2 IPE 300**, il cui calcolo è mostrato di seguito.

TRAVE ACCIAIO IPE 300																			
numero di profilati utilizzati	n	2.0	valido per 1 profilato																
carico permanente																			
strutturale/cos(α) mq (kg/m²)	G1/cos(α)	250.0																	
carico permanente non strutturale a mq (kg/mq)	G2	68.0																	
carico accidentale a mq (kg/m²)	Q	50.0																	
interasse (m)	i	1.55																	
coefficiente di combinazione (tab 2.5.1 NTC)	Ψ2	0.0																	
carico sulla trave trasmesso in combinazione fondamentale (kg/m)	qfond	664.0																	
carico sulla trave trasmesso in combinazione rara (kg/m)	qrara	570.4																	
carico sulla trave trasmesso in combinazione rara per soli accidentali e G2 (kg/m)	qrara acc	182.9																	
carico sulla trave trasmesso in combinazione sismica (kg/m)	qsismica	492.9																	
gamma=peso muratura (kg/m³)	γ	0.0																	
spessore muratura sopra architrave (cm)	s	0.0																	
luce trave (cm)	l	530.0																	
peso muratura sovrastante la trave in combinazione fondamentale (kg)	Pfond	0.0																	
peso muratura sovrastante la trave in combinazione rara (kg)	Prara	0.0																	
			<table><tr><td colspan="2">TIPO ACCIAIO</td></tr><tr><td>Tabb. 11.3.IX e 11.3.X</td><td>fyk (kg/cmq)</td></tr><tr><td>S235 (Fe360)</td><td>2350</td></tr><tr><td>S275 (Fe430)</td><td>2750</td></tr><tr><td>S355 (Fe510)</td><td>3550</td></tr></table>							TIPO ACCIAIO		Tabb. 11.3.IX e 11.3.X	fyk (kg/cmq)	S235 (Fe360)	2350	S275 (Fe430)	2750	S355 (Fe510)	3550
TIPO ACCIAIO																			
Tabb. 11.3.IX e 11.3.X	fyk (kg/cmq)																		
S235 (Fe360)	2350																		
S275 (Fe430)	2750																		
S355 (Fe510)	3550																		
VERIFICA TRAVE																			
Verifica allo stato limite ultimo SLU (Combinazione fondamentale)																			
M (Msd),trave,singolo (kgm)		4663.1																	
T(Vsd),trave,singolo (kg)		1759.7																	
			Verifica allo stato limite di esercizio SLE (Comb. rara)																
			f, freccia trave sing. (cm)= 1.60 < l/250= 2.12																
			Verifica allo stato limite di esercizio SLE (Comb. Rara Q+G2)																
			f, freccia trave sing. (cm)= 0.51 < l/300= 1.77																
tipo trave		IPE 300																	
classe della sezione		1																	
γMo		1.05																	
f _{yk} (kg/cm²)		2750																	
Wplastico (cm³)		628.4																	
Av (area a taglio) (cm²)		25.68																	
E (kg/ cm²)		2100000																	
J (cm⁴)		8356																	
FC		1																	
Mrd (momento resistente)	NTC 4.2.13	16458.1																	
Vrd (taglio resistente)	NTC 4.2.18	38830.9																	
Vsd<50%Vrd si trascura interazione Taglio-Momento																			
Verifica di resistenza																			
Msd/Mrd<1		0.28	verificato																

In corrispondenza della travata più corta, di luce 265 cm, si introduce **n.1 IPE 200**, il cui calcolo è mostrato di seguito.

TRAVE ACCIAIO IPE 200													
numero di profilati utilizzati	n	1.0	valido per 1 profilato										
carico permanente strutturale/cos(α) mq (kg/m²)	G1/cos(α)	250.0											
carico permanente non strutturale a mq (kg/mq)	G2	68.0											
carico accidentale a mq (kg/m²)	Q	50.0											
interasse (m)	i	1.55											
coefficiente di combinazione (tab 2.5.1 NTC)	Ψ2	0.0											
carico sulla trave trasmesso in combinazione fondamentale (kg/m)	qfond	664.0											
carico sulla trave trasmesso in combinazione rara (kg/m)	qrara	570.4											
carico sulla trave trasmesso in combinazione rara per soli accidentali e G2 (kg/m)	qrara acc	182.9											
carico sulla trave trasmesso in combinazione sismica (kg/m)	qsismica	492.9											
gamma=peso muratura (kg/m³)	γ	0.0											
spessore muratura sopra architrave (cm)	s	0.0											
luce trave (cm)	l	265.0											
peso muratura sovrastante la trave in combinazione fondamentale (kg)	Pfond	0.0											
peso muratura sovrastante la trave in combinazione rara (kg)	Prara	0.0											
<table><tr><th colspan="2">TIPO ACCIAIO</th></tr><tr><td>Tabb. 11.3.IX e 11.3.X</td><td>fyk (kg/cmq)</td></tr><tr><td>S235 (Fe360)</td><td>2350</td></tr><tr><td>S275 (Fe430)</td><td>2750</td></tr><tr><td>S355 (Fe510)</td><td>3550</td></tr></table>				TIPO ACCIAIO		Tabb. 11.3.IX e 11.3.X	fyk (kg/cmq)	S235 (Fe360)	2350	S275 (Fe430)	2750	S355 (Fe510)	3550
TIPO ACCIAIO													
Tabb. 11.3.IX e 11.3.X	fyk (kg/cmq)												
S235 (Fe360)	2350												
S275 (Fe430)	2750												
S355 (Fe510)	3550												
VERIFICA TRAVE													
Verifica allo stato limite ultimo SLU (Combinazione fondamentale)													
M (Msd),trave,singolo (kgm)		2331.5											
T(Vsd),trave,singolo (kg)		1759.7											
Verifica allo stato limite di esercizio SLE (Comb. rara)													
f, freccia trave sing. (cm)=		0.86	< l/250= 1.06										
Verifica allo stato limite di esercizio SLE (Comb. Rara Q+ G2)													
f, freccia trave sing. (cm)=		0.28	< l/300= 0.88										
tipo trave		IPE 200											
classe della sezione		1											
γMo		1.05											
f _{yk} (kg/cm²)		2750											
Wplastico (cm³)		220.6											
Av (area a taglio) (cm²)		14											
E (kg/ cm²)		2100000											
J (cm⁴)		1943											
FC		1											
Mrd (momento resistente)	NTC 4.2.13	5777.6											
Vrd (taglio resistente)	NTC 4.2.18	21169.5											
Vsd<50%Vrd si trascura interazione Taglio-Momento													
Verifica di resistenza													
Msd/Mrd<1	0.40	verificato											

Calcolo collegamenti profili metallici

Si riporta il calcolo dei collegamenti a taglio dei profili metallici.

Le travi sono collegate mediante n.4 bulloni M16 ad una piastra d'anima sp. 8 mm, saldata a completa penetrazione alla piastra di testata.

Si riporta il calcolo per la trave maggiormente sollecitata.

Ted =1759.7 daN

Sul singolo bullone = 1759.7/4 = 440 daN

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	4400
$F_{t,Ed}$ (N)	0

Bulloni	
Classe	8.8
d (mm)	16
γ_{M2}	1.25
f_{yb} (N/mm ²)	640
f_{tb} (N/mm ²)	800
A_n (mm ²)	201
A_{res} (mm ²)	157

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	8
γ_{M2}	1.25
d_0 (mm)	17
f_{tk} (N/mm ²)	430

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	f_{yb} (N/mm ²)	f_{tb} (N/mm ²)
4.6	240	400
5.6	300	500
6.8	480	600
8.8	640	800
10.9	900	1000

Caratteristiche geometriche bulloni		
d (mm)	A_n (mm ²)	A_{res} (mm ²)
12	113	84
14	153	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	572	459
30	706	561

Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$




$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0.073
--	-------

$F_{v,Rd}$ (N)	60288
$F_{t,Rd}$ (N)	90432

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0.000
-----------------------------	-------

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Tipo di unione	
	Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
	Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
	Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)

e ₁ (mm)	20.4	20.4	≤	e ₁	≤	---
e ₂ (mm)	20.4	20.4	≤	e ₂	≤	---
p ₁ (mm)	37.4	37.4	≤	p ₁	≤	112
p ₂ (mm)	40.8	40.8	≤	p ₂	≤	112

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0) ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25 ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo _ _ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni _ _ al carico applicato

α_{MIN}	0.400
k_{MIN}	1.660

$F_{b,Rd} \text{ (N)}$	29237
------------------------	-------

$\frac{F_{v, Ed}}{F_{b, Rd}}$	0.150
-------------------------------	-------

La piastra di testata, di sp. 10 mm, risulta essere collegata alla muratura esistente mediante n.4 M20 per profilo, sottoposte a taglio almeno a 440 daN (per singola barra). Si ipotizza di inserire le barre per uno spessore di 20 cm; essendo tali profili sollecitati solo ad azione statica fornita dal solaio consolidato e quindi non soggetti ad estrazione dal supporto in caso di evento sismico (si precisa che le pareti della torretta saranno consolidate con betoncino e nastri in FRP quindi sono soggetti a movimenti reciproci tra essi) si esegue il calcolo della pressione di contatto tra barra metallica e muratura.

TENSIONE AGENTE = 400 daN / (2x20) = 10 kg/cmq

TENSIONE RESISTENTE = 34.5 / (2X1.2) = 14.38 kg/cmq VERIFICA SODDISFATTA.

Solaio copertura torretta

Questo solaio è costituito in maniera analoga al solaio intermedio da pignatte accostate fra i quali sono realizzati i travetti e presenta le seguenti caratteristiche:

b0 (base travetti)=8 cm

i (interasse travetti)=31 cm

h (altezza pignatte)=13 cm

s (altezza soletta) = 5 cm

e presenta in mezzeria 1Ø12 liscio.

Si riporta l'analisi dei carichi ricavata dalle indagini in situ per questa tipologia di solaio. Per quanto riguarda i carichi permanenti non strutturali e i carichi accidentali ci si riferisce a quanto specificato nelle NTC2018.

In accordo con il par. 8.5.5 delle NTC2018, vista l'esecuzione di saggi all'intradosso e all'estradosso del solaio si ritiene di poter assumere per le parti strutturali valori di $\gamma G1$ opportunamente ridotti e pari a $\gamma G1=1.1$, mentre per i carichi permanenti non strutturali, viste le prescrizioni nel capitolato e la descrizione precisa nella relazione ed elaborati architettonici, si può assumere $\gamma G2=1.3$.

CARICO PERMANENTE G1: Peso proprio solaio latero cemento (13+5)	250 Kg/m²
CARICO PERMANENTE G2: Pacchetto di finitura, intonaco	86 Kg/m²
CARICO NEVE Q:	80 Kg/m²
CARICO COPERTURA MANUTENZIONE Q:	50 Kg/m²

Resistenza Meccanica del calcestruzzo

Cautelativamente si può assumere per il calcestruzzo una resistenza media pari a $R_{cm}=250 \text{ kg/cm}^2$ ed un fattore di confidenza pari a 1.35, visto che non si sono fatte indagini specifiche su questi elementi.

Resistenza Meccanica dell'acciaio

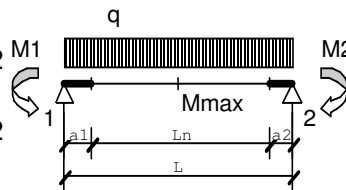
Nel calcolo si assume un acciaio tipo **FeB22K** ed un fattore di confidenza pari a 1.35, visto che non si sono fatte indagini specifiche su questi elementi.

È stata eseguita una verifica nella zona con luce maggiore $L=5.7\text{m}$.

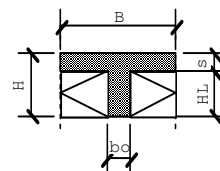
CALCOLO SOLAIO_lotto2_copertura torretta

Vers. 2.0.3

Luce di calcolo L	5.70	m
tratto rigido a	0.00	m
luce netta L_n	5.70	m
peso proprio G1	2.50	kN/m ²
gamma_G1	1.10	
carico permanente Portato G2	0.86	kN/m ²
gamma_G2	1.30	
carico di esercizio Q	0.90	kN/m ²
gamma_Q	1.50	
Coefficiente momento in mezzera	8	
Coefficiente momento all'incastro	24	

**TRAVETTO**

interasse travetti i	0.31	m
altezza totale h	180	mm
base bo (travetto)	80	mm
base B (mezzera)	310	mm
spessore soletta s	50	mm
copriferro c	42	mm
diametro barre traliccio	0	mm
diametro barre aggiunte mezzera	12	mm
numero barre aggiunte mezzera	1	
diametro barre aggiunte incastro	12	mm
numero barre aggiunte incastro	1	
As area acciaio mezzera	113.10	mm ²
As area acciaio appoggio	113.10	mm ²
altezza utile d	138	mm

ok $i < 15s$ ok $bo \geq 8cm$ **MATERIALI**

Rck	25	MPa
fck	20.750	Mpa
gamma_c	1.5	
fcm	28.750	Mpa
fcd	15.37	Mpa
fctm	2.27	Mpa
fctm,fl	2.72	MPa
Ecm	30200	Mpa
fyk	215.000	Mpa
Es	206000	Mpa
gamma_s	1.15	
fyd	159.26	Mpa
n effettivo	6.82	

FC= 1.35

VERIFICHE SLU

Fd	1.62	kN/m
Msd-mezzera	6.57	kNm
Msd-appoggio	2.19	kN/m
Msd-filo trave	2.19	kN/m
Vsd-filo trave	4.61	kN

combinazione fondamentale

taglio appoggio $q/2$ **SEZIONE DI MEZZERIA**

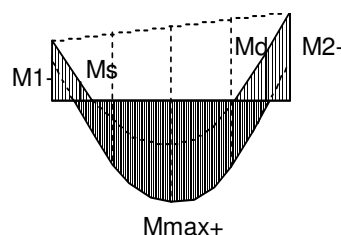
y	3.78	mm
Mrd	2.45	kNm
Mrd/Msd	0.37	non verificato

asse neutro cade nella soletta

...

SEZIONE DI APPOGGIO

y	14.65	mm
Mrd-appoggio	2.35	kNm
Mrd/Msd	1.07	verificato
Vrd	5.99	kN
Vrd,min	5.76	kN
Vrd>Vrd,min		verificato
Vrd/Vsd	1.30	verificato



La verifica statica per questo solaio risulta NON SODDISFATTA.

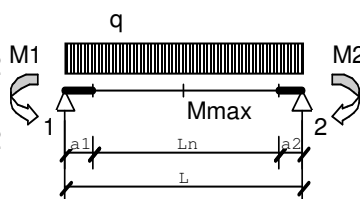
Si ipotizza quindi di consolidarlo mediante l'introduzione di due travi metalliche collocate all'intradosso dello stesso, poste in vicinanza della nuova botola d'ispezione della copertura. La posizione delle travi è tale da spezzare la luce del solaio all'incirca in tre parti uguali. collegate alla muratura mediante barre inghisate con ancorante chimico.

Essendo le travi poste ad una mutua distanza di 200 cm circa, tale lunghezza risulta essere la nuova luce di calcolo del solaio.

CALCOLO SOLAIO_lotto2_copertura torretta

Vers. 2.0.3

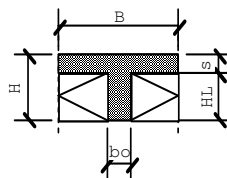
Luce di calcolo L	2.00	m
tratto rigido a	0.00	m
luce netta Ln	2.00	m
peso proprio G1	2.50	kN/m2
gamma_G1	1.10	
carico permanente Portato G2	0.86	kN/m2
gamma_G2	1.30	
carico di esercizio Q	0.90	kN/m2
gamma_Q	1.50	
Coefficiente momento in mezzzeria	8	
Coefficiente momento all'incastro	24	



TRAVETTO

interasse travetti i	0.31	m
altezza totale h	180	mm
base bo (travetto)	80	mm
base B (mezzzeria)	310	mm
spessore soletta s	50	mm
copriferro c	42	mm
diametro barre traliccio	0	mm
diametro barre aggiunte mezzzeria	12	mm
numero barre aggiunte mezzzeria	1	
diametro barre aggiunte incastro	12	mm
numero barre aggiunte incastro	1	
As area acciaio mezzzeria	113.10	mm2
As area acciaio appoggio	113.10	mm2
altezza utile d	138	mm

ok $i < 15s$

ok $bo \geq 8cm$


MATERIALI

Rck	25	MPa
fck	20.750	Mpa
gamma_c	1.5	
fcm	28.750	Mpa
fcd	15.37	Mpa
fctm	2.27	Mpa
fctm,fl	2.72	MPa
Ecm	30200	Mpa
fyk	215.000	Mpa
Es	206000	Mpa
gamma_s	1.15	
fyd	159.26	Mpa
n effettivo	6.82	

$$FC = 1.35$$

VERIFICHE SLU

Fd	1.62	kN/m
Msd-mezzeria	0.81	kNm
Msd-appoggio	0.27	kN/m
Msd-filo trave	0.27	kN/m
Vsd-filo trave	1.62	kN

combinazione fondamentale

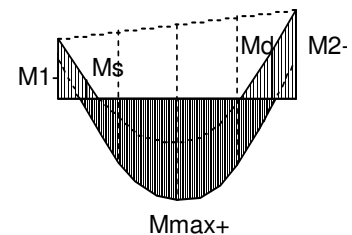
SEZIONE DI MEZZERIA

y	3.78	mm
Mrd	2.45	kNm
Mrd/Msd	3.03	<i>verificato</i>

asse neutro cade nella soletta

SEZIONE DI APPOGGIO

y	14.65	mm
Mrd-appoggio	2.35	kNm
Mrd/Msd	8.73	<i>verificato</i>
Vrd	5.99	kN
Vrd,min	5.76	kN
Vrd>Vrd,min		<i>verificato</i>
Vrd/Vsd	3.70	<i>verificato</i>



La verifica adesso risulta essere soddisfatta. Si prevede quindi di consolidarlo mediante l'introduzione di profili di acciaio rompitratta.

Calcolo profili rompitratta

Si riporta il calcolo delle travi metalliche la cui luce di influenza massima risulta essere pari a 100 cm.

In corrispondenza della travata più lunga, di luce 515 cm, si introducono **n.1 IPE 300**, il cui calcolo è mostrato di seguito.

TRAVE ACCIAIO IPE 300													
numero di profilati utilizzati	n	1.0	valido per 1 profilato										
carico permanente strutturale/cos(α) mq (kg/m ²)	G1/cos(α)	250.0											
carico permanente non strutturale a mq (kg/mq)	G2	86.0											
carico accidentale a mq (kg/m ²)	Q	90.0											
interasse (m)	i	1.00											
coefficiente di combinazione (tab 2.5.1 NTC)	Ψ_2	0.0											
carico sulla trave trasmesso in combinazione fondamentale (kg/m)	qfond	503.8											
carico sulla trave trasmesso in combinazione rara (kg/m)	qrara	426.0											
carico sulla trave trasmesso in combinazione rara per soli accidentali e G2 (kg/m)	qrara acc	176.0											
carico sulla trave trasmesso in combinazione sismica (kg/m)	qsismica	336.0											
gamma=peso muratura (kg/m ³)	γ	0.0											
spessore muratura sopra architrave (cm)	s	0.0											
luce trave (cm)	l	515.0											
peso muratura sovrastante la trave in combinazione fondamentale (kg)	Pfond	0.0											
peso muratura sovrastante la trave in combinazione rara (kg)	Prara	0.0											
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">TIPO ACCIAIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tabb. 11.3.IX e 11.3.X</td> <td>fyk (kg/cm²)</td> </tr> <tr> <td>S235 (Fe360)</td> <td>2350</td> </tr> <tr> <td>S275 (Fe430)</td> <td>2750</td> </tr> <tr> <td>S355 (Fe510)</td> <td>3550</td> </tr> </tbody> </table>				TIPO ACCIAIO		Tabb. 11.3.IX e 11.3.X	fyk (kg/cm ²)	S235 (Fe360)	2350	S275 (Fe430)	2750	S355 (Fe510)	3550
TIPO ACCIAIO													
Tabb. 11.3.IX e 11.3.X	fyk (kg/cm ²)												
S235 (Fe360)	2350												
S275 (Fe430)	2750												
S355 (Fe510)	3550												
VERIFICA TRAVE													
Verifica allo stato limite ultimo SLU (Combinazione fondamentale)													
M (Msd),trave,singolo (kgm)		6681.0											
T(Vsd),trave,singolo (kg)		2594.6											
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">Verifica allo stato limite di esercizio SLE (Comb. Rara Q+G2)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>f, freccia trave sing. (cm)=</td> <td>0.88</td> <td>< l/300=</td> <td>1.72</td> </tr> </tbody> </table>				Verifica allo stato limite di esercizio SLE (Comb. Rara Q+G2)				f, freccia trave sing. (cm)=	0.88	< l/300=	1.72		
Verifica allo stato limite di esercizio SLE (Comb. Rara Q+G2)													
f, freccia trave sing. (cm)=	0.88	< l/300=	1.72										
tipo trave		ipe 300											
classe della sezione		1											
γ_{M0}		1.05											
f_{yk} (kg/cm ²)		2750											
Wplastico (cm ³)		628.4											
Av (area a taglio) (cm ²)		25.68											
E (kg/ cm ²)		2100000											
J (cm ⁴)		8356											
FC		1											
Mrd (momento resistente)	NTC 4.2.13	16458.1											
Vrd (taglio resistente)	NTC 4.2.18	38830.9											
Vsd<50%Vrd si trascura interazione Taglio-Momento													
Verifica di resistenza													
Msd/Mrd<1		0.41	verificato										

In corrispondenza della travata più corta, di luce 360 cm, si introduce **n.1 IPE 200**, il cui calcolo è mostrato di seguito.

TRAVE ACCIAIO IPE 200													
numero di profilati utilizzati	n	1.0	valido per 1 profilato										
carico permanente													
strutturale/cos(α) mq (kg/m²)	G1/cos(α)	250.0											
carico permanente non strutturale a mq (kg/mq)	G2	86.0											
carico accidentale a mq (kg/m²)	Q	90.0											
interasse (m)	i	1.00											
coefficiente di combinazione (tab 2.5.1 NTC)	Ψ2	0.0											
carico sulla trave trasmesso in combinazione fondamentale (kg/m)	qfond	503.8											
carico sulla trave trasmesso in combinazione rara (kg/m)	qrara	426.0											
carico sulla trave trasmesso in combinazione rara per soli accidentali e G2 (kg/m)	Qrara acc	176.0											
carico sulla trave trasmesso in combinazione sismica (kg/m)	qsismica	336.0											
gamma=peso muratura (kg/m³)	γ	0.0											
spessore muratura sopra architrave (cm)	s	0.0											
luce trave (cm)	l	360.0											
peso muratura sovrastante la trave in combinazione fondamentale (kg)	Pfond	0.0											
peso muratura sovrastante la trave in combinazione rara (kg)	Prara	0.0											
<table><tr><th colspan="2">TIPO ACCIAIO</th></tr><tr><td>Tabb. 11.3.IX e 11.3.X</td><td>f_{yk} (kg/cm^q)</td></tr><tr><td>S235 (Fe360)</td><td>2350</td></tr><tr><td>S275 (Fe430)</td><td>2750</td></tr><tr><td>S355 (Fe510)</td><td>3550</td></tr></table>				TIPO ACCIAIO		Tabb. 11.3.IX e 11.3.X	f _{yk} (kg/cm ^q)	S235 (Fe360)	2350	S275 (Fe430)	2750	S355 (Fe510)	3550
TIPO ACCIAIO													
Tabb. 11.3.IX e 11.3.X	f _{yk} (kg/cm ^q)												
S235 (Fe360)	2350												
S275 (Fe430)	2750												
S355 (Fe510)	3550												
VERIFICA TRAVE													
Verifica allo stato limite ultimo SLU (Combinazione fondamentale)													
M (Msd),trave,singolo (kgm)		3264.6											
T(Vsd),trave,singolo (kg)		1813.7											
Verifica allo stato limite di esercizio SLE (Comb. Rara Q+G2)													
f, freccia trave sing. (cm)= 0.91 < l/300= 1.20													
tipo trave		IPE 200											
classe della sezione		1											
γ _{M0}		1.05											
f _{yk} (kg/cm²)		2750											
W _{plastico} (cm³)		220.6											
Av (area a taglio) (cm²)		14											
E (kg/ cm²)		2100000											
J (cm⁴)		1943											
FC		1											
M _{rd} (momento resistente)	NTC 4.2.13	5777.6											
V _{rd} (taglio resistente)	NTC 4.2.18	21169.5											
Vsd<50%Vrd si trascura interazione Taglio-Momento													
Verifica di resistenza													
Msd/M _{rd} <1	0.57	verificato											

Calcolo collegamenti profili metallici

I collegamenti dei profili metallici sono analoghi a quelli eseguiti per il piano intermedio e si rimanda ad essi per il dettaglio del calcolo dei collegamenti a taglio.

Le travi sono collegate mediante n.4 bulloni M16 ad una piastra d'anima sp. 8 mm, saldata a completa penetrazione alla piastra di testata.

Solaio a orditura incrociata ambiente a doppia altezza

Questo solaio è costituito da un'orditura incrociata di travetti. Nella direzione di luce massima $L=11\text{m}$ (direzione X) si hanno le seguenti caratteristiche:

b_0 (base travetti)=9 cm

i (interasse travetti)=59 cm

h (altezza travetti)=30 cm

s (altezza soletta) = 7 cm

e presenta in mezzeria 2 \varnothing 20 lisci.

Nella direzione della luce minore $L=7,7\text{m}$ (direzione Y) si ha:

b_0 (base travetti)=12 cm

i (interasse travetti)=52 cm

h (altezza travetti)=30 cm

s (altezza soletta) = 7 cm

e presenta in mezzeria 2 \varnothing 20 lisci.

Fra un travetto e l'altro nelle due direzioni sono presenti dei tavelloni superiormente di 6cm ed inferiormente di 3cm e fra essi lo spazio è vuoto.

Si rimanda alla relazione per le immagini dei saggi eseguiti sul solaio.

Si riporta l'analisi dei carichi ricavata dalle indagini in situ per questa tipologia di solaio. Per quanto riguarda i carichi permanenti non strutturali e i carichi accidentali ci si riferisce a quanto specificato nelle NTC2018.

In accordo con il par. 8.5.5 delle NTC2018, vista l'esecuzione di saggi all'intradosso e all'estradosso del solaio si ritiene di poter assumere per le parti strutturali valori di γ_{G1} opportunamente ridotti e pari a $\gamma_{G1}=1.1$, mentre per i carichi permanenti non strutturali, viste le prescrizioni nel capitolato e la descrizione precisa nella relazione ed elaborati architettonici, si può assumere $\gamma_{G2}=1.3$.

CARICO PERMANENTE G1: Peso proprio solaio latero cemento ord. Incr.	593 Kg/m²
CARICO PERMANENTE G2: Pacchetto di copertura, intonaco, isolante, controsoffitto, impianti	168 Kg/m²
CARICO NEVE Q:	80 Kg/m²
CARICO COPERTURA MANUTENZIONE Q:	50 Kg/m²

Resistenza Meccanica del calcestruzzo

Cautelativamente si può assumere per il calcestruzzo una resistenza media pari a $R_{cm}=250\text{ kg/cm}^2$ ed un fattore di confidenza pari a 1.35, visto che non si sono fatte indagini specifiche su questi elementi.

Resistenza Meccanica dell'acciaio

Nel calcolo si assume un acciaio tipo **FeB22K** ed un fattore di confidenza pari a 1.35, visto che non si sono fatte indagini specifiche su questi elementi.

Questa tipologia di solaio, con funzionamento a lastra, presenta un rapporto fra le due luci pari a 1,43 compreso fra 1,7 e 1,0, intervallo entro il quale il solaio si può considerare costituito da una doppia serie di travi accostate. Vista la tipologia di solaio ci sembra troppo cautelativo considerare un coefficiente pari ad 8 per i momenti i campata e lo abbiamo aumentato a 10.

Considerando il solaio caricato uniformemente dai carichi $G1 = 593 \text{ kg/m}^2$ e $G2 = 168 \text{ kg/m}^2$, questi valori si possono ripartire nelle due direzioni principali secondo la seguente formula.

$$q_x = \frac{q l_y^4}{k l_x^4 + l_y^4}$$

E $q_y = q - q_x$.

Questa suddivisione viene effettuata sia per i carichi $G1$ sia per i $G2$ ottenendo:

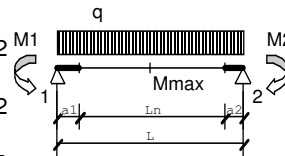
$q_x, G1 =$	114.813		$q_x, G2 =$	32.604	
	1.148	kN/m ²		0.326	kN/m ²
$q_y, G1 =$	478.187		$q_y, G2 =$	135.796	
	4.782	kN/m ²		1.358	kN/m ²

Si riporta la verifica nella direzione maggiormente sollecitata con luce minore pari a $L=7,7 \text{ m}$:

CALCOLO SOLAIO_lotto1_solaio incrociato_L=7.7

Vers. 2.0.3

Luce di calcolo L	7,70 m
tratto rigido a	0,00 m
luce netta L_n	7,70 m
peso proprio $G1$	4,78 kN/m ²
γ_{G1}	1,10
carico permanente Portato $G2$	1,36 kN/m ²
γ_{G2}	1,30
carico di esercizio Q	0,90 kN/m ²
γ_Q	1,50
Coefficiente momento in mezzera	10
Coefficiente momento all'incastro	24

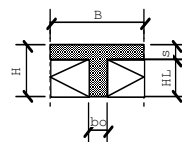


TRAVETTO

interasse travetti i	0,52 m
altezza totale h	370 mm
base b_o (travetto)	120 mm
base B (mezzera)	520 mm
spessore soletta s	70 mm
copriferro c	40 mm
diametro barre traliccio	0 mm
diametro barre aggiunte mezzera	20 mm
numero barre aggiunte mezzera	2
diametro barre aggiunte incastro	20 mm
numero barre aggiunte incastro	1
A_s area acciaio mezzera	628,32 mm ²
A_s area acciaio appoggio	314,16 mm ²
altezza utile d	330 mm

ok $i < 15s$

ok $b_o \geq 8cm$



MATERIALI

R_{ck}	25 MPa
f_{ck}	15,370 Mpa
γ_c	1,5
f_{cm}	23,370 Mpa
f_{cd}	10,25 Mpa
f_{ctm}	1,85 Mpa
$f_{ctm,fl}$	2,23 MPa
E_{cm}	28381 Mpa
f_{yk}	159,259 Mpa
E_s	206000 Mpa
γ_s	1,15
f_{yd}	138,49 Mpa
n effettivo	7,26

FC= 1,35

VERIFICHE SLU

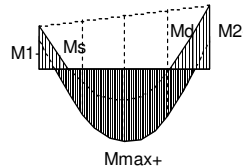
Fd	4.36 kN/m	combinazione fondamentale
Msd-mezzeria	25.82 kNm	
Msd-appoggio	10.76 kNm	
Msd-filo trave	10.76 kNm	
Vsd-filo trave	16.77 kN	taglio appoggio ql/2

SEZIONE DI MEZZERIA

y	16.33 mm	asse neutro cade nella soletta
Mrd	28.00 kNm	
Mrd/Msd	1.08 verificato	

SEZIONE DI APPOGGIO

y	35.38 mm	
Mrd-appoggio	13.59 kNm	
Mrd/Msd	1.26 verificato	
Vrd	19.45 kN	
Vrd,min	12.89 kN	
Vrd>Vrd,min	verificato	
Vrd/Vsd	1.16 verificato	

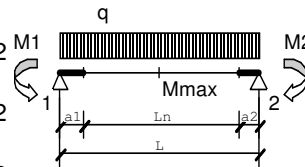


Si riporta la verifica nella direzione meno sollecitata con luce maggiore pari a L=11 m:

CALCOLO SOLAIO_lotto1_solaio incrociato_L=11

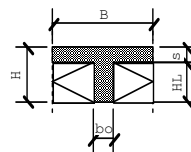
Vers. 2.0.3

Luce di calcolo L	11.00 m
tratto rigido a	0.00 m
luce netta Ln	11.00 m
peso proprio G1	1.15 kN/m ²
gamma_G1	1.10
carico permanente Portato G2	0.33 kN/m ²
gamma_G2	1.30
carico di esercizio Q	0.90 kN/m ²
gamma_Q	1.50
Coefficiente momento in mezzeria	10
Coefficiente momento all'incastro	24



TRAVETTO

interasse travetti i	0.59 m	ok i<15s
altezza totale h	370 mm	
base bo (travetto)	90 mm	ok bo>=8cm
base B (mezzeria)	590 mm	
spessore soletta s	70 mm	
copriferro c	40 mm	
diametro barre traliccio	0 mm	
diametro barre aggiunte mezzeria	20 mm	
numero barre aggiunte mezzeria	2	
diametro barre aggiunte incastro	20 mm	
numero barre aggiunte incastro	1	
As area acciaio mezzeria	628.32 mm ²	
As area acciaio appoggio	314.16 mm ²	
altezza utile d	330 mm	



MATERIALI

Rck	25 MPa
fck	15.370 Mpa
gamma_c	1.5
fcm	23.370 Mpa
fcd	10.25 Mpa
fctm	1.85 Mpa
fctm,fl	2.23 MPa
Ecm	28381 Mpa
fyk	159.259 Mpa
Es	206000 Mpa
gamma_s	1.15
fyd	138.49 Mpa
n effettivo	7.26

FC= 1.35

VERIFICHE SLU

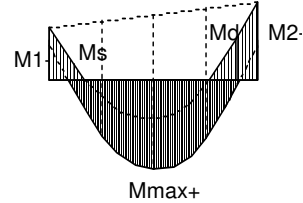
Fd	1.79 kN/m	<i>combinazione fondamentale</i>
Msd-mezzeria	21.69 kNm	
Msd-appoggio	9.04 kN/m	
Msd-filo trave	9.04 kN/m	
Vsd-filo trave	9.86 kN	taglio appoggio ql/2

SEZIONE DI MEZZERIA

y	14.39 mm	<i>asse neutro cade nella soletta</i>
Mrd	28.09 kNm	
Mrd/Msd	1.29 <i>verificato</i>	

SEZIONE DI APPOGGIO

y	47.18 mm	
Mrd-appoggio	13.33 kNm	
Mrd/Msd	1.47 <i>verificato</i>	
Vrd	16.06 kN	
Vrd,min	9.67 kN	
Vrd > Vrd,min	<i>verificato</i>	
Vrd/Vsd	1.63 <i>verificato</i>	



Le verifiche sono dunque **SODDISFATTE.**

ALLEGATO 04: VERIFICA MURO SCANNAFOSSO LOTTO 2

Calcolo nuova muro di scannafosso in c.a.

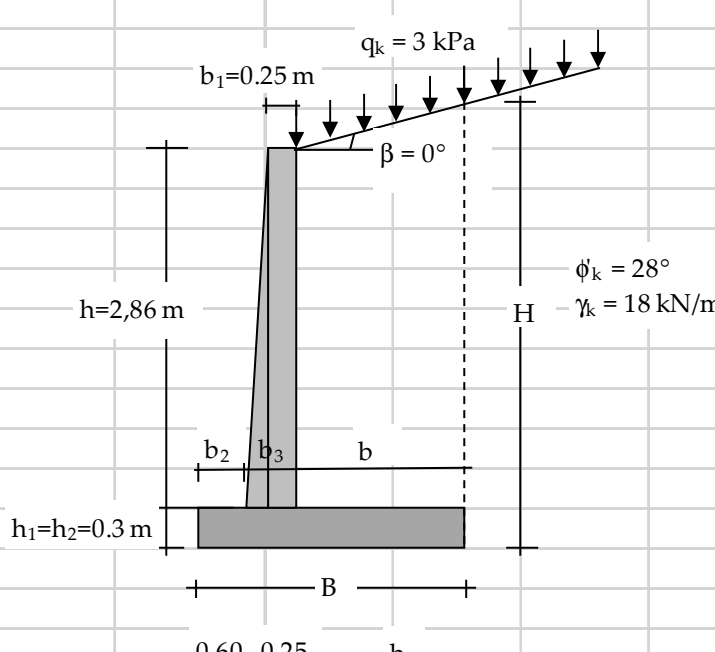
Si riporta il calcolo della nuova parete in c.a., posta sul perimetro dello scannafosso da realizzarsi a contorno del vano seminterrato. Il setto verticale avrà uno spessore di 25 cm.

Si decide di fare il calcolo come muro di sostegno, soggetto alla spinta orizzontale del terreno e verificato come elemento a mensola. Tale situazione ci pone in una situazione a favore di sicurezza in quanto la parete sarà collegata in sommità alla soletta di completamento ai casseri areati di piano terra (igloo) ed alla soletta posta a copertura dello scannafosso stesso, poggiante a sua volta sul setto controterra esistente del piano interrato.

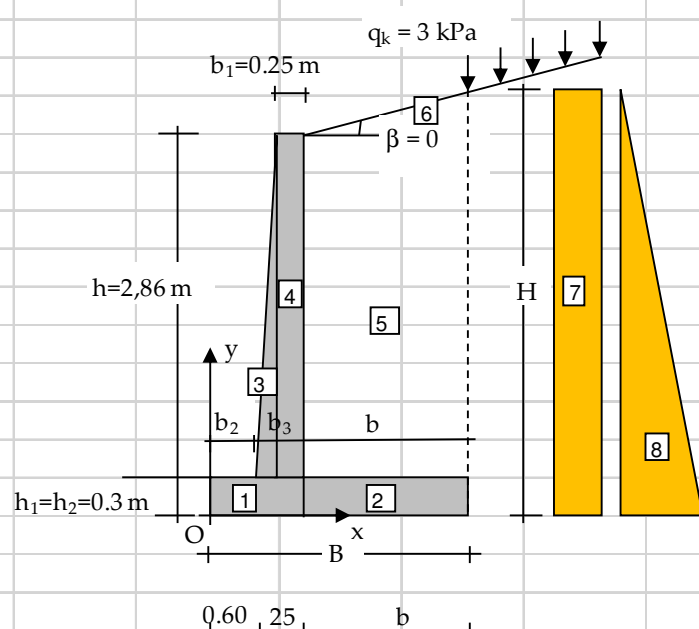
Si esegue quindi una verifica a ribaltamento e di resistenza della parete calcolata come mensola, corrispondente comunque alla fase iniziale in cui non si è ancora realizzata la soletta soprastante.

Si considera un'altezza di calcolo pari a 2.86 m, pari al dislivello tra pavimento finito di piano terra e piano di calpestio dello scannafosso. Si considera un carico sovrastante di 300 dan/mq.

Si riporta il calcolo analitico delle sollecitazioni e le verifiche, effettuato per 1 m di parete.

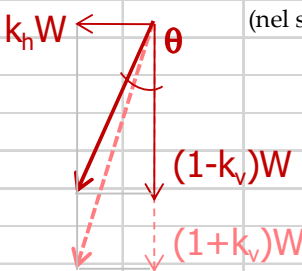
Verifiche agli Stati Limite Ultimi di un muro a mensola in c.a. in accordo con le NTC 2018.					
dati geometrici:	(vedi Figura)				
altezza del paramento del muro:			$h =$	2.86	m
profondità del piano di fondazione:			$h_1 =$	0.3	m
spessore della soletta di fondazione:			$h_2 =$	0.3	m
spessore del paramento verticale alla sommità:			$b_1 =$	0.25	m
spessore del paramento verticale alla base:			$b_3 =$	0.25	m
lunghezza della scarpa posteriore:			$b_2 =$	0.6	m
lunghezza della scarpa anteriore:			$b =$	0.4	m
angolo di pendio:			$\beta =$	0 °	
valori caratteristici dei parametri materiali e delle azioni:					
angolo di resistenza al taglio del terreno:			$\phi'_k =$	28 °	
peso di volume del terreno:			$\gamma_k =$	18	kN/m ³
angolo di attrito base della fondazione-terreno:			$\delta_k = 0.75 \phi'_k$	21 °	
peso di volume del c.a.:			$\gamma_{bk} =$	25	kN/m ³
sovraccarico sulla supeficie del terrapieno:			$q_k =$	3	kPa
					

ALLEGATO 04 – VERIFICA MURO SCANNAFOSSO LOTTO 2

Coefficiente di spinta attiva		(teoria di Coulomb)					
$K_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2 \psi \sin(\psi - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \beta)} \right]^2}$							
$\psi =$	90 ° =	1.571 rad	angolo fra la parete virtuale e l'orizzontale				
$\beta =$	0 ° =	0.000 rad					
$\phi' =$	28 ° =	0.489 rad					
$\delta = 2/3 \phi' =$	18.7 ° =	0.326 rad	angolo fra la normale alla parete virtuale e la spinta attiva				
$\sin(\delta) =$		0.320					
$\cos(\delta) =$		0.947					
$\sin^2(\psi) =$		1.0000					
$\sin^2(\psi + \phi) =$		0.7796					
$\sin(\psi - \delta) =$		0.9474					
$\sin(\phi + \delta) =$		0.7274					
$\sin(\phi - \beta) =$		0.4695					
$\sin(\psi + \beta) =$		1.0000					
$K_A =$		0.3213					
La spinta attiva si considera applicata alla parete virtuale e inclinata di δ sull'orizzontale							
Coefficienti parziali sulle azioni (A1)		da Tabella 6.2.I					
Peso (azione permanente favorevole)		$\gamma_{G1} =$	1				
Spinte (azione permanente sfavorevole)		$\gamma_{G1} =$	1.3				
Sovraccarico (azione variabile sfavorevole)		$\gamma_Q =$	1.5				
							
Azioni dovute al peso del muro e del terreno sovrastante							
I valori caratteristici ed i valori di progetto sono coincidenti			$\gamma_{G1} =$	1			
il momento è calcolato rispetto al lembo anteriore della base							
	peso W_i		braccio x_i		momento		

ALLEGATO 04 – VERIFICA MURO SCANNAFOSSO LOTTO 2

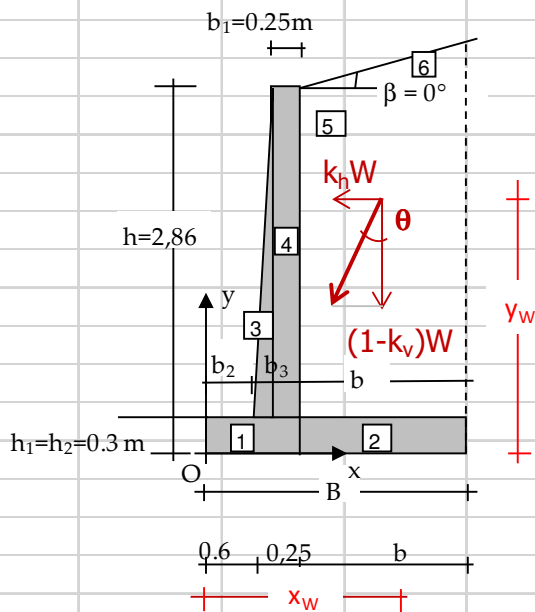
	(kN/m)		(m)		(kN m/m)			
1)	6.38	x	0.425	=	2.71			
2)	3.00	x	1.050	=	3.15			
3)	0.00	x	0.600	=	0.00			
4)	17.88	x	0.725	=	12.96			
5)	20.59	x	1.050	=	21.62			
6)	0.00	x	0.850	=	0.00			
$\Sigma W =$	47.84			$\Sigma M =$	40.44			
ascissa di applicazione della forza peso $x_W = \Sigma M / \Sigma W =$					0.85	m		
Spinte (valori caratteristici)								
le spinte attive sono inclinate dell'angolo δ sull'orizzontale								
7)	$P_A(q_k) = K_A q_k H =$			3.05	kN/m	spinta dovuta al sovraccarico		
8)	$P_A(\gamma_k) = 0,5 K_A \gamma_k H^2 =$			28.87	kN/m	spinta dovuta al peso proprio		
7h)	$P_A(q_k)h = P_A(q_k) \cos \delta =$			2.89	kN/m	componente orizz. di $P_A(q_k)$		
7v)	$P_A(q_k)v = P_A(q_k) \sin \delta =$			0.97	kN/m	componente vert. di $P_A(q_k)$		
8h)	$P_A(\gamma_k)h = P_A(\gamma_k) \cos \delta =$			27.36	kN/m	componente orizz. di $P_A(\gamma_k)$		
7v)	$P_A(\gamma_k)v = P_A(\gamma_k) \sin \delta =$			9.24	kN/m	componente vert. di $P_A(\gamma_k)$		
Spinte (valori di progetto)								
			per il peso proprio del terreno		$\gamma_{G1} =$	1.3		
			per il sovraccarico		$\gamma_Q =$	1.5		
7)	$P_{Ad}(q_k) = \gamma_Q P_A(q_k) =$			4.57	kN/m	spinta dovuta al sovraccarico		
8)	$P_{Ad}(\gamma_k) = \gamma_{G1} P_A(\gamma_k) =$			37.54	kN/m	spinta dovuta al peso proprio		
7h)	$P_{Ad}(q_k)h = \gamma_Q P_A(q_k)h =$			4.33	kN/m	componente orizz. di $P_{Ad}(q_k)$		
7v)	$P_{Ad}(q_k)v = \gamma_Q P_A(q_k)v =$			1.46	kN/m	componente vert. di $P_{Ad}(q_k)$		
8h)	$P_{Ad}(\gamma_k)h = \gamma_{G1} P_A(\gamma_k)h =$			35.56	kN/m	componente orizz. di $P_{Ad}(\gamma_k)$		
7v)	$P_{Ad}(\gamma_k)v = \gamma_{G1} P_A(\gamma_k)v =$			12.01	kN/m	componente vert. di $P_{Ad}(\gamma_k)$		
Coordinate dei punti di applicazione delle azioni rispetto al lembo anteriore della base:								
Spinta	x (m)	y (m)						
$P_{Ad}(q_k)$	1	1.58						
$P_{Ad}(\gamma_k)$	1	1.05						
W_d	0.85							
Verifica allo SLU (GEO) di ribaltamento				DA2 (A1+M1+R3)				
$\gamma_R =$	1.15	Tab. 6.5.1						
Momento ribaltante (dovuto alle spinte):								
Forza	braccio		Momento					
4.33 kN/m	1.58 m		6.84 kNm/m					
1.46 kN/m	-1 m		-1.46 kNm/m					
35.56 kN/m	1.05 m		37.46 kNm/m					
12.01 kN/m	-1 m		-12.01 kNm/m					
	$E_d =$		30.82 kNm/m					
Momento stabilizzante (dovuto al peso proprio del muro e del terreno sovrastante):								
Forza	braccio		Momento					
47.84 kN/m	0.85 m		40.44 kNm/m					
$R_d = M_{stab} / \gamma_R =$		35.17	kNm/m					
R_d	>	E_d	la verifica è soddisfatta					

Verifica in condizioni sismiche secondo NTC 2018					
Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7 , oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato. (§ 7.11.1.)					
Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.					
Verifica		Coefficiente parziale γ_R			
Carico limite		1.20			
Scorrimento		1.00			
Ribaltamento		1.00			
Resistenza del terreno a valle		1.20			
Metodo pseudo-statico					
Azione sismica		[7.11.8]			
Località:		Pistoia			
Vita nominale:		$V_N \geq 50$ anni			
Classe d'uso :		III ($C_U=1.5$)			
Periodo di riferimento:		$V_R = V_N C_U = 50$ anni			
Stato limite ultimo:		SLV ($P_{VR} = 10\%$)			
Periodo di ritorno:		$T_R = 712$ anni	a_g [g]	F_o [-]	T_c [s]
			0.184	2.387	0.295
Categoria di sottosuolo:		C			
$S_S = 1.4 - 0.4 F_o a_g/g \leq 1.2$					
$S_S =$		1.437	Coefficiente stratigrafico Tab. 3.2.IV		
$S_T =$		1	Coefficiente topografico Tab. 3.2.V		
$a_{max} = S_S S_T a_g =$		0.264408 g			
$\beta_m =$		0.38	Coefficiente di riduzione di a_{max} (§ 7.11.6.2.1)		
$k_h = \beta_m a_{max}/g =$		0.100			
$k_v = \pm 0.5 k_h =$		0.050	segno - per componente verticale verso l'alto (nel seguito, per brevità, si assume solo il segno -)		
<div>$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$</div>		<div></div>			
$\tan \theta (-) =$		0.1058	$\theta (-) =$	0.1054 rad =	6.04 °
$\tan \theta (+) =$		0.0957	$\theta (+) =$	0.0954 rad =	5.46 °
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche					
<div>$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$</div>					
$\psi =$		90 ° =	1.571 rad	angolo fra la parete virtuale e l'orizzontale	
$\beta =$		0 ° =	0.000 rad		
$\phi' =$		28 ° =	0.489 rad		

ALLEGATO 04 – VERIFICA MURO SCANNAFOSSO LOTTO 2

$\delta = 2/3 \phi' =$	18.7 ° =	0.326 rad	angolo fra la normale alla parete virtuale e
$\theta = \theta (-) =$	6.04 ° =	0.105 rad	la spinta attiva
$\sin^2(\psi) =$	1.0000		
$\sin^2(\psi + \phi - \theta) =$	0.8601		
$\sin(\psi - \theta - \delta) =$	0.9085		
$\sin(\phi + \delta) =$	0.7274		
$\sin(\phi - \beta - \theta) =$	0.3740		
$\sin(\psi + \beta) =$	1.0000		
$\cos(\theta) =$	0.9945		
$K_{AE} =$	0.3977		

"Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica." (§7.11.6.2.1)



Azioni dovute al peso del muro e del terreno sovrastante in condizioni sismiche

	peso W_i	$(1-k_v) W_i$	x_i	$(1-k_v) W_i x_i$	$k_h W_i$	y_i	$k_h W_i y_i$
	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(kN m/m)	(kN/m)	(m)	(kN m/m)
1)	6.38	6.05	0.425	2.709	0.64	0.15	0.096
2)	3.00	2.85	1.050	3.150	0.30	0.15	0.045
3)	0.00	0.00	0.600	0.000	0.00	1.25	0.000
4)	17.88	16.98	0.725	12.959	1.80	1.73	3.107
5)	20.59	19.56	1.050	21.622	2.07	1.73	3.579
6)	0.00	0.00	0.850	0.000	0.00	0.30	0.000
$\Sigma =$		45.44		40.44	4.81		6.83
$x_W =$		0.89	m		$y_W =$	1.42	m

Spinte in condizioni sismiche (i valori caratteristici e di progetto coincidenti)

7)	$P_{AE}(q_k) = K_{AE} q_k (1-k_v) H =$	3.58 kN/m	spinta dovuta al sovraccarico
8)	$P_{AE}(\gamma_k) = 0,5 K_{AE} \gamma_k (1-k_v) H^2 =$	33.95 kN/m	spinta dovuta al peso proprio
7h)	$P_{AE}(q_k)h = P_{AE}(q_k) \cos \delta =$	3.39 kN/m	componente orizz. di $P_A(q_k)$
7v)	$P_{AE}(q_k)v = P_{AE}(q_k) \sin \delta =$	1.15 kN/m	componente vert. di $P_A(q_k)$
8h)	$P_{AE}(\gamma_k)h = P_{AE}(\gamma_k) \cos \delta =$	32.16 kN/m	componente orizz. di $P_A(\gamma_k)$
7v)	$P_{AE}(\gamma_k)v = P_{AE}(\gamma_k) \sin \delta =$	10.87 kN/m	componente vert. di $P_A(\gamma_k)$
	$\Sigma P_{AE,h} =$	35.55 kN/m	$y_{PAE} =$ 1.10 m

ALLEGATO 04 – VERIFICA MURO SCANNAFOSSO LOTTO 2

			$\Sigma P_{AE,v} =$	12.01 kN/m	$x_{PAE} =$	1 m
Verifica allo stato limite (SLV) per ribaltamento						
Azione di progetto = Momento ribaltante						
$E_d = M_{rib} = \Sigma P_{AE,h} y_{PAE} - \Sigma P_{AE,v} x_{PAE} =$			27.23 kNm/m			
Resistenza di progetto = Momento stabilizzante						
$R_d = M_{stab} = \Sigma (1 - k_v) W_i x_W - \Sigma k_h W_i y_W$			33.61 kNm/m	$\gamma_R =$	1.00	Tab. 7.11.III
R_d	>	E_d	la verifica è soddisfatta			

Le verifiche a ribaltamento risultano essere soddisfatte.

Dai fogli di calcolo precedenti si deduce che il **momento massimo** di ribaltamento, corrispondente al momento massimo sollecitante al piede della parete di scannafosso, risulta essere quello generato dalle condizioni statiche pari a **30.82 kN m**.

Considerando un'armatura verticale pari a $\Phi 12 / 20$ cm si riporta il momento resistente.

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	5,6
2	5,65	19,4

Sollecitazioni
 S.L.U. ☐ Metodo n ☐

N_{Ed} kN
 M_{Ed} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s / E_c 15 f_{cc} / f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

Calcoli:
 M_{xRd} 47,74 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 14,86 ‰
 d 19,4 cm
 x 3,698 x/d 0,1906
 δ 0,7

Momento resistente 47.74 kN/m, VERIFICA SODDISFATTA.

Dai fogli di calcolo precedenti si ricava la forza di taglio alla base del setto.

Condizione statica:

7h)	$P_{Ad}(q_k)h = \gamma_Q P_A(q_k)h =$	4.33 kN/m	componente orizz. di $P_{Ad}(q_k)$
8h)	$P_{Ad}(\gamma_k)h = \gamma_{G1} P_A(\gamma_k)h =$	35.56 kN/m	componente orizz. di $P_A(\gamma_k)$
Azione orizzontale di progetto:			
$E_d = H_{SL} =$		39.89 kN/m	

Condizione sismica:

Azioni dovute al peso del muro e del terreno sovrastante in condizioni sismiche							
	peso W_i	$(1-k_v) W_i$	x_i	$(1-k_v) W_i x_i$	$k_h W_i$	y_i	$k_h W_i y_i$
	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(kN m/m)	(kN/m)	(m)	(kN m/m)
1)	6.38	6.05	0.425	2.709	0.64	0.15	0.096
2)	3.00	2.85	1.050	3.150	0.30	0.15	0.045
3)	0.00	0.00	0.600	0.000	0.00	1.25	0.000
4)	17.88	16.98	0.725	12.959	1.80	1.73	3.107
5)	20.59	19.56	1.050	21.622	2.07	1.73	3.579
6)	0.00	0.00	0.850	0.000	0.00	0.30	0.000
	$\Sigma =$	45.44		40.44	4.81		6.83
7h)	$P_{AE}(q_k)h = P_{AE}(q_k) \cos\delta =$			3.39 kN/m	componente orizz. di $P_A(q_k)$		
8h)	$P_{AE}(\gamma_k)h = P_{AE}(\gamma_k) \cos\delta =$			32.16 kN/m	componente orizz. di $P_A(\gamma_k)$		
$E_d = \Sigma P_{AE,h} + \Sigma k_h W =$			40.36 kN/m		(32.16+3.39+4.81)		

La forza tagliante massima risulta essere quella in condizioni sismiche, pari 40.36 kN.

Si riporta la verifica per sezioni in c.a. non armate a taglio.

CALCOLO DEL SETTO IN C.A.: VERIFICA A TAGLIO							
			TAGLIO=	VEd	4120.00 kg		
				Spessore Parete			
				30			
CALCOLO RESISTENZA A TAGLIO							
fck	25 N/mm ²	resistenza cilindrica cls					
bw=	100 cm	larghezza di calcolo					
h=	30 cm	spessore parete					
c	4 cm	copriferro inferiore					
d=	26 cm	altezza utile					
Asl=	5.62 cm ²	$\rho' =$	0.00216154	(<0.02)	area armatura inferiore		
Asl=	0.71 cm ²	$\rho =$	0.000235	(<0.02)	area armatura superiore		
k=	1.877058	1.877058					
VRd=	10277.01 kg						
FC	1.00						
VRd=	10277.01 kg	RESISTENZA A TAGLIO (4.1.14)					
VRd > VEd VERIFICATA							

Calcolo copertura scannafosso in c.a.

Si riporta il calcolo della nuova soletta piena in c.a. posta a copertura del nuovo scannafosso. Tale elemento risulta poggiare da un lato sul nuovo setto in c.a., mentre all'altra estremità risulta essere ancorato tramite barre di armatura inghisate al setto in c.a. esistente.

Si esegue quindi il calcolo della soletta come trave appoggiata, effettuando le verifiche di resistenza delle sezioni e dell'ancoraggio mediante inghisaggi.

Soletta sp. 20 cm	500 Kg/m ²
-------------------	-----------------------

CARICO PERMANENTE G1:	500 Kg/m²
Massetto porta impianti (10+9 cm) 1800 kg/mc	342 Kg/m ²
Pavimento	60 Kg/m ²
Isolante	25 Kg/m ²
CARICO PERMANENTE G2:	427 Kg/m²
CARICO VARIABILE Q:	300 Kg/m²

Si effettua il calcolo sulla luce maggiore, pari a circa 133 cm circa (l,calc) per una larghezza unitaria.

Carico lineare = $1.3 G1 + 1.5 G2 + 1.5 Q_k = 1740 \text{ daN/m} = q$

Med = $q \times L^2 / 8 = 385 \text{ daN m}$ (mezzeria)

Ted = $q \times L / 2 = 1157 \text{ daN m}$ (appoggio)

Si considera un'armatura presente nel cordolo pari a $\Phi 12 / 20 \text{ cm}$.

Verifica flessione mezzeria

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	4,4
2	5,65	15,6

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

Risultati:
M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x cm x/d
 δ

Momento resistente 36.04 kN/m, VERIFICA SODDISFATTA.

Verifica ancoraggio parete esistente

Considerando un taglio all'appoggio di 1157 daN su una larghezza di 100 cm, si ha che su ciascun ancorante confluisce una forza tagliante pari a $1157/10 = 115.7 \text{ daN}$ (5 barre superiori + 5 barre inferiori).

ALLEGATO 05: VERIFICHE MANUALI PILASTRI IN CEMENTO ARMATO – LOTTO 1

Per la verifica sui pilastri in c.a. del lotto 1 è stato creato un modello di appoggio in cui al posto dei pilastri è stato inserito un vincolo elastico rappresentante la rigidezza del pilastro stesso.

La rigidezza del pilastro è stata calcolata considerando a favore di sicurezza uno schema del tipo shear type con l'elemento pilastro assimilabile ad un'asta incastrata alla base e con doppio pendolo dall'altro lato, la cui rigidezza è data da $k=12EJ/l^3$.

In cui $E=29962 \text{ N/mm}^2$, il modulo elastico utilizzato per il materiale c.a. nel modello, J il momento d'inerzia della sezione e l pari all'altezza del pilastro.

Fermando il modello ad un coefficiente $\alpha_{SLV}=0.627$, quindi maggiore di quello ottenuto per le analisi sismiche pari a 0.612, sono state ottenute le seguenti sollecitazioni massime:

Nmin	97.98 kN	Nmax	201.16 kN
Tmax	22.19 kN	Tmin,x	14.36 kN
Mmax	51.037 kNm	Tmin,y	9.98 kN
		Tmin	17.487 kN
		Mmin	40.221 kNm

Quindi è stata verificata la sezione con il taglio massimo e a presso-flessione nelle due combinazioni (Nmin,Mmax) e (Nmax, Mmin). Si riportano le verifiche effettuate.

Dati sezione e materiale				
Base [cm]	31.00	Carico assiale [kN]		0
Altezza [cm]	28.00	diametro ferri lon.[mm]		20
Copriferro [cm]	2.00	f_{ck} [N/mm ²]		20.00
f_{yk} [N/mm ²]	215.00	f_{cd} [N/mm ²]		9.88
Armatura trasversale				
diametro staffe [mm]	6.00	passo [cm]		100.00
Area staffe [mm ²]		57	numero braccia	2
Verifica a Taglio				
θ per $V_{Rsd}=V_{Rsd}$	$\cotg\theta$	α_c	V_{Rsd} [kN]	V_{Rcd} [kN]
11.9917	2.5000	1.00	4.30	115.92
Taglio Resistente di Progetto V_{Rd} [kN]				4.30
			Tmax,ED (kN)	22.19

La verifica risulta NON soddisfatta.

ALLEGATO 05 – VERIFICHE MANUALI PILASTRI IN CEMENTO ARMATO – LOTTO 1

Titolo : PIL_Nmax Mmin

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	31	28

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,28	2
2	6,28	26

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} **0** kN

M_{xEd} **0** kNm

M_{yEd} **0**

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

FeB22k **C20/25**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} N/mm²

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²

τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Materiali

FeB22k **C20/25**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} N/mm²

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²

τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	201,16	40,221

Aggiunge

Valori **Infiltrisci punti**

PIL_Nmax Mmin

M [kNm] **N [kN]**

M-NRd **M-NEd**

La verifica per Nmax e Mmin risulta verificata.

ALLEGATO 05 – VERIFICHE MANUALI PILASTRI IN CEMENTO ARMATO – LOTTO 1

Titolo: PIL_Nmin Mmax

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	31	28

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,28	2
2	6,28	26

Tipo Sezione:
☒ Rettang.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. **Metodo n**
 N_{Ed} 97,98 **0** kN
 M_{xEd} 51,037 **0** kNm
 M_{yEd} 0 **0**

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione:
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Materiali:
 FeB22k C20/25
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 159,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 0,796 ‰ σ_{c,adm} 8,5 N/mm²
 σ_{s,adm} 115 N/mm² τ_{co} 0,5333
 τ_{c1} 1,686

M_{xRd} 36,65 kN m

σ_c -14,81 N/mm²
 σ_s 159,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 31,08 ‰
 d 26 cm
 x 2,631 x/d 0,1012
 δ 0,7

Sollecitazioni:

N	N [kN]	M [kNm]
1	97,98	51,037

Aggiunge

Valori **Infiltrisci punti**

PIL_Nmin Mmax

La verifica per Nmin e Mmax risulta NON verificata.

Si ipotizza quindi di consolidare i pilastri in c.a. mediante l'applicazione di nastri in C-FRP a taglio e pressoflessione.

Per soddisfare la verifica a taglio, sono necessari nastri con le seguenti caratteristiche:

larghezza fascia, bf=100mm

passo fasce, pf =200mm

numero di strati, nf =2

Le fasce saranno disposte col passo indicato sull'intera lunghezza dei pilastri.

Per soddisfare la verifica a pressoflessione, sono necessari nastri con le seguenti caratteristiche:

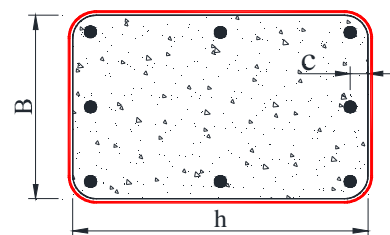
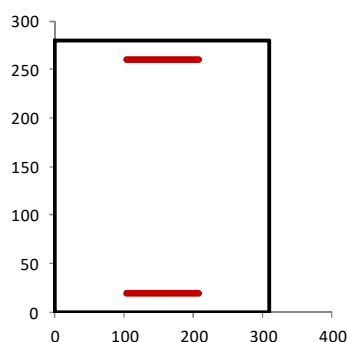
larghezza fascia, bf=280mm

numero di strati, nf =4

Il rinforzo è applicato su tutte le facce del pilastro.

Verifica a taglio

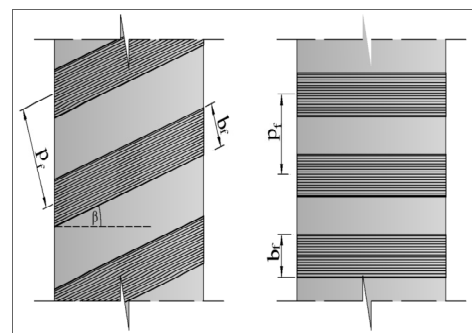
Dati di Input	
Base (B)	310 mm
Altezza (h)	280 mm
Altezza utile (d)	260 mm
Copriferro (c ₁ =c ₂)	20 mm
D staffe	Φ 6
A _{staffe}	28.27
Passo	1000 mm
Bracci staffe	2
R _c	20 mm
Sforzo Normale Sollecitante N	0 kN



Materiali				
	Medie	Calcolo	FC	
Calcestruzzo [MPa]	20	9.88	f _{ck}	12.00 MPa
			f _{ctm}	1.57 MPa
Acciaio [MPa]	215	138	γ _e	1.5
			γ _s	1.15

Scelta FRP	
MapeWrap C UNI-AX 300 - E 256	Carbonio
Tipologia di rinforzo longitudinale	A strisce
Tipologia di rinforzo trasversale	in avvolgimento
Esposizione	Esterna

CARATTERISTICHE FRP		GEOMETRIA FRP	
σ rottura	5340 MPa	γ _{t,d} Coefficiente parziale per i materiali	1.2
Modulo elastico	256 GPa	numero di strati (nr)	2
ε rottura, ε _{frp,u}	0.021	b _r	100 mm
spessore	0.164 mm	p _r	200 mm
min{0.5d; 3b _r ; b _r +200}	130 mm	β	90°
θ inclinazione fessure da Taglio	45°	Attenzione il passo del rinforzo è troppo elevato!	



Fase di calcolo	
A _{sw}	57 mm²
ω _{sw}	0.0026
cot θ (di calcolo) NTC 2008	2.500
v	0.50
α _c	1.000
γ _{t,d} Coefficiente parziale per i modelli	1.2
η _a Fattore di conversione ambientale	0.85
f _{tu} Tensione ultima di delaminazione	4126 MPa
k _G	0.0370
k _b	1.00
Φ _R	0.303
min {0.9d; h _w }	234 mm
t _r Spessore Totale	0.328
γ _t Coefficiente parziale	1.1
γ _{t,d} Coefficiente parziale per i materiali	1.2
f _{td} Resistenza di prog. alla delaminazione	408.2 MPa
Γ _{td} Energia Specifica di Frattura	0.154
S _u	0.25
f _{bd}	1.23
l _e lunghezza efficace di ancoraggio	200.00 mm
f _{ed} Resistenza efficace di calcolo	411.28 MPa
V _{Rd,f}	26.3 kN

VRd,f + VRsd=	30.9 kN
---------------	---------

$$k_b = \sqrt{\frac{2 \cdot \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{b}}} \geq 1 \quad 4.3$$

$$\phi_k = 0.2 + 1.6 \cdot \frac{r_s}{b}, \quad 0 \leq \frac{r_s}{b} \leq 0.5, \quad 4.23$$

$$\Gamma_{fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{cm}} \quad 4.1$$

$$f_{td} = \frac{1}{\gamma_{td}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{fd}}{t_f}} \quad 4.4$$

$$l_{td} = \max \left\{ \frac{1}{\gamma_{td} \cdot f_{td}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{fd}}{2}}, 200 \text{ mm} \right\} \quad 4.1$$

$$f_{td} = f_{td} \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_e \cdot \sin \beta}{\min \{0.9 \cdot d, h_w\}} \right] + \frac{1}{2} (\phi_k \cdot f_{td} - f_{td}) \cdot \left[1 - \frac{l_e \cdot \sin \beta}{\min \{0.9 \cdot d, h_w\}} \right] \quad 4.22$$

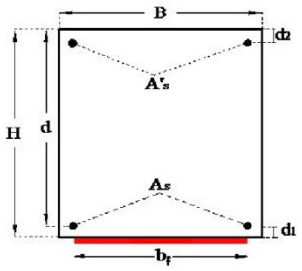
$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{td} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{p_f} \quad 4.19$$

Calcolo Taglio resistente della sezione non rinforzata con FRP	
V _{Rsd} = 4.6 kN	Contributo dell'armatura trasversale di acciaio
V _{Rcd} = 123.5 kN	Contributo del calcestruzzo
V _{Rd,sezione non rinforzata} = 4.58 kN	Resistenza della sezione non rinforzata
V _{Sd} = 22.19 kN	Taglio sollecitante
V _{Rd} = 30.88 kN	Resistenza a taglio della sezione rinforzata

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c} \} \quad 4.18$$

Verifica a presso-flessione

Dati di Input Sezione			
Altezza (H)	280	mm	
Base (B)	310	mm	
Area di acciaio in trazione A _s	628	mm ²	
Area di acciaio in compressione A' _s	628	mm ²	
Copriferro (d ₁ =d ₂)	20	mm	
Altezza utile (d)	260	mm	
Area di lamina A _f	196.8	mm ²	

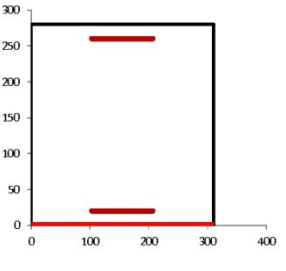


Materiali					
	Resistenze		Moduli elastici		
	Medie	Calcolo			
Calcestruzzo f _{cm} [MPa]	20	14.81	27085	f _{ck}	12.00 MPa
Acciaio f _{yk} [MPa]	215	159.3	210000	f _{cm}	1.57 MPa
Fattore di confidenza FC	1.35			ε _{cp}	0.00076

Sforzo Normale Sollecitante N _{sd} [kN]	97.98	N max = 1229 kN
Momento iniziale agente in sezione prima dell'applicazione delle fibre M ₀ [kNm]	0	

Materiale	Tipo di fibra	Esposizione
HapeWrap C UNI-AX 300 - E 256	Carbonio	Interna

CARATTERISTICHE FRP	
σ caratteristica di rottura	5340 MPa
ε caratteristica di rottura, ε _{sk}	0.021
Modulo elastico	256000 MPa
Spessore equivalente tessuto secco (t _f)	0.164 mm
Coefficiente di sicurezza per distacco FRP (γ _{f,d})	1.2
Coefficiente parziale del materiale (γ _f)	1.10
Fattore di conversione ambientale (η _{da})	0.95
σ calcolo, f _{td}	4228 MPa



Larghezza rinforzo (b _f)	300 mm
N° strati rinforzo (n)	4
Coefficiente per condizione di carico (k _q)	Carico concentrato

k _b	1.00
k _c	0.037
b _f / b	0.97
f _{odd,2} Resist. di prog al distacco FRP (mod 2)	475 MPa
ε _{f,Ad} Deformazione max di distacco FRP	0.00185
ε ₀ lembo teso CLS all'applicazione dell'FRP	0.00000
ε _{sy} - ε ₀	0.00076
Γ _{fd} Energia specifica di frattura	0.154 MPa
f _{bd} Resist. di prog. adesione FRP-CLS	1.23 MPa
l _{ed} Lunghezza ottimale di ancoraggio	200.0 mm
f _{odd} Resist. di prog. al distacco FRP (mod 1)	289 MPa
ε calcolo, ε _{fd}	0.00185

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd,2}}{E_f} \geq \varepsilon_{sy} - \varepsilon_0$$

NO distacco intermedio

$$\varepsilon_{ss} = \min \left\{ \eta_s \cdot \frac{\varepsilon_s}{\gamma_f}, \varepsilon_{fdd} \right\}$$

Output: calcolo dell'asse neutro a rottura e del momento ultimo (y _e , M _u)									
y _e	regione	ψ	λ	σ' _s	σ _s	σ _t	Risolvi	eq. Traslazione	M _u
mm		ad.	ad.	MPa	MPa	MPa			
64.04	1	0.80	0.416	79.38	159.26	474.50		-6225.44	57.73

Sezione non Rinforzata			
y _e	σ' _s	σ _s	M _u
mm	MPa	MPa	kN m
26.668	159.26	159.3	36.63

ε _c	0.00055
ε' _s	0.00038
ε _s	0.00168
ε _{fu}	0.00185

ALLEGATO 06: VERIFICHE MANUALI PILASTRI IN MATTONI PIENI LOTTO 2

Per la verifica statica sui pilastri in mattoni pieni fra le finestre del lotto 2 è stata fatta una verifica a mano. È applicato, in testa al pilastro il seguente carico del solaio di copertura, determinato col metodo delle aree di influenza.

I carichi utilizzati sono gli stessi indicati in relazione, di seguito riportati:

Porzione Edificio ad un piano

Solaio copertura

CARICO PERMANENTE G1: Peso proprio solaio latero cemento (13+13)	442 Kg/m²
CARICO PERMANENTE G2: Pacchetto di copertura, intonaco, isolante, controsoffitto, impianti	169 Kg/m²
CARICO NEVE Q:	80 Kg/m²
CARICO COPERTURA MANUTENZIONE Q:	50 Kg/m²

	daN/m ²	
Gk1 =	442	
Gk2 =	168.8	
qK =	90	
	daN/m ²	
qfond	840.64	
	m ²	
Ainfl	6.5	
	daN	kN
N2	5464.16	54.642

ALLEGATO 06 – VERIFICHE MANUALI PILASTRI IN MATTONI PIENI LOTTO 2

Verifica a pressoflessione nel piano - Verifica per carichi statici (SLU) - Pilastro mattoni fra finestre											
CARATTERISITICHE MURATURA											
w (kN/m ³)	18	Peso Specifico muratura									
l (m)	0.3	Lunghezza parete									
t (m)	0.3	Spessore Parete									
h (m)	2.2	Altezza parete									
a (m)	10	Interasse tra due pareti ortogonali che irr. La parete esaminata									
ρ	1.000	Tab NTC2008									
h ₀ (m)	2.200	Lunghezza libera di inflessione					h/a	0.220			
λ	7.3	Snellezza convenzionale									
f _m (N/cm ²)	345	Resistenza compressione muratura									
τ ₀ (N/cm ²)	9	Restenza tangenziale muratura									
E (N/mm ²)	1500	Modulo di elasticità normale muratura									
G (N/mm ²)	500	Modulo elasticità tangenziale muratura									
γ _M	3	Coefficiente di sicurezza									
FC	1.2	Fattore di Confidenza									

Tabella 4.5.IV - Fattore laterale di vincolo

h/a	ρ
h/a ≤ 0,5	1
0,5 < h/a ≤ 1,0	3/2 – h/a
1,0 < h/a	1/[1+(h/a) ²]

CARATTERISTICHE DEI CARICHI											
N ₁ (kN)	0.000	Carico muro soprastante centrato rispetto ad esso									
N _{2,p,k,sx} (kN)	54.642	Peso solaio a sinistra									
N _{2,p,k,dx} (kN)	0.00	Peso solaio a destra									
d ₁ (m)	0	Eccentricità di N ₁ rispetto a baricentro muro di verifica (con segno)									
d _{2,sx} (m)	0.0000	Eccentricità di N _{2,sx} rispetto a baricentro muro di verifica (con segno)									
d _{2,dx} (m)	0	Eccentricità di N _{2,dx} rispetto a baricentro muro di verifica (con segno)									
N _{testa} (kN)	54.64	Sforzo normale in testa									
N _{mezzera} (kN)	56.60	Sforzo normale in mezzera									
N _{piede} (kN)	58.56	Sfrozo normale al piede									
M _v (kNm)	0	Momento azioni orizzontali in mezzera									
CALCOLO ECCENTRICITA'											
e _{s1} (m)	0.000										
e _{s2} (m)	0.000										
e _a (m)	0.011	Eccentricità accidentale									
e _{v, testa} (m)	0.000	Eccentricità azioni orizzontali									
e _{v, mezz} (m)	0.000	Eccentricità azioni orizzontali									
e _{v, piede} (m)	0.000	Eccentricità azioni orizzontali									

Tabella 4.5.III - Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità m=6 e/t				
0	0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	---
20	0.53	0.36	0.23	---	---

Sezione di testa				φ Superiore	φ Inferiore						
λ ₁	5	m1	1	0.55	0.39	λ	7.33	φM1	0.7060		
λ ₂	10	m2	1.5	0.45	0.27	m	0.22	φM2	0.5772	φ testa	0.645893
Sezione di mezzera				φ Superiore	φ Inferiore						
λ ₁	5	m1	0.5	0.71	0.55	λ	7.33	φM1	0.7880		
λ ₂	10	m2	1	0.61	0.45	m	0.11	φM2	0.628	φ mezz	0.713333
Sezione al piede				φ Superiore	φ Inferiore						
λ ₁	5	m1	1	0.55	0.39	λ	7.33	φM1	0.7060		
λ ₂	10	m2	1.5	0.45	0.27	m	0.22	φM2	0.5772	φ piede	0.645893

Sezione di testa		m		0.220							
φ	0.646	Coefficiente riduttivo della resistenza									
N _{RD} (kN)	55.708	>	N _{ED} (kN)	54.642	VERIFICA SODDISFATTA			NED/NRD	0.98		
Sezione di mezzera		m		0.110							
φ	0.713	Coefficiente riduttivo della resistenza									
N _{RD} (kN)	61.525	>	N _{ED} (kN)	56.602	VERIFICA SODDISFATTA			NED/NRD	0.92		
Sezione al piede		m		0.220							
φ	0.646	Coefficiente riduttivo della resistenza									
N _{RD} (kN)	55.708	<	N _{ED} (kN)	58.562	VERIFICA NON SODDISFATTA			NED/NRD	1.05		

La verifica non risulta soddisfatta.

Si ipotizza quindi di intervenire iniettando i pilastri in muratura con miscele leganti così da poter utilizzare il fattore correttivo di resistenza di 1,2 indicato in circolare per pilastri di questa tipologia, così da risolvere questa problematica. Essendo il coefficiente di sicurezza attuale pari ad 1.05, incrementando la resistenza per un valore di 1.2 la verifica risulta essere banalmente soddisfatta.