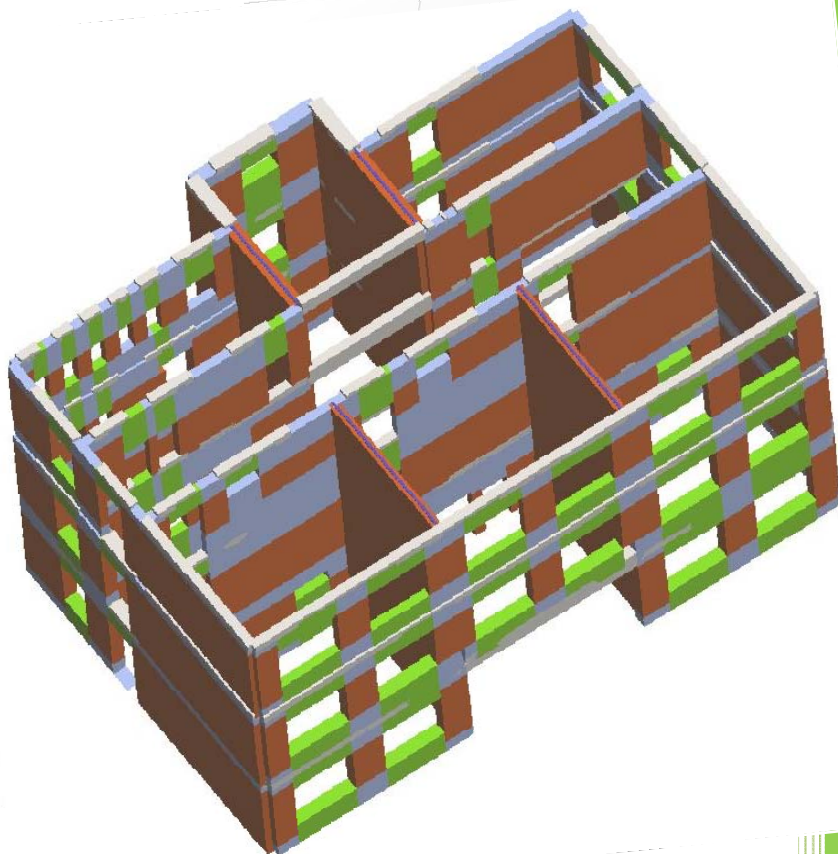
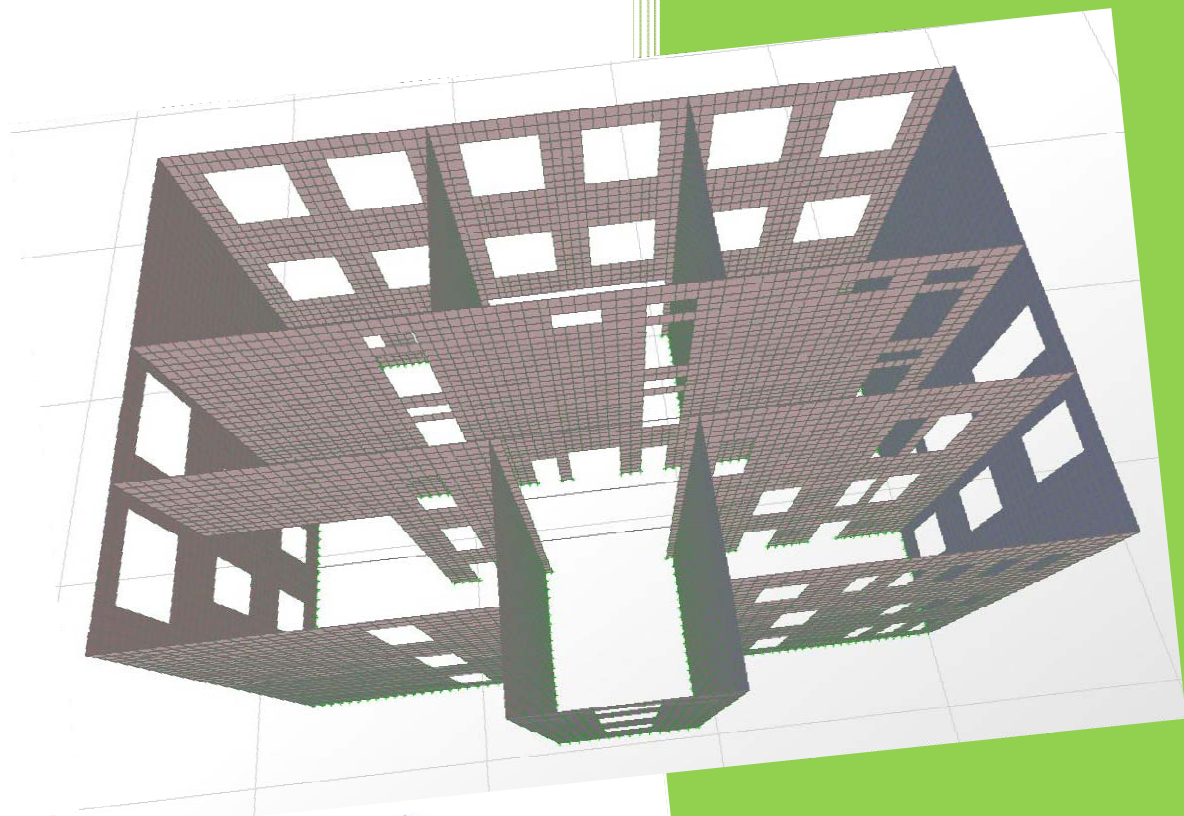


Valutazione del rischio sismico e riabilitazione strutturale di un edificio scolastico in muratura nel comune di Prato



Stefano Marmo

**Progetto e riabilitazione
delle strutture I**

Prof. Ing. Maurizio Orlando

Anno Accademico 2011-2012

Sommario

Premessa	4
1. Normative di riferimento	4
2. Descrizione dell'edificio allo stato attuale	4
2.1. Ipotesi preliminari	10
2.2. Livello di Conoscenza acquisito sul manufatto	12
2.3. Caratteristiche meccaniche	14
3. Azioni sulle costruzioni.....	16
3.1. Azioni della neve	16
3.2. Azioni del vento	18
3.2.1. Velocità di riferimento	18
3.2.2. Azioni statiche equivalenti	19
3.2.3. Pressione del vento	19
3.3. Azione sismica	21
3.3.1. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento	22
3.3.2. Categorie di sottosuolo	23
3.3.3. Condizioni topografiche	23
3.3.4. Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali.....	24
4. Strutture orizzontali	25
4.1. Solai e copertura.....	25
4.2. Scale.....	28
4.3. Carichi variabili	28
4.4. Travi in c.a.....	29
5. Verifica ai carichi verticali	30
6. Analisi dei cinematismi locali di collasso	59
6.1. Analisi dei carichi.....	60
6.2. Ribaltamento semplice.....	61
6.2.1. Analisi cinematica lineare.....	62
7. Intervento di adeguamento statico	70
8. Analisi statica non lineare	75

8.1. Risultati dell'analisi.....	78
8.2. Interventi di adeguamento sismico.....	81
9. Interventi sulle fondazioni	85
9.1. Verifica dei cordoli longitudinali	85
9.2. Verifica dei cordoli di collegamento.....	90
Allegati.....	96

Premessa

In concomitanza del corso di "Progetto e riabilitazione delle strutture I" è stata eseguita un'esercitazione riguardante lo studio di un edificio scolastico esistente in muratura.

La presente relazione è suddivisa nel seguente modo. Nella prima parte sono state messe insieme tutte le informazioni ed ipotesi derivanti dallo studio e dal rilievo dell'edificio in modo da poter adottare un Livello di Conoscenza adeguato e nella seconda fase eseguire l'analisi dei carichi. Nella fase successiva, quindi, è stata fatta la verifica ai carichi verticali e degli eventuali meccanismi locali di collasso della struttura. Nella quarta fase sono stati descritti gli interventi di adeguamento statico. A questo punto si è passati all'analisi sismica dell'edificio e da ultimo agli interventi di adeguamento sismico.

1. Normative di riferimento

Per lo sviluppo dell'esercitazione si è fatto riferimento alla nuova normativa riguardante le costruzioni:

- D.M. gennaio 2008, Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008).
- Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008, Aprile 2009 (Circolare).

2. Descrizione dell'edificio allo stato attuale

L'oggetto dell'analisi è la Scuola Media "Don Bosco" posta in Via Pistoiese, 558/E a Prato (PO) località Narnali. L'edificio è distribuito su tre piani ed ha una forma pressoché rettangolare con una sporgenza centrale verso l'esterno in corrispondenza del vano scala sul lato nord. Al suo interno vi sono 9 aule per le attività scolastiche (3 al piano terra, 4 al primo piano e 2 al piano secondo), una cucina, un'aula insegnanti, un archivio e una stanza per il custode al piano terra, 2 laboratori e la presidenza al piano secondo. I servizi igienici sono presenti su tutti e tre i livelli. All'esterno della scuola, in adiacenza al vano scala, è presente una centrale termica.



Figura 1 - Vista aerea dell'edificio scolastico



Figura 2 - Vista della facciata principale lato sud



Figura 3 - Vista della facciata posteriore lato nord

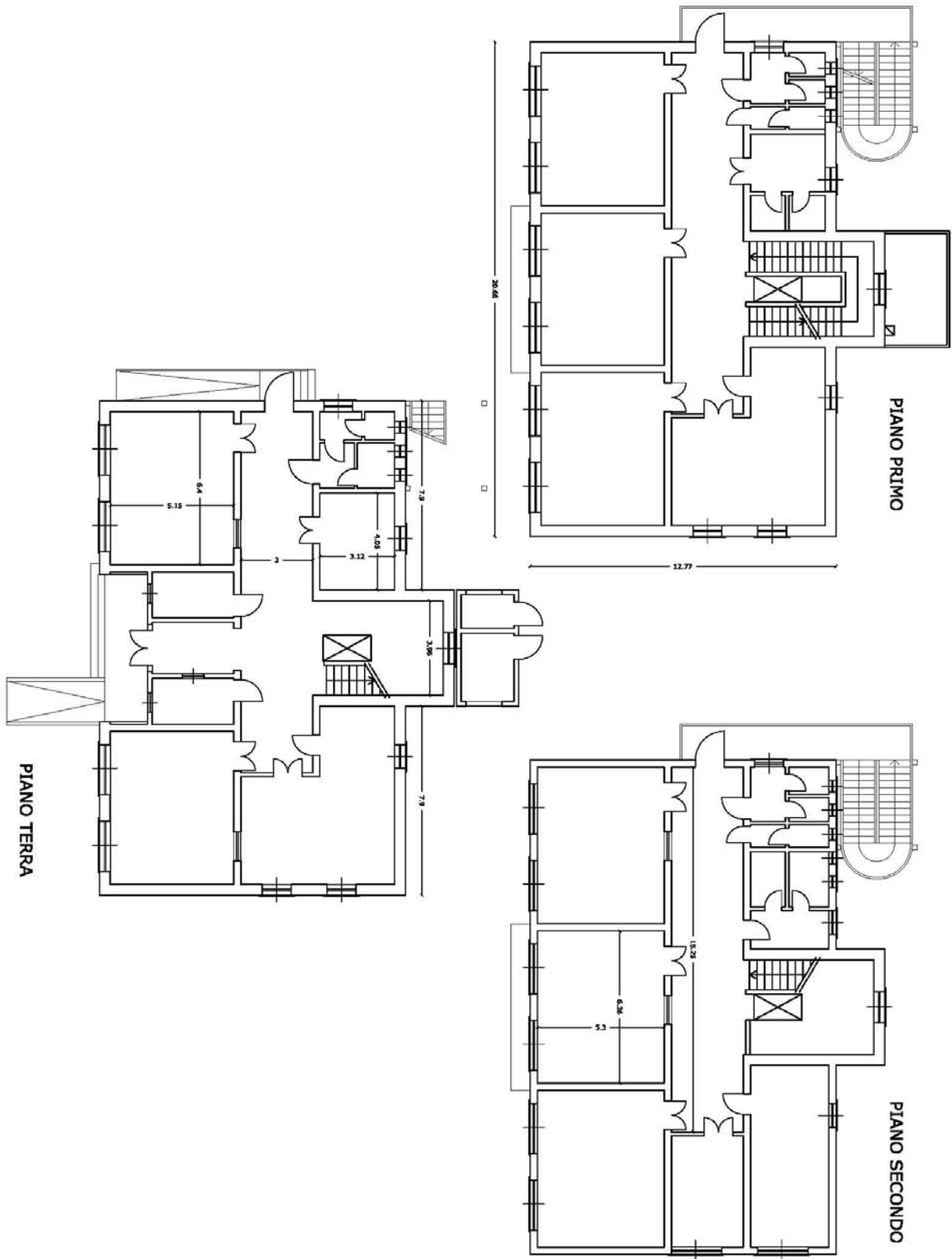
Si tratta di un edificio con struttura portante in muratura tradizionale intonacata e solai in laterizio armato con cordoli in c.a. alla quota dei solai, già adibito a scuola fino dall'epoca della costruzione datata 1954-1955. Le scale, come detto, si trovano sul lato nord dell'edificio in posizione centrale, mentre all'angolo tra la parete nord e la parete ovest è presente una scala antincendio a servizio del primo e secondo piano. Lo stato di conservazione dell'edificio è buono.

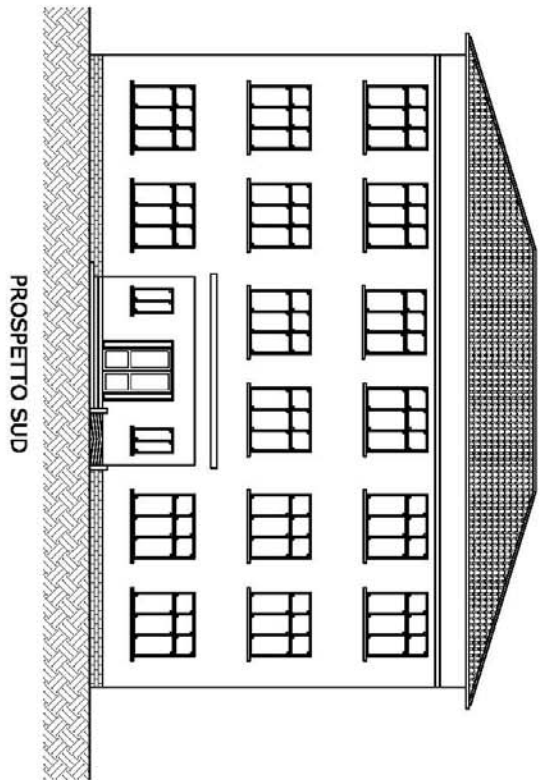
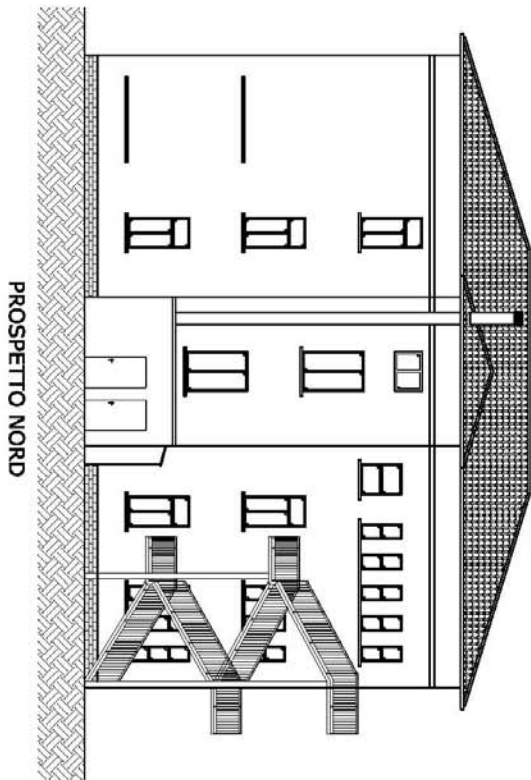
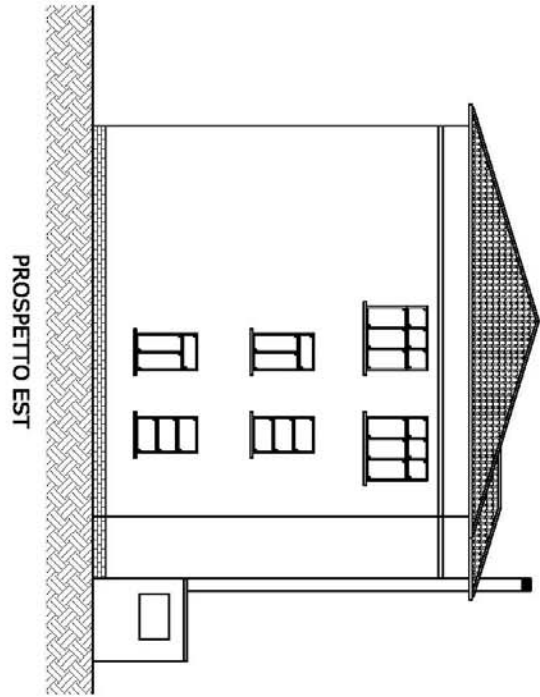
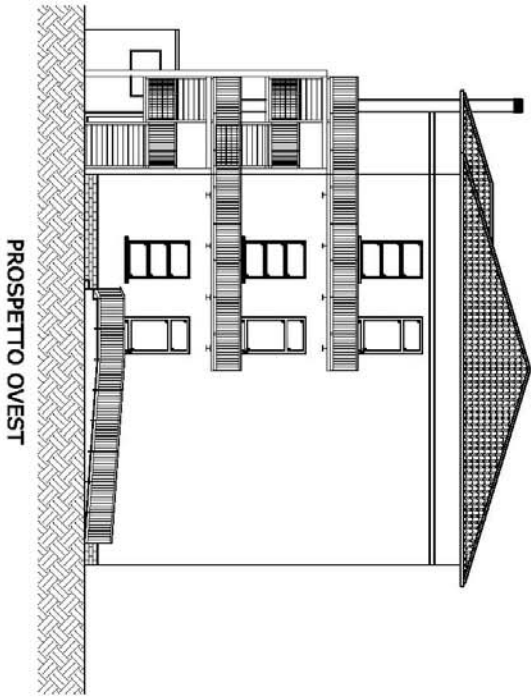


Figura 4 - Veduta della scala antincendio

Dalla documentazione tecnica, sappiamo che sull'edificio sono stati fatti lavori di sopraelevazione nell'anno 1958 e quindi il piano secondo risulta essere successivo rispetto all'edificio originario. Inoltre, risulta che nel 1986 si è proceduto alla ricostruzione del tetto sostituendo la vecchia orditura in legname con una struttura in c.a. costituita da puntoni, travi di colmo, travi rompitratta tutte in c.a., nonché ricostituendo i timpani con travi parete; perimetralmente all'appoggio sulle murature è stato costituito un cordolo dell'altezza media di 50 cm e dello spessore di 26 cm, collegandolo al cordolo esistente sottostante alla quota del solaio. La copertura è realizzata con travi prefabbricate in c.a.v., con travi varesi e sovrastante tavellonato in getto di cls di 4 cm con rete elettrosaldata.

Riporto di seguito le piante e i prospetti dell'edificio.

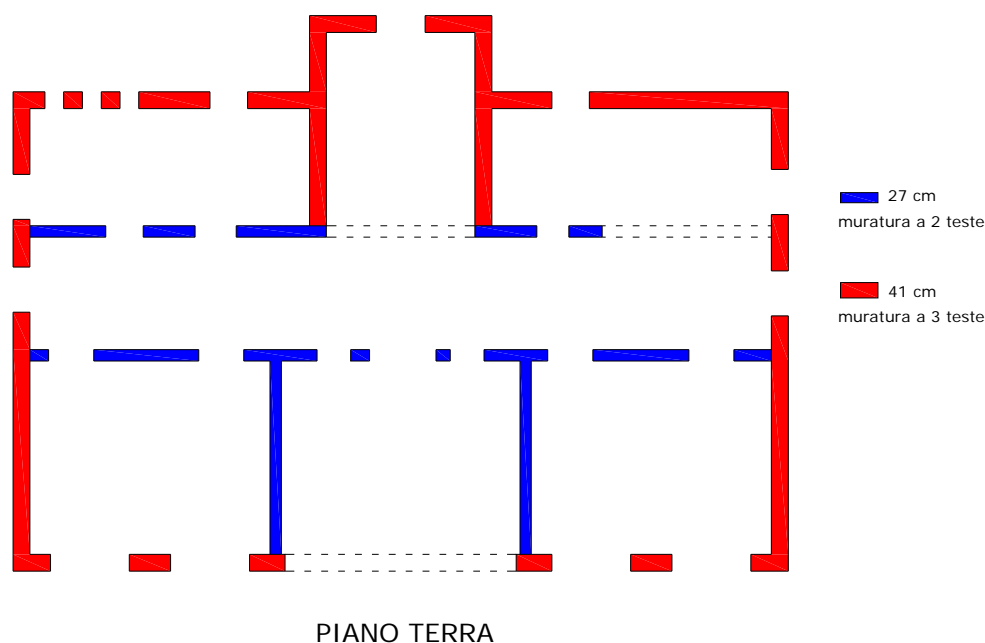


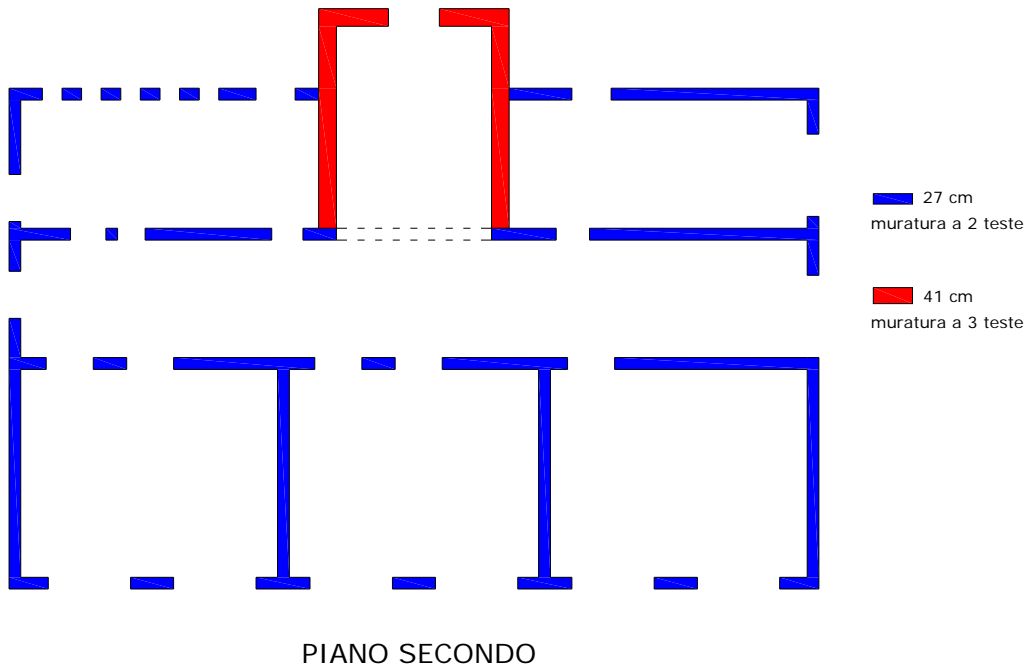
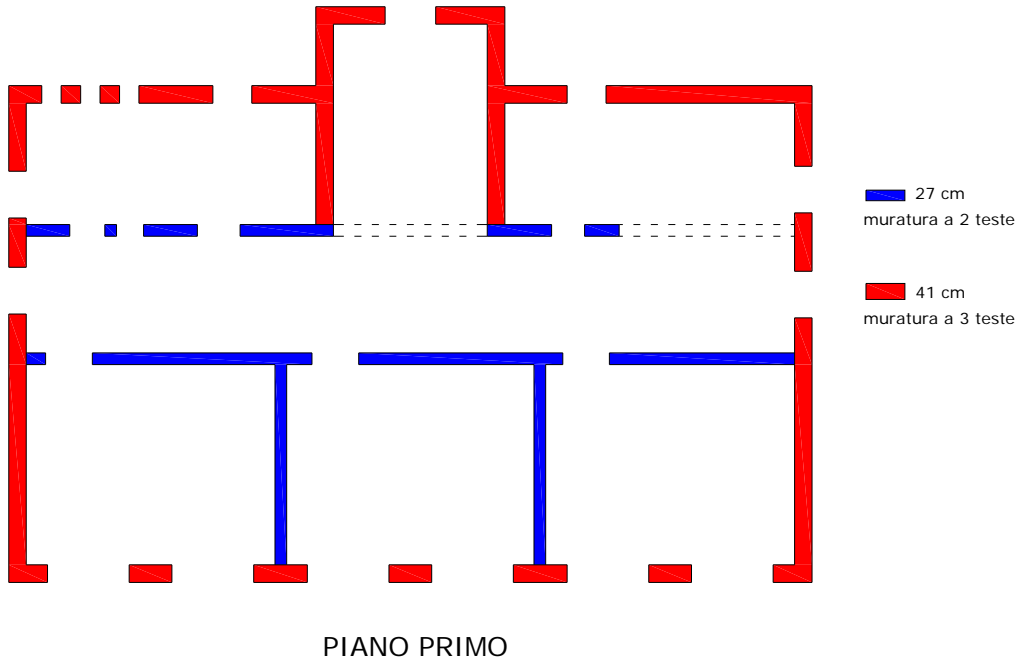


2.1. Ipotesi preliminari

Non essendo state fatte prove o saggi sulle murature e sui solai, mancano delle informazioni precise sulle caratteristiche tipologiche degli elementi strutturali che compongono l'edificio, quindi si possono fare soltanto delle ipotesi sulla loro natura. Ecco un elenco delle ipotesi preliminari:

- muratura di mattoni pieni in malta di calce; la presenza del rivestimento con intonaco delle pareti sia interne che esterne non fornisce informazioni sul tipo di muratura, al contrario i muri sottotetto sono costituiti da mattoni pieni e quindi si ipotizza questa tipologia per tutte le pareti del fabbricato. Dalle misurazioni degli spessori murari, ho considerato le pareti esterne del piano terra e piano primo a 3 teste di 13 cm con 2 cm di intonaco per lato per un totale di 45 cm ($2+13+1+13+1+13+2$), mentre le pareti interne e quelle esterne del piano secondo a 2 teste con 1,5 cm per lato per un totale di 30 cm ($1,5+13+1+13+1,5$). Le piante seguenti indicano i muri a 2 e 3 teste, in tratteggio sono segnate le travi;
- solai con assenza di soletta; nella documentazione viene indicata la presenza di solai in laterizio armato, per questo si assume cautelativamente un solaio non infinitamente rigido nel proprio piano;
- presenza di cordoli in c.a. alla quota dei solai di piano; anche dall'ispezione del sottotetto si nota la presenza di un cordolo al livello dell'ultimo solaio, per cui si può ragionevolmente ipotizzare una loro presenza anche agli altri piani. Per lo studio dei meccanismi locali, invece, si ipotizza la loro assenza.





2.2. Livello di Conoscenza acquisito sul manufatto

Sono stato dotato degli elaborati relativi al rilievo geometrico dell'edificio, concessi dal Prof. Ing. Maurizio Orlando, e da dei brogliacci relativi ad un sopralluogo, effettuato allo scopo di verificarne la congruità con lo stato dei luoghi.

A tale scopo sono state effettuate le seguenti misurazioni:

- a campione all'interno dei locali più significativi;
- altezze interne di piano;
- all'esterno del fabbricato (altezza di gronda e dimensioni in pianta).

E' stata ispezionata la totalità dell'edificio.

Per eseguire un'analisi su un edificio esistente è fondamentale svolgere approfondite analisi sulle caratteristiche della struttura che riguardano principalmente il rilievo geometrico della costruzione, lo studio dei dettagli costruttivi e le proprietà meccaniche dei materiali. In funzione dell'accuratezza di tali operazioni la normativa definisce 3 diversi livelli di conoscenza (LC1, LC2 e LC3). Dopo avere individuato il livello di conoscenza dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali) la normativa fornisce i correlati fattori di confidenza che saranno utilizzati come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri coinvolti nel modello (punto 8.5.4. *Livelli di conoscenza e fattori di confidenza* NTC 2008). Per l'edificio oggetto di studio, non sono previste prove per l'acquisizione di un livello di conoscenza minimo. Allo scopo di valutarne il comportamento si è fatto riferimento ai valori riportati in normativa per i livelli di conoscenza LC1 e LC2. Questo modo di agire ci permette di avere indicazioni approssimate ad un intervallo di valori possibili e permette di cogliere le debolezze dell'unità.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Tabella 1 - Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Nelle "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008" al punto C8A.1.A.4 il livello di conoscenza LC1 si intende raggiunto quando: *"siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è FC = 1.35"*.

La norma al punto C8A.1.A.2 afferma che per *"verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi"* intende: *"verifiche basate su rilievo di tipo visivo, effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi di cui ai punti a) e b) possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura. In assenza di un rilievo diretto, o di dati sufficientemente attendibili, è opportuno assumere, nelle successive fasi di modellazione, analisi e verifiche, le ipotesi più cautelative"*.

Per raggiungere un LC1, relativamente alle proprietà dei materiali, sarà necessario svolgere indagini in situ limitate come indicato in Tabella 1. Le indagini in situ limitate sulle proprietà dei

materiali *“servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all’epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura. Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1 m x 1 m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. E’ da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.*

In conclusione, risulta chiaro che il livello di conoscenza sull’edificio non è sufficiente a raggiungere il minimo da normativa, ma verrà comunque adottato il livello di conoscenza minimo (LC1) per lo svolgimento dell'esercitazione.

2.3. Caratteristiche meccaniche

Nel caso si faccia riferimento, quindi, a un livello di conoscenza **LC1** il relativo fattore di confidenza FC risulta pari a 1,35.

Per il livello di conoscenza LC1 la normativa prevede che vengano utilizzate le seguenti grandezze:

- Resistenze: valore minimo intervallo di Tabella C8A.2.1;
- Moduli elastici: valori medi riportati nella Tabella C8A.2.1.

Per la muratura del fabbricato (*Muratura in mattoni pieni e malta di calce*) si assume in sede di verifica le seguenti grandezze determinate facendo riferimento alle indicazioni riportate in Tabella 1 e Tabella 2:

$$f_m = \text{resistenza media a compressione} = 2,40 \text{ N/mm}^2$$

$$t_0 = \text{resistenza media-caratteristica a taglio} = 0,06 \text{ N/mm}^2$$

$$E = \text{modulo di elasticità normale} = 1500 \text{ N/mm}^2$$

$$G = \text{modulo di elasticità tangenziale} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$w = \text{peso specifico} = 18 \text{ KN/m}^3$$

Resistenza di progetto		
<i>Carichi verticali</i>		
γ_M	3	$f_d = f_m / (\gamma_M \cdot FC) = 0,5926 \text{ N/mm}^2$ $f_{vd} = \tau_0 / \gamma_M = 0,0200 \text{ N/mm}^2$
<i>Analisi non lineare</i>		
γ_M	2	$f_d = f_m / FC = 1,7778 \text{ N/mm}^2$ $f_{vd} = \tau_0 / \gamma_M = 0,0300 \text{ N/mm}^2$

Nel caso si faccia riferimento a un livello di conoscenza **LC2** il relativo fattore di confidenza FC risulta pari a 1,20.

Per il livello di conoscenza LC2 la normativa prevede che vengano utilizzati le seguenti grandezze:

- Resistenze: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1;
- Moduli elastici: valori medi riportati nella Tabella C8A.2.1.

Per la muratura del fabbricato (*Muratura in mattoni pieni e malta di calce*) si assume in sede di verifica le seguenti grandezze determinate facendo riferimento alle indicazioni riportate in Tabella 1 e Tabella 2:

$$f_m = \text{resistenza media a compressione} = 3,20 \text{ N/mm}^2$$

$$t_0 = \text{resistenza media-caratteristica a taglio} = 0,076 \text{ N/mm}^2$$

$$E = \text{modulo di elasticità normale} = 1500 \text{ N/mm}^2$$

$$G = \text{modulo di elasticità tangenziale} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$w = \text{peso specifico} = 18 \text{ KN/m}^3$$

Resistenza di progetto		
<i>Carichi verticali</i>		
γ_M	3	$f_d = f_m / (\gamma_M \cdot FC) = 0,8889 \text{ N/mm}^2$ $f_{vd} = \tau_0 / \gamma_M = 0,0253 \text{ N/mm}^2$
<i>Analisi non lineare</i>		
γ_M	2	$f_d = f_m / FC = 2,6667 \text{ N/mm}^2$ $f_{vd} = \tau_0 / \gamma_M = 0,0380 \text{ N/mm}^2$

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w (kN/m ³)
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Tabella 2 - Tabella C8A.2.1 NTC 2008

3. Azioni sulle costruzioni

Sono stati valutati i carichi accidentali agenti sulla copertura prodotti dalla neve e gli effetti prodotti dal vento, relativamente alla zona di nostro interesse (Prato); oltre ovviamente ai carichi permanenti dovuti agli elementi strutturali dell'edificio stesso.

E' stata anche valutata l'azione sismica che agisce sull'edificio attraverso l'individuazione dello spettro di risposta. E' stata presa in considerazione soltanto la componente orizzontale del sisma, in quanto non sono state verificate le condizioni necessarie al fine di valutare anche la componente verticale (punto 7.2.1. *Criteri generali di progettazione* NTC 2008).

3.1. Azioni della neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, assunto per angoli della falda compresi tra 0° e 30° pari a 0,8;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo (kN/m^2); dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione. Per Prato (zona II) viene calcolato mediante le seguenti espressioni

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,85 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

C_E è il coefficiente di esposizione, può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Il valore consigliato per una topografia normale e pari a 1;

C_t è il coefficiente termico, può essere utilizzato per tenere conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della neve stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. In assenza di uno specifico e documentato studio deve essere utilizzato $C_t = 1$.

La costruzione sorge ad un'altitudine di 61 m s.l.m. perciò si ottiene:

$$q_s = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

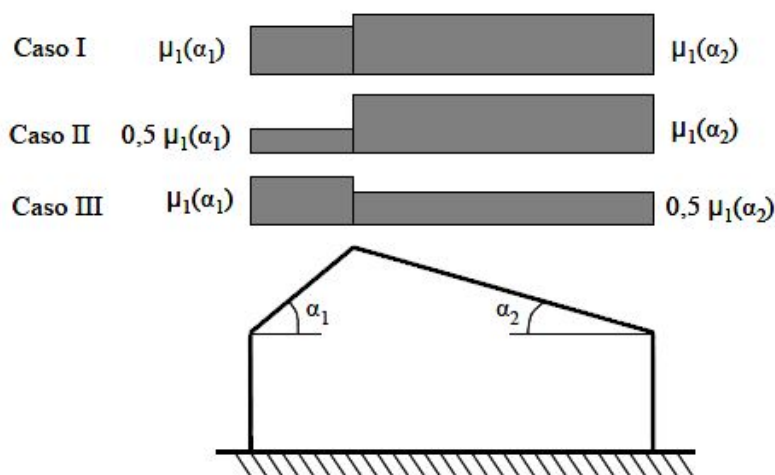


Figura 5 - Condizioni di carico per coperture a due falde

Il valore indicato sopra comprende il coefficiente di forma della copertura; il valore di tale coefficiente, come affermato in precedenza, e pari a 0.8. Vengono considerati i casi indicati al

punto 3.4.5.3 "Copertura a due falde" delle NTC 2008. In particolare si considerano i casi di analisi indicati in Figura 6.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

3.2. Azioni del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti.

3.2.1. Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a(a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti dalla tabella 3.3.I NTC 2008 e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Tabella 3 - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a (Tabella 3.3.I NTC 2008)

Essendo la costruzione oggetto della presente situata alla quota di 61 m s.l.m. la velocità di riferimento è pari a:

$$v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

3.2.2. Azioni statiche equivalenti

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione.

3.2.3. Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento (in N/m^2), data dall'espressione

$$q_b = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 = 456 \text{ N/m}^2$$

con

v_b , velocità di riferimento del vento (in m/s)

ρ , densità dell'aria, assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$

c_e è il coefficiente di esposizione; dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezza del suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove

k_r, z_0, z_{min} sono assegnati in Tab. 3.3. II NTC 2008, in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente pari a 1.

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 4 - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione (Tabella 3.3. II NTC 2008)

Assumendo $z = 11,2 \text{ m}$ si ottiene $c_e = 2,21$.

c_d è il coefficiente dinamico in cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali, posto cautelativamente pari a 1.

c_p è il coefficiente di forma che, in assenza di più precise valutazioni, viene assunto in base a quanto detto nella Circolare al punto C3.3.10.1 "Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate o curve".

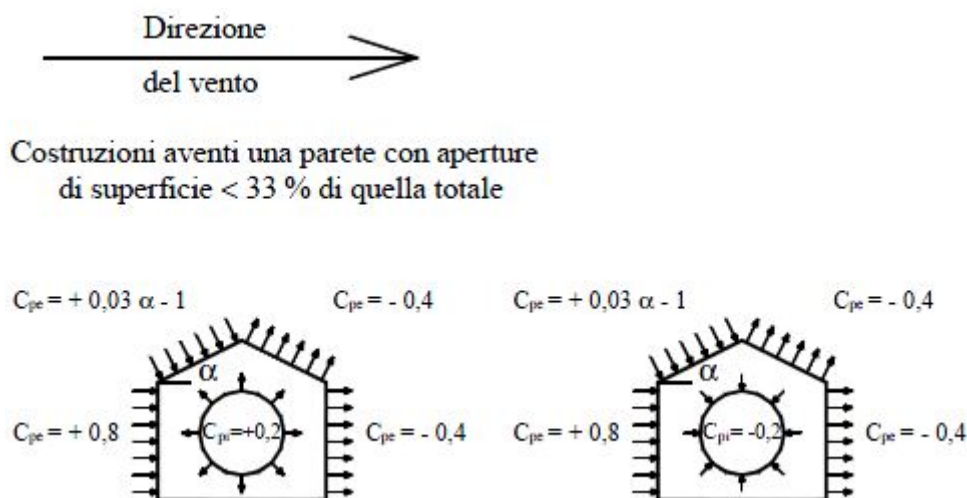


Figura 6 - Coefficienti di forma degli edifici

L'azione del vento verrà utilizzata per la verifica a carichi verticali della muratura. Verrà considerato per cui un coefficiente $c_p = + 0,8$.

Si ottiene quindi un valore della pressione del vento pari a

$$p = 456 \cdot 2,21 \cdot 1 \cdot 0,8 = 806 \text{ N/m}^2$$

3.3. Azione sismica

Il sisma è un processo estremamente complesso caratterizzato dalla propagazione tridimensionale nel suolo di onde, dovute principalmente ad un rilascio improvviso di energia legato a fenomeni di frattura o movimento lungo faglie già esistenti della crosta terrestre.

Le azioni sismiche di progetto di base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è infatti definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $Se(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- α_g , accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o , 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.

3.3.1. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

La vita nominale è determinata attraverso la Tabella 2.4.I delle NTC 2008 ed è assunta pari a 50 anni. L'azione sismica sulla costruzione viene valutata in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . La scuola materna oggetto del presente elaborato appartiene alla classe d'uso IV in quanto si tratta di una costruzione con funzioni pubbliche o strategiche importanti in riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità secondo quanto indicato al punto 2.4.2. delle NTC 2008.

Nel caso in esame il periodo di riferimento sarà pertanto uguale a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 5 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere (Tabella 2.4.I NTC 2008)

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 6 - Valore del coefficiente d'uso C_U (Tabella 2.4.II NTC 2008)

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e sono funzione della vita di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- $V_R = 100 \text{ anni}$;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{V_R} associate a ciascuno degli stati limite considerati.

I valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* da utilizzare per definire l'azione sismica relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'Allegato B alle NTC 2008 in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R .

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

Nel caso in esame i parametri che permettono di determinare la forma spettrale su sito di riferimento rigido orizzontale assumo i seguenti valori:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,065	2,542	0,270
SLD	101	0,079	2,542	0,279
SLV	949	0,181	2,392	0,310
SLC	1950	0,226	2,406	0,317

Tabella 7 -Parametri dell'azione sismica

3.3.2. Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Non avendo a disposizione alcun dato relativo al terreno si ipotizza la categoria di sottosuolo C (Tabella 3.2.II NTC 2008). Una volta individuata la categoria del sottosuolo, la Tabella 3.2.V NTC 2008 fornisce le espressioni per il calcolo dei coefficienti S_5 e C_C , necessari per ricavare l'accelerazione spettrale orizzontale.

3.3.3. Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali si può adottare la classificazione proposta in normativa (tabella 3.2.IV NTC 2008).

Il sito in esame è collocabile nella categoria T_1 .

Una volta individuata la categoria topografica, la Tabella 3.2.VI NTC 2008 fornisce l'espressione per il calcolo del coefficiente S_T , necessario per ricavare l'accelerazione spettrale orizzontale.

3.3.4. Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

Inoltre

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tabella 3.2.V NTC 2008) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (Tabella 3.2.VI NTC 2008);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi del 5% mediante la relazione $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$ dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T_C^*$, dove T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale e C_C è un coefficiente funzione della categoria del sottosuolo (Tabella 3.2.V NTC 2008);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C/3$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

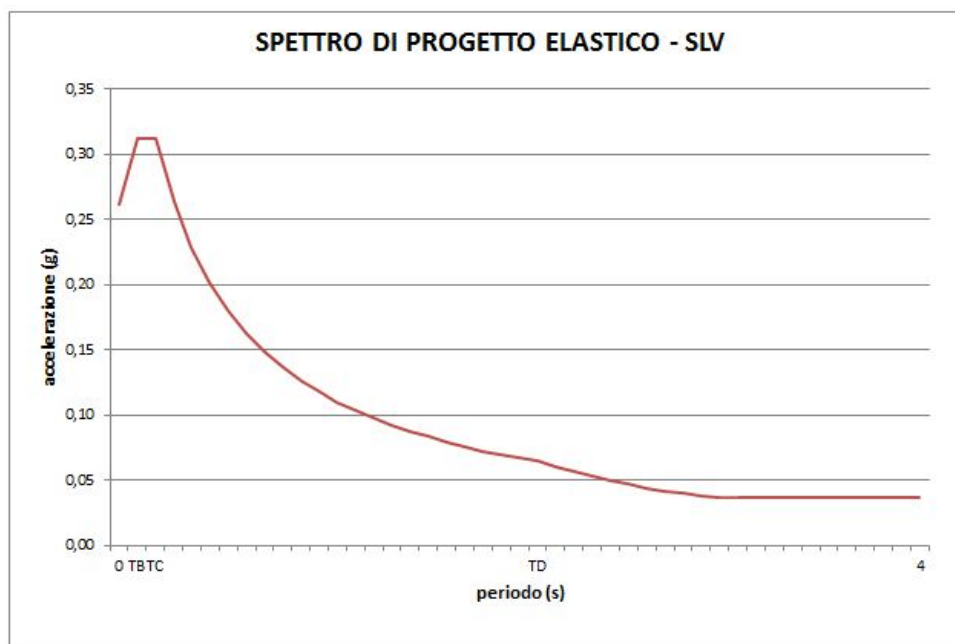


Figura 7 - Spettro di progetto elastico SLV

4. Strutture orizzontali

La tipologia delle strutture orizzontali è stata valutata in base a:

- rilievi visivi effettuati durante il sopralluogo e dalla documentazione fotografica;
- la luce massima coperta dai solai;
- la documentazione in possesso sul collaudo dell'edificio originario;
- le tipologie ricorrenti all'epoca della costruzione.

4.1. Solai e copertura

Come già accennato nella descrizione e nelle ipotesi preliminari, i solai sono in laterizio armato (tipo SAP), tipologia che non prevede la presenza di una soletta per la ripartizione dei carichi.

I solai si considerano di caratteristiche omogenee. Si riporta l'analisi dei carichi per il solaio di interpiano e per il solaio sottotetto, separando le componenti strutturali da quelle non strutturali.

SOLAIO CALPESTIO - INTERPIANO		
strutturale:		h
Peso proprio solaio in laterizio armato (SAP)	21 cm	1,80 kN/m ²
		1,80 kN/m²
non strutturale:		h
Peso proprio massetti	4,5 cm	0,59 kN/m ²
Peso proprio pavimento	3 cm	0,50 kN/m ²
Peso proprio intonaco	1,5 cm	0,30 kN/m ²
		1,39 kN/m²

SOLAIO SOFFITTO - SOTTOTETTO		
strutturale:		h
Peso proprio solaio in laterizio armato (SAP)	21 cm	1,80 kN/m ²
		1,80 kN/m²
non strutturale:		h
Peso proprio intonaco	1,5 cm	0,30 kN/m ²
		0,30 kN/m²

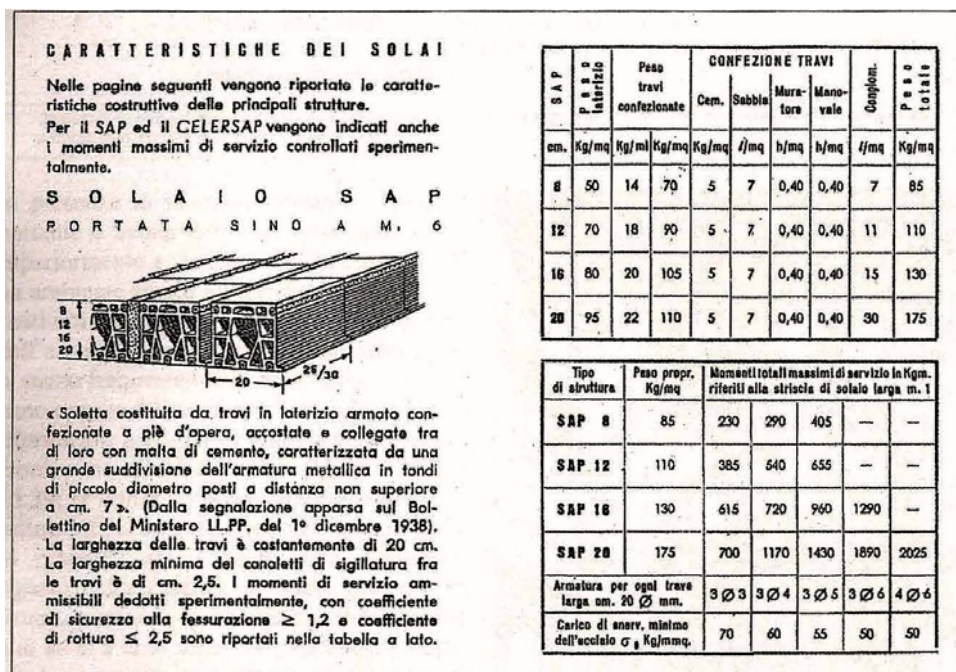


Figura 8 - Caratteristiche tecniche solaio SAP

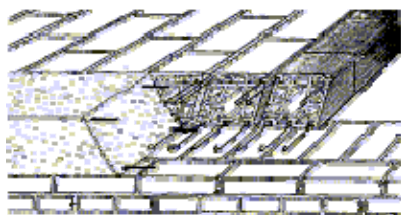


Figura 9 - Solaio SAP (a)

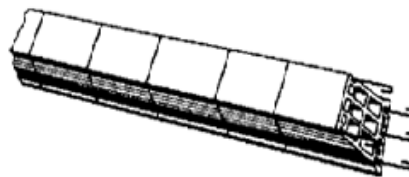


Figura 10 - Solaio SAP (b)

La nuova copertura, come detto, è costituita da elementi in c.a. e tavelloni in laterizio. In tabella la parte strutturale è suddivisa in due parti, quella "inclinata" composta da travetti e tavelloni con soletta e quella "piana"

COPERTURA	
strutturale:	
Peso proprio solaio con travetti e tavelloni	1,80 kN/m ²
Peso proprio soletta di 4 cm di c.a. (0,04 x 25 kN/m ³)	1,00 kN/m ²
	2,80 kN/m²
Puntoni in c.a.	0,56 kN/m ²
Travi di colmo in c.a.	0,10 kN/m ²
Travi rompitratta e timpani in c.a.	0,20 kN/m ²
	0,86 kN/m²
non strutturale:	
Peso proprio coppi	0,65 kN/m ²
	0,65 kN/m²

Per quanto riguarda il peso dei tramezzi, ho fatto una stima delle effettive pareti non portanti presenti nell'edificio e ho ricavato un peso medio di 0,56 kN/m².

4.2. Scale

Si riportano anche i carichi della rampa e del pianerottolo del vano scala.

SCALA - RAMPA strutturale			
carichi	spessore	γ	Peso/m ²
SOLETTA C.A.	0,150	25,00 kN/m ³	3,75 kN/m ²
TOTALE			3,75 kN/m²

SCALA - RAMPA non strutturale			
carichi	spessore	γ	Peso/m ²
INTONACO	0,015	0,30 kN/m ²	0,30 kN/m ²
GRADINI C.A.	0,150	25,00 kN/m ³	3,75 kN/m ²
MALTA	0,010	18,00 kN/m ³	0,18 kN/m ²
PAVIMENTAZIONE	0,020	22,00 kN/m ²	0,44 kN/m ²
TOTALE			4,67 kN/m²

SCALA - PIANEROTTOLO strutturale			
carichi	spessore	γ	Peso/m ²
SOLETTA C.A.	0,150	25,00 kN/m ³	3,75 kN/m ²
TOTALE			3,75 kN/m²

SCALA - PIANEROTTOLO non strutturale			
carichi	spessore	γ	Peso/m ²
INTONACO	0,015	0,30 kN/m ²	0,30 kN/m ²
MALTA	0,010	18,00 kN/m ²	0,18 kN/m ²
PAVIMENTAZIONE	0,020	22,00 kN/m ²	0,44 kN/m ²
TOTALE			0,92 kN/m²

4.3. Carichi variabili

Infine riportiamo i valori dei carichi variabili per locali interni, coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione e scale; precisando che per il carico variabile della copertura si prende quello della neve, poiché è di maggiore entità (0,8 kN/m² invece che 0,5 kN/m²).

Carichi variabili			
<i>Locali interni</i>			
sovraccarico distribuito	→	3,0 kN/m ²	
sovraccarico concentrato	→	2,0 kN	
<i>Copertura e sottotetti accessibili per sola manutenzione</i>			
sovraccarico distribuito	→	0,5 kN/m ²	
sovraccarico concentrato	→	1,2 kN	
<i>Scale</i>			
sovraccarico distribuito	→	4,0 kN/m ²	
sovraccarico concentrato	→	4,0 kN	

4.4. Travi in c.a.

Sono presenti travi in c.a. ad ognuno dei tre livelli, anche se in quantità diverse. Al piano terra c'è una trave nella parte centrale della facciata principale a sud, una sulla parete interna a nord (est) e una in corrispondenza del vano scala. Queste ultime due si ripetono anche al piano primo, mentre al piano secondo c'è solo quella del vano scala, ma di dimensioni minori.

Non potendo procedere alla realizzazione di saggi neanche nelle travi, è stato condotto un progetto simulato, utilizzando il metodo alle tensioni ammissibili, per determinare la quantità di armatura presente all'interno delle travi.

Riportiamo in questa tabella le dimensioni delle travi e le armature date dal calcolo.

	h	b	l	A _{s,inf}
T. SUD - P0	71 cm	45 cm	616 cm	n. 6 Ø 18 mm
T. VS - P0/1	76 cm	30 cm	396 cm	n. 4 Ø 16 mm
T. VS - P2	56 cm	30 cm	396 cm	n. 4 Ø 14 mm
T. In - P0/1	41 cm	30 cm	451 cm	n. 2 Ø 16 mm

Riportiamo anche un esempio di progetto simulato per la trave sulla parete esterna a sud del piano terra.

TRAVE PARETE ESTERNA SUD

Ipotesi di geometria:		R_{ck}	30 N/mm ²
h:	0,71 m	$0,7 \sigma_{c,amm}$	6,8 N/mm ²
b:	0,45 m	$\sigma_{a,amm}$	255 N/mm ² (FeB44k)
l:	6,16 m	n	15

carico lineare agente sulla trave (q):		K =	0,286
solai	13,8 kN/m	d =	0,68 m
muratura	16,2 kN/m	x =	0,19 m
cordoli	3,0 kN/m	z =	0,62 m
pensilina	2,0 kN/m		
tetto	7,3 kN/m	peso tetto in legno:	2 kN/m ²
TOTALE	42,4 kN/m		

momento flettente sollecitante:
 $M = q l^2 / 8 = 201,0 \text{ kN m}$

area richiesta dell'armatura inferiore: Armatura inferiore **n. 6 ϕ 18 mm**
 $A_a = M / (\sigma_{a,amm} z) = 12,8 \text{ cm}^2$ $A_{tot} = 15,2 \text{ cm}^2$

$C = 1/2 B \times \sigma_{c,amm} = 299133 \text{ N}$
 $A_a \geq 0,008 A_{c,min} = 3,5 \text{ cm}^2$
 $A_a \geq 0,003 A_{c,eff} = 9,585 \text{ cm}^2$
 $A_a \leq 0,06 A_{c,eff} = 19,17 \text{ cm}^2$

5. Verifica ai carichi verticali

Le verifiche, secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, possono essere condotte utilizzando un metodo semplificato in cui la resistenza unitaria di progetto f_d viene ridotta attraverso un opportuno coefficiente per tener in conto l'eccentricità dei carichi e le condizioni di vincolo a cui è soggetto il maschio murario.

La resistenza unitaria di progetto ridotta $f_{d,rid}$ riferita all'elemento strutturale viene assunta pari a:

$$f_{d,rid} = \phi f_d$$

in cui ϕ è il coefficiente di riduzione della resistenza del materiale.

Il coefficiente ϕ è funzione della snellezza convenzionale λ della parete e del coefficiente di eccentricità m .

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	---	---

Tabella 8 - Tab. 4.5.III NTC 2008

La resistenza di progetto per LC1 sarà quindi assunta pari a:

$$f_d = \frac{f_m}{FC \times \gamma_m} = \frac{2,4}{1,35 \times 3} = 0,5926 \frac{N}{mm^2}$$

E' necessario tenere conto, nella verifica di sicurezza, della distribuzione non uniforme in senso longitudinale delle compressioni. In alternativa, è possibile valutare l'eccentricità longitudinale e_l dei carichi verticali e definire una ulteriore riduzione convenzionale della resistenza a compressione applicando alla resistenza ridotta $f_{d,rid}$ un ulteriore coefficiente ϕ_l valutato dalla Tab. 4.5.III delle NTC, ponendo $m = 6 e_l/l$ dove l è la lunghezza del muro, e ponendo $\lambda = 0$. La verifica di sicurezza viene formulata quindi come:

$$N_d \leq \phi \phi_l f_d t l$$

dove N_d è il carico verticale totale agente sulla sezione del muro oggetto di verifica e t è il suo spessore.

Per determinare le sollecitazioni presenti nelle varie sezioni è necessario procedere con l'analisi dei carichi.

- solaio INTERPIANO combinazione dei carichi fondamentale:

$$F_d = 1,3 \times 1,8 + 1,5 \times (1,39 + 3 + 0,56) = 9,76 \frac{kN}{m^2}$$

- solaio SOTTOTETTO combinazione dei carichi fondamentale:

$$F_d = 1,3 \times 1,8 + 1,5 \times (0,3 + 0,5) = 3,54 \frac{kN}{m^2}$$

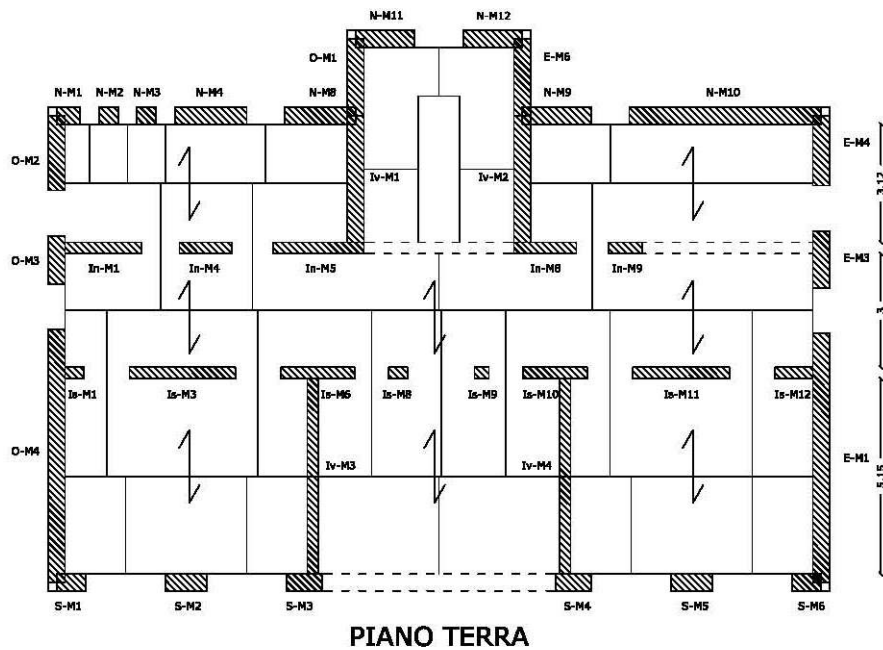
- COPERTURA combinazione dei carichi fondamentale:

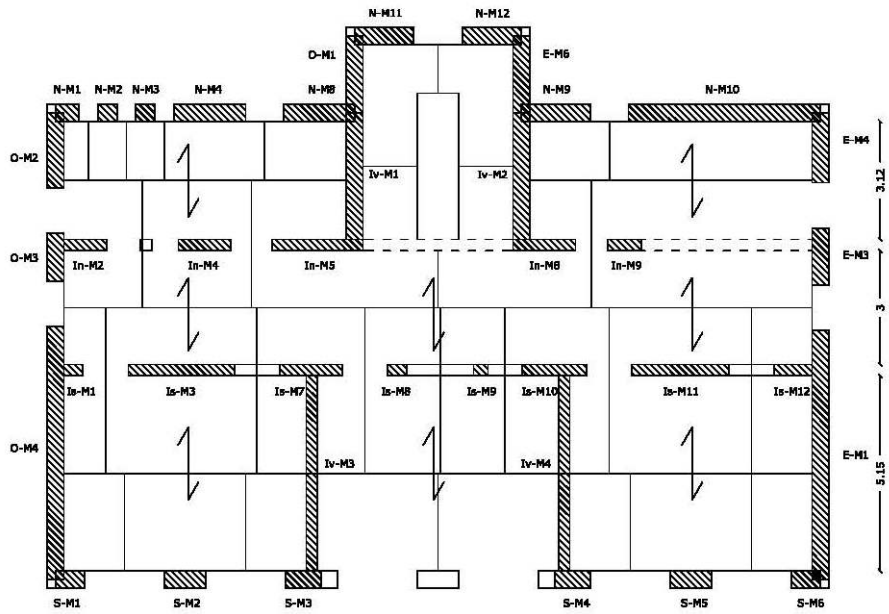
$$F_d = [(1,3 \times 2,8 + 1,5 \times 0,65) \times 326,3 \div 317,7] + 1,3 \times 0,86 + 1,5 \times 0,8 = 7,05 \frac{kN}{m^2}$$

dove $326,3 \text{ m}^2$ è l'area effettiva della copertura che tiene conto dell'inclinazione del tetto e $317,7 \text{ m}^2$ è l'area di base della copertura.

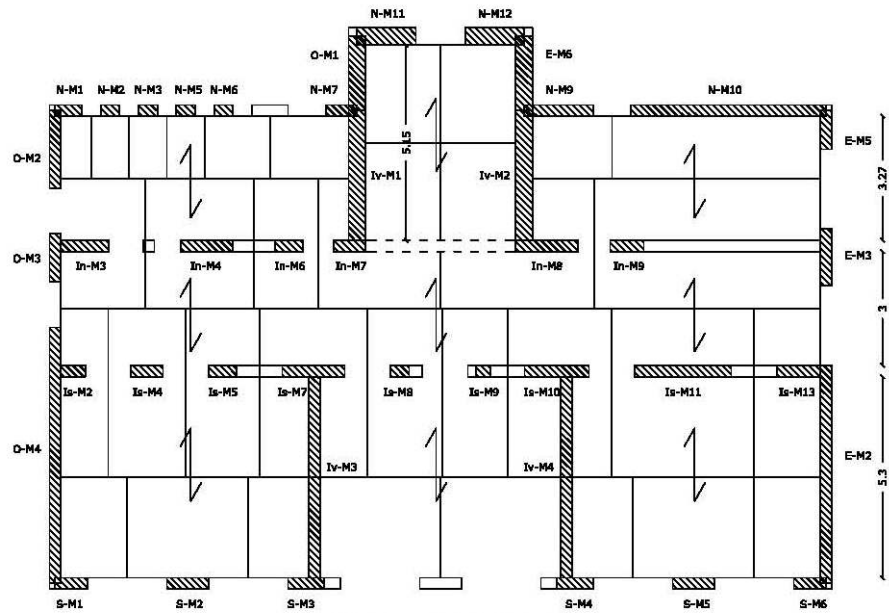
Nel calcolo dei carichi verticali, allo stesso modo, il peso delle pareti viene moltiplicato per il coefficiente moltiplicativo $\gamma_G = 1,3$.

Le verifiche sono state condotte in tutte le pareti dell'edificio. Si riportano le piante e i prospetti dell'edificio, comprese le pareti interne con la suddivisione dei maschi murari.

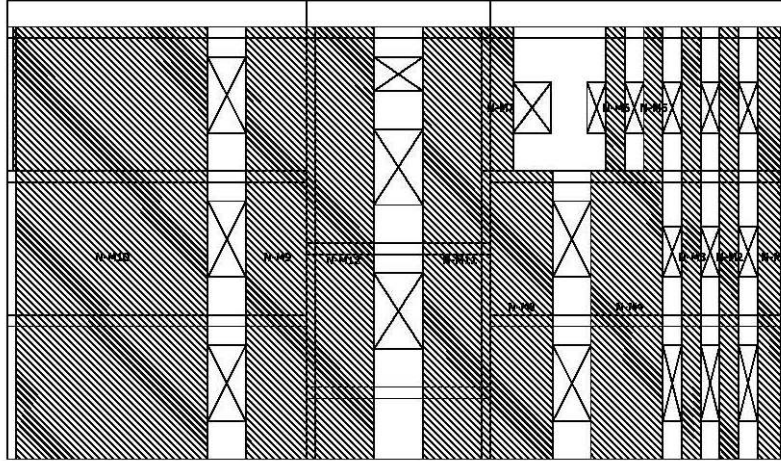




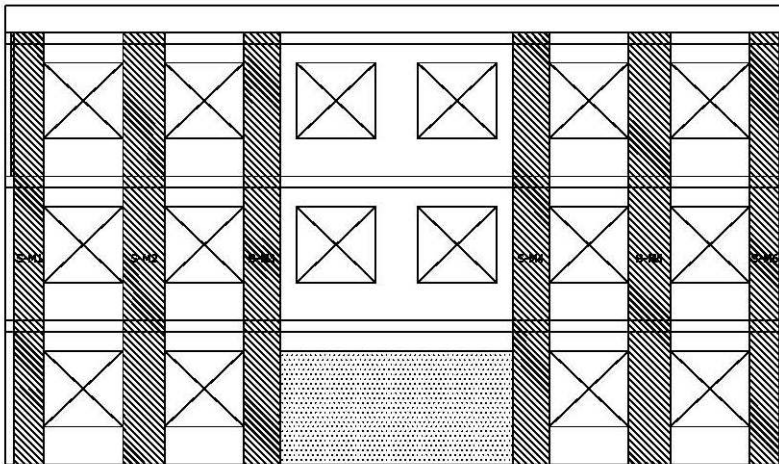
PIANO PRIMO



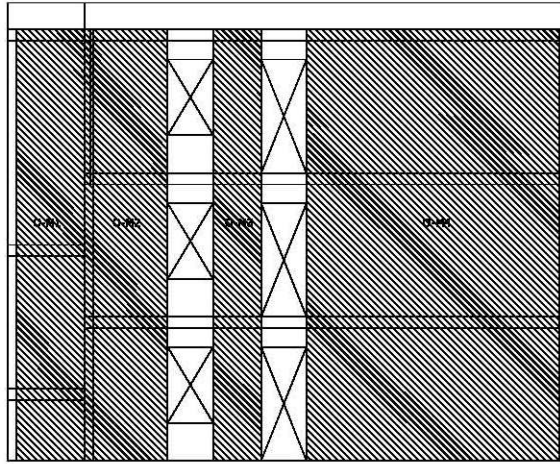
PIANO SECONDO



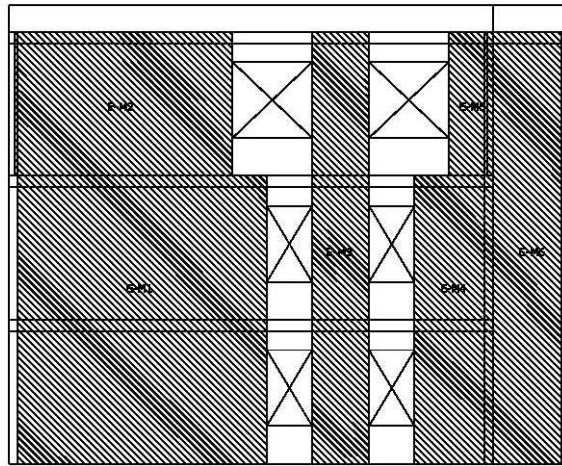
PROSPETTO NORD



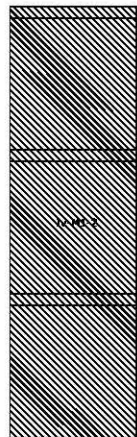
PROSPETTO SUD



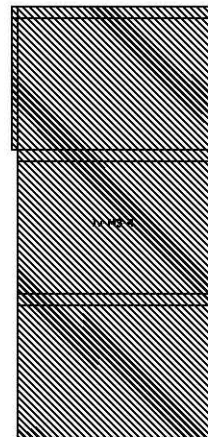
PROSPETTO OVEST



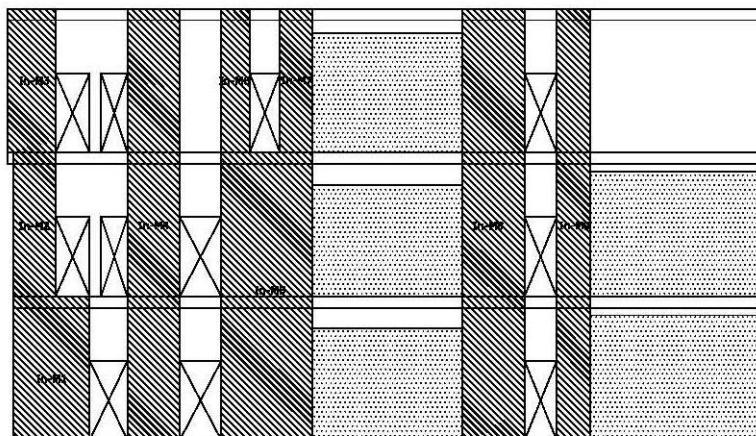
PROSPETTO EST



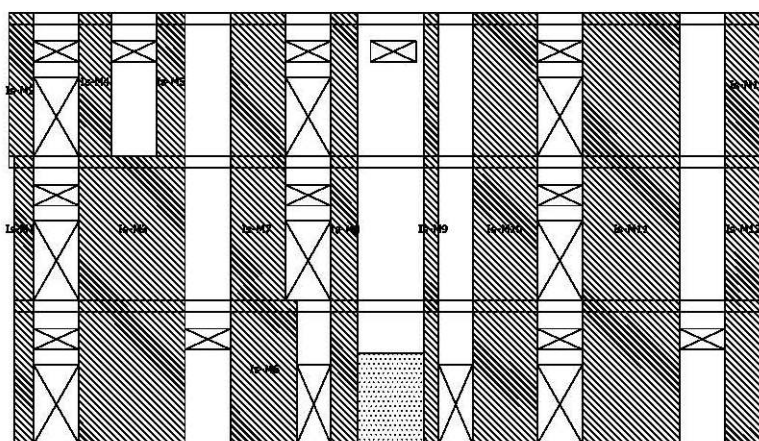
PROSPETTO PARETE
INTERNA VERTICALE 1-2



PROSPETTO PARETE
INTERNA VERTICALE 3-4



PROSPETTO PARETE INTERNA NORD



PROSPETTO PARETE INTERNA SUD

Di seguito si riportano le luci d'influenza dei solai:

- solaio NORD: 5,15 m (5,3 m al secondo piano);
- solaio CORRIDOIO: 3 m;
- solaio SUD: 3,12 m (3,27 m al secondo piano);
- solaio VANO SCALA: 5,15 m.

Le sezioni oggetto di verifica sono 3 per ogni piano: quella in sommità del maschio immediatamente sotto al solaio (dove è massima l'eccentricità trasmessa dall'orizzontamento), la sezione di mezzeria (dove è massima l'azione del vento) e quella alla base del maschio immediatamente sopra il solaio sottostante (dove è massimo il carico della parete) . Numerando le sezioni in ordine crescente procedendo dall'alto verso il basso si ottengono 9 sezioni.

Viene mostrato di seguito un esempio di calcolo per la verifica ai carichi verticali del maschio 1 della parete Nord, in ordine del piano secondo, primo e terra.

SEZIONE 1-1	
SEZIONE D'ESTREMITA' (ALTO)	
SOLAIO NORD	
luce d'influenza	1,56 m
lunghezza d'influenza	0,80 m
area d'influenza	1,25 m ²
NESSUN SOLAIO	
luce d'influenza	0,00 m
lunghezza d'influenza	
area d'influenza	0,00 m ²
LUNGHEZZA MASCHIO	0,63 m
ESTERNA P2	
PIANO SECONDO	
NON CI SONO PARETI DI CONTROVENTO	
PORTA LA COPERTURA	
area d'influenza	1,45 m ²
N_{p.s.}	13,63 kN
N₁	1,83 kN
N₂	4,42 kN
N_{TOT}	19,88 kN
t =	0,30 m
h =	3,50 m
a =	
φ =	1
h ₀ = φ h =	3,500 m
λ = h ₀ /t =	11,67 ≤ 20
e ₁	0,029 m ≤ t/3
VERIFICATO	
e ₂	0,076 m ≤ t/3
VERIFICATO	
→ m	0,58
→ φ	0,5410
e _i =	0,00 m
l =	0,63 m
→ m	0
→ φ _i	1,000
d ₁	0,000 m
e _{s1}	0,000 m
d ₂	0,050 m
e _{s2}	-0,011 m
e _s	-0,011 m
e _s	0,018 m
M _v	1,234 m
e _v	0,062 m
σ	0,2177 N/mm ²
VERIFICATO	

SEZIONE 2-2		
SEZIONE DI MEZZERIA		
SOLAIO NORD		
luce d'influenza	1,56 m	
lunghezza d'influenza	0,80 m	
area d'influenza	1,25 m ²	
NESSUN SOLAIO		
luce d'influenza	0,00 m	
lunghezza d'influenza		
area d'influenza	0,00 m ²	
SOPRA APERTURA	sinistra	destra
altezza	1,17 m	0,00 m
larghezza	0,50 m	0,00 m
peso	1,58 kN	0,00 kN
N_{p.s.}	13,63 kN	
N₁	11,56 kN	
N₂	4,42 kN	
N_{TOT}	29,61 kN	
t =	0,30 m	
h =	3,50 m	
a =		
φ =	1	
h ₀ = φ h =	3,500 m	
λ = h ₀ /t =	11,67 ≤ 20	
e ₁	0,025 m	≤ t/3
VERIFICATO		
e ₂	0,054 m	≤ t/3
VERIFICATO		
→ m	1,09	
→ φ	0,3760	
e _i =	0,00 m	
l =	0,63 m	
→ m	0	
→ φ _i	1,000	
d ₁	0,000 m	
e _{s1}	0,000 m	
d ₂	0,050 m	
e _{s2}	-0,007 m	
e _s	-0,007 m	
e _s	0,018 m	
M _v	1,234 m	
e _v	0,042 m	
σ	0,4666 N/mm ²	
VERIFICATO		

SEZIONE 3-3		
SEZIONE D'ESTREMITA' (BASSO)		
SOLAIO NORD		
luce d'influenza	1,56 m	
lunghezza d'influenza	0,80 m	
area d'influenza	1,25 m ²	
NESSUN SOLAIO		
luce d'influenza	0,00 m	
lunghezza d'influenza		
area d'influenza	0,00 m ²	
SOTTO APERTURA	sinistra	destra
altezza	1,00 m	0,00 m
larghezza	0,50 m	0,00 m
peso	1,35 kN	0,00 kN
N_{p.s.}	13,63 kN	
N₁	20,99 kN	
N₂	4,42 kN	
N_{TOT}	39,04 kN	
t =	0,30 m	
h =	3,50 m	
a =		
φ =	1	
h ₀ = φ h =	3,500 m	
λ = h ₀ /t =	11,67 ≤ 20	
e ₁	0,023 m	≤ t/3
VERIFICATO		
e ₂	0,043 m	≤ t/3
VERIFICATO		
→ m	0,47	
→ φ	0,5808	
e _i =	0,00 m	
l =	0,63 m	
→ m	0	
→ φ _i	1,000	
d ₁	0,000 m	
e _{s1}	0,000 m	
d ₂	0,050 m	
e _{s2}	-0,006 m	
e _s	-0,006 m	
e _s	0,018 m	
M _v	1,234 m	
e _v	0,032 m	
σ	0,3983 N/mm ²	
VERIFICATO		

SEZIONE 4-4	
SEZIONE D'ESTREMITA' (ALTO)	
SOLAIO NORD	
luce d'influenza	1,56 m
lunghezza d'influenza	0,65 m
area d'influenza	1,01 m ²
NESSUN SOLAIO	
luce d'influenza	0,00 m
lunghezza d'influenza	
area d'influenza	0,00 m ²
LUNGHEZZA MASCHIO	0,63 m
ESTERNA P1 e PT	
PIANO PRIMO	
NON CI SONO PARETI DI CONTROVENTO	

SEZIONE 5-5		
SEZIONE DI MEZZERIA		
SOLAIO NORD		
luce d'influenza	1,56 m	
lunghezza d'influenza	0,65 m	
area d'influenza	1,01 m ²	
NESSUN SOLAIO		
luce d'influenza	0,00 m	
lunghezza d'influenza		
area d'influenza	0,00 m	
SOPRA APERTURA	sinistra	destra
altezza	1,17 m	0,00 m
larghezza	0,50 m	0,00 m
peso	2,37 kN	0,00 kN

SEZIONE 6-6		
SEZIONE D'ESTREMITA' (BASSO)		
SOLAIO NORD		
luce d'influenza	1,56 m	
lunghezza d'influenza	0,65 m	
area d'influenza	1,01 m ²	
NESSUN SOLAIO		
luce d'influenza	0,00 m	
lunghezza d'influenza		
area d'influenza	0,00 m	
SOTTO APERTURA	sinistra	destra
altezza	1,00 m	0,00 m
larghezza	0,50 m	0,00 m
peso	2,03 kN	0,00 kN

N _{p.s.}	39,04 kN
N ₁	2,74 kN
N ₂	9,89 kN
N _{TOT}	51,68 kN

t =	0,45 m
h =	3,50 m
a =	
φ =	1

h ₀ = φ h =	3,500 m
λ = h ₀ /t =	7,78 ≤ 20

e ₁	0,063 m ≤ t/3
----------------	---------------

VERIFICATO

e ₂	0,055 m ≤ t/3
----------------	---------------

VERIFICATO

→ m	0,84
→ φ	0,5458

e _i =	0,00 m
------------------	--------

l =	0,63 m
-----	--------

→ m	0
→ φ _i	1,000

d ₁	0,075 m
----------------	---------

e _{s1}	0,060 m
-----------------	---------

d ₂	0,075 m
----------------	---------

e _{s2}	-0,014 m
-----------------	----------

e _s	0,045 m
----------------	---------

e _s	0,018 m
----------------	---------

M _v	1,234 m
----------------	---------

e _v	0,024 m
----------------	---------

σ	0,3695 N/mm ²
---	--------------------------

VERIFICATO

N _{p.s.}	39,04 kN
N ₁	17,34 kN
N ₂	9,89 kN
N _{TOT}	66,27 kN

t =	0,45 m
h =	3,50 m
a =	
φ =	1

h ₀ = φ h =	3,500 m
λ = h ₀ /t =	7,78 ≤ 20

e ₁	0,066 m ≤ t/3
----------------	---------------

VERIFICATO

e ₂	0,052 m ≤ t/3
----------------	---------------

VERIFICATO

→ m	0,69
→ φ	0,5938

e _i =	0,00 m
------------------	--------

l =	0,63 m
-----	--------

→ m	0
→ φ _i	1,000

d ₁	0,075 m
----------------	---------

e _{s1}	0,060 m
-----------------	---------

d ₂	0,075 m
----------------	---------

e _{s2}	-0,011 m
-----------------	----------

e _s	0,049 m
----------------	---------

e _s	0,018 m
----------------	---------

M _v	1,234 m
----------------	---------

e _v	0,019 m
----------------	---------

σ	0,4356 N/mm ²
---	--------------------------

VERIFICATO

N _{p.s.}	39,04 kN
N ₁	31,49 kN
N ₂	9,89 kN
N _{TOT}	80,42 kN

t =	0,45 m
h =	3,50 m
a =	
φ =	1

h ₀ = φ h =	3,500 m
λ = h ₀ /t =	7,78 ≤ 20

e ₁	0,027 m ≤ t/3
----------------	---------------

VERIFICATO

e ₂	0,029 m ≤ t/3
----------------	---------------

VERIFICATO

→ m	0,36
→ φ	0,7258

e _i =	0,00 m
------------------	--------

l =	0,63 m
-----	--------

→ m	0
→ φ _i	1,000

d ₁	0,000 m
----------------	---------

e _{s1}	0,000 m
-----------------	---------

d ₂	0,075 m
----------------	---------

e _{s2}	-0,009 m
-----------------	----------

e _s	-0,009 m
----------------	----------

e _s	0,018 m
----------------	---------

M _v	1,234 m
----------------	---------

e _v	0,015 m
----------------	---------

σ	0,4324 N/mm ²
---	--------------------------

VERIFICATO

SEZIONE 7-7	
SEZIONE D'ESTREMITA' (ALTO)	
SOLAIO NORD	
luce d'influenza	1,56 m
lunghezza d'influenza	0,65 m
area d'influenza	1,01 m ²
NESSUN SOLAIO	
luce d'influenza	0,00 m
lunghezza d'influenza	
area d'influenza	0,00 m ²
LUNGHEZZA MASCHIO	0,63 m
ESTERNA P1 e PT	
PIANO TERRA	
NON CI SONO PARETI DI CONTROVENTO	

SEZIONE 8-8		
SEZIONE DI MEZZERIA		
SOLAIO NORD		
luce d'influenza	1,56 m	
lunghezza d'influenza	0,65 m	
area d'influenza	1,01 m ²	
NESSUN SOLAIO		
luce d'influenza	0,00 m	
lunghezza d'influenza		
area d'influenza	0,00 m	
SOPRA APERTURA		
	sinistra	destra
altezza	0,50 m	0,00 m
larghezza	0,50 m	0,00 m
peso	1,01 kN	0,00 kN

SEZIONE 9-9		
SEZIONE D'ESTREMITA' (BASSO)		
SOLAIO NORD		
luce d'influenza	1,56 m	
lunghezza d'influenza	0,65 m	
area d'influenza	1,01 m ²	
NESSUN SOLAIO		
luce d'influenza	0,00 m	
lunghezza d'influenza		
area d'influenza	0,00 m	
SOTTO APERTURA		
	sinistra	destra
altezza	1,00 m	0,00 m
larghezza	0,50 m	0,00 m
peso	2,03 kN	0,00 kN

N _{p.s.}	80,42 kN
N ₁	2,74 kN
N ₂	9,89 kN
N _{TOT}	93,06 kN

t =	0,45 m
h =	3,50 m
a =	
φ =	1

h ₀ = φ h =	3,500 m
λ = h ₀ /t =	7,78 ≤ 20

e ₁	0,025 m ≤ t/3
----------------	---------------

VERIFICATO

e ₂	0,026 m ≤ t/3
----------------	---------------

VERIFICATO

→ m	0,34
→ φ	0,7360

e ₁ =	0,00 m
------------------	--------

l =	0,63 m
-----	--------

→ m	0
→ φ _l	1,000

d ₁	0,000 m
----------------	---------

e _{s1}	0,000 m
-----------------	---------

d ₂	0,075 m
----------------	---------

e _{s2}	-0,008 m
-----------------	----------

e _s	-0,008 m
----------------	----------

e _a	0,018 m
----------------	---------

M _v	1,234 m
----------------	---------

e _v	0,013 m
----------------	---------

σ	0,4934 N/mm ²
---	--------------------------

VERIFICATO

N _{p.s.}	80,42 kN
N ₁	15,58 kN
N ₂	9,89 kN
N _{TOT}	105,89 kN

t =	0,45 m
h =	3,50 m
a =	
φ =	1

h ₀ = φ h =	3,500 m
λ = h ₀ /t =	7,78 ≤ 20

e ₁	0,025 m ≤ t/3
----------------	---------------

VERIFICATO

e ₂	0,024 m ≤ t/3
----------------	---------------

VERIFICATO

→ m	0,32
→ φ	0,7462

e ₁ =	0,00 m
------------------	--------

l =	0,63 m
-----	--------

→ m	0
→ φ _l	1,000

d ₁	0,000 m
----------------	---------

e _{s1}	0,000 m
-----------------	---------

d ₂	0,075 m
----------------	---------

e _{s2}	-0,007 m
-----------------	----------

e _s	-0,007 m
----------------	----------

e _a	0,018 m
----------------	---------

M _v	1,234 m
----------------	---------

e _v	0,012 m
----------------	---------

σ	0,5538 N/mm ²
---	--------------------------

VERIFICATO

N _{p.s.}	80,42 kN
N ₁	29,73 kN
N ₂	9,89 kN
N _{TOT}	120,04 kN

t =	0,45 m
h =	3,50 m
a =	
φ =	1

h ₀ = φ h =	3,500 m
λ = h ₀ /t =	7,78 ≤ 20

e ₁	0,024 m ≤ t/3
----------------	---------------

VERIFICATO

e ₂	0,022 m ≤ t/3
----------------	---------------

VERIFICATO

→ m	0,32
→ φ	0,7462

e ₁ =	0,00 m
------------------	--------

l =	0,63 m
-----	--------

→ m	0
→ φ _l	1,000

d ₁	0,000 m
----------------	---------

e _{s1}	0,000 m
-----------------	---------

d ₂	0,075 m
----------------	---------

e _{s2}	-0,006 m
-----------------	----------

e _s	-0,006 m
----------------	----------

e _a	0,018 m
----------------	---------

M _v	1,234 m
----------------	---------

e _v	0,010 m
----------------	---------

σ	0,6278 N/mm ²
---	--------------------------

NON VERIFICATO

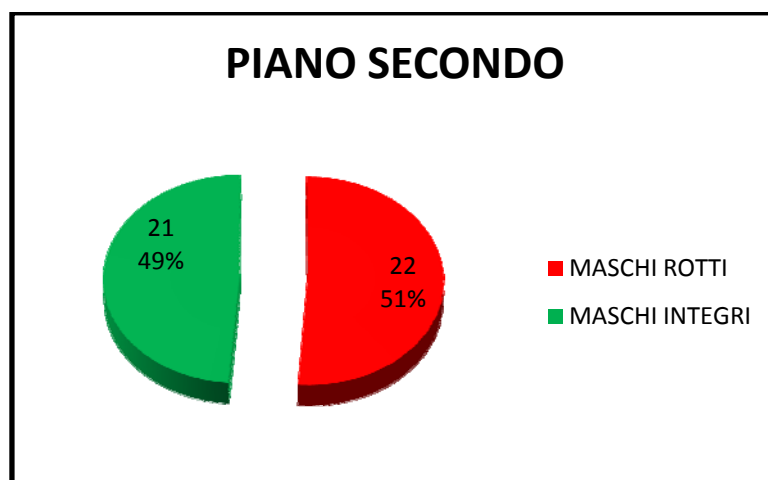
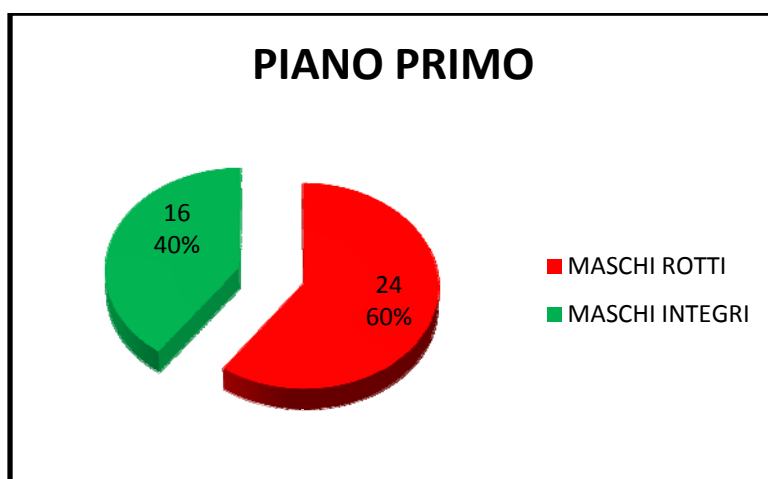
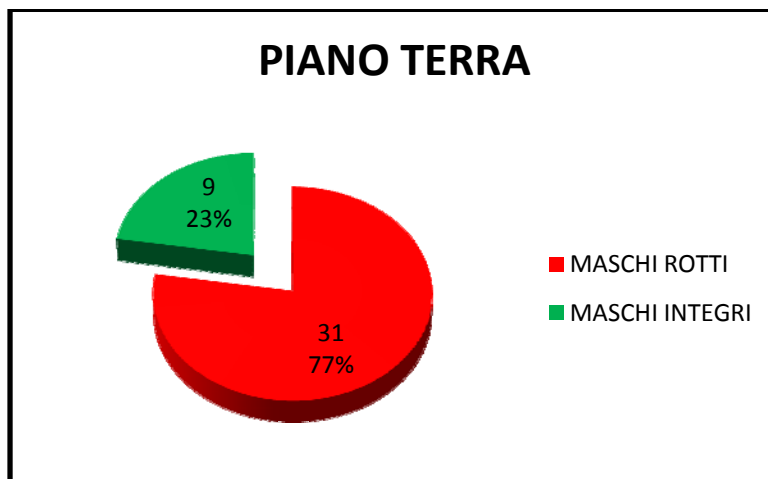
Come si può notare, questo maschio risulta verificato ai piani primo e secondo, ma non al piano terra. Il valore della tensione calcolata è $\sigma = \frac{N_{TOT}}{\phi \phi_l t l}$; dove N_{TOT} è il carico totale dato dal peso della parete (N_1), dal peso dei solai (N_2) e dal peso dei piani superiori ($N_{p.s.}$).

Per ogni maschio si indica la presenza o meno di pareti di controventamento e si ricava la lunghezza d'influenza per i solai e l'eventuale area d'influenza della copertura. Si ipotizza che il peso della copertura sia affidato a tutti i maschi delle pareti esterne e ai maschi delle pareti interne, all'infuori di quelli adiacenti alle pareti est ed ovest.

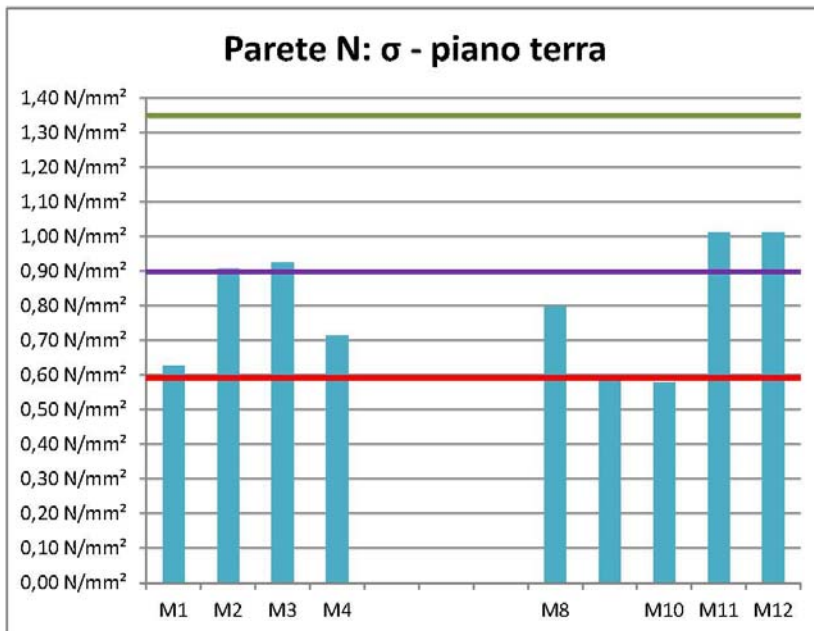
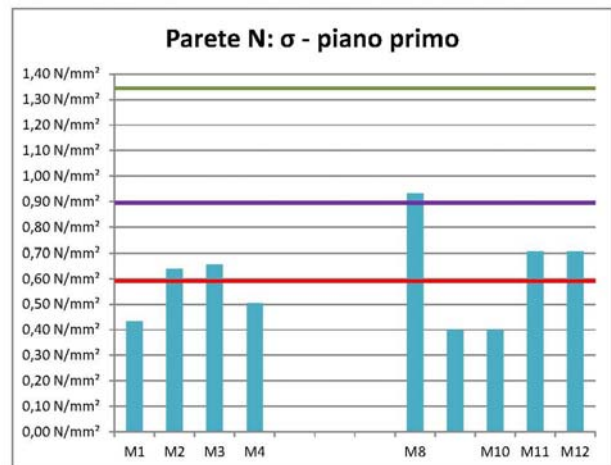
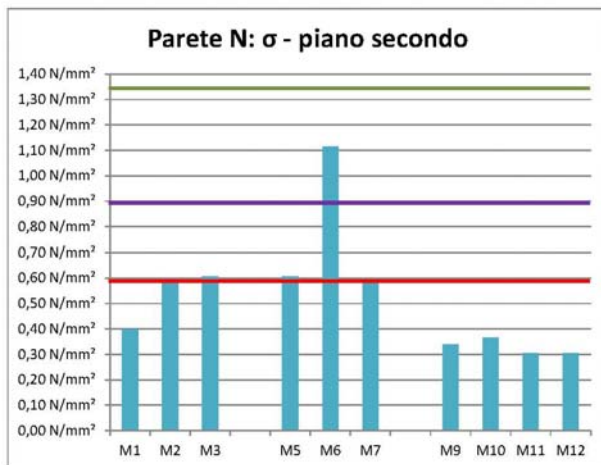
Si riporta il riassunto della verifica ai carichi verticali.

MASCHIO	PIANO SECONDO	PIANO PRIMO	PIANO TERRA
N-M1	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
N-M2	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
N-M3	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
N-M4		VERIFICATO	NON VERIFICATO
N-M5	NON VERIFICATO		
N-M6	NON VERIFICATO		
N-M7	VERIFICATO		
N-M8		NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
N-M9	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
N-M10	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
N-M11	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
N-M12	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
S-M1	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
S-M2	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
S-M3	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
S-M4	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
S-M5	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
S-M6	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
O-M1	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
O-M2	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
O-M3	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
O-M4	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
E-M1		VERIFICATO	VERIFICATO
E-M2	VERIFICATO		
E-M3	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
E-M4		NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
E-M5	VERIFICATO		
E-M6	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
In-M1			NON VERIFICATO
In-M2		NON VERIFICATO	
In-M3	VERIFICATO		
In-M4	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
In-M5		VERIFICATO	NON VERIFICATO
In-M6	NON VERIFICATO		
In-M7	NON VERIFICATO		
In-M8	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
In-M9	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Is-M1		NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Is-M2	VERIFICATO		
Is-M3		NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Is-M4	NON VERIFICATO		
Is-M5	NON VERIFICATO		
Is-M6			NON VERIFICATO
Is-M7	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	
Is-M8	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Is-M9	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Is-M10	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Is-M11	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Is-M12		NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Is-M13	VERIFICATO		
Iv-M1	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
Iv-M2	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
Iv-M3	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
Iv-M4	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO

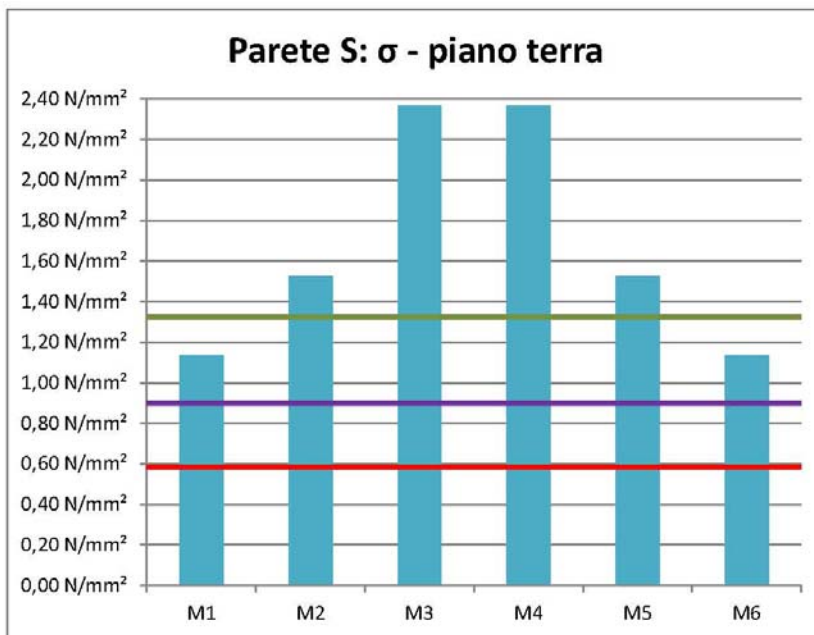
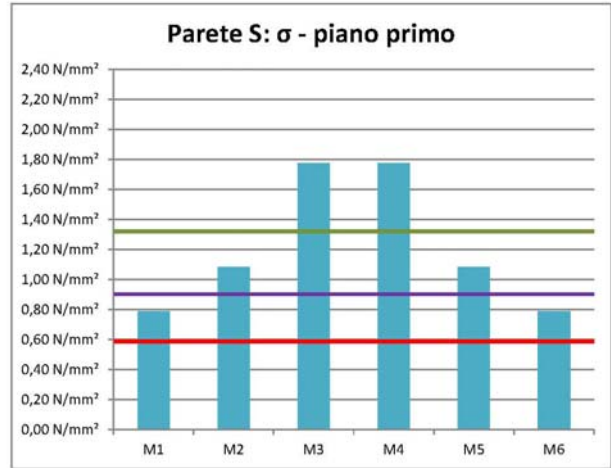
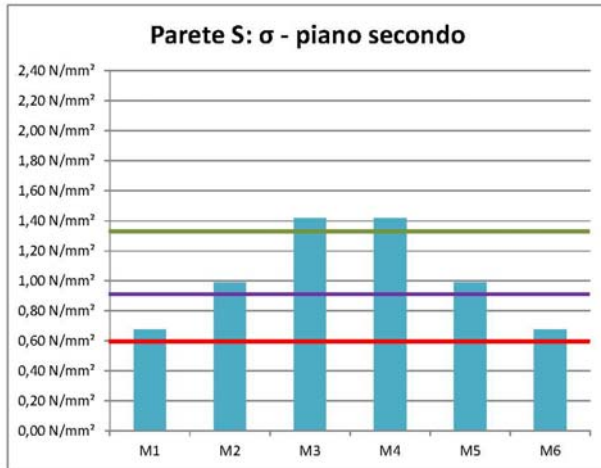
Dai risultati si vede che alla base la maggior parte dei maschi portanti i solai non sono verificati, mentre tra quelli non portanti i solai solo i maschi 3 e 4 ad est non sono verificati. Dai risultati si vede che alla base tutti i maschi portanti i solai non sono verificati e solo i maschi interni del vano scala rimangono integri. Riporto con dei grafici a torta il numero e la percentuale di maschi rotti/integri per ogni piano.



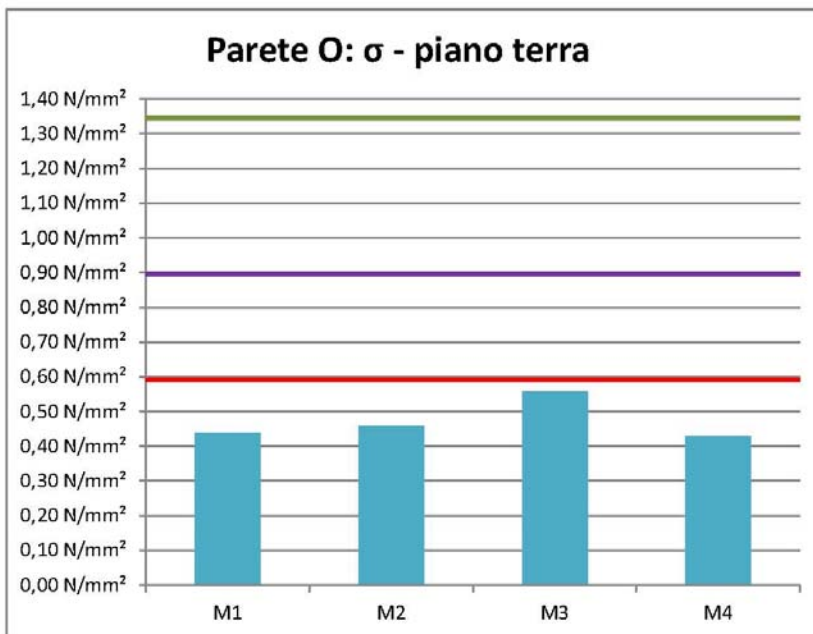
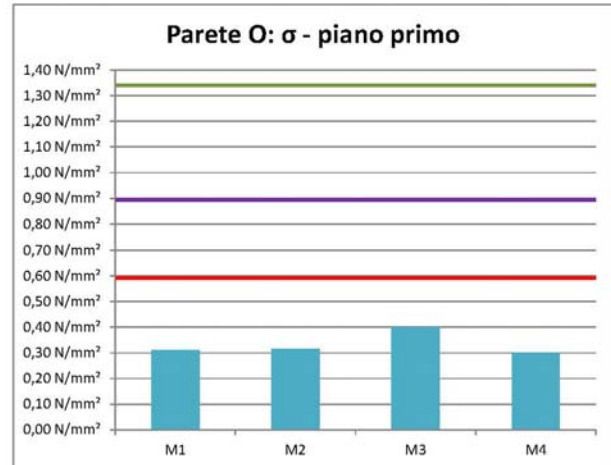
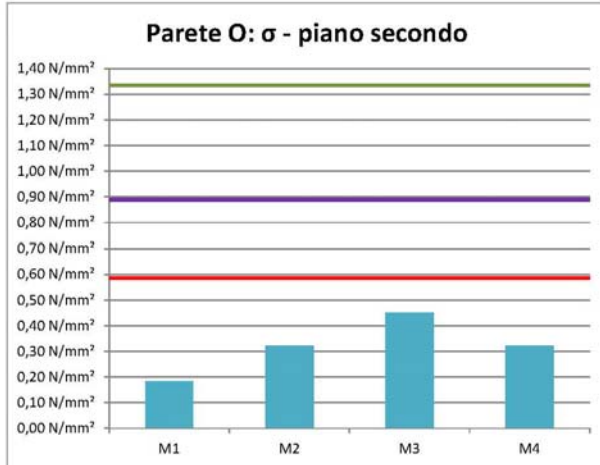
Vedendo questi risultati, per riuscire a soddisfare la verifica ai carichi verticali, ho provato a variare alcuni dati per aumentare il valore della resistenza a compressione f_d che rappresenta il limite da normativa, ad esempio adottando un ipotetico LC2 oppure ipotizzando una buona qualità della malta. Infatti, passando da LC1 a LC2, oppure rimanendo in LC1 ma ipotizzando una malta buona, questo valore si innalza a $0,8889 \text{ N/mm}^2$ e adottando entrambe le ipotesi arriva a $1,3333 \text{ N/mm}^2$. Così ho riportato in dei grafici i valori delle tensioni nei maschi murari, con i vari limiti di resistenza adottati. Li riporto qui di seguito.



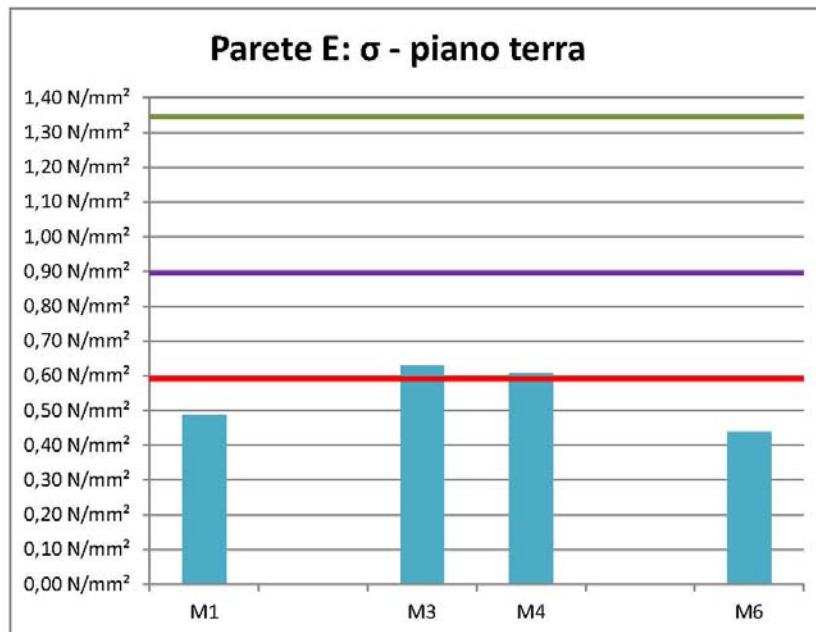
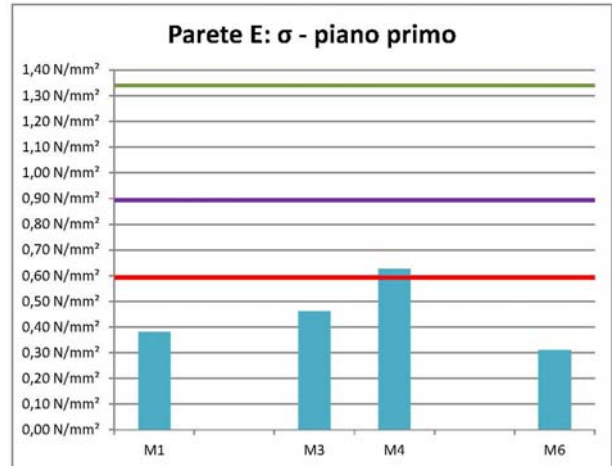
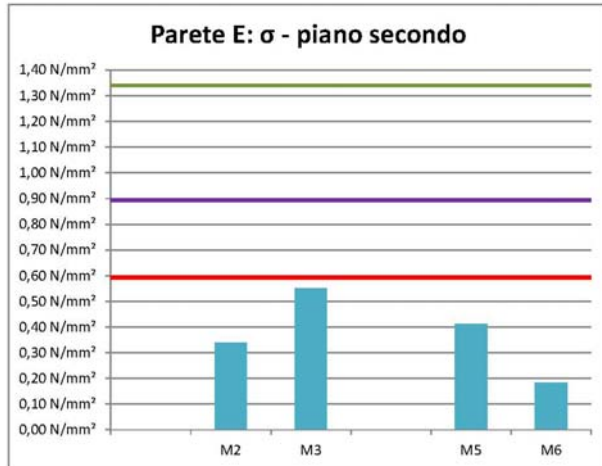
LC2 - malta buona: $f_d = 1,33 \text{ N/mm}^2$
 LC1 - malta buona: $f_d = 0,89 \text{ N/mm}^2$
 LC1: $f_d = 0,59 \text{ N/mm}^2$



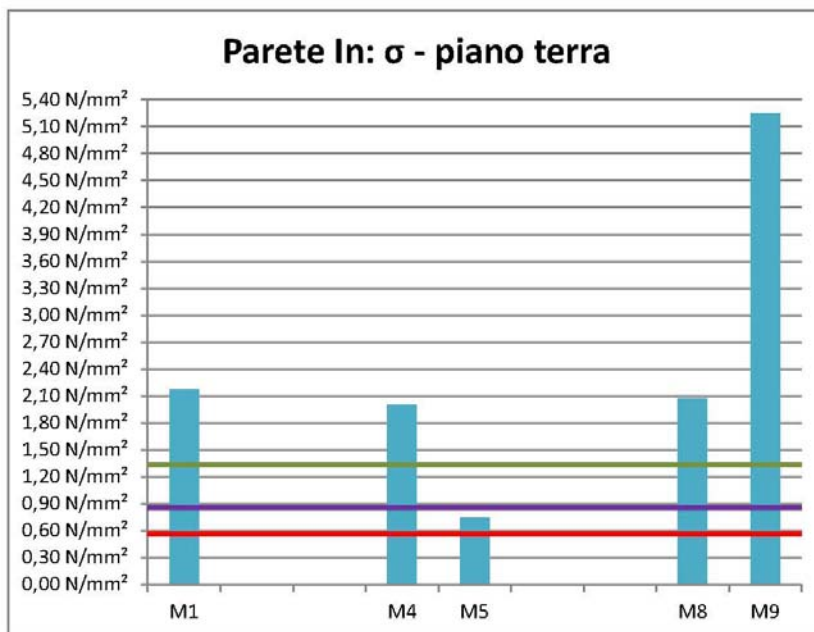
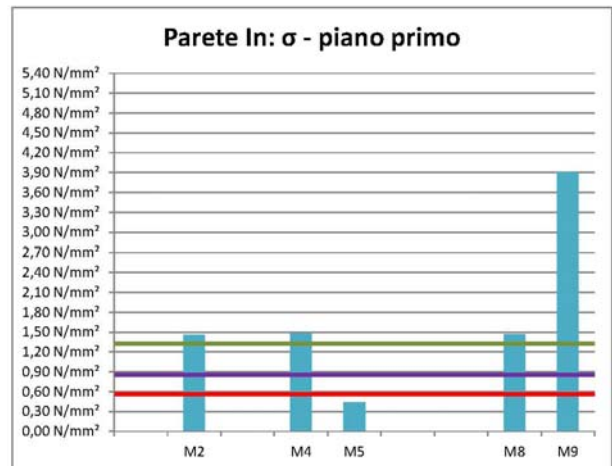
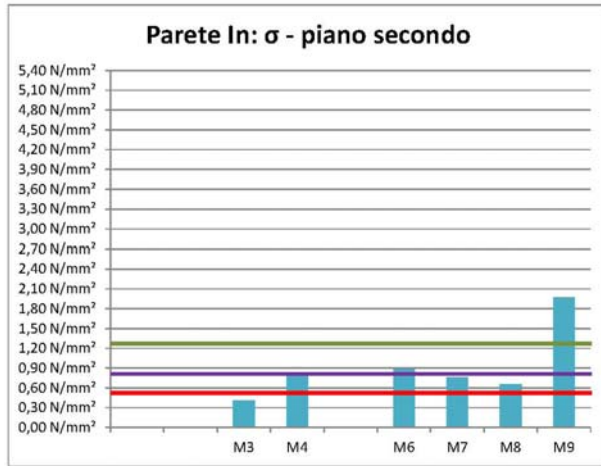
LC2 - malta buona: $f_d = 1,33 \text{ N/mm}^2$
 LC1 - malta buona: $f_d = 0,89 \text{ N/mm}^2$
 LC1: $f_d = 0,59 \text{ N/mm}^2$



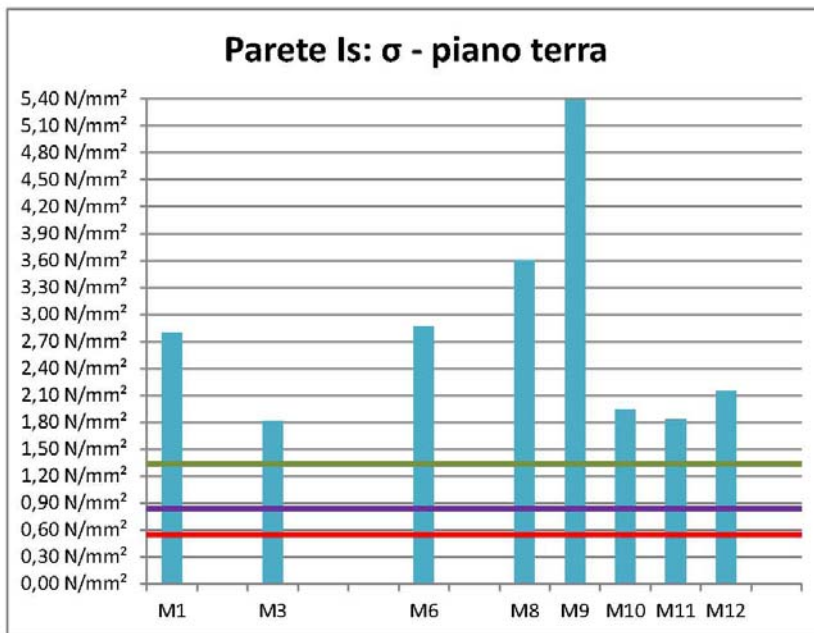
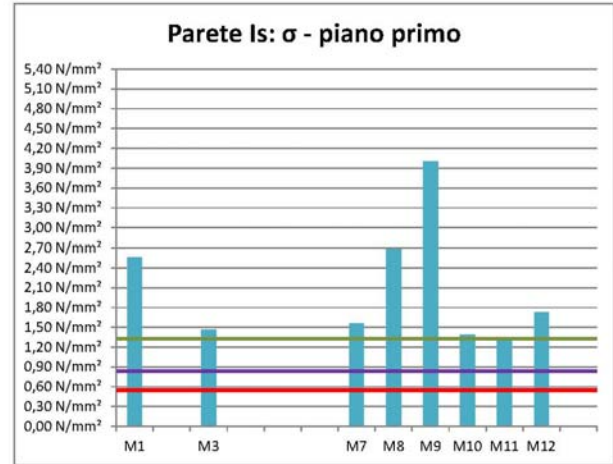
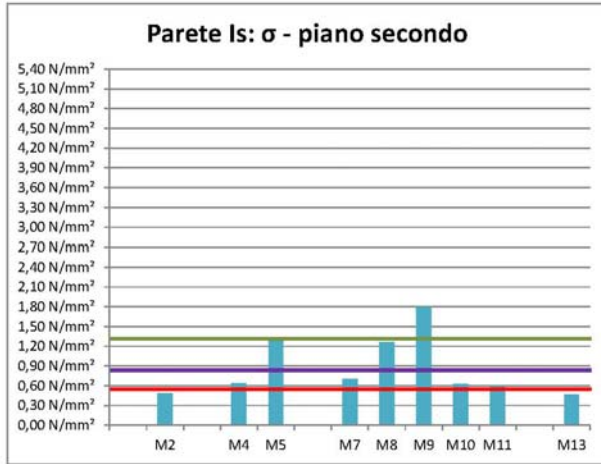
LC2 - malta buona: $f_d = 1,33 \text{ N/mm}^2$
 LC1 - malta buona: $f_d = 0,89 \text{ N/mm}^2$
 LC1: $f_d = 0,59 \text{ N/mm}^2$



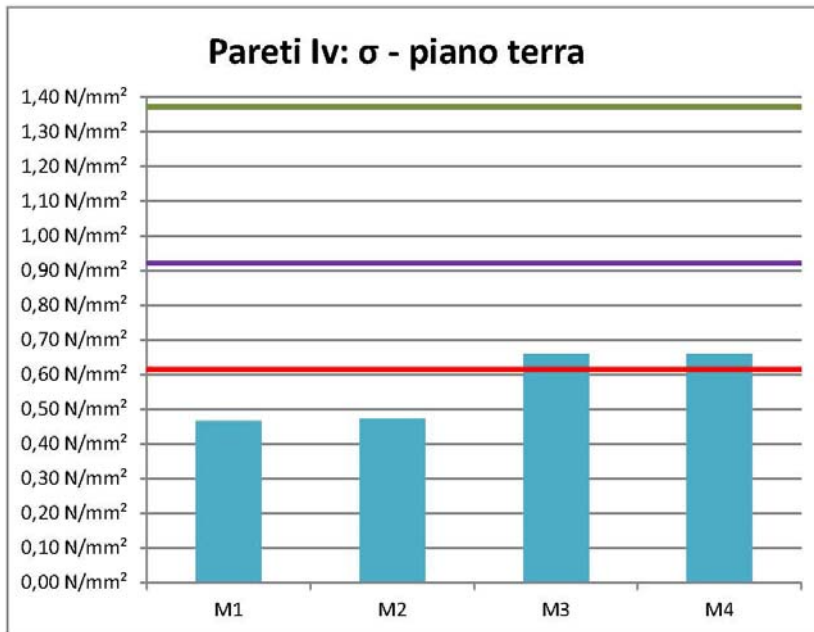
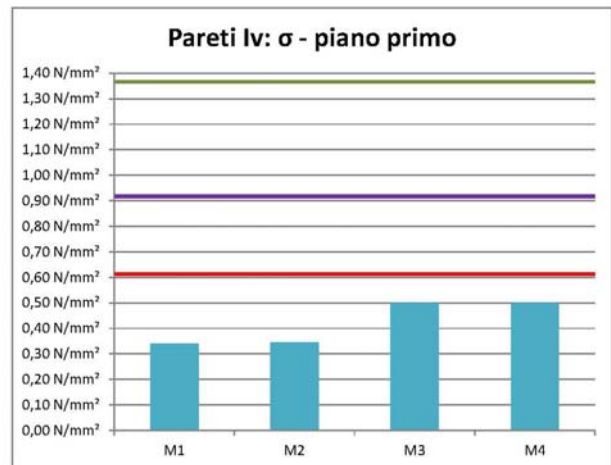
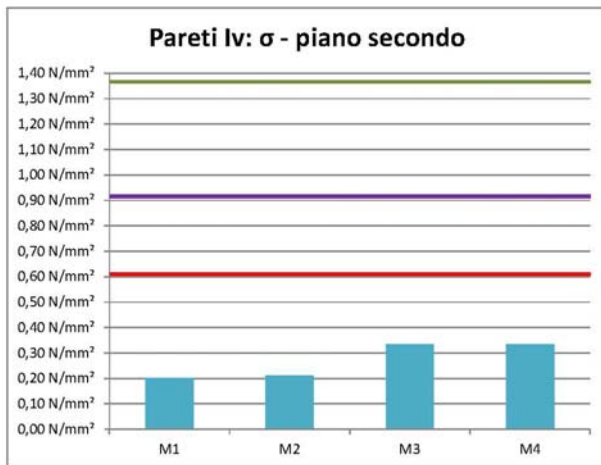
LC2 - malta buona: $f_d = 1,33 \text{ N/mm}^2$
 LC1 - malta buona: $f_d = 0,89 \text{ N/mm}^2$
 LC1: $f_d = 0,59 \text{ N/mm}^2$



LC2 - malta buona: $f_d = 1,33 \text{ N/mm}^2$
 LC1 - malta buona: $f_d = 0,89 \text{ N/mm}^2$
 LC1: $f_d = 0,59 \text{ N/mm}^2$



LC2 - malta buona: $f_d = 1,33 \text{ N/mm}^2$
 LC1 - malta buona: $f_d = 0,89 \text{ N/mm}^2$
 LC3: $f_d = 0,59 \text{ N/mm}^2$



LC2 - malta buona: $f_d = 1,33 \text{ N/mm}^2$
 LC1 - malta buona: $f_d = 0,89 \text{ N/mm}^2$
 LC0: $f_d = 0,59 \text{ N/mm}^2$

Questi grafici evidenziano il fatto che le pareti interne portanti i solai (In e Is) sono quelle che hanno i valori più alti di tensione, insieme alla parete esterna a sud e anche adottando livelli di conoscenza maggiori o usufruendo dell'ipotesi di malta buona molti maschi non risultano verificati.

Per valutare l'effettiva incidenza del peso gravante su tutte le pareti, si è voluto procedere anche ad un rapido ed utile calcolo del carico di lavoro assoluto dall'insieme dei maschi murari per ogni piano.

PIANO SECONDO	
copertura	2241 kN
solaio sottotetto	812 kN
muro sottotetto	133 kN
cordolo tetto	463 kN
cordolo solaio	481 kN
pareti esterne	1543 kN
pareti interne	985 kN
TOTALE	665791 kg
Area resistente totale dei maschi murari	
A =	143905 cm ²
CARICO DI LAVORO	4,63 kg/cm²

PIANO PRIMO	
solaio di piano	2024 kN
cordolo solaio	481 kN
pareti esterne	2306 kN
pareti interne	876 kN
TOTALE	568613 kg
Area resistente totale dei maschi murari	
A =	234907 cm ²
CARICO DI LAVORO	5,25 kg/cm²

PIANO TERRA	
solaio di piano	2024 kN
cordolo solaio	481 kN
pareti esterne	2174 kN
pareti interne	840 kN
TOTALE	551803 kg
Area resistente totale dei maschi murari	
A =	237607 cm ²
CARICO DI LAVORO	7,52 kg/cm²

Questi valori confermano i risultati precedenti. Infatti se consideriamo che la resistenza della muratura per l'LC1 è circa 5,93 kg/cm², si può vedere che il carico di lavoro medio di tutti i maschi del piano terra è ben oltre questo limite di normativa, quindi i valori effettivi delle tensioni sui singoli maschi oscilleranno intorno a questo valore, risultando per la maggior parte non verificati ai carichi verticali.

Tuttavia questi valori così alti delle tensioni, soprattutto nei maschi delle pareti interne, non trovano riscontro con la realtà, non presentando l'edificio lesioni o altri sintomi che possano far pensare ad una situazione particolarmente gravosa per queste murature.

Volendo studiare l'andamento delle tensioni in questo edificio in maniera ancor più dettagliata, ho costruito due modelli con due programmi diversi (SAP e 3MURI), per vedere anche la differenza tra questi e come viene trattata la distribuzione dei carichi. Con il SAP ho rappresentato tutti i muri con delle "shell" con una meshatura molto fitta e le travi e i cordoli con gli elementi "frame" ai quali ho assegnato i carichi permanenti dei solai, delle scale e i variabili.

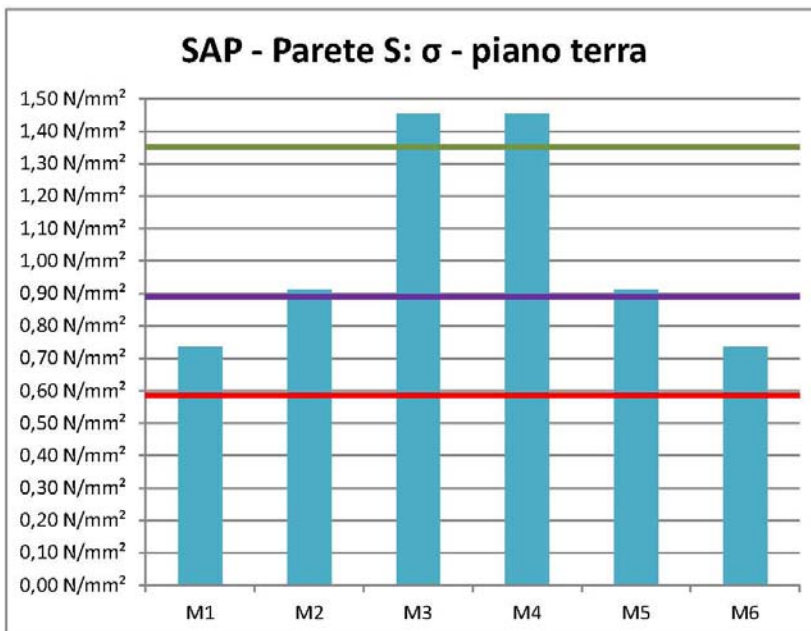
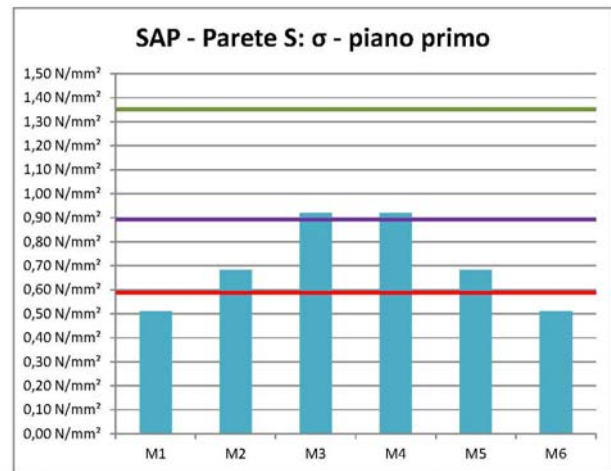
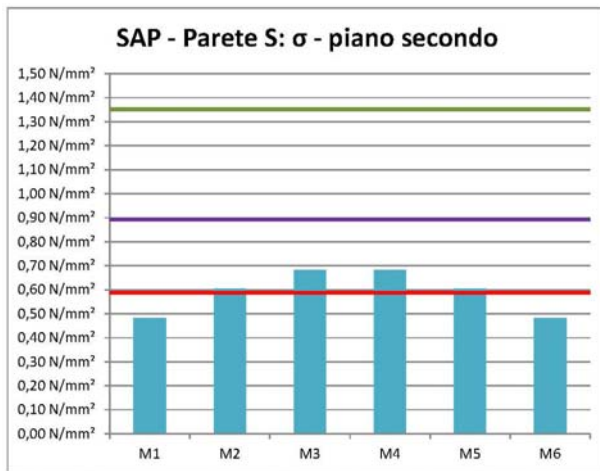
Riporto di seguito il riassunto dei carichi alla base dei maschi del piano terra nei 3 modi: calcolati con un foglio di lavoro excel e ricavati da SAP e 3MURI. Nella tabella vengono evidenziati i valori che, nel calcolo su excel, hanno differenze oltre il 30% in modulo rispetto agli altri.

SectionCut	SAP	3 MURI	EXCEL	N _{TOT} /P	N _{TOT} /N _d	P/N _d
	P	N _d	N _{TOT}			
Text	KN	KN	KN			
N-M1	120,7	100,2	120,0	0,99	1,20	0,83
N-M2	65,2	111	136,1	2,09	1,23	0,82
N-M3	72,5	113,4	138,5	1,91	1,22	0,82
N-M4	381,9	440,9	398,5	1,04	0,90	1,11
N-M8	295,5	389,6	310,0	1,05	0,80	1,26
N-M9	345,0	411,7	326,7	0,95	0,79	1,26
N-M10	1036,1	892,4	891,8	0,86	1,00	1,00
N-M11	284,5	247,3	448,9	1,58	1,82	0,55
N-M12	281,6	254,5	448,9	1,59	1,76	0,57
S-M1	152,8	190,9	254,8	1,67	1,33	0,80
S-M2	262,2	488,3	481,7	1,84	0,99	0,54
S-M3	352,3	434,7	631,9	1,79	1,45	0,81
S-M4	351,2	431,8	631,9	1,80	1,46	0,81
S-M5	260,6	479,9	481,7	1,85	1,00	0,54
S-M6	153,0	169,5	254,8	1,66	1,50	0,90
O-M1	411,8	309,1	287,5	0,70	0,93	1,33
O-M2	369,3	338,2	291,7	0,79	0,86	1,09
O-M3	271,2	281,1	228,9	0,84	0,81	0,96
O-M4	1430,5	1181,7	926,4	0,65	0,78	1,21
E-M1	1432,4	1303	897,7	0,63	0,69	1,10
E-M3	245,5	470	303,9	1,24	0,65	0,52
E-M4	383,3	314,9	243,6	0,64	0,77	1,22
E-M6	415,2	328,2	287,5	0,69	0,88	1,26
In-M1	352,4	330,6	309,0	0,88	0,93	1,07
In-M4	317,5	372,2	415,3	1,31	1,12	0,85
In-M5	556,1	429,3	252,5	0,45	0,59	1,30
In-M8	438,5	336,5	493,9	1,13	1,47	1,30
In-M9	273,7	270,9	666,0	2,43	2,46	1,01
Is-M1	79,1	88	162,4	2,05	1,85	0,90
Is-M3	588,6	693,4	576,4	0,98	0,83	0,85
Is-M6	366,7	662,4	538,0	1,47	0,81	0,55
Is-M8	222,5	170,7	370,9	1,67	2,17	1,30
Is-M9	137,4	117,6	298,9	2,18	2,54	1,17
Is-M10	435,5	419,1	483,3	1,11	1,15	1,04
Is-M11	471,4	614,6	690,1	1,46	1,12	0,77
Is-M12	173,4	222,1	282,4	1,63	1,27	0,78
Iv-M1	896,5	746,8	503,7	0,56	0,67	1,20
Iv-M2	962,9	834,9	509,4	0,53	0,61	1,15
Iv-M3	1156,3	1081,5	584,7	0,51	0,54	1,07
Iv-M4	1218,4	1202,1	584,7	0,48	0,49	1,01
Σ	17762,5	18275,0	16750,4	0,94	0,92	0,97

nel calcolo su excel il carico è superiore del 30% o più del carico trovato con il modello

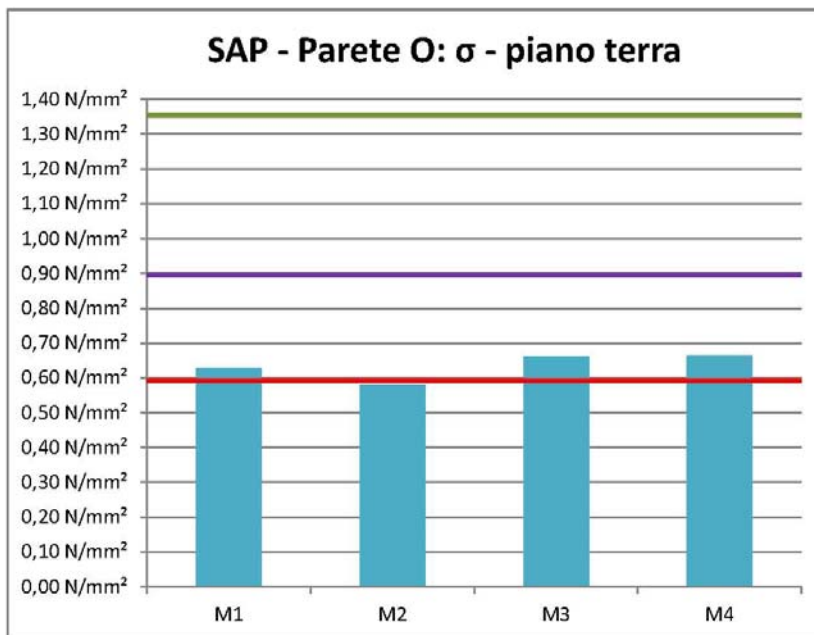
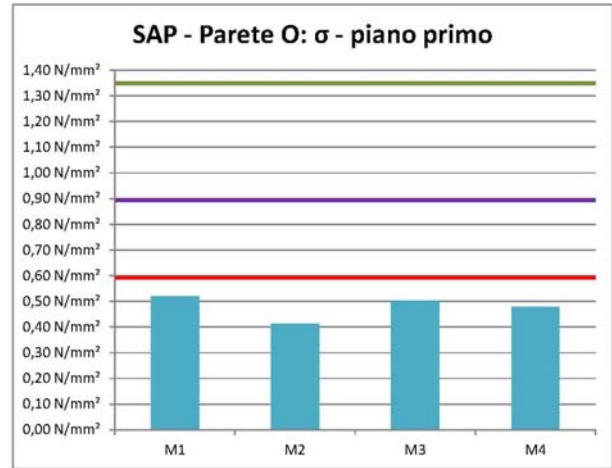
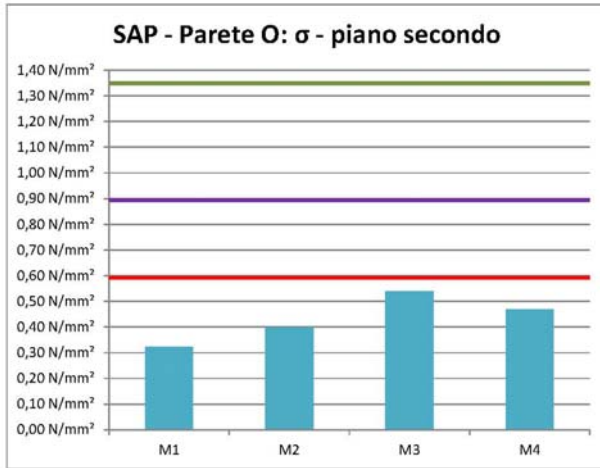
nel calcolo su excel il carico è inferiore del 30% o più del carico trovato con il modello

Da questa tabella si notano subito 2 aspetti: il primo è che proprio in quelle pareti (quelle interne In e Is e quella esterna a sud) dove nel calcolo su excel i valori risultavano particolarmente elevati, nel modello sia di 3MURI, ma in particolar modo del SAP, i carichi sono di entità inferiore; il secondo è che la somma dei carichi totali alla base dei maschi murari nei 3 modi è pressoché uguale. Questo significa che nei modelli implementati avviene una redistribuzione dei carichi, data dalla collaborazione tra i muri e quindi sui maschi delle pareti che non sostengono i solai troviamo dei valori dei carichi maggiori rispetto al calcolo a mano; di conseguenza diminuiscono i carichi gravanti sulle altre pareti, come ad esempio appunto quelle interne. Riporto di seguito i grafici della verifica a carichi verticali con i valori presi dal modello SAP per due pareti esterne, una portante e una non portante i solai (rispettivamente S e O) e una interna (Is).



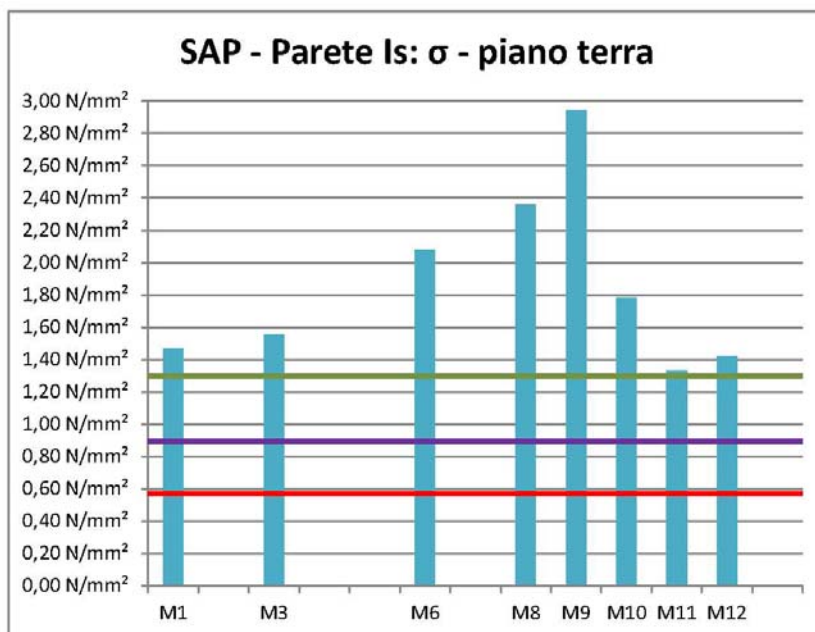
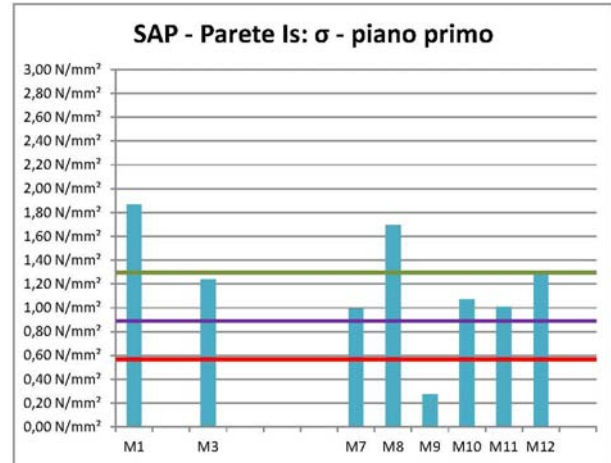
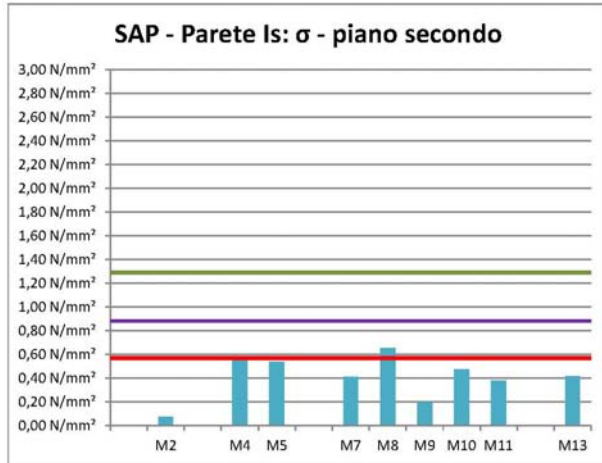
LC2 - malta buona: $f_d = 1,33 \text{ N/mm}^2$
 LC1 - malta buona: $f_d = 0,89 \text{ N/mm}^2$
 LC1: $f_d = 0,59 \text{ N/mm}^2$

I valori di tensione massimi della parete esterna a sud, che nel calcolo a mano sono circa $2,40 \text{ N/mm}^2$, con il SAP sono intorno a $1,45 \text{ N/mm}^2$.



LC2 - malta buona: $f_d = 1,33 \text{ N/mm}^2$
 LC1 - malta buona: $f_d = 0,89 \text{ N/mm}^2$
 LC1: $f_d = 0,59 \text{ N/mm}^2$

I valori di tensione massimi della parete esterna ad ovest, invece, che nel calcolo a mano non raggiungono il limite di resistenza a compressione, con il SAP lo superano in 3 su 4 maschi.



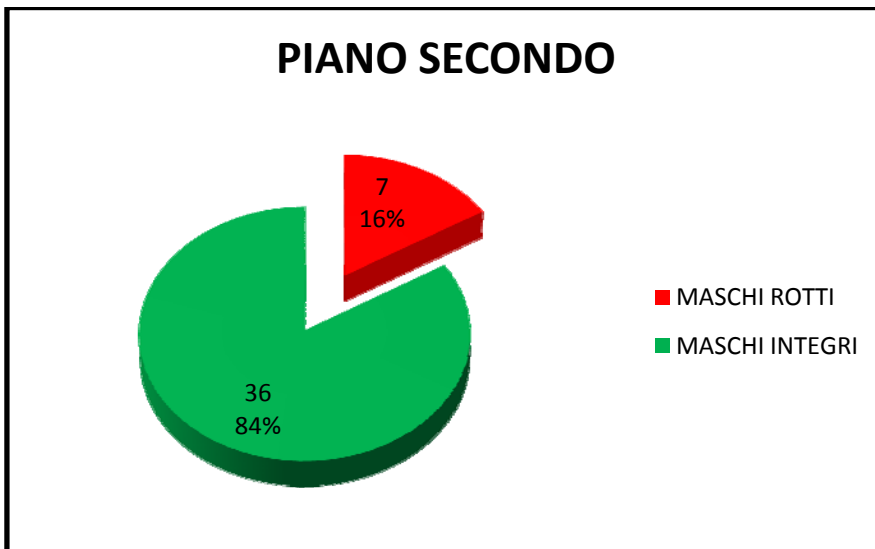
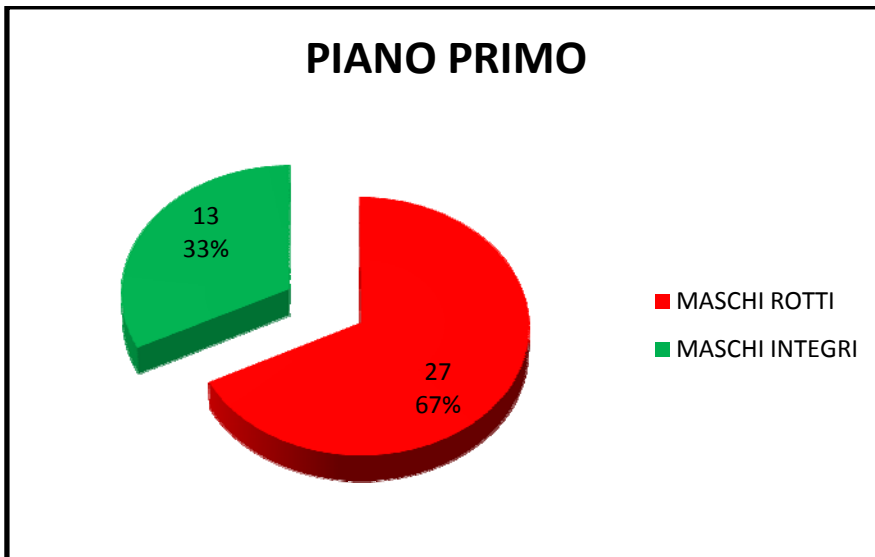
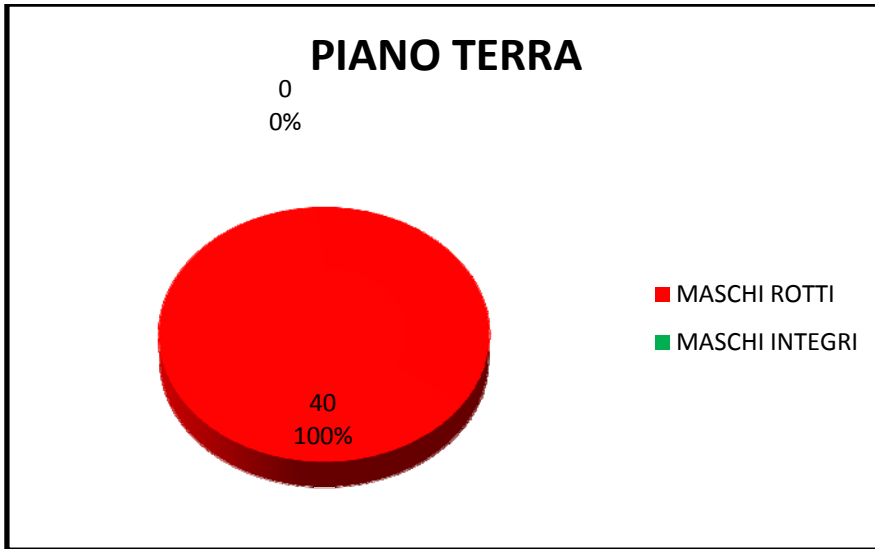
LC2 - malta buona: $f_d = 1,33 \text{ N/mm}^2$
 LC1 - malta buona: $f_d = 0,89 \text{ N/mm}^2$
 LC1: $f_d = 0,59 \text{ N/mm}^2$

Mentre, i valori di tensione massimi della parete interna Is, che nel calcolo a mano sono circa $5,40 \text{ N/mm}^2$, con il SAP sono poco meno $3,00 \text{ N/mm}^2$.

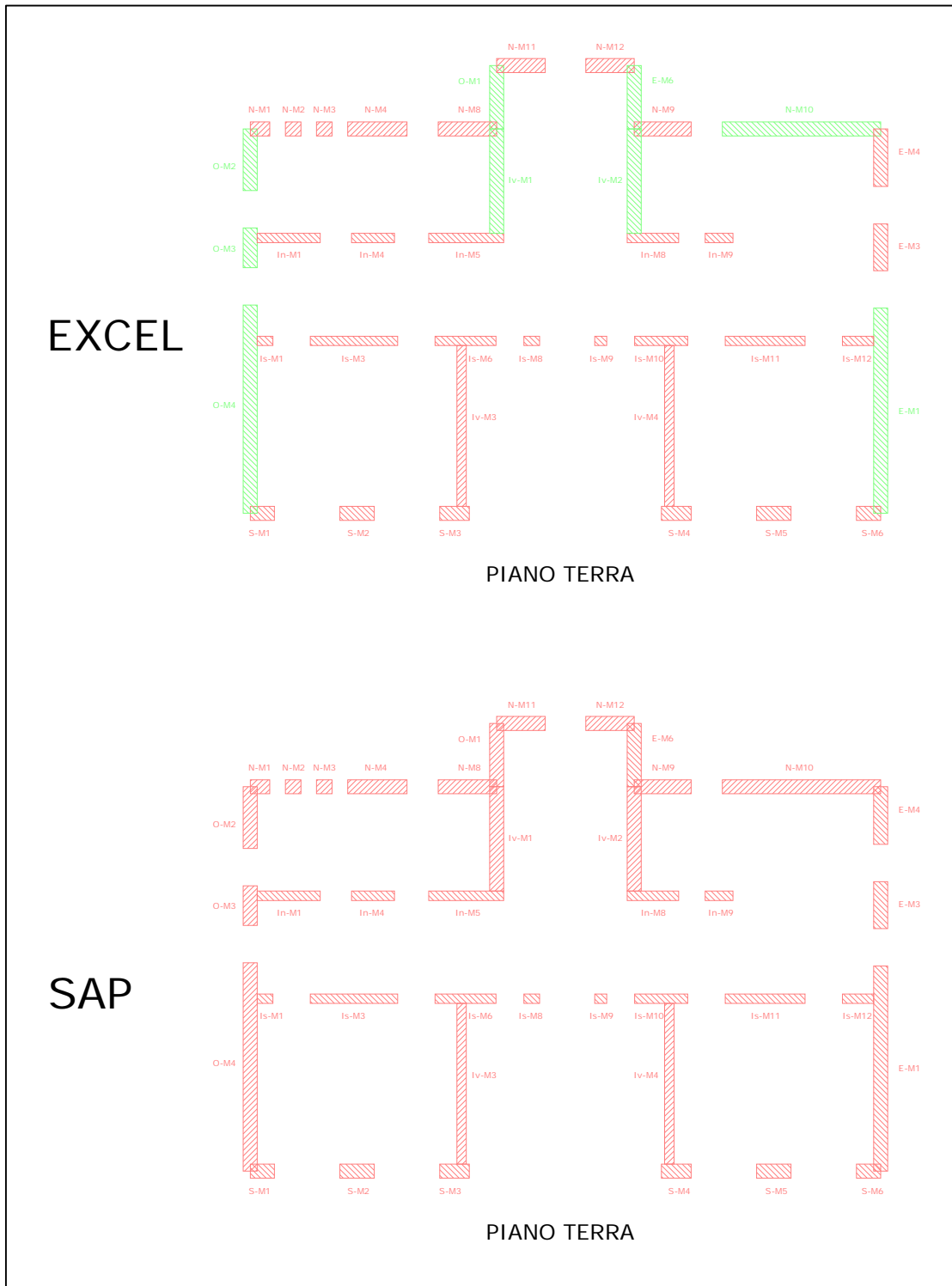
Considerata la maggiore accuratezza nella distribuzione delle tensioni con il modello agli elementi finiti, ho scelto quindi di utilizzare i carichi derivanti dal SAP per la verifica.

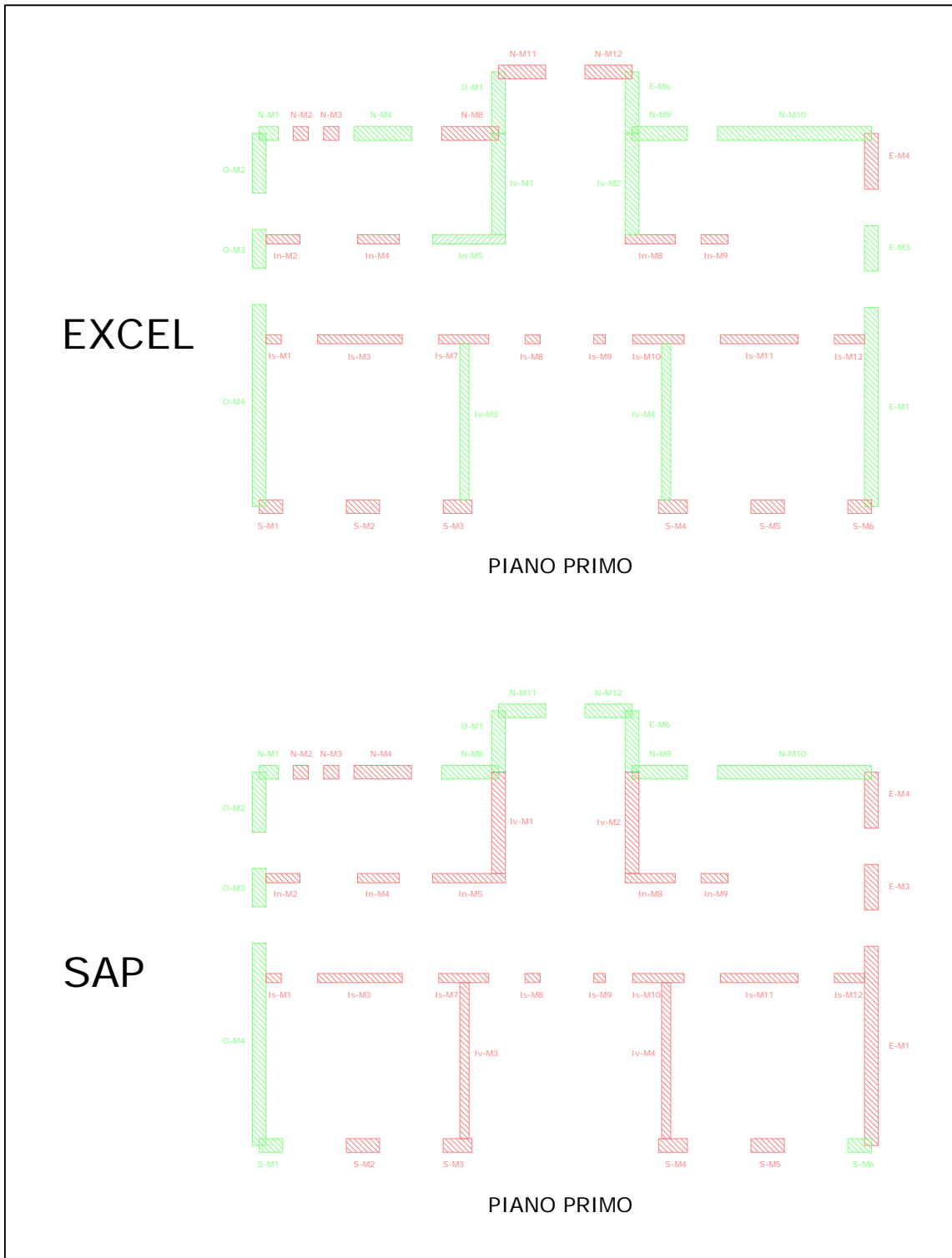
Come si può vedere dal riassunto di seguito, anche in questo caso la maggior parte dei maschi, per l'LC1, non è verificata e al piano terra risulta rotta la totalità dei muri.

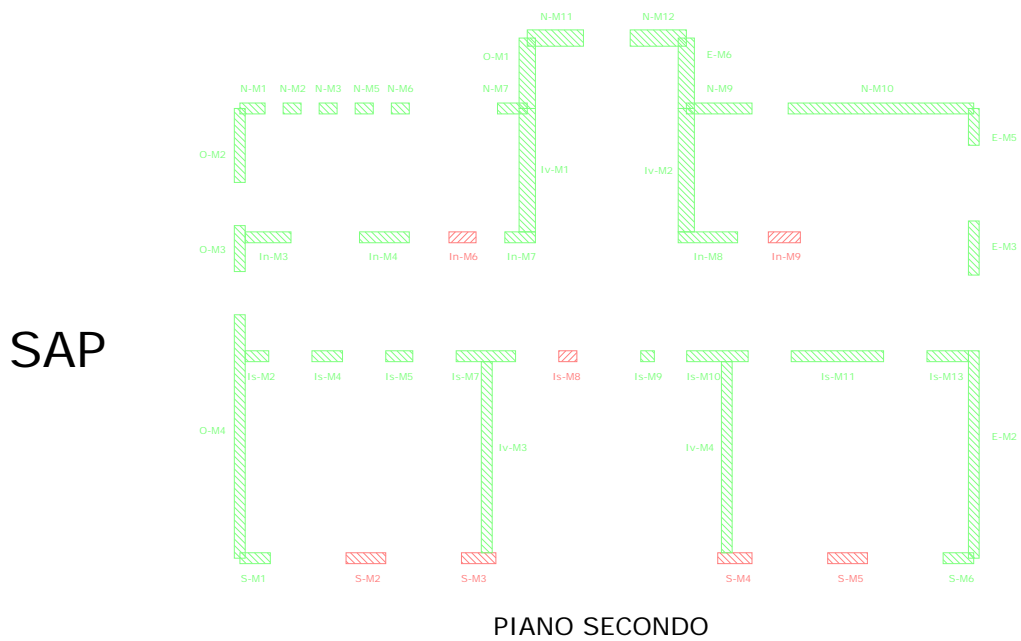
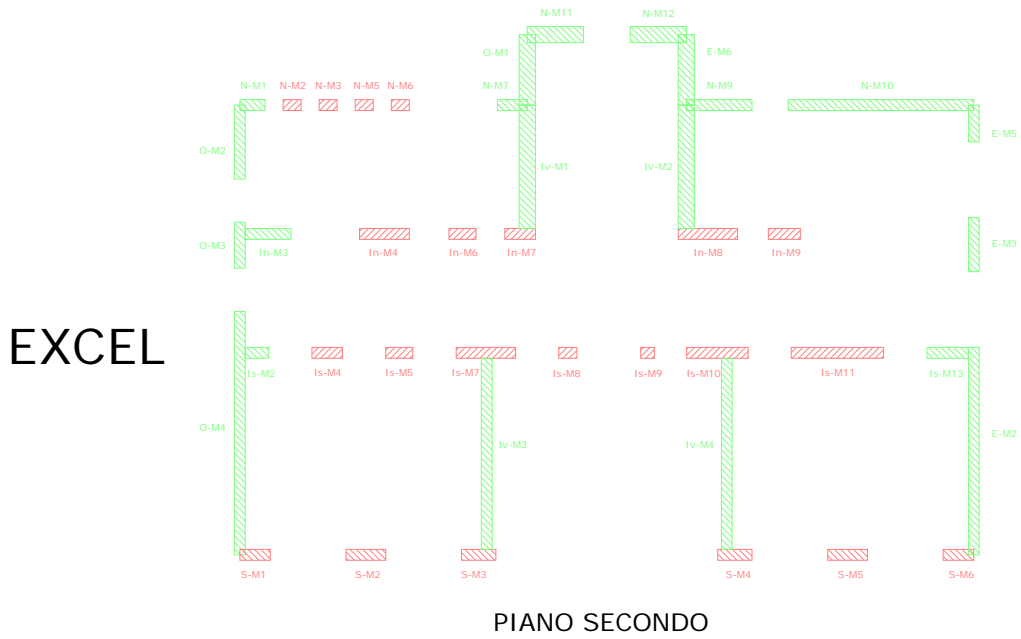
CARICHI SAP			
MASCHIO	PIANO SECONDO	PIANO PRIMO	PIANO TERRA
N-M1	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
N-M2	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
N-M3	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
N-M4		NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
N-M5	VERIFICATO		
N-M6	VERIFICATO		
N-M7	VERIFICATO		
N-M8		VERIFICATO	NON VERIFICATO
N-M9	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
N-M10	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
N-M11	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
N-M12	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
S-M1	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
S-M2	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
S-M3	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
S-M4	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
S-M5	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
S-M6	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
O-M1	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
O-M2	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
O-M3	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
O-M4	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
E-M1		NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
E-M2	VERIFICATO		
E-M3	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
E-M4		NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
E-M5	VERIFICATO		
E-M6	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
In-M1			NON VERIFICATO
In-M2		NON VERIFICATO	
In-M3	VERIFICATO		
In-M4	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
In-M5		NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
In-M6	NON VERIFICATO		
In-M7	VERIFICATO		
In-M8	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
In-M9	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Is-M1		NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Is-M2	VERIFICATO		
Is-M3		NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Is-M4	VERIFICATO		
Is-M5	VERIFICATO		
Is-M6			NON VERIFICATO
Is-M7	VERIFICATO	NON VERIFICATO	
Is-M8	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Is-M9	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Is-M10	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Is-M11	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Is-M12		NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Is-M13	VERIFICATO		
Iv-M1	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Iv-M2	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Iv-M3	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
Iv-M4	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO



Mettiamo ora a confronto, piano per piano, le piante con indicati i maschi verificati in verde e quelli non verificati in rosso per le due modalità: carichi calcolati a mano su excel e con il SAP, entrambe all'LC1.







Visti i risultati della verifica ai carichi verticali, risulta necessario intervenire per incrementare la resistenza dei maschi murari, come vedremo nel paragrafo 7.

6. Analisi dei cinematicismi locali di collasso

Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura. Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco anche per azioni nel piano. Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano) possono essere svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematicismo.

L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre andranno tenute presente la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Tale curva è espressa attraverso un moltiplicatore α , rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dello spostamento d_k di un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali ($\alpha=0$). Tale curva può essere trasformata nella curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà, nella quale può essere definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente

scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;

- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

Per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza, in genere:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Tuttavia, per una simulazione più realistica del comportamento, è opportuno considerare, in forma approssimata:

- a) gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito;
- b) le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie;
- c) la presenza di catene metalliche;
- d) la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione;
- e) la presenza di pareti a paramenti scollegati.

Non avendo potuto eseguire dei saggi in corrispondenza dei punti di intersezione tra i maschi murari e gli orizzontamenti per verificare la presenza dei cordoli, ho ipotizzato l'assenza di questi per lo studio di possibili meccanismi locali che possono interessare singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione.

6.1. Analisi dei carichi

Si riportano di seguito i carichi a metro quadro relativi alla tipologia di solai presenti nell'edificio. Le verifiche saranno svolte facendo riferimento alla combinazione di carico sismica indicata al punto 2.5.3 della normativa. I carichi da utilizzare saranno quindi pari a:

soffitto di calpestio	5,55	kN/m ²
soffitto sottotetto	2,10	kN/m ²
copertura	4,40	kN/m ²

6.2. Ribaltamento semplice

L'assenza dei cordoli di piano fa sì che l'edificio possa essere interessato da meccanismi di ribaltamento dei pannelli murari.

- meccanismo di ribaltamento semplice: tale cinematico si può innestare a causa dell'assenza di elementi in grado di opporsi alla rotazione rigida della parete (cordoli) e della cattiva ammortatura tra pareti perpendicolari.

In sede di adeguamento si provvederà a verificare la buona ammortatura tra le pareti in modo tale da eliminare il pericolo di eventuali cinematici di ribaltamento semplice.



Figura 10 - Ribaltamento dell'intera parete



Figura 11 - Ribaltamento dell'ultimo piano della parete

Lo studio viene condotto nell'edificio su tutte le pareti perimetrali principali:

- parete nord-ovest;
- parete nord-est;
- parete est;
- parete sud;
- parete ovest.

Per l'analisi di questo meccanismo mi sono servito del foglio di lavoro excel rilasciato dalla Reluis "C.I.N.E." (Condizioni d'Instabilità Negli Edifici), un applicativo per le verifiche sismiche dei meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura mediante analisi cinematica lineare. Grazie a questo strumento, ad esempio, ho preso in considerazione il ribaltamento di una parete monolitica con cerniera cilindrica posizionata ad ogni piano. Essendo l'edificio di 3 piani, quindi, si ipotizza il ribaltamento o di tutta la parete (3-2-1), o della parete del primo e secondo piano (3-2) o solo della parete dell'ultimo piano (3).

6.2.1. Analisi cinematica lineare

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze: i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro; i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale); un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio; eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche); eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari). Assegnata una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

dove:

- n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- o è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- P_i è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);
- P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione del j -esimo peso P_j , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

- $\delta_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell'i-esimo peso P_i , assunto positivo se verso l'alto;
- F_h è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;
- δ_h è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h-esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;
- L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

Valutazione della curva di capacità (oscillatore equivalente)

Noto l'andamento del moltiplicatore orizzontale α dei carichi in funzione dello spostamento d_k del punto di controllo della struttura, deve essere definita la curva di capacità dell'oscillatore equivalente, come relazione tra l'accelerazione a^* e lo spostamento d^* .

La massa partecipante al cinematismo M^* può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i})^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

dove:

$n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

$\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo peso P_i .

L'accelerazione sismica spettrale a^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore α e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo. L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

dove:

g è l'accelerazione di gravità;

$e^* = g M^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$ è la frazione di massa partecipante della struttura;

FC è il fattore di confidenza. Nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore α non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1.

VERIFICHE DI SICUREZZA

Stato limite di salvaguardia della vita

La verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita dei meccanismi locali, può essere svolta con il criterio della verifica semplificata con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare).

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita è soddisfatta se l'accelerazione spettrale α_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$\alpha_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) S}{q}$$

in cui a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti al § 3.2 delle NTC, S è definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC e q è il fattore di struttura, che può essere assunto uguale a 2,0.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematisimo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. Una approssimazione accettabile consiste nel verificare, oltre alla precedente disuguaglianza, anche la:

$$\alpha_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

dove:

$S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito nel § 3.2.3.2.1 delle NTC, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (10% per SLV) e del periodo di riferimento V_R come definiti al § 3.2. delle NTC, calcolato per il periodo T_1 ;

T_1 è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;

$\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z)=Z/H$, dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;

- Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;
- γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma = 3N/(2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio).

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dei risultati delle analisi svolte mediante l'applicazione C.I.N.E dove si può notare che nessuna verifica è soddisfatta.

<i>parete est</i>		CAPACITA'	DOMANDA		verifica
	$\psi(Z)$	$a_0^* [m/s^2]$	$a_g(P_{VR}) \cdot S / q$	$S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma / q$	
3 - 2 - 1		0,391	1,278		NON VERIFICATO
3 - 2	0,333	0,561	1,278	1,310	NON VERIFICATO
3	0,667	0,580	1,278	2,626	NON VERIFICATO

<i>parete nord-est</i>		CAPACITA'	DOMANDA		verifica
	$\psi(Z)$	$a_0^* [m/s^2]$	$a_g(P_{VR}) \cdot S / q$	$S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma / q$	
3 - 2 - 1		0,352	1,278		NON VERIFICATO
3 - 2	0,333	0,473	1,278	1,310	NON VERIFICATO
3	0,667	0,536	1,278	2,626	NON VERIFICATO

<i>parete nord-ovest</i>		CAPACITA'	DOMANDA		verifica
	$\psi(Z)$	$a_0^* [m/s^2]$	$a_g(P_{VR}) \cdot S / q$	$S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma / q$	
3 - 2 - 1		0,348	1,278		NON VERIFICATO
3 - 2	0,333	0,468	1,278	1,310	NON VERIFICATO
3	0,667	0,519	1,278	2,626	NON VERIFICATO

<i>parete ovest</i>		CAPACITA'	DOMANDA		verifica
	$\psi(Z)$	$a_0^* [m/s^2]$	$a_g(P_{VR}) \cdot S / q$	$S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma / q$	
3 - 2 - 1		0,384	1,278		NON VERIFICATO
3 - 2	0,333	0,547	1,278	1,310	NON VERIFICATO
3	0,667	0,586	1,278	2,626	NON VERIFICATO

<i>parete sud</i>		CAPACITA'	DOMANDA		verifica
	$\psi(Z)$	$a_0^* [m/s^2]$	$a_g(P_{VR}) \cdot S / q$	$S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma / q$	
3 - 2 - 1		0,316	1,278		NON VERIFICATO
3 - 2	0,333	0,435	1,278	1,310	NON VERIFICATO
3	0,667	0,491	1,278	2,626	NON VERIFICATO

dove:

$a_g(P_{VR})$ [g]	0,181
q	2
S	1,44
γ	1,286
T_1	0,31
$S_e(T_1)$	3,06

Riporto qui un esempio del foglio di lavoro C.I.N.E. per la parete sud.

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
1	1,00	3,00	14,50	6,10	20,66	18,0	0,00
2	1,00	3,00	20,66	8,06	20,66	18,0	0,00
3	1,00	3,00	20,66	8,06	20,66	18,0	0,00
4							
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]
1	0,45	3,80	0,30			2,03	
2	0,45	3,80	0,30			1,85	
3	0,30	3,80	0,20			1,85	
4						0,00	
AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	350,1		282,1	0,0			
2	431,8		282,1				
3	287,9		345,6				
4	0,0						

(*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficiente specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".

(**) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

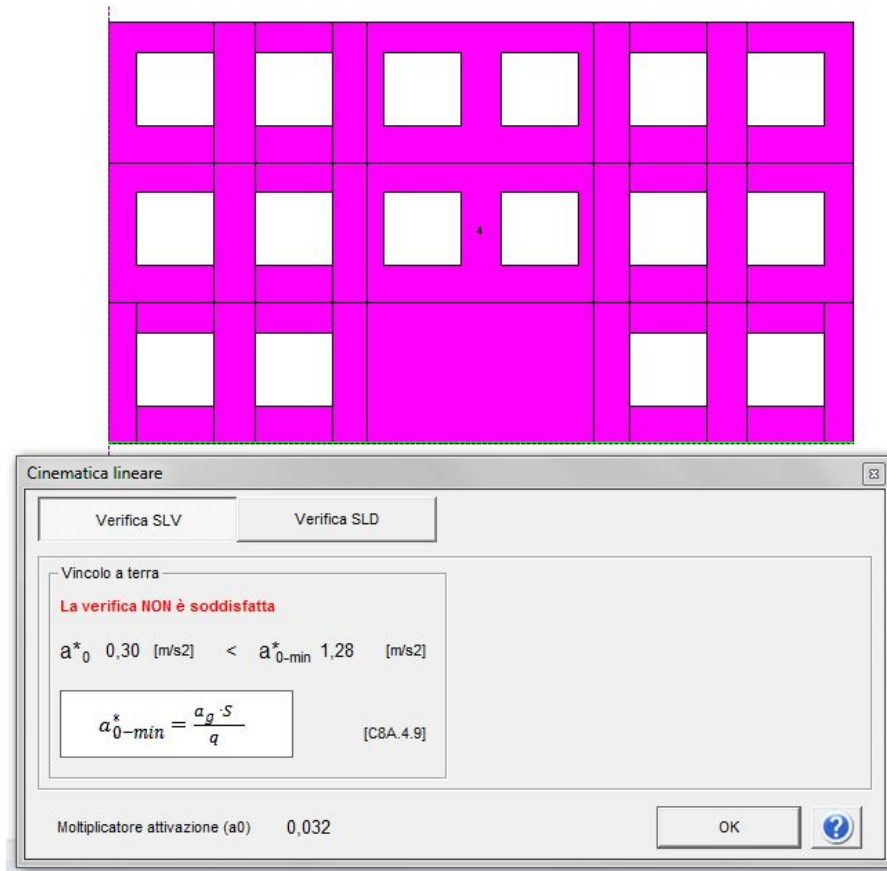
DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	3 - 2 - 1	219,1	238,4	0,0	0,0	
	3 - 2	140,3	153,8	0,0	0,0	
	3	43,2	69,1	0,0	0,0	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	3 - 2 - 1	5873,5	7155,8	0,0	0,0	0,0
	3 - 2	2427,2	3698,5	0,0	0,0	0,0
	3	533,3	1313,3	0,0	0,0	0,0
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	3 - 2 - 1	0,035	1,35	162,875	0,807	0,316
	3 - 2	0,048		110,185	0,802	0,435
	3	0,061		58,141	0,900	0,491
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

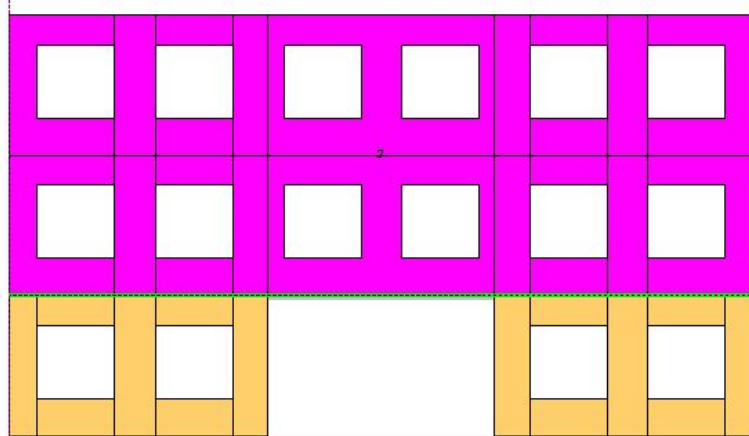
MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008					
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00		
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00		
	Categoria suolo di fondazione		C		
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,181		
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_D		2,392		
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_{C^*} [sec]		0,310		
	Fattore di smorzamento η		1,000		
	Altezza della struttura H [m]		11,40		
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s		1,440		
	Coefficiente C_C		1,545		
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,440		
	Numero di piani dell'edificio N		3		
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,286		
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,310		
PARAMETRI DI CALCOLO	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	3 - 2 - 1	-	-	0,045	-
	3 - 2	3,80	0,333	0,062	2,029
	3	7,60	0,667	0,069	1,145
	-	-	-	-	-
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)			
	3 - 2 - 1	0,045			
	3 - 2	0,060			
	3	0,034			
-	-				

Infine ho utilizzato anche il programma 3Muri per lo studio del ribaltamento nella sezione "Meccanismi locali" grazie al quale ho avuto la conferma dei risultati precedenti, essendo non soddisfatte le verifiche per tutte le pareti. Come esempio riporto di seguito le verifiche sempre per la parete sud effettuate con il programma.

Nella prima immagine la verifica è fatta sull'intera parete (3-2-1), nella seconda si considera i due piani in quota (3-2) e nella terza solo il secondo piano (3).





Cinematica lineare

Verifica SLV Verifica SLD

Vincolo a terra
La verifica NON è soddisfatta
 $a^*_{0} \ 0,50 \ [m/s^2] < a^*_{0-min} \ 1,28 \ [m/s^2]$

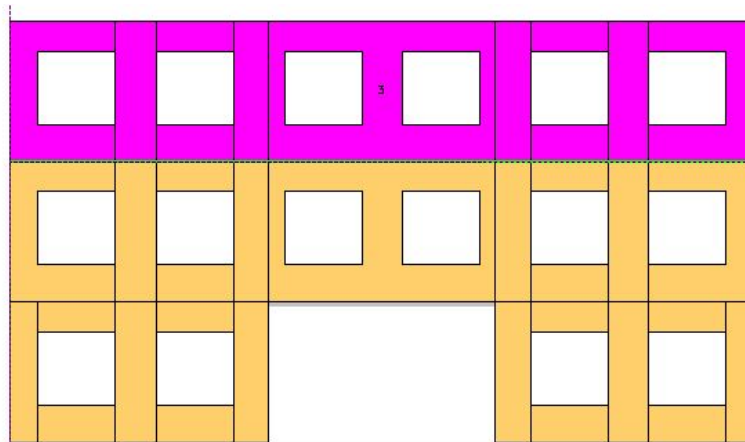
$$a^*_{0-min} = \frac{a_g \cdot S}{q} \quad [C8A.4.9]$$

Vincolo in quota
La verifica NON è soddisfatta
 $a^*_{0} \ 0,50 \ [m/s^2] < a^*_{0-min} \ 1,30 \ [m/s^2]$

$$a^*_{0-min} = \frac{S_g(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad [C8A.4.10]$$

Moltiplicatore attivazione (a0) 0,052

OK ?



Cinematica lineare

Verifica SLV Verifica SLD

Vincolo a terra
La verifica NON è soddisfatta
 $a^*_{0} \ 0,41 \ [m/s^2] < a^*_{0-min} \ 1,28 \ [m/s^2]$

$$a^*_{0-min} = \frac{a_g \cdot S}{q} \quad [C8A.4.9]$$

Vincolo in quota
La verifica NON è soddisfatta
 $a^*_{0} \ 0,41 \ [m/s^2] < a^*_{0-min} \ 2,64 \ [m/s^2]$

$$a^*_{0-min} = \frac{S_g(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad [C8A.4.10]$$

Moltiplicatore attivazione (a0) 0,043

OK ?

7. Intervento di adeguamento statico

Dall'analisi ai carichi verticali, trattata in precedenza, abbiamo riscontrato un notevole carico di lavoro sulle pareti, che presentano un elevato numero di maschi non verificati.

C'è da evidenziare il fatto che la nuova normativa è molto cautelativa perché fornisce dei valori di resistenza a compressione della muratura piuttosto bassi. Ovviamente all'aumentare del livello di conoscenza e della qualità della malta e della muratura questi diventano maggiori. In passato ci si basava su valori di letteratura: un muro di mattoni pieni con malta di buona qualità si considerava che, alle tensioni ammissibili, potesse portare in sicurezza un peso di 10 kg/cm^2 . Nel nostro caso, essendo la resistenza della muratura per l'LC1 circa $5,93 \text{ kg/cm}^2$ (senza considerare la malta buona), risulta evidente la differenza tra i valori. Questa considerazione trova riscontro dall'esame visivo dell'edificio, che non risulta affatto in condizioni precarie. Infatti dai sopralluoghi non è stata rilevata la minima presenza di lesioni.

Per fare in modo che queste pareti risultino verificate ai carichi verticali, tuttavia, si dovrà intervenire in modo da avere un incremento della resistenza nei maschi murari.

Gli interventi di consolidamento vanno applicati, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme alle strutture. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va opportunamente valutata e giustificata calcolando l'effetto in termini di variazione nella distribuzione delle rigidità. Nel caso si decida di intervenire su singole parti della struttura, va valutato l'effetto in termini di variazione nella distribuzione delle rigidità. Particolare attenzione deve essere posta anche alla fase esecutiva degli interventi, onde assicurare l'efficacia degli stessi, in quanto l'eventuale cattiva esecuzione può comportare il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del comportamento globale dell'edificio.

Gli interventi di rinforzo delle murature sono mirati al risanamento e riparazione di murature deteriorate e danneggiate ed al miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura. Se eseguiti da soli non sono sufficienti, in generale, a ripristinare o a migliorare l'integrità strutturale complessiva della costruzione. Il tipo di intervento da applicare andrà valutato anche in base alla tipologia e alla qualità della muratura. Gli interventi dovranno utilizzare materiali con caratteristiche fisico-chimiche e meccaniche analoghe e, comunque, il più possibile compatibili con quelle dei materiali in opera. L'intervento deve mirare a far recuperare alla parete una resistenza sostanzialmente uniforme e una continuità nella rigidità, anche realizzando gli opportuni ammorsamenti, qualora mancanti.

Il placcaggio delle murature con *intonaco armato* può essere utile nel caso di murature gravemente danneggiate e incoerenti, sulle quali non sia possibile intervenire efficacemente con altre tecniche, o in porzioni limitate di muratura, pesantemente gravate da carichi verticali, curando in quest'ultimo caso che la discontinuità di rigidità e resistenza tra parti adiacenti, con e senza rinforzo, non sia dannosa ai fini del comportamento della parete stessa. L'uso sistematico su

intere pareti dell'edificio è sconsigliato, per il forte incremento di rigidità e delle masse, oltre che per ragioni di natura conservativa e funzionale. Tale tecnica è efficace solo nel caso in cui l'intonaco armato venga realizzato su entrambi i paramenti e siano posti in opera i necessari collegamenti trasversali (barre iniettate) bene ancorati alle reti di armatura. È inoltre fondamentale curare l'adeguata sovrapposizione dei pannelli di rete elettrosaldata, in modo da garantire la continuità dell'armatura in verticale ed in orizzontale, ed adottare tutti i necessari provvedimenti atti a garantire la durabilità delle armature, se possibile utilizzando reti e collegamenti in acciaio inossidabile.

Si è scelto, quindi, di adottare questo tipo di intervento, utilizzando un betoncino con una resistenza a compressione pari a 26 N/mm^2 , peso specifico 19 kN/m^3 e modulo di elasticità 32000 N/mm^2 .

Il consolidamento mediante intonaco armato, in Normativa, viene tenuto conto attraverso un coefficiente correttivo dei parametri meccanici. Nel caso di muratura in mattoni pieni e malta di calce questo coefficiente è pari a 1,5 (vedi tabella 9).

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

Tabella 9 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici

La sola applicazione di questo coefficiente è risultata, però, insufficiente per la verifica. Basti pensare che, così facendo, la resistenza diventa $1,5 \times 0,593 \text{ N/mm}^2$, cioè $0,889 \text{ N/mm}^2$, mentre la maggior parte dei maschi hanno valori molto superiori.

Così si è pensato di usufruire delle caratteristiche di resistenza specifiche proprie del betoncino, in modo da operare una omogeneizzazione dell'intonaco armato a muratura ed

eseguire così le verifiche con degli spessori fittizi evidentemente maggiori che in precedenza, in modo da avere un'area resistente maggiore e poter abbattere il valore della tensione nei maschi.

Ovviamente, con questo metodo, diventa importante e significativo anche lo spessore di betoncino utilizzato per ciascun maschio. Come minimo spessore ho considerato 6 cm, 3 cm per parte, fino a un massimo di 10 cm, 5 cm per parte.

Avendo a disposizione i dati di resistenza del betoncino (26 N/mm²) e della muratura (2,4 N/mm²), ho ricavato il coefficiente di omogeneizzazione n dal rapporto tra i due.

$$n = \frac{f_{\text{betoncino}}}{f_{\text{muratura}}} = \frac{26}{2,4} = 10,8$$

Con questa procedura, ho eseguito nuovamente la verifica ai carichi verticali che stavolta sono risultati verificati, con gli spessori di betoncino indicati per ogni maschio nella seguente tabella.

PIANO SECONDO		PIANO PRIMO		PIANO TERRA	
betoncino		betoncino		betoncino	
cm		cm		cm	
N-M01	0	N-M01	0	N-M01	6
N-M02	0	N-M02	6	N-M02	6
N-M03	6	N-M03	6	N-M03	6
		N-M04	6	N-M04	6
N-M05	6				
N-M06	6				
N-M07	0				
		N-M08	0	N-M08	6
N-M09	0	N-M09	0	N-M09	6
N-M10	0	N-M10	0	N-M10	6
N-M11	0	N-M11	0	N-M11	6
N-M12	0	N-M12	0	N-M12	6
S-M01	0	S-M01	0	S-M01	6
S-M02	6	S-M02	6	S-M02	6
S-M03	6	S-M03	6	S-M03	6
S-M04	6	S-M04	6	S-M04	6
S-M05	6	S-M05	6	S-M05	6
S-M06	0	S-M06	0	S-M06	6
O-M01	0	O-M01	0	O-M01	6
O-M02	0	O-M02	0	O-M02	6
O-M03	0	O-M03	0	O-M03	6
O-M04	0	O-M04	0	O-M04	6
		E-M01	6	E-M01	6
E-M02	0				
E-M03	0	E-M03	6	E-M03	6

E-M05	0	E-M04	6	E-M04	6	
E-M06	0	E-M06	0	E-M06	6	
In-M03	0	In-M02	6	In-M01	8	3+3 cm
In-M04	0	In-M04	6	In-M04	6	3+4 cm
In-M06	6	In-M05	6	In-M05	6	4+4 cm
In-M07	0					4+5 cm
In-M08	0	In-M08	6	In-M08	6	
In-M09	6	In-M09	9	In-M09	9	5+5 cm
Is-M02	0	Is-M01	6	Is-M01	6	
Is-M04	0	Is-M03	6	Is-M03	6	
Is-M05	6			Is-M06	7	
Is-M07	0	Is-M07	6	Is-M08	8	
Is-M08	6	Is-M08	6	Is-M09	10	
Is-M09	0	Is-M09	6	Is-M10	6	
Is-M10	0	Is-M10	6	Is-M11	6	
Is-M11	0	Is-M11	6	Is-M12	6	
Is-M13	0	Is-M12	6			
Iv-M01a	0	Iv-M01a	6	Iv-M01a	6	
Iv-M02a	0	Iv-M02a	6	Iv-M02a	6	
Iv-M03a	0	Iv-M03a	6	Iv-M03a	6	
Iv-M04a	0	Iv-M04a	6	Iv-M04a	6	

Con l'utilizzo di questo metodo, si va a creare diversi tipi di pareti, a seconda della combinazione tra muratura a 3 o 2 teste e spessore di betoncino da 6 a 10 cm. Si vuole calcolare la resistenza equivalente f_{eq} per ogni tipo di parete che la muratura avrebbe con l'applicazione del betoncino.

Per fare questo, mi sono servito della seguente formula:

$$f_m \times sp_m + f_b \times sp_b = f_{eq} \times sp_m$$

dove:

f_m è la resistenza della muratura;

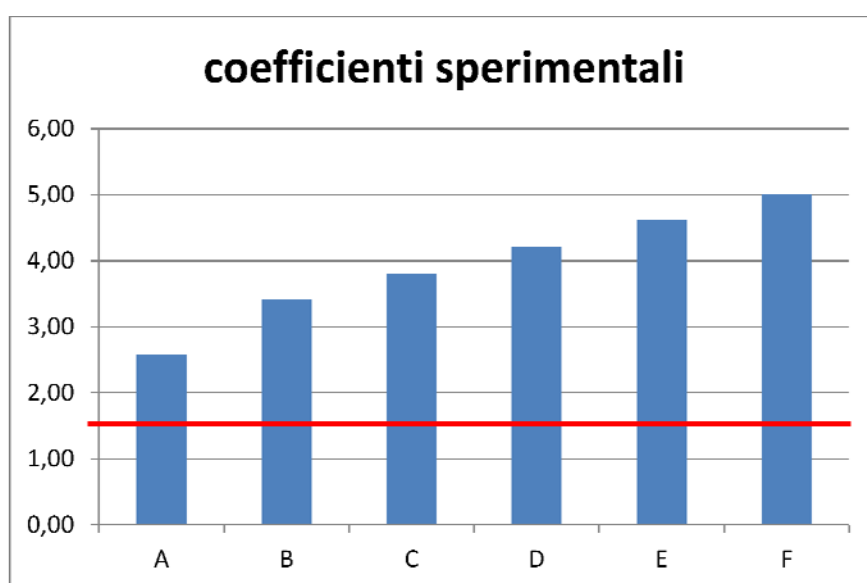
f_b è la resistenza del betoncino;

sp_m è lo spessore della muratura (al netto dell'intonaco);

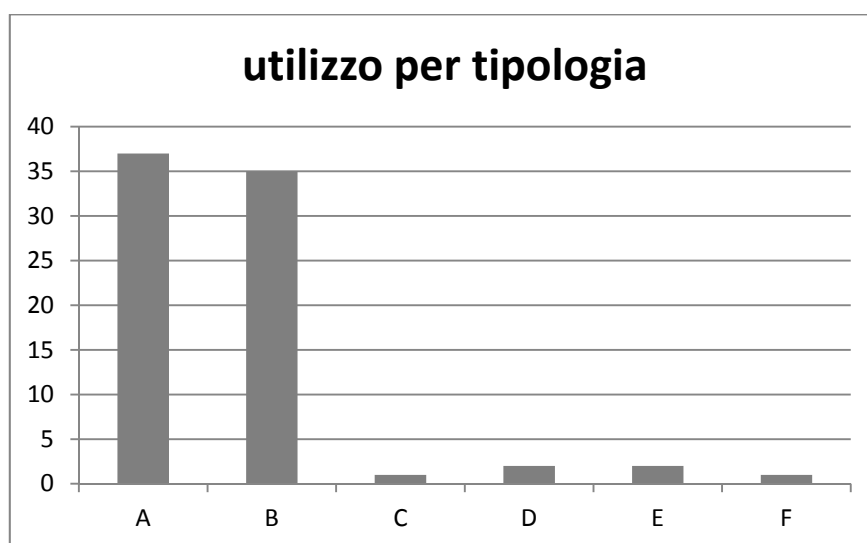
sp_b è lo spessore del betoncino.

Ed ho così trovato i valori di resistenza equivalente. A questo punto ho diviso questi valori per la resistenza della muratura stessa, in modo da trovare dei coefficienti chiamati "sperimentali" da poter confrontare con il coefficiente indicato in normativa pari a 1,5. Riassumiamo i risultati nella tabella e nei grafici seguenti.

	sp_m	sp_b	f_{eq}	coeff.	n°
A	0,41 m	0,06 m	6,2 N/mm ²	2,59	37
B	0,27 m	0,06 m	8,2 N/mm ²	3,41	35
C	0,27 m	0,07 m	9,1 N/mm ²	3,81	1
D	0,27 m	0,08 m	10,1 N/mm ²	4,21	2
E	0,27 m	0,09 m	11,1 N/mm ²	4,61	2
F	0,27 m	0,10 m	12,0 N/mm ²	5,01	1



coefficiente dell'intonaco armato per murature in mattoni pieni: 1,5



Quest'ultimo grafico indica il numero di volte di utilizzo per ogni tipologia.

Come possiamo notare, i coefficienti sperimentali trovati hanno valori ben maggiori di 1,5. Ci sono due tipologie (A e B) predominanti di parete, ovvero i due tipi di muratura, 41 e 27 cm, entrambe con 6 cm di betoncino. Queste hanno un coefficiente rispettivamente pari a 2,59 e 3,41.

Nel caso di parete di 27 cm e betoncino di 10 cm, il coefficiente raggiunge un valore di 5,01.

8. Analisi statica non lineare

In questo capitolo si eseguirà l'analisi non lineare statica effettuando le verifiche secondo quanto richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008. Le verifiche verranno svolte sull'edificio nel suo stato modificato considerando gli interventi di adeguamento statico.

La norma al punto 7.3.4.1 "Analisi non lineare statica" impone di considerare due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni dette secondarie di seguito illustrate.

Gruppo 1 – Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche (tale distribuzione è quella utilizzata per l'analisi statica lineare) applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la seconda del Gruppo 2;
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del primo modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_c .

Gruppo 2 – Distribuzioni secondarie:

- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura (il punto di controllo d_c coincide con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione, esclusi eventuali torrini).

Questo tipo di analisi si utilizza per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovreresistenza α_u/α_1 ;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q ;

- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Tutte le prescrizioni riportate sono contenute nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 e sono relative a tutte le costruzioni edilizie.

Al paragrafo 7.8.1.5.4 "Analisi statica non lineare" la norma afferma che questo tipo di analisi possa essere utilizzata per lo studio degli edifici in muratura anche se la massa partecipante è inferiore al 75% della massa totale, ma comunque superiore al 60%.

Queste indicazioni riguardano le nuove costruzioni in quanto al punto C8.7.1.4 "Metodi di analisi globali e criteri di verifica" della circolare esplicativa alle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 viene detto che per le costruzioni esistenti, come nel caso dell'edificio qui trattato, è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare, assegnando come distribuzione principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2 indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante al primo modo di vibrare della costruzione.

L'analisi statica non lineare richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

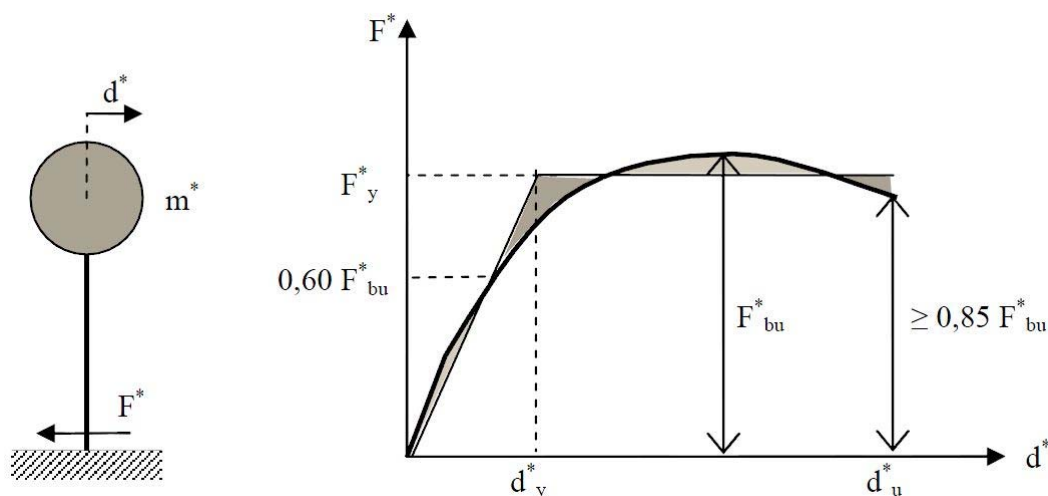


Figura 13 - Sistema e diagramma bilineare equivalente

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze F_b (forza di taglio alla base) e d_c (spostamento del punto di controllo) del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

dove Γ è il "fattore di partecipazione modale" definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$$

Il vettore τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore φ è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo $d_c = 1$; la matrice M è la matrice di massa del sistema reale.

Alla curva di capacità del sistema equivalente occorre ora sostituire una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico. Detta F_{bu} la resistenza massima del sistema strutturale reale ed $F_{bu}^* = F_{bu}/\Gamma$ la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0,6F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0,15F_{bu}^*$.

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$$

dove $m^* = \varphi^T M \tau$ e k^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare.

Nel caso in cui il periodo elastico della costruzione T^* risulti $T^* \geq T_c$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

Nel caso in cui $T^* < T_c$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

dove $q^* = S_e(T^*)m^*/F_y^*$ rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Se risulta $q^* \leq 1$ allora si ha $d_{max}^* = d_{e,max}^*$.

Gli effetti torsionali accidentali sono tenuti in conto attribuendo al centro di massa una eccentricità accidentale rispetto alla posizione derivante dal calcolo assunta pari a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica (detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti).

Una volta trovata la domanda in spostamento d_{max}^* per lo stato limite in esame si verifica che sia soddisfatta la seguente disequazione:

$$d_{max}^* \leq d_u^*$$

Al punto C7.8.1.5.4 "Analisi statica non lineare" la norma da indicazione su come valutare la capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo, questa verrà valutata sulla curva forza-spostamento in corrispondenza dei seguenti punti:

- stato limite di danno: spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede di 0,004 volte l'altezza del piano stesso;
- stato limite ultimo: spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

L'analisi globale dell'edificio condotta con l'analisi non lineare statica prevede, secondo la norma, solo una verifica globale in spostamento e non le verifiche nei singoli elementi.

8.1. Risultati dell'analisi

Si procede alla verifica della struttura al suo stato modificato, dopo la verifica ai carichi verticali. Per la modellazione dell'edificio con il programma 3Muri sono stati creati 6 nuovi materiali (A-B-C-D-E-F) descritti in precedenza a seconda della combinazione data dallo spessore della muratura e dallo spessore del betoncino, con le caratteristiche di resistenza e rigidezza ottenute dalle medie pesate sugli spessori dei due materiali.

	s. muratura	s. betoncino	E'	G'	w'	f' _m	τ'	f' _k	sp'
A	41	6	5394	2157	18,1	541,3	14,17	378,9	47
B	27	6	7045	2818	18,2	669,1	17,64	468,4	33
C	27	7	7779	3112	18,2	725,9	19,18	508,1	34
D	27	8	8471	3389	18,2	779,4	20,63	545,6	35
E	27	9	9125	3650	18,3	830,0	22,00	581,0	36
F	27	10	9743	3897	18,3	877,8	23,30	614,5	37

Le verifiche prevedono lo studio di 24 casi di analisi che tengono conto dell'eccentricità accidentale come definita al paragrafo 7.2.6 delle NTC 2008 e di due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni dette secondarie (Gruppo 2).

Nello specifico le analisi condotte dal programma di calcolo 3Muri sono la seconda del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2.

Nelle tabelle 10 e 11 si riportano i risultati dell'analisi condotte sull'edificio dopo gli interventi di adeguamento statico (applicazione del betoncino - stato modificato). Le verifiche previste risultano soddisfatte ad esclusione dell'analisi numero 2,11,12,20,23 (5 verifiche su 24 non sono soddisfatte) all'SLV.

Di queste 5 analisi, 3 riguardano un sisma in direzione X e 2 in direzione Y.

analisi sismica				SLO			SLD		
N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.
1	+X	Masse	0	0,45	0,67	Sì	0,63	0,67	Sì
2	+X	1° modo	0	0,6	1,1	Sì	0,81	1,1	Sì
3	-X	Masse	0	0,4	3,54	Sì	0,58	3,54	Sì
4	-X	1° modo	0	0,6	2,09	Sì	0,81	2,33	Sì
5	+Y	Masse	0	0,27	1,31	Sì	0,33	1,31	Sì
6	+Y	1° modo	0	0,37	1,12	Sì	0,46	1,12	Sì
7	-Y	Masse	0	0,28	1,68	Sì	0,34	1,68	Sì
8	-Y	1° modo	0	0,38	1	Sì	0,46	1	Sì
9	+X	Masse	71,8	0,42	0,66	Sì	0,6	0,66	Sì
10	+X	Masse	-71,8	0,46	0,76	Sì	0,64	0,76	Sì
11	+X	1° modo	71,8	0,59	1,02	Sì	0,79	1,02	Sì
12	+X	1° modo	-71,8	0,6	1,17	Sì	0,81	1,17	Sì
13	-X	Masse	71,8	0,4	3,26	Sì	0,57	3,26	Sì
14	-X	Masse	-71,8	0,41	1,67	Sì	0,59	1,67	Sì
15	-X	1° modo	71,8	0,59	1,5	Sì	0,8	1,5	Sì
16	-X	1° modo	-71,8	0,61	2,06	Sì	0,82	2,37	Sì
17	+Y	Masse	101,1	0,29	1,21	Sì	0,35	1,21	Sì
18	+Y	Masse	-101,1	0,28	0,91	Sì	0,34	0,91	Sì
19	+Y	1° modo	101,1	0,38	0,97	Sì	0,47	0,97	Sì
20	+Y	1° modo	-101,1	0,38	0,75	Sì	0,48	0,75	Sì
21	-Y	Masse	101,1	0,27	1,09	Sì	0,33	1,5	Sì
22	-Y	Masse	-101,1	0,28	1,26	Sì	0,35	1,26	Sì
23	-Y	1° modo	101,1	0,36	0,81	Sì	0,44	0,81	Sì
24	-Y	1° modo	-101,1	0,38	1,42	Sì	0,46	1,42	Sì

Tabella 10 - Risultati dell'analisi sismica all'SLO e all'SLD (stato modificato)

In tabella 11 troviamo anche gli indicatori di rischio α_u e α_e . Il parametro α_u è considerato un indicatore del rischio di collasso, il parametro α_e è un indicatore del rischio di inagibilità dell'opera.

Possiamo infatti notare che se il parametro α_u è inferiore a 1, la verifica risulta non soddisfatta.

analisi sismica				SLV				indicatori di rischio	
N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	D _{Max} [cm]	D _U [cm]	q* SLU	Ver.	α _u	α _e
1	+X	Masse	0	1,76	4,45	2,93	Sì	1,02	1,05
2	+X	1° modo	0	2,1	2,83	3,25	No	0,92	1,27
3	-X	Masse	0	1,72	4,8	2,51	Sì	1,2	3,98
4	-X	1° modo	0	2,15	3,02	2,84	Sì	1,06	2,31
5	+Y	Masse	0	1,1	1,92	1,62	Sì	1,46	2,37
6	+Y	1° modo	0	1,52	1,66	2,1	Sì	1,06	1,7
7	-Y	Masse	0	0,97	1,73	1,34	Sì	1,42	2,96
8	-Y	1° modo	0	1,52	2,36	2,01	Sì	1,4	1,58
9	+X	Masse	71,8	1,71	2,87	2,79	Sì	1,08	1,06
10	+X	Masse	-71,8	1,79	4,49	2,9	Sì	1,03	1,11
11	+X	1° modo	71,8	2,06	2,63	3,23	No	0,93	1,21
12	+X	1° modo	-71,8	2,12	2,15	3,15	No	0,95	1,32
13	-X	Masse	71,8	1,7	5,11	2,53	Sì	1,19	3,73
14	-X	Masse	-71,8	1,72	4,91	2,54	Sì	1,18	2,09
15	-X	1° modo	71,8	2,13	2,8	2,83	Sì	1,06	1,6
16	-X	1° modo	-71,8	2,17	3,3	2,83	Sì	1,06	2,32
17	+Y	Masse	101,1	1,14	1,97	1,6	Sì	1,45	2,19
18	+Y	Masse	-101,1	1,13	1,58	1,64	Sì	1,25	1,85
19	+Y	1° modo	101,1	1,55	1,95	2,11	Sì	1,19	1,53
20	+Y	1° modo	-101,1	1,56	1,41	2,15	No	0,93	1,28
21	-Y	Masse	101,1	0,97	2,49	1,36	Sì	1,86	2,76
22	-Y	Masse	-101,1	1,03	1,36	1,4	Sì	1,18	2,38
23	-Y	1° modo	101,1	1,49	1,03	2	No	0,78	1,41
24	-Y	1° modo	-101,1	1,52	2,44	1,95	Sì	1,44	2,03

Tabella 11 - Risultati dell'analisi sismica all'SLV (stato modificato)

Per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita, oltre alla verifica della capacità di spostamento superiore alla domanda, c'è un'altra verifica:

$$q^* \leq 3$$

dove il q^* abbiamo detto essere il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

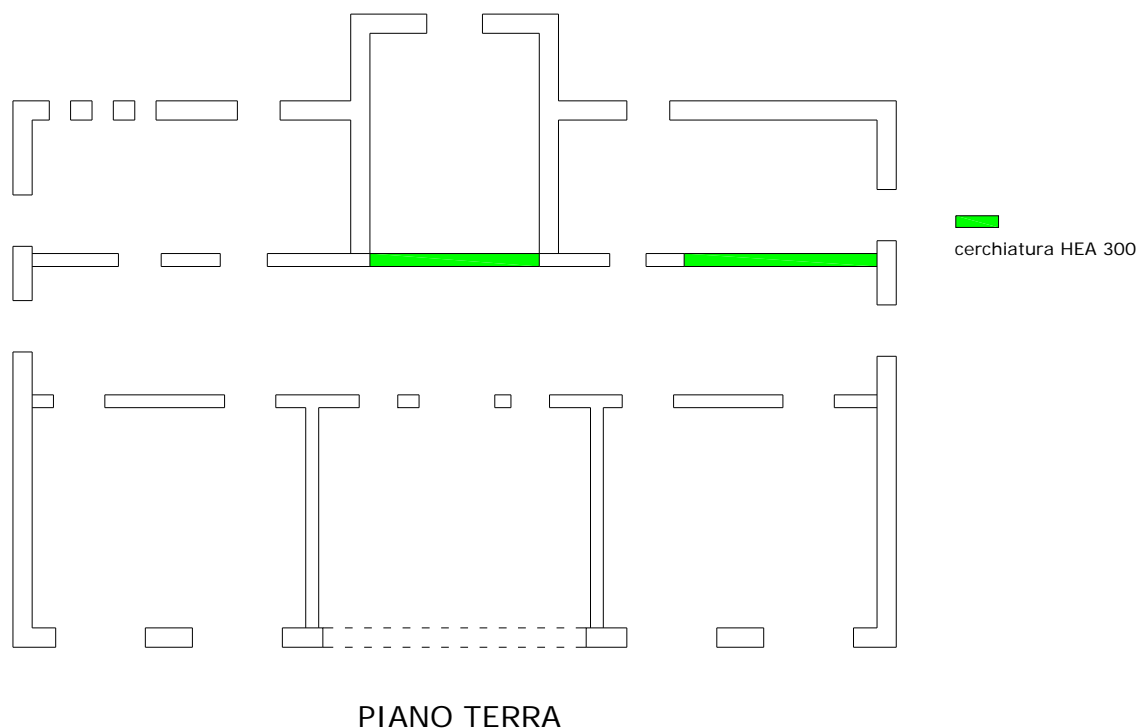
Per le 3 analisi non soddisfatte in direzione X, è proprio questa verifica quella non soddisfatta, mentre per le 2 analisi in direzione Y non è verificata la capacità di spostamento.

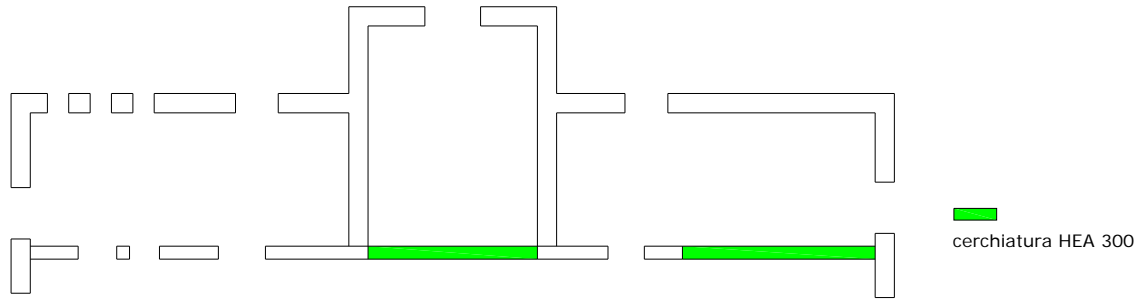
8.2. Interventi di adeguamento sismico

La verifica sismica allo stato di fatto, quindi senza interventi di adeguamento statico, risultava essere non verificata per tutte e 24 le analisi eseguite. Questo significa che gli interventi fatti hanno influito notevolmente anche sul comportamento sismico dell'edificio. Tuttavia non sono sufficienti e si dovrà pensare ad ulteriori interventi.

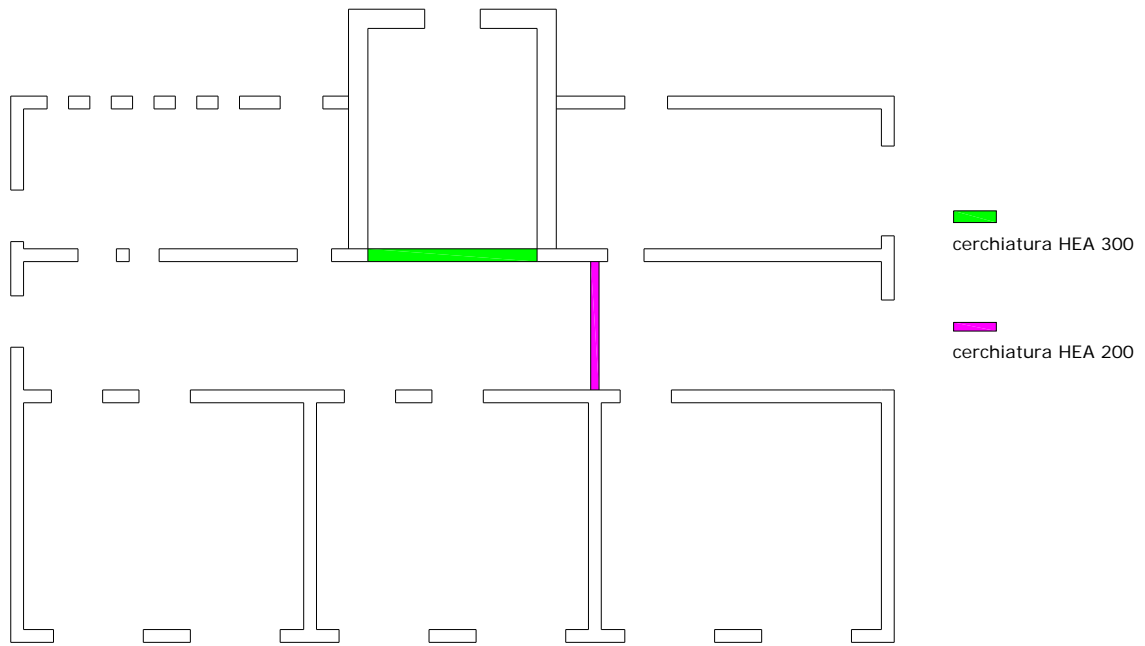
Andando a vedere la geometria dell'edificio in pianta e le aperture nelle pareti, si nota la presenza di 2 pareti interne che si sviluppano per l'intera direzione longitudinale, con quella a nord che presenta aperture piuttosto grandi in corrispondenza del blocco scala a tutti i piani e dell'aula a nord-est al piano terra e piano primo. Per quanto la direzione trasversale Y, si nota la mancanza di pareti interne continue.

Così si è pensato di intervenire con dei telai d'irrigidimento a nodi rigidi in acciaio, in entrambe le direzioni. Nella direzione X sono state inserite queste cerchiature in corrispondenza della aperture suddette, che sono 2 per il piano terra e piano primo e una per il piano secondo, come si può vedere dalle piante seguenti. Mentre nella direzione Y, dopo molteplici tentativi, sono arrivato alla conclusione che è sufficiente inserire al secondo piano una cerchiatura di collegamento tra le due pareti interne menzionate in corrispondenza della parete interna trasversale di sud-est per verificare tutte le analisi in questa direzione. Per le cerchiature in direzione X ho utilizzato dei profilati HEA 300, mentre per quella in direzione Y dei profilati HEA 200.





PIANO PRIMO



PIANO SECONDO

Ho inserito, quindi, questi elementi nel modello di 3Muri e ho svolto nuovamente le 24 analisi richieste, che risultano tutte verificate come si evince dalle tabelle 12 e 13 seguenti (stato di progetto).

analisi sismica				SLO			SLD		
N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.
1	+X	Masse	0	0,61	3,21	Sì	0,43	3,21	Sì
2	+X	1° modo	0	0,79	3,49	Sì	0,59	2,88	Sì
3	-X	Masse	0	0,6	3,4	Sì	0,48	3,4	Sì
4	-X	1° modo	0	0,81	3,5	Sì	0,6	2,77	Sì
5	+Y	Masse	0	0,28	1,57	Sì	0,23	1,57	Sì
6	+Y	1° modo	0	0,41	0,86	Sì	0,31	0,86	Sì
7	-Y	Masse	0	0,3	1,43	Sì	0,25	1,26	Sì
8	-Y	1° modo	0	0,44	0,91	Sì	0,34	0,91	Sì
9	+X	Masse	71,8	0,59	3,18	Sì	0,42	3,18	Sì
10	+X	Masse	-71,8	0,65	4,13	Sì	0,47	4,13	Sì
11	+X	1° modo	71,8	0,78	3,29	Sì	0,58	2,68	Sì
12	+X	1° modo	-71,8	0,82	3,57	Sì	0,61	2,96	Sì
13	-X	Masse	71,8	0,58	4,04	Sì	0,46	4,04	Sì
14	-X	Masse	-71,8	0,63	4,04	Sì	0,49	4,04	Sì
15	-X	1° modo	71,8	0,8	1,81	Sì	0,59	1,81	Sì
16	-X	1° modo	-71,8	0,82	3,59	Sì	0,6	2,92	Sì
17	+Y	Masse	101,1	0,28	2,05	Sì	0,23	2,05	Sì
18	+Y	Masse	-101,1	0,28	1,14	Sì	0,23	1,14	Sì
19	+Y	1° modo	101,1	0,42	0,92	Sì	0,31	0,92	Sì
20	+Y	1° modo	-101,1	0,38	0,86	Sì	0,31	0,86	Sì
21	-Y	Masse	101,1	0,29	1,3	Sì	0,24	1,3	Sì
22	-Y	Masse	-101,1	0,31	1,42	Sì	0,26	1,17	Sì
23	-Y	1° modo	101,1	0,45	0,77	Sì	0,32	0,77	Sì
24	-Y	1° modo	-101,1	0,43	1,14	Sì	0,35	0,84	Sì

Tabella 12 - Risultati dell'analisi sismica all'SLO e all'SLD (stato di progetto)

analisi sismica				SLV				indicatori di rischio	
N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	D _{Max} [cm]	D _u [cm]	q* SLU	Ver.	α _u	α _e
1	+X	Masse	0	1,77	4,89	2,5	Sì	1,2	3,55
2	+X	1° modo	0	2,1	5,18	2,94	Sì	1,02	3,38
3	-X	Masse	0	1,81	5,04	2,17	Sì	1,39	3,62
4	-X	1° modo	0	2,16	4,33	2,6	Sì	1,15	3,28
5	+Y	Masse	0	0,92	2,89	1,48	Sì	2,03	2,97
6	+Y	1° modo	0	1,39	2,01	2,22	Sì	1,32	1,52
7	-Y	Masse	0	0,97	2,36	1,47	Sì	1,81	2,69
8	-Y	1° modo	0	1,48	2,01	2,19	Sì	1,26	1,51
9	+X	Masse	71,8	1,74	4,99	2,44	Sì	1,23	3,57
10	+X	Masse	-71,8	1,86	4,86	2,42	Sì	1,24	4,28
11	+X	1° modo	71,8	2,07	5,29	2,93	Sì	1,03	3,25
12	+X	1° modo	-71,8	2,16	5,03	2,92	Sì	1,03	3,37
13	-X	Masse	71,8	1,77	5,25	2,17	Sì	1,38	4,3
14	-X	Masse	-71,8	1,86	4,9	2,19	Sì	1,37	4,15
15	-X	1° modo	71,8	2,16	3,88	2,56	Sì	1,17	1,85
16	-X	1° modo	-71,8	2,18	4,43	2,56	Sì	1,17	3,33
17	+Y	Masse	101,1	0,95	2,35	1,51	Sì	1,84	3,57
18	+Y	Masse	-101,1	0,93	2,71	1,47	Sì	2,04	2,38
19	+Y	1° modo	101,1	1,41	1,96	2,29	Sì	1,29	1,57
20	+Y	1° modo	-101,1	1,36	1,4	2,03	Sì	1,02	1,57
21	-Y	Masse	101,1	0,99	2,27	1,55	Sì	1,76	2,51
22	-Y	Masse	-101,1	0,97	2,49	1,43	Sì	1,88	2,67
23	-Y	1° modo	101,1	1,46	2,02	2,32	Sì	1,28	1,36
24	-Y	1° modo	-101,1	1,47	1,81	2,07	Sì	1,17	1,77

Tabella 13 - Risultati dell'analisi sismica all'SLV (stato di progetto)

Per i disegni dettagliati di questi interventi si rimanda alle tavole di progetto in allegato.

9. Interventi sulle fondazioni

Si è reso necessario anche effettuare un intervento sulle fondazioni al fine di migliorare il comportamento sismico dell'edificio. E' stato previsto l'inserimento, in adiacenza alla fondazione esistente, di due cordoli in c.a. dotati di collegamenti trasversali, posti ad interasse di 1,5 m uno dall'altro. Tali elementi hanno la funzione di rendere solidali tra loro i cordoli stessi e la muratura esistente, ottenendo così un allargamento della base di appoggio ed un buon collegamento con la struttura esistente.

Eseguito lo scavo dai due lati della fondazione esistente, viene effettuato il getto dei cordoli in c.a. predisponendo i tondini di armatura in corrispondenza dei collegamenti. Dopo la maturazione del getto si procede all'apertura dei vani nella muratura per la realizzazione dei predetti collegamenti trasversali, che vengono realizzati con un getto di calcestruzzo con additivi espansivi.

Per quanto riguarda il dimensionamento e la verifica di questi elementi sono stati presi in considerazione le due tipologie di murature presenti al piano terra (3 teste e 2 teste) e ipotizzando una sezione dei cordoli iniziale, procedendo con metodo iterativo, siamo arrivati alla definizione delle dimensioni e del quantitativo di armatura necessari. Delle due tipologie di pareti abbiamo preso in considerazione quelle con il rapporto carico totale/lunghezza più grande che sono rispettivamente quelle interne verticali del vano scala per la tipologia di parete a 3 teste e quelle interne verticali a Sud per la tipologia a 2 teste, essendo queste pareti prive di aperture.

9.1. Verifica dei cordoli longitudinali

I cordoli longitudinali sono stati dimensionati utilizzando uno schema statico di trave semincastrata. La lunghezza della trave dipende dalla distanza dei collegamenti trasversali, che corrisponde proprio ad 1,5 m.

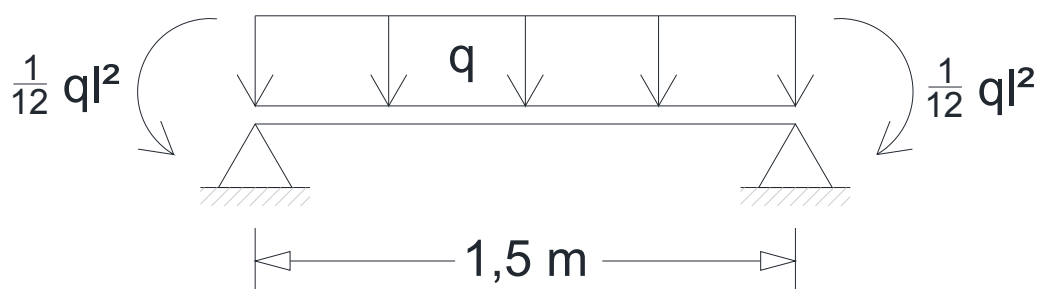


Figura 14 - Schema statico del cordolo

Per il calcolo del carico applicato si considera il carico totale agente su tutti i maschi di quella determinata parete e diviso per la lunghezza totale della parete. Si ottiene così

$$PARETE\ 3\ TESTE \rightarrow q = \frac{962\ N}{3,56\ m} = 270\ kN/m$$

$$PARETE\ 2\ TESTE \rightarrow q = \frac{1218\ N}{5,18\ m} = 235\ kN/m$$

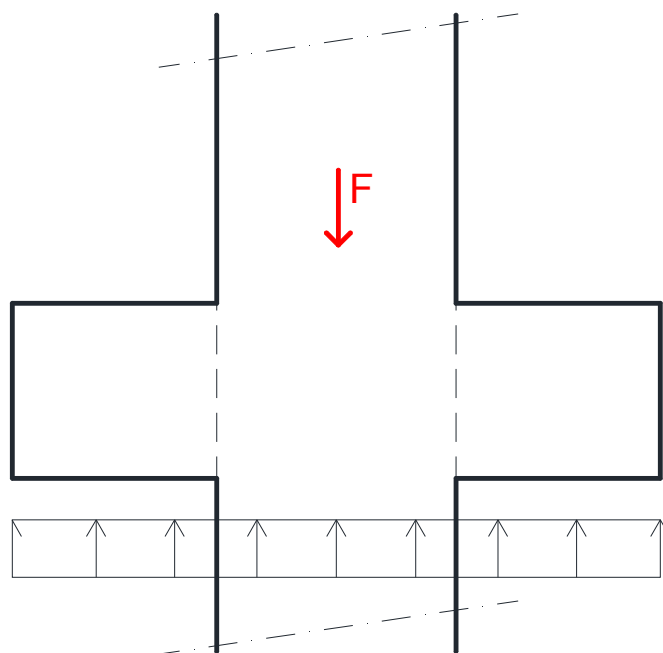


Figura 15 - Schema di carico della fondazione

In entrambi i casi per le dimensioni del cordolo abbiamo preso 35 x 30 cm (BxH). Risolto lo schema statico precedentemente descritto si passa alla verifica delle sezioni e delle armature. Per fare questo è stato utilizzato il software gratuito VC.A.SLU (Version 7.6 – 25th June 2010) by Piero Gelfi. Attraverso il modulo *Progetto sezione rettangolare* sono state progettate le sezioni con il numero di ferri necessario a soddisfare le verifiche di resistenza. Sono stati scelti come reggistaffe dei ferri Ø12 mm, delle staffe Ø8 mm a 2 bracci con passo 15 cm, con ganci a 135°. Nella parete a 3 teste ho bisogno anche di un ulteriore Ø12 mentre in quella a 2 teste sono sufficienti i reggistaffa.

Per maggiori dettagli sul posizionamento dei ferri e sulle sezioni dei cordoli si rimanda alle tavole di disegno in allegato.

Si riporta di seguito la verifica

Verifica C.A. S.L.U. - File: CORDOLO_FONDAZIONE_M_3_teste

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : CORDOLO_FONDAZIONE_M_3_teste

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	35	30	1	2,26	4,6
			2	3,39	25,4

Tipologia sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 25,4 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C28/35

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} 15,87 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 32,72 kNm

σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 20,23 ‰
d 25,4 cm
x 3,747 x/d 0,1475
δ 0,7

Figura 15 - Verifica del momento resistente della sezione del cordolo (parete a 3 teste)

Progetto Sezione Rettangolare - F1 per aiuto

Normativa: NTC 2008

Sollecitazioni e metodo di calcolo

S.L.U. Metodo n

Ricoprimento armatura c: 3 cm
A's/A_s %: 0 %

Criteri di progetto

Fissa altezza H: 30 cm Arrotond. 1 cm
 Fissa Base B: 35 cm 5 cm
 Fissa Base e Altezza

M_{xEd} 25,4 0 kNm
V_{Ed} 101,4 0 kN

Acciaio B450C Calcestruzzo C28/35

Deformazione adimensionale armatura tesa

Armatura forte (NO) SA $\epsilon_s / \epsilon_{yd}$ 11,52 x/d 0,134 δ 0,700 CR Armatura debole (OK)

Opzioni taglio

minimizza staffe
cot θ 2,5
 no staffe ρ_l 0 %
 ϕ staffe 8 mm
n° bracci 2
 ϕ reggistaffe 12
 gancio 135°

Scelta diametri manuale

Armatura superiore

0 16
 0 18
 0 20

Armatura inferiore

0 12
 0 18
 0 20

Comb. barre superiori Comb. barre inferiori

Risultati

Armatura superiore

2 ϕ 12
A's 2,26 cm² +0,0% A's min 2,26

Armatura inferiore

2 ϕ 12+1 ϕ 12
A_s 3,39 cm² +34,6% A_s min 2,52

A's/A_s: 67% % ρ_s 0,38 %
Incidenza acciaio 65,6 kg/m³

Taglio

τ_{max} 1,267 N/mm²
Staffe **ϕ 8/19** a 2 bracci
Staffatura minima **ϕ 8/19**
Staff. minima per VEd = 118,3 kN

Inserisce Risultati per Verifiche

Effettivi Minimi

Help Plotta Ricalcola

Osservazioni

Figura 16 – Sezione e armatura della sezione del cordolo (parete 3 teste)

Verifica C.A. S.L.U. - File: CORDOLO_FONDAZIONE_M_2_teste

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **CORDOLO_FONDAZIONE_M_2_teste**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	35	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,26	4,6
2	2,26	25,4

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

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

B450C		C35/45	
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}	19,83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	13,5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,8
		τ _{c1}	2,257

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Figura 17 - Verifica del momento resistente della sezione del cordolo (parete 2 teste)

Progetto Sezione Rettangolare - F1 per aiuto

Normativa: NTC 2008

Sollecitazioni e metodo di calcolo

S.L.U. Metodo n

M_{xEd} 22,1 0 kNm

V_{Ed} 88,2 0 kN

Ricoprimento armatura c: 3 cm

A's/A_s %: 0 %

Criteri di progetto

Fissa altezza H: 30 cm Arrotond. 1 cm

Fissa Base B: 35 cm 5 cm

Fissa Base e Altezza

Acciaio B450C Calcestruzzo C35/45

Deformazione adimensionale armatura tesa

Armatura forte (NO) SA ε_s/ε_{yd} 13,54 w/d 0,117 δ 0,700 Armatura debole (OK) CR

Risultati

Armatura superiore

2φ12

A's 2,26 cm² +0,0% A's min 2,26

Armatura inferiore

2φ12

A_s 2,26 cm² +11,6% A_s min 2,03

A's/A_s: 100% % ρ_s 0,25 %

Incidenza acciaio 57,2 kg/m³

Taglio

τ_{max} 1,102 N/mm²

Staffe **φ8/19** a 2 bracci

Staffatura minima **φ8/19**

Staff. minima per VEd = 118,3 kN

Inserisce Risultati per Verifiche

Effettivi Minimi

Help Plotta Ricalcola

Scelta diametri manuali

Armatura superiore

0 16

0 18

0 20

Armatura inferiore

0 16

0 18

0 20

Comb. barre superiori Comb. barre inferiori

Osservazioni

Figura 18 – Sezione e armatura della sezione del cordolo (parete 2 teste)

9.2. Verifica dei cordoli di collegamento

Anche per questa verifica si considera il peso della parete spalmata sulla sua lunghezza. Supponendo che il carico verticale sopra calcolato si distribuisca in modo proporzionale rispetto alla larghezza dei tre componenti della sezione (due cordoli e la restante muratura), su ciascun cordolo andrà ad agire una forza pari a

$$PARETE 3 TESTE \rightarrow P = 123000 \text{ N}$$

$$PARETE 2 TESTE \rightarrow P = 111000 \text{ N}$$

Una volta noti i valori di carico che agiscono sulle mensole tozze andremo a risolvere il problema utilizzando il metodo dello "Strut and Tie" che schematizza l'elemento strutturale in un traliccio di aste tese (armatura d'acciaio) e aste compresse (puntoni di calcestruzzo).

Ci troviamo nella condizione in cui il carico è applicato nella mezzera della mensola e che $a_c > h_d/2$, per cui seguiremo per la risoluzione lo schema che segue, dove, risolvendo il primo caso

troveremo la quantità di armatura longitudinale necessaria, mentre risolvendo il secondo troveremo la quantità di staffe verticali.

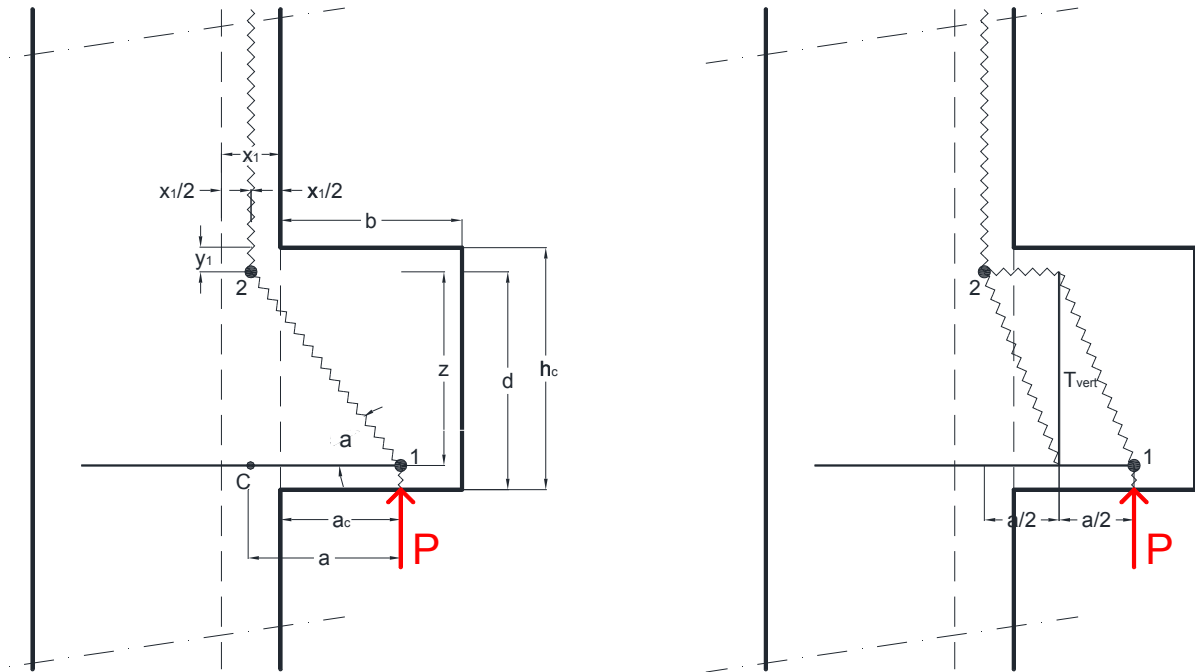


Figura 9 - Trallici elementari in cui si scompone il modello S&T

La forza T_{vert} viene introdotta al fine di riuscire a risolvere il traliccio che inizialmente è un traliccio iperstatico e può essere determinata assumendo che essa vari linearmente al variare di a tra il valore $T_{vert} = 0$ per $a = z/2$ e $T_{vert} = P$ per $a = 2z$. Questa ipotesi corrisponde ad assumere che per $a \leq z/2$ (ossia mensola molto tozza) il traliccio resistente si riduca al solo traliccio di sinistra in figura, mentre per $a \geq 2z$ al traliccio di destra. Con semplici passaggi arriviamo alla definizione della forza, che sarà pari a

$$T_{vert} = \frac{2}{3} \cdot \frac{P \cdot a}{z} - \frac{P}{3}$$

Supponendo di utilizzare per la costruzione di tali cordoli un calcestruzzo CLS 35/45 con $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ e acciaio B450C con $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ determiniamo i valori

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,5} = 19,83 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 391,3 \text{ N/mm}^2$$

Dobbiamo inoltre determinare i valori di resistenza a compressione dei nodi del traliccio che saranno

$$\text{nodo CCC} \rightarrow \sigma_{1Rd,max} = \frac{\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)}{0,85} = 20,12 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{nodo CCT} \rightarrow \sigma_{2Rd,max} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 20,12 \text{ N/mm}^2$$

Una volta determinato il carico P che agisce su ciascuna mensola passiamo a determinare la larghezza del puntone verticale di calcestruzzo nella parete, imponendo che la tensione di compressione sia pari a $\sigma_{1Rd,max}$

$$x_1 = \frac{P}{\sigma_{1Rd,max} \cdot b}$$

per cui il *nodo 2* è situato ad una distanza $x_1/2$ dalla faccia esterna della parete. Supponendo un copriferro in fondazione di 40 mm, la distanza y_1 del nodo dal lembo superiore della mensola si ricava imponendo che il braccio della coppia interna $z = 0,8 \cdot d$:

$$y_1 = 0,2 \cdot d$$

Imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno al *punto C* ricaviamo F_c

$$P \cdot \left(a_c + \frac{x_1}{2}\right) = F_c \cdot z \rightarrow F_c = F_t = \frac{P}{z} \cdot \left(a_c + \frac{x_1}{2}\right)$$

Nota questo valore procediamo alla determinazione dell'area di armatura necessaria A_s

$$A_s = \frac{F_t}{f_{yd}}$$

Il passo successivo è quello della verifica dei nodi

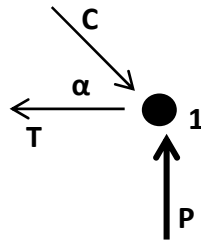
$$\text{nodo 1} \rightarrow \sigma = \frac{P}{b \cdot l} \leq \sigma_{2Rd,max}$$

$$\text{nodo 2} \rightarrow \sigma = \frac{F_c}{b \cdot 2 \cdot y_1} \leq \sigma_{1Rd,max}$$

Adesso passiamo al progetto dell'armatura secondaria (staffe) che si determina con la formula introdotta in precedenza (T_{vert})

$$A_w = \frac{T_{vert}}{f_{yd}}$$

Come ultimo passo è necessario che il puntone di calcestruzzo non superi la tensione di rottura per cui, sapendo che lo schema è il seguente



si possono calcolare le due componenti

$$C = \frac{P}{\sin \alpha} \quad T = \cotan \alpha$$

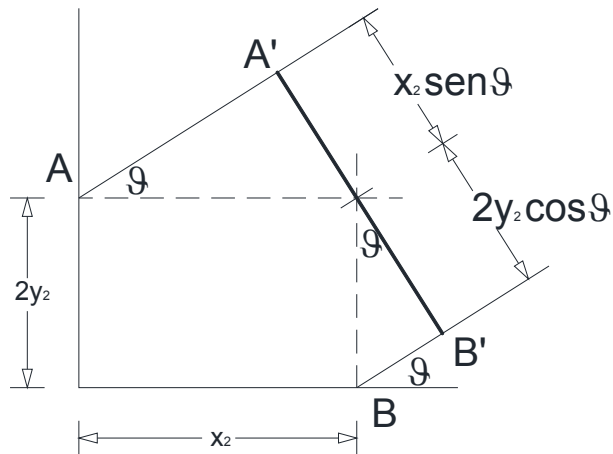


Figura 10 - Calcolo della larghezza del puntone

$$\sigma = \frac{C}{b \cdot (2 \cdot y_2 \cdot \cos \vartheta + x_1 \cdot \sin \vartheta)} \leq f_{cd}$$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati con un foglio di lavoro Excel

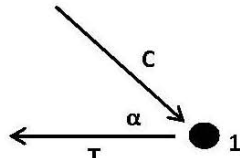
CARATTERISTICHE PARETE 3 TESTE				CARATTERISTICHE CORDOLO DI COLLEGAMENTO FONDAZIONE																										
p'	i	s	P	h_c	b	l	a_c	z	a	α																				
270 kN/m	1,50 m	0,45 m	123 kN	300 mm	350 mm	300 mm	175 mm	208 mm	184 mm	51°																				
<p>SCHEMA 1 -----> NODO CCT</p>  <p style="margin-left: 400px;"> $C = P / \sin \alpha = 158881 \text{ N}$ $T = \cotan \alpha = 99987 \text{ N}$ </p> <p style="text-align: center;">EQUILIBRIO ALLA ROTAZIONE RISPETTO AL PUNTO C</p> <p> $x_1 = 17,6 \text{ mm}$ $P \cdot (ac + x_1/2) = F_c \cdot z$ -----> $F_c = 109102 \text{ N}$ $x_1/2 = 8,8 \text{ mm}$ $y_1 = 52 \text{ mm}$ $F_c = F_t$ -----> $A_s = F_t / f_{yd} = 279 \text{ mm}^2$ </p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <th colspan="2">SCELTA DELL'ARMATURA</th> </tr> <tr> <td>n. 2 $\varnothing 14 \text{ mm}$</td> <td>$A_s = 308 \text{ mm}^2$</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">VERIFICA NODI</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th></th> <th>NODO 1</th> <th></th> <th>NODO 2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\sigma_{1,Rd} = 20,07 \text{ N/mm}^2$</td> <td>$\sigma = 3,00 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{1,Rd}$</td> <td></td> <td>$\sigma = 1,98 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{2,Rd}$</td> </tr> <tr> <td>$\sigma_{2,Rd} = 17,06 \text{ N/mm}^2$</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">VERIFICATO</td> <td></td> <td style="background-color: #e0ffe0;">VERIFICATO</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">STAFFE</p> <p> $T_{vert} = 72694 \text{ N}$ -----> $A_s = T_{vert} / f_{yd} = 186 \text{ mm}^2$ </p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <th colspan="2">SCELTA DELLE STAFFE</th> </tr> <tr> <td>n. 2 bracci n. 2 $\varnothing 8 \text{ mm}$</td> <td>$A_s = 200 \text{ mm}^2$</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">VERIFICA PUNTONI</p> <p> $A = 27689 \text{ mm}^2$ -----> $\sigma = 5,74 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cd} = 19,8 \text{ N/mm}^2$ VERIFICATO </p>											SCELTA DELL'ARMATURA		n. 2 $\varnothing 14 \text{ mm}$	$A_s = 308 \text{ mm}^2$		NODO 1		NODO 2	$\sigma_{1,Rd} = 20,07 \text{ N/mm}^2$	$\sigma = 3,00 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{1,Rd}$		$\sigma = 1,98 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{2,Rd}$	$\sigma_{2,Rd} = 17,06 \text{ N/mm}^2$	VERIFICATO		VERIFICATO	SCELTA DELLE STAFFE		n. 2 bracci n. 2 $\varnothing 8 \text{ mm}$	$A_s = 200 \text{ mm}^2$
SCELTA DELL'ARMATURA																														
n. 2 $\varnothing 14 \text{ mm}$	$A_s = 308 \text{ mm}^2$																													
	NODO 1		NODO 2																											
$\sigma_{1,Rd} = 20,07 \text{ N/mm}^2$	$\sigma = 3,00 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{1,Rd}$		$\sigma = 1,98 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{2,Rd}$																											
$\sigma_{2,Rd} = 17,06 \text{ N/mm}^2$	VERIFICATO		VERIFICATO																											
SCELTA DELLE STAFFE																														
n. 2 bracci n. 2 $\varnothing 8 \text{ mm}$	$A_s = 200 \text{ mm}^2$																													

Figura 111 - Verifica per parete 3 teste (sp. 45 cm)

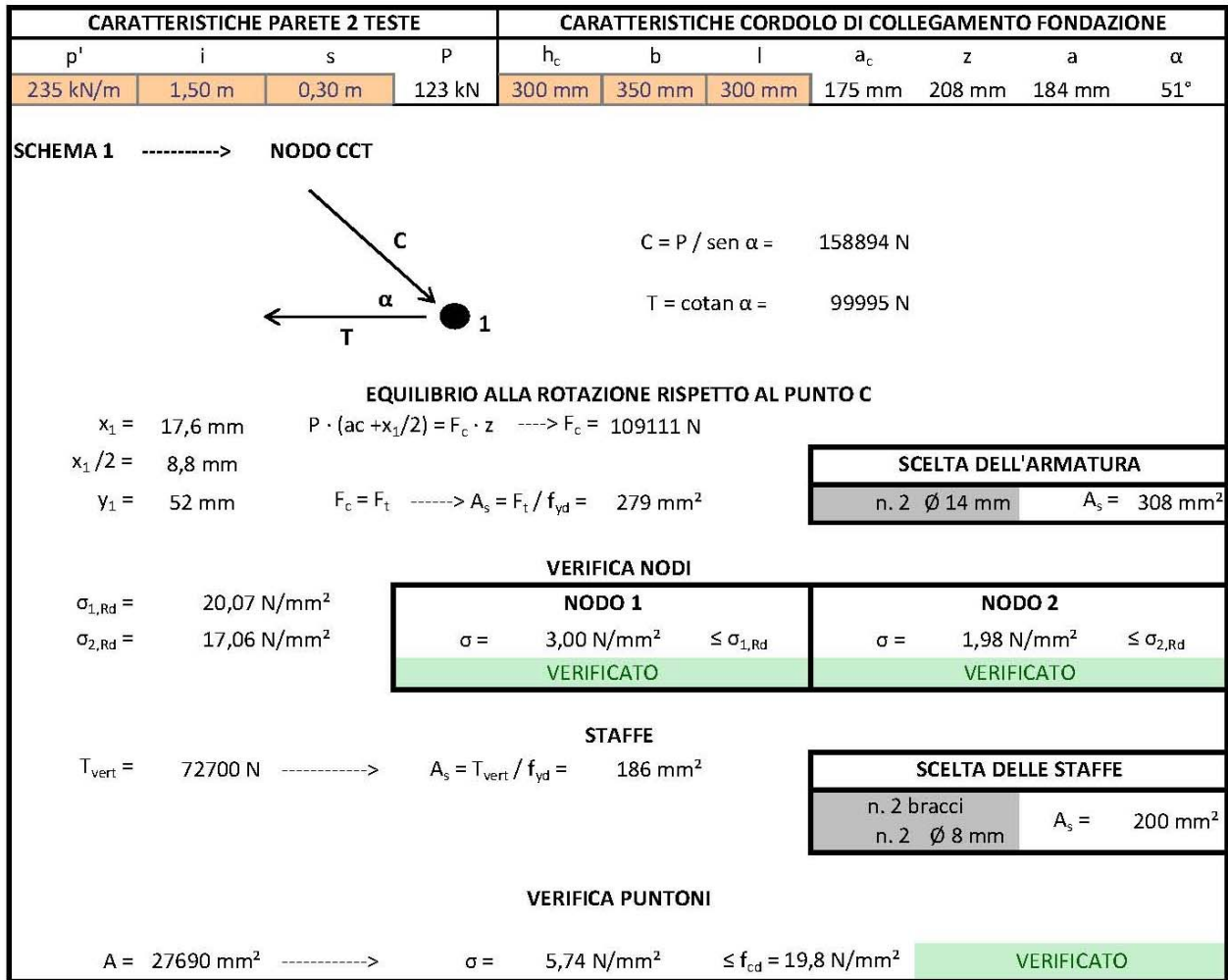


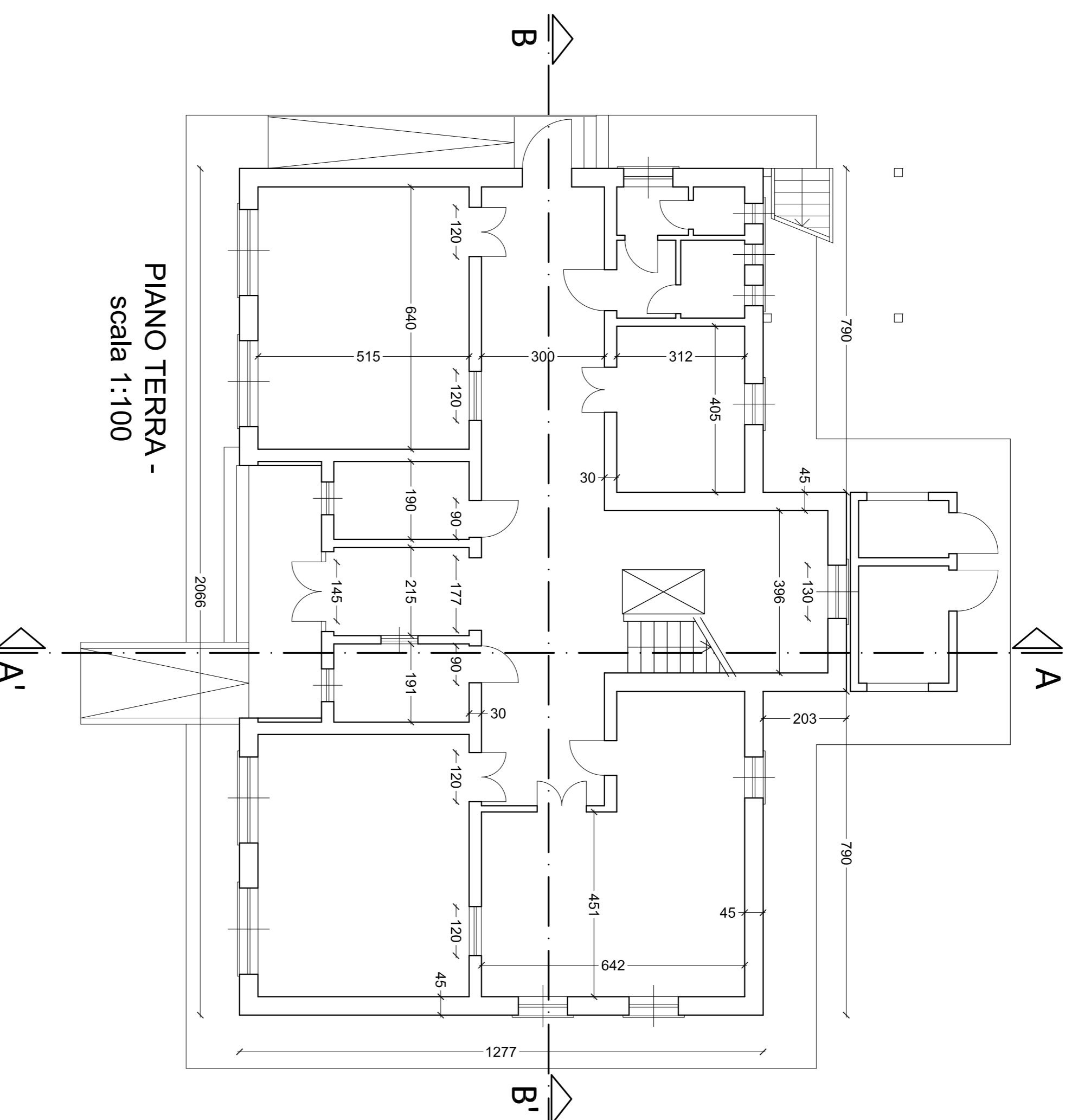
Figura 2212 - Verifica per parete 2 teste (sp. 30 cm)

Al fine del soddisfacimento delle verifiche sono necessari 2 reggistaffe $\varnothing 14 \text{ mm}$ e 2 staffe $\varnothing 8 \text{ mm}$.

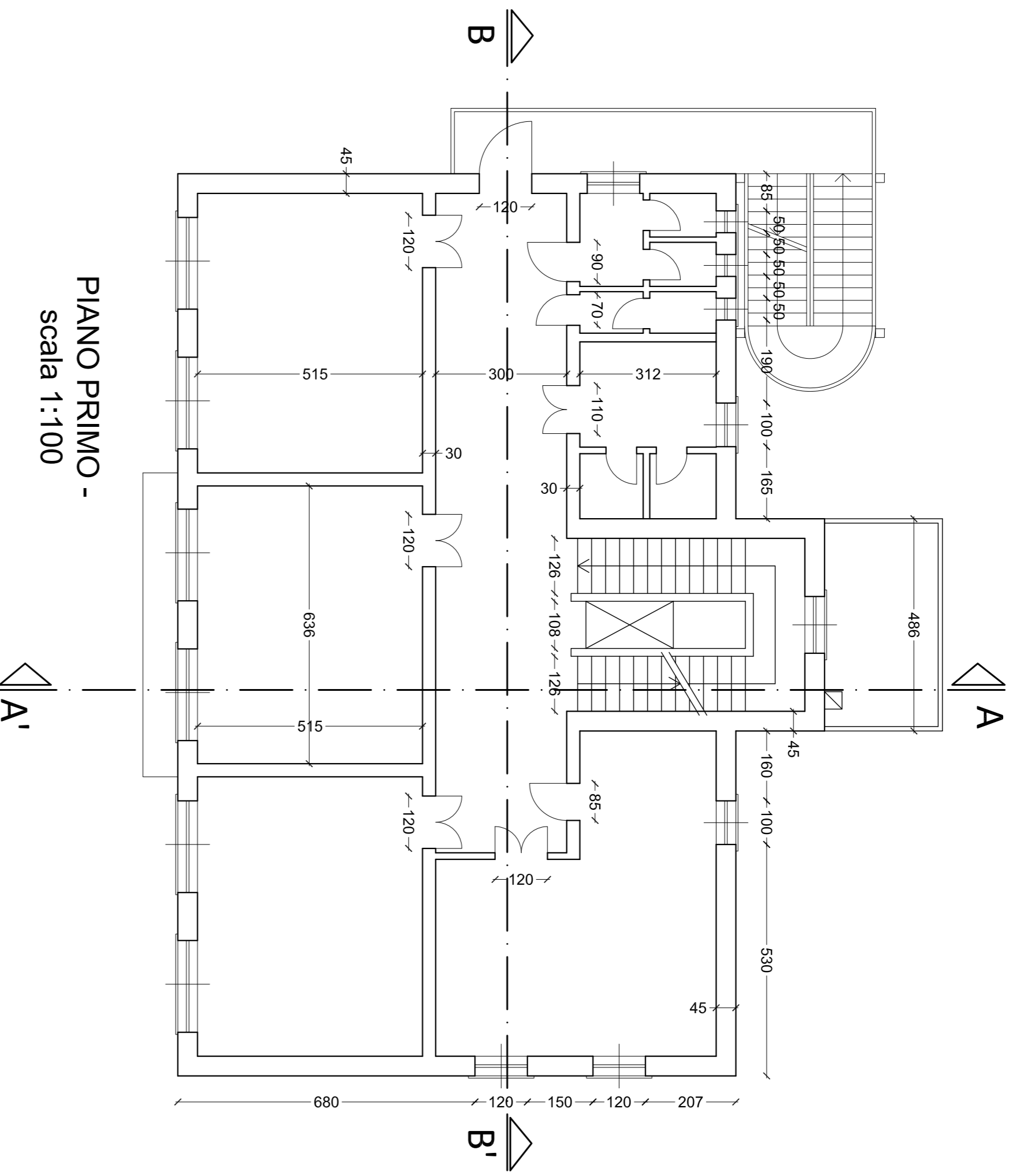
Per maggiori dettagli sul posizionamento dei ferri e sulle sezioni dei cordoli si rimanda alle tavole di disegno in allegato.

Allegati

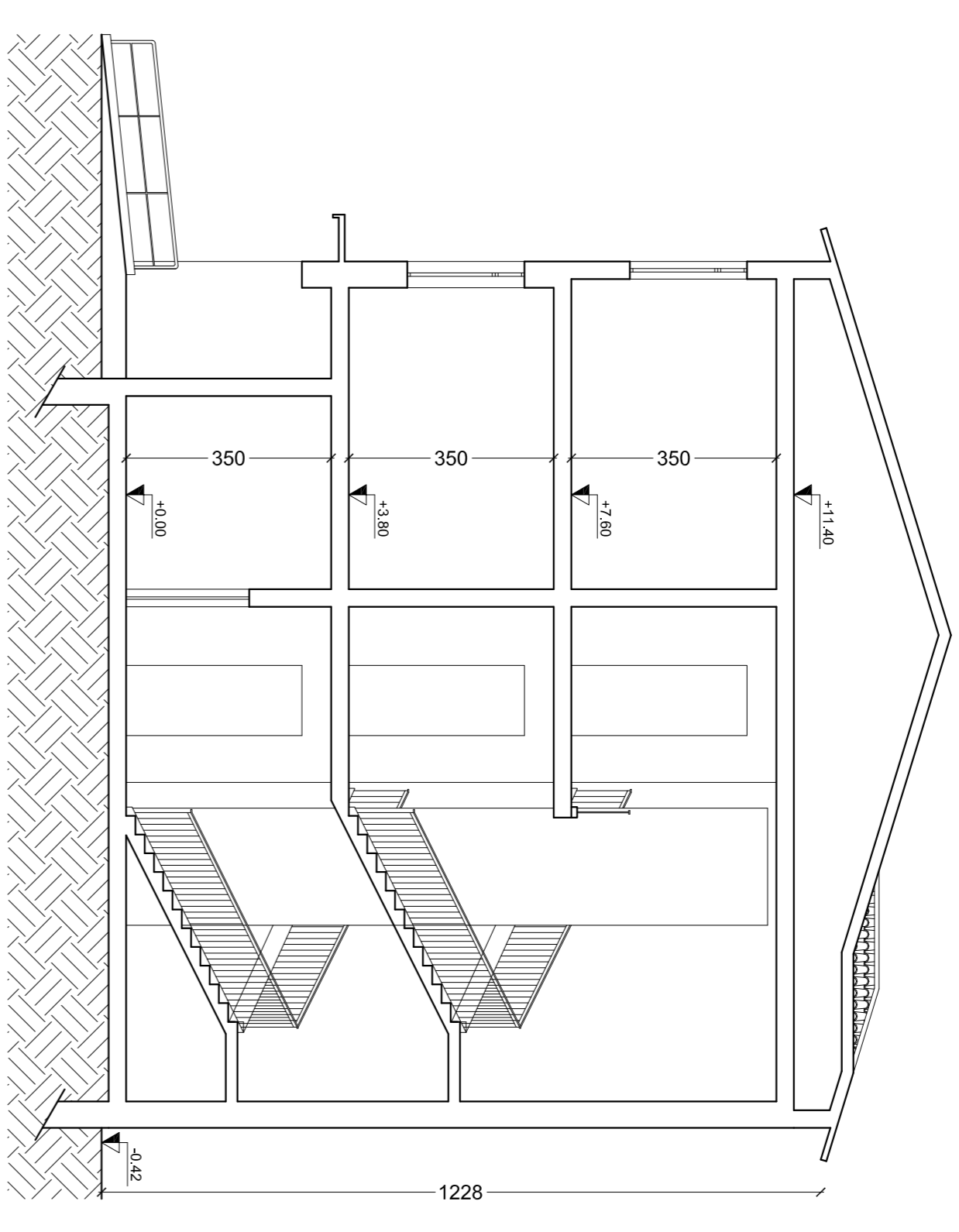
- tavola 1 e 2: piante, prospetti e sezioni generali;
- tavola 3 e 4: intervento di miglioramento strutturale tramite applicazione di intonaco armato;
- tavola 5: intervento di consolidamento delle fondazioni tramite cordoli in adiacenza alle pareti in muratura;
- tavola 6 e 7: intervento di miglioramento strutturale tramite inserimento di cerchiature.



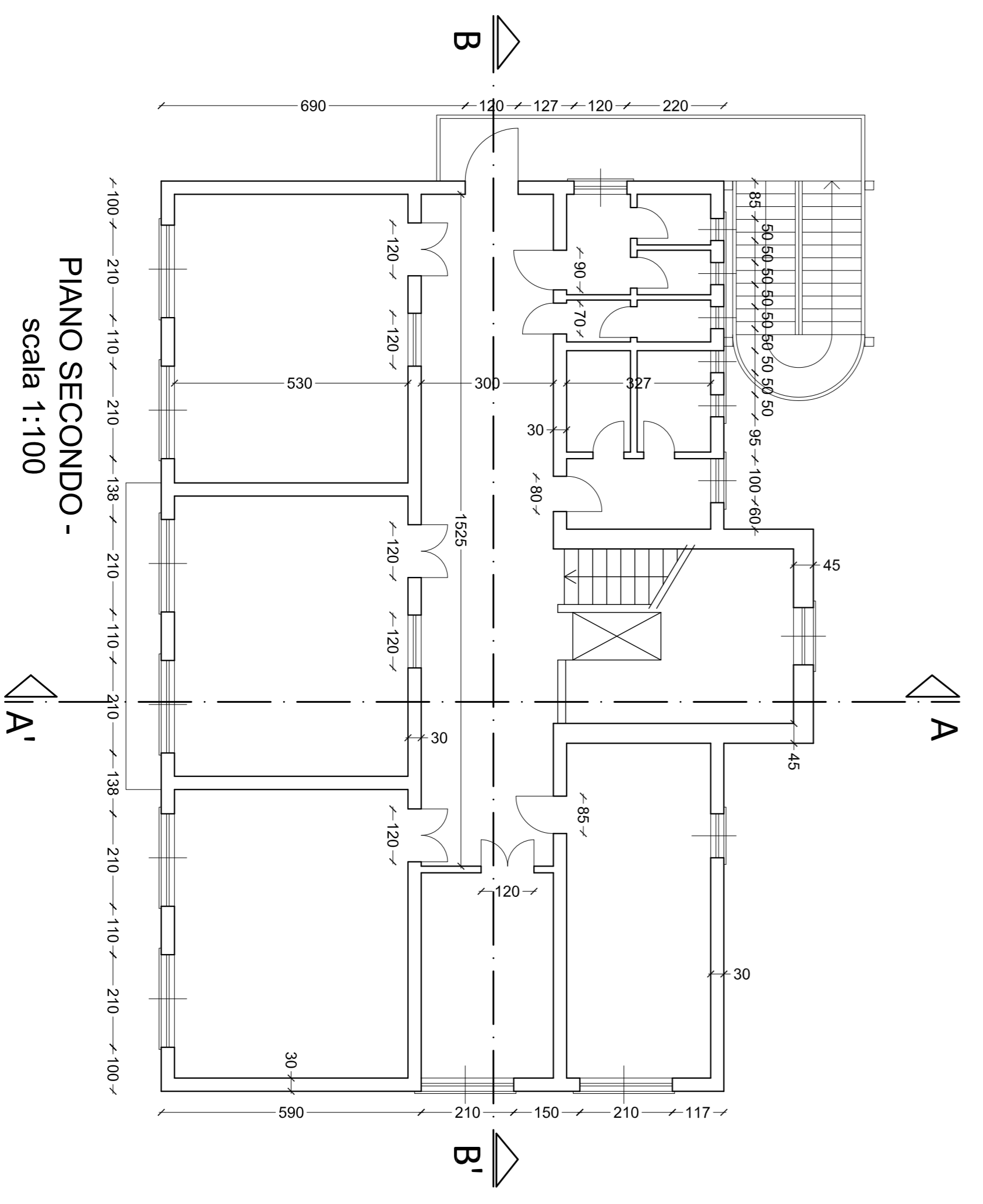
PIANO TERRA -
scala 1:100



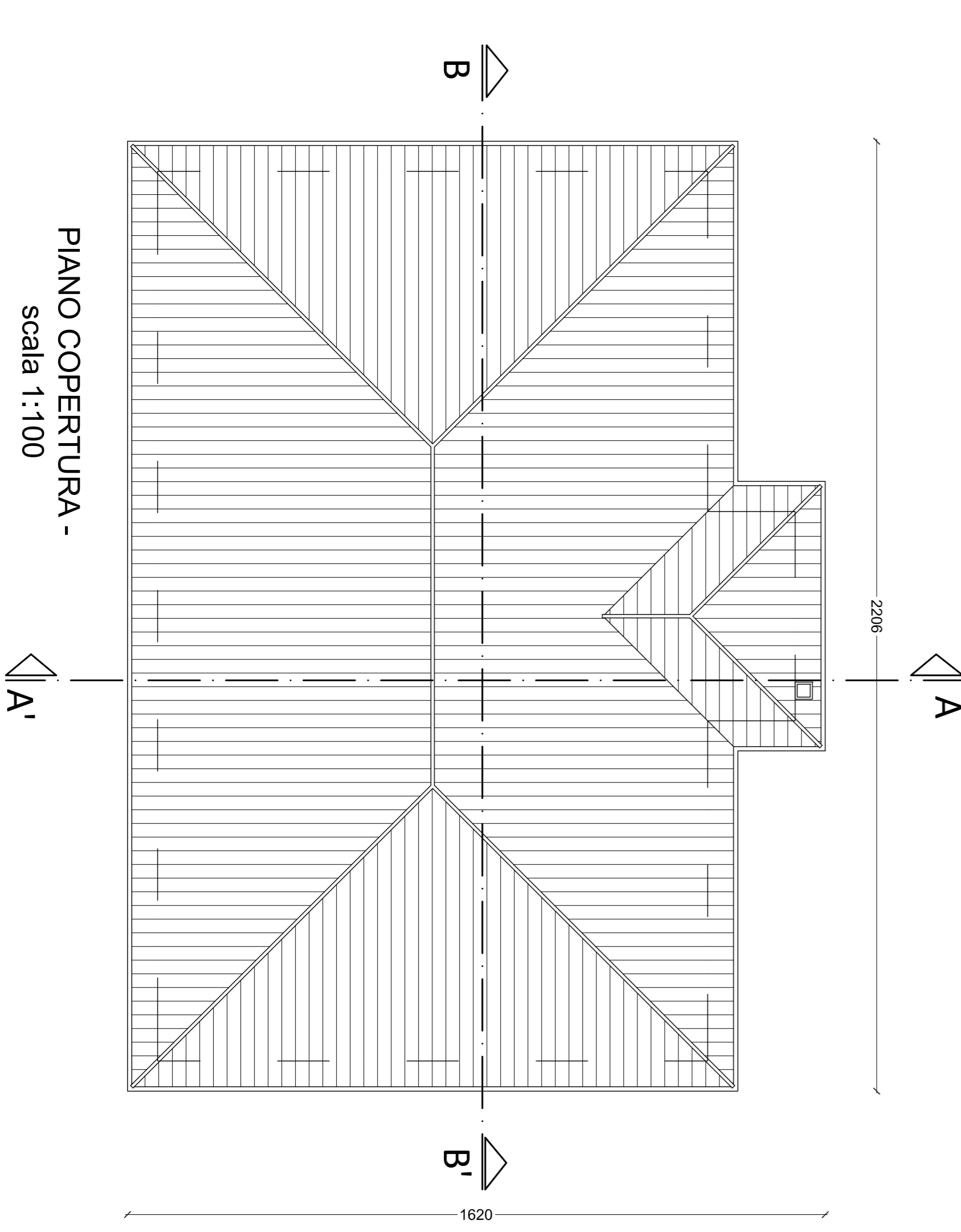
PIANO PRIMO -
scala 1:100



SEZIONE A-A' - scala 1:100



PIANO SECONDO -
scala 1:100



PIANO COPERTURA -
scala 1:100



Università degli studi di Firenze
Facoltà di Ingegneria
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

PROGETTO E RIABILITAZIONE STRUTTURALE I
Anno Accademico 2011-2012
Docente: Prof. Ing. Maurizio Orlando
Studente: Stefano Marmo

ESERCITAZIONE

Valutazione del rischio sismico e riabilitazione strutturale di un edificio scolastico in muratura nel comune di Prato

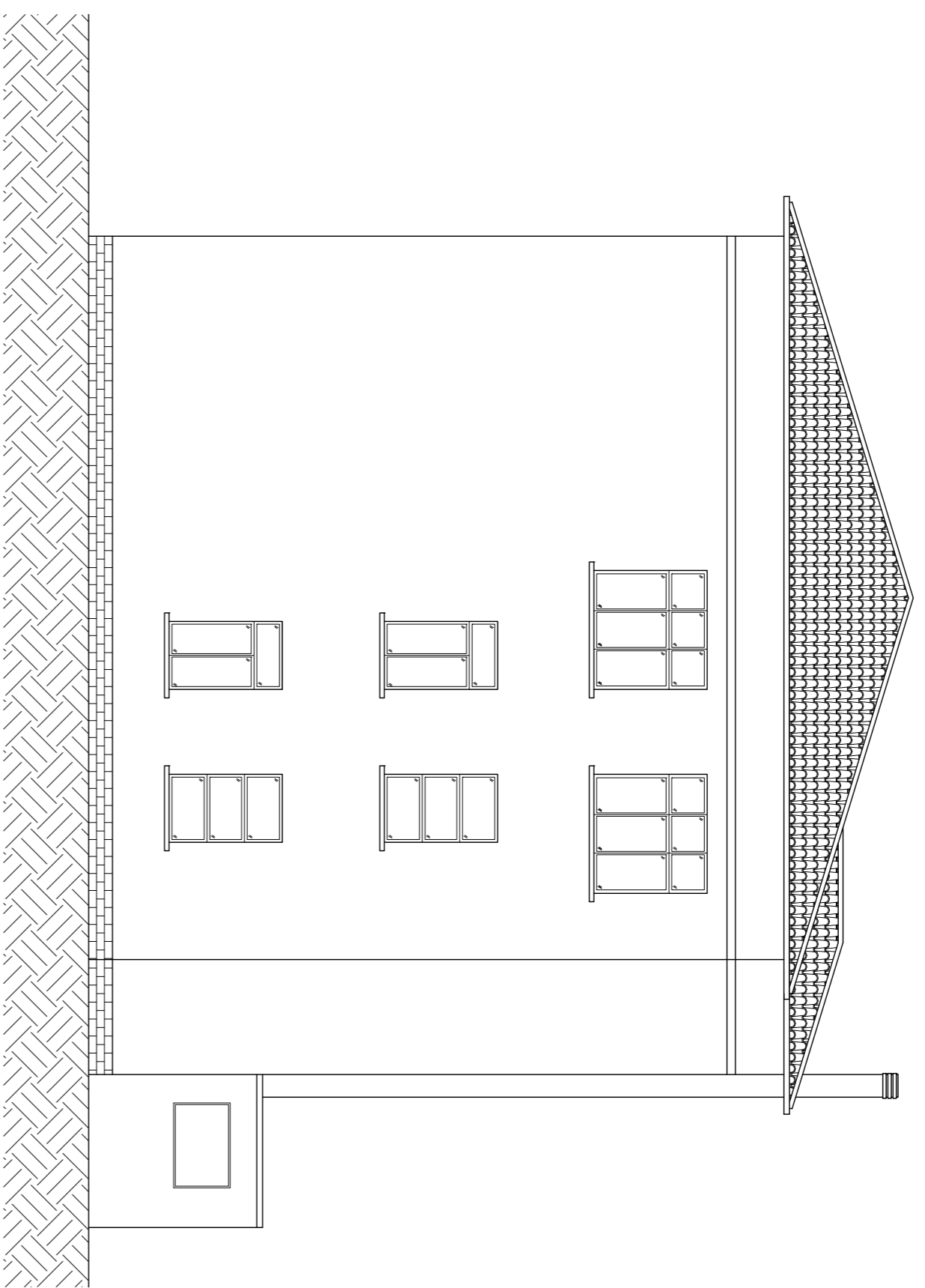
Piante piano terra, piano primo e piano secondo - scala 1:100

Sezione A-A' - scala 1:100

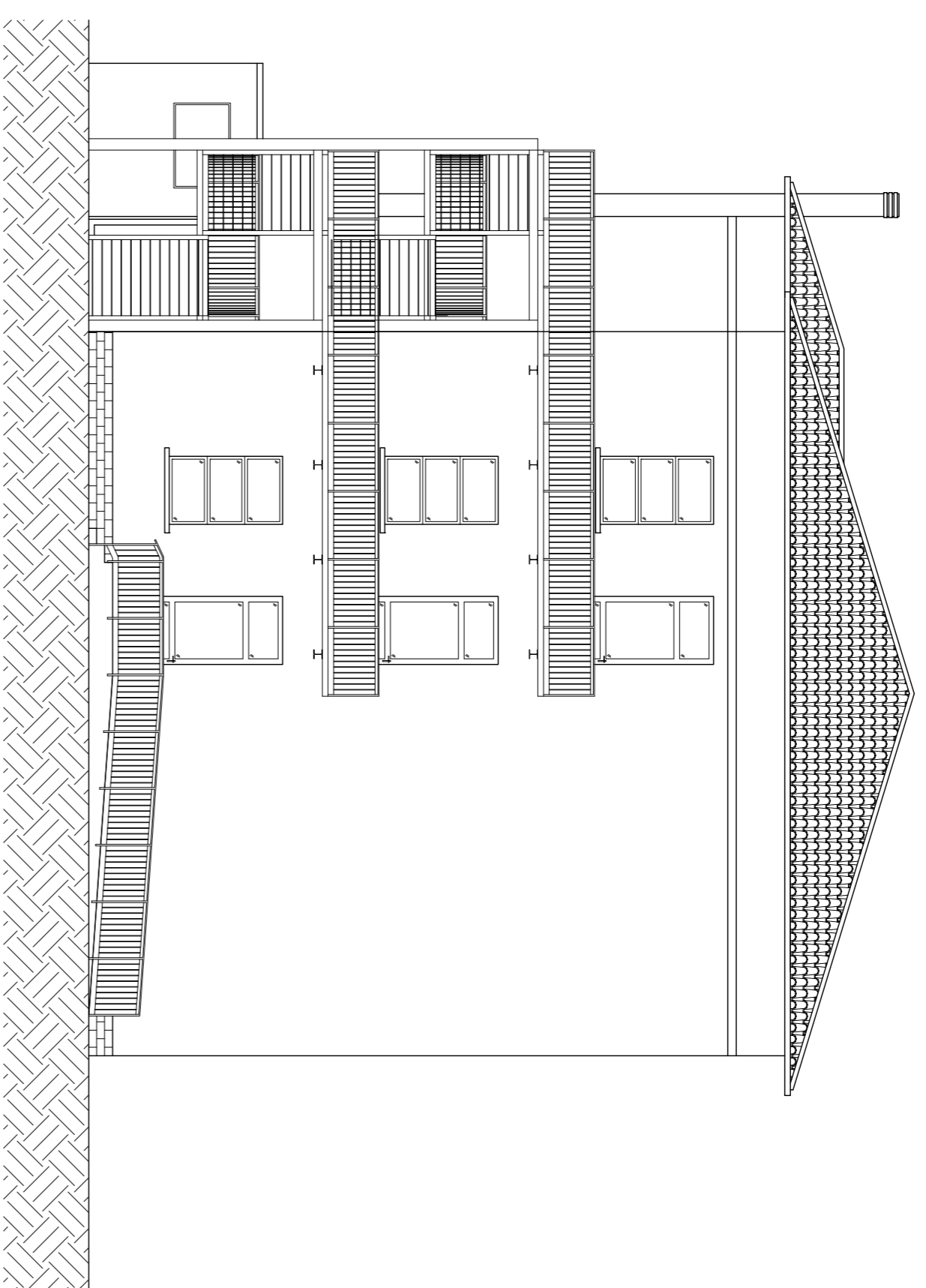
TAVOLA

1

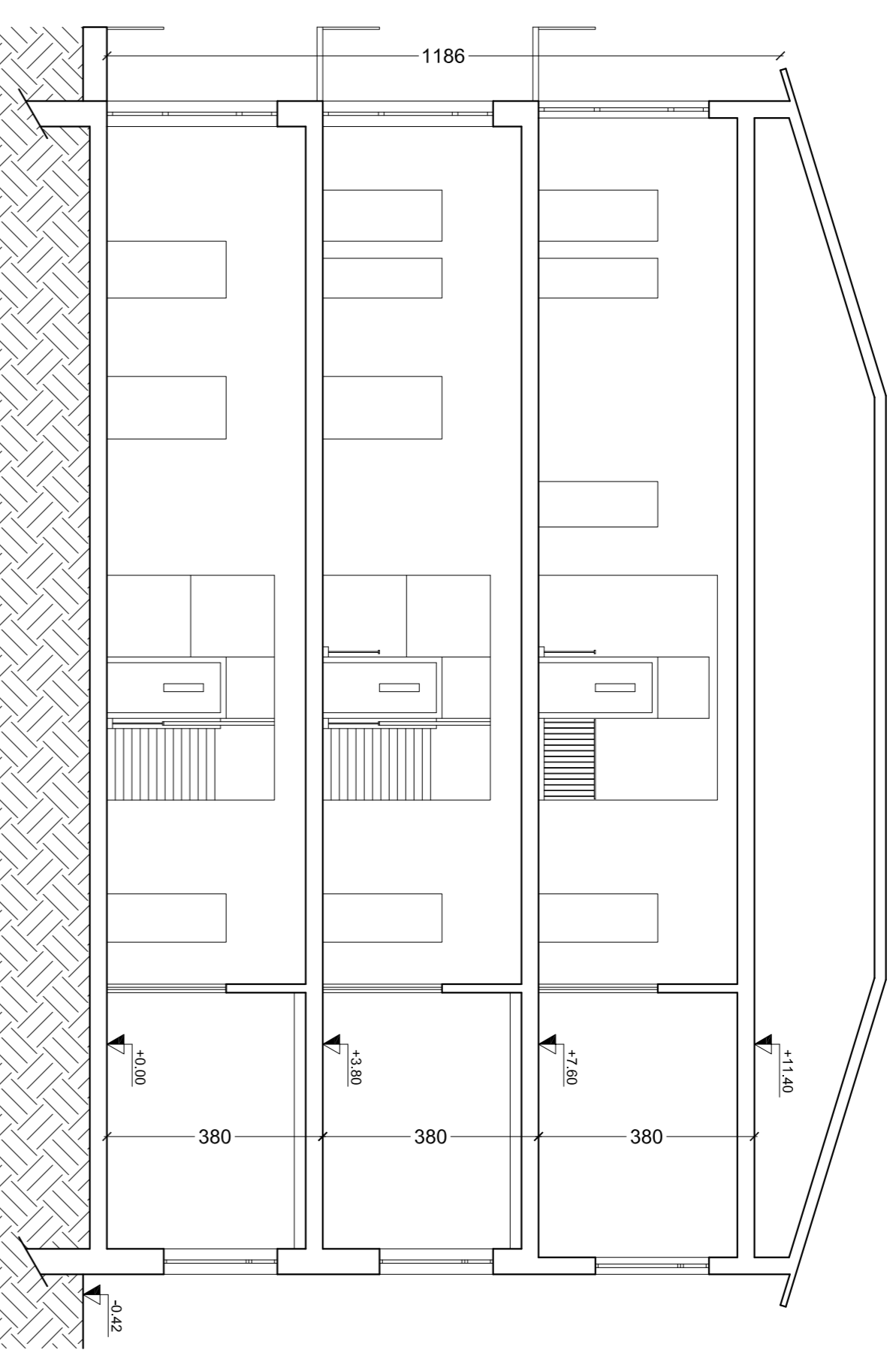
7



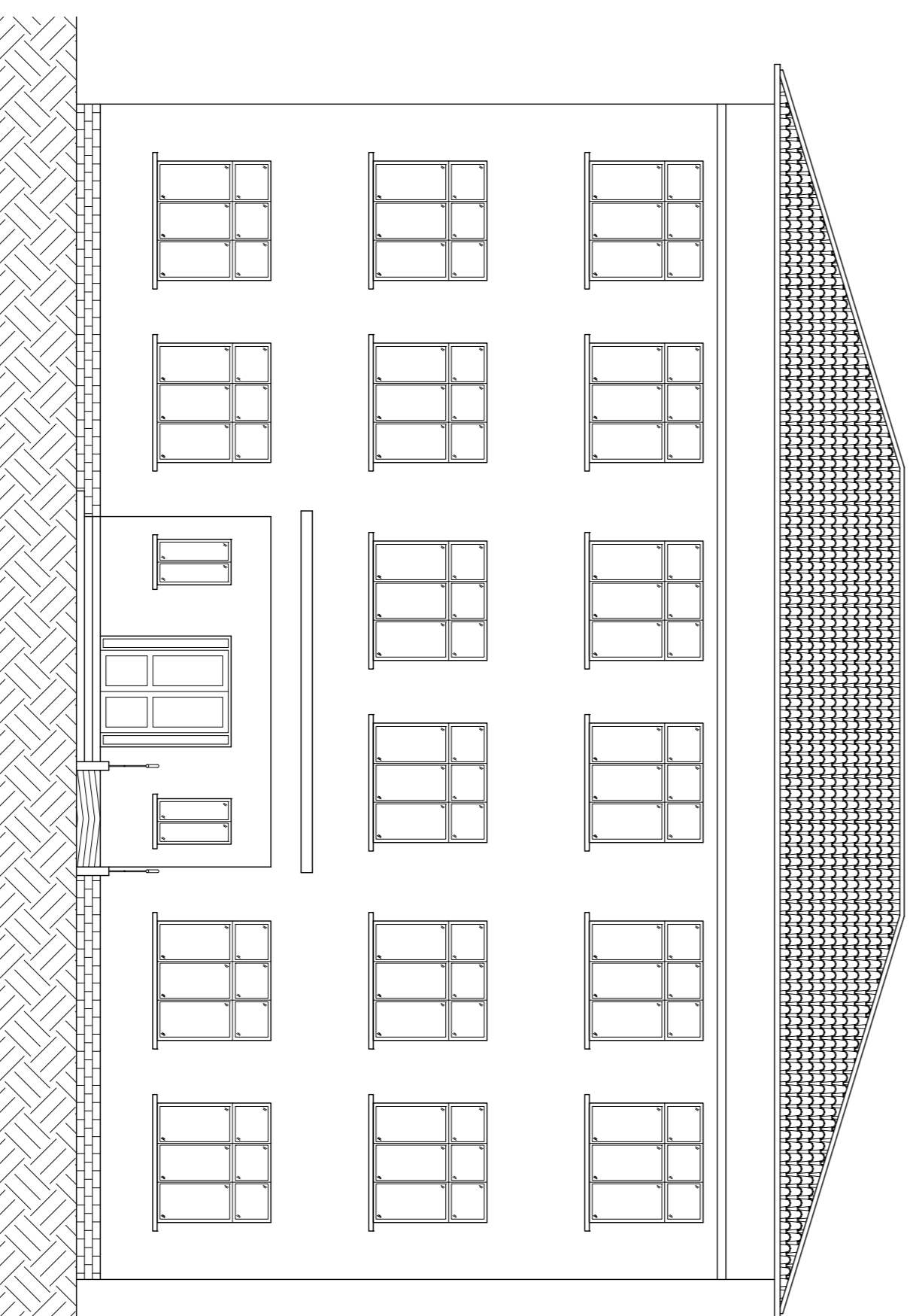
PROSPETTO EST - scala 1:100



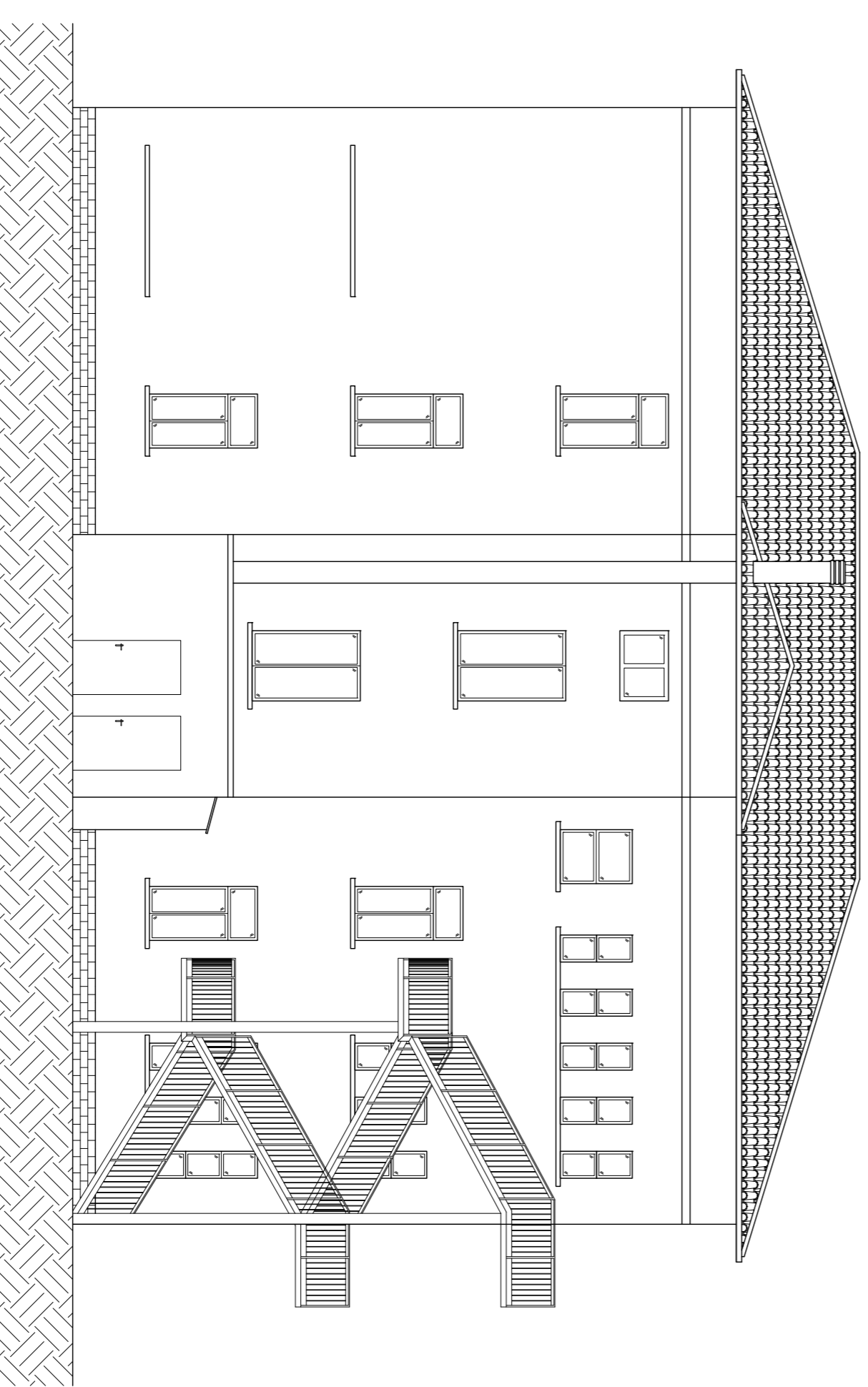
PROSPETTO OVEST - scala 1:100



SEZIONE B-B' - scala 1:100



PROSPETTO SUD - scala 1:100



PROSPETTO NORD - scala 1:100

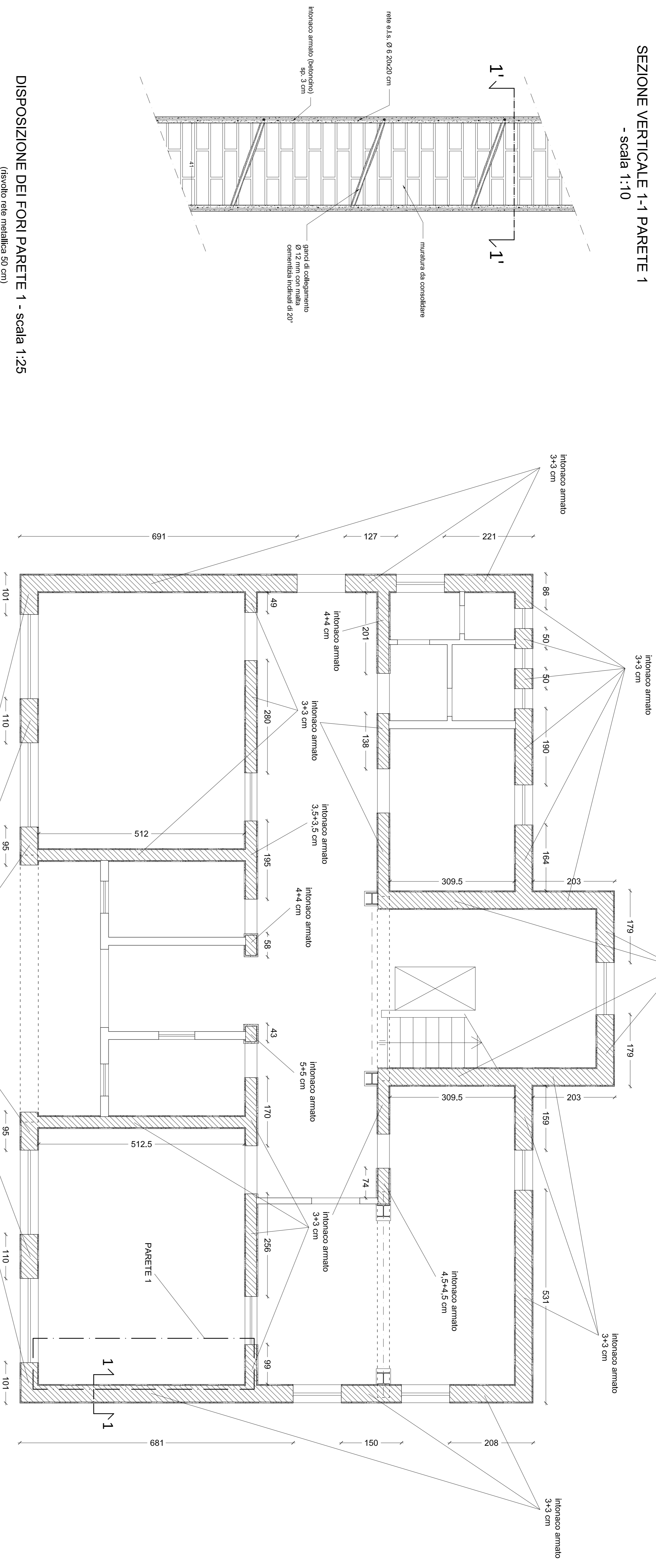


Università degli studi di Firenze
 Facoltà di Ingegneria
 Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

PROGETTO E RIABILITAZIONE STRUTTURALE I
 Anno Accademico 2011-2012
 Docente: **Prof. Ing. Maurizio Orlando**
 Studente: Stefano Marmo

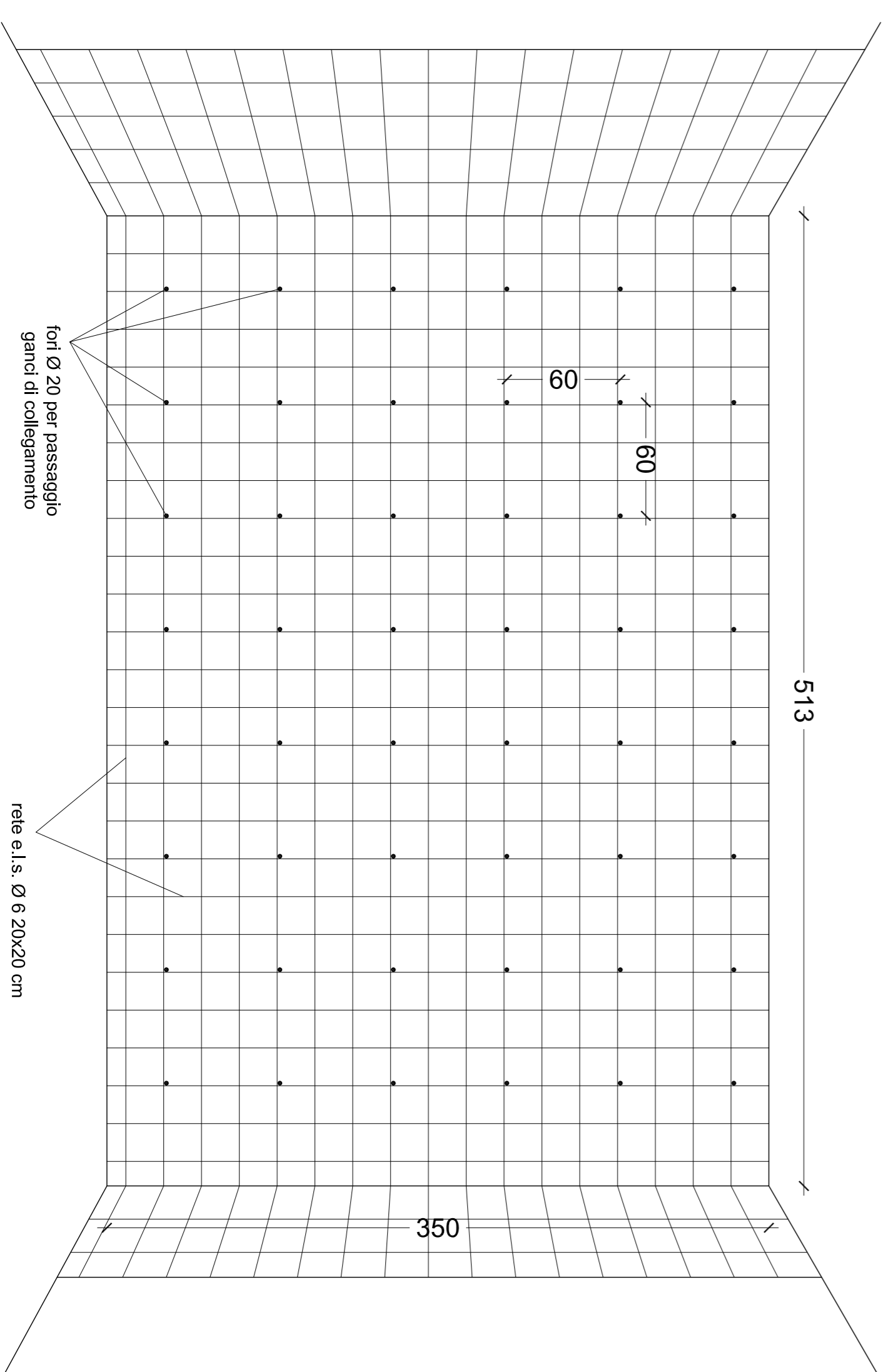
ESERCITAZIONE
 Valutazione del rischio sismico e riabilitazione strutturale di un edificio scolastico in muratura nel comune di Prato

Prospetti nord, sud, ovest, est -
 scala 1:100
 Sezione B-B' - scala 1:100

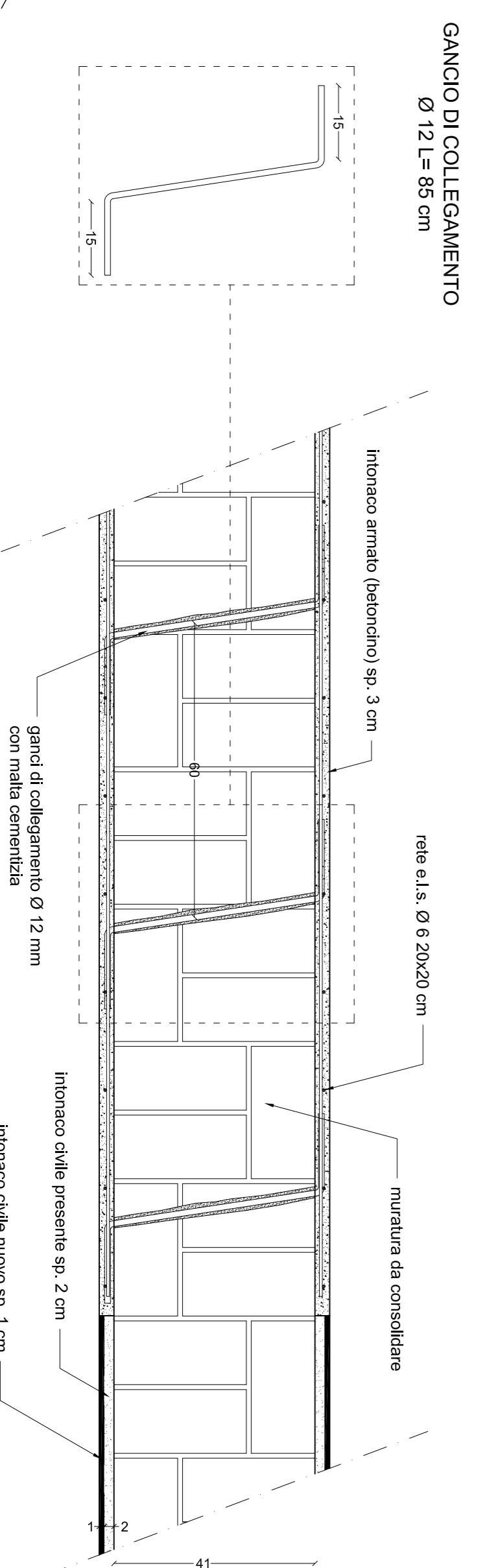


SEZIONE VERTICALE 1-1 PARETE 1
- scala 1:10

DISPOSIZIONE DEI FORI PARETE 1 - scala 1:25
(risvolto rete metallica 50 cm)



SEZIONE ORIZZONTALE 1-1' PARETE 1 - scala 1:10



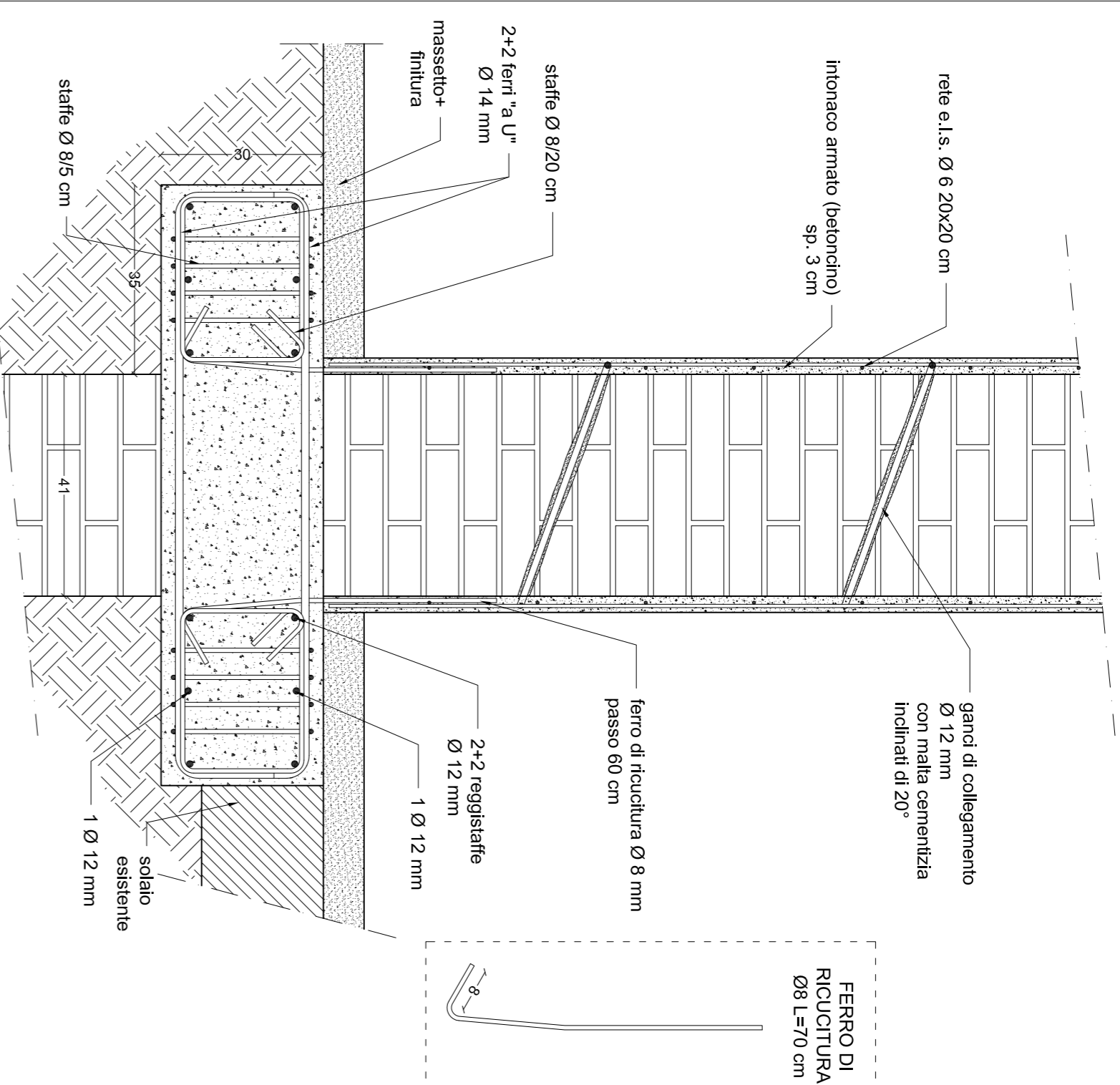
Università degli studi di Firenze
Facoltà di Ingegneria
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

PROGETTO E RIABILITAZIONE STRUTTURALE I
Anno Accademico 2011-2012
Docente: Prof. Ing. Maurizio Orlando
Studente: Stefano Marmo

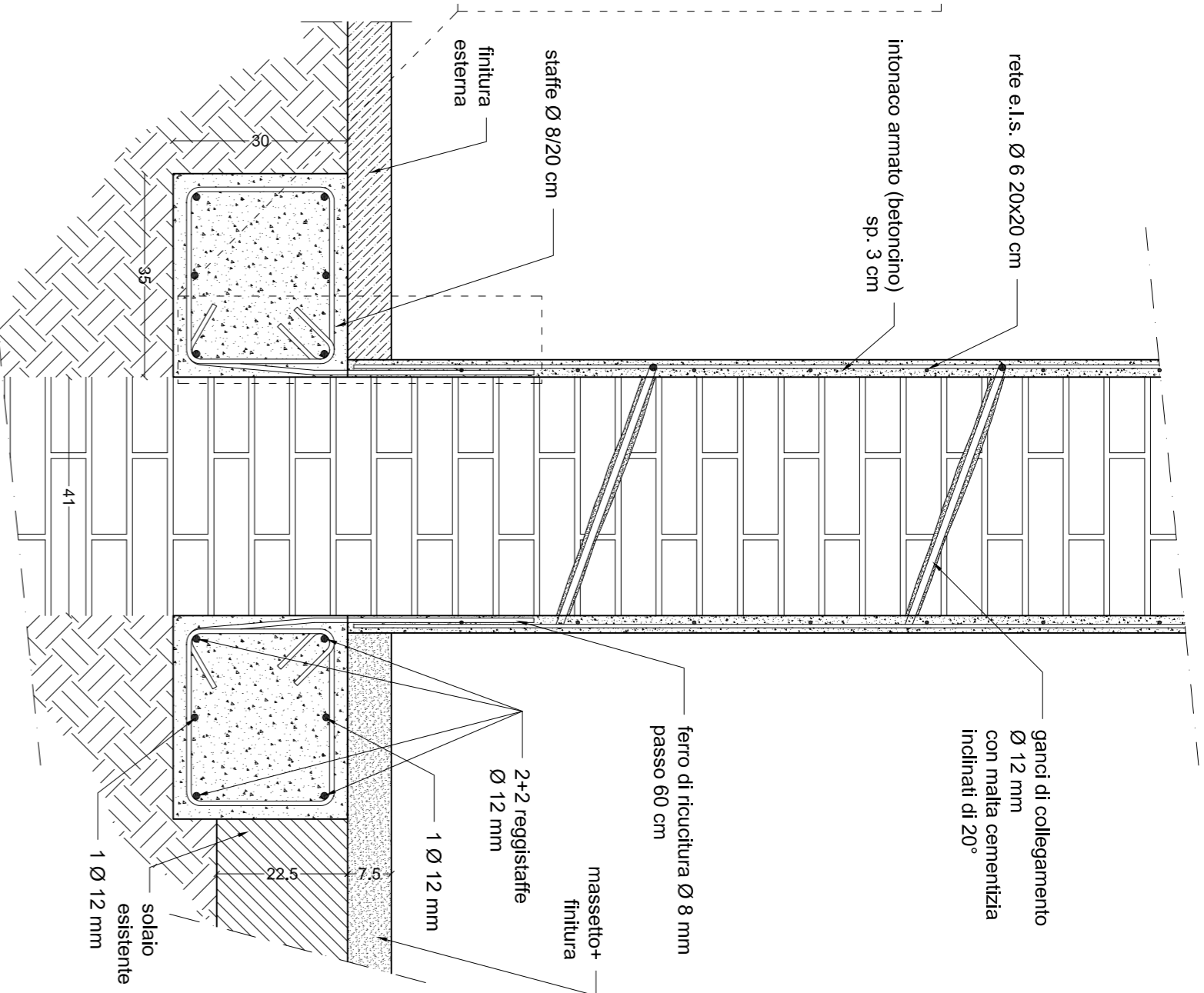
ESERCITAZIONE
Valutazione del rischio sismico e riabilitazione strutturale di un edificio scolastico in muratura nel comune di Prato

Pianta piano terra intervento intonaco armato - scala 1:50
Disposizione fori parete 1 intonaco armato - scala 1:50
Sezione verticale e orizzontale - scala 1:10

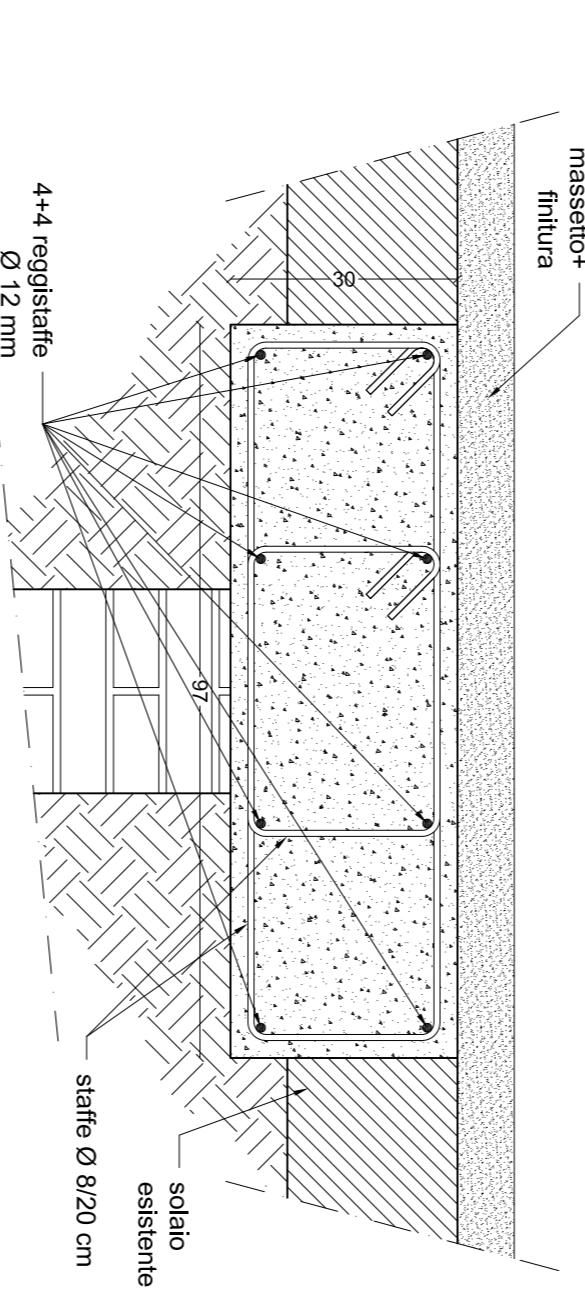
SEZIONE 1-1' - scala 1:10



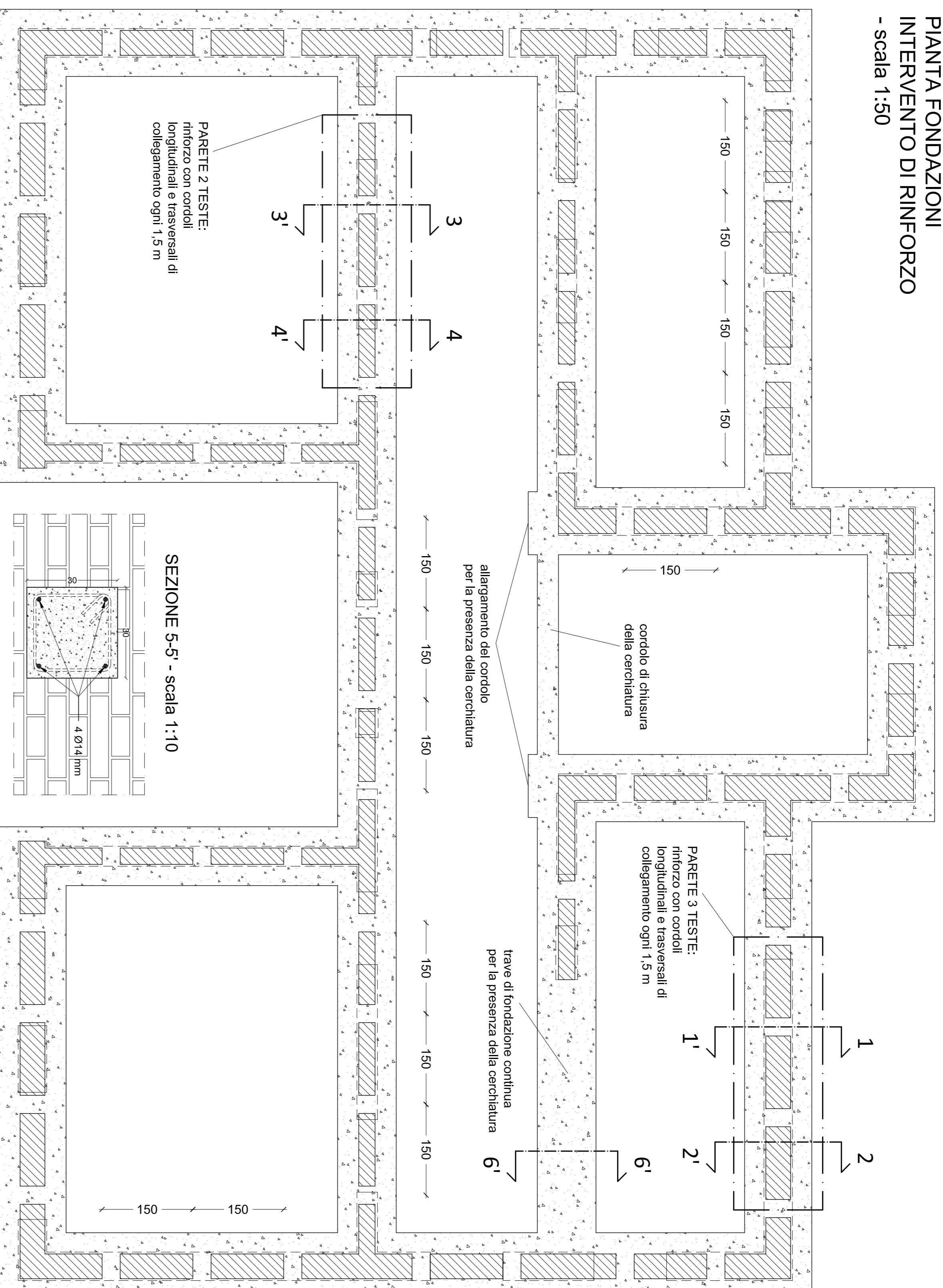
SEZIONE 2-2' - scala 1:10



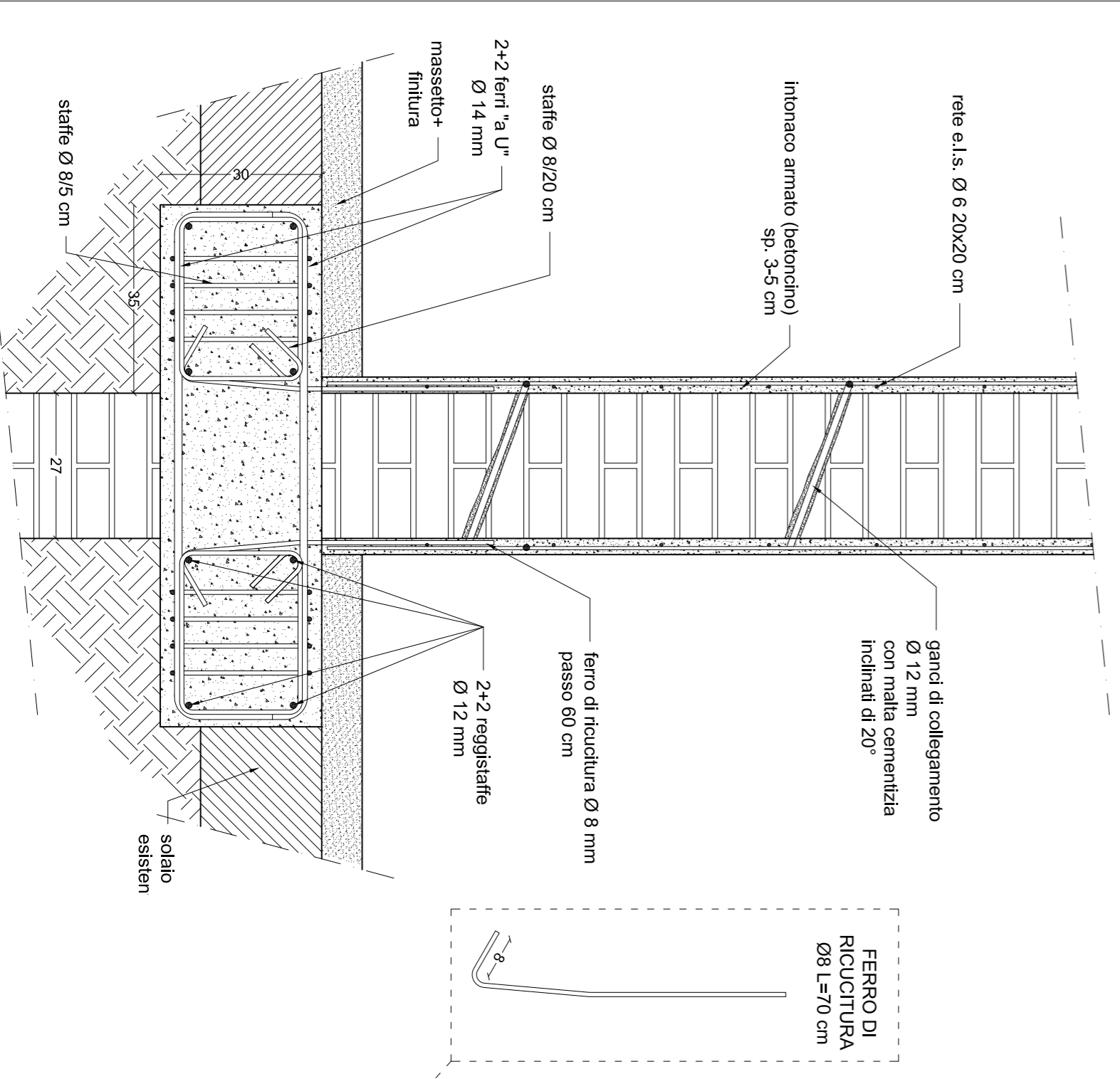
SEZIONE 6-6' - scala 1:10



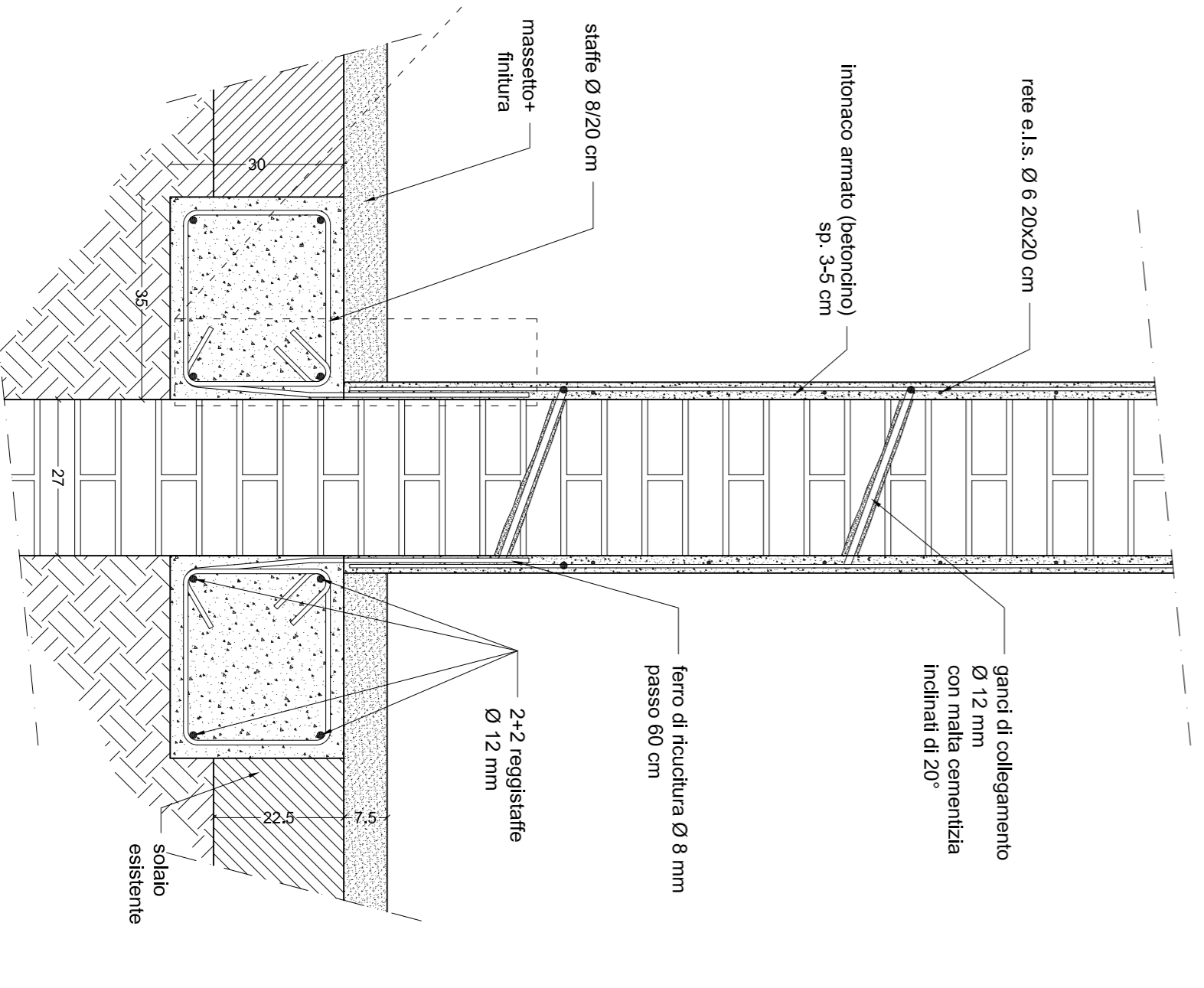
PIANTA FONDAZIONI
INTERVENTO DI RINFORZO
- scala 1:50



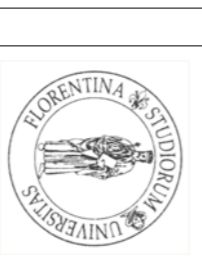
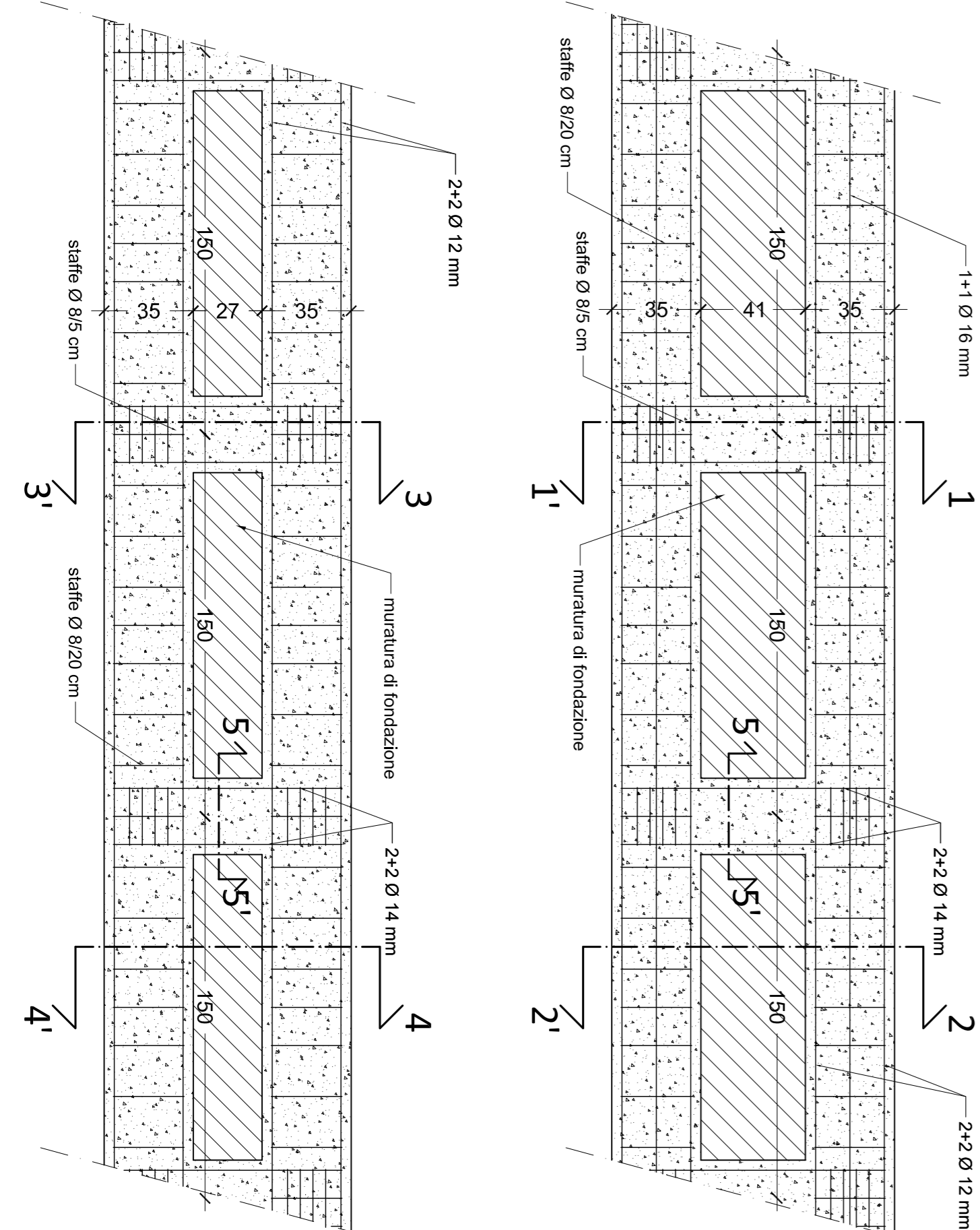
SEZIONE 3-3' - scala 1:10



SEZIONE 4-4' - scala 1:10



PIANTA CORDOLI DI FONDAZIONE PARETE 3 TESTE E 2 TESTE
- scala 1:20



Università degli studi di Firenze
Facoltà di Ingegneria
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

PROGETTO E RIABILITAZIONE STRUTTURALE I

Anno Accademico 2011-2012

Docente: Prof. Ing. Maurizio Orlando

Studente: Stefano Marmo

ESERCITAZIONE

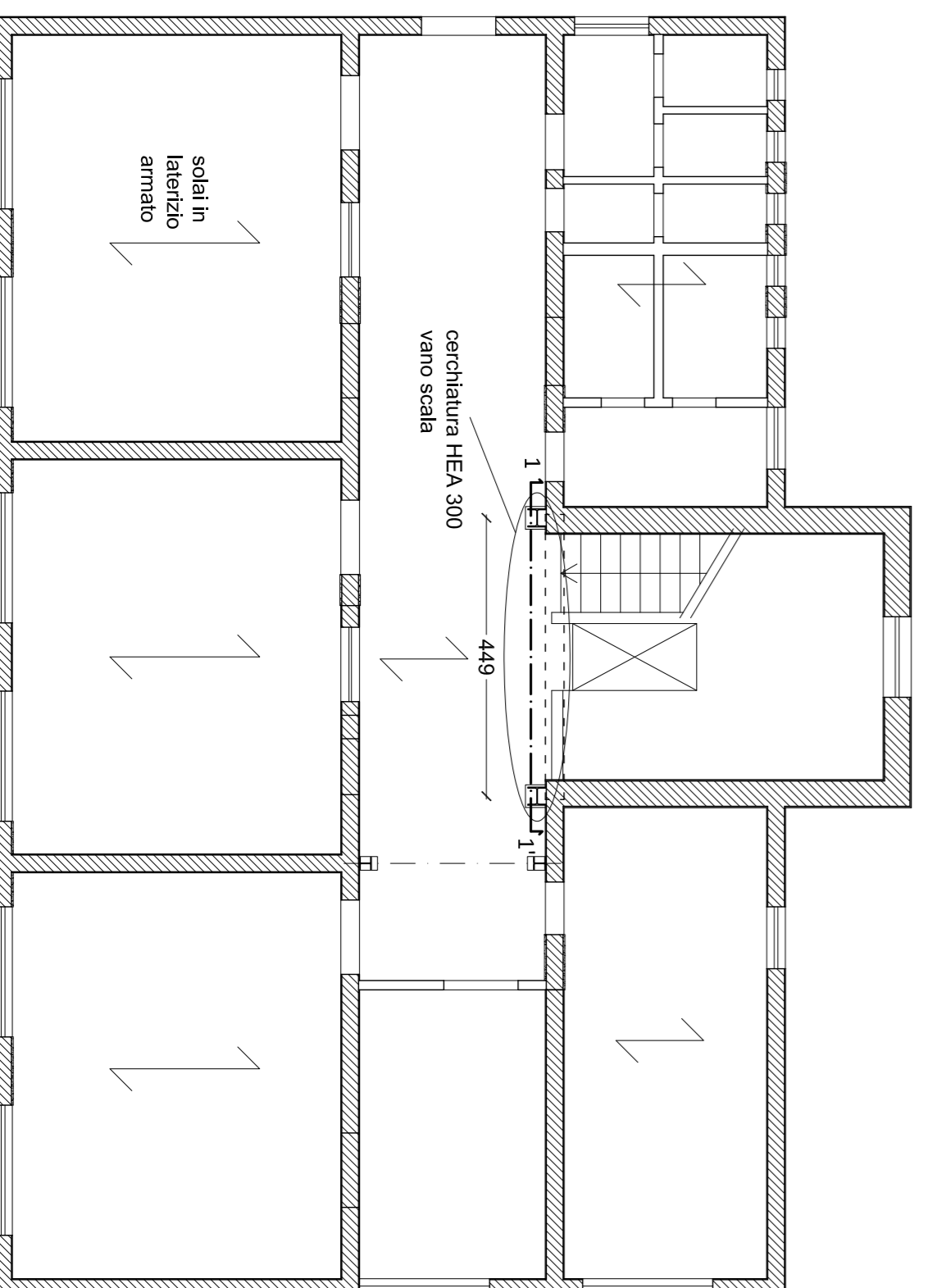
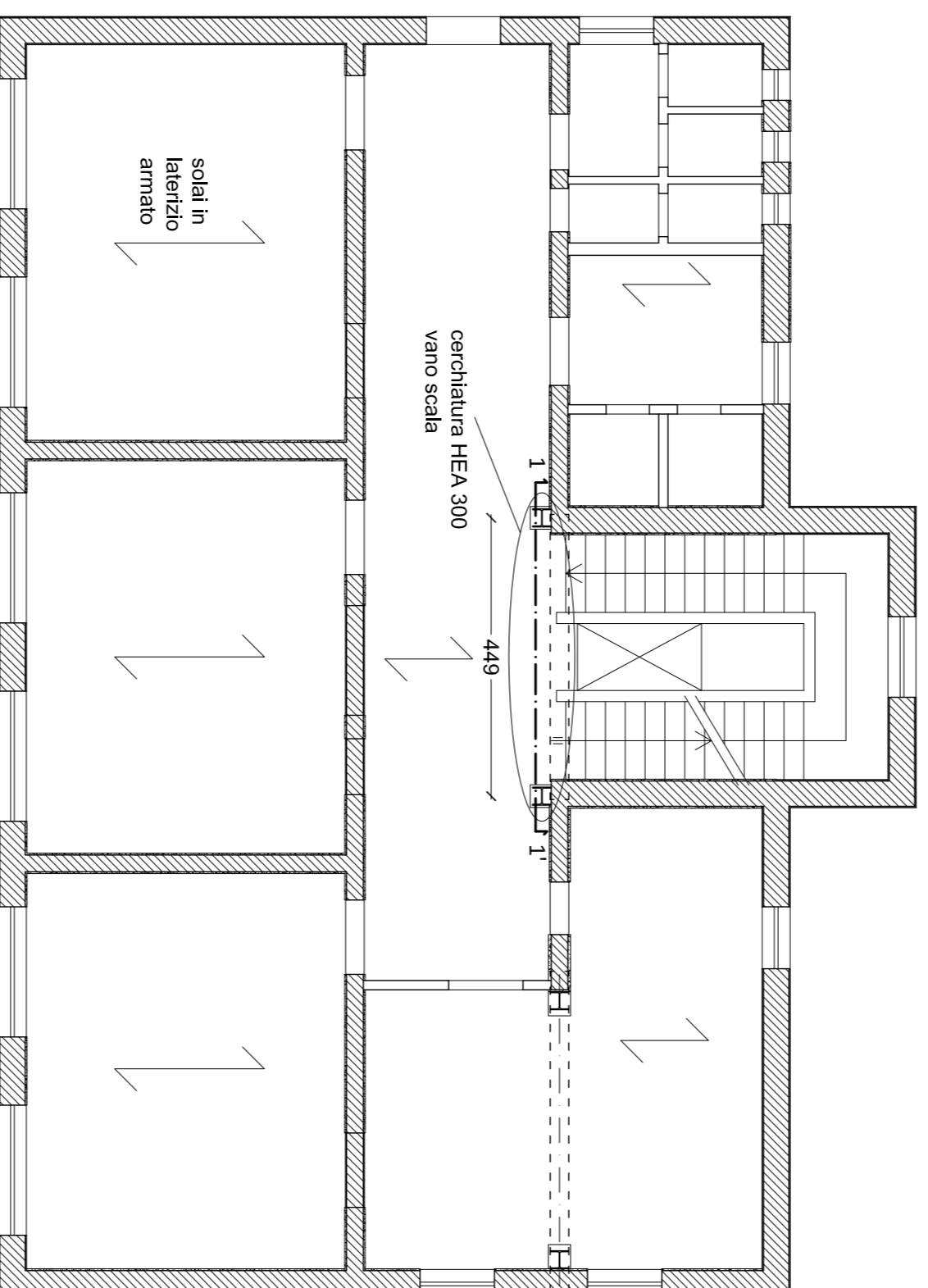
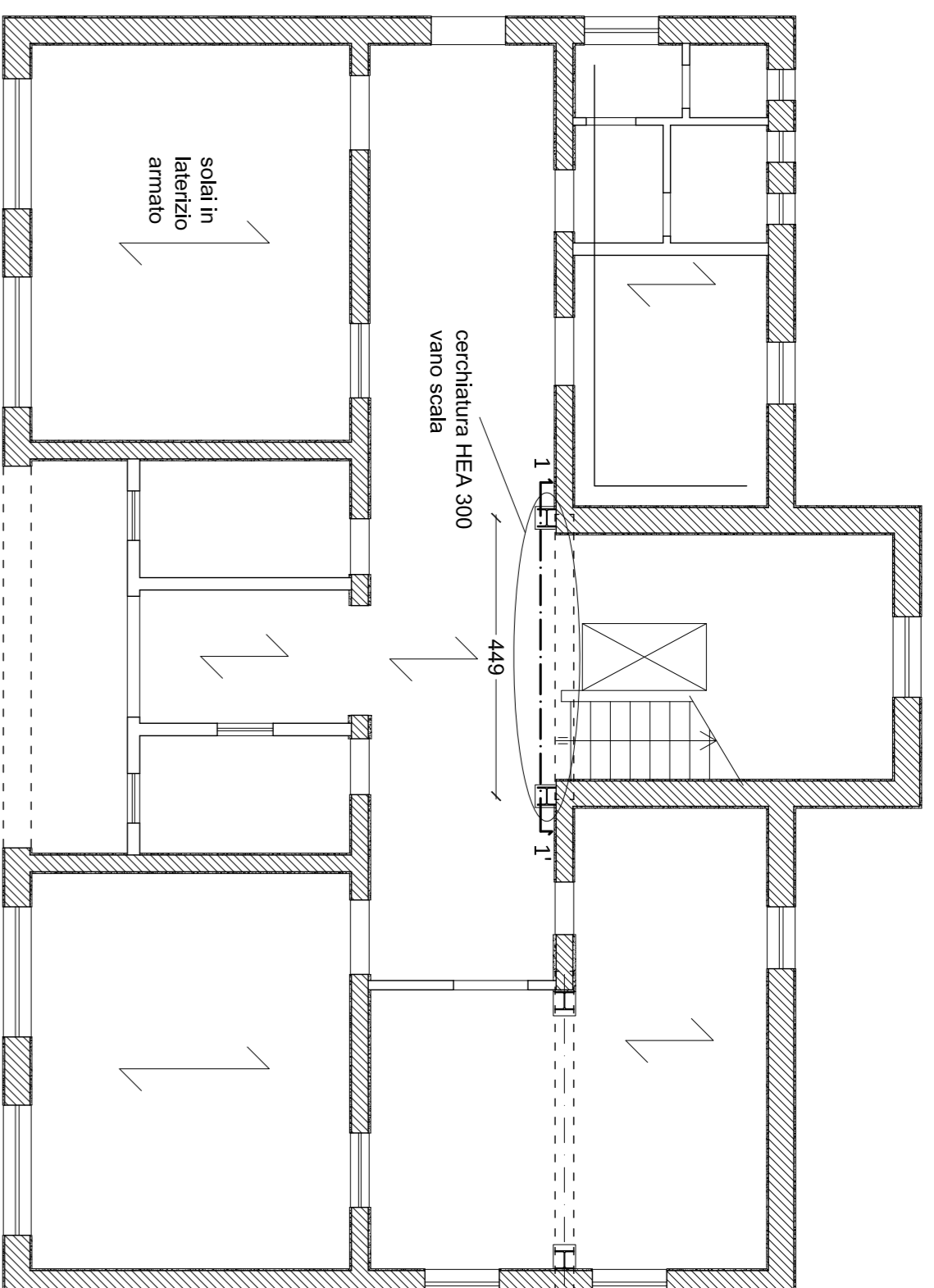
Valutazione del rischio sismico e riabilitazione strutturale di un edificio scolastico in muratura nel comune di Prato

PIanta fondazione - scala 1:50
PIanta cordoli di rinforzo parete 3 teste e 2 teste - scala 1:20
Sezioni 1-1', 2-2', 3-3', 4-4', 5-5', 6-6' - scala 1:10

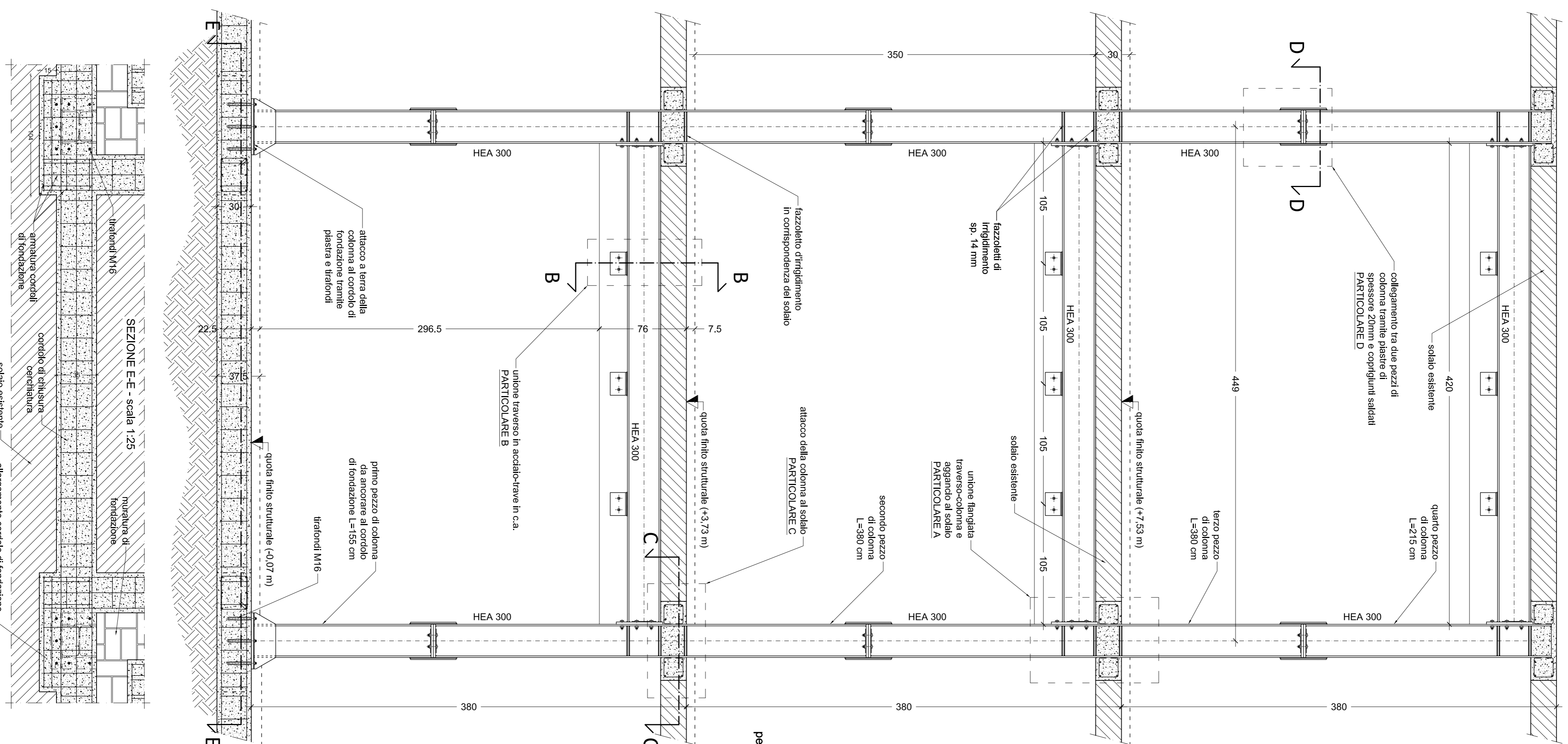
TAVOLA

5

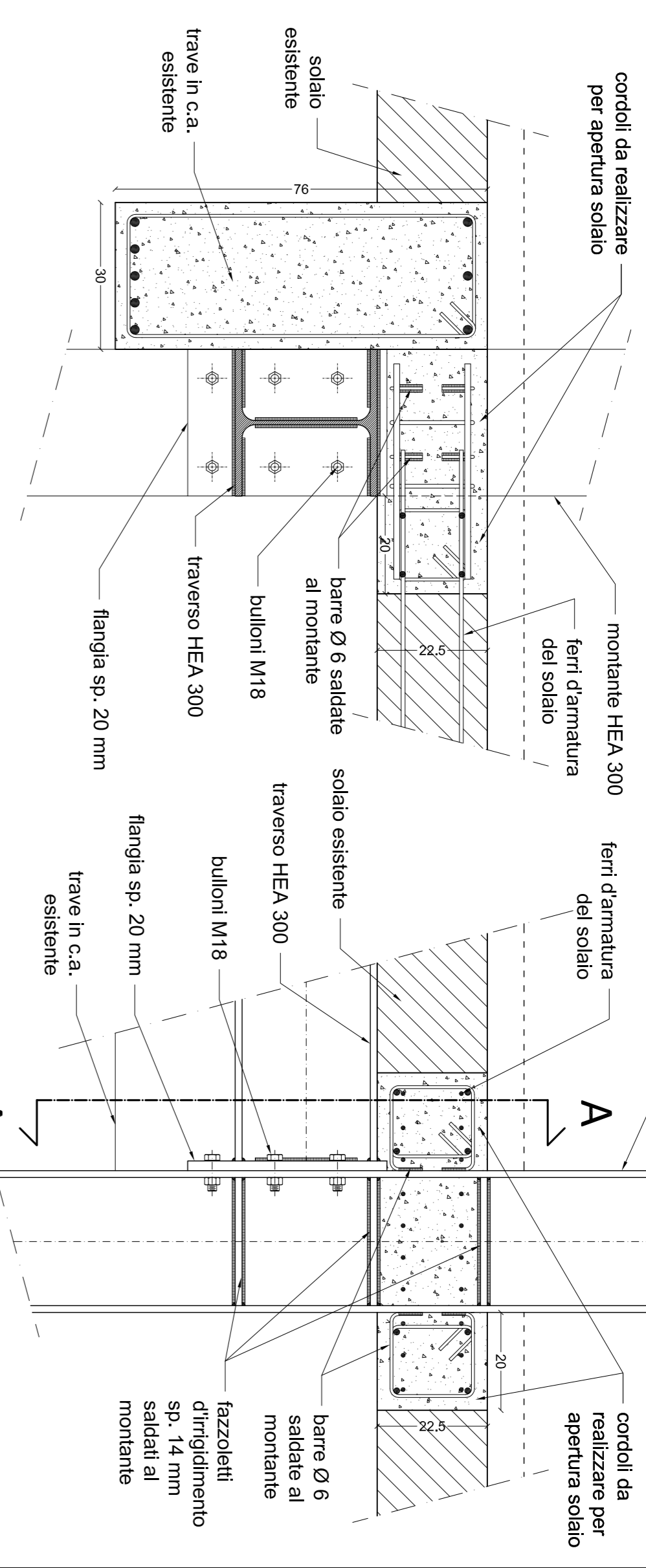
7



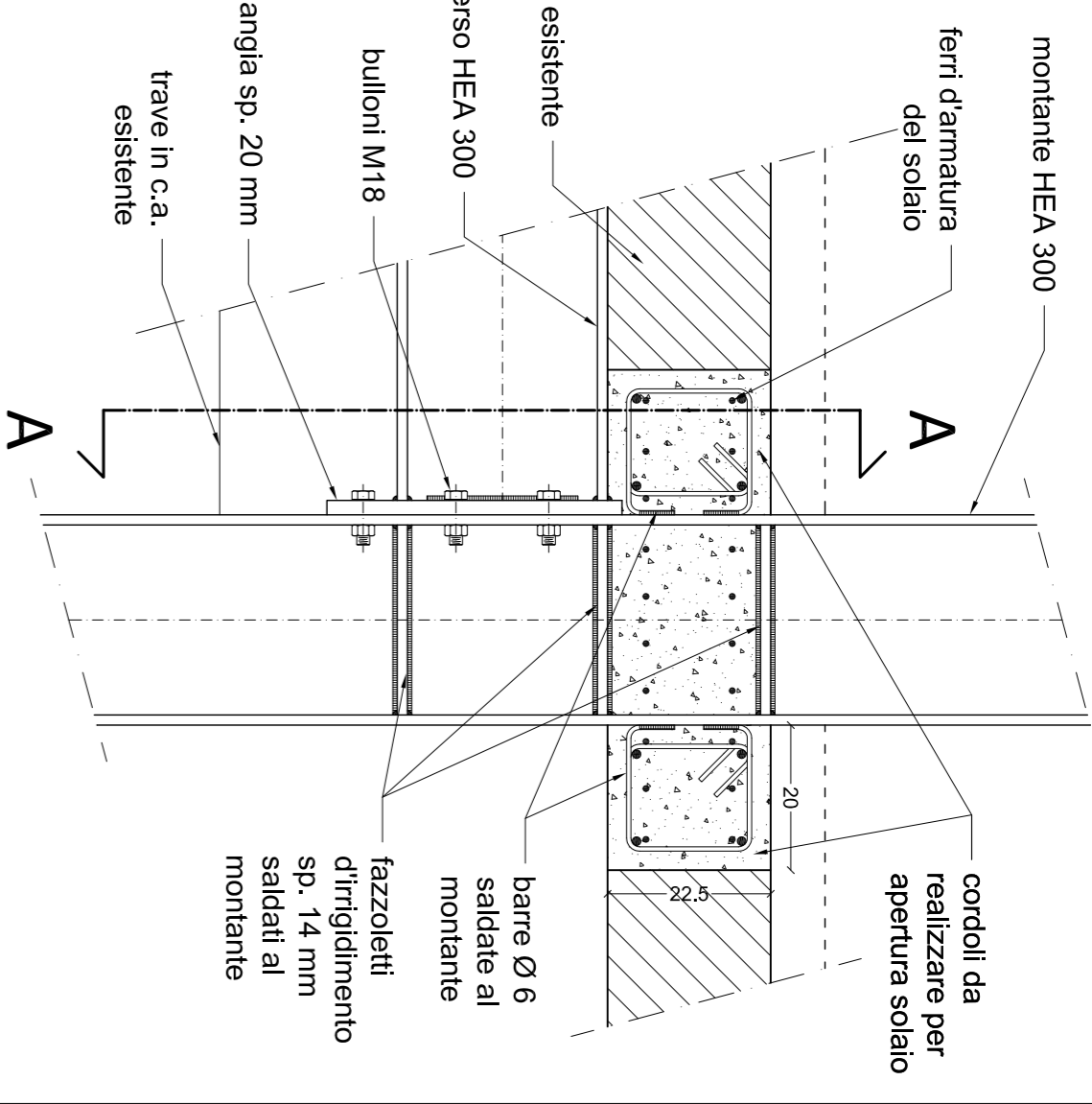
CERCHIATURA HEA 300 VANO SCALA (sezione 1-1') - scala 1:25



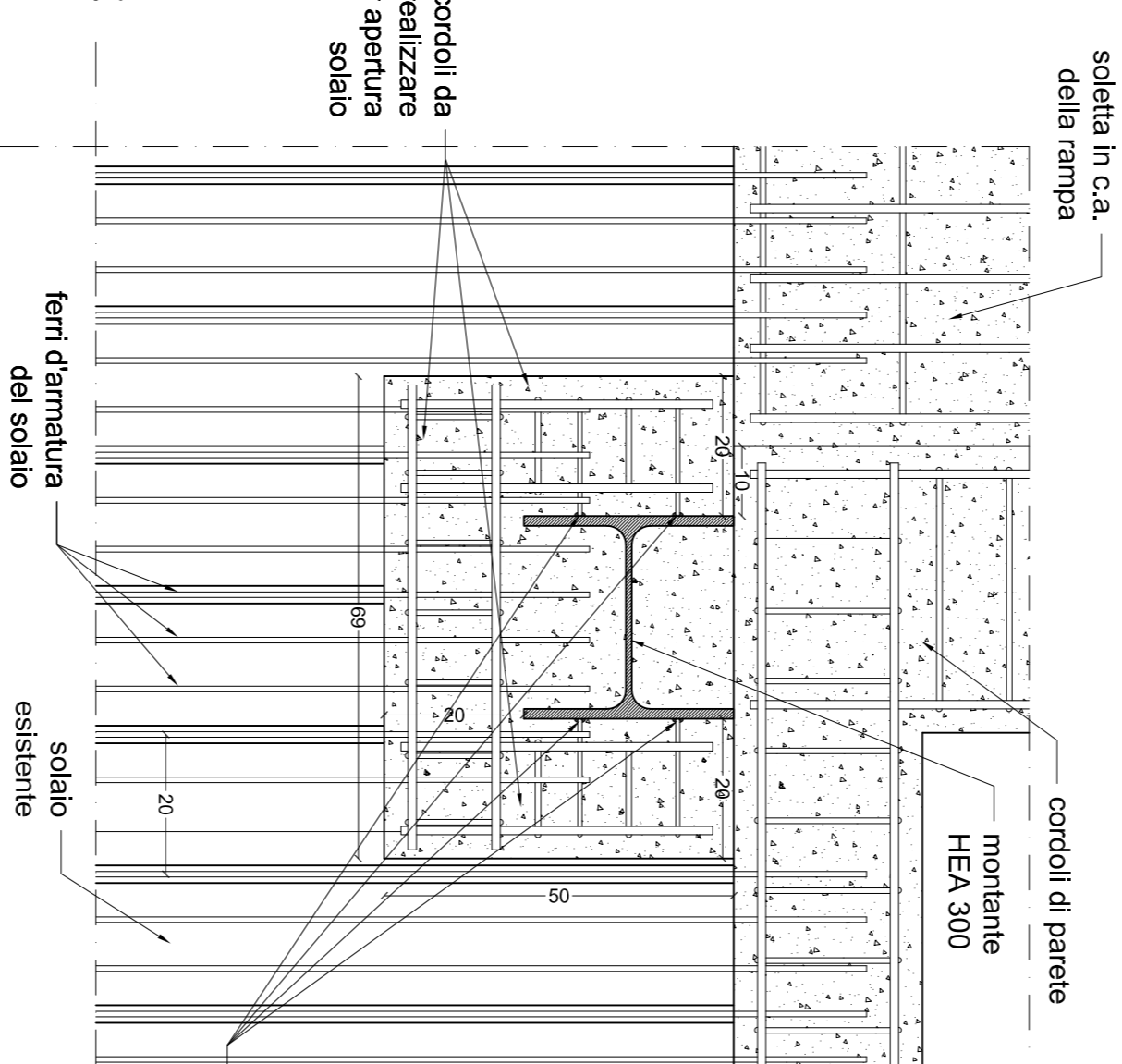
sezione A-A - scala 1:10



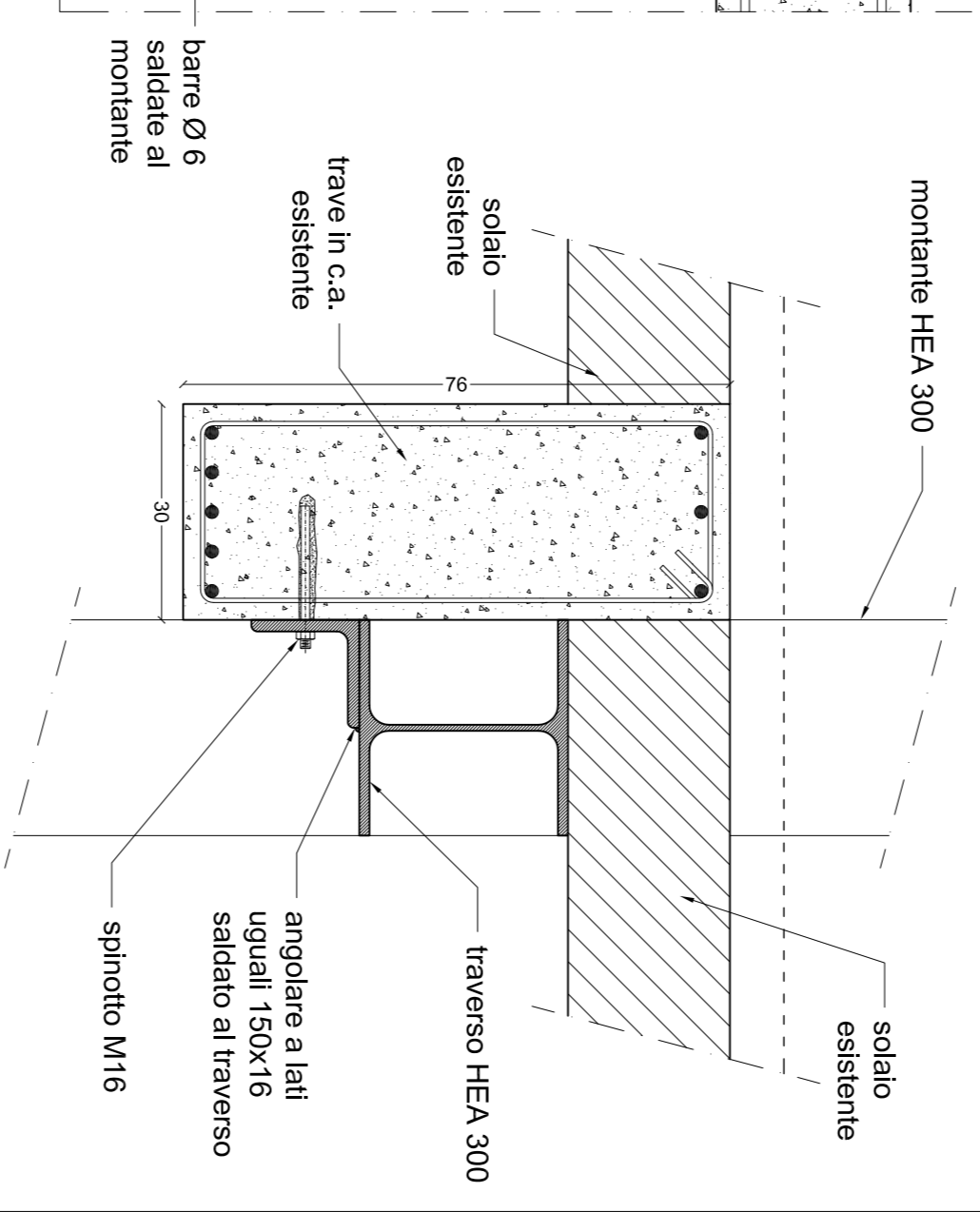
PARTICOLARE A - scala 1:10



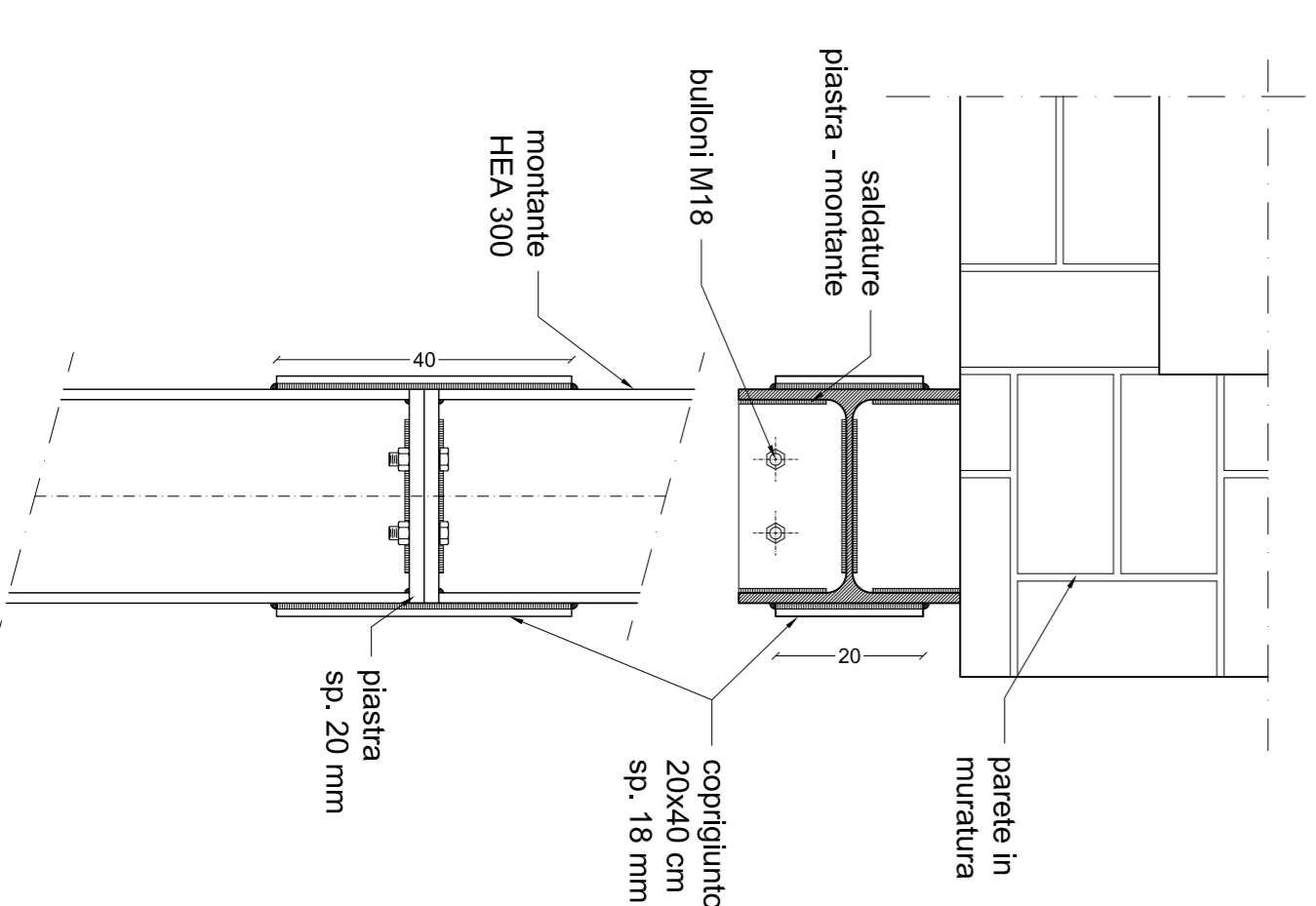
PARTICOLARE C sezione C-C
- scala 1:10



PARTICOLARE B - sezione B-B
scala 1:10



PARTICOLARE D - sezione D-D
scala 1:10



Università degli studi di Firenze
Facoltà di Ingegneria
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

PROGETTO E RIABILITAZIONE STRUTTURALE I

Anno Accademico 2011-2012

Docente: Prof. Ing. Maurizio Orlando

Studente: Stefano Marmo

ESERCITAZIONE

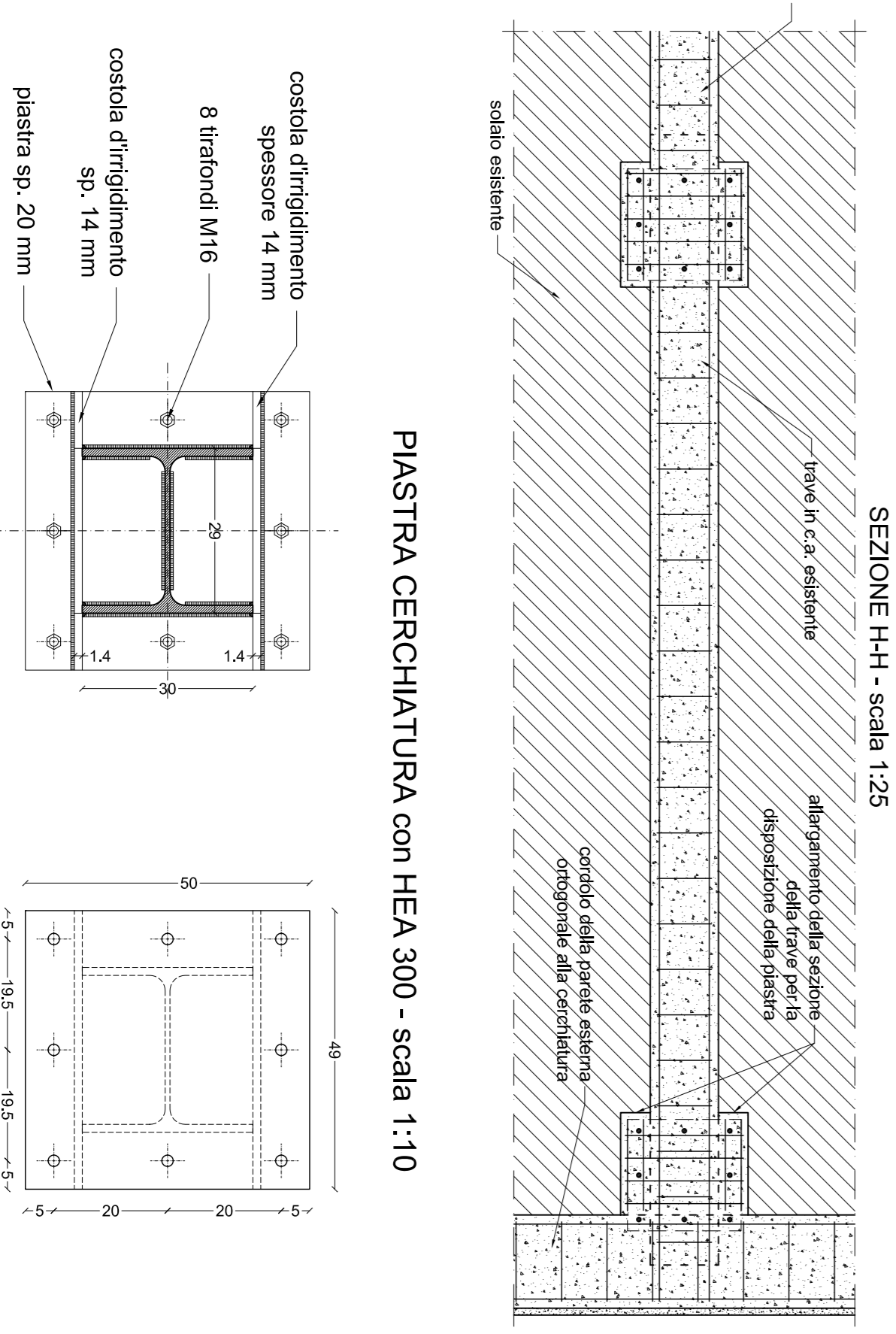
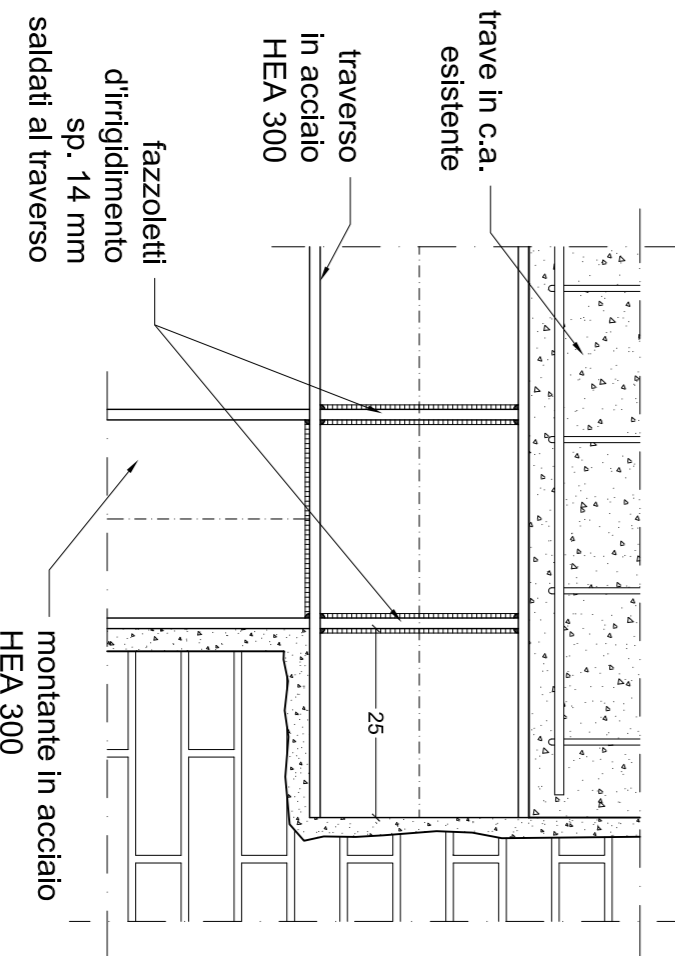
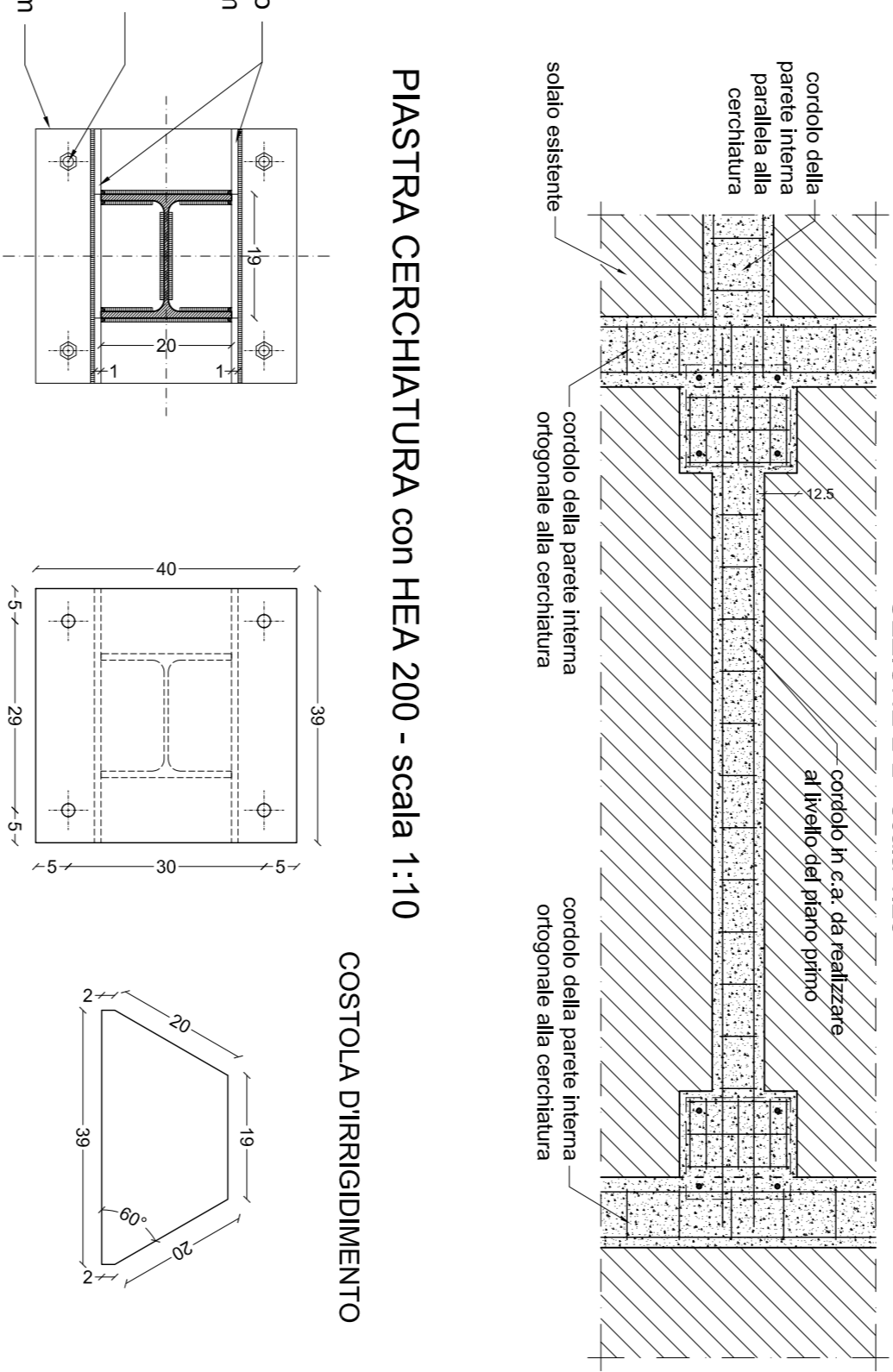
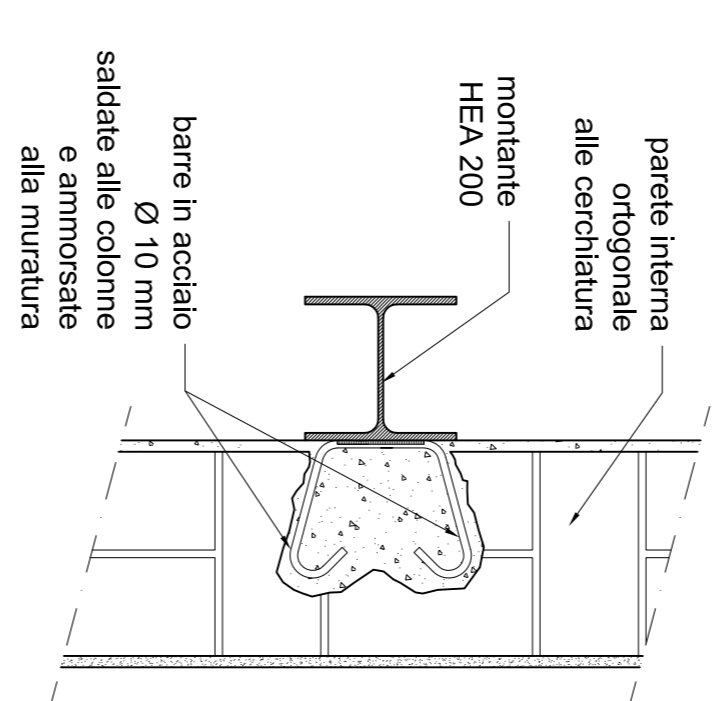
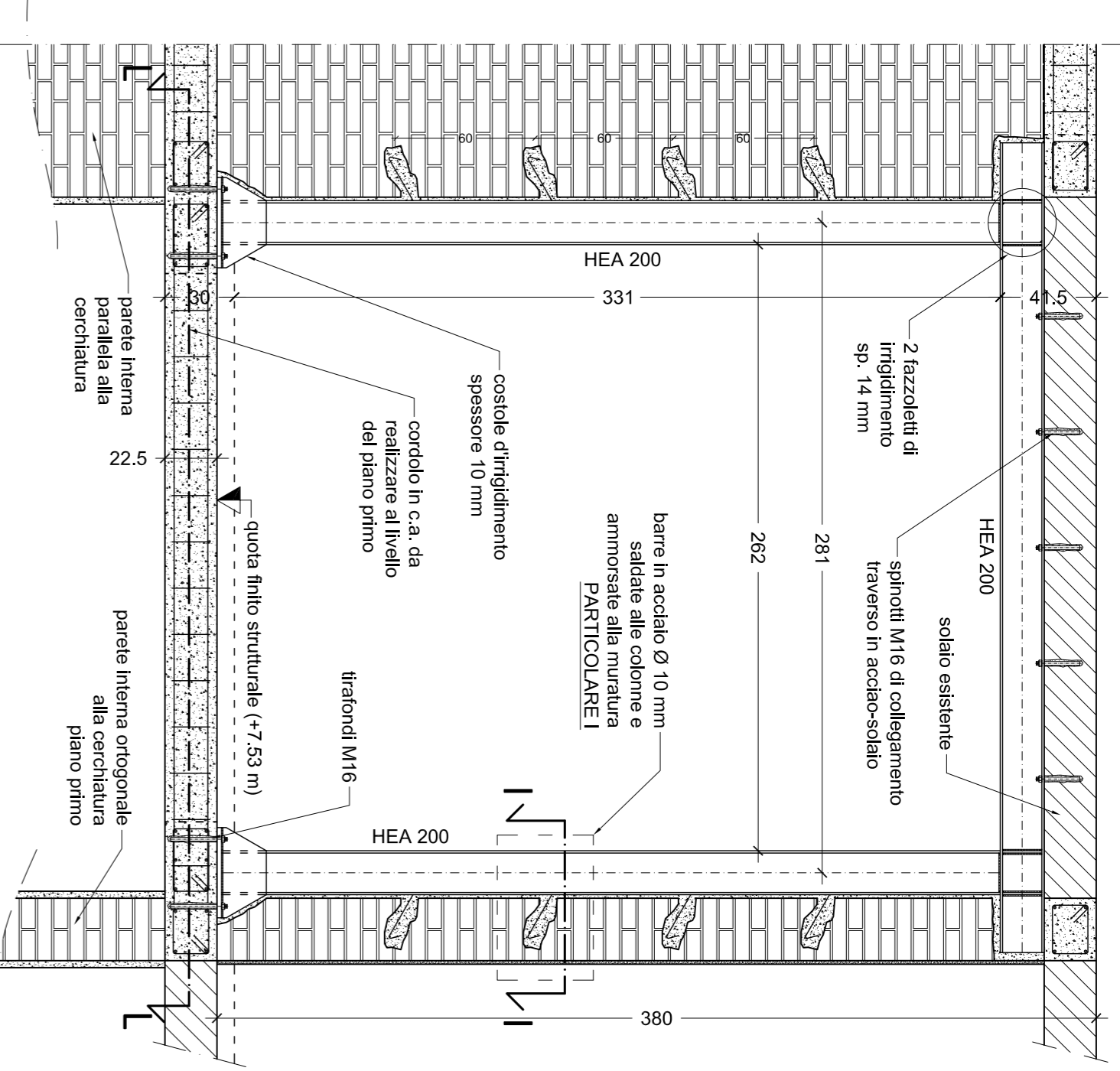
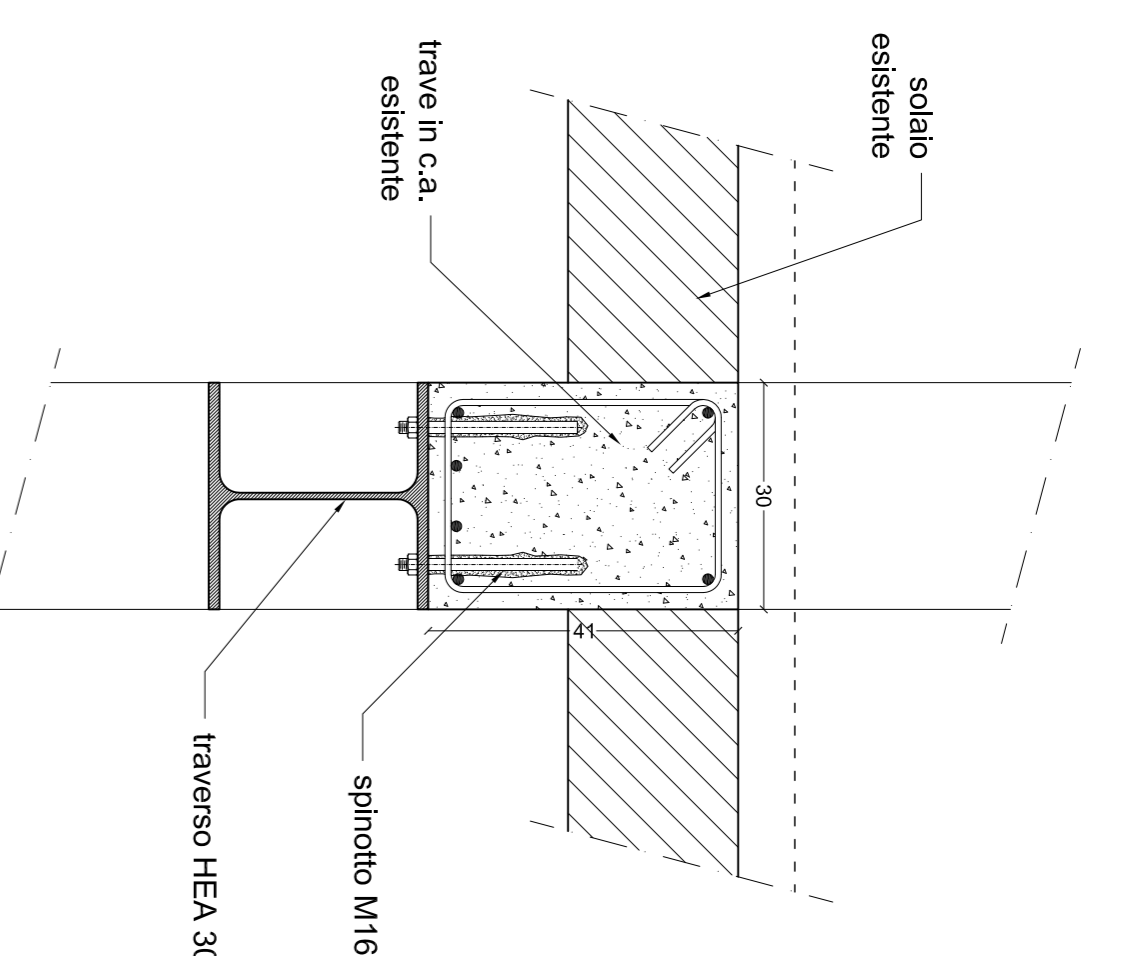
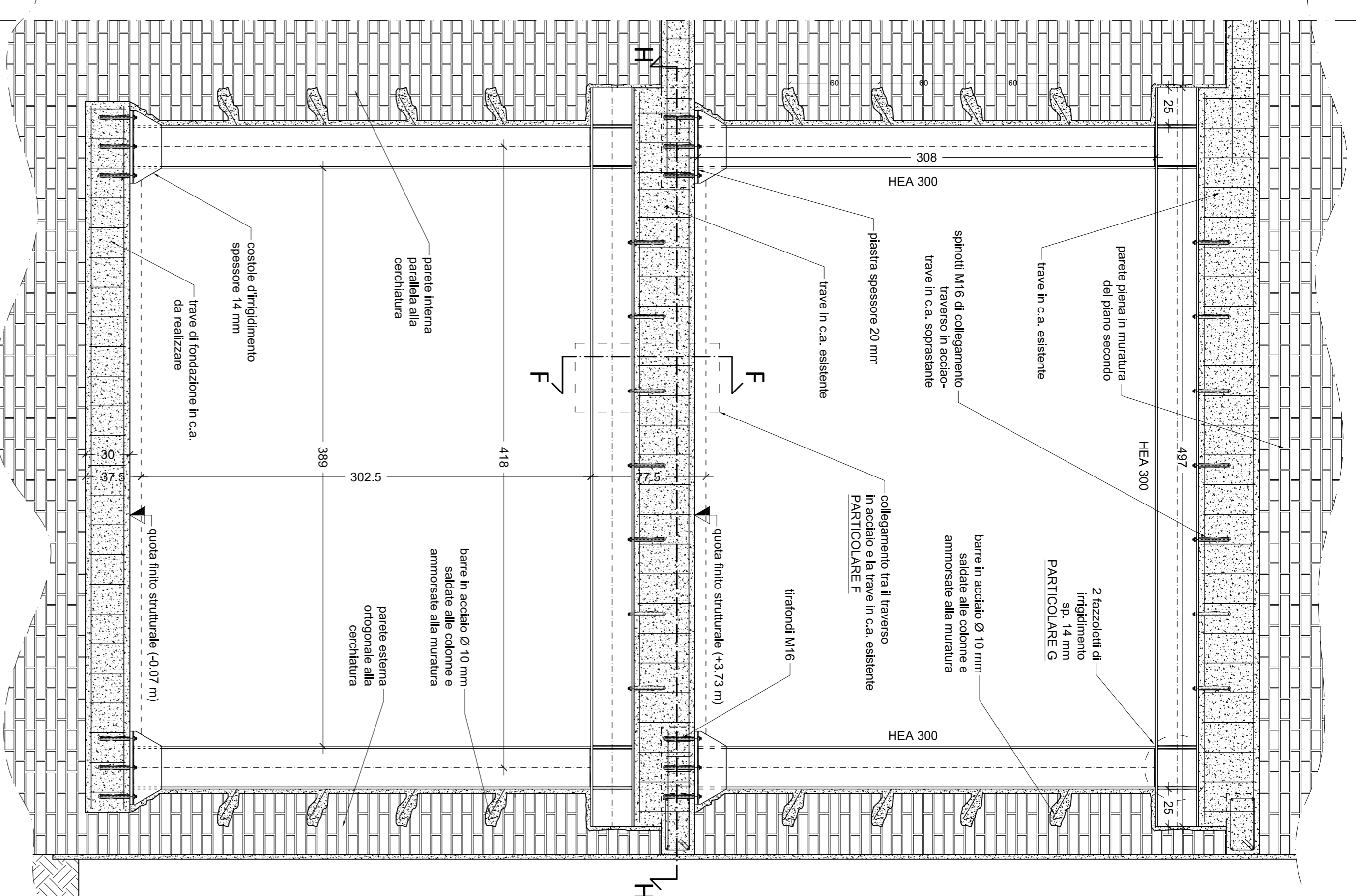
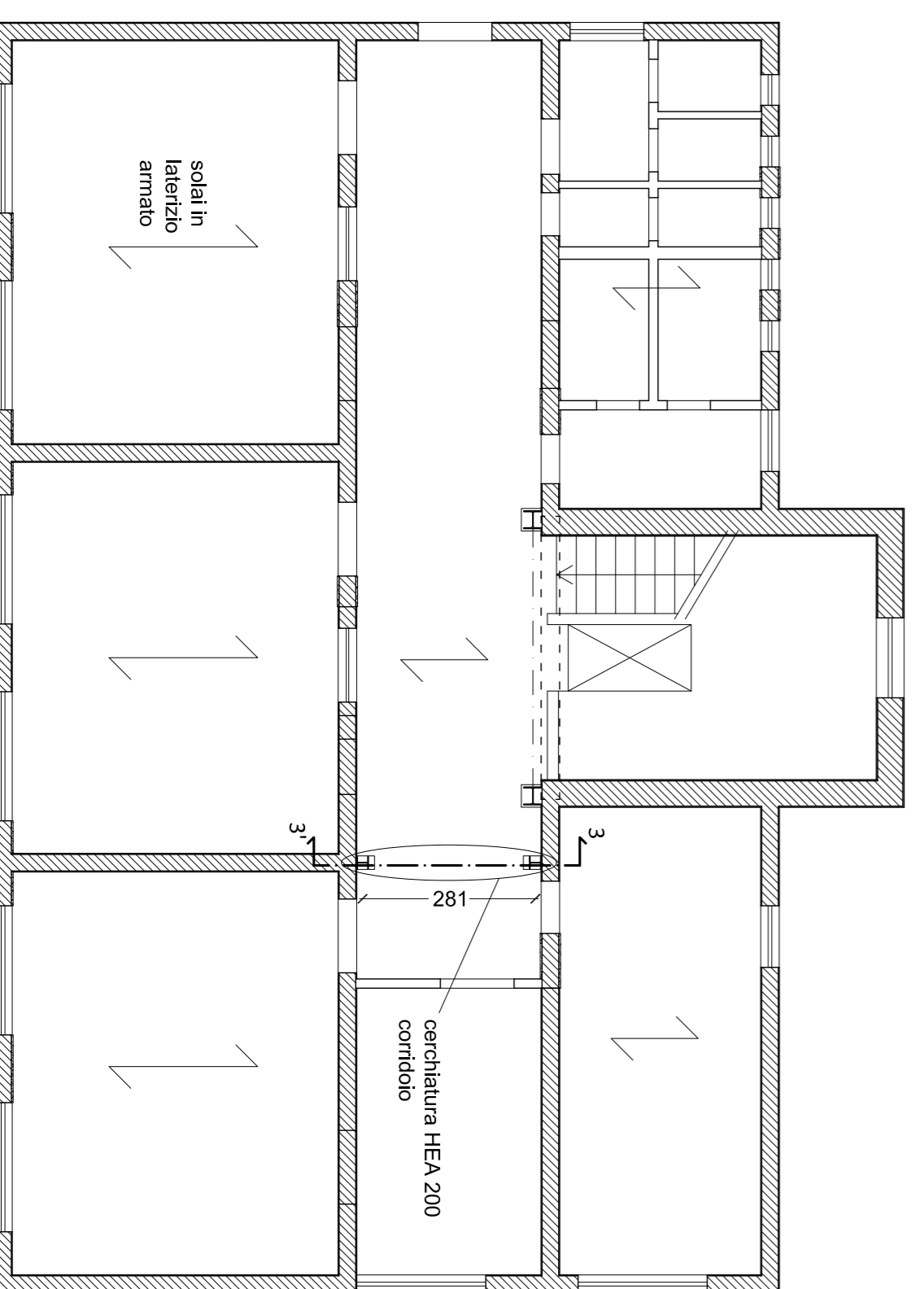
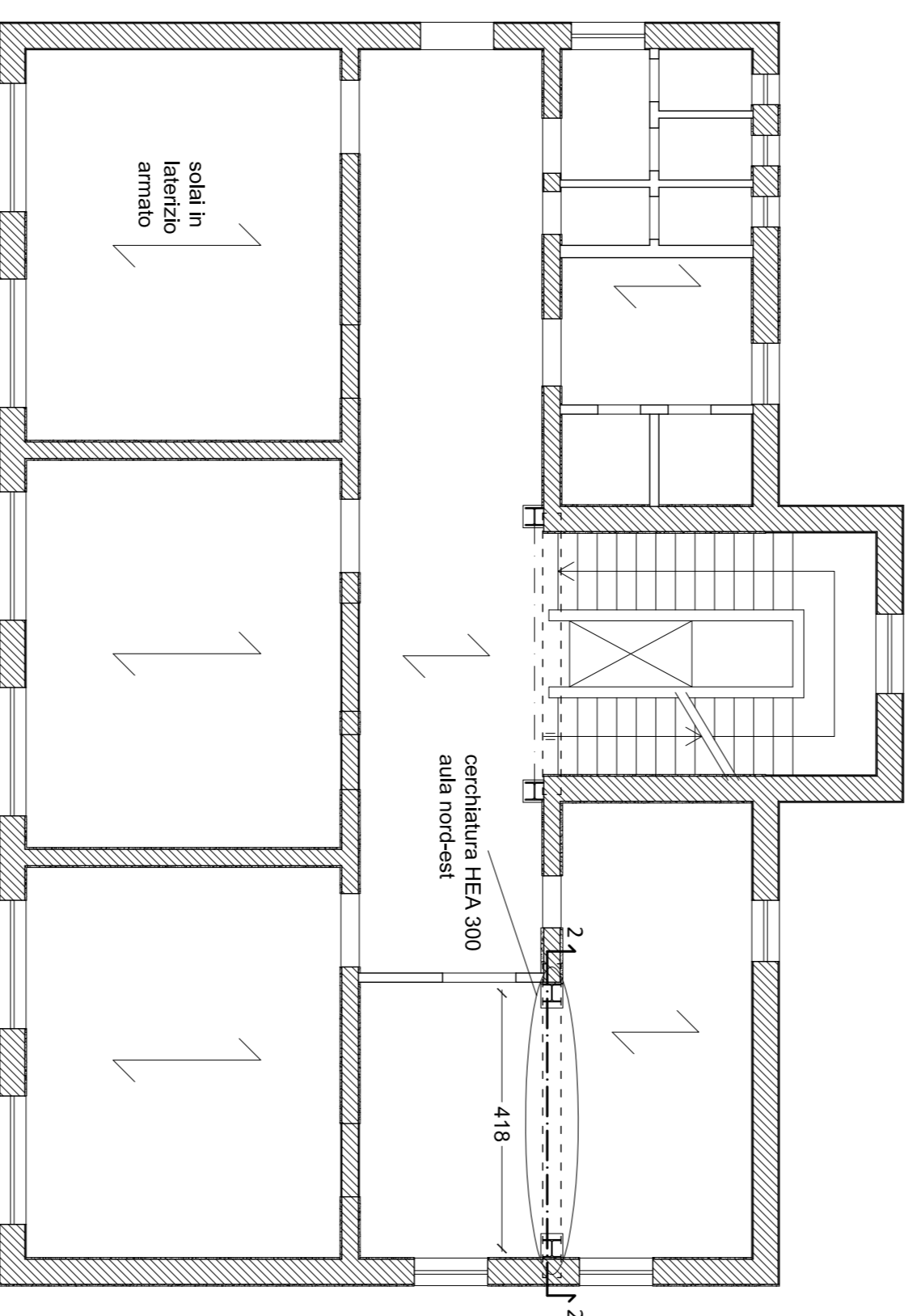
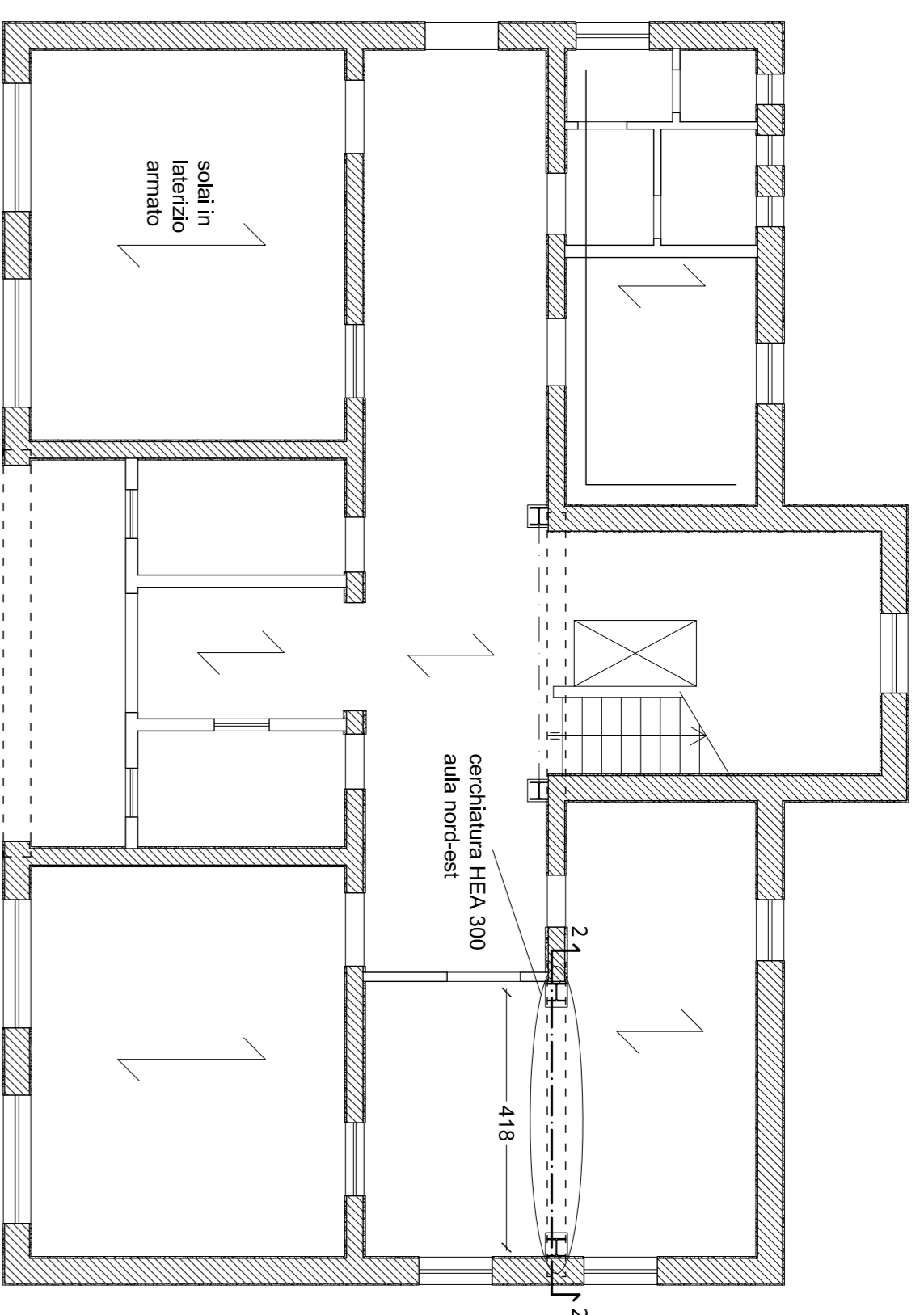
Valutazione del rischio sismico e riabilitazione strutturale di un edificio scolastico in muratura nel comune di Prato

Plante intervento cerchiatura piano terra,
primo e secondo - scala 1:100
Cerchiatura vano scala (sez. 1-1') - scala 1:25
Particolari A,B,C,D - scala 1:10
Sezione E-E - scala 1:25

TAVOLA

6

7



Università degli studi di Firenze
Facoltà di Ingegneria
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

PROGETTO E RIABILITAZIONE STRUTTURALE I
Anno Accademico 2011-2012
Docente: Prof. Ing. Maurizio Orlando
Studente: Stefano Marmo

ESERCITAZIONE

Valutazione del rischio sismico e riabilitazione strutturale di un edificio scolastico in muratura nel comune di Prato

Piante intervento cerchiatura piano terra, primo e secondo - scala 1:100
Cerchiatura aula nord-est (sez.2-2') e corridoio (sez. 3-3') e sezioni H-H e I-I - scala 1:25
Particolari F,G,I e particolari piastra cerchiatura HEA 300 e HEA 200 - scala 1:10