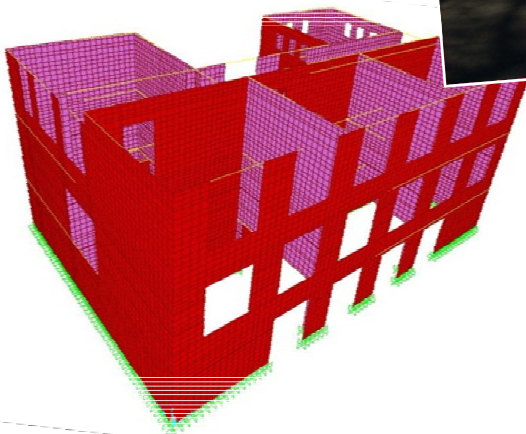
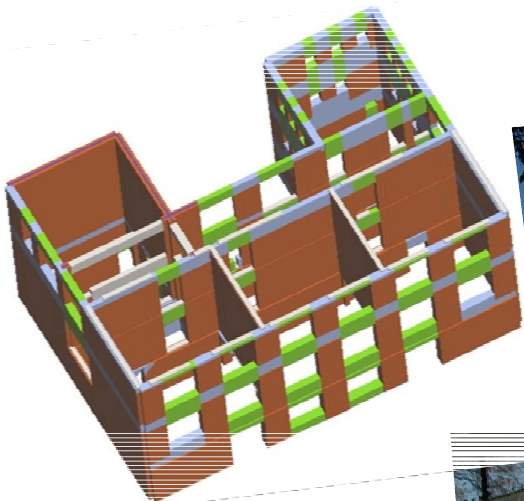


# Valutazione del rischio sismico e riabilitazione strutturale di un edificio scolastico nel comune di Prato



Simone Parigi

**Progetto e riabilitazione  
delle strutture I**

Prof. Ing. Maurizio Orlando

Anno Accademico 2010-2011

# Sommario

Premessa .....	3
1. Normative di riferimento .....	4
2. Descrizione dell'edificio allo stato attuale .....	4
2.1. Ipotesi preliminari .....	12
2.2. Livello di Conoscenza acquisito sul manufatto .....	14
2.3. Caratteristiche meccaniche .....	16
3. Azioni sulle costruzioni.....	19
3.1. Azioni della neve .....	19
3.2. Azioni del vento.....	20
3.2.1. Velocità di riferimento .....	20
3.2.2. Azioni statiche equivalenti .....	21
3.2.3. Pressione del vento .....	21
3.3. Azione sismica .....	23
3.3.1. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento .....	24
3.3.2. Categorie di sottosuolo .....	25
3.3.3. Condizioni topografiche .....	25
3.3.4. Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali.....	26
4. Strutture orizzontali .....	28
4.1. Solai e scale .....	28
4.2. Travi in c.a.....	31
5. Verifica della struttura soggetta ai carichi verticali .....	34
6. Analisi dei cinematismi locali di collasso .....	55
6.1. Analisi dei carichi.....	56
6.2. Ribaltamento semplice.....	57
6.2.1. Analisi cinematica lineare.....	58
7. Intervento di adeguamento statico .....	68
8. Interventi sulle fondazioni .....	82
8.1. Verifica dei cordoli.....	82

8.2. Verifica cordoli di collegamento .....	87
9. Analisi statica non lineare .....	93
9.1. Risultati dell'analisi.....	97
9.2. Interventi di adeguamento sismico.....	100
Allegati.....	104

## **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 materna "Il campino" posta in Via Amendola, 31 a Prato (PO). L'edificio è distribuito su tre piani ed ha una forma a U. Al suo interno vi sono sei aule per le attività scolastiche (3 al piano terra e 3 al primo piano), la biblioteca, il laboratorio di informatica, l'aula di pittura, la palestra (poste nel seminterrato), due cucine, tre bagni per i bambini, due bagni per gli adulti e due ripostigli. All'esterno della scuola, i bambini possono usufruire dell'ampio giardino ricoperto da una pavimentazione morbida e corredato da tanti giochi.

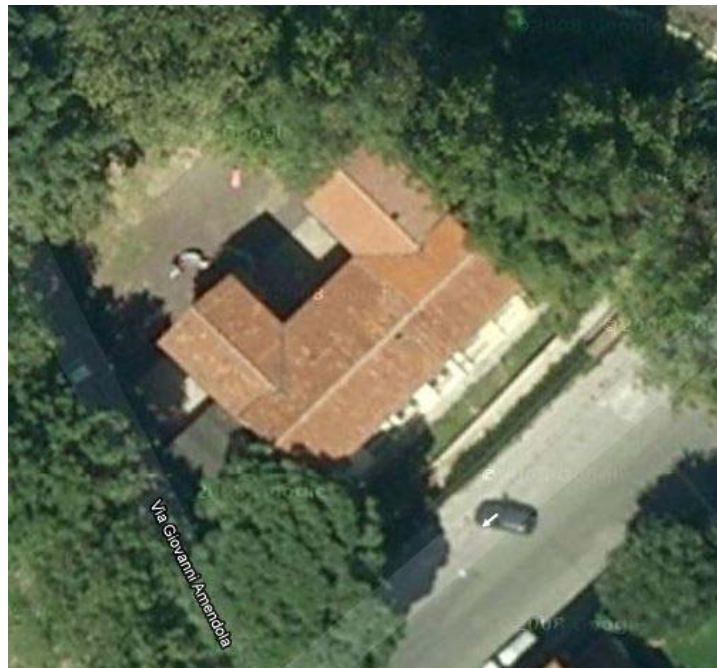


Figura 1 - Vista aerea dell'edificio scolastico



Figura 2 - Veduta da via Giovanni Amendola

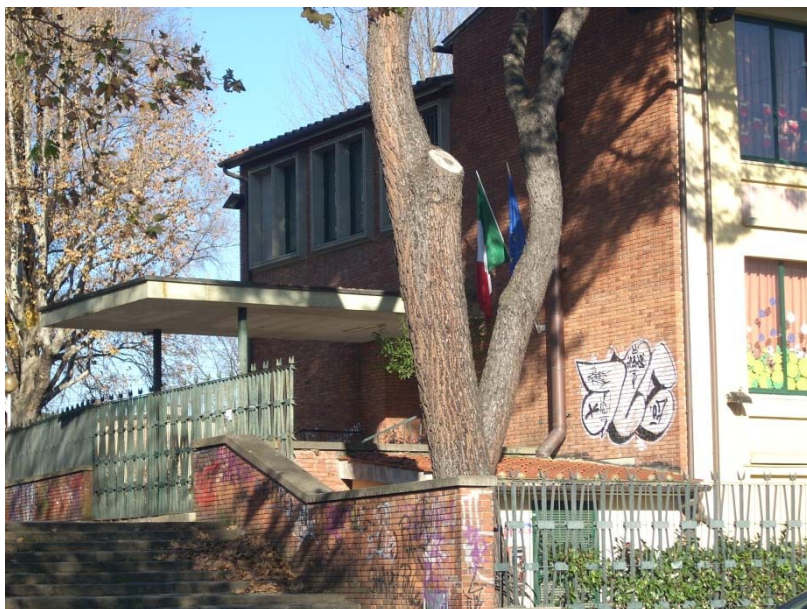


Figura 3 - Veduta dell'ingresso della scuola



**Figura 4 - Veduta del giardino interno**

Si tratta di un edificio costruito alla fine degli anni 50 e, già adibito a scuola fino dall'epoca della costruzione, con struttura portante in mattoni pieni e solai in laterizio armato gettati in opera delimitati da cordoli in c.a. Le scale si trovano sull'ala ovest dell'edificio, mentre sul lato nord è presente una scala antincendio a servizio del primo piano.



**Figura 5 - Veduta della scala antincendio**

L'edificio, oltre a presentare segni di vandalismo sulle pareti esterne del lato nord (scritte sui muri), ha problemi di umidità nel piano seminterrato, nel locale di deposito, in cui sono visibili le tubazioni di scarico provenienti dai locali superiori. E' stata rilevata la presenza di topi ed un cattivo odore, dovuto alle fognature.

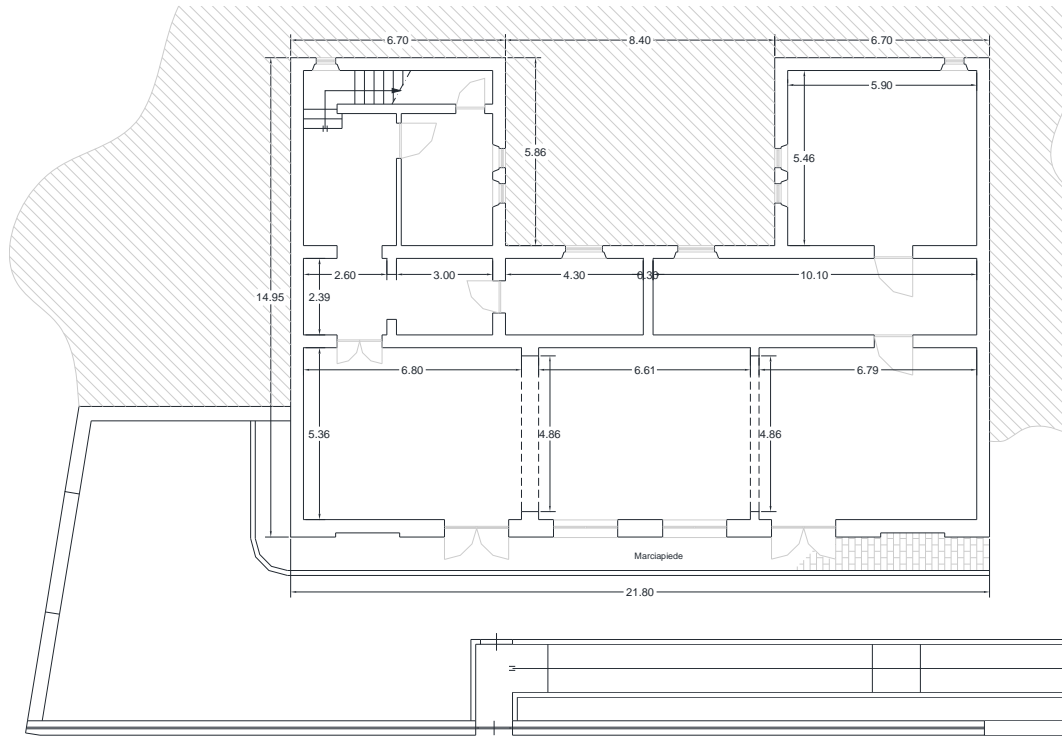


Figura 6 - Pianta seminterrato

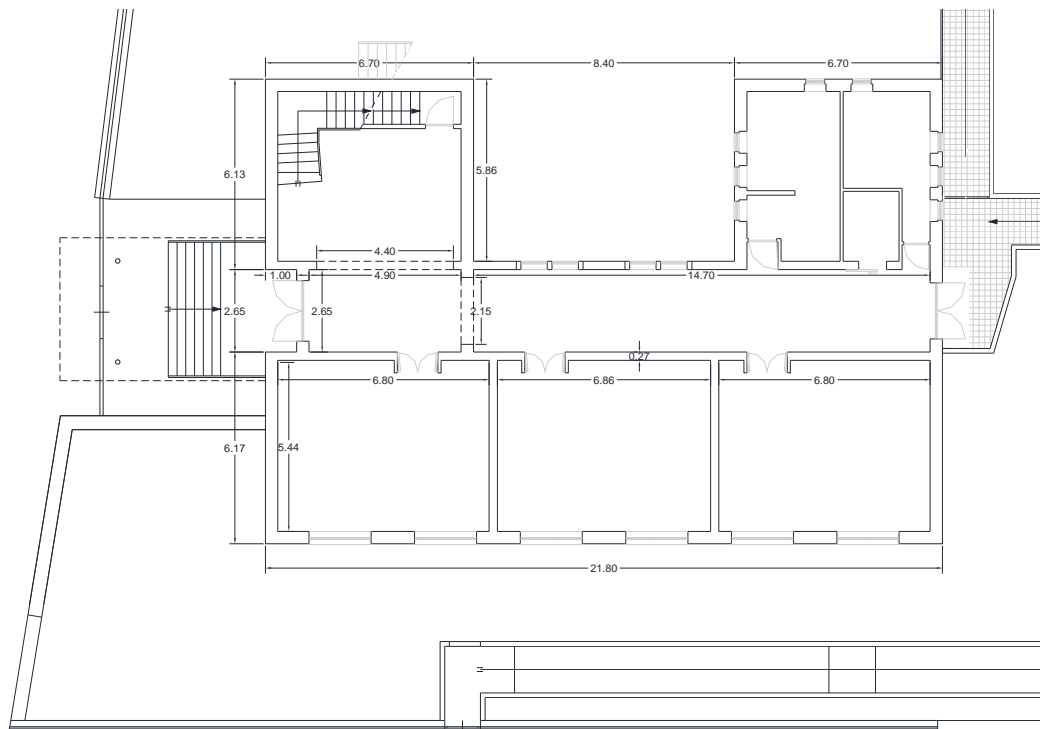


Figura 7 - Pianta piano terra



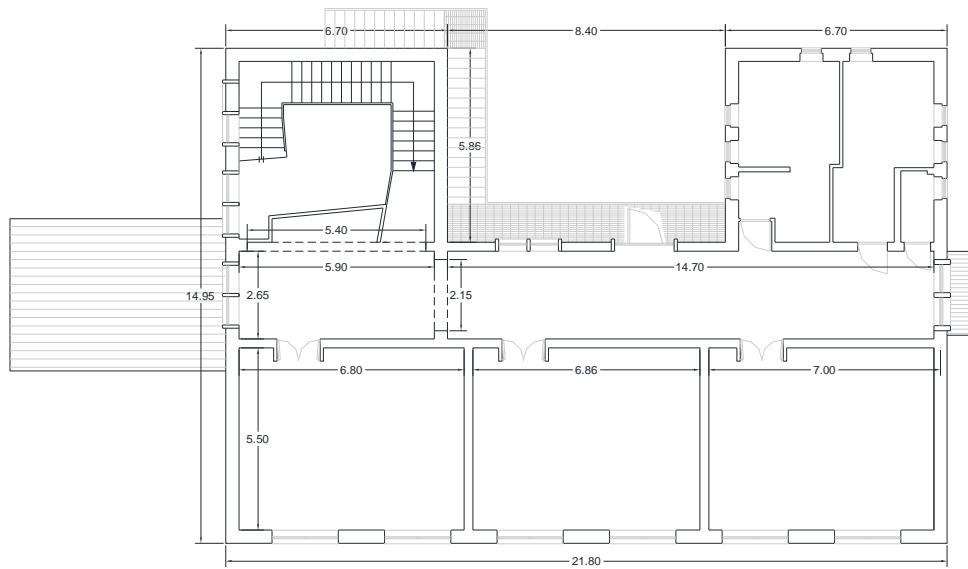


Figura 8 - Pianta piano primo

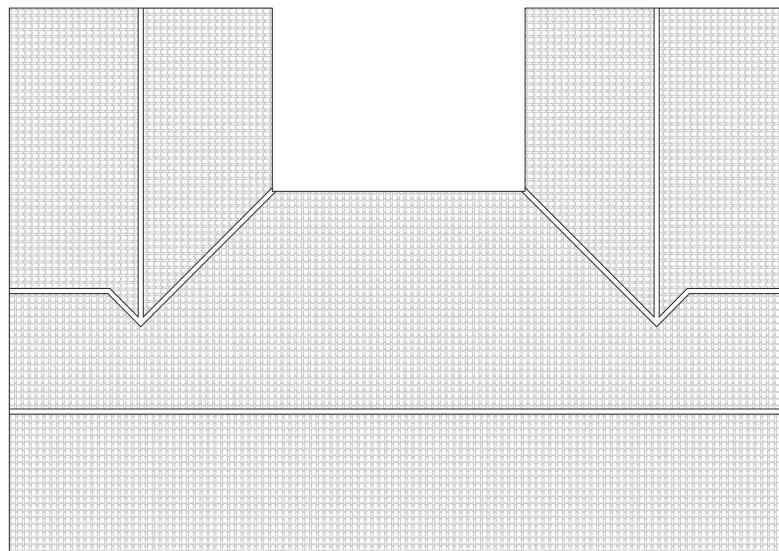


Figura 9 - Pianta copertura



Figura 10 - Prospetto nord



Figura 11 - Prospetto sud



Figura 12 - Prospetto ovest



Figura 13 - Prospetto est

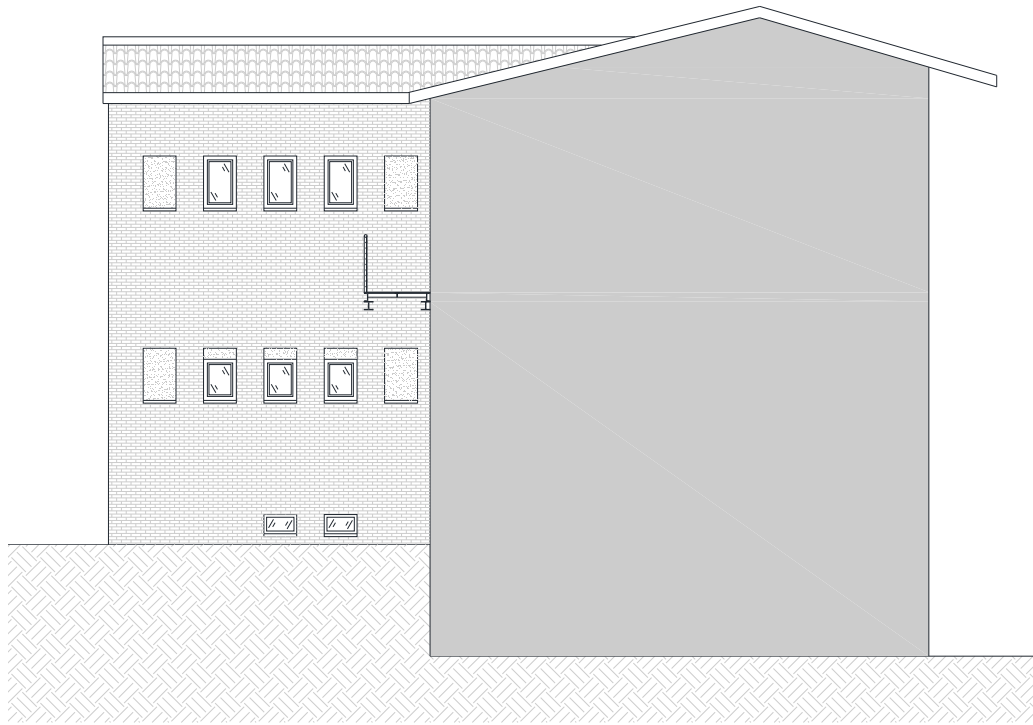


Figura 14 - Prospetto corte ovest

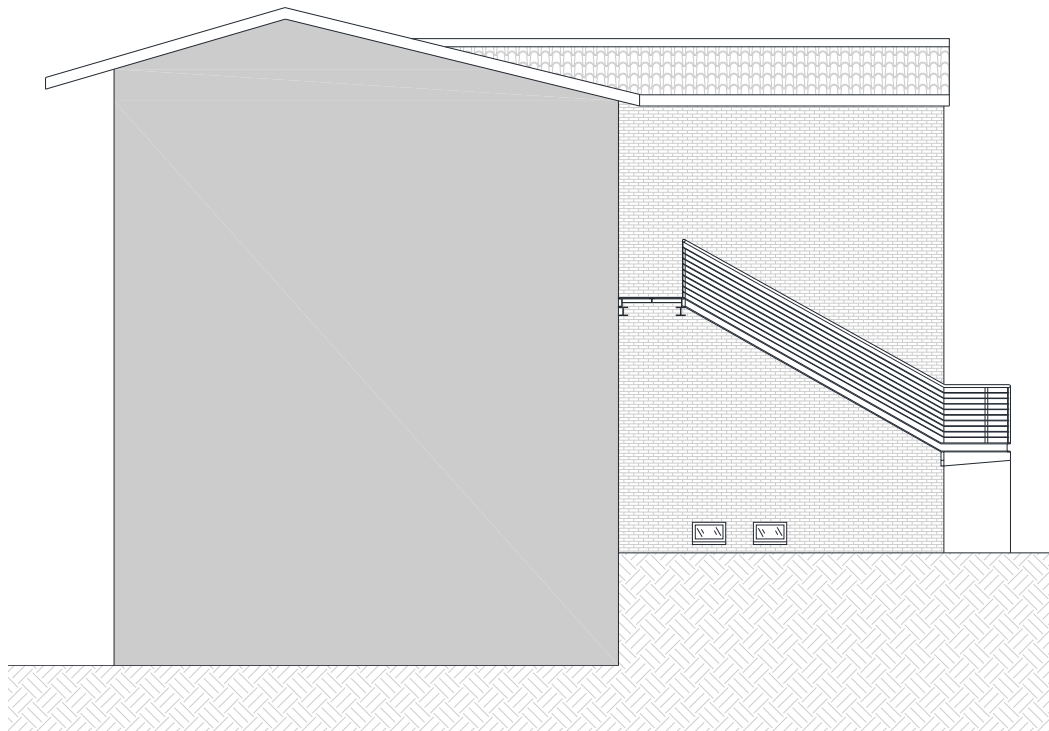


Figura 15 - Prospetto corte est



## 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: in seguito al rilievo dell'edificio è stata ipotizzata una muratura di mattoni pieni di dimensioni non standard di 6 x 13 x 26 cm. Dalle misurazioni degli spessori murari sono state considerate pareti a 2 teste (27 cm) per le pareti interne del piano terra e piano primo, pareti a 3 teste (41 cm) per le pareti dei lati nord, est, ovest, corte est, corte ovest a tutti i piani con l'aggiunta della parete sul lato sud ai piani terra e primo. Quest'ultima al piano seminterrato ha uno spessore di 53 cm, per cui riconducibile ad una muratura a 4 teste.
- solai con soletta strutturale: dalla documentazione fornitaci (Certificato di collaudo statico, datato 31 maggio 1988) si evince la presenza di solai costruiti con pignatte in laterizio (con un'altezza di 20 cm) poste ad interasse di 50 cm l'una dall'altra. All'interno delle nervature sono presenti n.2 ferri omogenei Ø16 mm (uno dritto e uno sagomato), con uno spezzone sempre Ø16 mm in prossimità degli appoggi. Al di sopra delle pignatte esiste una soletta in cls dello spessore accertato di almeno 3 cm ;
- presenza di cordoli in c.a. alla quota dei solai di piano: 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. Tale scelta è anche giustificata dal fatto che c'è un ampio uso di elementi in c.a. in tutto l'edificio e che è presente una soletta nella struttura dei solai;
- presenza di una cerchiatura al piano seminterrato: dal sopralluogo effettuato è stata verificata la presenza di una cerchiatura che, in seguito ad un predimensionamento di massima, è stata ipotizzata come costituita da due HE220A. Tale cerchiatura presenta soltanto il traverso superiore, mentre i piedritti sono stati "ricavati" dalla muratura preesistente.

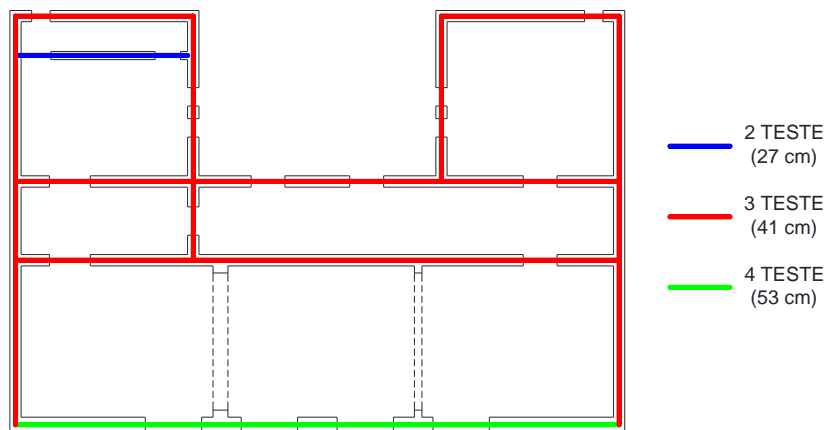


Figura 16 - Spessori muri piano seminterrato

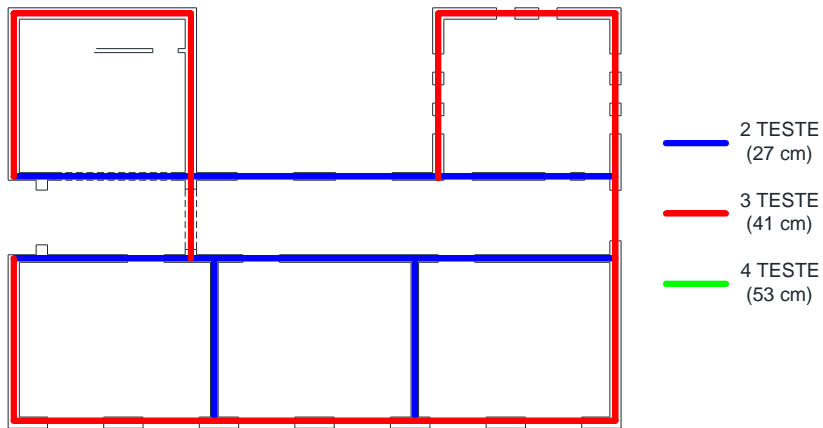


Figura 17 - Spessori muri piano terra

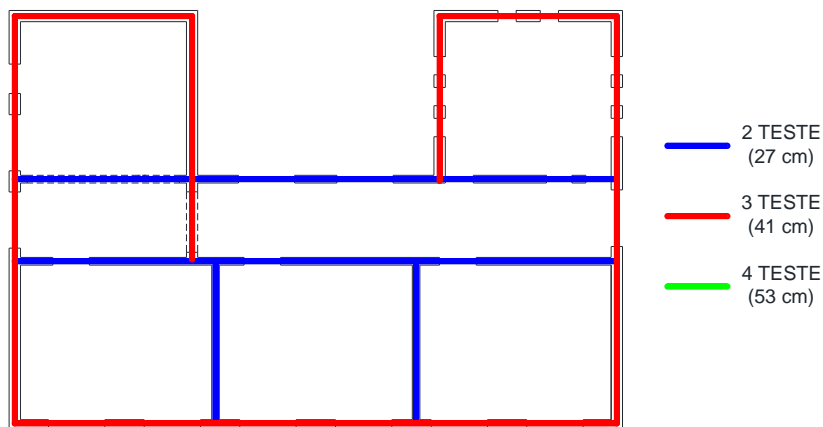


Figura 18 - Spessori muri piano primo

## 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.

Inoltre, dalla lettura del documento di collaudo è stato possibile avere maggiori dettagli sulla costituzione del solaio: la luce netta è di 5,60 m, costruiti con pignatte in laterizio (h = 20 cm), poste ad un interasse di 50 cm l'una dall'altra. All'interno delle nervature sono stati individuati 2 ferri omogenei Ø16 mm (uno dritto e uno sagomato) con uno spezzone, sempre Ø16 mm in prossimità degli appoggi. Al di sopra delle pignatte esiste una soletta in calcestruzzo dello spessore di 3 cm.

Per eseguire un'analisi su un edificio esistente e 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		verifiche in situ estese ed esaustive	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			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 a un livello di conoscenza **LC1** il relativo fattore di confidenza FC risulta pari a 1,20.

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

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

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w (kN/m <sup>3</sup> )
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Tabella 2 - Tabella C8A.2.1 NTC 2008

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:

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

$$t_0 = \text{resistenza media-caratteristica a taglio} = 0,10 \text{ N/mm}^2$$

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

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

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

Resistenza di progetto		
<i>Carichi verticali</i>		
$\gamma_M$	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>		
$\gamma_M$	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:

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

$$t_0 = \text{resistenza media-caratteristica a taglio} = 0,10 \text{ N/mm}^2$$

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

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

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

Resistenza di progetto		
<i>Carichi verticali</i>		
$\gamma_M$	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>		
$\gamma_M$	2	$f_d = f_m / FC = 2,6667 \text{ N/mm}^2$ $f_{vd} = \tau_0 / \gamma_M = 0,0380 \text{ N/mm}^2$

### 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;

$\mu_i$  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<sup>2</sup>); 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:

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



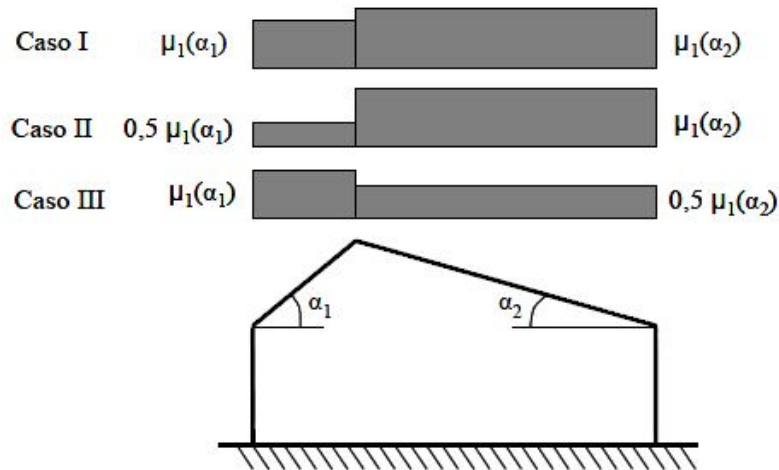


Figura 19 - Condizioni di carico per coperture a due falde

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

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

con

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

$\rho$ , 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  $z = 11 \text{ m}$  si ottiene  $c_e = 2,20$ .

$c_d$  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".

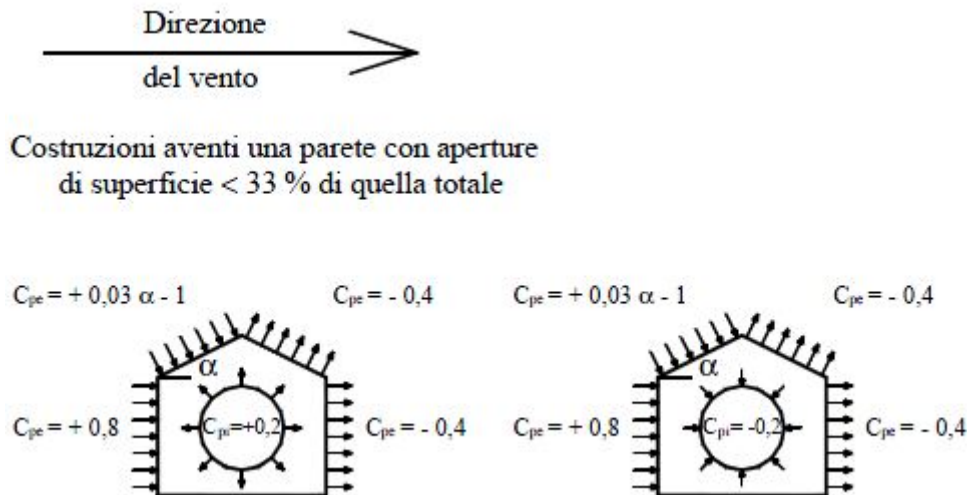


Figura 20 - Coefficienti di forma degli edifici

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

$$p = 456 \cdot 2,2 \cdot 1 \cdot 0,8 = 802 \text{ N/m}^2$$

### 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, i 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  $P_{V_R}$  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  $P_{V_R}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$ , 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 <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

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:

- $V_R = 100$  anni;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $Pv_R$  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  $S_s$  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<sub>1</sub>.

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);

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

$F_0$  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

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

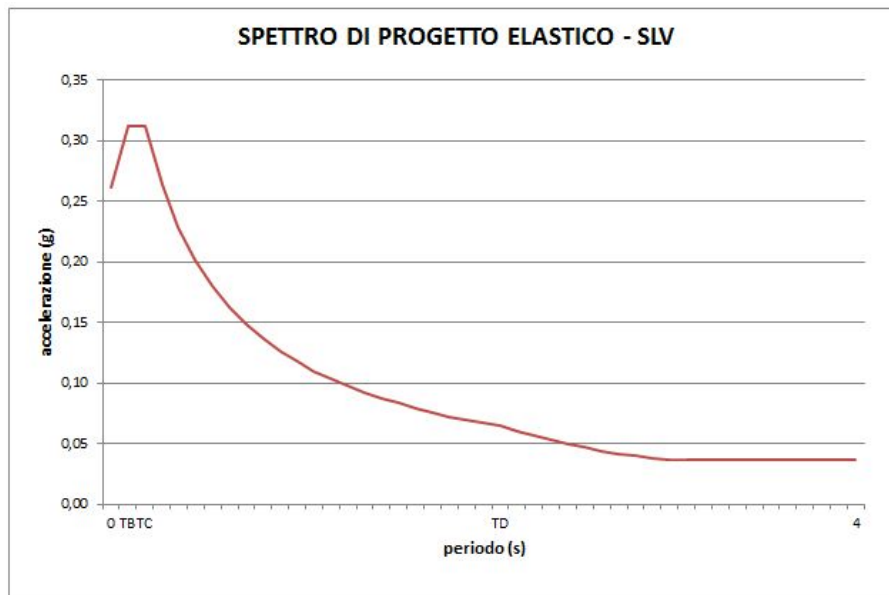


Figura 21 - Spettro di progetto elastico SLV



## 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;
- progettazione simulata.

### 4.1. Solai e scale

I solai si considerano di caratteristiche omogenee. Si riporta l'analisi dei carichi per il solaio di interpiano e per il solaio sottotetto.

<b>SOLAIO INTERPIANO</b>	
Azioni permanenti ( <b>G</b> ): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo	
<b>(G1) peso proprio di tutti gli elementi strutturali</b>	
1) Peso proprio solaio laterocemento con travetti e pignatte	1,80 kN/m <sup>2</sup>
2) Peso proprio soletta di 3 cm di c.a. (0,03 x 25 kN/m <sup>3</sup> )	0,75 kN/m <sup>2</sup>
<i>TOTALE</i>	<i>2,55 kN/m<sup>2</sup></i>
<b>(G2) peso proprio di tutti gli elementi non strutturali</b>	
1) Peso proprio massetti	0,52 kN/m <sup>2</sup>
2) Peso proprio pavimento	0,50 kN/m <sup>2</sup>
3) Peso proprio intonaco	0,30 kN/m <sup>2</sup>
<i>TOTALE</i>	<i>1,32 kN/m<sup>2</sup></i>
Carichi variabili ( <b>Q</b> ): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo	
<b>(Q) variabili distribuiti</b>	
1) Cat.C1 - Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00 kN/m <sup>2</sup>
<i>TOTALE</i>	<i>3,00 kN/m<sup>2</sup></i>

SOLAIO SOTTOTETTO	
Azioni permanenti ( <b>G</b> ): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo	
<b>(G1) peso proprio di tutti gli elementi strutturali</b>	
1) Peso proprio solaio laterocemento con travetti e pignatte	1,80 kN/m <sup>2</sup>
2) Peso proprio soletta di 3 cm di c.a. (0,03 x 25 kN/m <sup>3</sup> )	0,75 kN/m <sup>2</sup>
<i>TOTALE</i>	<i>2,55 kN/m<sup>2</sup></i>
<b>(G2) peso proprio di tutti gli elementi non strutturali</b>	
1) Peso proprio intonaco	0,30 kN/m <sup>2</sup>
<i>TOTALE</i>	<i>0,30 kN/m<sup>2</sup></i>
Carichi variabili ( <b>Q</b> ): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo	
<b>(Q) variabili distribuiti</b>	
1) Cat.H1 - Copertura e sottotetti accessibili per sola manutenzio	0,50 kN/m <sup>2</sup>
<i>TOTALE</i>	<i>0,50 kN/m<sup>2</sup></i>

Per quanto riguarda la copertura, invece, è stato possibile accedere al sottotetto senza però potersi muovere al suo interno e misurare con precisione i vari elementi.



Figura 22 - Solaio di copertura e di sottotetto

Come si può vedere dalla Figura 9, la copertura a capanna è costituita da un solaio in laterocemento con travetti e pignatte e una trave di colmo, mentre il sottotetto è costituito da un solaio in laterocemento di modeste dimensioni.

Per quanto riguarda il sovraccarico variabile agente sulla copertura è stato preso il carico neve, essendo di entità maggiore rispetto a quello di Cat.H1 – Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (0,5 kN/m<sup>2</sup>).

COPERTURA	
Azioni permanenti ( <b>G</b> ): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo	
<b>(G1) peso proprio di tutti gli elementi strutturali</b>	
1) Peso proprio solaio laterocemento con travetti e pignatte	1,80 kN/m <sup>2</sup>
2) Peso proprio soletta di 3 cm di c.a. (0,03 x 25 kN/m <sup>3</sup> )	0,75 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>	<b>2,55 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>(G2) peso proprio di tutti gli elementi non strutturali</b>	
1) Manto di impermeabilizzazione prefabbricato con strati bituminosi di feltro, di vetro e simili	0,10 kN/m <sup>2</sup>
2) Manto di copertura in coppi	0,80 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>	<b>0,90 kN/m<sup>2</sup></b>
Carichi variabili ( <b>Q</b> ): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo	
<b>(Q) variabili distribuiti</b>	
1) Neve	0,80 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>	<b>0,80 kN/m<sup>2</sup></b>

Si riporta anche l'analisi dei carichi effettuata per le scale.

SCALE	
Azioni permanenti ( <b>G</b> ): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo	
<b>(G1) peso proprio di tutti gli elementi strutturali</b>	
1) Scala in c.a compreso i gradini per uno spes. medio di 23 cm	5,80 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>	<b>5,80 kN/m<sup>2</sup></b>
Carichi variabili ( <b>Q</b> ): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo	
<b>(Q) variabili distribuiti</b>	
1) Cat.C2 - Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>	<b>4,00 kN/m<sup>2</sup></b>

## 4.2. Travi in c.a.

Nell'edificio in esame sono presenti travi in c.a. a tutti i livelli. Nelle planimetrie di seguito sono indicate le travi e le loro dimensioni.

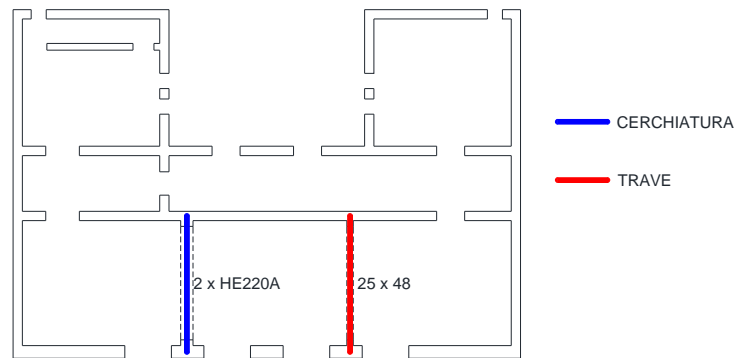


Figura 23 - Schema delle travi al piano seminterrato

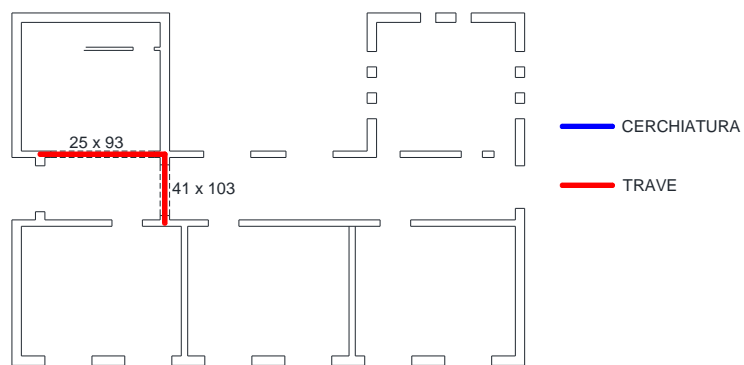


Figura 24 - Schema delle travi al piano terra

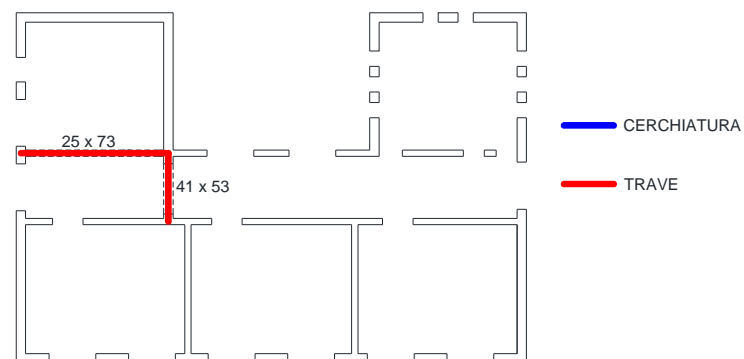


Figura 25 - Schema delle travi al piano primo

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.

TRAVE	BASE	ALTEZZA	LUNGHEZZA	$A_{s,sup}$	$A_{s,inf}$	STAFFE
25 x 48 cm	25 cm	48 cm	5,80 m	2Ø12	2Ø12 + Ø14	2Ø6/15 cm
25 x 93 cm	25 cm	93 cm	5,25 m	2Ø12 + 1Ø14	2Ø12 + 3Ø14	2Ø6/15 cm
41 x 103 cm	41 cm	103 cm	2,90 m	2Ø12 + 1Ø14	2Ø12 + 3Ø14	2Ø6/15 cm
25 x 73 cm	25 cm	73 cm	6,30 m	2Ø12	2Ø12 + 1Ø14	2Ø6/15 cm
41 x 53 cm	41 cm	53 cm	2,90 m	2Ø12	2Ø12 + 1Ø14	2Ø6/15 cm

Tabella 8 - Tabella riassuntiva dell'armatura delle travi (progetto simulato)

Come preannunciato nelle ipotesi preliminari è stata considerata anche una cerchiatura al piano seminterrato. Sono stati presi in considerazione due profili HE220A accoppiati posti come traverso. Tali profili sono stati determinati anch'essi tramite progetto simulato. Si riporta di seguito un esempio di progettazione per i profili accoppiati e per una trave in c.a.

CERCHIATURA SEMINTERRATO						
Area d'influenza	7,75 m <sup>2</sup>					
Lunghezza	5,80 m					
Carico agente (q)	9,18 kN/m					
Momento flettente sollecitante	$M = q \cdot l^2 / 8 =$		154,37 kNm			
E ipotizzata la presenza di un profilato del tipo <b>HE 220 A</b>						
Profilo	$J_x$ cm <sup>4</sup>	$J_y$ cm <sup>4</sup>	Peso N/m	Area cm <sup>2</sup>	$W_x$ cm <sup>3</sup>	$W_y$ cm <sup>3</sup>
HE 220 A	5410,0	1955,0	495,4	64,3	515,0	178,0
considerando:						
- il tipo di acciaio previsto è del tipo Fe 360			$\sigma_{adm} =$	160 N/mm <sup>2</sup>		
- il modulo di elasticità dell'acciaio			$E =$	2,06E+11 N/m <sup>2</sup>		
<b>Verifica di resistenza - flessione</b>						
	$\sigma = M_x / W_x =$	149,87 N/mm <sup>2</sup>	$\leq \sigma_{adm}$	160,00 N/mm <sup>2</sup>	VERIFICATO	
<b>Verifica di stabilità</b>						
	$F_x = 5/384 \cdot q_x \cdot l^4 / E \cdot J_y =$	8,39 mm	$\leq l/200$	29,00 mm	VERIFICATO	

TRAVE PIANO TERRA VANO SCALE			
Ipotesi di geometria:			
h	930 mm	$R_{ck}$	25,0 N/mm <sup>2</sup>
b	250 mm	$\sigma_{c,amm}$	8,5 N/mm <sup>2</sup>
l	5,25 m	$\sigma_{a,amm}$	157,0 N/mm <sup>2</sup> per Aq 50
Area d'influenza	22,17 m <sup>2</sup>	n	15
Carico agente sulla trave (q):		29,01 N/mm	
d	904 mm	K	0,45
d'	26 mm	r	0,79
x	405 mm	$\eta$	0,85
z	769 mm	t	0,01
Momento flettente sollecitante	$M = q \cdot l^2 / 8 = 99963330 \text{ Nmm}$		
Armatura superiore	----->	$A'_a =$	<b>3,8 cm<sup>2</sup></b>
reggistaffe	n. 2 $\varnothing$ 12 mm	$A'_{tot} =$	2,3 cm <sup>2</sup>
	n. 1 $\varnothing$ 14 mm	$A'_{tot} =$	1,5 cm <sup>2</sup>
Armatura inferiore	----->	$A_a =$	<b>6,9 cm<sup>2</sup></b>
reggistaffe	n. 2 $\varnothing$ 12 mm	$A_{tot} =$	2,3 cm <sup>2</sup>
	n. 3 $\varnothing$ 14 mm	$A_{tot} =$	4,6 cm <sup>2</sup>
Staffe	2 bracci $\varnothing$ 6 mm	passo	s = 20 cm
Determinazione asse neutro		Momento d'inerzia	
$d_0 = A_a \cdot d + A'_a \cdot d' / (A_a + A'_a) =$		622,88 cm	J = 5169275,652 cm <sup>4</sup>
$f = n \cdot (A_a + A'_a) / b =$		6,41 cm	
$x =$		83,17 cm	
$\sigma_c = M \cdot x / J =$	1,61	$\leq \sigma_{c,amm}$	VERIFICATO
$\sigma_a = n \cdot M \cdot (d - x) / J =$	2,10	$\leq \sigma_{a,amm}$	VERIFICATO

Come anticipato nelle ipotesi preliminare è stata considerata la presenza di cordoli ad ogni piano. La loro armatura non è stata calcolata, ma è stato considerato presente il minimo quantitativo di ferri prescritti dalla normativa vigente, che corrispondono a 2 ferri reggistaffe ( $\varnothing$ 12 mm) sia superiormente che inferiormente.

## 5. Verifica della struttura soggetta 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

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

in cui  $\phi$  è il coefficiente di riduzione della resistenza del materiale.

Il coefficiente  $\phi$  è funzione della snellezza convenzionale  $\lambda$  della parete e del coefficiente di eccentricità  $m$ .

Snellezza $\lambda$	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 9 - Valore del coefficiente  $\phi$ , in funzione della snellezza convenzionale  $\lambda$  e del coefficiente di eccentricità  $m$  (Tabella 4.5.III NTC 2008)

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

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

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  $\phi_l$  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:

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

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:

$$F_d = 1,3 \cdot 2,55 + 1,5 \cdot (1,32 + 3 + 0,58^1) = 10,67 \text{ kN/m}^2$$

- solaio SOTTOTETTO combinazione dei carichi fondamentale:

$$F_d = 1,3 \cdot 2,55 + 1,5 \cdot (0,3 + 0,5) = 4,52 \text{ kN/m}^2$$

- COPERTURA combinazione dei carichi fondamentale:

$$F_d = \frac{(1,3 \cdot 2,55 + 1,5 \cdot 0,9 + 1,5 \cdot 0,8) \cdot 338,8}{260} = 7,64 \text{ kN/m}^2$$

dove 338,8 m<sup>2</sup> è l'area effettiva della copertura che tiene conto dell'inclinazione del tetto e 260 m<sup>2</sup> 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.

---

<sup>1</sup> 0,58 kN/m<sup>2</sup> è il peso complessivo dei tramezzi spalmato sull'intera superficie di piano. Tale valore è stato calcolato misurando la lunghezza di tutti i tramezzi, moltiplicandoli per l'altezza di piano e per il peso al metro quadrato. Sono stati considerati tramezzi di 15 cm (1,5+12+1,5).



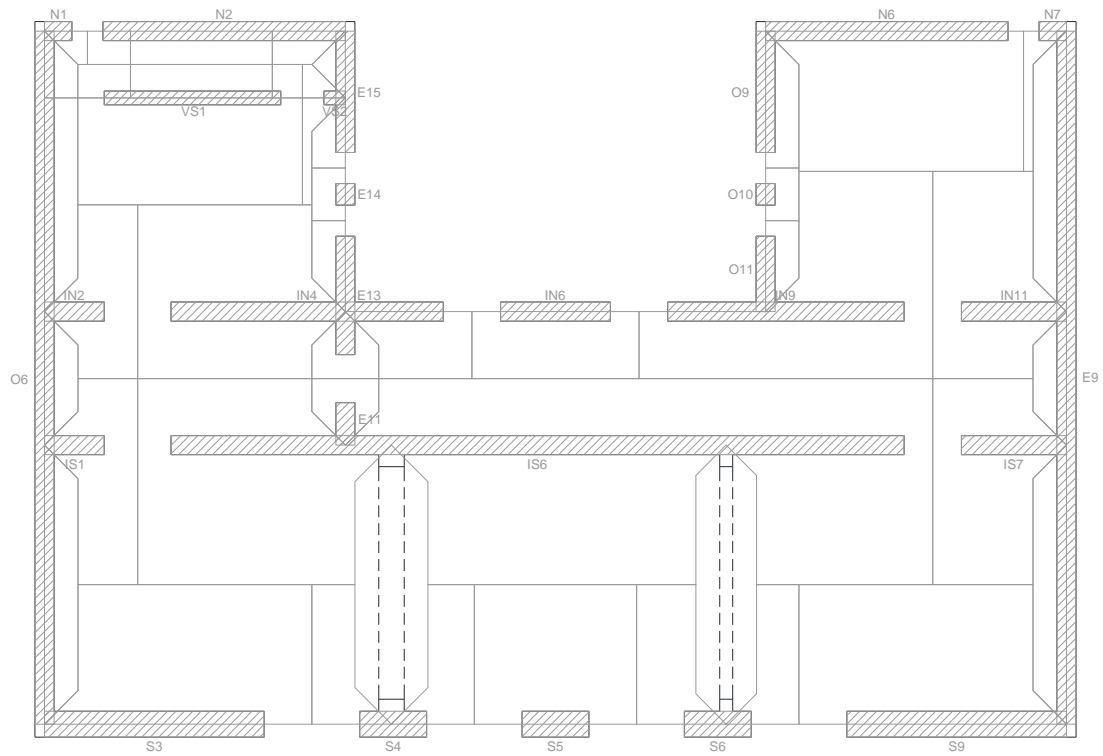


Figura 26 - Schema degli elementi resistenti con l'indicazione delle aree gravanti sulle murature (piano seminterrato)

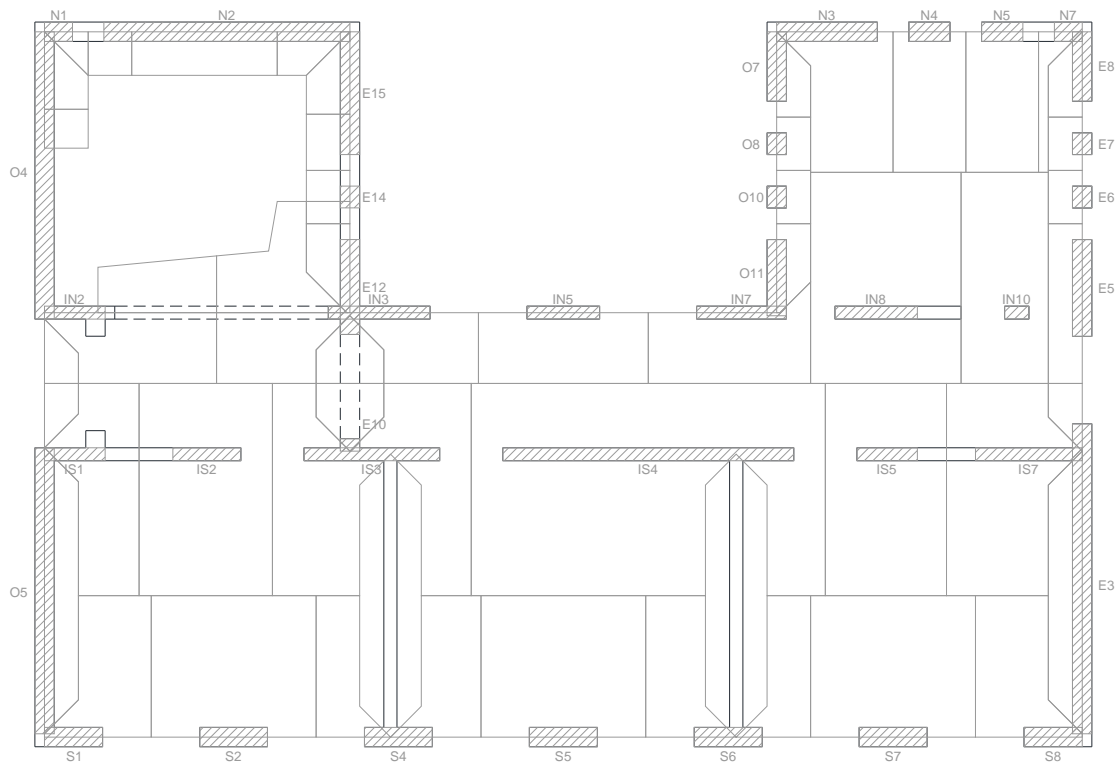


Figura 27 - Schema degli elementi resistenti con l'indicazione delle aree gravanti sulle murature (piano terra)

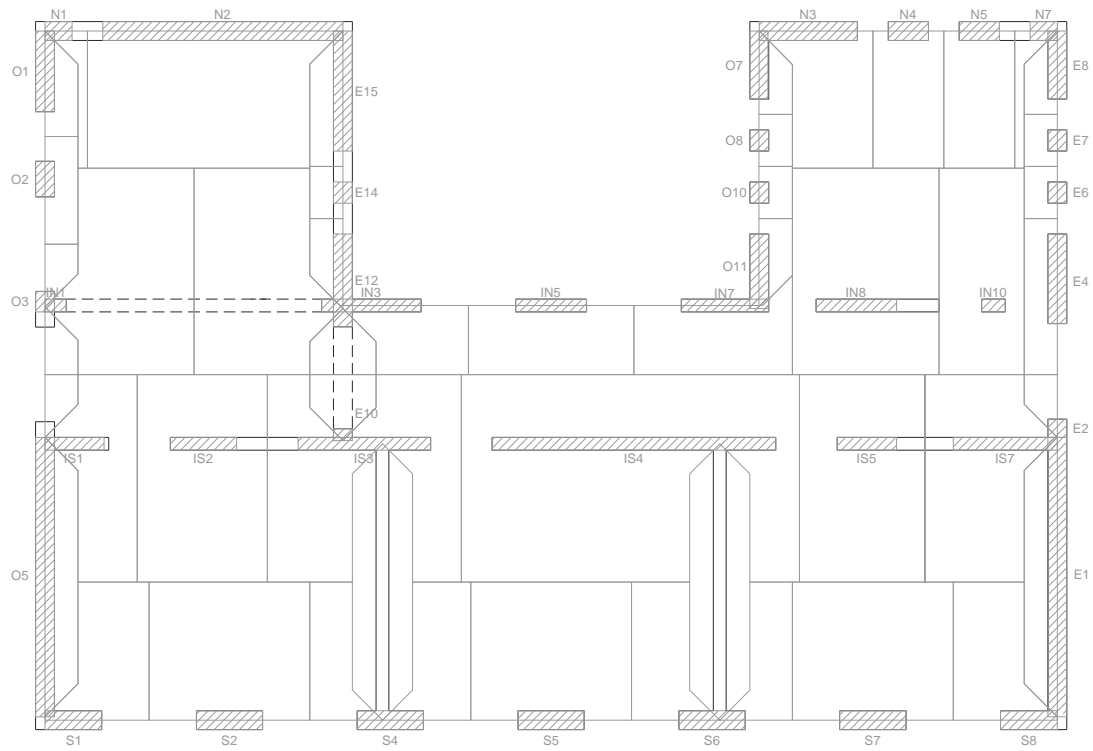


Figura 28 - Schema degli elementi resistenti con l'indicazione delle aree gravanti sulle murature (piano primo)

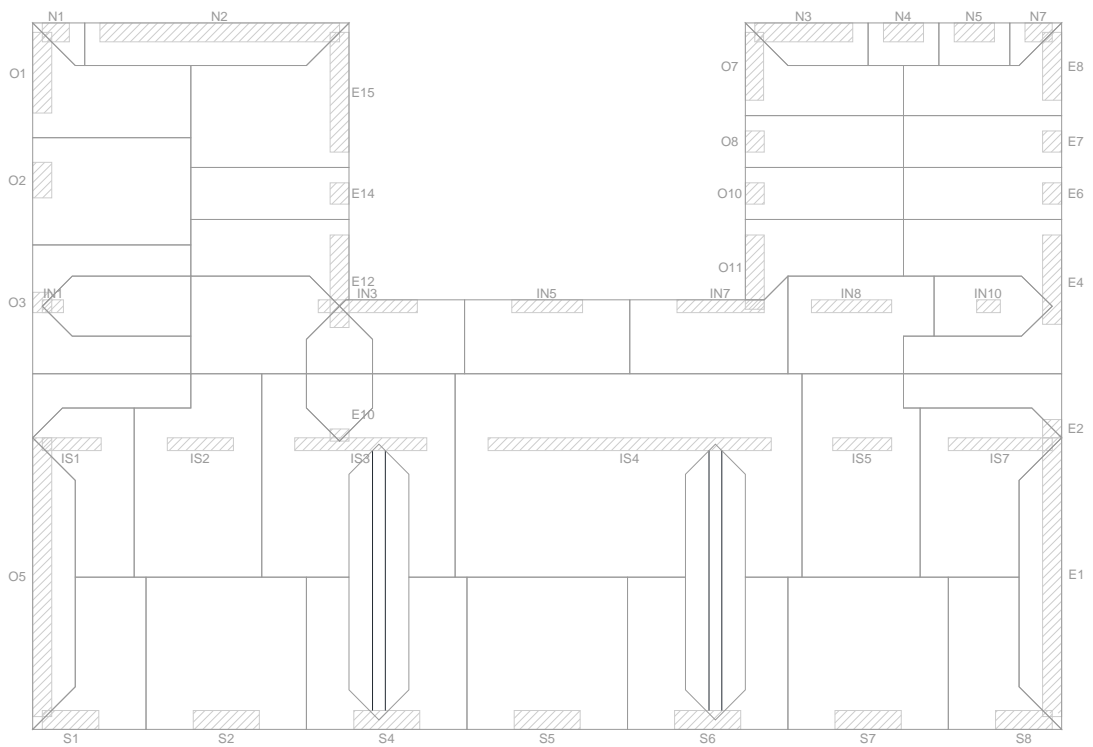


Figura 29 - Schema degli elementi resistenti con l'indicazione delle aree gravanti sulle murature (piano copertura)

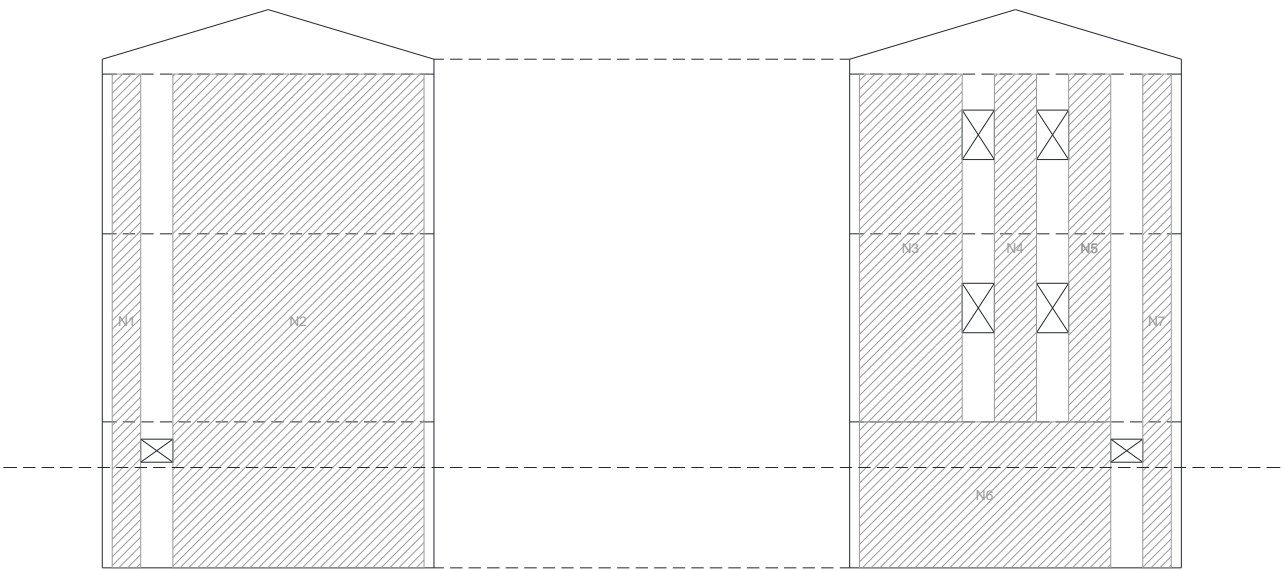


Figura 30 - Maschi parete Nord

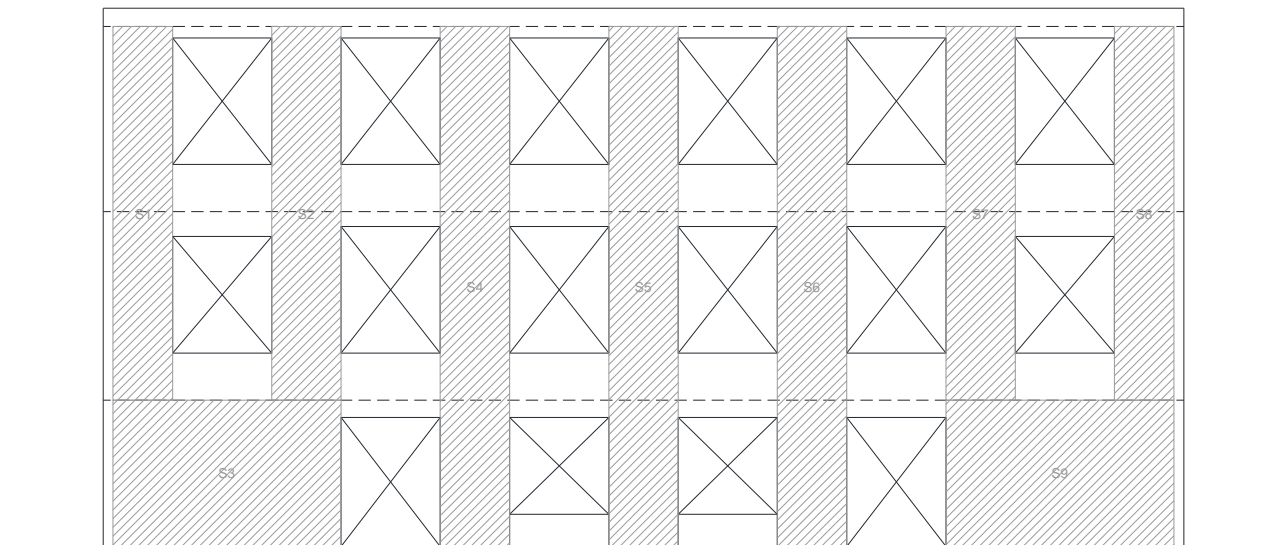


Figura 31 - Maschi parete Sud

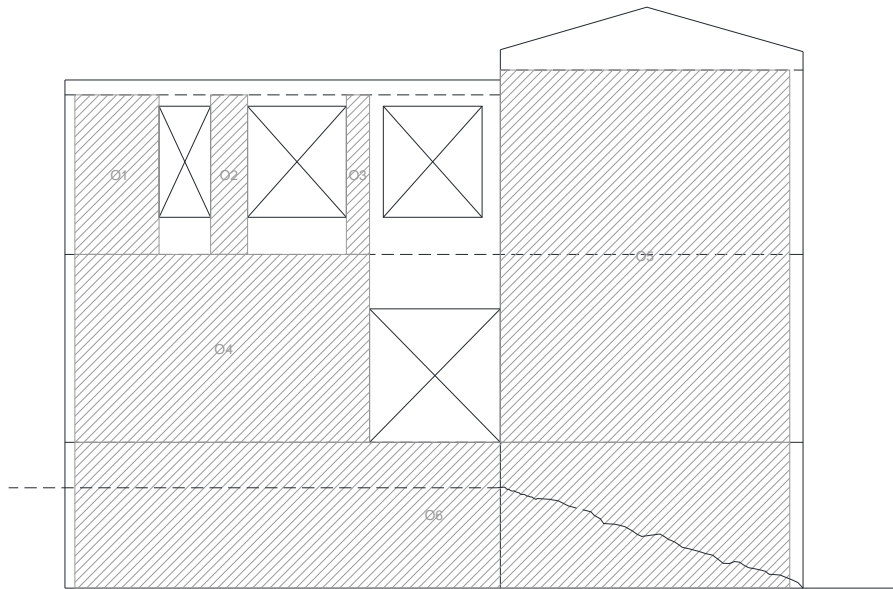


Figura 32 - Maschi parete Ovest

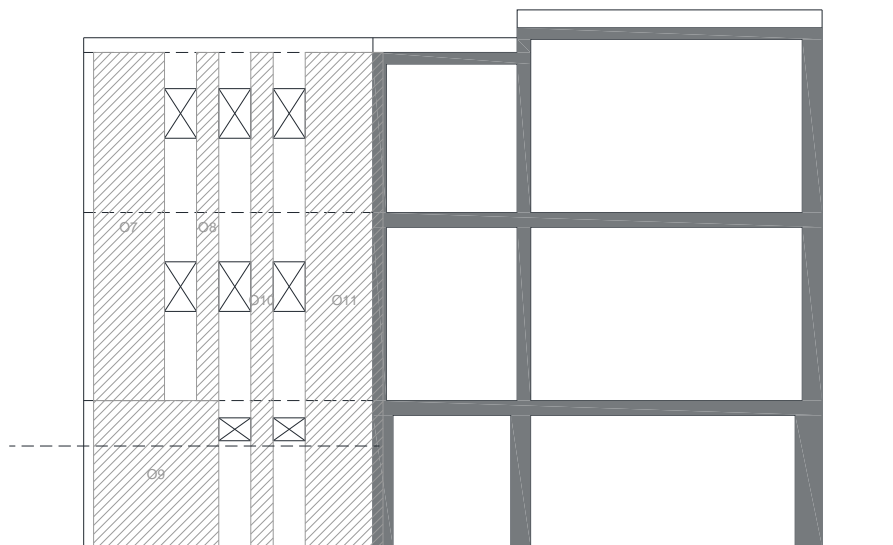


Figura 33 - Maschi parete Ovest corte

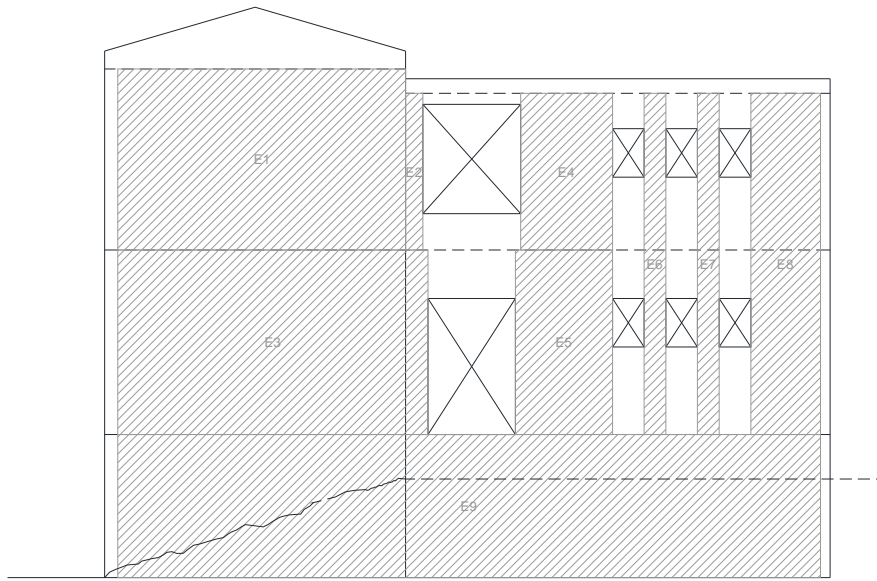


Figura 34 - Maschi parete Est

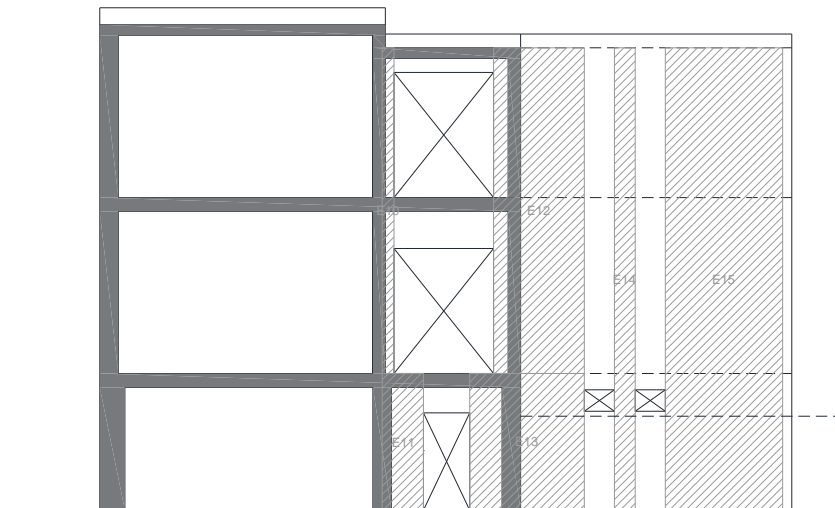


Figura 35 - Maschi parete Est corte

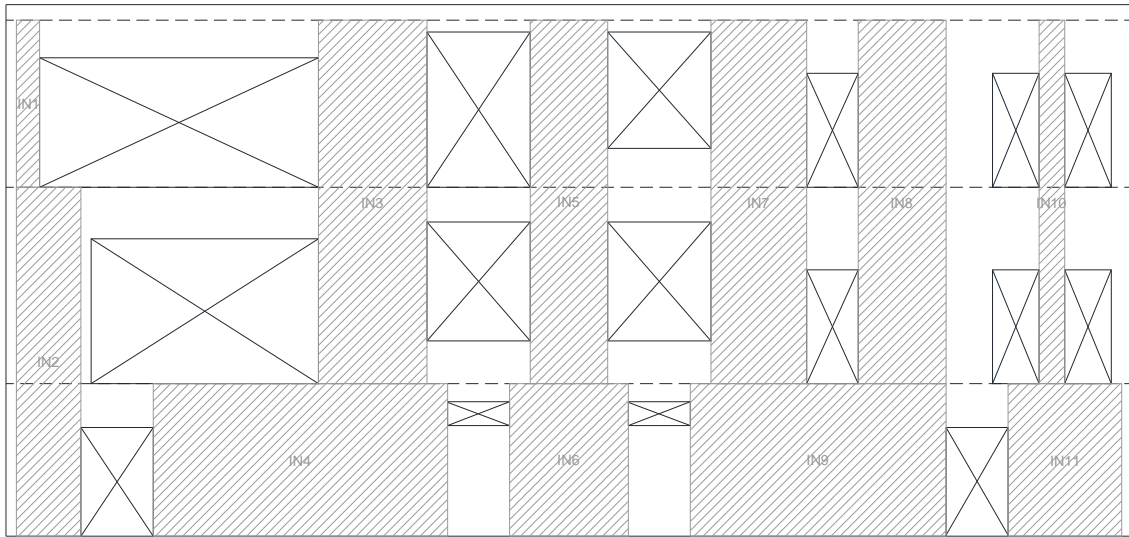


Figura 36 - Parete interna Nord

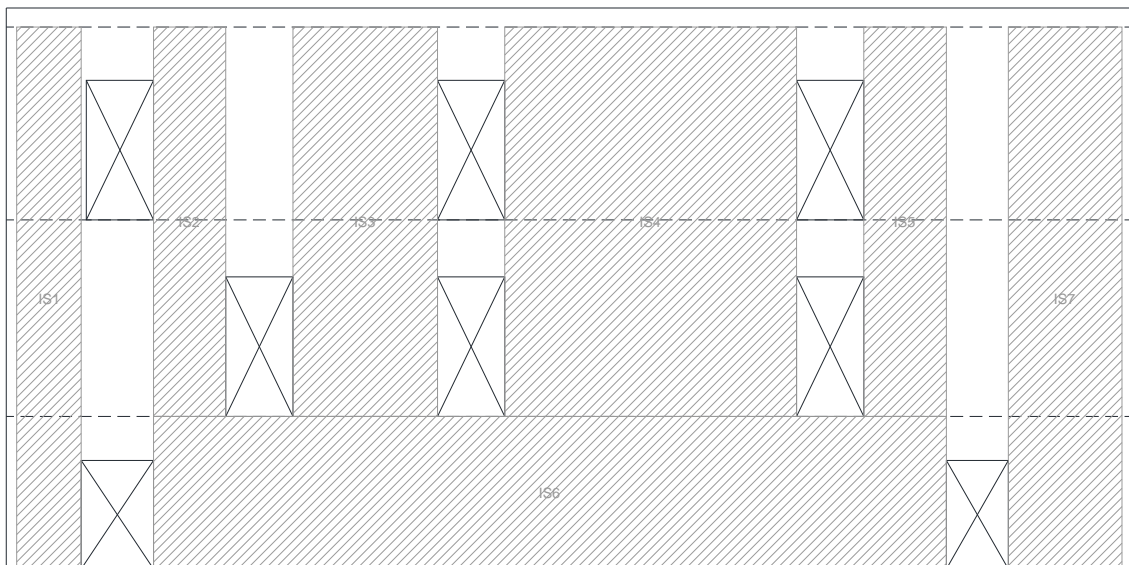


Figura 37 - Maschi parete interna Sud

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).

Si riporta di seguito la tabella che riassume le verifiche effettuate.

MASCHIO	PIANO	SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	$\lambda < 20$	$N_{TOT}$	$e_1 \leq t/3$	$e_2 \leq t/3$	m	$\phi$	m	$\phi_i$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO
E 1	PRIMO	A-A	5,93 m	0,41 m	3,73 m	9,10	121,44 kN	0,05 m	0,03 m	0,79	0,54	0,00	1,00	0,093 N/mm <sup>2</sup>	6,35	SI
E 1		B-B					303,30 kN	0,03 m	0,02 m	0,28	0,74			0,169 N/mm <sup>2</sup>	3,51	SI
E 1		C-C					459,42 kN	0,03 m	0,02 m	0,41	0,67			0,281 N/mm <sup>2</sup>	2,11	SI
E 2	PRIMO	A-A	0,36 m	0,41 m	3,23 m	7,88	28,67 kN	0,07 m	0,06 m	1,08	0,46	0,00	1,00	0,421 N/mm <sup>2</sup>	1,41	SI
E 2		B-B					29,94 kN	0,07 m	0,06 m	0,83	0,55			0,374 N/mm <sup>2</sup>	1,59	SI
E 2		C-C					46,07 kN	0,05 m	0,04 m	0,76	0,57			0,552 N/mm <sup>2</sup>	1,07	SI
E 3	TERRA	A-A	6,40 m	0,41 m	3,80 m	9,27	606,78 kN	0,03 m	0,02 m	0,43	0,66	0,06	0,97	0,362 N/mm <sup>2</sup>	1,64	SI
E 3		B-B					779,61 kN	0,03 m	0,01 m	0,21	0,77			0,398 N/mm <sup>2</sup>	1,49	SI
E 3		C-C					912,13 kN	0,03 m	0,01 m	0,38	0,68			0,524 N/mm <sup>2</sup>	1,13	SI
E 4	PRIMO	A-A	1,89 m	0,41 m	3,23 m	7,88	75,57 kN	0,07 m	0,04 m	1,07	0,47	0,00	1,00	0,208 N/mm <sup>2</sup>	2,85	SI
E 4		B-B					131,95 kN	0,05 m	0,03 m	0,43	0,69			0,247 N/mm <sup>2</sup>	2,40	SI
E 4		C-C					136,03 kN	0,05 m	0,03 m	0,70	0,59			0,298 N/mm <sup>2</sup>	1,99	SI
E 5	TERRA	A-A	2,00 m	0,41 m	3,80 m	9,27	177,98 kN	0,03 m	0,02 m	0,49	0,63	0,17	0,91	0,378 N/mm <sup>2</sup>	1,57	SI
E 5		B-B					282,25 kN	0,03 m	0,02 m	0,25	0,75			0,503 N/mm <sup>2</sup>	1,18	SI
E 5		C-C					295,48 kN	0,03 m	0,02 m	0,41	0,67			0,590 N/mm <sup>2</sup>	1,00	SI
E 6	PRIMO	A-A	0,45 m	0,41 m	3,23 m	7,88	11,95 kN	0,06 m	0,08 m	0,90	0,52	0,00	1,00	0,124 N/mm <sup>2</sup>	4,80	SI
E 6		B-B					35,60 kN	0,03 m	0,03 m	0,49	0,66			0,293 N/mm <sup>2</sup>	2,02	SI
E 6		C-C					22,53 kN	0,04 m	0,05 m	0,59	0,62			0,196 N/mm <sup>2</sup>	3,03	SI
E 6	TERRA	A-A	0,45 m	0,41 m	3,80 m	9,27	30,76 kN	0,04 m	0,05 m	0,52	0,62	0,00	1,00	0,270 N/mm <sup>2</sup>	2,20	SI
E 6		B-B					65,06 kN	0,03 m	0,03 m	0,39	0,68			0,519 N/mm <sup>2</sup>	1,14	SI
E 6		C-C					46,49 kN	0,03 m	0,03 m	0,44	0,65			0,385 N/mm <sup>2</sup>	1,54	SI
E 7	PRIMO	A-A	0,45 m	0,41 m	3,23 m	7,88	12,00 kN	0,06 m	0,08 m	0,90	0,52	0,00	1,00	0,124 N/mm <sup>2</sup>	4,78	SI
E 7		B-B					35,44 kN	0,03 m	0,03 m	0,49	0,66			0,292 N/mm <sup>2</sup>	2,03	SI
E 7		C-C					20,76 kN	0,04 m	0,05 m	0,62	0,61			0,183 N/mm <sup>2</sup>	3,23	SI
E 7	TERRA	A-A	0,45 m	0,41 m	3,80 m	9,27	28,83 kN	0,04 m	0,05 m	0,53	0,62	0,00	1,00	0,254 N/mm <sup>2</sup>	2,33	SI
E 7		B-B					62,63 kN	0,03 m	0,03 m	0,40	0,67			0,503 N/mm <sup>2</sup>	1,18	SI
E 7		C-C					44,81 kN	0,03 m	0,03 m	0,44	0,65			0,371 N/mm <sup>2</sup>	1,60	SI
E 8	PRIMO	A-A	1,44 m	0,41 m	3,23 m	7,88	36,09 kN	0,07 m	0,05 m	1,02	0,49	0,00	1,00	0,126 N/mm <sup>2</sup>	4,69	SI
E 8		B-B					64,33 kN	0,05 m	0,03 m	0,48	0,66			0,165 N/mm <sup>2</sup>	3,59	SI
E 8		C-C					83,83 kN	0,04 m	0,03 m	0,57	0,63			0,226 N/mm <sup>2</sup>	2,62	SI
E 8	TERRA	A-A	1,44 m	0,41 m	3,80 m	9,27	109,85 kN	0,03 m	0,02 m	0,49	0,63	0,00	1,00	0,297 N/mm <sup>2</sup>	2,00	SI
E 8		B-B					152,41 kN	0,03 m	0,02 m	0,30	0,73			0,357 N/mm <sup>2</sup>	1,66	SI
E 8		C-C					166,77 kN	0,03 m	0,02 m	0,42	0,66			0,426 N/mm <sup>2</sup>	1,39	SI
E 9	SOTTO	A-A	14,48 m	0,41 m	2,95 m	5,74	1712,03 kN	0,02 m	0,01 m	0,34	0,78	0,45	0,77	0,484 N/mm <sup>2</sup>	1,22	SI
E 9		B-B					1881,25 kN	0,02 m	0,01 m	0,21	0,85			0,489 N/mm <sup>2</sup>	1,21	SI
E 9		C-C					2009,14 kN	0,02 m	0,01 m	0,33	0,78			0,564 N/mm <sup>2</sup>	1,05	SI

MASCHIO	PIANO	SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	$\lambda < 20$	$N_{TOT}$	$e_1 \leq t/3$	$e_2 \leq t/3$	m	$\phi$	m	$\phi_1$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO
E 10	PRIMO	A-A	0,26 m	0,41 m	3,23 m	7,88	16,97 kN	0,07 m	0,03 m	0,98	0,50	0,00	1,00	0,325 N/mm <sup>2</sup>	1,82	SI
E 10		B-B					22,21 kN	0,06 m	0,03 m	0,40	0,70			0,302 N/mm <sup>2</sup>	1,96	SI
E 10		C-C					31,68 kN	0,04 m	0,02 m	0,64	0,61			0,499 N/mm <sup>2</sup>	1,19	SI
E 10	TERRA	A-A	0,26 m	0,41 m	3,80 m	9,27	40,75 kN	0,03 m	0,02 m	0,49	0,63	0,00	1,00	0,429 N/mm <sup>2</sup>	1,38	SI
E 10		B-B					58,29 kN	0,03 m	0,01 m	0,21	0,77			0,486 N/mm <sup>2</sup>	1,22	SI
E 10		C-C					74,95 kN	0,03 m	0,01 m	0,39	0,68			0,582 N/mm <sup>2</sup>	1,02	SI
E 11	SOTTO	A-A	0,89 m	0,41 m	2,95 m	7,20	78,50 kN	0,02 m	0,01 m	0,24	0,80	0,00	1,00	0,269 N/mm <sup>2</sup>	2,20	SI
E 11		B-B					125,63 kN	0,02 m	0,01 m	0,12	0,86			0,400 N/mm <sup>2</sup>	1,48	SI
E 11		C-C					150,21 kN	0,02 m	0,01 m	0,23	0,80			0,512 N/mm <sup>2</sup>	1,16	SI
E 12	PRIMO	A-A	1,96 m	0,41 m	3,23 m	7,88	127,25 kN	0,08 m	0,04 m	1,13	0,45	0,00	1,00	0,354 N/mm <sup>2</sup>	1,68	SI
E 12		B-B					149,81 kN	0,07 m	0,04 m	0,56	0,63			0,294 N/mm <sup>2</sup>	2,01	SI
E 12		C-C					158,67 kN	0,07 m	0,04 m	0,95	0,51			0,388 N/mm <sup>2</sup>	1,53	SI
E 12	TERRA	A-A	1,96 m	0,41 m	3,80 m	9,27	226,84 kN	0,04 m	0,02 m	0,56	0,61	0,00	1,00	0,466 N/mm <sup>2</sup>	1,27	SI
E 12		B-B					245,05 kN	0,04 m	0,02 m	0,32	0,72			0,426 N/mm <sup>2</sup>	1,39	SI
E 12		C-C					282,92 kN	0,03 m	0,02 m	0,51	0,62			0,567 N/mm <sup>2</sup>	1,05	SI
E 13	SOTTO	A-A	2,48 m	0,41 m	2,95 m	7,20	305,85 kN	0,02 m	0,01 m	0,28	0,78	0,56	0,72	0,536 N/mm <sup>2</sup>	1,11	SI
E 13		B-B					322,21 kN	0,02 m	0,01 m	0,14	0,85			0,517 N/mm <sup>2</sup>	1,15	SI
E 13		C-C					335,59 kN	0,02 m	0,01 m	0,27	0,78			0,585 N/mm <sup>2</sup>	1,01	SI
E 14	PRIMO	A-A	0,45 m	0,41 m	3,23 m	7,88	10,08 kN	0,06 m	0,09 m	0,84	0,54	0,00	1,00	0,100 N/mm <sup>2</sup>	5,90	SI
E 14		B-B					22,18 kN	0,03 m	0,05 m	0,67	0,60			0,201 N/mm <sup>2</sup>	2,95	SI
E 14		C-C					32,49 kN	0,03 m	0,03 m	0,42	0,69			0,254 N/mm <sup>2</sup>	2,33	SI
E 14	TERRA	A-A	0,45 m	0,41 m	3,80 m	9,27	39,08 kN	0,03 m	0,04 m	0,43	0,66	0,00	1,00	0,321 N/mm <sup>2</sup>	1,85	SI
E 14		B-B					46,25 kN	0,03 m	0,03 m	0,48	0,63			0,395 N/mm <sup>2</sup>	1,50	SI
E 14		C-C					48,55 kN	0,03 m	0,03 m	0,40	0,67			0,390 N/mm <sup>2</sup>	1,52	SI
E 14	SOTTO	A-A	0,45 m	0,41 m	2,95 m	7,20	55,60 kN	0,02 m	0,11 m	0,33	0,75	0,00	1,00	0,400 N/mm <sup>2</sup>	1,48	SI
E 14		B-B					78,15 kN	0,02 m	0,08 m	1,13	0,46			0,486 N/mm <sup>2</sup>	1,22	SI
E 14		C-C					92,66 kN	0,02 m	0,07 m	0,28	0,78			0,523 N/mm <sup>2</sup>	1,13	SI
E 15	PRIMO	A-A	2,54 m	0,41 m	3,23 m	7,88	56,73 kN	0,07 m	0,05 m	1,01	0,49	0,00	1,00	0,112 N/mm <sup>2</sup>	5,31	SI
E 15		B-B					101,50 kN	0,05 m	0,03 m	0,42	0,69			0,141 N/mm <sup>2</sup>	4,21	SI
E 15		C-C					151,00 kN	0,04 m	0,02 m	0,53	0,64			0,226 N/mm <sup>2</sup>	2,62	SI
E 15	TERRA	A-A	2,54 m	0,41 m	3,80 m	9,27	189,10 kN	0,03 m	0,02 m	0,45	0,65	0,00	1,00	0,280 N/mm <sup>2</sup>	2,12	SI
E 15		B-B					240,93 kN	0,03 m	0,02 m	0,26	0,75			0,311 N/mm <sup>2</sup>	1,91	SI
E 15		C-C					307,00 kN	0,03 m	0,02 m	0,39	0,68			0,434 N/mm <sup>2</sup>	1,36	SI
E 15	SOTTO	A-A	2,54 m	0,41 m	2,95 m	7,20	344,52 kN	0,02 m	0,03 m	0,31	0,76	0,00	1,00	0,434 N/mm <sup>2</sup>	1,36	SI
E 15		B-B					349,02 kN	0,02 m	0,03 m	0,37	0,73			0,458 N/mm <sup>2</sup>	1,29	SI
E 15		C-C					379,09 kN	0,02 m	0,02 m	0,30	0,77			0,475 N/mm <sup>2</sup>	1,25	SI
IN 1	PRIMO	A-A	0,45 m	0,27 m	3,23 m	11,96	23,24 kN	0,05 m	0,02 m	1,07	0,38	0,00	1,00	0,509 N/mm <sup>2</sup>	1,16	SI
IN 1		B-B					51,18 kN	0,03 m	0,02 m	0,34	0,63			0,564 N/mm <sup>2</sup>	1,05	SI
IN 1		C-C					72,01 kN	0,03 m	0,01 m	0,59	0,53			0,586 N/mm <sup>2</sup>	1,01	SI
IN 2	TERRA	A-A	1,25 m	0,27 m	3,80 m	14,07	129,85 kN	0,04 m	0,02 m	0,85	0,39	1,16	0,54	1,810 N/mm <sup>2</sup>	0,33	NO
IN 2		B-B					143,74 kN	0,04 m	0,02 m	0,40	0,55			1,435 N/mm <sup>2</sup>	0,41	NO
IN 2		C-C					144,40 kN	0,04 m	0,02 m	0,81	0,40			1,949 N/mm <sup>2</sup>	0,30	NO
IN 2	SOTTO	A-A	1,25 m	0,41 m	2,95 m	7,20	156,74 kN	0,08 m	0,04 m	1,17	0,45	0,00	1,00	0,682 N/mm <sup>2</sup>	0,87	NO
IN 2		B-B					172,04 kN	0,08 m	0,04 m	0,58	0,64			0,524 N/mm <sup>2</sup>	1,13	SI
IN 2		C-C					173,05 kN	0,08 m	0,04 m	1,16	0,45			0,747 N/mm <sup>2</sup>	0,79	NO



MASCHIO	PIANO	SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	$\lambda < 20$	$N_{Tot}$	$e_1 \leq t/3$	$e_2 \leq t/3$	m	$\phi$	m	$\phi$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO	
IN 3	PRIMO	A-A	2,10 m	0,27 m	3,23 m	11,96	125,30 kN	0,06 m	0,03 m	1,24	0,32	0,00	1,00	0,294 N/mm <sup>2</sup>	2,02	SI	SI
IN 3		B-B					114,81 kN	0,06 m	0,03 m	0,66	0,51			0,399 N/mm <sup>2</sup>	1,49	SI	
IN 3		C-C					118,99 kN	0,06 m	0,03 m	1,29	0,30			0,496 N/mm <sup>2</sup>	1,19	SI	
IN 3	TERRA	A-A	2,10 m	0,27 m	3,80 m	14,07	211,26 kN	0,04 m	0,02 m	0,84	0,40	0,00	1,00	0,942 N/mm <sup>2</sup>	0,63	NO	NO
IN 3		B-B					246,06 kN	0,04 m	0,02 m	0,39	0,55			0,786 N/mm <sup>2</sup>	0,75	NO	
IN 3		C-C					256,55 kN	0,03 m	0,02 m	0,77	0,42			1,083 N/mm <sup>2</sup>	0,55	NO	
IN 4	SOTTO	A-A	5,70 m	0,41 m	2,95 m	7,20	468,65 kN	0,08 m	0,04 m	1,18	0,45	0,00	1,00	0,598 N/mm <sup>2</sup>	0,99	NO	NO
IN 4		B-B					564,53 kN	0,08 m	0,04 m	0,55	0,65			0,625 N/mm <sup>2</sup>	0,95	NO	
IN 4		C-C					630,77 kN	0,07 m	0,04 m	1,07	0,48			0,770 N/mm <sup>2</sup>	0,77	NO	
IN 5	PRIMO	A-A	1,50 m	0,27 m	3,23 m	11,96	70,53 kN	0,06 m	0,03 m	1,23	0,32	0,00	1,00	0,541 N/mm <sup>2</sup>	1,09	SI	SI
IN 5		B-B					84,74 kN	0,05 m	0,02 m	0,54	0,55			0,383 N/mm <sup>2</sup>	1,55	SI	
IN 5		C-C					93,30 kN	0,05 m	0,02 m	1,01	0,40			0,582 N/mm <sup>2</sup>	1,02	SI	
IN 5	TERRA	A-A	1,50 m	0,27 m	3,80 m	14,07	124,93 kN	0,03 m	0,01 m	0,65	0,46	0,00	1,00	0,676 N/mm <sup>2</sup>	0,88	NO	NO
IN 5		B-B					182,66 kN	0,03 m	0,01 m	0,29	0,60			0,757 N/mm <sup>2</sup>	0,78	NO	
IN 5		C-C					153,64 kN	0,03 m	0,01 m	0,61	0,47			0,809 N/mm <sup>2</sup>	0,73	NO	
IN 6	SOTTO	A-A	2,30 m	0,41 m	2,95 m	7,20	288,07 kN	0,08 m	0,04 m	1,18	0,45	0,00	1,00	0,686 N/mm <sup>2</sup>	0,86	NO	NO
IN 6		B-B					272,50 kN	0,08 m	0,04 m	0,60	0,63			0,456 N/mm <sup>2</sup>	1,30	SI	
IN 6		C-C					271,67 kN	0,08 m	0,04 m	1,21	0,44			0,662 N/mm <sup>2</sup>	0,89	NO	
IN 7	PRIMO	A-A	1,85 m	0,27 m	3,23 m	11,96	60,14 kN	0,05 m	0,03 m	1,20	0,33	0,00	1,00	0,363 N/mm <sup>2</sup>	1,63	SI	SI
IN 7		B-B					81,52 kN	0,04 m	0,02 m	0,49	0,56			0,290 N/mm <sup>2</sup>	2,05	SI	
IN 7		C-C					93,64 kN	0,04 m	0,02 m	0,90	0,43			0,435 N/mm <sup>2</sup>	1,36	SI	
IN 7	TERRA	A-A	1,85 m	0,27 m	3,80 m	14,07	130,36 kN	0,03 m	0,02 m	0,68	0,45	0,00	1,00	0,584 N/mm <sup>2</sup>	1,01	SI	NO
IN 7		B-B					188,46 kN	0,03 m	0,01 m	0,30	0,59			0,638 N/mm <sup>2</sup>	0,93	NO	
IN 7		C-C					196,05 kN	0,03 m	0,01 m	0,59	0,48			0,826 N/mm <sup>2</sup>	0,72	NO	
IN 8	PRIMO	A-A	1,70 m	0,27 m	3,23 m	11,96	49,11 kN	0,05 m	0,03 m	1,17	0,34	0,00	1,00	0,313 N/mm <sup>2</sup>	1,89	SI	SI
IN 8		B-B					69,86 kN	0,04 m	0,02 m	0,47	0,57			0,266 N/mm <sup>2</sup>	2,23	SI	
IN 8		C-C					95,50 kN	0,04 m	0,02 m	0,78	0,47			0,443 N/mm <sup>2</sup>	1,34	SI	
IN 8	TERRA	A-A	1,70 m	0,27 m	3,80 m	14,07	149,80 kN	0,03 m	0,02 m	0,76	0,42	0,00	1,00	0,775 N/mm <sup>2</sup>	0,76	NO	NO
IN 8		B-B					187,25 kN	0,03 m	0,02 m	0,35	0,57			0,716 N/mm <sup>2</sup>	0,83	NO	
IN 8		C-C					217,01 kN	0,03 m	0,01 m	0,66	0,45			1,044 N/mm <sup>2</sup>	0,57	NO	
IN 9	SOTTO	A-A	4,95 m	0,41 m	2,95 m	7,20	623,26 kN	0,08 m	0,04 m	1,18	0,45	0,38	0,80	0,860 N/mm <sup>2</sup>	0,69	NO	NO
IN 9		B-B					712,88 kN	0,08 m	0,04 m	0,57	0,64			0,680 N/mm <sup>2</sup>	0,87	NO	
IN 9		C-C					772,77 kN	0,08 m	0,04 m	1,12	0,47			1,019 N/mm <sup>2</sup>	0,58	NO	
IN 10	PRIMO	A-A	0,50 m	0,27 m	3,23 m	11,96	13,30 kN	0,05 m	0,02 m	1,02	0,39	0,00	1,00	0,251 N/mm <sup>2</sup>	2,36	SI	SI
IN 10		B-B					28,22 kN	0,03 m	0,02 m	0,34	0,63			0,330 N/mm <sup>2</sup>	1,80	SI	
IN 10		C-C					32,96 kN	0,03 m	0,01 m	0,63	0,52			0,472 N/mm <sup>2</sup>	1,26	SI	
IN 10	TERRA	A-A	0,50 m	0,27 m	3,80 m	14,07	32,18 kN	0,02 m	0,01 m	0,48	0,51	0,00	1,00	0,465 N/mm <sup>2</sup>	1,27	SI	NO
IN 10		B-B					71,31 kN	0,02 m	0,01 m	0,22	0,63			0,844 N/mm <sup>2</sup>	0,70	NO	
IN 10		C-C					76,84 kN	0,02 m	0,01 m	0,44	0,53			1,073 N/mm <sup>2</sup>	0,55	NO	
IN 11	SOTTO	A-A	2,20 m	0,41 m	2,95 m	7,20	201,50 kN	0,08 m	0,04 m	1,18	0,45	0,69	0,68	0,735 N/mm <sup>2</sup>	0,81	NO	NO
IN 11		B-B					287,66 kN	0,07 m	0,04 m	0,51	0,66			0,704 N/mm <sup>2</sup>	0,84	NO	
IN 11		C-C					303,97 kN	0,07 m	0,03 m	1,01	0,50			0,982 N/mm <sup>2</sup>	0,60	NO	
IS 1	PRIMO	A-A	1,25 m	0,27 m	3,73 m	13,81	41,18 kN	0,06 m	0,03 m	1,24	0,28	0,00	1,00	0,443 N/mm <sup>2</sup>	1,34	SI	SI
IS 1		B-B					54,60 kN	0,05 m	0,02 m	0,52	0,50			0,321 N/mm <sup>2</sup>	1,85	SI	
IS 1		C-C					61,30 kN	0,04 m	0,02 m	0,97	0,36			0,504 N/mm <sup>2</sup>	1,18	SI	

MASCHIO	PIANO	SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	$\lambda < 20$	$N_{TOT}$	$e_1 \leq t/3$	$e_2 \leq t/3$	m	$\phi$	m	$\phi$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO
IS 1	TERRA	A-A	1,25 m	0,27 m	3,80 m	14,07	93,05 kN	0,03 m	0,02 m	0,74	0,43	0,00	1,00	0,645 N/mm <sup>2</sup>	0,92	NO
IS 1		B-B					117,36 kN	0,03 m	0,02 m	0,34	0,57			0,606 N/mm <sup>2</sup>	0,98	NO
IS 1		C-C					150,57 kN	0,03 m	0,01 m	0,62	0,47			0,958 N/mm <sup>2</sup>	0,62	NO
IS 1	SOTTO	A-A	1,25 m	0,41 m	2,95 m	7,20	192,62 kN	0,08 m	0,04 m	1,17	0,45	0,00	1,00	0,838 N/mm <sup>2</sup>	0,71	NO
IS 1		B-B					232,58 kN	0,08 m	0,04 m	0,57	0,64			0,705 N/mm <sup>2</sup>	0,84	NO
IS 1		C-C					210,95 kN	0,08 m	0,04 m	1,16	0,45			0,911 N/mm <sup>2</sup>	0,65	NO
IS 2	PRIMO	A-A	1,40 m	0,27 m	3,73 m	13,81	42,31 kN	0,05 m	0,03 m	1,20	0,29	0,00	1,00	0,389 N/mm <sup>2</sup>	1,53	SI
IS 2		B-B					68,90 kN	0,04 m	0,02 m	0,45	0,53			0,342 N/mm <sup>2</sup>	1,73	SI
IS 2		C-C					92,89 kN	0,03 m	0,02 m	0,77	0,42			0,579 N/mm <sup>2</sup>	1,02	SI
IS 2	TERRA	A-A	1,40 m	0,27 m	3,80 m	14,07	173,36 kN	0,04 m	0,02 m	0,87	0,39	0,00	1,00	1,189 N/mm <sup>2</sup>	0,50	NO
IS 2		B-B					195,67 kN	0,04 m	0,02 m	0,41	0,54			0,953 N/mm <sup>2</sup>	0,62	NO
IS 2		C-C					211,22 kN	0,04 m	0,02 m	0,79	0,41			1,358 N/mm <sup>2</sup>	0,44	NO
IS 3	PRIMO	A-A	2,80 m	0,27 m	3,73 m	13,81	106,64 kN	0,06 m	0,03 m	1,28	0,26	0,00	1,00	0,536 N/mm <sup>2</sup>	1,10	SI
IS 3		B-B					125,66 kN	0,05 m	0,03 m	0,57	0,49			0,340 N/mm <sup>2</sup>	1,74	SI
IS 3		C-C					148,13 kN	0,05 m	0,02 m	1,03	0,34			0,574 N/mm <sup>2</sup>	1,03	SI
IS 3	TERRA	A-A	2,80 m	0,27 m	3,80 m	14,07	320,09 kN	0,04 m	0,02 m	0,94	0,36	0,00	1,00	1,165 N/mm <sup>2</sup>	0,51	NO
IS 3		B-B					451,00 kN	0,04 m	0,02 m	0,40	0,55			1,089 N/mm <sup>2</sup>	0,54	NO
IS 3		C-C					558,60 kN	0,03 m	0,02 m	0,72	0,43			1,703 N/mm <sup>2</sup>	0,35	NO
IS 4	PRIMO	A-A	6,00 m	0,27 m	3,73 m	13,81	217,72 kN	0,06 m	0,03 m	1,29	0,26	0,00	1,00	0,517 N/mm <sup>2</sup>	1,15	SI
IS 4		B-B					299,26 kN	0,05 m	0,02 m	0,53	0,50			0,368 N/mm <sup>2</sup>	1,61	SI
IS 4		C-C					346,65 kN	0,04 m	0,02 m	0,96	0,36			0,588 N/mm <sup>2</sup>	1,01	SI
IS 4	TERRA	A-A	6,00 m	0,27 m	3,80 m	14,07	642,86 kN	0,04 m	0,02 m	0,87	0,39	0,00	1,00	1,029 N/mm <sup>2</sup>	0,58	NO
IS 4		B-B					806,55 kN	0,03 m	0,02 m	0,39	0,55			0,902 N/mm <sup>2</sup>	0,66	NO
IS 4		C-C					960,05 kN	0,03 m	0,02 m	0,72	0,43			1,366 N/mm <sup>2</sup>	0,43	NO
IS 5	PRIMO	A-A	1,50 m	0,27 m	3,73 m	13,81	54,42 kN	0,06 m	0,03 m	1,24	0,28	0,00	1,00	0,488 N/mm <sup>2</sup>	1,22	SI
IS 5		B-B					77,41 kN	0,04 m	0,02 m	0,50	0,51			0,374 N/mm <sup>2</sup>	1,58	SI
IS 5		C-C					89,78 kN	0,04 m	0,02 m	0,92	0,38			0,589 N/mm <sup>2</sup>	1,01	SI
IS 5	TERRA	A-A	1,50 m	0,27 m	3,80 m	14,07	157,79 kN	0,04 m	0,02 m	0,84	0,40	0,00	1,00	0,985 N/mm <sup>2</sup>	0,60	NO
IS 5		B-B					201,32 kN	0,03 m	0,02 m	0,37	0,56			0,887 N/mm <sup>2</sup>	0,67	NO
IS 5		C-C					222,71 kN	0,03 m	0,02 m	0,71	0,44			1,258 N/mm <sup>2</sup>	0,47	NO
IS 6	SOTTO	A-A	15,35 m	0,41 m	2,95 m	7,20	2650,91 kN	0,08 m	0,04 m	1,18	0,45	0,02	0,99	0,956 N/mm <sup>2</sup>	0,62	NO
IS 6		B-B					3012,30 kN	0,08 m	0,04 m	0,57	0,64			0,752 N/mm <sup>2</sup>	0,79	NO
IS 6		C-C					3236,63 kN	0,08 m	0,04 m	1,13	0,46			1,125 N/mm <sup>2</sup>	0,53	NO
IS 7	PRIMO	A-A	2,20 m	0,27 m	3,73 m	13,81	87,40 kN	0,06 m	0,03 m	1,29	0,26	0,00	1,00	0,566 N/mm <sup>2</sup>	1,05	SI
IS 7		B-B					104,20 kN	0,05 m	0,03 m	0,58	0,49			0,361 N/mm <sup>2</sup>	1,64	SI
IS 7		C-C					112,25 kN	0,05 m	0,02 m	1,10	0,32			0,591 N/mm <sup>2</sup>	1,00	SI
IS 7	TERRA	A-A	2,20 m	0,27 m	3,80 m	14,07	185,98 kN	0,04 m	0,02 m	0,80	0,41	0,00	1,00	0,767 N/mm <sup>2</sup>	0,77	NO
IS 7		B-B					211,59 kN	0,03 m	0,02 m	0,38	0,56			0,640 N/mm <sup>2</sup>	0,93	NO
IS 7		C-C					235,35 kN	0,03 m	0,02 m	0,72	0,43			0,913 N/mm <sup>2</sup>	0,65	NO
IS 7	SOTTO	A-A	2,20 m	0,41 m	2,95 m	7,20	337,66 kN	0,08 m	0,04 m	1,18	0,45	0,00	1,00	0,841 N/mm <sup>2</sup>	0,70	NO
IS 7		B-B					406,07 kN	0,08 m	0,04 m	0,56	0,65			0,696 N/mm <sup>2</sup>	0,85	NO
IS 7		C-C					407,33 kN	0,08 m	0,04 m	1,13	0,46			0,977 N/mm <sup>2</sup>	0,61	NO
N 1	PRIMO	A-A	0,58 m	0,41 m	3,23 m	7,88	13,39 kN	0,06 m	0,08 m	0,84	0,54	0,00	1,00	0,104 N/mm <sup>2</sup>	5,67	SI
N 1		B-B					19,30 kN	0,04 m	0,05 m	0,80	0,56			0,147 N/mm <sup>2</sup>	4,03	SI
N 1		C-C					33,45 kN	0,03 m	0,04 m	0,48	0,66			0,214 N/mm <sup>2</sup>	2,77	SI

MASCHIO	PIANO	SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	$\lambda < 20$	$N_{TOT}$	$e_1 \leq t/3$	$e_2 \leq t/3$	m	$\phi$	m	$\phi$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO
N 1	TERRA	A-A	0,58 m	0,41 m	3,80 m	9,27	42,34 kN	0,03 m	0,04 m	0,46	0,64	0,00	1,00	0,279 N/mm <sup>2</sup>	2,13	SI
N 1		B-B					41,39 kN	0,03 m	0,04 m	0,54	0,61			0,287 N/mm <sup>2</sup>	2,06	SI
N 1		C-C					57,86 kN	0,03 m	0,03 m	0,41	0,67			0,366 N/mm <sup>2</sup>	1,62	SI
N 1	SOTTO	A-A	0,58 m	0,41 m	2,95 m	7,20	79,63 kN	0,03 m	0,08 m	0,48	0,68	0,00	1,00	0,499 N/mm <sup>2</sup>	1,19	SI
N 1		B-B					63,13 kN	0,04 m	0,10 m	1,49	0,34			0,518 N/mm <sup>2</sup>	1,13	SI
N 1		C-C					82,80 kN	0,03 m	0,08 m	0,47	0,68			0,515 N/mm <sup>2</sup>	1,15	SI
N 2	PRIMO	A-A	5,08 m	0,41 m	3,23 m	7,88	135,04 kN	0,06 m	0,03 m	0,83	0,55	0,00	1,00	0,119 N/mm <sup>2</sup>	4,99	SI
N 2		B-B					207,01 kN	0,04 m	0,02 m	0,35	0,73			0,137 N/mm <sup>2</sup>	4,34	SI
N 2		C-C					273,84 kN	0,04 m	0,02 m	0,53	0,64			0,205 N/mm <sup>2</sup>	2,89	SI
N 2	TERRA	A-A	5,08 m	0,41 m	3,80 m	9,27	357,11 kN	0,03 m	0,02 m	0,48	0,63	0,00	1,00	0,270 N/mm <sup>2</sup>	2,19	SI
N 2		B-B					447,89 kN	0,03 m	0,02 m	0,25	0,75			0,287 N/mm <sup>2</sup>	2,07	SI
N 2		C-C					535,66 kN	0,03 m	0,02 m	0,42	0,66			0,387 N/mm <sup>2</sup>	1,53	SI
N 2	SOTTO	A-A	5,08 m	0,41 m	2,95 m	7,20	628,52 kN	0,02 m	0,02 m	0,35	0,74	0,00	1,00	0,407 N/mm <sup>2</sup>	1,46	SI
N 2		B-B					675,25 kN	0,02 m	0,02 m	0,28	0,78			0,417 N/mm <sup>2</sup>	1,42	SI
N 2		C-C					727,24 kN	0,02 m	0,02 m	0,33	0,75			0,464 N/mm <sup>2</sup>	1,28	SI
N 3	PRIMO	A-A	2,08 m	0,41 m	3,23 m	7,88	55,85 kN	0,06 m	0,04 m	0,87	0,53	0,00	1,00	0,123 N/mm <sup>2</sup>	4,82	SI
N 3		B-B					91,55 kN	0,04 m	0,03 m	0,41	0,70			0,154 N/mm <sup>2</sup>	3,84	SI
N 3		C-C					114,32 kN	0,04 m	0,02 m	0,55	0,64			0,211 N/mm <sup>2</sup>	2,81	SI
N 3	TERRA	A-A	2,08 m	0,41 m	3,80 m	9,27	171,06 kN	0,04 m	0,03 m	0,59	0,60	0,00	1,00	0,337 N/mm <sup>2</sup>	1,76	SI
N 3		B-B					213,03 kN	0,04 m	0,02 m	0,32	0,72			0,350 N/mm <sup>2</sup>	1,69	SI
N 3		C-C					223,68 kN	0,04 m	0,02 m	0,51	0,62			0,423 N/mm <sup>2</sup>	1,40	SI
N 4	PRIMO	A-A	0,85 m	0,41 m	3,23 m	7,88	25,07 kN	0,03 m	0,04 m	0,49	0,66	0,00	1,00	0,109 N/mm <sup>2</sup>	5,42	SI
N 4		B-B					49,93 kN	0,02 m	0,03 m	0,37	0,72			0,199 N/mm <sup>2</sup>	2,97	SI
N 4		C-C					36,25 kN	0,03 m	0,03 m	0,41	0,70			0,149 N/mm <sup>2</sup>	3,98	SI
N 4	TERRA	A-A	0,85 m	0,41 m	3,80 m	9,27	62,38 kN	0,05 m	0,04 m	0,67	0,57	0,00	1,00	0,314 N/mm <sup>2</sup>	1,89	SI
N 4		B-B					103,46 kN	0,04 m	0,03 m	0,38	0,68			0,433 N/mm <sup>2</sup>	1,37	SI
N 4		C-C					85,16 kN	0,04 m	0,03 m	0,57	0,60			0,406 N/mm <sup>2</sup>	1,46	SI
N 5	SOTTO	A-A	0,85 m	0,41 m	3,23 m	7,88	24,58 kN	0,05 m	0,05 m	0,67	0,60	0,00	1,00	0,118 N/mm <sup>2</sup>	5,03	SI
N 5		B-B					41,50 kN	0,03 m	0,03 m	0,47	0,67			0,178 N/mm <sup>2</sup>	3,32	SI
N 5		C-C					39,77 kN	0,03 m	0,03 m	0,51	0,65			0,176 N/mm <sup>2</sup>	3,37	SI
N 5	TERRA	A-A	0,85 m	0,41 m	3,80 m	9,27	64,67 kN	0,04 m	0,04 m	0,64	0,58	0,00	1,00	0,320 N/mm <sup>2</sup>	1,85	SI
N 5		B-B					91,44 kN	0,04 m	0,03 m	0,41	0,67			0,392 N/mm <sup>2</sup>	1,51	SI
N 5		C-C					86,35 kN	0,04 m	0,03 m	0,55	0,61			0,407 N/mm <sup>2</sup>	1,46	SI
N 6	SOTTO	A-A	5,08 m	0,41 m	2,95 m	7,20	605,57 kN	0,04 m	0,03 m	0,62	0,63	0,31	0,84	0,534 N/mm <sup>2</sup>	1,11	SI
N 6		B-B					644,89 kN	0,04 m	0,03 m	0,41	0,71			0,508 N/mm <sup>2</sup>	1,17	SI
N 6		C-C					684,35 kN	0,04 m	0,03 m	0,58	0,64			0,592 N/mm <sup>2</sup>	1,00	SI
N 7	PRIMO	A-A	0,58 m	0,41 m	3,23 m	7,88	13,68 kN	0,06 m	0,07 m	0,85	0,54	0,00	1,00	0,107 N/mm <sup>2</sup>	5,52	SI
N 7		B-B					18,39 kN	0,05 m	0,06 m	0,84	0,54			0,143 N/mm <sup>2</sup>	4,13	SI
N 7		C-C					35,73 kN	0,03 m	0,03 m	0,47	0,67			0,227 N/mm <sup>2</sup>	2,61	SI
N 7	TERRA	A-A	0,58 m	0,41 m	3,80 m	9,27	49,57 kN	0,04 m	0,04 m	0,54	0,61	0,00	1,00	0,344 N/mm <sup>2</sup>	1,72	SI
N 7		B-B					49,11 kN	0,04 m	0,04 m	0,53	0,62			0,339 N/mm <sup>2</sup>	1,75	SI
N 7		C-C					64,19 kN	0,03 m	0,03 m	0,48	0,63			0,429 N/mm <sup>2</sup>	1,38	SI
N 7	SOTTO	A-A	0,58 m	0,41 m	2,95 m	7,20	91,83 kN	0,03 m	0,07 m	0,51	0,66	0,00	1,00	0,588 N/mm <sup>2</sup>	1,01	SI
N 7		B-B					70,84 kN	0,04 m	0,09 m	1,38	0,38			0,516 N/mm <sup>2</sup>	1,02	SI
N 7		C-C					89,97 kN	0,03 m	0,08 m	0,51	0,66			0,576 N/mm <sup>2</sup>	1,03	SI

MASCHIO	PIANO	SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	$\lambda < 20$	$N_{TOT}$	$e_1 \leq t/3$	$e_2 \leq t/3$	m	$\phi$	m	$\phi_1$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO	
O 1	PRIMO	A-A	1,71 m	0,41 m	3,23 m	7,88	44,51 kN	0,07 m	0,05 m	1,02	0,49	0,00	1,00	0,131 N/mm <sup>2</sup>	4,52	SI	SI
O 1		B-B					76,65 kN	0,05 m	0,03 m	0,47	0,67			0,164 N/mm <sup>2</sup>	3,61	SI	
O 1		C-C					94,67 kN	0,04 m	0,03 m	0,61	0,62			0,219 N/mm <sup>2</sup>	2,70	SI	
O 2	PRIMO	A-A	0,75 m	0,41 m	3,23 m	7,88	51,04 kN	0,07 m	0,05 m	1,08	0,46	0,00	1,00	0,357 N/mm <sup>2</sup>	1,66	SI	SI
O 2		B-B					61,84 kN	0,06 m	0,04 m	0,62	0,61			0,328 N/mm <sup>2</sup>	1,81	SI	
O 2		C-C					42,05 kN	0,09 m	0,06 m	1,26	0,40			0,339 N/mm <sup>2</sup>	1,75	SI	
O 3	PRIMO	A-A	0,43 m	0,41 m	3,23 m	7,88	31,18 kN	0,07 m	0,05 m	0,96	0,51	0,00	1,00	0,350 N/mm <sup>2</sup>	1,69	SI	SI
O 3		B-B					59,18 kN	0,04 m	0,03 m	0,46	0,67			0,499 N/mm <sup>2</sup>	1,19	SI	
O 3		C-C					42,98 kN	0,05 m	0,04 m	0,76	0,57			0,428 N/mm <sup>2</sup>	1,38	SI	
O 4	TERRA	A-A	5,97 m	0,41 m	3,80 m	9,27	371,55 kN	0,05 m	0,03 m	0,76	0,54	0,44	0,77	0,364 N/mm <sup>2</sup>	1,63	SI	SI
O 4		B-B					562,86 kN	0,04 m	0,02 m	0,32	0,72			0,417 N/mm <sup>2</sup>	1,42	SI	
O 4		C-C					683,61 kN	0,04 m	0,02 m	0,54	0,61			0,592 N/mm <sup>2</sup>	1,00	SI	
O 5	PRIMO	A-A	5,86 m	0,41 m	3,73 m	9,10	142,68 kN	0,06 m	0,03 m	0,83	0,52	0,00	1,00	0,114 N/mm <sup>2</sup>	5,21	SI	SI
O 5		B-B					325,37 kN	0,04 m	0,02 m	0,30	0,73			0,186 N/mm <sup>2</sup>	3,19	SI	
O 5		C-C					488,98 kN	0,03 m	0,02 m	0,44	0,66			0,309 N/mm <sup>2</sup>	1,92	SI	
O 5	TERRA	A-A	5,86 m	0,41 m	3,80 m	9,27	568,24 kN	0,03 m	0,02 m	0,40	0,67	0,00	1,00	0,350 N/mm <sup>2</sup>	1,69	SI	SI
O 5		B-B					736,19 kN	0,03 m	0,01 m	0,20	0,78			0,395 N/mm <sup>2</sup>	1,50	SI	
O 5		C-C					849,89 kN	0,02 m	0,01 m	0,36	0,70			0,509 N/mm <sup>2</sup>	1,16	SI	
O 6	SOTTO	A-A	14,48 m	0,41 m	2,95 m	7,20	1753,32 kN	0,02 m	0,01 m	0,33	0,75	0,21	0,89	0,440 N/mm <sup>2</sup>	1,35	SI	SI
O 6		B-B					1965,21 kN	0,02 m	0,01 m	0,20	0,82			0,454 N/mm <sup>2</sup>	1,31	SI	
O 6		C-C					2201,52 kN	0,02 m	0,01 m	0,30	0,77			0,542 N/mm <sup>2</sup>	1,09	SI	
O 7	PRIMO	A-A	1,44 m	0,41 m	3,23 m	7,88	36,91 kN	0,07 m	0,05 m	1,03	0,48	0,00	1,00	0,130 N/mm <sup>2</sup>	4,55	SI	SI
O 7		B-B					70,61 kN	0,04 m	0,03 m	0,45	0,68			0,177 N/mm <sup>2</sup>	3,35	SI	
O 7		C-C					89,07 kN	0,04 m	0,03 m	0,56	0,63			0,239 N/mm <sup>2</sup>	2,48	SI	
O 7	TERRA	A-A	1,44 m	0,41 m	3,80 m	9,27	110,80 kN	0,03 m	0,02 m	0,45	0,65	0,00	1,00	0,290 N/mm <sup>2</sup>	2,04	SI	SI
O 7		B-B					150,77 kN	0,03 m	0,02 m	0,29	0,73			0,351 N/mm <sup>2</sup>	1,69	SI	
O 7		C-C					163,52 kN	0,03 m	0,02 m	0,39	0,68			0,409 N/mm <sup>2</sup>	1,45	SI	
O 8	PRIMO	A-A	0,45 m	0,41 m	3,23 m	7,88	12,17 kN	0,06 m	0,08 m	0,91	0,52	0,00	1,00	0,127 N/mm <sup>2</sup>	4,68	SI	SI
O 8		B-B					36,01 kN	0,03 m	0,03 m	0,49	0,66			0,297 N/mm <sup>2</sup>	2,00	SI	
O 8		C-C					20,71 kN	0,04 m	0,05 m	0,63	0,61			0,184 N/mm <sup>2</sup>	3,22	SI	
O 8	TERRA	A-A	0,45 m	0,41 m	3,80 m	9,27	26,99 kN	0,03 m	0,05 m	0,48	0,63	0,00	1,00	0,231 N/mm <sup>2</sup>	2,57	SI	SI
O 8		B-B					58,88 kN	0,03 m	0,03 m	0,40	0,67			0,473 N/mm <sup>2</sup>	1,25	SI	
O 8		C-C					43,14 kN	0,03 m	0,03 m	0,40	0,67			0,346 N/mm <sup>2</sup>	1,71	SI	
O 9	SOTTO	A-A	2,54 m	0,41 m	2,95 m	7,20	280,83 kN	0,04 m	0,04 m	0,57	0,64	0,52	0,73	0,536 N/mm <sup>2</sup>	1,11	SI	SI
O 9		B-B					295,30 kN	0,04 m	0,03 m	0,50	0,67			0,577 N/mm <sup>2</sup>	1,03	SI	
O 9		C-C					312,72 kN	0,04 m	0,03 m	0,53	0,66			0,588 N/mm <sup>2</sup>	1,01	SI	
O 10	PRIMO	A-A	0,45 m	0,41 m	3,23 m	7,88	12,34 kN	0,06 m	0,08 m	0,91	0,52	0,00	1,00	0,128 N/mm <sup>2</sup>	4,62	SI	SI
O 10		B-B					36,87 kN	0,03 m	0,03 m	0,48	0,66			0,302 N/mm <sup>2</sup>	1,96	SI	
O 10		C-C					21,89 kN	0,04 m	0,05 m	0,62	0,61			0,193 N/mm <sup>2</sup>	3,07	SI	
O 10	TERRA	A-A	0,45 m	0,41 m	3,80 m	9,27	28,05 kN	0,03 m	0,05 m	0,47	0,64	0,00	1,00	0,238 N/mm <sup>2</sup>	2,49	SI	SI
O 10		B-B					59,78 kN	0,03 m	0,03 m	0,40	0,67			0,480 N/mm <sup>2</sup>	1,23	SI	
O 10		C-C					39,95 kN	0,03 m	0,04 m	0,41	0,67			0,323 N/mm <sup>2</sup>	1,83	SI	
O 10	SOTTO	A-A	0,45 m	0,41 m	2,95 m	7,20	80,04 kN	0,05 m	0,09 m	0,71	0,60	0,00	1,00	0,524 N/mm <sup>2</sup>	1,05	SI	SI
O 10		B-B					52,98 kN	0,07 m	0,13 m	1,93	0,24			0,576 N/mm <sup>2</sup>	1,03	SI	
O 10		C-C					57,90 kN	0,06 m	0,12 m	0,89	0,54			0,580 N/mm <sup>2</sup>	1,02	SI	

MASCHIO	PIANO	SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	$\lambda < 20$	$N_{Tot}$	$e_1 \leq t/3$	$e_2 \leq t/3$	m	$\phi$	m	$\phi$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO	
O 11	PRIMO	A-A	1,58 m	0,41 m	3,23 m	7,88	50,25 kN	0,07 m	0,05 m	1,07	0,47	0,00	1,00	0,166 N/mm <sup>2</sup>	3,57	SI	SI
O 11		B-B					104,89 kN	0,04 m	0,03 m	0,41	0,70			0,233 N/mm <sup>2</sup>	2,55	SI	
O 11		C-C					113,23 kN	0,04 m	0,03 m	0,61	0,62			0,284 N/mm <sup>2</sup>	2,09	SI	
O 11	TERRA	A-A	1,58 m	0,41 m	3,80 m	9,27	140,14 kN	0,03 m	0,02 m	0,45	0,65	0,00	1,00	0,334 N/mm <sup>2</sup>	1,77	SI	SI
O 11		B-B					215,82 kN	0,03 m	0,02 m	0,25	0,75			0,445 N/mm <sup>2</sup>	1,33	SI	
O 11		C-C					213,43 kN	0,03 m	0,02 m	0,39	0,68			0,486 N/mm <sup>2</sup>	1,22	SI	
O 11	SOTTO	A-A	1,58 m	0,41 m	2,95 m	7,20	226,69 kN	0,02 m	0,03 m	0,26	0,79	0,00	1,00	0,445 N/mm <sup>2</sup>	1,33	SI	SI
O 11		B-B					217,62 kN	0,02 m	0,03 m	0,48	0,68			0,498 N/mm <sup>2</sup>	1,19	SI	
O 11		C-C					221,56 kN	0,02 m	0,03 m	0,26	0,79			0,435 N/mm <sup>2</sup>	1,36	SI	
S 1	PRIMO	A-A	1,20 m	0,41 m	3,73 m	9,10	76,59 kN	0,08 m	0,05 m	1,14	0,42	0,00	1,00	0,372 N/mm <sup>2</sup>	1,59	SI	SI
S 1		B-B					66,31 kN	0,09 m	0,06 m	0,82	0,53			0,256 N/mm <sup>2</sup>	2,31	SI	
S 1		C-C					87,61 kN	0,07 m	0,04 m	1,03	0,46			0,389 N/mm <sup>2</sup>	1,52	SI	
S 1	TERRA	A-A	1,20 m	0,41 m	3,80 m	9,27	138,18 kN	0,04 m	0,03 m	0,63	0,58	0,00	1,00	0,482 N/mm <sup>2</sup>	1,23	SI	SI
S 1		B-B					182,21 kN	0,04 m	0,02 m	0,34	0,71			0,525 N/mm <sup>2</sup>	1,13	SI	
S 1		C-C					165,67 kN	0,04 m	0,02 m	0,57	0,60			0,559 N/mm <sup>2</sup>	1,06	SI	
S 2	PRIMO	A-A	1,40 m	0,41 m	3,73 m	9,10	111,59 kN	0,08 m	0,05 m	1,14	0,42	0,00	1,00	0,464 N/mm <sup>2</sup>	1,28	SI	SI
S 2		B-B					135,26 kN	0,07 m	0,04 m	0,59	0,60			0,393 N/mm <sup>2</sup>	1,51	SI	
S 2		C-C					148,87 kN	0,06 m	0,04 m	0,92	0,49			0,525 N/mm <sup>2</sup>	1,13	SI	
S 2	TERRA	A-A	1,40 m	0,41 m	3,80 m	9,27	223,91 kN	0,04 m	0,02 m	0,60	0,59	0,00	1,00	0,658 N/mm <sup>2</sup>	0,90	NO	NO
S 2		B-B					293,70 kN	0,04 m	0,02 m	0,31	0,72			0,710 N/mm <sup>2</sup>	0,83	NO	
S 2		C-C					243,07 kN	0,04 m	0,02 m	0,58	0,60			0,707 N/mm <sup>2</sup>	0,84	NO	
S 3	SOTTO	A-A	4,60 m	0,53 m	2,95 m	5,57	740,78 kN	0,09 m	0,05 m	1,07	0,52	0,35	0,82	0,720 N/mm <sup>2</sup>	0,82	NO	NO
S 3		B-B					854,24 kN	0,09 m	0,04 m	0,50	0,70			0,613 N/mm <sup>2</sup>	0,97	NO	
S 3		C-C					942,93 kN	0,08 m	0,04 m	0,93	0,56			0,843 N/mm <sup>2</sup>	0,70	NO	
S 4	PRIMO	A-A	1,40 m	0,41 m	3,73 m	9,10	105,01 kN	0,08 m	0,05 m	1,13	0,42	0,00	1,00	0,433 N/mm <sup>2</sup>	1,37	SI	SI
S 4		B-B					105,69 kN	0,08 m	0,05 m	0,68	0,57			0,323 N/mm <sup>2</sup>	1,84	SI	
S 4		C-C					124,07 kN	0,07 m	0,04 m	1,00	0,47			0,462 N/mm <sup>2</sup>	1,28	SI	
S 4	TERRA	A-A	1,40 m	0,41 m	3,80 m	9,27	201,37 kN	0,04 m	0,03 m	0,65	0,58	0,00	1,00	0,608 N/mm <sup>2</sup>	0,97	NO	NO
S 4		B-B					282,50 kN	0,04 m	0,02 m	0,32	0,72			0,688 N/mm <sup>2</sup>	0,86	NO	
S 4		C-C					304,33 kN	0,04 m	0,02 m	0,52	0,62			0,858 N/mm <sup>2</sup>	0,69	NO	
S 4	SOTTO	A-A	1,40 m	0,53 m	2,95 m	5,57	381,49 kN	0,08 m	0,04 m	0,95	0,55	0,00	1,00	0,927 N/mm <sup>2</sup>	0,64	NO	NO
S 4		B-B					480,16 kN	0,08 m	0,04 m	0,47	0,71			0,906 N/mm <sup>2</sup>	0,65	NO	
S 4		C-C					517,33 kN	0,08 m	0,04 m	0,90	0,57			1,222 N/mm <sup>2</sup>	0,48	NO	
S 5	PRIMO	A-A	1,40 m	0,41 m	3,73 m	9,10	111,19 kN	0,08 m	0,05 m	1,14	0,42	0,00	1,00	0,463 N/mm <sup>2</sup>	1,28	SI	SI
S 5		B-B					134,87 kN	0,07 m	0,04 m	0,59	0,60			0,392 N/mm <sup>2</sup>	1,51	SI	
S 5		C-C					155,72 kN	0,06 m	0,04 m	0,89	0,50			0,539 N/mm <sup>2</sup>	1,10	SI	
S 5	TERRA	A-A	1,40 m	0,41 m	3,80 m	9,27	237,65 kN	0,04 m	0,02 m	0,61	0,59	0,00	1,00	0,702 N/mm <sup>2</sup>	0,84	NO	NO
S 5		B-B					300,65 kN	0,04 m	0,02 m	0,31	0,72			0,727 N/mm <sup>2</sup>	0,81	NO	
S 5		C-C					289,74 kN	0,04 m	0,02 m	0,55	0,61			0,829 N/mm <sup>2</sup>	0,71	NO	
S 5	SOTTO	A-A	1,40 m	0,53 m	2,95 m	5,57	385,42 kN	0,09 m	0,04 m	0,97	0,55	0,00	1,00	0,948 N/mm <sup>2</sup>	0,63	NO	NO
S 5		B-B					477,85 kN	0,08 m	0,04 m	0,47	0,71			0,902 N/mm <sup>2</sup>	0,66	NO	
S 5		C-C					502,15 kN	0,08 m	0,04 m	0,91	0,57			1,193 N/mm <sup>2</sup>	0,50	NO	
S 6	PRIMO	A-A	1,40 m	0,41 m	3,73 m	9,10	104,25 kN	0,08 m	0,05 m	1,13	0,42	0,00	1,00	0,430 N/mm <sup>2</sup>	1,38	SI	SI
S 6		B-B					105,54 kN	0,08 m	0,05 m	0,68	0,57			0,322 N/mm <sup>2</sup>	1,84	SI	
S 6		C-C					121,55 kN	0,07 m	0,04 m	1,01	0,46			0,456 N/mm <sup>2</sup>	1,30	SI	

MASCHIO	PIANO	SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	$\lambda < 20$	$N_{Tot}$	$e_1 \leq t/3$	$e_2 \leq t/3$	m	$\phi$	m	$\phi$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO	
S 6	TERRA	A-A	1,40 m	0,41 m	3,80 m	9,27	196,89 kN	0,04 m	0,03 m	0,65	0,58	0,00	1,00	0,595 N/mm <sup>2</sup>	1,00	NO	NO
S 6		B-B					274,37 kN	0,04 m	0,02 m	0,32	0,72			0,668 N/mm <sup>2</sup>	0,89	NO	
S 6		C-C					291,91 kN	0,04 m	0,02 m	0,53	0,62			0,827 N/mm <sup>2</sup>	0,72	NO	
S 6	SOTTO	A-A	1,40 m	0,53 m	2,95 m	5,57	418,11 kN	0,09 m	0,04 m	0,98	0,55	0,00	1,00	1,034 N/mm <sup>2</sup>	0,57	NO	NO
S 6		B-B					512,54 kN	0,08 m	0,04 m	0,47	0,71			0,967 N/mm <sup>2</sup>	0,61	NO	
S 6		C-C					548,42 kN	0,08 m	0,04 m	0,91	0,57			1,303 N/mm <sup>2</sup>	0,45	NO	
S 7	PRIMO	A-A	1,40 m	0,41 m	3,73 m	9,10	111,64 kN	0,08 m	0,05 m	1,14	0,42	0,00	1,00	0,465 N/mm <sup>2</sup>	1,28	SI	SI
S 7		B-B					135,31 kN	0,07 m	0,04 m	0,59	0,60			0,393 N/mm <sup>2</sup>	1,51	SI	
S 7		C-C					149,73 kN	0,06 m	0,04 m	0,92	0,49			0,528 N/mm <sup>2</sup>	1,12	SI	
S 7	TERRA	A-A	1,40 m	0,41 m	3,80 m	9,27	225,46 kN	0,04 m	0,02 m	0,60	0,59	0,00	1,00	0,663 N/mm <sup>2</sup>	0,89	NO	NO
S 7		B-B					294,81 kN	0,04 m	0,02 m	0,31	0,72			0,713 N/mm <sup>2</sup>	0,83	NO	
S 7		C-C					247,83 kN	0,04 m	0,02 m	0,57	0,60			0,717 N/mm <sup>2</sup>	0,83	NO	
S 8	PRIMO	A-A	1,20 m	0,41 m	3,73 m	9,10	75,84 kN	0,08 m	0,05 m	1,14	0,42	0,00	1,00	0,368 N/mm <sup>2</sup>	1,61	SI	SI
S 8		B-B					67,07 kN	0,09 m	0,06 m	0,81	0,53			0,258 N/mm <sup>2</sup>	2,30	SI	
S 8		C-C					89,20 kN	0,07 m	0,04 m	1,01	0,46			0,390 N/mm <sup>2</sup>	1,52	SI	
S 8	TERRA	A-A	1,20 m	0,41 m	3,80 m	9,27	140,42 kN	0,04 m	0,03 m	0,63	0,58	0,00	1,00	0,490 N/mm <sup>2</sup>	1,21	SI	SI
S 8		B-B					179,27 kN	0,04 m	0,02 m	0,35	0,70			0,520 N/mm <sup>2</sup>	1,14	SI	
S 8		C-C					161,75 kN	0,04 m	0,03 m	0,58	0,60			0,549 N/mm <sup>2</sup>	1,08	SI	
S 9	SOTTO	A-A	4,60 m	0,53 m	2,95 m	5,57	743,95 kN	0,09 m	0,05 m	1,01	0,54	0,39	0,80	0,715 N/mm <sup>2</sup>	0,83	NO	NO
S 9		B-B					857,66 kN	0,08 m	0,04 m	0,49	0,70			0,627 N/mm <sup>2</sup>	0,95	NO	
S 9		C-C					944,14 kN	0,08 m	0,04 m	0,92	0,56			0,861 N/mm <sup>2</sup>	0,69	NO	
VS 1	SOTTO	A-A	3,70 m	0,27 m	2,95 m	10,93	131,53 kN	0,04 m	0,02 m	0,96	0,44	0,00	1,00	0,300 N/mm <sup>2</sup>	1,97	SI	SI
VS 1		B-B					179,99 kN	0,04 m	0,02 m	0,39	0,64			0,282 N/mm <sup>2</sup>	2,10	SI	
VS 1		C-C					212,71 kN	0,03 m	0,02 m	0,72	0,52			0,413 N/mm <sup>2</sup>	1,43	SI	
VS 2	SOTTO	A-A	0,45 m	0,27 m	2,95 m	10,93	25,89 kN	0,04 m	0,02 m	0,91	0,45	0,00	1,00	0,469 N/mm <sup>2</sup>	1,26	SI	SI
VS 2		B-B					30,64 kN	0,04 m	0,02 m	0,41	0,63			0,401 N/mm <sup>2</sup>	1,48	SI	
VS 2		C-C					35,12 kN	0,03 m	0,02 m	0,76	0,50			0,575 N/mm <sup>2</sup>	1,03	SI	

Riportiamo di seguito le piante che indicano quali maschi soddisfano questa verifica e quali, invece, avranno bisogno di un intervento che porti al superamento di questa.

Come si vede di seguito i maggiori problemi si hanno al piano terra, dove le pareti interne risultano interamente non verificate. Altri problemi li abbiamo poi nella parete a sud che risulta non verificata al piano seminterrato e al piano terra. Per quanto riguarda, invece, le pareti ad est e ovest non ci sono particolari problemi se non in alcuni maschi tra le aperture, che presentano dimensioni ridotte rispetto al peso che devono portare.

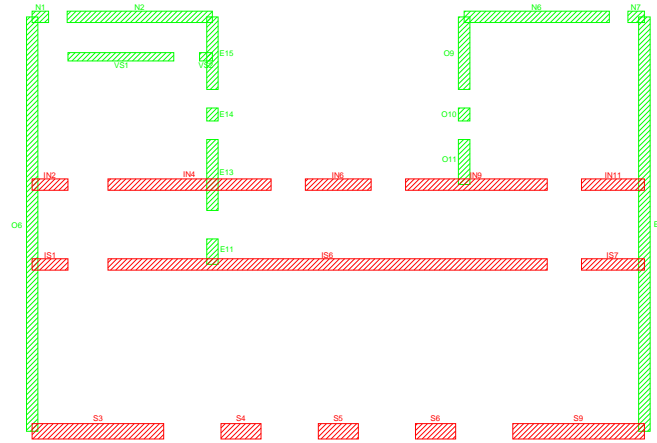


Figura 38 - Maschi piano seminterrato

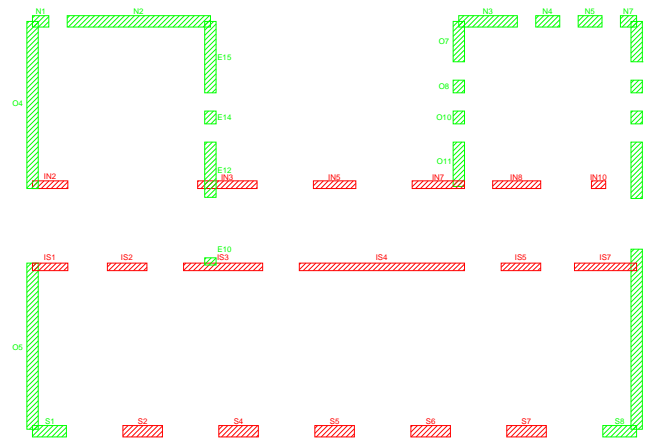


Figura 39 - Maschi piano terra

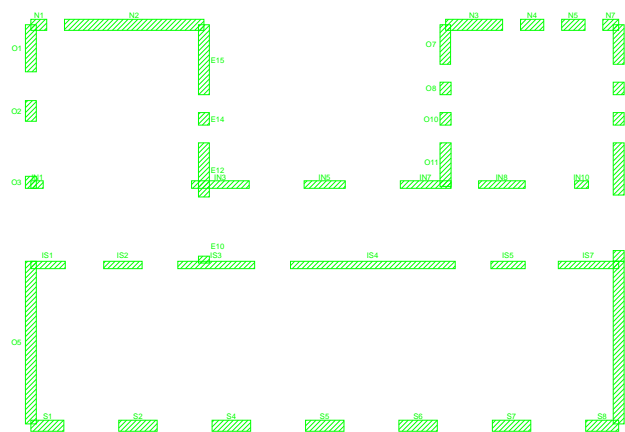
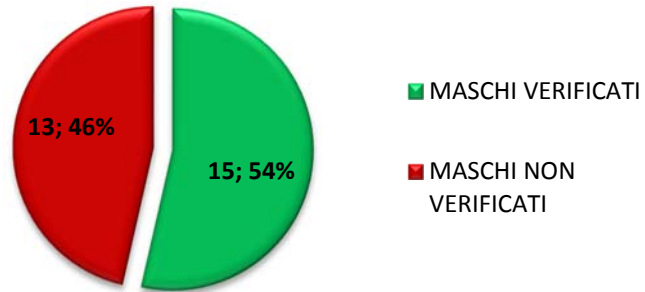
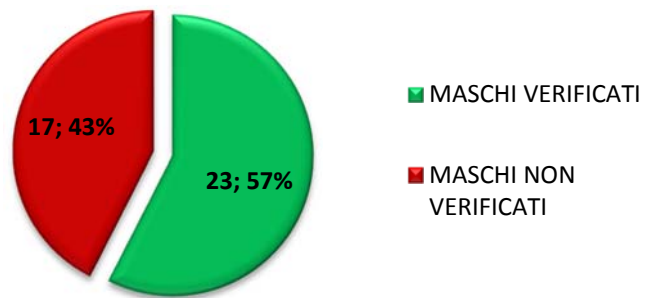


Figura 40 - Maschi piano primo

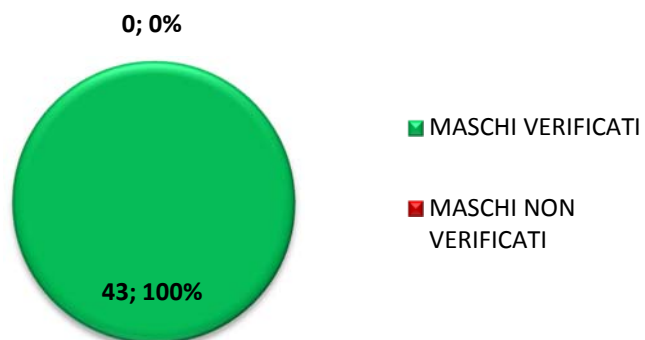
### PIANO SEMINTERRATO LC1



### PIANO TERRA LC1

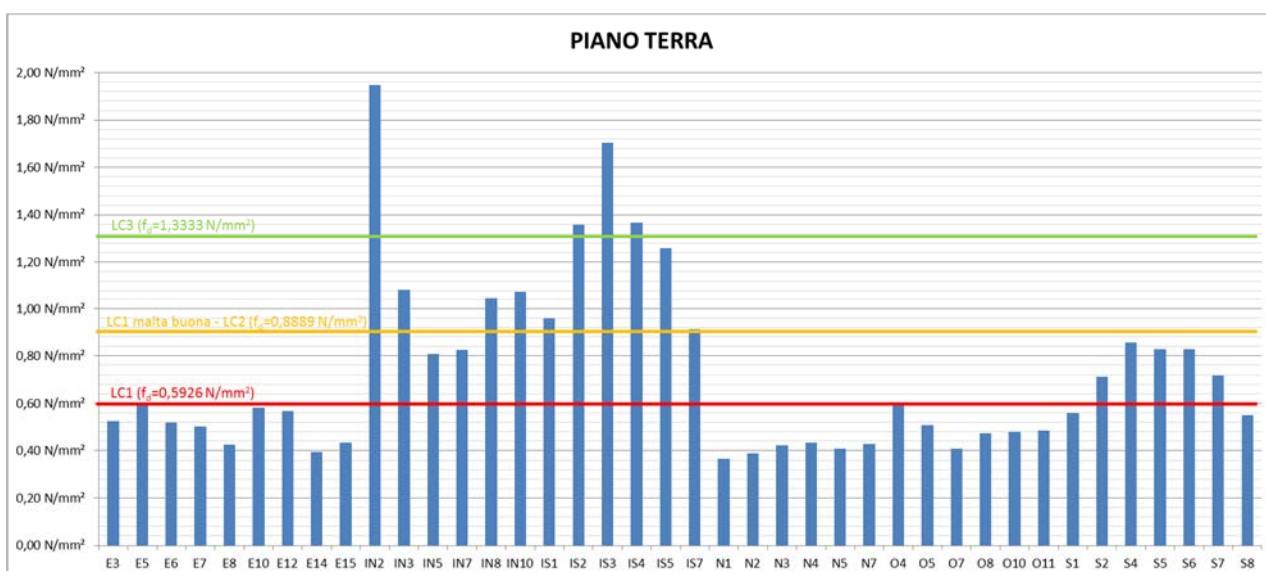
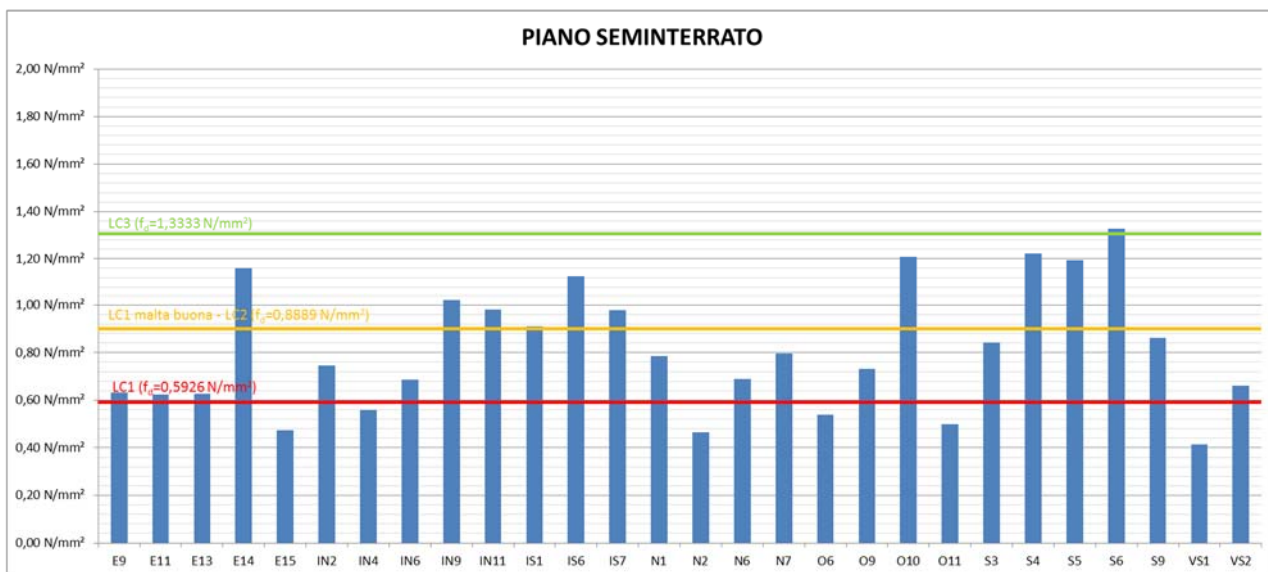


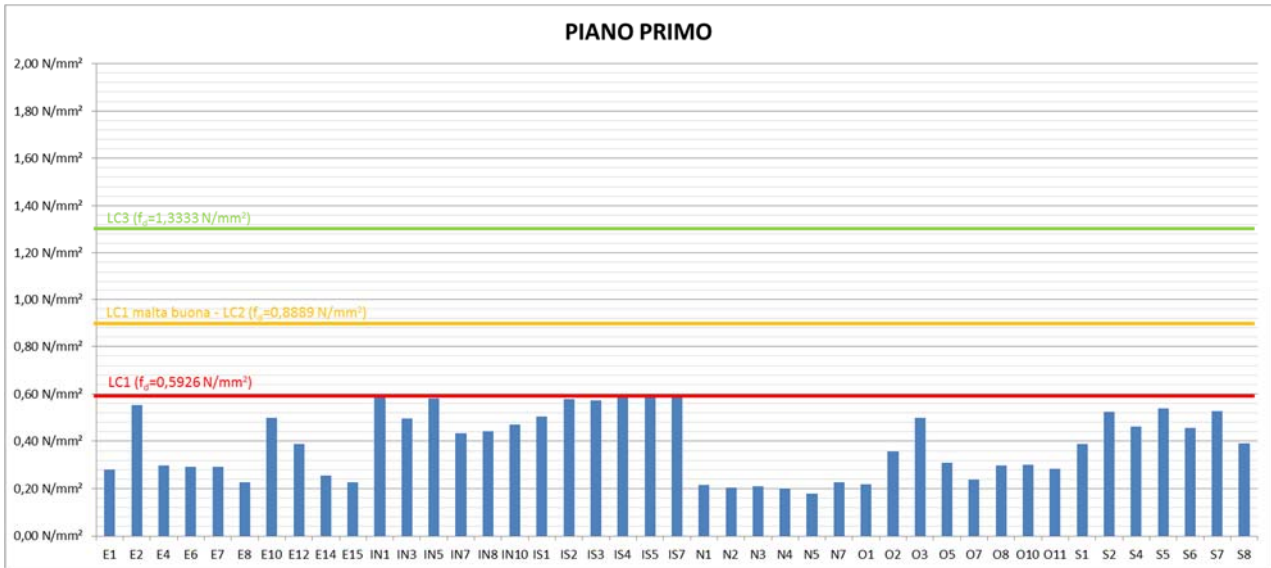
### PIANO PRIMO LC1





Vedendo questi risultati, per riuscire a soddisfare la verifica ai carichi verticali, sono stati variati 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 N/mm<sup>2</sup> e adottando entrambe le ipotesi arriva a 1,3333 N/mm<sup>2</sup>. Sono riportati nei grafici seguenti i valori delle tensioni nei maschi murari, con i vari limiti di resistenza adottati.





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 assolto dall'insieme dei maschi murari per ogni piano.

PIANO PRIMO	
COPERTURA	202674 kg
SOLAIO SOTTOTETTO	119836 kg
MURATURA COPERTURA	44469 kg
MURATURA PIANO PRIMO	305626 kg
CORDOLO COPERTURA	28766 kg
<b>TOTALE</b>	<b>701371 kg</b>

PIANO TERRA	
SOLAIO PIANO PRIMO	223094 kg
SCALA PIANO TERRA	15187 kg
SCALA RAMPA PIANO TERRA	18802 kg
MURATURA PIANO TERRA	349071 kg
CORDOLO PIANO PRIMO	27695 kg
<b>TOTALE</b>	<b>1335218 kg</b>

AREA RESISTENTE 248755 cm<sup>2</sup>  
**CARICO DI LAVORO 2,82 kg/cm<sup>2</sup>**

AREA RESISTENTE 265035 cm<sup>2</sup>  
**CARICO DI LAVORO 5,04 kg/cm<sup>2</sup>**

PIANO SEMINTERRATO	
SOLAIO PIANO TERRA	249134 kg
SCALA PIANO SEMINTERRATO	5319 kg
SCALA RAMPA PIANO SEMINTERRATO	7539 kg
MURATURA PIANO SEMINTERRATO	302300 kg
CORDOLO PIANO TERRA	31454 kg
<b>TOTALE</b>	<b>1930964 kg</b>

AREA RESISTENTE 426495 cm<sup>2</sup>  
**CARICO DI LAVORO 4,53 kg/cm<sup>2</sup>**

Questi valori confermano i risultati precedenti. Infatti se consideriamo che la resistenza della muratura per l'LC1 è circa 5,93 kg/cm<sup>2</sup>, si può vedere che il carico di lavoro medio di tutti i maschi del piano seminterrato e piano terra è molto vicino a questo limite di normativa, quindi i valori effettivi delle tensioni sui singoli maschi oscilleranno intorno a questo valore, risultando pertanto non verificati ai carichi verticali.

I valori di sforzo normale agenti su ciascun maschio, utilizzati successivamente per la verifica prevista dalla normativa, sono stati ricavati dallo studio del modello dell'edificio attraverso il software di calcolo SAP2000, in quanto procedendo con un conto manuale venivano fuori dei valori di tensione su ciascun maschio troppo alti, che non trovavano riscontro con la realtà, in quanto l'edificio non presentava lesioni o altri sintomi che potevano far pensare ad una situazione particolarmente gravosa per queste murature.

Con SAP2000 le pareti sono state rappresentate con delle "shell" con una meshatura molto fitta, mentre per le travi e i cordoli sono stati utilizzati elementi "frame" ai quali sono stati assegnati i carichi permanenti dei solai, delle scale e i variabili.

	EXCEL N <sub>TOT</sub>	SAP P	3Muri N <sub>d</sub>	N <sub>TOT</sub> /P	N <sub>TOT</sub> /N <sub>d</sub>
<b>E9</b>	1828,06 kN	2057,27 kN	1977,30 kN	0,89	0,92
<b>E11</b>	116,73 kN	116,73 kN	118,23 kN	1,00	0,99
<b>E13</b>	380,83 kN	328,68 kN	316,69 kN	1,16	1,20
<b>E14</b>	159,21 kN	63,01 kN	157,47 kN	2,53	1,01
<b>E15</b>	398,00 kN	378,56 kN	285,50 kN	1,05	1,39
	2882,83 kN	2944,24 kN	2855,19 kN	0,98	1,01
<b>IN2</b>	318,87 kN	187,33 kN	168,57 kN	1,70	1,89
<b>IN4</b>	739,15 kN	674,48 kN	794,10 kN	1,10	0,93
<b>IN6</b>	367,07 kN	257,43 kN	299,81 kN	1,43	1,22
<b>IN9</b>	951,63 kN	821,67 kN	841,85 kN	1,16	1,13
<b>IN11</b>	373,37 kN	303,88 kN	296,28 kN	1,23	1,26
	2750,08 kN	2244,78 kN	2400,61 kN	1,23	1,15
<b>IS1</b>	319,75 kN	211,85 kN	203,19 kN	1,51	1,57
<b>IS6</b>	3263,20 kN	3015,18 kN	2547,57 kN	1,08	1,28
<b>IS7</b>	518,42 kN	407,31 kN	400,58 kN	1,27	1,29
	4101,37 kN	3634,34 kN	3151,34 kN	1,13	1,30
<b>N1</b>	107,75 kN	83,01 kN	118,90 kN	1,30	0,91
<b>N2</b>	793,26 kN	727,36 kN	770,81 kN	1,09	1,03
<b>N6</b>	941,63 kN	829,71 kN	836,86 kN	1,13	1,13
<b>N7</b>	117,06 kN	89,94 kN	134,29 kN	1,30	0,87
	1959,71 kN	1730,02 kN	1860,86 kN	1,13	1,05

	EXCEL $N_{TOT}$	SAP $P$	3Muri $N_d$	$N_{TOT}/P$	$N_{TOT}/N_d$
<b>O6</b>	1752,78 kN	1945,35 kN	1872,44 kN	0,90	0,94
<b>O9</b>	370,25 kN	375,19 kN	206,44 kN	0,99	1,79
<b>O10</b>	140,27 kN	143,19 kN	174,35 kN	0,98	0,80
<b>O11</b>	245,60 kN	220,92 kN	335,45 kN	1,11	0,73
	2508,90 kN	2684,64 kN	2588,68 kN	0,93	0,97
<b>S3</b>	949,10 kN	943,57 kN	1072,23 kN	1,01	0,89
<b>S4</b>	447,16 kN	517,00 kN	536,52 kN	0,86	0,83
<b>S5</b>	567,69 kN	502,05 kN	521,95 kN	1,13	1,09
<b>S6</b>	448,88 kN	548,36 kN	581,66 kN	0,82	0,77
<b>S9</b>	954,57 kN	937,13 kN	1101,47 kN	1,02	0,87
	3367,41 kN	3448,10 kN	3813,83 kN	0,98	0,88
<b>VS1</b>	282,56 kN	279,84 kN	255,55 kN	1,01	1,11
<b>VS2</b>	33,07 kN	32,87 kN	22,42 kN	1,01	1,47
	315,62 kN	312,71 kN	277,97 kN	1,01	1,14
<b>TOTALE</b>	<b>17385,92 kN</b>	<b>16998,83 kN</b>	<b>16948,48 kN</b>	<b>1,02</b>	<b>1,03</b>

Nella tabella precedente sono state evidenziate in rosso le pareti il cui carico determinato con i due programmi di calcolo (SAP2000 e 3Muri) è superiore del 30% lo sforzo determinato con il foglio Excel, mentre sono evidenziate in giallo le caselle che indicano che il calcolo con i software porta un valore di sforzo normale inferiore del 30% rispetto a quello calcolato con Excel.

Si può notare che i valori sono molto simili fra loro ad eccezione di alcuni maschi, che sono quelli di dimensioni minori, in quanto i software di calcolo effettuano una redistribuzione dei carichi in maniera più accurata rispetto ad un conto manuale. Inoltre i valori di carico che gravano sulle fondazioni sono pressoché uguale, per cui la modellazione è stata effettuata in maniera corretta.

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

## 6. Analisi dei cinematismi 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 svolti 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 cinematismo.

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  $\alpha$ , 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  $\alpha_0$  che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha$  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, abbiamo ipotizzato, in favore di sicurezza, 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	5,70 kN/m <sup>2</sup>
soffitto sottotetto	3,20 kN/m <sup>2</sup>
copertura	3,45 kN/m <sup>2</sup>
scala (rampa)	3,45 kN/m <sup>2</sup>
scala (pianerottolo)	3,45 kN/m <sup>2</sup>

## 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 cinematismo si può innestare a causa dell'assenza di elementi in grado di opporsi alla rotazione rigida della parete (cordoli) e della cattiva ammorsatura tra pareti perpendicolari.

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



Figura 41 - Ribaltamento dell'intera parete



Figura 42 - 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.

Di seguito si riportano i risultati delle analisi svolte nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita secondo il criterio di verifica semplificata con fattore di struttura  $q$  (analisi cinematica lineare).

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  $\alpha_0$  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  $\theta_k$  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  $\alpha_0$  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:

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

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;

$\delta_h$  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)**

Nota l'andamento del moltiplicatore orizzontale  $\alpha$  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:

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

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  $\alpha$  e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo. L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

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

dove:

$g$  è l'accelerazione di gravità;

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

$FC$  è il fattore di confidenza. Nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore  $\alpha$  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  $\alpha_0^*$  che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

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

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 cinematiso 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;
- $\gamma$  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.

PARETE EST_1		CAPACITA'	DOMANDA		VERIFICA
	$\psi(Z)$	$a_0^* [m/s^2]$	$a_g^*(P_{VR}) \cdot S/q$	$S_e(T_1) \cdot S \cdot \psi(Z) \cdot \gamma/q$	
2 - 1		0,400	1,278		NON VERIFICATO
2	0,349	0,633	1,278	0,768	NON VERIFICATO
PARETE EST_2		CAPACITA'	DOMANDA		VERIFICA
	$\psi(Z)$	$a_0^* [m/s^2]$	$a_g^*(P_{VR}) \cdot S/q$	$S_e(T_1) \cdot S \cdot \psi(Z) \cdot \gamma/q$	
2 - 1		0,310	1,278		NON VERIFICATO
2	0,303	0,456	1,278	0,667	NON VERIFICATO
PARETE EST_CORTE		CAPACITA'	DOMANDA		VERIFICA
	$\psi(Z)$	$a_0^* [m/s^2]$	$a_g^*(P_{VR}) \cdot S/q$	$S_e(T_1) \cdot S \cdot \psi(Z) \cdot \gamma/q$	
2 - 1		0,315	1,278		NON VERIFICATO
2	0,303	0,441	1,278	0,667	NON VERIFICATO
PARETE OVEST_1		CAPACITA'	DOMANDA		VERIFICA
	$\psi(Z)$	$a_0^* [m/s^2]$	$a_g^*(P_{VR}) \cdot S/q$	$S_e(T_1) \cdot S \cdot \psi(Z) \cdot \gamma/q$	
2 - 1		0,315	1,278		NON VERIFICATO
2	0,349	0,522	1,278	0,768	NON VERIFICATO
PARETE OVEST_2		CAPACITA'	DOMANDA		VERIFICA
	$\psi(Z)$	$a_0^* [m/s^2]$	$a_g^*(P_{VR}) \cdot S/q$	$S_e(T_1) \cdot S \cdot \psi(Z) \cdot \gamma/q$	
2 - 1		0,373	1,278		NON VERIFICATO
2	0,349	0,576	1,278	0,768	NON VERIFICATO
PARETE OVEST_CORTE		CAPACITA'	DOMANDA		VERIFICA
	$\psi(Z)$	$a_0^* [m/s^2]$	$a_g^*(P_{VR}) \cdot S/q$	$S_e(T_1) \cdot S \cdot \psi(Z) \cdot \gamma/q$	
2 - 1		0,328	1,278		NON VERIFICATO
2	0,349	0,494	1,278	0,768	NON VERIFICATO
PARETE NORD_1		CAPACITA'	DOMANDA		VERIFICA
	$\psi(Z)$	$a_0^* [m/s^2]$	$a_g^*(P_{VR}) \cdot S/q$	$S_e(T_1) \cdot S \cdot \psi(Z) \cdot \gamma/q$	
2 - 1		0,358	1,278		NON VERIFICATO
2	0,349	0,578	1,278	0,768	NON VERIFICATO
PARETE NORD_2		CAPACITA'	DOMANDA		VERIFICA
	$\psi(Z)$	$a_0^* [m/s^2]$	$a_g^*(P_{VR}) \cdot S/q$	$S_e(T_1) \cdot S \cdot \psi(Z) \cdot \gamma/q$	
2 - 1		0,338	1,278		NON VERIFICATO
2	0,349	0,571	1,278	0,768	NON VERIFICATO

PARETE NORD_CORTE		CAPACITA'	DOMANDA		VERIFICA
	$\psi(Z)$	$a_0^* [m/s^2]$	$a_g^*(P_{VR}) \cdot S/q$	$S_e(T_1) \cdot S \cdot \psi(Z) \cdot \gamma/q$	
2 - 1		0,163	1,278		NON VERIFICATO
2	0,349	0,238	1,278	0,768	NON VERIFICATO

PARETE SUD		CAPACITA'	DOMANDA		VERIFICA
	$\psi(Z)$	$a_0^* [m/s^2]$	$a_g^*(P_{VR}) \cdot S/q$	$S_e(T_1) \cdot S \cdot \psi(Z) \cdot \gamma/q$	
3 - 2 - 1		0,206	1,278		NON VERIFICATO
3 - 2	0,349	0,289	1,278	0,768	NON VERIFICATO
3	0,697	0,603	1,278	1,536	NON VERIFICATO

dove:

$$a_g(P_{VR}) = 0,181g \quad ; \quad q = 2 \quad ; \quad S = 1,44 \quad ; \quad \gamma = 1,2 \quad ; \quad T_1 = 0,3 \quad ; \quad S_e(T_1) = 3,06$$

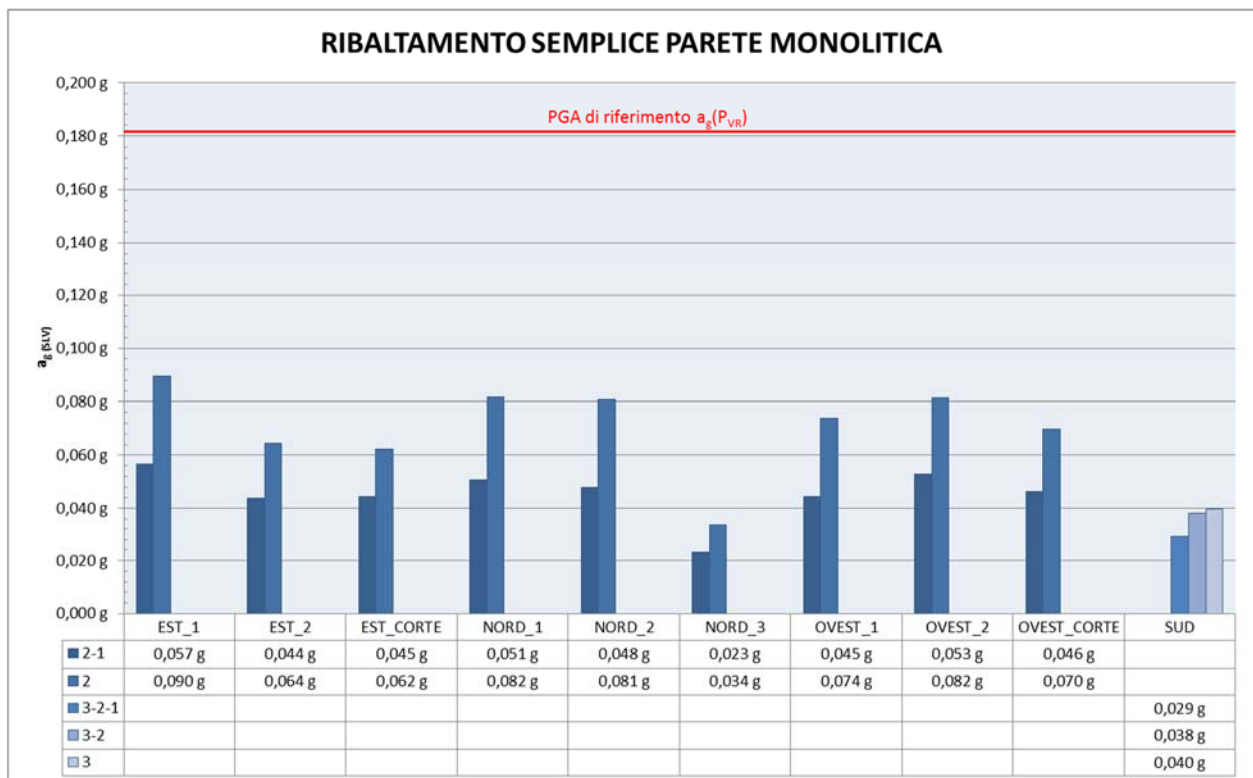


Figura 43 - Risultati in forma grafica dell'analisi dei meccanismi locali di ribaltamento semplice di parete monolitica

Si riporta di seguito 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 $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	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	0,65	2,60	21,80	9,80	21,80	18,0	
2	0,95	3,50	21,80	9,80	21,80	18,0	
3	0,95	3,50	17,80	13,80	21,80	18,0	
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 e 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	0,41	3,80	0,07			2,01	
2	0,41	3,80	0,07			1,71	
3	0,53	2,95	0,09			1,19	
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	438,7		274,0				
2	385,5		277,2				
3	382,6		552,2				
4	0,0						

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	270,4	86,4	0,0	0,0	
	3 - 2	180,4	67,7	0,0	0,0	
	3	101,4	48,8	0,0	0,0	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
	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	6367,9	8974,0	0,0	0,0	0,0
	3 - 2	2567,9	4781,0	0,0	0,0	0,0
3	454,7	1629,1	0,0	0,0	0,0	
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	

MULTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione e spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,023	1,35	192,782	0,819	0,206
	3 - 2	0,034		138,277	0,849	0,289
	3	0,072		82,795	0,869	0,603
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

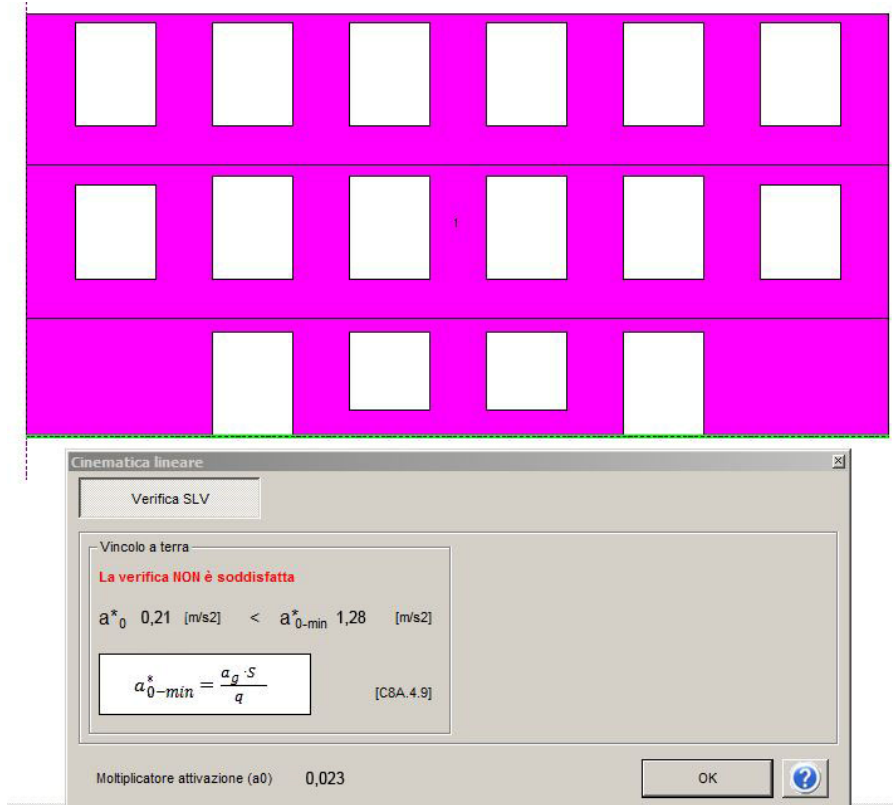
**CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA  
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008**

<b>PARAMETRI DI CALCOLO</b>	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]		<b>0,181</b>		
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$		2,392		
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]		0,310		
	Fattore di smorzamento $\eta$		1,000		
	Altezza della struttura $H$ [m]		10,90		
	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 $\gamma$		1,286		
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]		0,300		
		Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)
	3 - 2 - 1			0,029	
	3 - 2	3,80	0,349	0,041	1,290
	3	7,60	0,697	0,085	1,345
	-	-	-	-	-

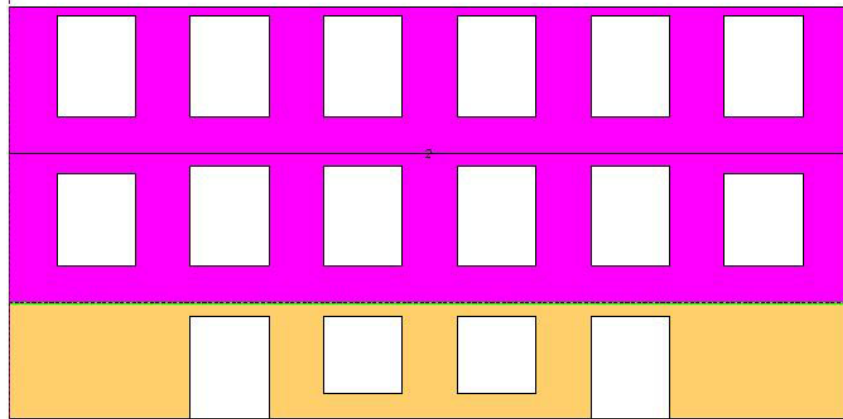
<b>PGA-SLV</b>	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	3 - 2 - 1	<b>0,029</b>
	3 - 2	<b>0,038</b>
	3	<b>0,040</b>
	-	-

Infine è stato utilizzato anche il software 3Muri per lo studio del ribaltamento nella sezione "Meccanismi locali" grazie al quale sono stati riconfermati i risultati precedenti, essendo non soddisfatte le verifiche per tutte le pareti. Come esempio si riporta di seguito le verifiche per la parete sud effettuate con il suddetto software.

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

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

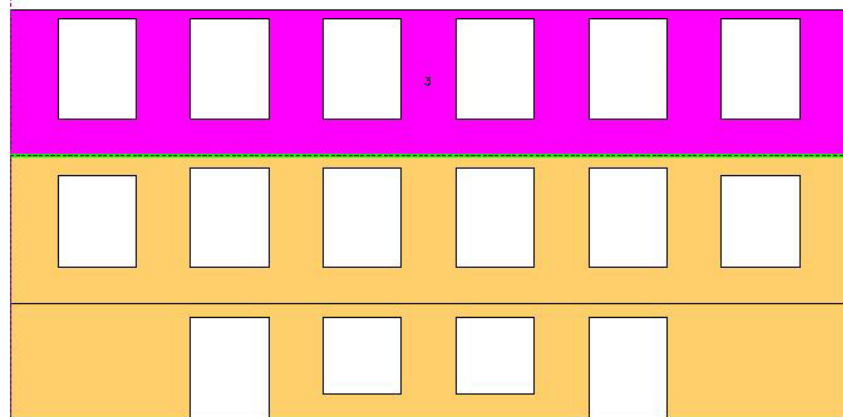
$$a^*_{0-min} = \frac{a_g \cdot S}{q} \quad [C8A.4.9]$$

Vincolo in quota  
**La verifica NON è soddisfatta**  
 $a^*_{0} \ 0,28 \ [m/s^2] < a^*_{0-min} \ 0,81 \ [m/s^2]$   

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

Moltiplicatore attivazione (a0) 0,034

OK ?



Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra  
**La verifica NON è soddisfatta**  
 $a^*_{0} \ 0,61 \ [m/s^2] < a^*_{0-min} \ 1,28 \ [m/s^2]$   

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

Vincolo in quota  
**La verifica NON è soddisfatta**  
 $a^*_{0} \ 0,61 \ [m/s^2] < a^*_{0-min} \ 1,60 \ [m/s^2]$   

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

Moltiplicatore attivazione (a0) 0,072

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  $10 \text{ kg/cm}^2$ . 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  $26 \text{ N/mm}^2$ , peso specifico  $19 \text{ kN/m}^3$  e modulo di elasticità  $32000 \text{ N/mm}^2$ .

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	Connessioni 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 10 - 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 ( $26 \text{ N/mm}^2$ ) e della muratura ( $2,4 \text{ N/mm}^2$ ), 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.

MASCHIO	PIANO	SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	INTERVENTO CON BETONCINO	SPESSORE BETONCINO	SPESSORE INTONACO	$\lambda < 20$	$N_{TOT}$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO	
E 1	PRIMO	A-A	5,93 m	0,41 m	3,73 m	NO			9,10	121,44 kN	0,0933 N/mm <sup>2</sup>	6,35	SI	
E 1	PRIMO	B-B								303,30 kN	0,1689 N/mm <sup>2</sup>	3,51	SI	SI
E 1	PRIMO	C-C								459,42 kN	0,2806 N/mm <sup>2</sup>	2,11	SI	
E 2	PRIMO	A-A	0,36 m	0,41 m	3,23 m	NO		7,88	28,67 kN	0,4206 N/mm <sup>2</sup>	1,41	SI	SI	
E 2	PRIMO	B-B							29,94 kN	0,3736 N/mm <sup>2</sup>	1,59	SI		
E 2	PRIMO	C-C							46,07 kN	0,5521 N/mm <sup>2</sup>	1,07	SI		
E 3	TERRA	A-A	6,40 m	0,41 m	3,80 m	NO		9,27	606,78 kN	0,3620 N/mm <sup>2</sup>	1,64	SI	SI	
E 3	TERRA	B-B							779,61 kN	0,3984 N/mm <sup>2</sup>	1,49	SI		
E 3	TERRA	C-C							912,13 kN	0,5243 N/mm <sup>2</sup>	1,13	SI		
E 4	PRIMO	A-A	1,89 m	0,41 m	3,23 m	NO		7,88	75,57 kN	0,2079 N/mm <sup>2</sup>	2,85	SI	SI	
E 4	PRIMO	B-B							131,95 kN	0,2472 N/mm <sup>2</sup>	2,40	SI		
E 4	PRIMO	C-C							136,03 kN	0,2979 N/mm <sup>2</sup>	1,99	SI		
E 5	TERRA	A-A	2,00 m	0,41 m	3,80 m	NO		9,27	177,98 kN	0,3782 N/mm <sup>2</sup>	1,57	SI	SI	
E 5	TERRA	B-B							282,25 kN	0,5032 N/mm <sup>2</sup>	1,18	SI		
E 5	TERRA	C-C							295,48 kN	0,5901 N/mm <sup>2</sup>	1,00	SI		
E 6	PRIMO	A-A	0,45 m	0,41 m	3,23 m	NO		7,88	11,95 kN	0,1235 N/mm <sup>2</sup>	4,80	SI	SI	
E 6	PRIMO	B-B							35,60 kN	0,2934 N/mm <sup>2</sup>	2,02	SI		
E 6	PRIMO	C-C							22,53 kN	0,1958 N/mm <sup>2</sup>	3,03	SI		

MASCHIO	PIANO	SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	INTERVENTO CON BETONCINO	SPESSORE BETONCINO	SPESSORE INOTNACO	$\lambda < 20$	$N_{TOT}$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO	
E 6	TERRA	A-A	0,45 m	0,41 m	3,80 m	NO			9,27	30,76 kN	0,2697 N/mm <sup>2</sup>	2,20	SI	
E 6	TERRA	B-B								65,06 kN	0,5186 N/mm <sup>2</sup>	1,14	SI	SI
E 6	TERRA	C-C								46,49 kN	0,3848 N/mm <sup>2</sup>	1,54	SI	
E 7	PRIMO	A-A	0,45 m	0,41 m	3,23 m	NO			7,88	12,00 kN	0,1240 N/mm <sup>2</sup>	4,78	SI	
E 7	PRIMO	B-B								35,44 kN	0,2922 N/mm <sup>2</sup>	2,03	SI	SI
E 7	PRIMO	C-C								20,76 kN	0,1832 N/mm <sup>2</sup>	3,23	SI	
E 7	TERRA	A-A	0,45 m	0,41 m	3,80 m	NO			9,27	28,83 kN	0,2540 N/mm <sup>2</sup>	2,33	SI	
E 7	TERRA	B-B								62,63 kN	0,5030 N/mm <sup>2</sup>	1,18	SI	SI
E 7	TERRA	C-C								44,81 kN	0,3709 N/mm <sup>2</sup>	1,60	SI	
E 8	PRIMO	A-A	1,44 m	0,41 m	3,23 m	NO			7,88	36,09 kN	0,1263 N/mm <sup>2</sup>	4,69	SI	
E 8	PRIMO	B-B								64,33 kN	0,1650 N/mm <sup>2</sup>	3,59	SI	SI
E 8	PRIMO	C-C								83,83 kN	0,2262 N/mm <sup>2</sup>	2,62	SI	
E 8	TERRA	A-A	1,44 m	0,41 m	3,80 m	NO			9,27	109,85 kN	0,2965 N/mm <sup>2</sup>	2,00	SI	
E 8	TERRA	B-B								152,41 kN	0,3384 N/mm <sup>2</sup>	1,75	SI	SI
E 8	TERRA	C-C								166,77 kN	0,4264 N/mm <sup>2</sup>	1,39	SI	
E 9	SOTTO	A-A	14,48 m	0,41 m	2,95 m	NO			5,74	1712,03 kN	0,4839 N/mm <sup>2</sup>	1,22	SI	
E 9	SOTTO	B-B								1881,25 kN	0,4895 N/mm <sup>2</sup>	1,21	SI	SI
E 9	SOTTO	C-C								2009,14 kN	0,5642 N/mm <sup>2</sup>	1,05	SI	
E 10	PRIMO	A-A	0,26 m	0,41 m	3,23 m	NO			7,88	16,97 kN	0,3254 N/mm <sup>2</sup>	1,82	SI	
E 10	PRIMO	B-B								22,21 kN	0,3021 N/mm <sup>2</sup>	1,96	SI	SI
E 10	PRIMO	C-C								31,68 kN	0,4987 N/mm <sup>2</sup>	1,19	SI	
E 10	TERRA	A-A	0,26 m	0,41 m	3,80 m	NO			9,27	40,75 kN	0,429 N/mm <sup>2</sup>	1,38	SI	
E 10	TERRA	B-B								58,29 kN	0,486 N/mm <sup>2</sup>	1,22	SI	SI
E 10	TERRA	C-C								74,95 kN	0,582 N/mm <sup>2</sup>	1,02	SI	
E 11	SOTTO	A-A	0,89 m	0,41 m	2,95 m	NO			7,20	78,50 kN	0,2693 N/mm <sup>2</sup>	2,20	SI	
E 11	SOTTO	B-B								125,63 kN	0,4002 N/mm <sup>2</sup>	1,48	SI	SI
E 11	SOTTO	C-C								150,21 kN	0,5120 N/mm <sup>2</sup>	1,16	SI	
E 12	PRIMO	A-A	1,96 m	0,41 m	3,23 m	NO			7,88	127,25 kN	0,3536 N/mm <sup>2</sup>	1,68	SI	
E 12	PRIMO	B-B								149,81 kN	0,2944 N/mm <sup>2</sup>	2,01	SI	SI
E 12	PRIMO	C-C								158,67 kN	0,3884 N/mm <sup>2</sup>	1,53	SI	
E 12	TERRA	A-A	1,96 m	0,41 m	3,80 m	NO			9,27	226,84 kN	0,4663 N/mm <sup>2</sup>	1,27	SI	
E 12	TERRA	B-B								245,05 kN	0,4264 N/mm <sup>2</sup>	1,39	SI	SI
E 12	TERRA	C-C								282,92 kN	0,5666 N/mm <sup>2</sup>	1,05	SI	
E 13	SOTTO	A-A	2,48 m	0,41 m	2,95 m	NO			7,20	305,85 kN	0,5363 N/mm <sup>2</sup>	1,11	SI	
E 13	SOTTO	B-B								322,21 kN	0,5174 N/mm <sup>2</sup>	1,15	SI	SI
E 13	SOTTO	C-C								335,59 kN	0,5846 N/mm <sup>2</sup>	1,01	SI	

MASCHIO	PIANO	SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	INTERVENTO CON BETONCINO	SPESSORE BETONCINO	SPESSORE INOTNACO	$\lambda < 20$	$N_{TOT}$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO	
E 14	PRIMO	A-A	0,45 m	0,41 m	3,23 m	NO			7,88	10,08 kN	0,1005 N/mm <sup>2</sup>	5,90	SI	
E 14	PRIMO	B-B								22,18 kN	0,2010 N/mm <sup>2</sup>	2,95	SI	SI
E 14	PRIMO	C-C								32,49 kN	0,2540 N/mm <sup>2</sup>	2,33	SI	
E 14	TERRA	A-A	0,45 m	0,41 m	3,80 m	NO			9,27	39,08 kN	0,3210 N/mm <sup>2</sup>	1,85	SI	
E 14	TERRA	B-B								46,25 kN	0,3949 N/mm <sup>2</sup>	1,50	SI	SI
E 14	TERRA	C-C								48,55 kN	0,3899 N/mm <sup>2</sup>	1,52	SI	
E 14	SOTTO	A-A	0,45 m	0,41 m	2,95 m	NO			7,20	55,60 kN	0,400 N/mm <sup>2</sup>	1,48	SI	
E 14	SOTTO	B-B								78,15 kN	0,486 N/mm <sup>2</sup>	1,22	SI	SI
E 14	SOTTO	C-C								92,66 kN	0,523 N/mm <sup>2</sup>	1,13	SI	
E 15	PRIMO	A-A	2,54 m	0,41 m	3,23 m	NO			7,88	56,73 kN	0,1116 N/mm <sup>2</sup>	5,31	SI	
E 15	PRIMO	B-B								101,50 kN	0,1322 N/mm <sup>2</sup>	4,48	SI	SI
E 15	PRIMO	C-C								151,00 kN	0,2260 N/mm <sup>2</sup>	2,62	SI	
E 15	TERRA	A-A	2,54 m	0,41 m	3,80 m	NO			9,27	189,10 kN	0,2800 N/mm <sup>2</sup>	2,12	SI	
E 15	TERRA	B-B								240,93 kN	0,3009 N/mm <sup>2</sup>	1,97	SI	SI
E 15	TERRA	C-C								307,00 kN	0,4344 N/mm <sup>2</sup>	1,36	SI	
E 15	SOTTO	A-A	2,54 m	0,41 m	2,95 m	NO			7,20	344,52 kN	0,4344 N/mm <sup>2</sup>	1,36	SI	
E 15	SOTTO	B-B								349,02 kN	0,4585 N/mm <sup>2</sup>	1,29	SI	SI
E 15	SOTTO	C-C								379,09 kN	0,4748 N/mm <sup>2</sup>	1,25	SI	
IN 1	PRIMO	A-A	0,45 m	0,27 m	3,23 m	NO			11,96	23,24 kN	0,5095 N/mm <sup>2</sup>	1,16	SI	
IN 1	PRIMO	B-B								51,18 kN	0,5640 N/mm <sup>2</sup>	1,05	SI	SI
IN 1	PRIMO	C-C								72,01 kN	0,5860 N/mm <sup>2</sup>	1,01	SI	
IN 2	TERRA	A-A	1,25 m	0,27 m	3,80 m	SI	0,06		14,07	129,85 kN	0,5445 N/mm <sup>2</sup>	1,09	SI	
IN 2	TERRA	B-B								143,74 kN	0,4370 N/mm <sup>2</sup>	1,36	SI	SI
IN 2	TERRA	C-C								144,40 kN	0,5843 N/mm <sup>2</sup>	1,01	SI	
IN 2	SOTTO	A-A	1,25 m	0,41 m	2,95 m	SI	0,06		7,20	156,74 kN	0,2708 N/mm <sup>2</sup>	2,19	SI	
IN 2	SOTTO	B-B								172,04 kN	0,2077 N/mm <sup>2</sup>	2,85	SI	SI
IN 2	SOTTO	C-C								173,05 kN	0,2960 N/mm <sup>2</sup>	2,00	SI	
IN 3	PRIMO	A-A	2,10 m	0,27 m	3,23 m	NO			11,96	125,30 kN	0,2940 N/mm <sup>2</sup>	2,02	SI	
IN 3	PRIMO	B-B								114,81 kN	0,3990 N/mm <sup>2</sup>	1,49	SI	SI
IN 3	PRIMO	C-C								118,99 kN	0,4960 N/mm <sup>2</sup>	1,19	SI	
IN 3	TERRA	A-A	2,10 m	0,27 m	3,80 m	SI	0,06		14,07	211,26 kN	0,2839 N/mm <sup>2</sup>	2,09	SI	
IN 3	TERRA	B-B								246,06 kN	0,2374 N/mm <sup>2</sup>	2,50	SI	SI
IN 3	TERRA	C-C								256,55 kN	0,3242 N/mm <sup>2</sup>	1,83	SI	
IN 4	SOTTO	A-A	5,70 m	0,41 m	2,95 m	SI	0,06		7,20	468,65 kN	0,1786 N/mm <sup>2</sup>	3,32	SI	
IN 4	SOTTO	B-B								564,53 kN	0,1486 N/mm <sup>2</sup>	3,99	SI	SI
IN 4	SOTTO	C-C								630,77 kN	0,2215 N/mm <sup>2</sup>	2,68	SI	

MASCHIO	PIANO	SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	INTERVENTO CON BETONCINO	SPESSORE BETONCINO	SPESSORE INOTNACO	$\lambda < 20$	$N_{TOT}$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO
IN 5	PRIMO	A-A	1,50 m	0,27 m	3,23 m	SI	0,06		11,96	70,53 kN	0,1596 N/mm <sup>2</sup>	3,71	SI
IN 5	PRIMO	B-B								84,74 kN	0,1184 N/mm <sup>2</sup>	5,01	SI
IN 5	PRIMO	C-C								93,30 kN	0,1766 N/mm <sup>2</sup>	3,36	SI
IN 5	TERRA	A-A	1,50 m	0,27 m	3,80 m	SI	0,06		14,07	124,93 kN	0,2073 N/mm <sup>2</sup>	2,86	SI
IN 5	TERRA	B-B								182,66 kN	0,2302 N/mm <sup>2</sup>	2,57	SI
IN 5	TERRA	C-C								153,64 kN	0,2458 N/mm <sup>2</sup>	2,41	SI
IN 6	SOTTO	A-A	2,30 m	0,41 m	2,95 m	SI	0,06		7,20	288,07 kN	0,2705 N/mm <sup>2</sup>	2,19	SI
IN 6	SOTTO	B-B								272,50 kN	0,1813 N/mm <sup>2</sup>	3,27	SI
IN 6	SOTTO	C-C								271,67 kN	0,2614 N/mm <sup>2</sup>	2,27	SI
IN 7	PRIMO	A-A	1,85 m	0,27 m	3,23 m	NO			11,96	60,14 kN	0,3629 N/mm <sup>2</sup>	1,63	SI
IN 7	PRIMO	B-B								81,52 kN	0,2895 N/mm <sup>2</sup>	2,05	SI
IN 7	PRIMO	C-C								93,64 kN	0,4349 N/mm <sup>2</sup>	1,36	SI
IN 7	TERRA	A-A	1,85 m	0,27 m	3,80 m	SI	0,06		14,07	130,36 kN	0,1795 N/mm <sup>2</sup>	3,30	SI
IN 7	TERRA	B-B								188,46 kN	0,1953 N/mm <sup>2</sup>	3,03	SI
IN 7	TERRA	C-C								196,05 kN	0,2522 N/mm <sup>2</sup>	2,35	SI
IN 8	PRIMO	A-A	1,70 m	0,27 m	3,23 m	NO			11,96	49,11 kN	0,3130 N/mm <sup>2</sup>	1,89	SI
IN 8	PRIMO	B-B								69,86 kN	0,2656 N/mm <sup>2</sup>	2,23	SI
IN 8	PRIMO	C-C								95,50 kN	0,4432 N/mm <sup>2</sup>	1,34	SI
IN 8	TERRA	A-A	1,70 m	0,27 m	3,80 m	SI	0,06		14,07	149,80 kN	0,2369 N/mm <sup>2</sup>	2,50	SI
IN 8	TERRA	B-B								187,25 kN	0,2169 N/mm <sup>2</sup>	2,73	SI
IN 8	TERRA	C-C								217,01 kN	0,3145 N/mm <sup>2</sup>	1,88	SI
IN 9	SOTTO	A-A	4,95 m	0,41 m	2,95 m	SI	0,06		7,20	623,26 kN	0,3388 N/mm <sup>2</sup>	1,75	SI
IN 9	SOTTO	B-B								712,88 kN	0,2692 N/mm <sup>2</sup>	2,20	SI
IN 9	SOTTO	C-C								772,77 kN	0,3999 N/mm <sup>2</sup>	1,48	SI
IN 10	PRIMO	A-A	0,50 m	0,27 m	3,23 m	NO			11,96	13,30 kN	0,2511 N/mm <sup>2</sup>	2,36	SI
IN 10	PRIMO	B-B								28,22 kN	0,3297 N/mm <sup>2</sup>	1,80	SI
IN 10	PRIMO	C-C								32,96 kN	0,4718 N/mm <sup>2</sup>	1,26	SI
IN 10	TERRA	A-A	0,50 m	0,27 m	3,80 m	SI	0,06		14,07	32,18 kN	0,1444 N/mm <sup>2</sup>	4,10	SI
IN 10	TERRA	B-B								71,31 kN	0,2552 N/mm <sup>2</sup>	2,32	SI
IN 10	TERRA	C-C								76,84 kN	0,3239 N/mm <sup>2</sup>	1,83	SI
IN 11	SOTTO	A-A	2,20 m	0,41 m	2,95 m	SI	0,06		7,20	201,50 kN	0,2902 N/mm <sup>2</sup>	2,04	SI
IN 11	SOTTO	B-B								287,66 kN	0,2795 N/mm <sup>2</sup>	2,12	SI
IN 11	SOTTO	C-C								303,97 kN	0,3863 N/mm <sup>2</sup>	1,53	SI
IS 1	PRIMO	A-A	1,25 m	0,27 m	3,73 m	NO			13,81	41,18 kN	0,4429 N/mm <sup>2</sup>	1,34	SI
IS 1	PRIMO	B-B								54,60 kN	0,3207 N/mm <sup>2</sup>	1,85	SI
IS 1	PRIMO	C-C								61,30 kN	0,5037 N/mm <sup>2</sup>	1,18	SI

MASCHIO		PIANO	SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	INTERVENTO CON BETONCINO	SPESSORE BETONCINO	SPESSORE INOTNACO	$\lambda < 20$	$N_{TOT}$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO	
IS	1	TERRA	A-A	1,25 m	0,27 m	3,80 m	SI	0,06		14,07	93,05 kN	0,1974 N/mm <sup>2</sup>	3,00	SI	
IS	1	TERRA	B-B								117,36 kN	0,1847 N/mm <sup>2</sup>	3,21	SI	SI
IS	1	TERRA	C-C								150,57 kN	0,2892 N/mm <sup>2</sup>	2,05	SI	
IS	1	SOTTO	A-A	1,25 m	0,41 m	2,95 m	SI	0,06	7,20	192,62 kN	0,3311 N/mm <sup>2</sup>	1,79	SI	SI	
IS	1	SOTTO	B-B							232,58 kN	0,2777 N/mm <sup>2</sup>	2,13	SI		
IS	1	SOTTO	C-C							210,95 kN	0,3566 N/mm <sup>2</sup>	1,66	SI		
IS	2	PRIMO	A-A	1,40 m	0,27 m	3,73 m	NO		13,81	42,31 kN	0,3885 N/mm <sup>2</sup>	1,53	SI	SI	
IS	2	PRIMO	B-B							68,90 kN	0,3420 N/mm <sup>2</sup>	1,73	SI		
IS	2	PRIMO	C-C							92,89 kN	0,5788 N/mm <sup>2</sup>	1,02	SI		
IS	2	TERRA	A-A	1,40 m	0,27 m	3,80 m	SI	0,06	14,07	173,36 kN	0,3581 N/mm <sup>2</sup>	1,65	SI	SI	
IS	2	TERRA	B-B							195,67 kN	0,2860 N/mm <sup>2</sup>	2,07	SI		
IS	2	TERRA	C-C							211,22 kN	0,4069 N/mm <sup>2</sup>	1,46	SI		
IS	3	PRIMO	A-A	2,80 m	0,27 m	3,73 m	NO		13,81	106,64 kN	0,5365 N/mm <sup>2</sup>	1,10	SI	SI	
IS	3	PRIMO	B-B							125,66 kN	0,3402 N/mm <sup>2</sup>	1,74	SI		
IS	3	PRIMO	C-C							148,13 kN	0,5737 N/mm <sup>2</sup>	1,03	SI		
IS	3	TERRA	A-A	2,80 m	0,27 m	3,80 m	SI	0,06	14,07	320,09 kN	0,3488 N/mm <sup>2</sup>	1,70	SI	SI	
IS	3	TERRA	B-B							451,00 kN	0,3257 N/mm <sup>2</sup>	1,82	SI		
IS	3	TERRA	C-C							558,60 kN	0,5070 N/mm <sup>2</sup>	1,17	SI		
IS	4	PRIMO	A-A	6,00 m	0,27 m	3,73 m	NO		13,81	217,72 kN	0,5173 N/mm <sup>2</sup>	1,15	SI	SI	
IS	4	PRIMO	B-B							299,26 kN	0,3685 N/mm <sup>2</sup>	1,61	SI		
IS	4	PRIMO	C-C							346,65 kN	0,5883 N/mm <sup>2</sup>	1,01	SI		
IS	4	TERRA	A-A	6,00 m	0,27 m	3,80 m	SI	0,06	14,07	642,86 kN	0,3090 N/mm <sup>2</sup>	1,92	SI	SI	
IS	4	TERRA	B-B							806,55 kN	0,2711 N/mm <sup>2</sup>	2,19	SI		
IS	4	TERRA	C-C							960,05 kN	0,4088 N/mm <sup>2</sup>	1,45	SI		
IS	5	PRIMO	A-A	1,50 m	0,27 m	3,73 m	NO		13,81	54,42 kN	0,4877 N/mm <sup>2</sup>	1,22	SI	SI	
IS	5	PRIMO	B-B							77,41 kN	0,3741 N/mm <sup>2</sup>	1,58	SI		
IS	5	PRIMO	C-C							89,78 kN	0,5887 N/mm <sup>2</sup>	1,01	SI		
IS	5	TERRA	A-A	1,50 m	0,27 m	3,80 m	SI	0,06	14,07	157,79 kN	0,2963 N/mm <sup>2</sup>	2,00	SI	SI	
IS	5	TERRA	B-B							201,32 kN	0,2686 N/mm <sup>2</sup>	2,21	SI		
IS	5	TERRA	C-C							222,71 kN	0,3801 N/mm <sup>2</sup>	1,56	SI		
IS	6	SOTTO	A-A	15,35 m	0,41 m	2,95 m	SI	0,06	7,20	2650,91 kN	0,3741 N/mm <sup>2</sup>	1,58	SI	SI	
IS	6	SOTTO	B-B							3012,30 kN	0,2957 N/mm <sup>2</sup>	2,00	SI		
IS	6	SOTTO	C-C							3236,63 kN	0,4419 N/mm <sup>2</sup>	1,34	SI		
IS	7	PRIMO	A-A	2,20 m	0,27 m	3,73 m	NO		13,81	87,40 kN	0,5664 N/mm <sup>2</sup>	1,05	SI	SI	
IS	7	PRIMO	B-B							104,20 kN	0,3614 N/mm <sup>2</sup>	1,64	SI		
IS	7	PRIMO	C-C							112,25 kN	0,5914 N/mm <sup>2</sup>	1,00	SI		



MASCIO		PIANO		SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	INTERVENTO CON BETONCINO	SPESSORE BETONCINO	SPESSORE INOTNACO	$\lambda < 20$	$N_{TOT}$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO	
IS	7	TERRA	A-A	2,20 m	0,27 m	3,80 m	SI	0,06			14,07	185,98 kN	0,2330 N/mm <sup>2</sup>	2,54	SI	
IS	7	TERRA	B-B									211,59 kN	0,1948 N/mm <sup>2</sup>	3,04	SI	SI
IS	7	TERRA	C-C									235,35 kN	0,2769 N/mm <sup>2</sup>	2,14	SI	
IS	7	SOTTO	A-A	2,20 m	0,41 m	2,95 m	SI	0,06			7,20	337,66 kN	0,3298 N/mm <sup>2</sup>	1,80	SI	
IS	7	SOTTO	B-B									406,07 kN	0,2741 N/mm <sup>2</sup>	2,16	SI	SI
IS	7	SOTTO	C-C									407,33 kN	0,3821 N/mm <sup>2</sup>	1,55	SI	
N	1	PRIMO	A-A	0,58 m	0,41 m	3,23 m	NO				7,88	13,39 kN	0,1045 N/mm <sup>2</sup>	5,67	SI	
N	1	PRIMO	B-B									19,30 kN	0,1472 N/mm <sup>2</sup>	4,03	SI	SI
N	1	PRIMO	C-C									33,45 kN	0,2142 N/mm <sup>2</sup>	2,77	SI	
N	1	TERRA	A-A	0,58 m	0,41 m	3,80 m	NO				9,27	42,34 kN	0,2786 N/mm <sup>2</sup>	2,13	SI	
N	1	TERRA	B-B									41,39 kN	0,2870 N/mm <sup>2</sup>	2,06	SI	SI
N	1	TERRA	C-C									57,86 kN	0,3664 N/mm <sup>2</sup>	1,62	SI	
N	1	SOTTO	A-A	0,58 m	0,41 m	2,95 m	NO				7,20	79,63 kN	0,499 N/mm <sup>2</sup>	1,19	SI	
N	1	SOTTO	B-B									63,13 kN	0,518 N/mm <sup>2</sup>	1,14	SI	SI
N	1	SOTTO	C-C									82,80 kN	0,515 N/mm <sup>2</sup>	1,15	SI	
N	2	PRIMO	A-A	5,08 m	0,41 m	3,23 m	NO				7,88	135,04 kN	0,1187 N/mm <sup>2</sup>	4,99	SI	
N	2	PRIMO	B-B									207,01 kN	0,1365 N/mm <sup>2</sup>	4,34	SI	SI
N	2	PRIMO	C-C									273,84 kN	0,2047 N/mm <sup>2</sup>	2,89	SI	
N	2	TERRA	A-A	5,08 m	0,41 m	3,80 m	NO				9,27	357,11 kN	0,2704 N/mm <sup>2</sup>	2,19	SI	
N	2	TERRA	B-B									447,89 kN	0,2869 N/mm <sup>2</sup>	2,07	SI	SI
N	2	TERRA	C-C									535,66 kN	0,3872 N/mm <sup>2</sup>	1,53	SI	
N	2	SOTTO	A-A	5,08 m	0,41 m	2,95 m	NO				7,20	628,52 kN	0,4067 N/mm <sup>2</sup>	1,46	SI	
N	2	SOTTO	B-B									675,25 kN	0,4169 N/mm <sup>2</sup>	1,42	SI	SI
N	2	SOTTO	C-C									727,24 kN	0,4642 N/mm <sup>2</sup>	1,28	SI	
N	3	PRIMO	A-A	2,08 m	0,41 m	3,23 m	NO				7,88	55,85 kN	0,1229 N/mm <sup>2</sup>	4,82	SI	
N	3	PRIMO	B-B									91,55 kN	0,1541 N/mm <sup>2</sup>	3,84	SI	SI
N	3	PRIMO	C-C									114,32 kN	0,2111 N/mm <sup>2</sup>	2,81	SI	
N	3	TERRA	A-A	2,08 m	0,41 m	3,80 m	NO				9,27	171,06 kN	0,3375 N/mm <sup>2</sup>	1,76	SI	
N	3	TERRA	B-B									213,03 kN	0,3501 N/mm <sup>2</sup>	1,69	SI	SI
N	3	TERRA	C-C									223,68 kN	0,4231 N/mm <sup>2</sup>	1,40	SI	
N	4	PRIMO	A-A	0,85 m	0,41 m	3,23 m	NO				7,88	25,07 kN	0,1094 N/mm <sup>2</sup>	5,42	SI	
N	4	PRIMO	B-B									49,93 kN	0,1994 N/mm <sup>2</sup>	2,97	SI	SI
N	4	PRIMO	C-C									36,25 kN	0,1490 N/mm <sup>2</sup>	3,98	SI	
N	4	TERRA	A-A	0,85 m	0,41 m	3,80 m	NO				9,27	62,38 kN	0,3139 N/mm <sup>2</sup>	1,89	SI	
N	4	TERRA	B-B									103,46 kN	0,4334 N/mm <sup>2</sup>	1,37	SI	SI
N	4	TERRA	C-C									85,16 kN	0,4058 N/mm <sup>2</sup>	1,46	SI	

MASCHIO		PIANO	SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	INTERVENTO CON BETONCINO	SPESSORE BETONCINO	SPESSORE INOTNACO	$\lambda < 20$	$N_{TOT}$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO	
N	5	PRIMO	A-A	0,85 m	0,41 m	3,23 m	NO			7,88	24,58 kN	0,1179 N/mm <sup>2</sup>	5,03	SI	
N	5	PRIMO	B-B								41,50 kN	0,1784 N/mm <sup>2</sup>	3,32	SI	SI
N	5	PRIMO	C-C								39,77 kN	0,1758 N/mm <sup>2</sup>	3,37	SI	SI
N	5	TERRA	A-A	0,85 m	0,41 m	3,80 m	NO			9,27	64,67 kN	0,3201 N/mm <sup>2</sup>	1,85	SI	
N	5	TERRA	B-B								91,44 kN	0,3917 N/mm <sup>2</sup>	1,51	SI	SI
N	5	TERRA	C-C								86,35 kN	0,4071 N/mm <sup>2</sup>	1,46	SI	SI
N	6	SOTTO	A-A	5,08 m	0,41 m	2,95 m	NO			7,20	605,57 kN	0,5338 N/mm <sup>2</sup>	1,11	SI	
N	6	SOTTO	B-B								644,89 kN	0,5080 N/mm <sup>2</sup>	1,17	SI	SI
N	6	SOTTO	C-C								684,35 kN	0,5916 N/mm <sup>2</sup>	1,00	SI	SI
N	7	PRIMO	A-A	0,58 m	0,41 m	3,23 m	NO			7,88	13,68 kN	0,1074 N/mm <sup>2</sup>	5,52	SI	
N	7	PRIMO	B-B								18,39 kN	0,1435 N/mm <sup>2</sup>	4,13	SI	SI
N	7	PRIMO	C-C								35,73 kN	0,2270 N/mm <sup>2</sup>	2,61	SI	SI
N	7	TERRA	A-A	0,58 m	0,41 m	3,80 m	NO			9,27	49,57 kN	0,3437 N/mm <sup>2</sup>	1,72	SI	
N	7	TERRA	B-B								49,11 kN	0,3387 N/mm <sup>2</sup>	1,75	SI	SI
N	7	TERRA	C-C								64,19 kN	0,4290 N/mm <sup>2</sup>	1,38	SI	SI
N	7	SOTTO	A-A	0,58 m	0,41 m	2,95 m	NO			7,20	91,83 kN	0,5880 N/mm <sup>2</sup>	1,01	SI	
N	7	SOTTO	B-B								70,84 kN	0,5160 N/mm <sup>2</sup>	1,15	SI	SI
N	7	SOTTO	C-C								89,97 kN	0,5760 N/mm <sup>2</sup>	1,03	SI	SI
O	1	PRIMO	A-A	1,71 m	0,41 m	3,23 m	NO			7,88	44,51 kN	0,1311 N/mm <sup>2</sup>	4,52	SI	
O	1	PRIMO	B-B								76,65 kN	0,1642 N/mm <sup>2</sup>	3,61	SI	SI
O	1	PRIMO	C-C								94,67 kN	0,2194 N/mm <sup>2</sup>	2,70	SI	SI
O	2	PRIMO	A-A	0,75 m	0,41 m	3,23 m	NO			7,88	51,04 kN	0,3570 N/mm <sup>2</sup>	1,66	SI	
O	2	PRIMO	B-B								61,84 kN	0,3275 N/mm <sup>2</sup>	1,81	SI	SI
O	2	PRIMO	C-C								42,05 kN	0,3392 N/mm <sup>2</sup>	1,75	SI	SI
O	3	PRIMO	A-A	0,43 m	0,41 m	3,23 m	NO			7,88	31,18 kN	0,3501 N/mm <sup>2</sup>	1,69	SI	
O	3	PRIMO	B-B								59,18 kN	0,4989 N/mm <sup>2</sup>	1,19	SI	SI
O	3	PRIMO	C-C								42,98 kN	0,4283 N/mm <sup>2</sup>	1,38	SI	SI
O	4	TERRA	A-A	5,97 m	0,41 m	3,80 m	NO			9,27	371,55 kN	0,3636 N/mm <sup>2</sup>	1,63	SI	
O	4	TERRA	B-B								562,86 kN	0,4170 N/mm <sup>2</sup>	1,42	SI	SI
O	4	TERRA	C-C								683,61 kN	0,5919 N/mm <sup>2</sup>	1,00	SI	SI
O	5	PRIMO	A-A	5,86 m	0,41 m	3,73 m	NO			9,10	142,68 kN	0,1144 N/mm <sup>2</sup>	5,18	SI	
O	5	PRIMO	B-B								325,37 kN	0,1858 N/mm <sup>2</sup>	3,19	SI	SI
O	5	PRIMO	C-C								488,98 kN	0,3092 N/mm <sup>2</sup>	1,92	SI	SI
O	5	TERRA	A-A	5,86 m	0,41 m	3,80 m	NO			9,27	568,24 kN	0,3504 N/mm <sup>2</sup>	1,69	SI	
O	5	TERRA	B-B								736,19 kN	0,3951 N/mm <sup>2</sup>	1,50	SI	SI
O	5	TERRA	C-C								849,89 kN	0,5090 N/mm <sup>2</sup>	1,16	SI	SI

MASCHIO	PIANO	SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	INTERVENTO CON BETONCINO	SPESSORE BETONCINO	SPESSORE INOTNACO	$\lambda < 20$	$N_{TOT}$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO
O 6	SOTTO	A-A	14,48 m	0,41 m	2,95 m	NO			7,20	1753,32 kN	0,4403 N/mm <sup>2</sup>	1,35	SI
O 6	SOTTO	B-B								1965,21 kN	0,4535 N/mm <sup>2</sup>	1,31	SI
O 6	SOTTO	C-C								2201,52 kN	0,5419 N/mm <sup>2</sup>	1,09	SI
O 7	PRIMO	A-A	1,44 m	0,41 m	3,23 m	NO			7,88	36,91 kN	0,1301 N/mm <sup>2</sup>	4,55	SI
O 7	PRIMO	B-B								70,61 kN	0,1770 N/mm <sup>2</sup>	3,35	SI
O 7	PRIMO	C-C								89,07 kN	0,2391 N/mm <sup>2</sup>	2,48	SI
O 7	TERRA	A-A	1,44 m	0,41 m	3,80 m	NO			9,27	110,80 kN	0,2898 N/mm <sup>2</sup>	2,04	SI
O 7	TERRA	B-B								150,77 kN	0,3509 N/mm <sup>2</sup>	1,69	SI
O 7	TERRA	C-C								163,52 kN	0,4088 N/mm <sup>2</sup>	1,45	SI
O 8	PRIMO	A-A	0,45 m	0,41 m	3,23 m	NO			7,88	12,17 kN	0,1266 N/mm <sup>2</sup>	4,68	SI
O 8	PRIMO	B-B								36,01 kN	0,2968 N/mm <sup>2</sup>	2,00	SI
O 8	PRIMO	C-C								20,71 kN	0,1838 N/mm <sup>2</sup>	3,22	SI
O 8	TERRA	A-A	0,45 m	0,41 m	3,80 m	NO			9,27	26,99 kN	0,2305 N/mm <sup>2</sup>	2,57	SI
O 8	TERRA	B-B								58,88 kN	0,4728 N/mm <sup>2</sup>	1,25	SI
O 8	TERRA	C-C								43,14 kN	0,3464 N/mm <sup>2</sup>	1,71	SI
O 9	SOTTO	A-A	2,54 m	0,41 m	2,95 m	NO			7,20	280,83 kN	0,5363 N/mm <sup>2</sup>	1,11	SI
O 9	SOTTO	B-B								295,30 kN	0,5768 N/mm <sup>2</sup>	1,03	SI
O 9	SOTTO	C-C								312,72 kN	0,5884 N/mm <sup>2</sup>	1,01	SI
O 10	PRIMO	A-A	0,45 m	0,41 m	3,23 m	NO			7,88	12,34 kN	0,1283 N/mm <sup>2</sup>	4,62	SI
O 10	PRIMO	B-B								36,87 kN	0,3016 N/mm <sup>2</sup>	1,96	SI
O 10	PRIMO	C-C								21,89 kN	0,1933 N/mm <sup>2</sup>	3,07	SI
O 10	TERRA	A-A	0,45 m	0,41 m	3,80 m	NO			9,27	28,05 kN	0,2377 N/mm <sup>2</sup>	2,49	SI
O 10	TERRA	B-B								59,78 kN	0,4801 N/mm <sup>2</sup>	1,23	SI
O 10	TERRA	C-C								39,95 kN	0,3233 N/mm <sup>2</sup>	1,83	SI
O 10	SOTTO	A-A	0,45 m	0,41 m	2,95 m	NO			7,20	80,04 kN	0,5240 N/mm <sup>2</sup>	1,13	SI
O 10	SOTTO	B-B								52,98 kN	0,5760 N/mm <sup>2</sup>	1,03	SI
O 10	SOTTO	C-C								57,90 kN	0,5800 N/mm <sup>2</sup>	1,02	SI
O 11	PRIMO	A-A	1,58 m	0,41 m	3,23 m	NO			7,88	50,25 kN	0,1661 N/mm <sup>2</sup>	3,57	SI
O 11	PRIMO	B-B								104,89 kN	0,2326 N/mm <sup>2</sup>	2,55	SI
O 11	PRIMO	C-C								113,23 kN	0,2841 N/mm <sup>2</sup>	2,09	SI
O 11	TERRA	A-A	1,58 m	0,41 m	3,80 m	NO			9,27	140,14 kN	0,3340 N/mm <sup>2</sup>	1,77	SI
O 11	TERRA	B-B								215,82 kN	0,4454 N/mm <sup>2</sup>	1,33	SI
O 11	TERRA	C-C								213,43 kN	0,4861 N/mm <sup>2</sup>	1,22	SI
O 11	SOTTO	A-A	1,58 m	0,41 m	2,95 m	NO			7,20	226,69 kN	0,4451 N/mm <sup>2</sup>	1,33	SI
O 11	SOTTO	B-B								217,62 kN	0,4983 N/mm <sup>2</sup>	1,19	SI
O 11	SOTTO	C-C								221,56 kN	0,4350 N/mm <sup>2</sup>	1,36	SI

MASCHIO	PIANO	SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	INTERVENTO CON BETONCINO	SPESSORE BETONCINO	SPESSORE INOTNACO	$\lambda < 20$	$N_{TOT}$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO	
S 1	PRIMO	A-A	1,20 m	0,41 m	3,73 m	NO			9,10	76,59 kN	0,3719 N/mm <sup>2</sup>	1,59	SI	
S 1	PRIMO	B-B								66,31 kN	0,2564 N/mm <sup>2</sup>	2,31	SI	SI
S 1	PRIMO	C-C								87,61 kN	0,3893 N/mm <sup>2</sup>	1,52	SI	
S 1	TERRA	A-A	1,20 m	0,41 m	3,80 m	SI	0,06		9,27	138,18 kN	0,1923 N/mm <sup>2</sup>	3,08	SI	
S 1	TERRA	B-B								182,21 kN	0,2090 N/mm <sup>2</sup>	2,84	SI	SI
S 1	TERRA	C-C								165,67 kN	0,2219 N/mm <sup>2</sup>	2,67	SI	
S 2	PRIMO	A-A	1,40 m	0,41 m	3,73 m	NO			9,10	111,59 kN	0,4644 N/mm <sup>2</sup>	1,28	SI	
S 2	PRIMO	B-B								135,26 kN	0,3933 N/mm <sup>2</sup>	1,51	SI	SI
S 2	PRIMO	C-C								148,87 kN	0,5254 N/mm <sup>2</sup>	1,13	SI	
S 2	TERRA	A-A	1,40 m	0,41 m	3,80 m	SI	0,06		9,27	223,91 kN	0,2601 N/mm <sup>2</sup>	2,28	SI	
S 2	TERRA	B-B								293,70 kN	0,2785 N/mm <sup>2</sup>	2,13	SI	SI
S 2	TERRA	C-C								243,07 kN	0,2788 N/mm <sup>2</sup>	2,13	SI	
S 3	SOTTO	A-A	4,60 m	0,53 m	2,95 m	SI	0,06		5,57	740,78 kN	0,3281 N/mm <sup>2</sup>	1,81	SI	
S 3	SOTTO	B-B								854,24 kN	0,2883 N/mm <sup>2</sup>	2,06	SI	SI
S 3	SOTTO	C-C								942,93 kN	0,3826 N/mm <sup>2</sup>	1,55	SI	
S 4	PRIMO	A-A	1,40 m	0,41 m	3,73 m	NO			9,10	105,01 kN	0,4334 N/mm <sup>2</sup>	1,37	SI	
S 4	PRIMO	B-B								105,69 kN	0,3228 N/mm <sup>2</sup>	1,84	SI	SI
S 4	PRIMO	C-C								124,07 kN	0,4619 N/mm <sup>2</sup>	1,28	SI	
S 4	TERRA	A-A	1,40 m	0,41 m	3,80 m	SI	0,06		9,27	201,37 kN	0,2411 N/mm <sup>2</sup>	2,46	SI	
S 4	TERRA	B-B								282,50 kN	0,2700 N/mm <sup>2</sup>	2,19	SI	SI
S 4	TERRA	C-C								304,33 kN	0,3383 N/mm <sup>2</sup>	1,75	SI	
S 4	SOTTO	A-A	1,40 m	0,53 m	2,95 m	SI	0,06		5,57	381,49 kN	0,4215 N/mm <sup>2</sup>	1,41	SI	
S 4	SOTTO	B-B								480,16 kN	0,4361 N/mm <sup>2</sup>	1,36	SI	SI
S 4	SOTTO	C-C								517,33 kN	0,5538 N/mm <sup>2</sup>	1,07	SI	
S 5	PRIMO	A-A	1,40 m	0,41 m	3,73 m	NO			9,10	111,19 kN	0,4628 N/mm <sup>2</sup>	1,28	SI	
S 5	PRIMO	B-B								134,87 kN	0,3921 N/mm <sup>2</sup>	1,51	SI	SI
S 5	PRIMO	C-C								155,72 kN	0,5391 N/mm <sup>2</sup>	1,10	SI	
S 5	TERRA	A-A	1,40 m	0,41 m	3,80 m	SI	0,06		9,27	237,65 kN	0,2771 N/mm <sup>2</sup>	2,14	SI	
S 5	TERRA	B-B								300,65 kN	0,2870 N/mm <sup>2</sup>	2,06	SI	SI
S 5	TERRA	C-C								289,74 kN	0,3275 N/mm <sup>2</sup>	1,81	SI	
S 5	SOTTO	A-A	1,40 m	0,53 m	2,95 m	SI	0,06		5,57	385,42 kN	0,4283 N/mm <sup>2</sup>	1,38	SI	
S 5	SOTTO	B-B								477,85 kN	0,4340 N/mm <sup>2</sup>	1,37	SI	SI
S 5	SOTTO	C-C								502,15 kN	0,5407 N/mm <sup>2</sup>	1,10	SI	
S 6	PRIMO	A-A	1,40 m	0,41 m	3,73 m	NO			9,10	104,25 kN	0,4302 N/mm <sup>2</sup>	1,38	SI	
S 6	PRIMO	B-B								105,54 kN	0,3224 N/mm <sup>2</sup>	1,84	SI	SI
S 6	PRIMO	C-C								121,55 kN	0,4559 N/mm <sup>2</sup>	1,30	SI	

MASCHIO	PIANO	SEZIONE	LUNGHEZZA	SPESSORE	ALTEZZA	INTERVENTO CON BETONCINO	SPESSORE BETONCINO	SPESSORE INOTNACO	$\lambda < 20$	$N_{TOT}$	$\sigma \leq f_d$	FS	VERIFICATO
S	6	TERRA	A-A	1,40 m	0,41 m	3,80 m	SI	0,06	9,27	196,89 kN	0,2359 N/mm <sup>2</sup>	2,51	SI
S	6	TERRA	B-B							274,37 kN	0,2624 N/mm <sup>2</sup>	2,26	SI
S	6	TERRA	C-C							291,91 kN	0,3248 N/mm <sup>2</sup>	1,82	SI
S	6	SOTTO	A-A	1,40 m	0,53 m	2,95 m	SI	0,06	5,57	418,11 kN	0,4696 N/mm <sup>2</sup>	1,26	SI
S	6	SOTTO	B-B							512,54 kN	0,4652 N/mm <sup>2</sup>	1,27	SI
S	6	SOTTO	C-C							548,42 kN	0,5901 N/mm <sup>2</sup>	1,00	SI
S	7	PRIMO	A-A	1,40 m	0,41 m	3,73 m	NO		9,10	111,64 kN	0,4646 N/mm <sup>2</sup>	1,28	SI
S	7	PRIMO	B-B							135,31 kN	0,3934 N/mm <sup>2</sup>	1,51	SI
S	7	PRIMO	C-C							149,73 kN	0,5285 N/mm <sup>2</sup>	1,12	SI
S	7	TERRA	A-A	1,40 m	0,41 m	3,80 m	SI	0,06	9,27	225,46 kN	0,2619 N/mm <sup>2</sup>	2,26	SI
S	7	TERRA	B-B							294,81 kN	0,2796 N/mm <sup>2</sup>	2,12	SI
S	7	TERRA	C-C							247,83 kN	0,2841 N/mm <sup>2</sup>	2,09	SI
S	8	PRIMO	A-A	1,20 m	0,41 m	3,73 m	NO		9,10	75,84 kN	0,3682 N/mm <sup>2</sup>	1,61	SI
S	8	PRIMO	B-B							67,07 kN	0,2578 N/mm <sup>2</sup>	2,30	SI
S	8	PRIMO	C-C							89,20 kN	0,3903 N/mm <sup>2</sup>	1,52	SI
S	8	TERRA	A-A	1,20 m	0,41 m	3,80 m	SI	0,06	9,27	140,42 kN	0,1942 N/mm <sup>2</sup>	3,05	SI
S	8	TERRA	B-B							179,27 kN	0,2057 N/mm <sup>2</sup>	2,88	SI
S	8	TERRA	C-C							161,75 kN	0,2179 N/mm <sup>2</sup>	2,72	SI
S	9	SOTTO	A-A	4,60 m	0,53 m	2,95 m	SI	0,06	5,57	743,95 kN	0,3278 N/mm <sup>2</sup>	1,81	SI
S	9	SOTTO	B-B							857,66 kN	0,2942 N/mm <sup>2</sup>	2,01	SI
S	9	SOTTO	C-C							944,14 kN	0,3931 N/mm <sup>2</sup>	1,51	SI
VS	1	SOTTO	A-A	3,70 m	0,27 m	2,95 m	NO		10,93	131,53 kN	0,3002 N/mm <sup>2</sup>	1,97	SI
VS	1	SOTTO	B-B							179,99 kN	0,2819 N/mm <sup>2</sup>	2,10	SI
VS	1	SOTTO	C-C							212,71 kN	0,4131 N/mm <sup>2</sup>	1,43	SI
VS	2	SOTTO	A-A	0,45 m	0,27 m	2,95 m	NO		10,93	25,89 kN	0,4686 N/mm <sup>2</sup>	1,26	SI
VS	2	SOTTO	B-B							30,64 kN	0,4006 N/mm <sup>2</sup>	1,48	SI
VS	2	SOTTO	C-C							35,12 kN	0,5750 N/mm <sup>2</sup>	1,03	SI

Con l'utilizzo di questo metodo, si vanno a creare diversi tipi di pareti, a seconda della combinazione tra muratura a 2, 3 o 4 teste e spessore di betoncino 6 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, è stata utilizzata la seguente formula:

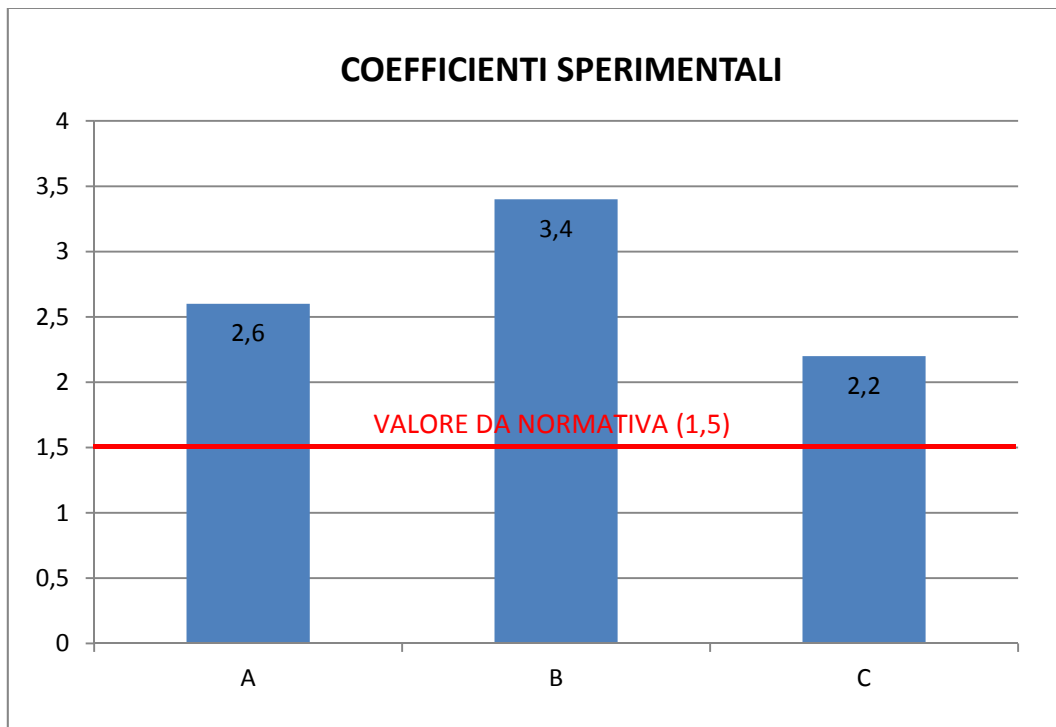
$$f_m \cdot sp_m + f_b \cdot sp_b = f_{eq} \cdot sp_m$$

dove:

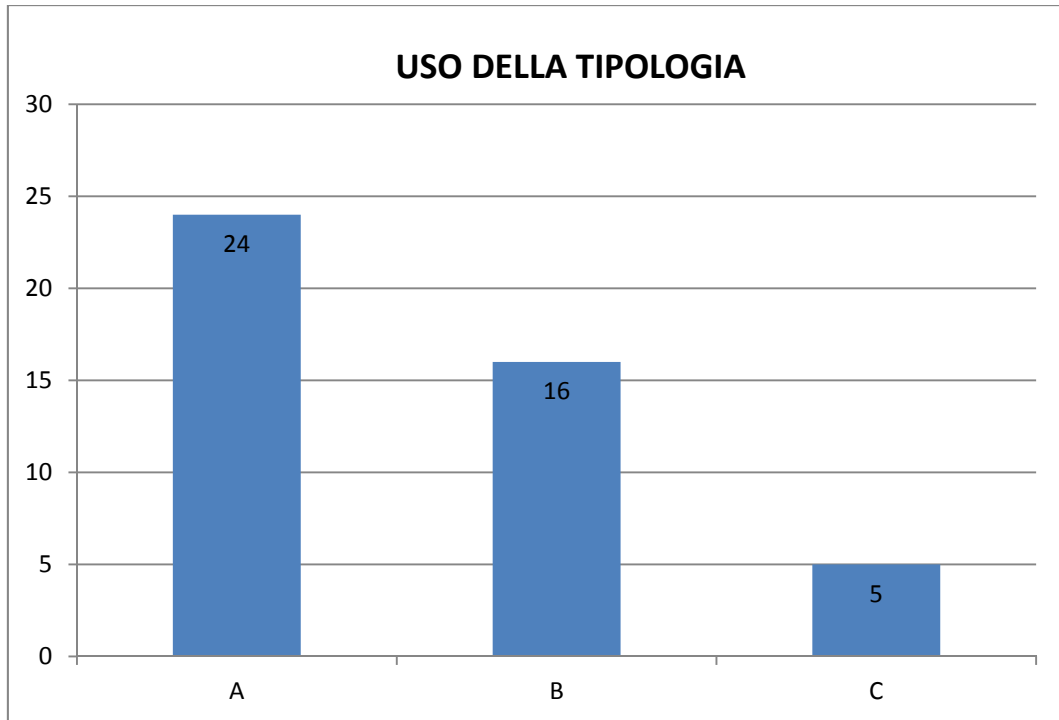
- $f_m$  è la resistenza della muratura;
- $f_b$  è la resistenza del betoncino;
- $sp_m$  è lo spessore della muratura (al netto dell'intonaco);
- $sp_b$  è lo spessore del betoncino.

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.

TIPOLOGIA	SPESSORE MURATURA	SPESSORE BETONCINO	$f_{eq}$	COEFFICIENTE	USO TIPOLOGIA
<b>A</b>	41 cm	6 cm	6,2 N/mm <sup>2</sup>	2,6	24
<b>B</b>	27 cm	6 cm	8,2 N/mm <sup>2</sup>	3,4	16
<b>C</b>	53 cm	6 cm	5,3 N/mm <sup>2</sup>	2,2	5



Come si può notare dal grafico i valori ottenuti sono nettamente superiori al valore considerato dalla normativa nel caso di intervento con intonaco armato su mattoni pieni e malta di calce.



## 8. Interventi sulle fondazioni

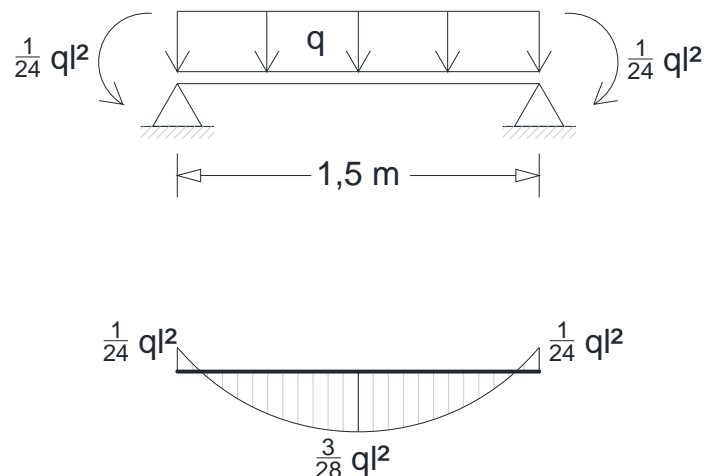
Si è reso necessario anche effettuare un intervento sulle fondazioni al fine di migliorare il comportamento sismico dell'edificio. E' stato previsto l'inserimento, in adiacenza alla fondazione esistente, di due cordoli in c.a. dotati di collegamenti trasversali, posti ad interasse di 1,5 m uno dall'altro. 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 seminterrato (3 teste e 4 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 più sollecitate che sono rispettivamente quella a Sud per la tipologia di parete a 4 teste e quella interna a Sud per la tipologia a 3 teste.

### 8.1. Verifica dei cordoli

Per quanto riguarda i cordoli di collegamento 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.





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

$$PARETE SUD (4 TESTE) \rightarrow q = \frac{3465 N}{21,4 m} = 162 kN/m$$

$$PARETE INTERNA SUD (3 TESTE) \rightarrow q = \frac{3855 N}{21,4 m} = 180 kN/m$$

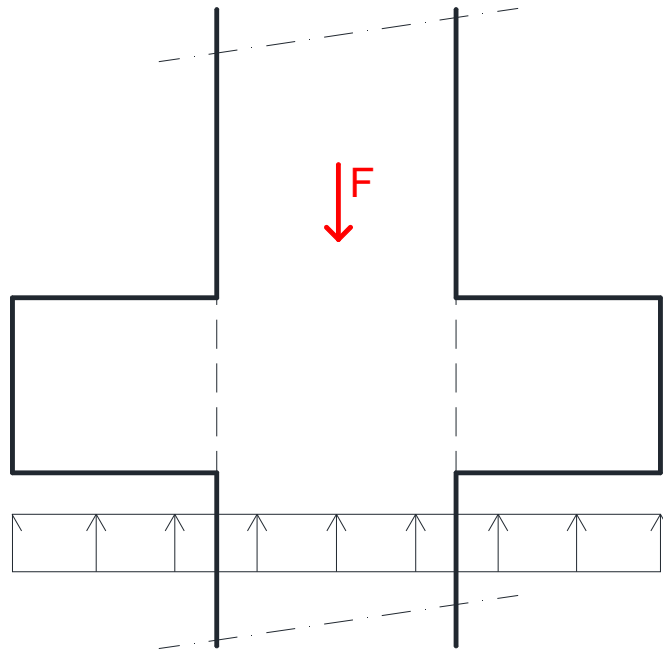


Figura 44 - Schema di carico della fondazione

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  $\varnothing 12$  mm, delle staffe  $\varnothing 8$  mm a 2 bracci con passo 20 cm, con ganci a  $135^\circ$ .

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

Progetto Sezione Rettangolare - F1 per aiuto

Normativa: NTC 2008

Sollecitazioni e metodo di calcolo  
 S.L.U.  Metodo n

Ricoprimento armatura c: 4 cm  
 A's/A\_s %: 0 %

Scelta diametri autom.  
 Scelta diametri autom.  
 $\phi$  minimo 14 mm  
 $\phi$  massimo 18 mm

Scelta diametri manuale  
 N\*  $\phi$

Armatura superiore:  
 2 14  
 0 18  
 0 20

Armatura inferiore:  
 0 16  
 0 18  
 0 20

Combinazioni:  
 Comb. barre superiori  
 Comb. barre inferiori

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

Opzioni taglio  
 minimizza staffe  
 cot  $\theta$  2,15  
 no staffe  $\rho_l$  0 %  
 $\phi$  staffe 8 mm  
 n° bracci 2  
 $\phi$  reggistaffe 12  
 gancio 135°

Deformazione adimensionale armatura tesa  
 Armatura forte (NO) SA  $\epsilon_s / \epsilon_{yd}$  15,94 x/d 0,101  $\delta$  0,700 Armatura debole (OK) CR

Risultati  
**Armatura superiore**  
**2 $\phi$ 12**  
 A\_s 2,26 cm<sup>2</sup> +79,8% A\_s min 1,26

**Armatura inferiore**  
**2 $\phi$ 12**  
 A'\_s 2,26 cm<sup>2</sup> +0,0% A'\_s min 2,26

A's/A\_s: 100% %  $\rho_s$  0,27 %  
 Incidenza acciaio 55,6 kg/m<sup>3</sup>

**Taglio**  
 $\tau_{max}$  0,8132 N/mm<sup>2</sup>  
**Staffe  $\phi$ 8/19 a 2 bracci**  
**Staffatura minima  $\phi$ 8/19**  
 Staff. minima per VEd = 97,35 kN

Inserisce Risultati per Verifiche

Help

Osservazioni

Figura 45 - Progetto della sezione del cordolo

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

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

Titolo : cordolo

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	35	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,26	5,7
2	2,26	24,3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 15,6 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

**Materiali**

B450C		C35/45	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	19,83
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	13,5
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,8
		τ <sub>c1</sub>	2,257

M<sub>xRd</sub> 24,21 kN m

σ<sub>c</sub> -19,83 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 23,56 ‰  
d 24,3 cm  
x 3,143 x/d 0,1293  
δ 0,7

Figura 46 - Verifica cordolo pareti interrante (3 teste - 41 cm)

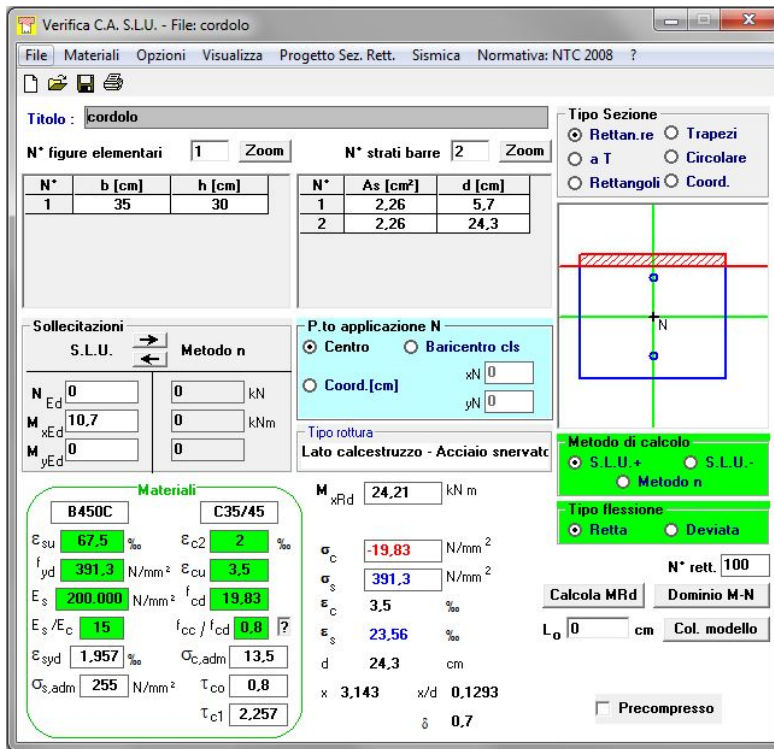


Figura 47 - Verifica cordolo (3 teste - 41 cm)

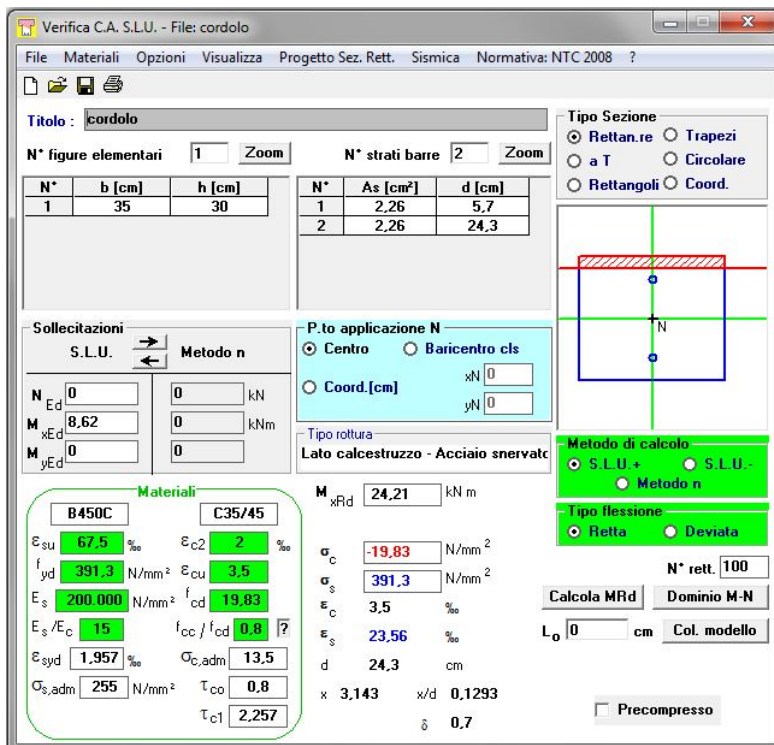


Figura 48 - Verifica cordolo parete Sud (4 teste - 53 cm)

## 8.2. Verifica cordoli di collegamento

Supponendo che il carico verticale sopra calcolato si distribuisce in modo proporzionale rispetto alla loro larghezza sui tre componenti della sezione (due cordoli e la restante muratura) su ciascun cordolo andrà ad agire una forza pari a

$$PARETE SUD (4 TESTE) \rightarrow P = 69000 N$$

$$PARETE INTERNA SUD (3 TESTE) \rightarrow P = 85000 N$$

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 mezzeria della mensola e che  $a_c > h_c/2$ , 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.

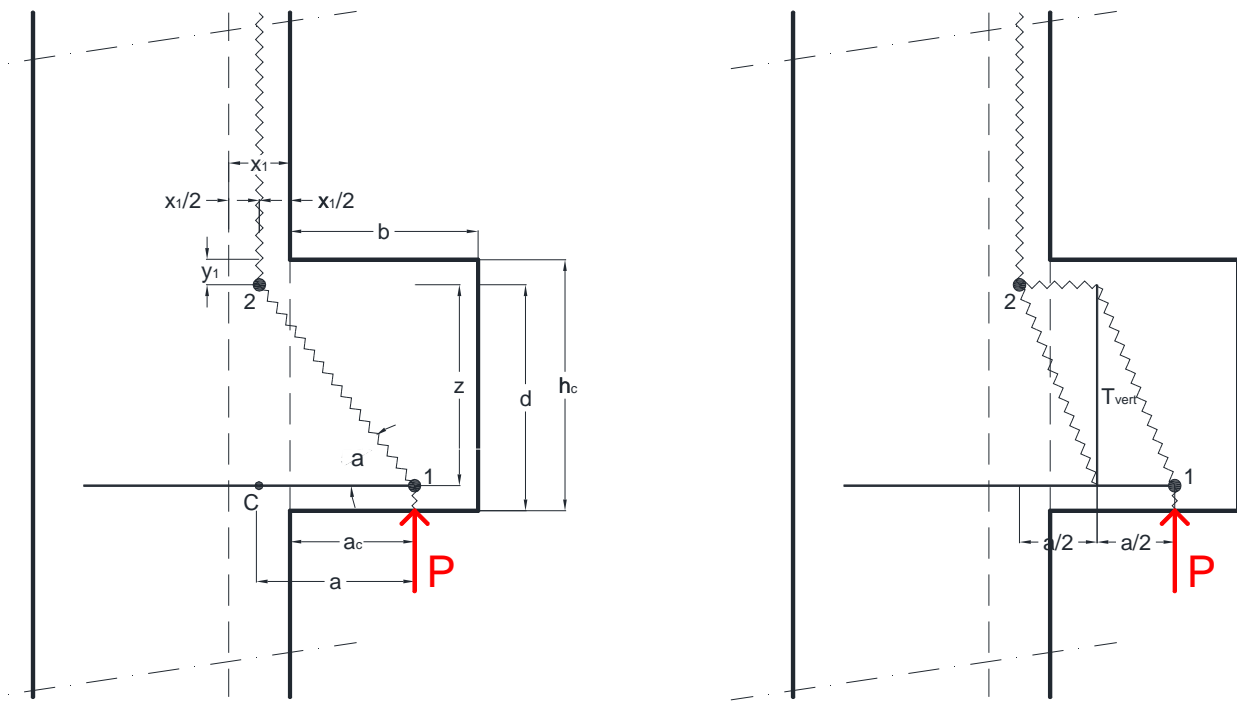


Figura 49 - Tralici elementari in cui si scompone il modello S&T

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  $\sigma_{1Rd,max}$

$$x_2 = \frac{P}{\sigma_{1Rd,max} \cdot b}$$

per cui il *nodo 2* è situato ad una distanza  $x_2/2$  dalla faccia esterna della parete. Supponendo un copriferro in fondazione di 40 mm, la distanza  $y_2$  del nodo dal lembo superiore della mensola si ricava imponendo che il braccio della coppia interna  $z = 0,8 \cdot d$ :

$$y_2 = 0,2 \cdot d$$

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

$$P \cdot \left( a_c + \frac{x_2}{2} \right) = F_c \cdot z \quad \rightarrow \quad F_c = F_t = \frac{P}{z} \cdot \left( a_c + \frac{x_2}{2} \right)$$

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

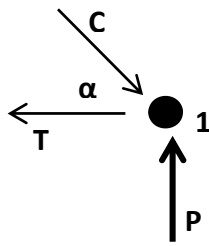
$$\text{nodo 1} \quad \rightarrow \quad \sigma = \frac{P}{b \cdot l} \leq \sigma_{2Rd,max}$$

$$\text{nodo 2} \quad \rightarrow \quad \sigma = \frac{F_c}{b \cdot 2 \cdot y_2} \leq \sigma_{1Rd,max}$$

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

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

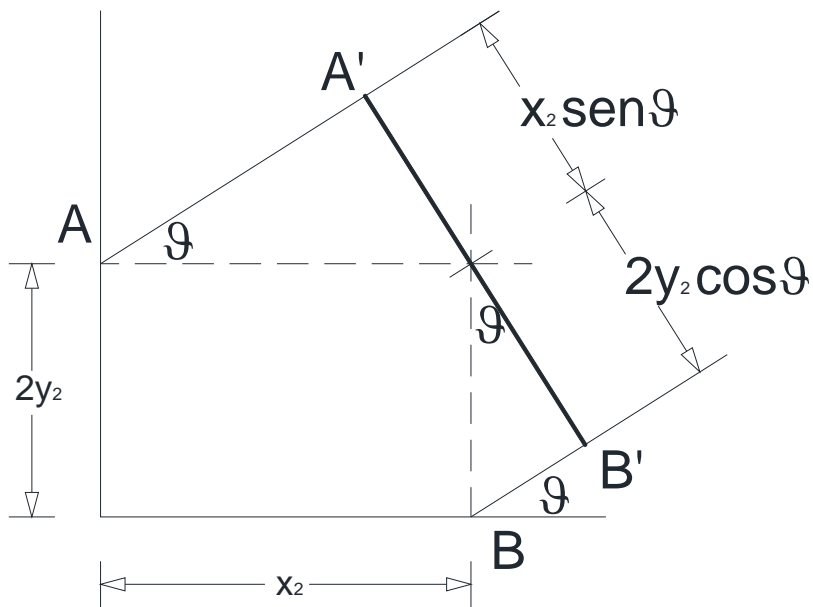


Figura 50 - Calcolo della larghezza del puntone

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



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

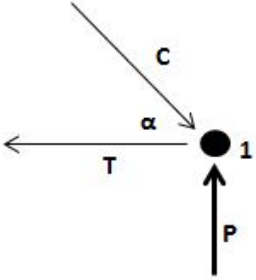
CARATTERISTICHE MASCHIO				CARATTERISTICHE CORDOLO DI RINFORZO FONDAZIONE												
$p'$	$i$	$s$	$P$	$h_c$	$b$	$l$	$a_c$	$z$	$a$	$\alpha$						
162 kN/m	1,50 m	0,53 m	69 kN	300 mm	350 mm	300 mm	175 mm	208 mm	180 mm	49°						
<p>SCHEMA 1</p> 				<p>NODO CCT</p> $C = P / \sin \alpha = 91571 \text{ N}$ $T = \cotan \alpha = 60076 \text{ N}$												
<b>EQUILIBRIO ALLA ROTAZIONE RISPETTO AL PUNTO C</b>																
$x_2 =$	9,8 mm	$P \cdot (a_c + x_2/2) = F_c \cdot z$	$\rightarrow F_c =$	59780 N												
$x_2/2 =$	4,9 mm															
$y_2 =$	52 mm	$F_c = F_t$	$\rightarrow A_s = F_t / f_{yd} =$	153 mm <sup>2</sup>	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">SCELTA DELL'ARMATURA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>n. 2 <math>\varnothing</math> 12 mm</td> <td><math>A_s = 226 \text{ mm}^2</math></td> </tr> </tbody> </table>						SCELTA DELL'ARMATURA		n. 2 $\varnothing$ 12 mm	$A_s = 226 \text{ mm}^2$		
SCELTA DELL'ARMATURA																
n. 2 $\varnothing$ 12 mm	$A_s = 226 \text{ mm}^2$															
<b>VERIFICA NODI</b>																
$\sigma_{1,Rd} =$	20,07 N/mm <sup>2</sup>	<b>NODO 1</b>		<b>NODO 2</b>												
$\sigma_{2,Rd} =$	17,06 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma =$	1,64 N/mm <sup>2</sup>	$\leq \sigma_{1,Rd}$	$\sigma =$	1,11 N/mm <sup>2</sup>	$\leq \sigma_{2,Rd}$									
		VERIFICATO		VERIFICATO												
<b>STAFFE</b>																
$T_{vert} =$	39830 N	$\rightarrow A_w = T_{vert} / f_{yd} =$	102 mm <sup>2</sup>	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">SCELTA DELLE STAFFE</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>n. 2 bracci</td> <td><math>A_s = 200 \text{ mm}^2</math></td> </tr> <tr> <td>n. 2 <math>\varnothing</math> 8 mm</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>							SCELTA DELLE STAFFE		n. 2 bracci	$A_s = 200 \text{ mm}^2$	n. 2 $\varnothing$ 8 mm	
SCELTA DELLE STAFFE																
n. 2 bracci	$A_s = 200 \text{ mm}^2$															
n. 2 $\varnothing$ 8 mm																
<b>VERIFICA PUNTONI</b>																
$A =$	26480 mm <sup>2</sup>	$\rightarrow \sigma =$	3,46 N/mm <sup>2</sup>	$\leq f_{cd} = 19,8 \text{ N/mm}^2$	VERIFICATO											

Figura 51 - Verifica per parete 4 teste (sp. 53 cm)

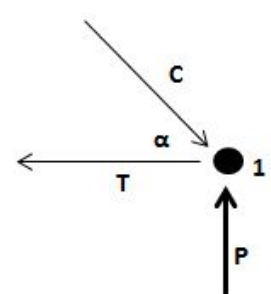
CARATTERISTICHE MASCHIO				CARATTERISTICHE CORDOLO DI RINFORZO FONDAZIONE						
$p'$	$i$	$s$	$P$	$h_c$	$b$	$l$	$a_c$	$z$	$a$	$\alpha$
180 kN/m	1,50 m	0,41 m	85 kN	300 mm	350 mm	300 mm	175 mm	208 mm	181 mm	49°
<p>SCHEMA 1</p>  <p>NODO CCT</p>				$C = P / \sin \alpha = 112890 \text{ N}$ $T = \cotan \alpha = 74063 \text{ N}$						
<b>EQUILIBRIO ALLA ROTAZIONE RISPETTO AL PUNTO C</b>										
$x_2 = 12,1 \text{ mm}$	$P \cdot (a_c + x_2/2) = F_c \cdot z$	$\rightarrow F_c = 74167 \text{ N}$								
$x_2/2 = 6,1 \text{ mm}$										
$y_2 = 52 \text{ mm}$	$F_c = F_t$	$\rightarrow A_s = F_t / f_{yd} = 190 \text{ mm}^2$								
<b>SCELTA DELL'ARMATURA</b>										
n. 2 $\varnothing 12 \text{ mm}$ $A_s = 226 \text{ mm}^2$										
<b>VERIFICA NODI</b>										
$\sigma_{1,Rd} = 20,07 \text{ N/mm}^2$			<b>NODO 1</b>				<b>NODO 2</b>			
$\sigma_{2,Rd} = 17,06 \text{ N/mm}^2$			$\sigma = 2,04 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{1,Rd}$				$\sigma = 1,37 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{2,Rd}$			
<b>VERIFICATO</b>										
<b>STAFFE</b>										
$T_{vert} = 49416 \text{ N}$	$\rightarrow A_w = T_{vert} / f_{yd} = 126 \text{ mm}^2$									
<b>SCELTA DELLE STAFFE</b>										
n. 2 bracci n. 2 $\varnothing 8 \text{ mm}$ $A_s = 200 \text{ mm}^2$										
<b>VERIFICA PUNTONI</b>										
$A = 27085 \text{ mm}^2$	$\rightarrow \sigma = 4,17 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cd} = 19,8 \text{ N/mm}^2$	<b>VERIFICATO</b>								

Figura 52 - Verifica per parete 3 teste (sp. 41 cm)

Al fine del soddisfacimento delle verifiche sono bastati i ferri minimi previsti da normativa (reggistaffe), cioè 2  $\varnothing 12 \text{ mm}$  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.

## 9. 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. Trattandosi di un edificio per metà interrato è stata effettuata un'analisi su due modelli che consideravano i due casi limite: il primo modello considera la parte seminterrata come se fosse interamente fuori terra, mentre il secondo la considera come interrata fino a metà altezza di piano. Per maggiore chiarezza si riportano di seguito i due modelli presi in considerazione.

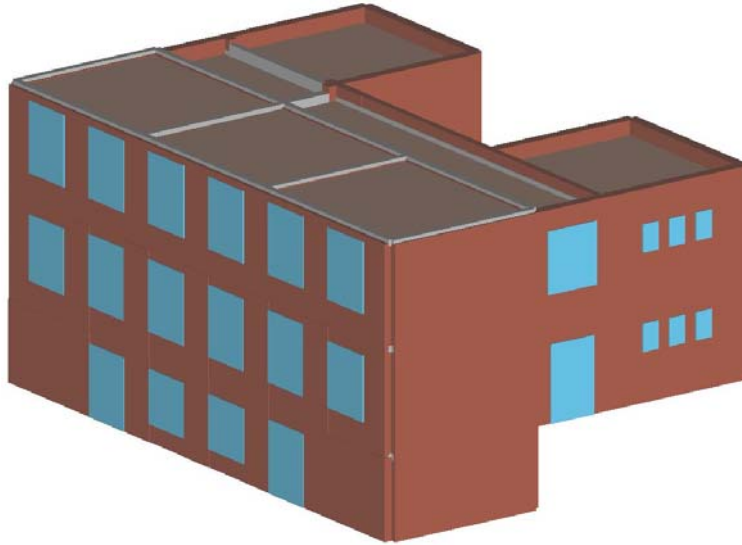


Figura 53 – Caso limite 1 (parte seminterrata completamente fuori terra)

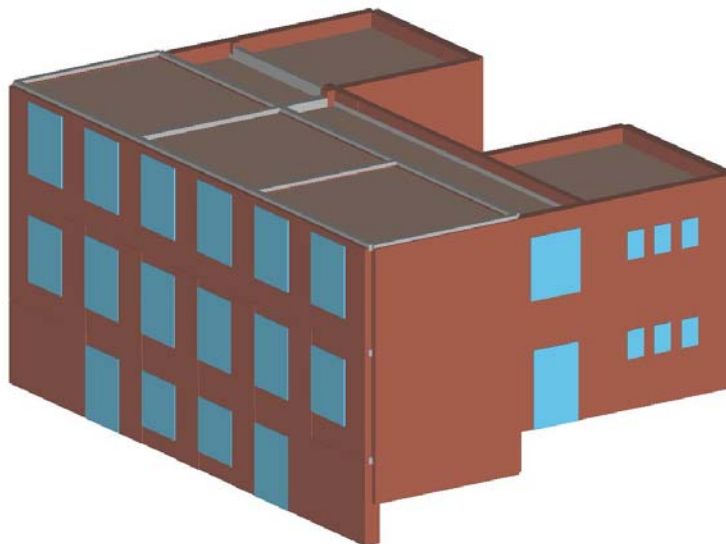


Figura 54 - Caso limite 2 (parte seminterrata fuori terra per metà altezza di piano)

Da osservare il fatto che tutte le parti interrato non sono state modellate in quanto non rilevanti ai fini di questo tipo di analisi.

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 sovrarresistenza  $\alpha_u/\alpha_1$ ;
- 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 § 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.

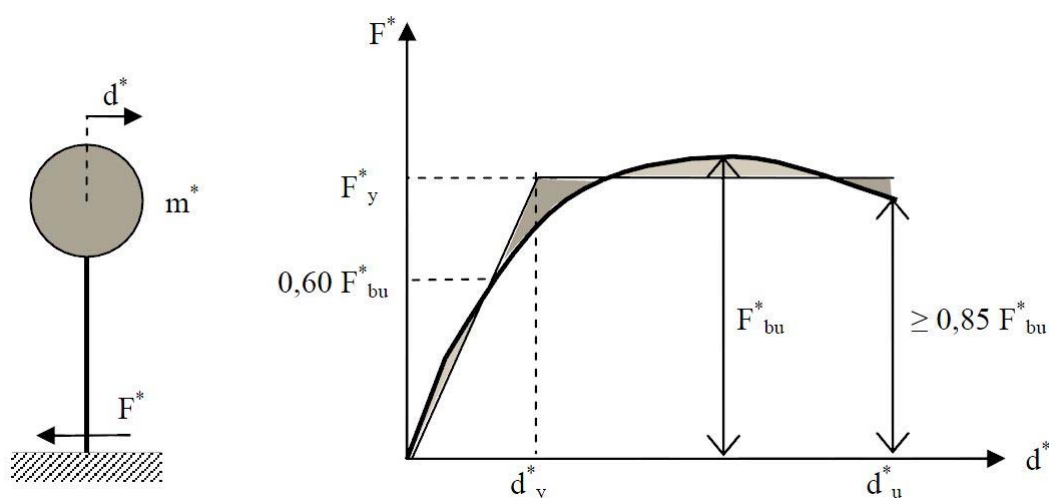


Figura 55 - Sistema e diagramma bilineare equivalente

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  $\Gamma$  è il "fattore di partecipazione modale" definito dalla relazione:

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

Il vettore  $\tau$  è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore  $\phi$  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  $0,6 \cdot F_{bu}^*$  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  $m^* = \phi^T M \phi$  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.

### 9.1. 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 3 nuovi materiali (A-B-C) 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.

TIPOLOGIA	SPESSORE MURATURA	SPESSORE BETONCINO	$E'$	$G'$	$w$	$f_m'$	$\tau$	$f_k$
A	41 cm	6 cm	5394 N/mm <sup>2</sup>	2157 N/mm <sup>2</sup>	18 kN/m <sup>2</sup>	541,3 N/cm <sup>2</sup>	12,3 N/cm <sup>2</sup>	378,9 N/mm <sup>2</sup>
B	27 cm	6 cm	7045 N/mm <sup>2</sup>	2818 N/mm <sup>2</sup>	18 kN/m <sup>2</sup>	669,1 N/cm <sup>2</sup>	15,0 N/cm <sup>2</sup>	468,4 N/mm <sup>2</sup>
C	53 cm	6 cm	4602 N/mm <sup>2</sup>	1841 N/mm <sup>2</sup>	18 kN/m <sup>2</sup>	480,0 N/cm <sup>2</sup>	11,0 N/cm <sup>2</sup>	336,0 N/mm <sup>2</sup>

Le verifiche prevedono lo studio di 24 casi di analisi che tengono conto dell'eccentricità accidentale come definita al §7.2.6 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 immagini seguenti si riportano i risultati dell'analisi condotte sull'edificio dopo gli interventi di adeguamento statico (applicazione del betoncino - stato modificato).



N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q <sup>s</sup> SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	✓	+X	Masse	0,0	0,80	2,84	1,368	0,25	0,82	0,21	0,82	2,193	2,126
2	✓	+X	1° modo	0,0	1,12	2,49	1,636	0,34	0,82	0,28	0,82	1,763	1,740
3	✓	-X	Masse	0,0	0,67	2,00	1,203	0,24	0,94	0,20	0,94	1,879	2,466
4	✓	-X	1° modo	0,0	1,03	1,76	1,491	0,33	1,18	0,27	1,06	1,417	2,286
5	✓	+Y	Masse	0,0	1,36	1,15	2,397	0,42	0,71	0,29	0,71	0,885	1,347
6	✓	+Y	1° modo	0,0	1,62	1,15	2,783	0,57	0,71	0,40	0,71	0,769	1,157
7	✓	-Y	Masse	0,0	1,37	1,15	2,203	0,41	0,56	0,31	0,56	0,881	1,175
8	✓	-Y	1° modo	0,0	1,65	1,21	2,520	0,56	0,66	0,39	0,66	0,787	1,106
9	✓	+X	Masse	72,4	0,77	1,95	1,315	0,25	0,88	0,21	0,88	1,768	2,262
10	✓	+X	Masse	-72,4	0,79	2,77	1,369	0,25	0,81	0,21	0,81	2,191	2,129
11	✓	+X	1° modo	72,4	1,12	2,63	1,630	0,34	1,06	0,28	1,06	1,841	2,049
12	✓	+X	1° modo	-72,4	1,12	2,06	1,636	0,34	0,99	0,28	0,99	1,525	1,949
13	✓	-X	Masse	72,4	0,68	1,73	1,210	0,25	0,77	0,20	0,77	1,688	2,217
14	✓	-X	Masse	-72,4	0,67	2,27	1,204	0,24	0,87	0,20	0,87	2,063	2,362
15	✓	-X	1° modo	72,4	1,04	1,60	1,534	0,32	0,65	0,27	0,65	1,321	1,620
16	✓	-X	1° modo	-72,4	1,06	2,84	1,531	0,33	1,04	0,27	1,04	1,959	2,081
17	✓	+Y	Masse	107,0	1,39	0,99	2,533	0,45	0,63	0,30	0,63	0,778	1,217
18	✓	+Y	Masse	-107,0	1,35	1,26	2,341	0,41	0,47	0,29	0,47	0,953	1,074
19	✓	+Y	1° modo	107,0	1,64	1,05	2,936	0,59	0,63	0,42	0,63	0,703	1,045
20	✓	+Y	1° modo	-107,0	1,61	1,27	2,699	0,55	0,54	0,39	0,54	0,832	0,984
21	✓	-Y	Masse	107,0	1,41	1,04	2,293	0,43	0,58	0,32	0,58	0,807	1,176
22	✓	-Y	Masse	-107,0	1,34	1,32	2,169	0,39	0,71	0,30	0,71	0,986	1,375
23	✓	-Y	1° modo	107,0	1,68	1,10	2,638	0,59	0,58	0,41	0,58	0,721	0,998
24	✓	-Y	1° modo	-107,0	1,62	1,38	2,479	0,54	0,71	0,38	0,71	0,883	1,171

Legenda colori: ■ Verificato ■ Non verificato ■ Non converge a p.p. ■ Analisi più gravosa

Piano-Soil

Figura 56 - Risultati dell'analisi del Modello 1 (stato modificato)

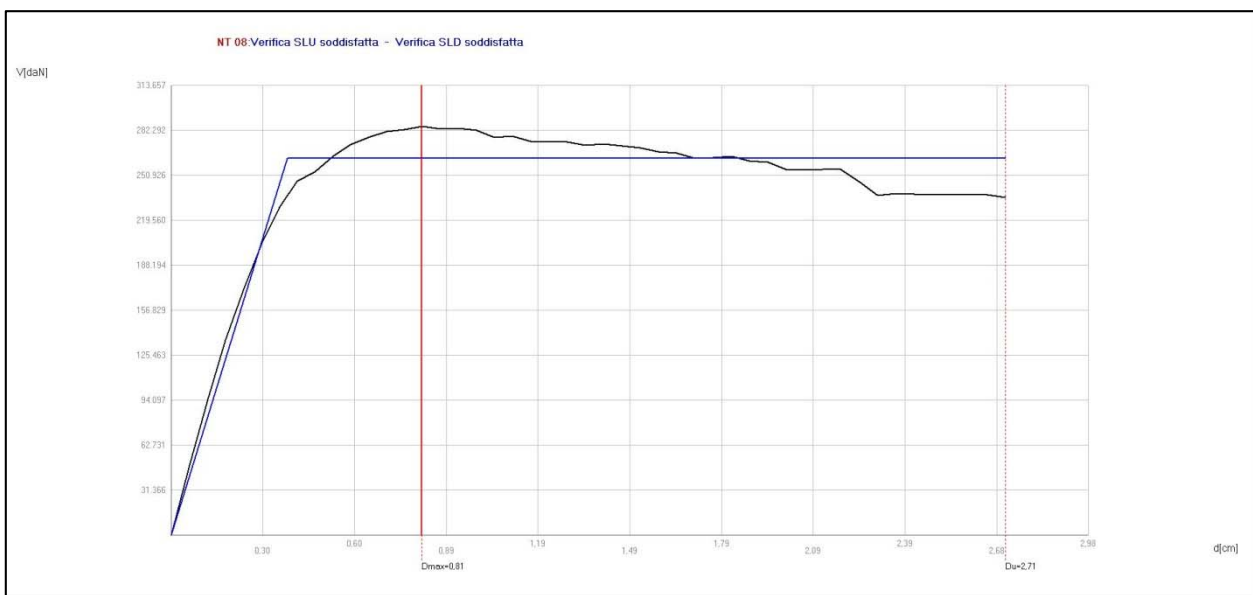


Figura 57 - Grafico pushover Modello 1 (Dmax=0,81 ; Du=2,71)



N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q <sup>s</sup> SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	0,81	2,84	1,388	0,25	0,82	0,21	0,82	2,162	2,111
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	1,13	2,55	1,649	0,34	0,76	0,28	0,76	1,793	1,662
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	0,70	2,00	1,225	0,25	0,94	0,20	0,94	1,849	2,427
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	1,05	1,83	1,511	0,33	0,82	0,27	0,82	1,443	1,825
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,38	1,15	2,431	0,43	0,71	0,30	0,71	0,876	1,332
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	1,63	1,15	2,808	0,57	0,71	0,41	0,71	0,765	1,152
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,39	1,15	2,236	0,42	0,61	0,32	0,61	0,871	1,218
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	1,66	1,21	2,536	0,57	0,66	0,40	0,66	0,784	1,101
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	72,4	0,78	1,95	1,336	0,26	0,88	0,21	0,88	1,753	2,238
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-72,4	0,81	2,77	1,390	0,25	0,81	0,21	0,81	2,159	2,107
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	72,4	1,12	2,63	1,640	0,34	1,00	0,28	1,00	1,829	1,971
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-72,4	1,13	2,06	1,646	0,34	0,99	0,28	0,99	1,522	1,943
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	72,4	0,70	1,79	1,228	0,25	0,77	0,21	0,77	1,705	2,186
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-72,4	0,70	2,27	1,227	0,25	0,87	0,20	0,87	2,034	2,330
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	72,4	1,05	1,60	1,540	0,33	0,65	0,27	0,65	1,311	1,607
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-72,4	1,07	2,84	1,542	0,34	1,04	0,28	1,04	1,946	2,068
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	107,0	1,41	0,99	2,566	0,46	0,63	0,31	0,63	0,771	1,205
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-107,0	1,37	1,26	2,381	0,42	0,47	0,30	0,47	0,942	1,059
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	107,0	1,65	1,04	2,950	0,59	0,63	0,42	0,63	0,701	1,042
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-107,0	1,61	1,27	2,716	0,56	0,54	0,39	0,54	0,829	0,979
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	107,0	1,42	1,04	2,330	0,44	0,58	0,32	0,58	0,798	1,161
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-107,0	1,36	1,32	2,207	0,41	0,71	0,31	0,71	0,975	1,357
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	107,0	1,69	1,10	2,649	0,59	0,64	0,42	0,64	0,718	1,047
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-107,0	1,62	1,38	2,483	0,55	0,70	0,38	0,70	0,881	1,168

Legenda colori

Verificato    
 Non verificato    
 Non converge a p.p.    
 Analisi più gravosa

Piano-Soil

Figura 58 - Risultati dell'analisi del Modello 2 (stato modificato)

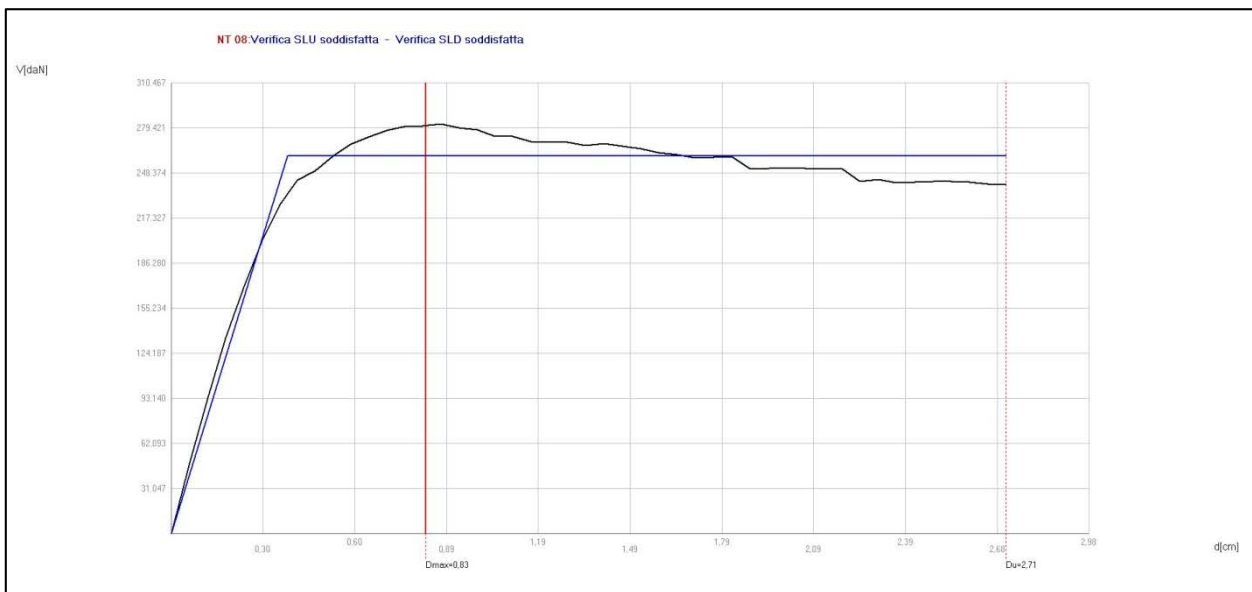


Figura 59 - Grafico pushover Modello 2 (Dmax=0,83 ; Du=2,71)

Per entrambi i modelli le verifiche non soddisfatte allo SLV sono le n. 5-6-7-8-17-18-19-20-21-22-23-24. Tali tipi di analisi riguardano tutte il sisma in direzione Y, segno evidente di mancanza di rigidità in quella direzione. Pertanto sarà necessario intervenire al fine di ripristinare rigidità

proprio in tale direzione. 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. Queste verifiche però sono completamente soddisfatte.

C'è da sottolineare il fatto che 2 analisi (20-23) per il Modello 1 e un'analisi (20) per il Modello 2 non soddisfano le verifiche allo SLD.

Nelle figure precedenti notiamo anche gli indicatori di rischio  $\alpha_u$  e  $\alpha_e$ .

Il parametro  $\alpha_u$  è considerato un indicatore del rischio di collasso, il parametro  $\alpha_e$  è un indicatore del rischio di inagibilità dell'opera. Possiamo infatti notare che se il parametro  $\alpha_u$  è inferiore a 1, la verifica risulta non soddisfatta.

## 9.2. 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 confrontandola con i risultati dell'analisi si nota la "mancanza" di rigidezza in direzione Y.

Si è pensato quindi di intervenire con dei telai d'irrigidimento a nodi rigidi in acciaio, in tale direzione. Sono state inserite queste cerchiature in corrispondenza delle pareti che corrono lungo la direzione suddetta, in modo da garantire una continuazione di queste. Tali irrigidimenti sono stati inseriti, quindi, all'interno del corridoio sia al piano terra che al piano primo, in modo tale da non apportare ingombri ulteriori nelle aule (già di piccole dimensioni rispetto al numero di bambini presenti). Sono state inoltre cerchiare anche le due aperture esistenti che dal vano scala portano al corridoio. Per meglio chiarire gli interventi effettuati riportiamo di seguito uno schema in pianta con indicate le cerchiature.

E' stata omessa la pianta del piano seminterrato in quanto non sono stati previsti interventi.

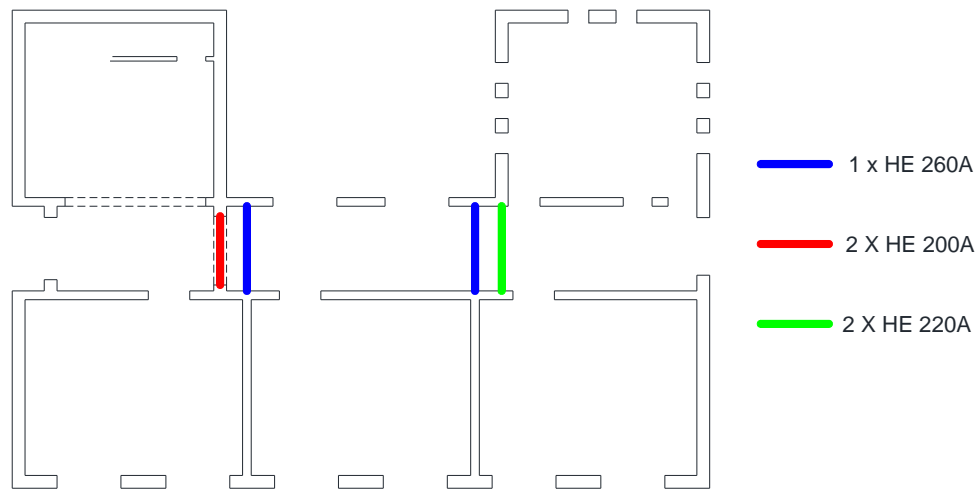


Figura 60 - Inserimento cerchiature di irrigidimento piano terra

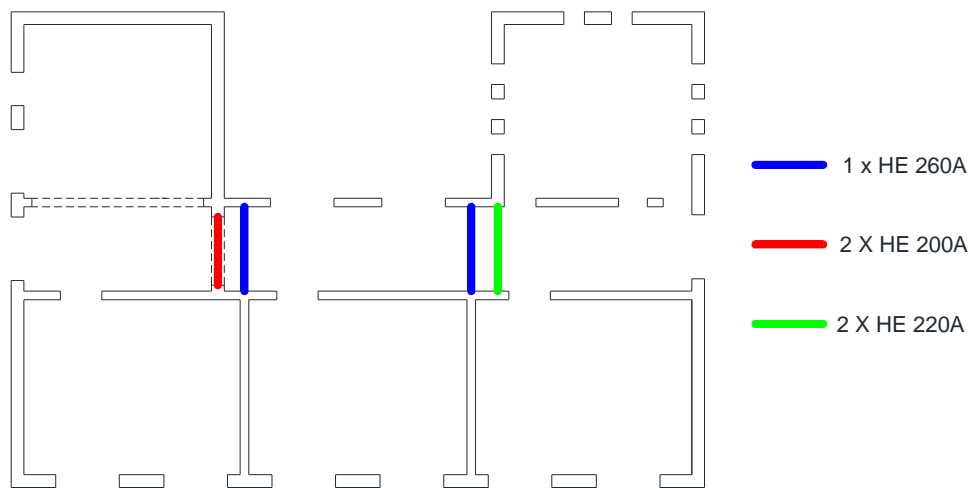


Figura 61 - Inserimento cerchiature di irrigidimento piano primo

Una volta determinato il tipo di intervento è stato rivisto il modello sul software 3Muri e sono state riefettuate le analisi. Come fatto in precedenza i modelli presi in considerazione sono stati due, corrispondenti ai due casi limite. Si riportano di seguito i risultati.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	0,85	2,45	1,406	0,27	0,95	0,22	0,95	2,009	2,233
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	1,21	1,43	1,776	0,36	0,77	0,29	0,77	1,118	1,587
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	0,73	1,89	1,182	0,28	1,48	0,23	1,42	1,719	3,096
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	1,16	1,42	1,670	0,35	1,13	0,29	1,01	1,144	2,072
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,21	3,35	2,282	0,35	0,64	0,25	0,64	1,315	1,389
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	1,47	3,53	2,655	0,49	0,96	0,34	0,96	1,130	1,553
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,16	2,58	1,982	0,31	0,68	0,26	0,68	1,513	1,498
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	1,41	2,63	2,262	0,43	0,73	0,32	0,73	1,326	1,348
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	72,4	0,85	1,92	1,396	0,27	1,02	0,22	1,02	1,672	2,330
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-72,4	0,83	2,38	1,392	0,26	1,00	0,22	1,00	1,986	2,334
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	72,4	1,21	1,44	1,765	0,36	0,78	0,29	0,78	1,127	1,599
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-72,4	1,22	1,48	1,776	0,36	1,30	0,29	1,12	1,145	2,224
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	72,4	0,76	1,68	1,231	0,28	1,43	0,23	1,25	1,565	3,001
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-72,4	0,73	2,11	1,166	0,28	1,34	0,23	1,34	1,853	2,915
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	72,4	1,17	1,43	1,693	0,35	0,89	0,29	0,89	1,145	1,782
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-72,4	1,16	1,53	1,621	0,36	1,41	0,29	1,05	1,204	2,417
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	107,0	1,24	2,97	2,484	0,38	0,86	0,25	0,86	1,208	1,640
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-107,0	1,18	1,95	2,131	0,32	0,80	0,25	0,80	1,408	1,635
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	107,0	1,49	3,03	2,933	0,52	0,92	0,37	0,92	1,023	1,471
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-107,0	1,45	2,09	2,453	0,47	0,81	0,32	0,81	1,223	1,404
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	107,0	1,24	2,64	2,194	0,35	0,65	0,27	0,65	1,367	1,383
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-107,0	1,08	2,07	1,791	0,30	0,84	0,25	0,84	1,594	1,796
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	107,0	1,49	2,64	2,505	0,49	0,70	0,33	0,70	1,198	1,246
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-107,0	1,35	2,69	2,122	0,39	0,67	0,31	0,67	1,414	1,325

Legenda colori: ■ Verificato ■ Non verificato ■ Non converge a p.p. ■ Analisi più gravosa

Piano-Soil

Figura 62 - Risultati dell'analisi Modello 1 (stato di progetto)

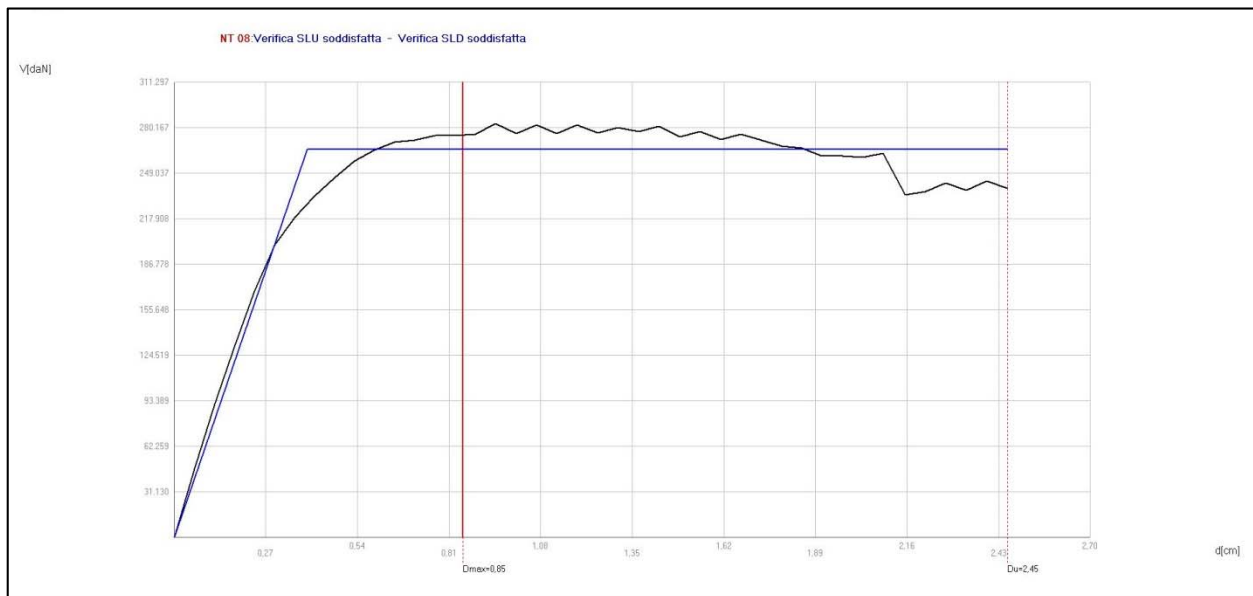


Figura 63 - Grafico pushover Modello 1 (D<sub>max</sub>=0,85 ; D<sub>u</sub>=2,45)

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	0,86	2,39	1,424	0,27	0,95	0,22	0,95	1,962	2,218
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	1,22	1,43	1,786	0,36	0,77	0,29	0,77	1,115	1,580
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	0,75	1,89	1,196	0,28	1,42	0,23	1,36	1,705	2,990
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	1,17	1,42	1,678	0,35	1,13	0,29	1,01	1,140	2,065
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,23	3,33	2,322	0,36	0,90	0,25	0,90	1,292	1,706
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	1,48	3,58	2,684	0,50	0,96	0,34	0,96	1,118	1,544
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,19	2,58	2,019	0,32	0,68	0,26	0,68	1,486	1,477
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	1,42	2,63	2,288	0,44	0,73	0,32	0,73	1,311	1,337
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	72,4	0,87	1,92	1,418	0,27	1,08	0,22	1,08	1,655	2,386
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-72,4	0,85	2,38	1,412	0,27	1,06	0,22	1,06	1,969	2,392
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	72,4	1,22	1,44	1,774	0,36	0,78	0,29	0,78	1,123	1,593
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-72,4	1,22	1,48	1,787	0,36	1,30	0,30	1,12	1,142	2,218
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	72,4	0,78	1,68	1,246	0,28	1,43	0,23	1,25	1,550	2,972
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-72,4	0,74	2,16	1,180	0,28	1,34	0,23	1,34	1,877	2,896
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	72,4	1,18	1,43	1,708	0,35	0,89	0,29	0,89	1,138	1,770
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-72,4	1,16	1,47	1,635	0,36	1,11	0,29	1,05	1,167	2,051
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	107,0	1,26	2,92	2,562	0,39	0,86	0,26	0,86	1,171	1,615
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-107,0	1,20	1,95	2,160	0,33	0,80	0,26	0,80	1,389	1,612
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	107,0	1,49	3,03	2,935	0,52	0,87	0,36	0,87	1,022	1,414
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-107,0	1,45	2,08	2,464	0,47	0,81	0,32	0,81	1,218	1,399
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	107,0	1,26	2,64	2,232	0,36	0,65	0,27	0,65	1,344	1,365
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-107,0	1,11	2,07	1,834	0,31	0,84	0,25	0,84	1,574	1,767
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	107,0	1,50	2,68	2,517	0,49	0,70	0,34	0,70	1,192	1,240
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-107,0	1,35	2,16	2,083	0,39	0,67	0,32	0,67	1,431	1,331

Legenda colori

Verificato     Non verificato     Non converge a p.p.     Analisi più gravosa

Piano-Soil

Figura 64 - Risultati dell'analisi Modello 2 (stato di progetto)

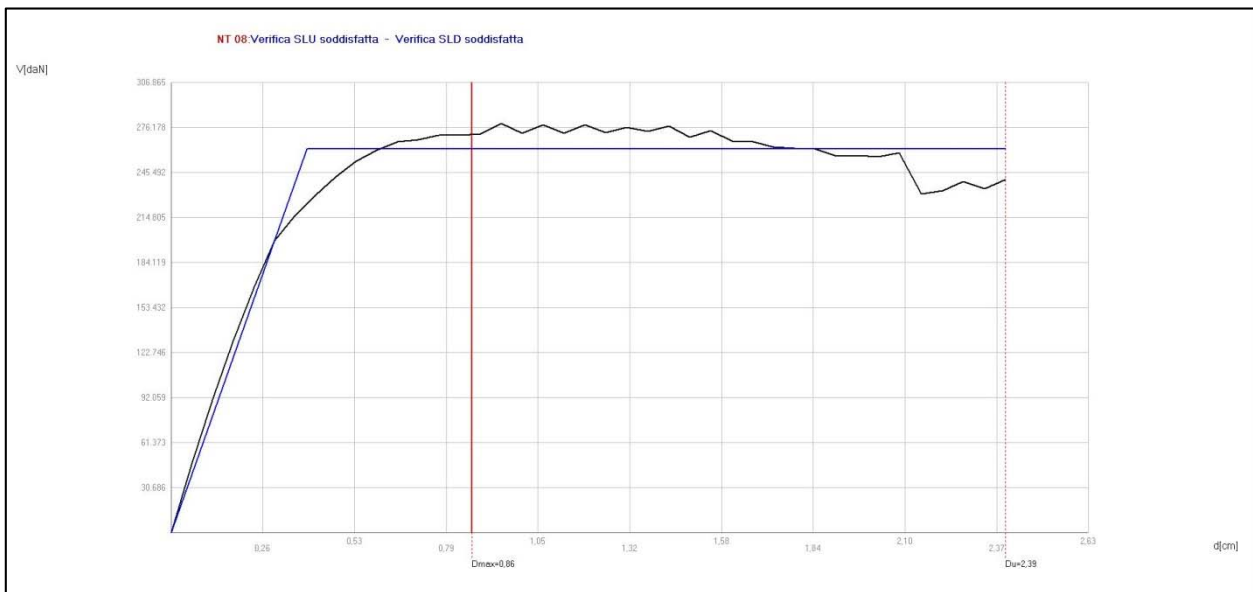


Figura 65 - Grafico pushover Modello 2 (D<sub>max</sub>=0,86 ; D<sub>u</sub>=2,39)

## Allegati

**TAV.1** – Planimetria generale, pianta seminterrato, pianta piano terra, pianta piano primo, sezione A-A'.

**TAV.2** – Prospetto Nord, prospetto Sud, prospetto Est/corte Est, prospetto Ovest/corte Ovest, sezione B-B'.

**TAV.3** – Piano seminterrato interventi con betoncino armato, disposizione dei fori parete 1, sezione orizzontale e verticale parete 1.

**TAV.4** – Piano terra interventi con betoncino armato, disposizione dei fori parete 2, sezione orizzontale e verticale parete 2.

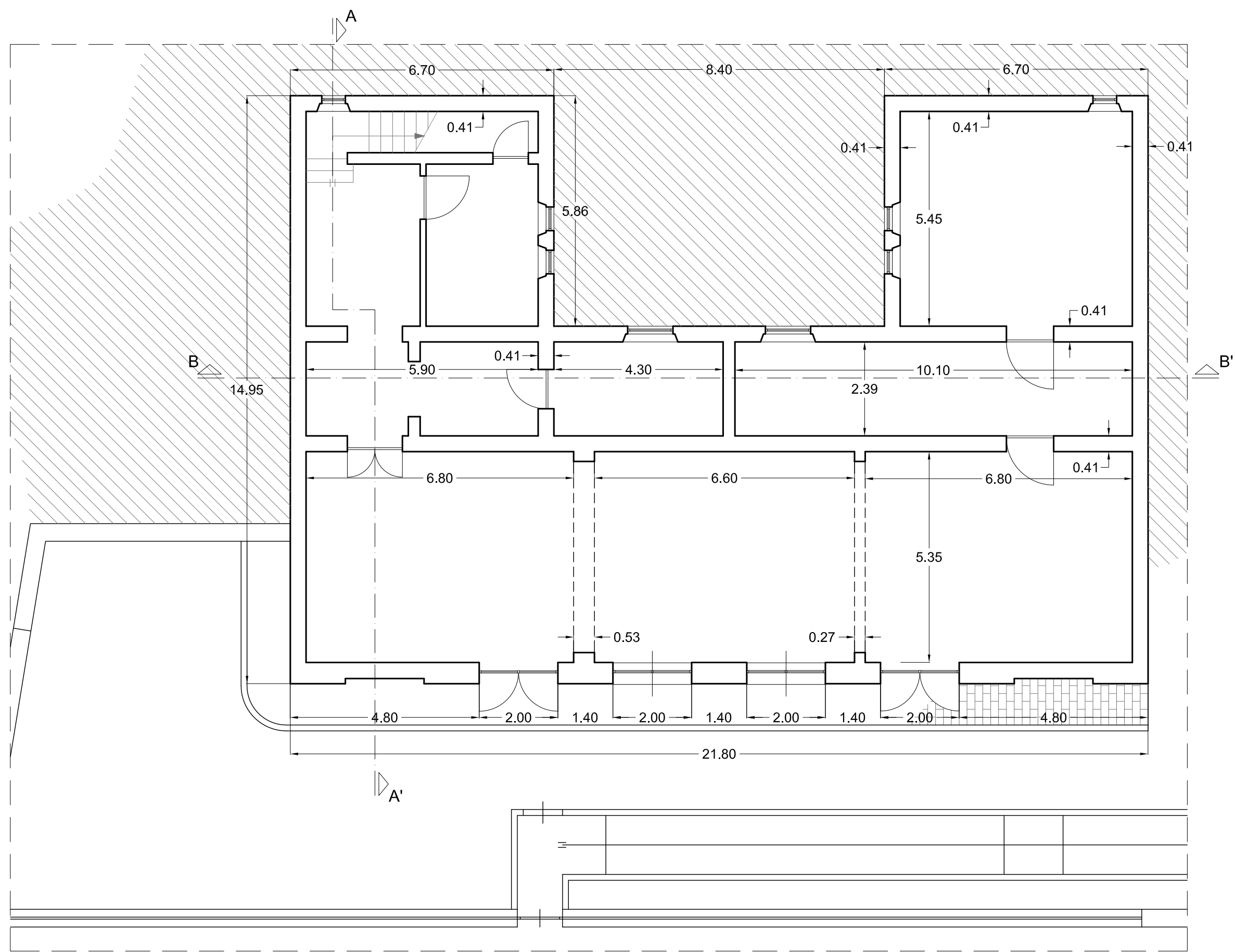
**TAV.5** – Pianta rinforzo fondazione, pianta cordoli di fondazione, sezione A-A', sezione B-B', sezione C-C', sezione D-D', sezione E-E'.

**TAV.6** – Cerchiatura tipo 1 (sezione e particolari).

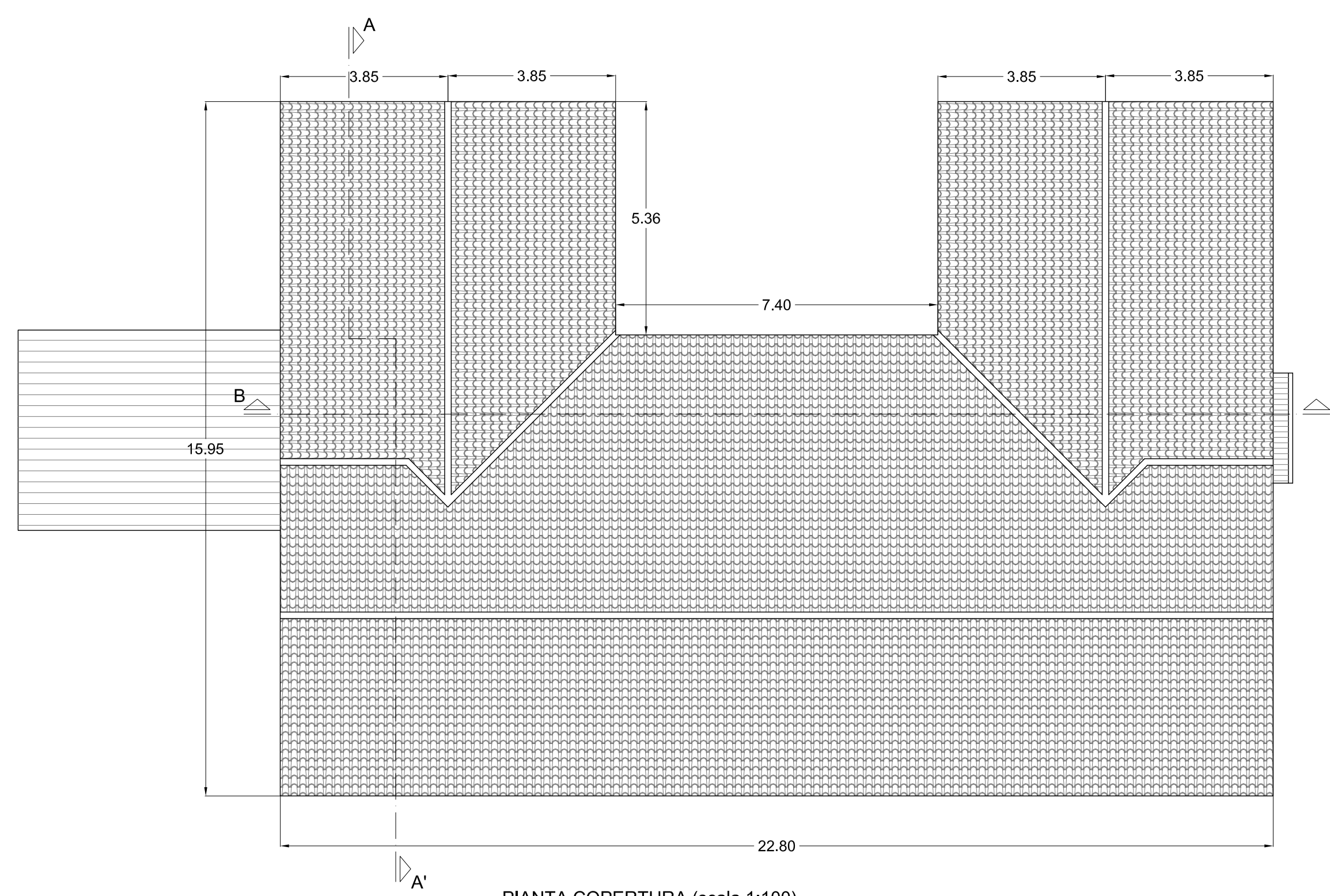
**TAV.7** – Cerchiatura tipo 2 (sezione e particolari).

**TAV.8** – Cerchiatura tipo 3 (sezione e particolari).

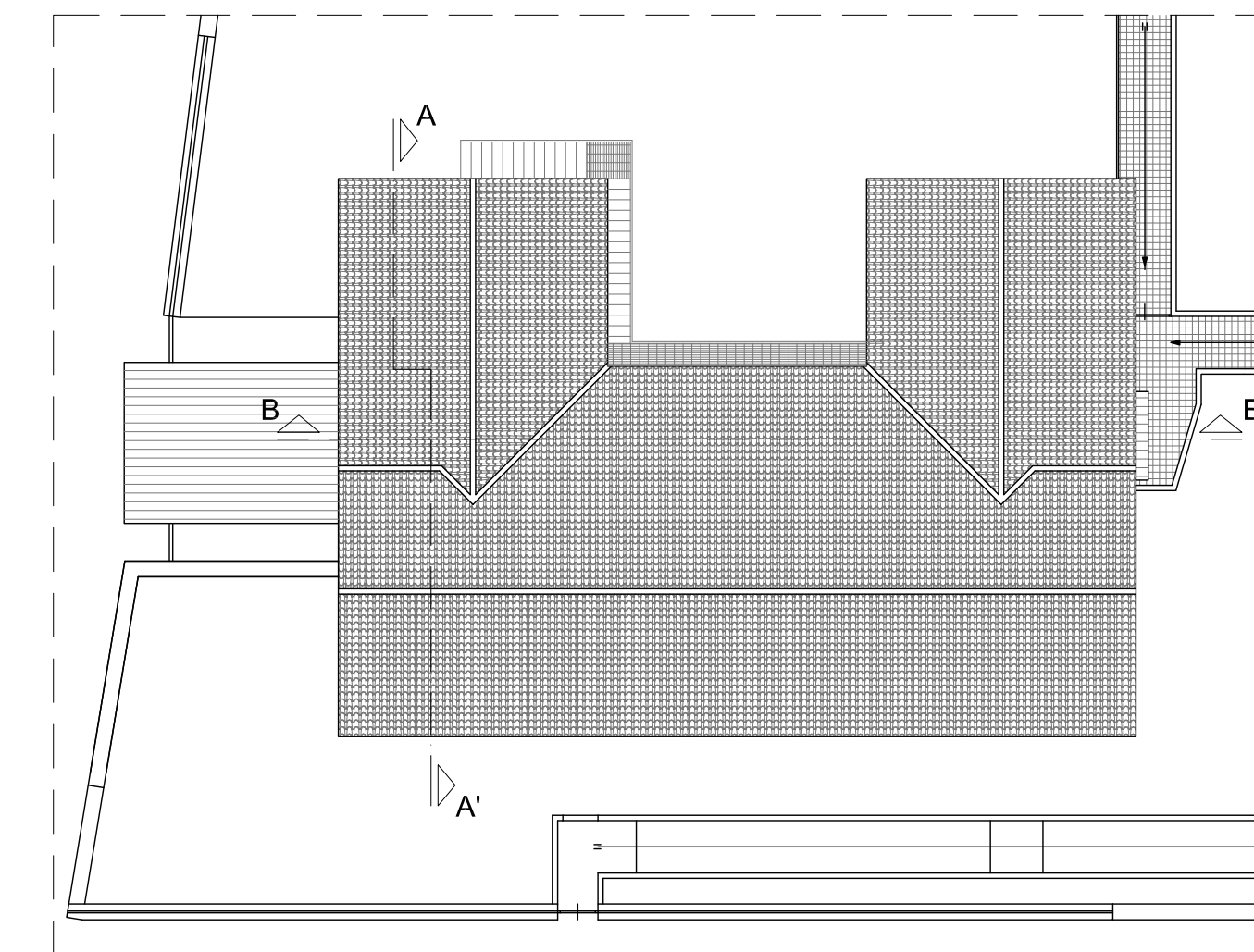




PIANTA PIANO SEMINTERRATO (scala 1:100)



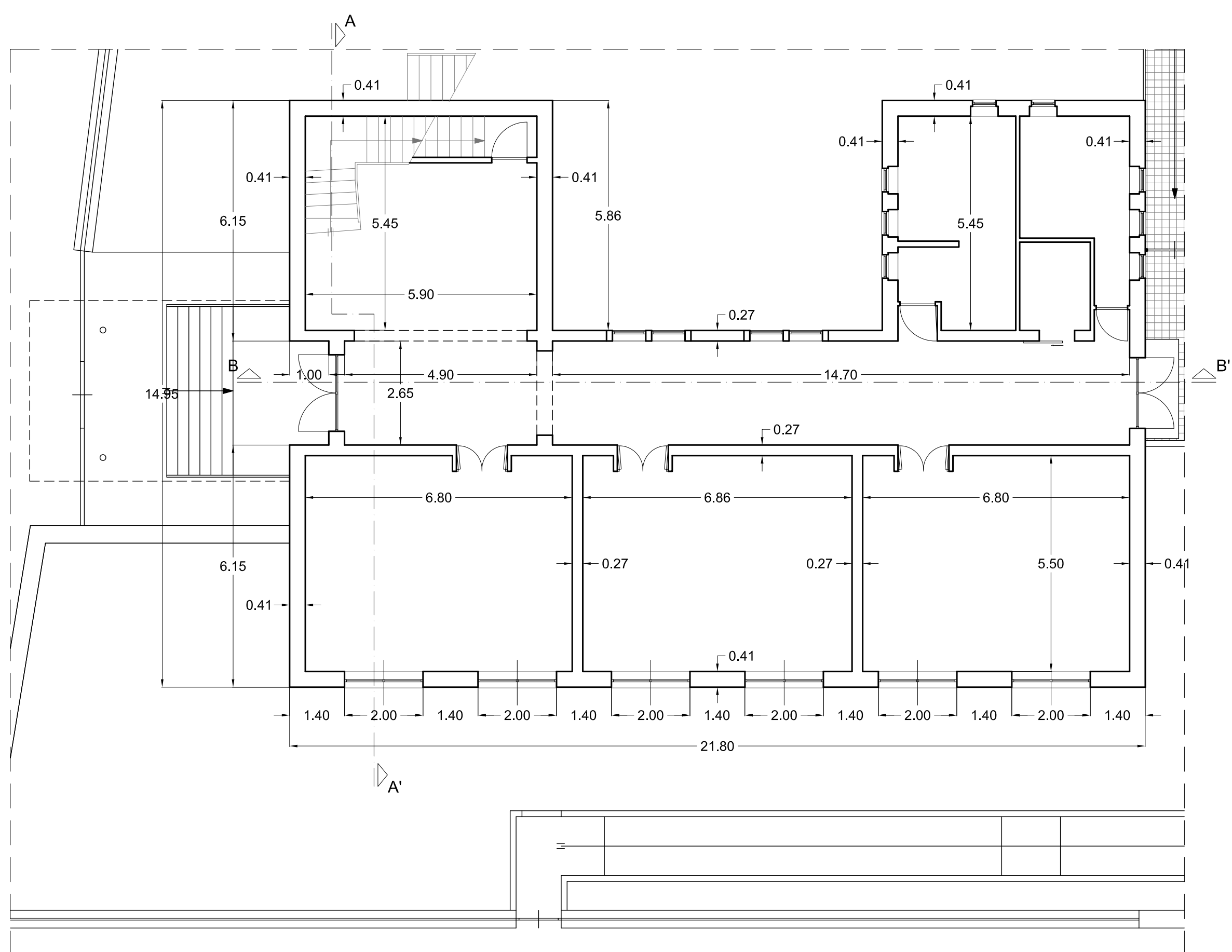
PIANTA COPERTURA (scala 1:100)



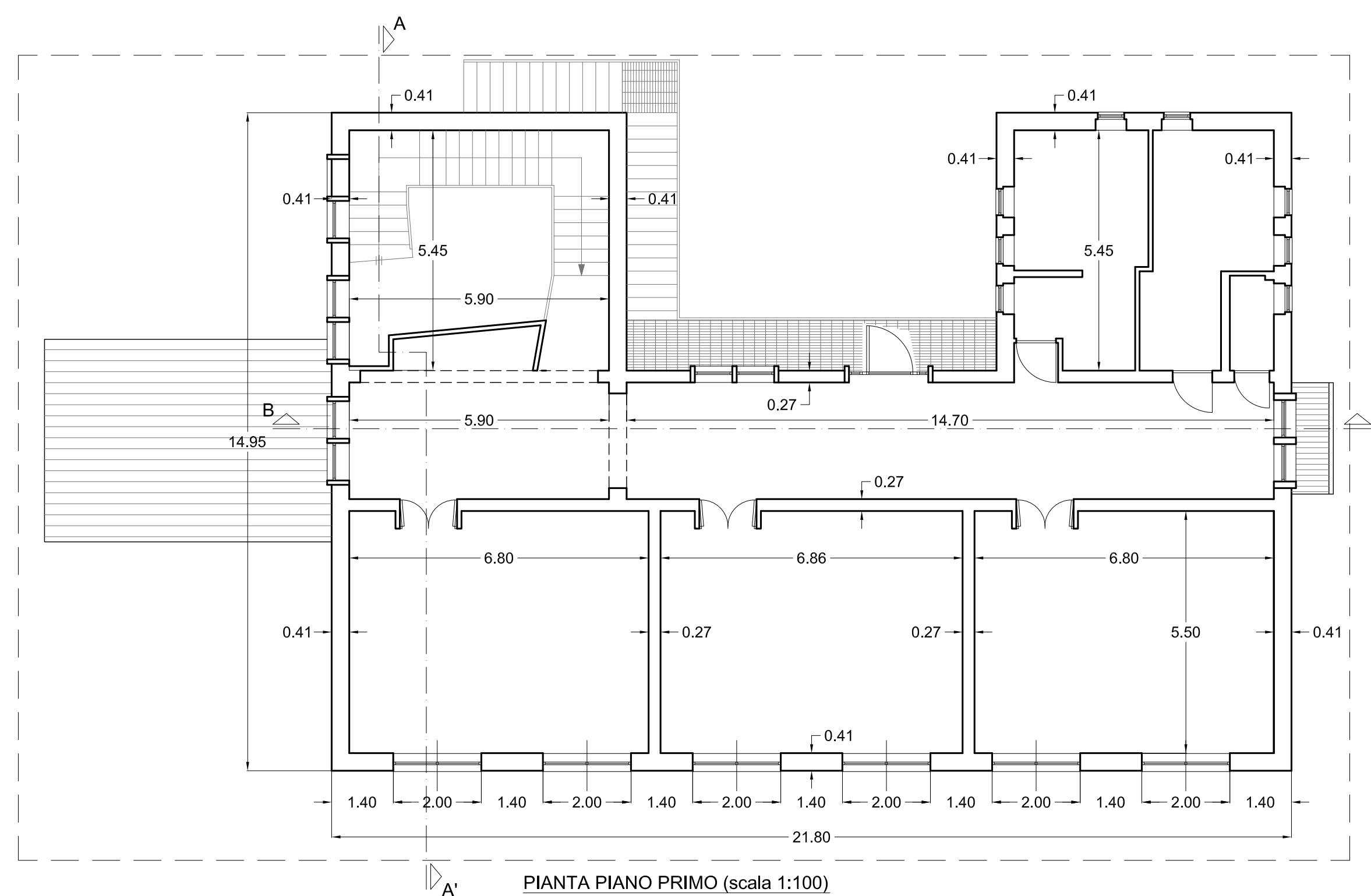
PLANIMETRIA GENERALE (scala 1:200)



SEZIONE A-A' (scala 1:100)



PIANTA PIANO TERRA (scala 1:100)



PIANTA PIANO PRIMO (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: Simone Parigi

**ESERCITAZIONE**

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

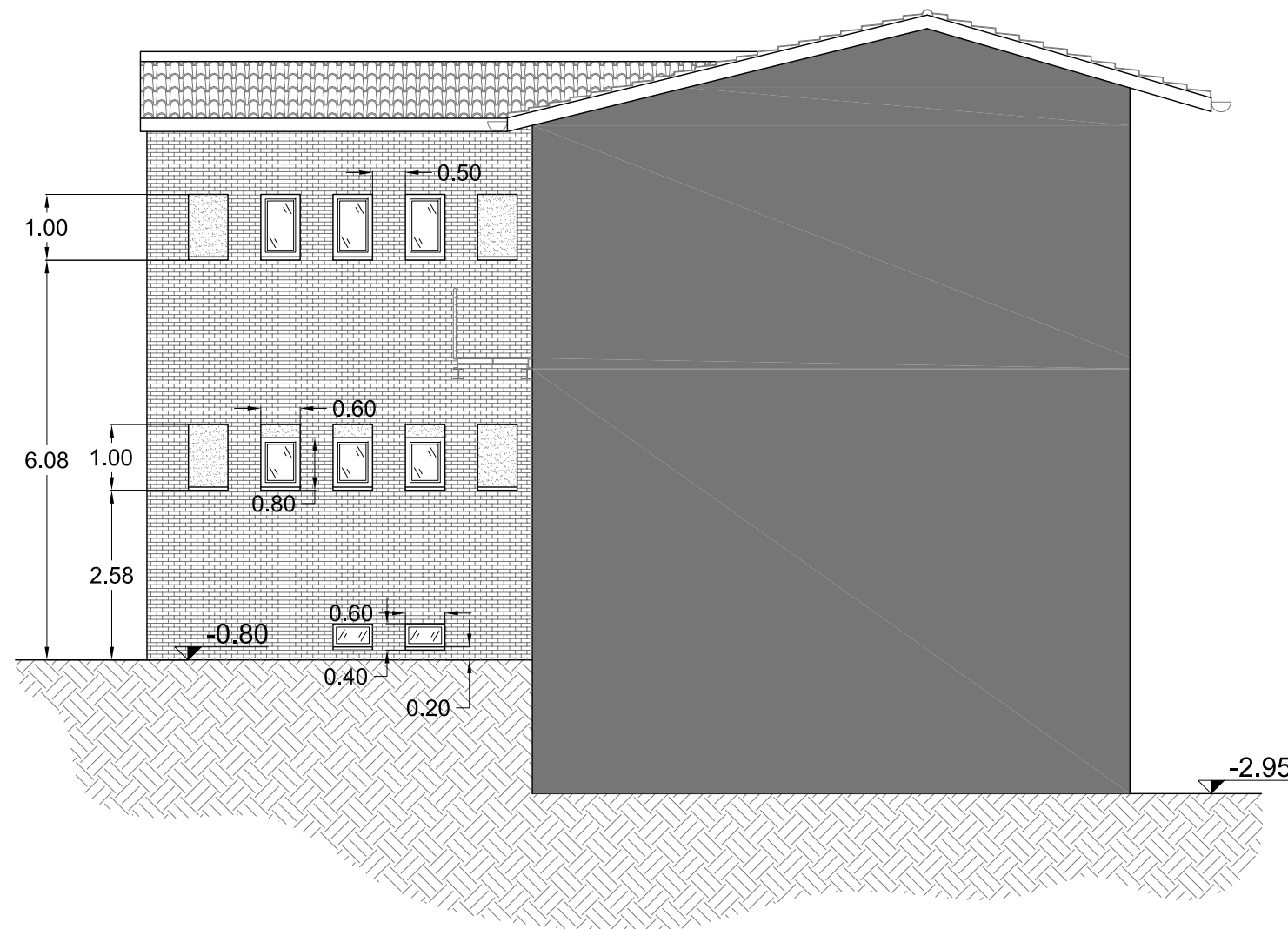
Planimetria generale - scala 1:200  
 Pianta piano seminterrato - scala 1:100  
 Pianta piano terra - scala 1:100  
 Pianta piano primo - scala 1:100  
 Sezione A-A' - scala 1:100

TAVOLA

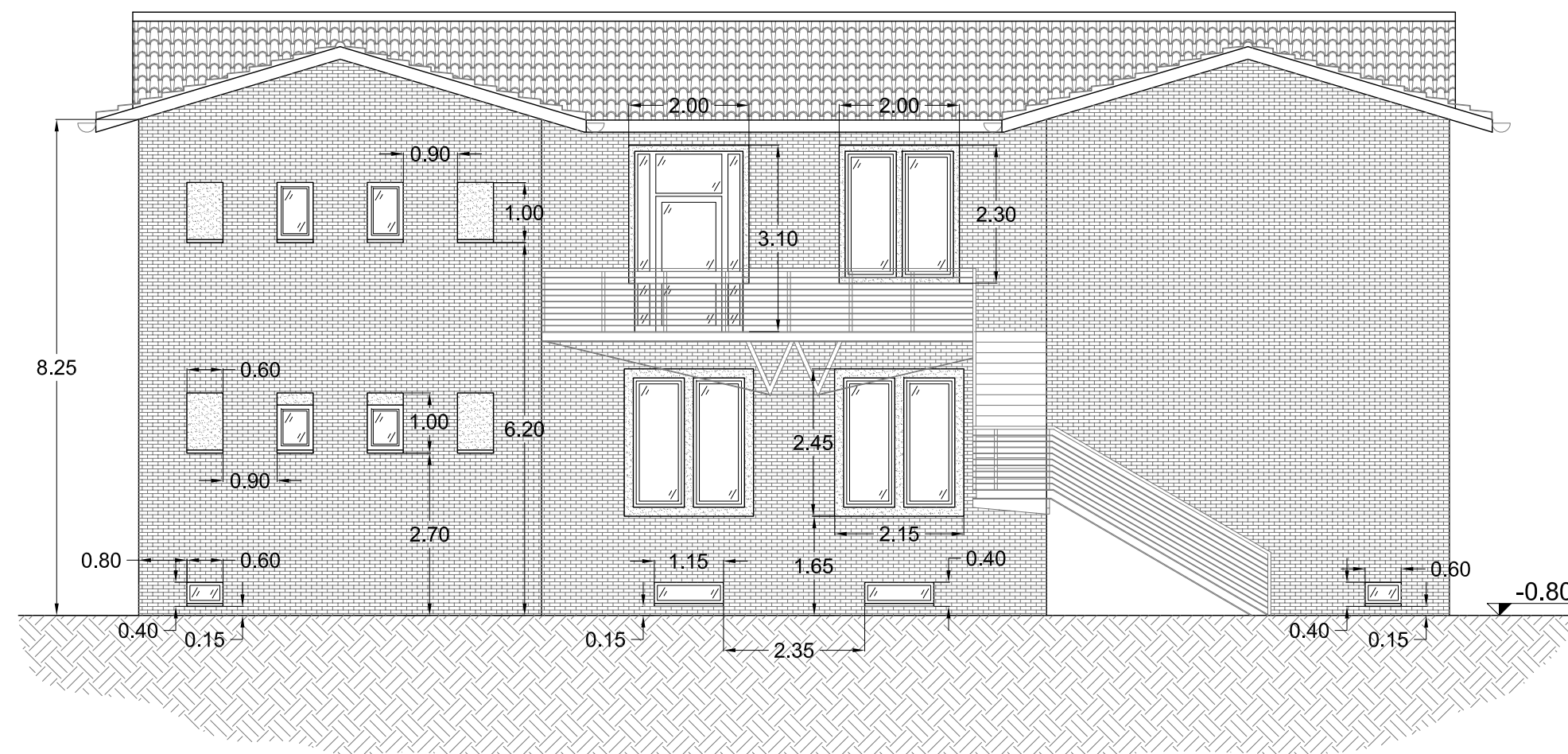
1

8

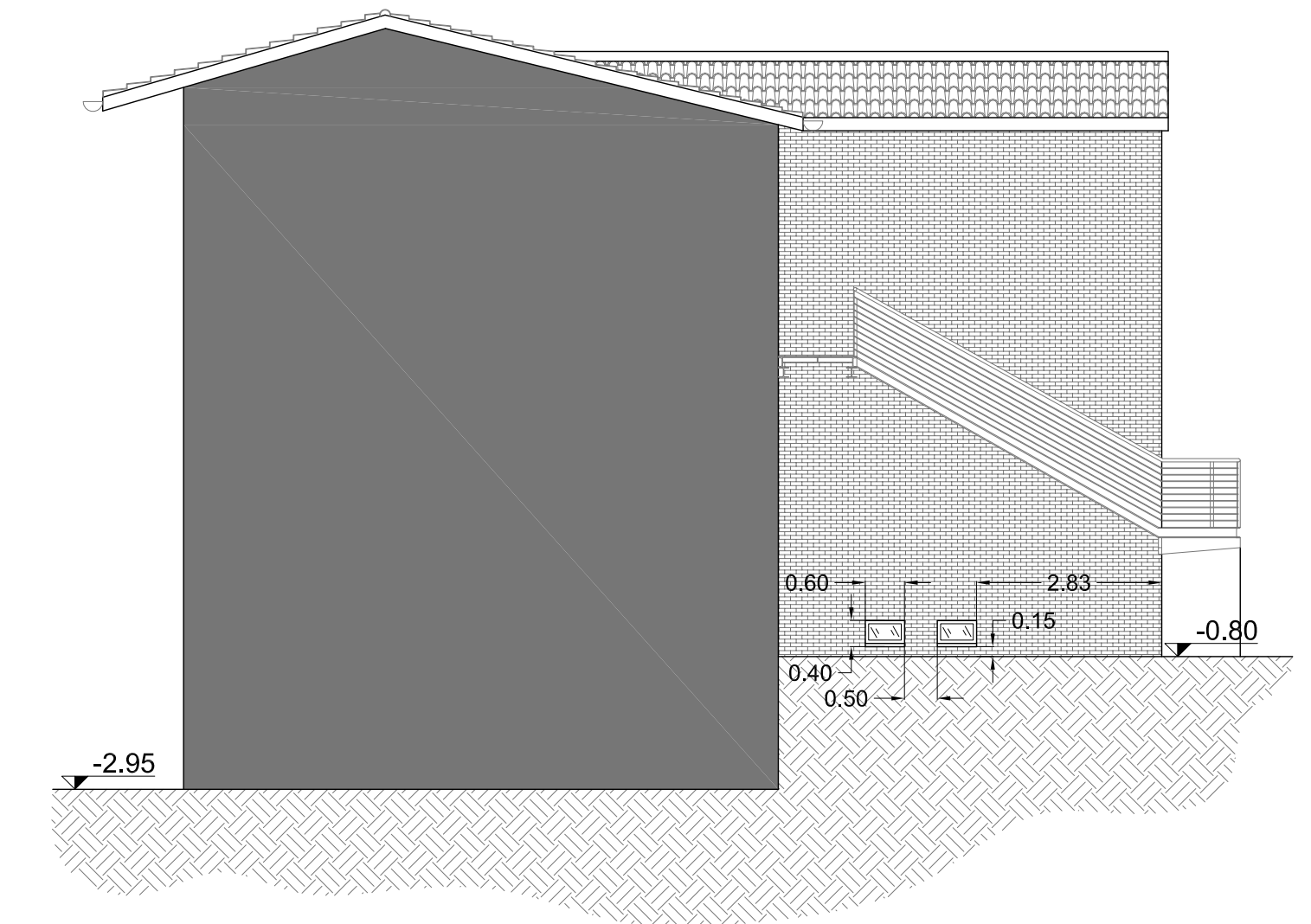




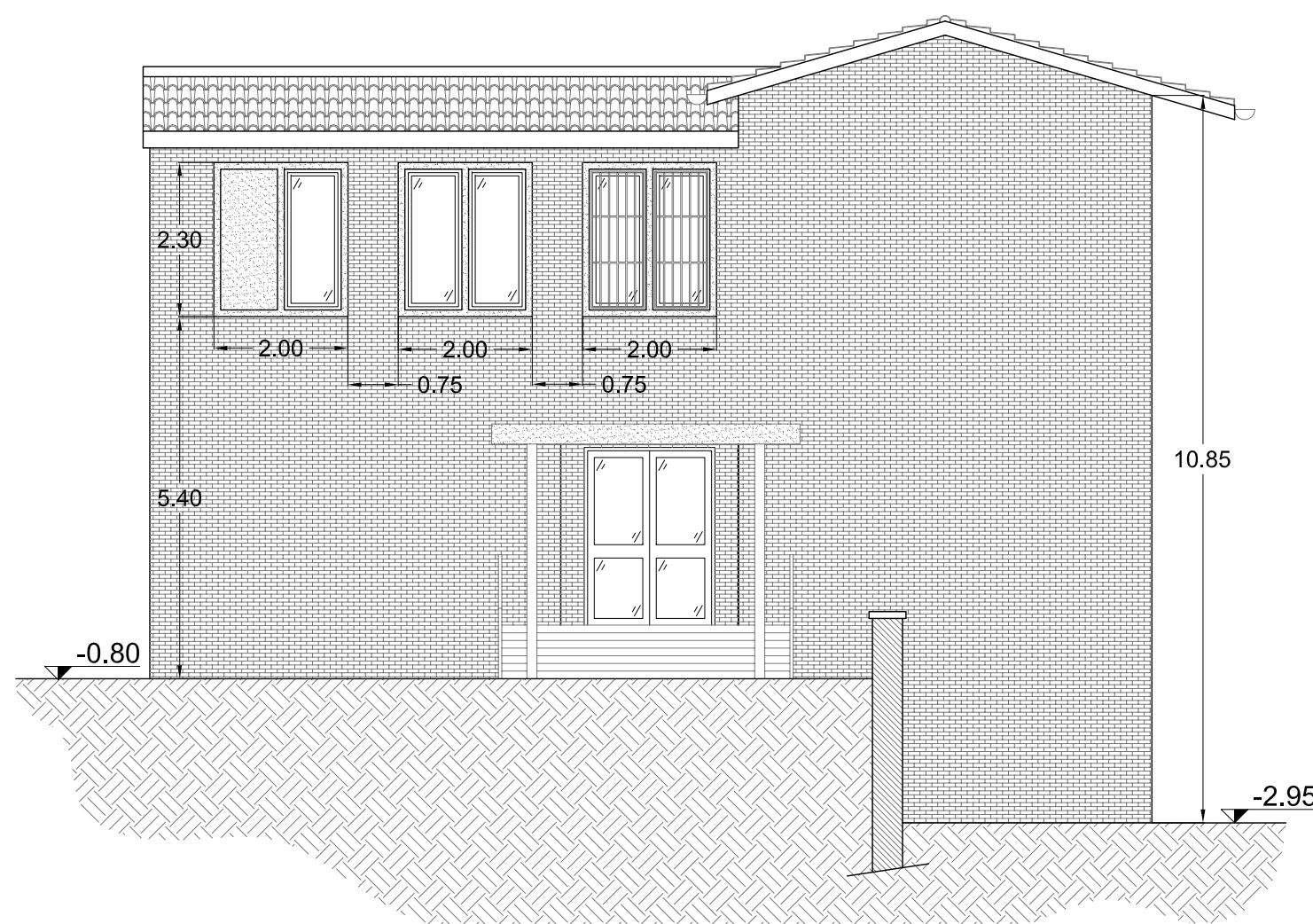
PROSPETTO CORTE OVEST (scala 1:100)



PROSPETTO NORD (scala 1:100)



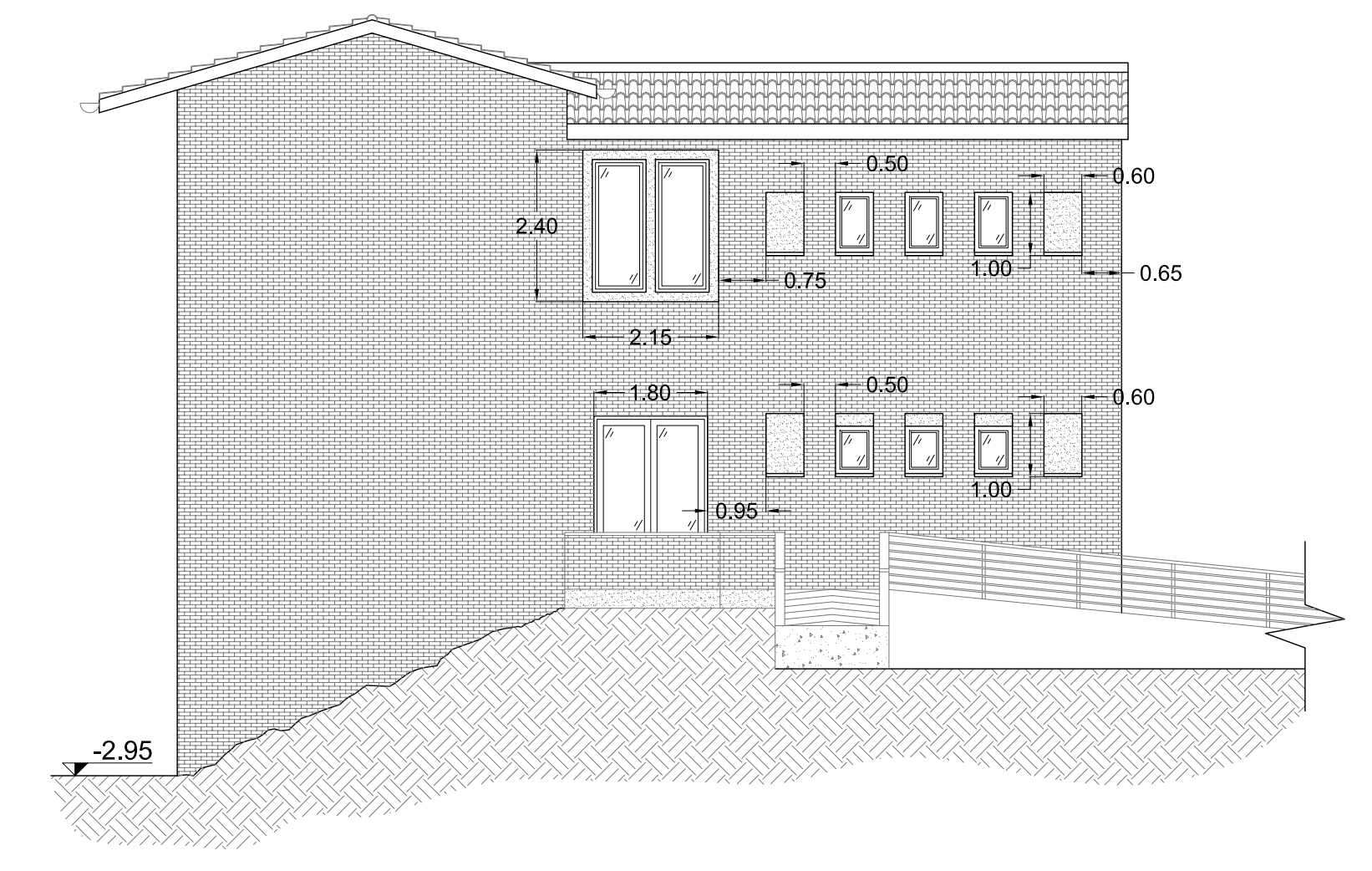
PROSPETTO CORTE EST (scala 1:100)



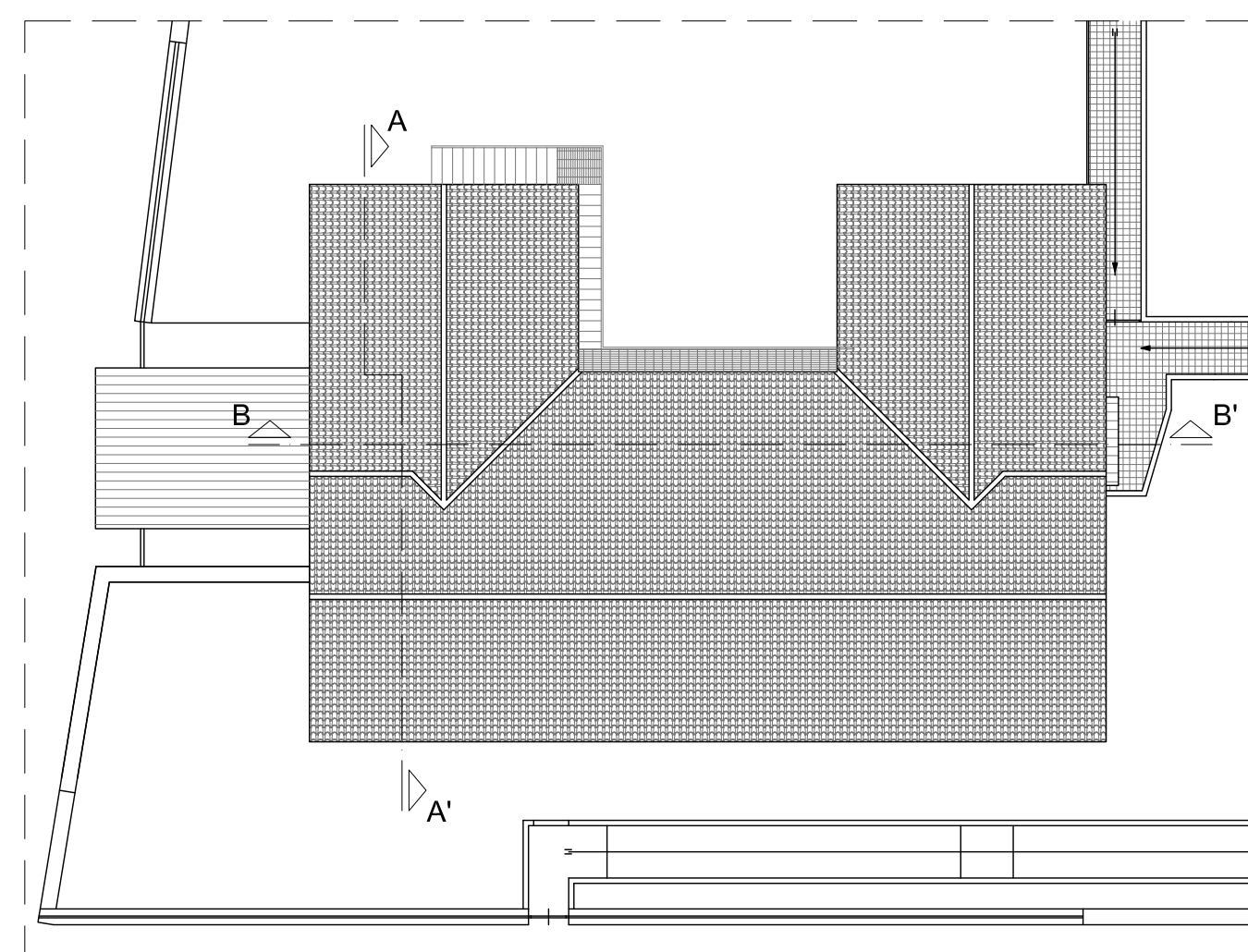
PROSPETTO OVEST (scala 1:100)



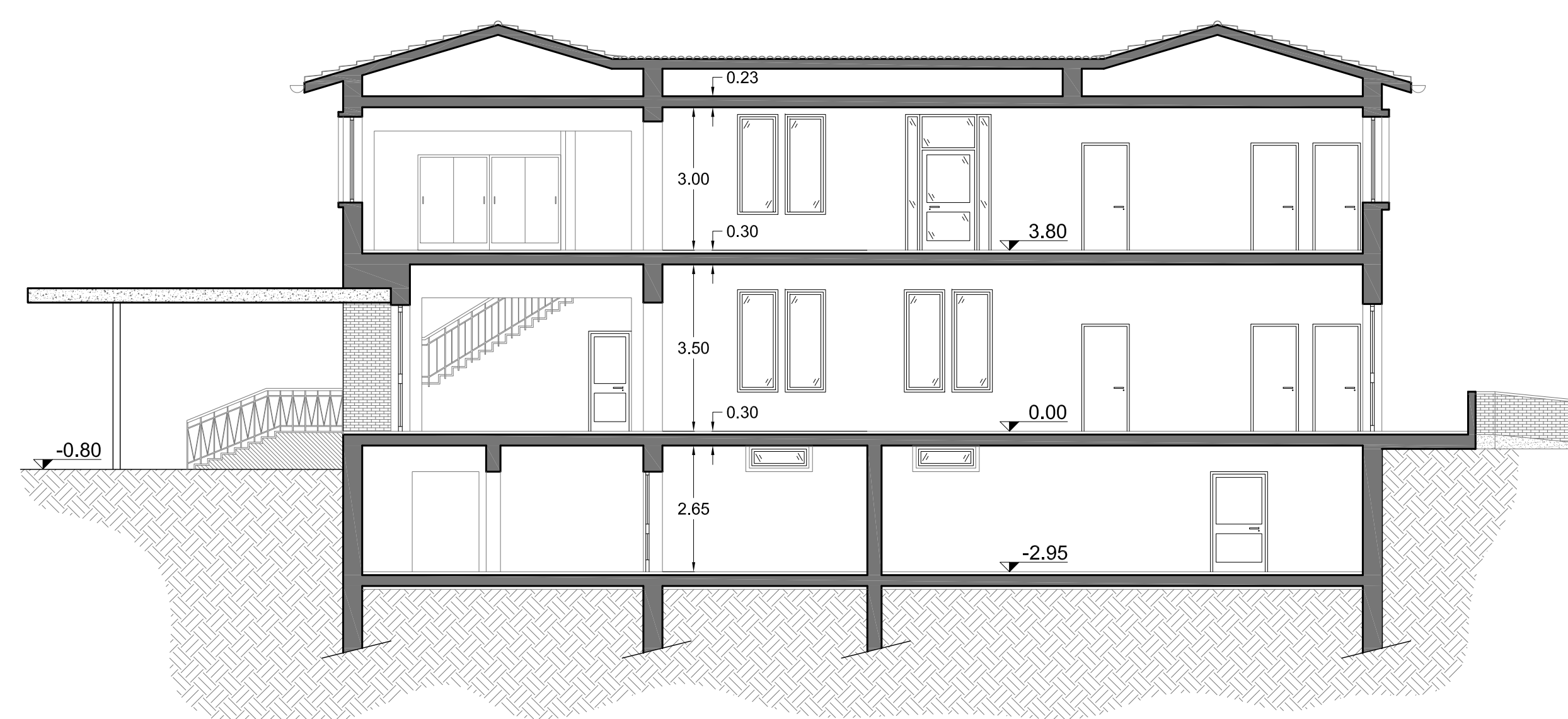
PROSPETTO SUD (scala 1:100)



PROSPETTO EST (scala 1:100)



PLANIMETRIA GENERALE (scala 1:200)



SEZIONE B-B' (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: Simone Parigi

---

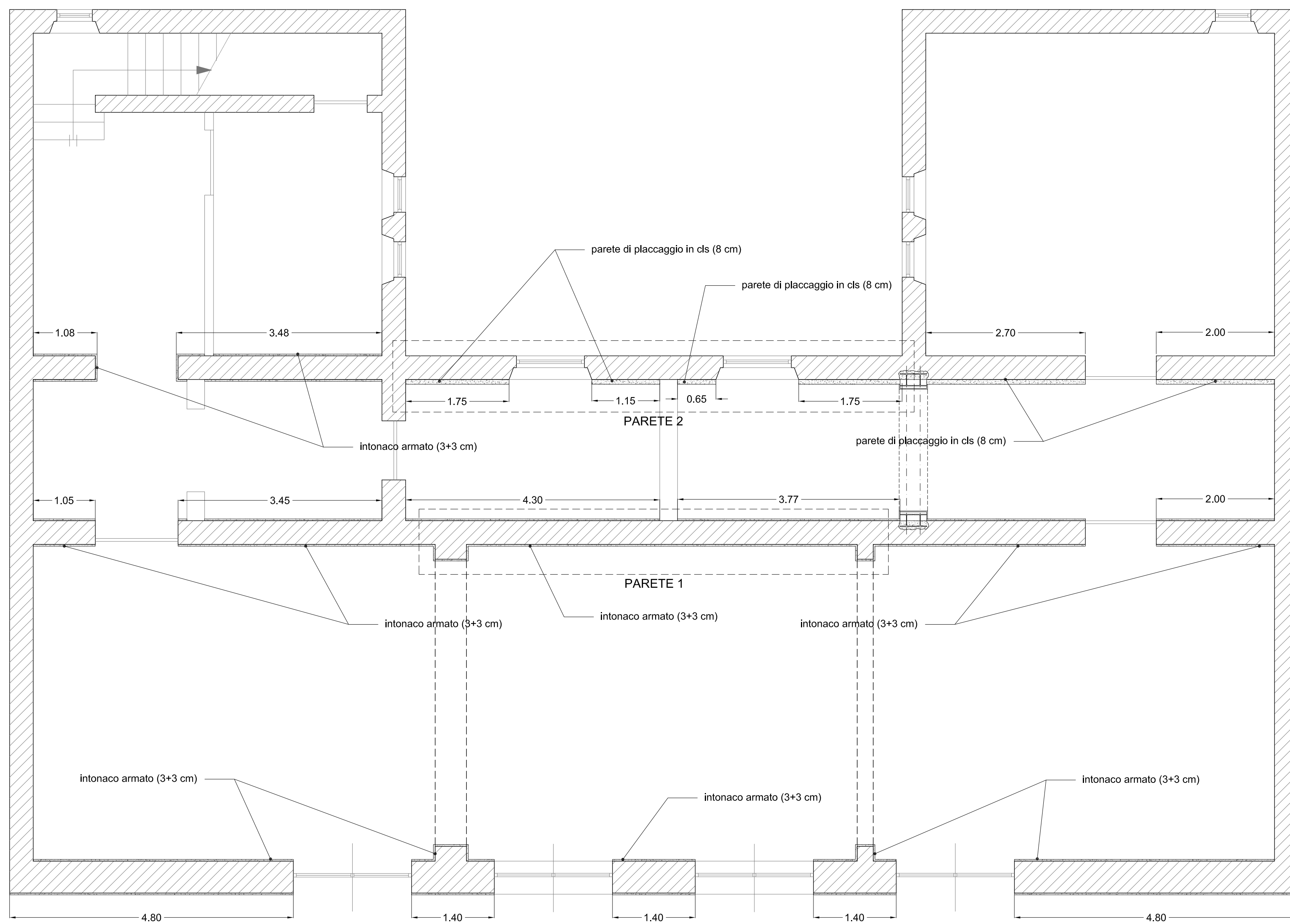
*ESERCITAZIONE*  
 Valutazione del rischio sismico e riabilitazione strutturale di un edificio scolastico in muratura nel comune di Prato

---

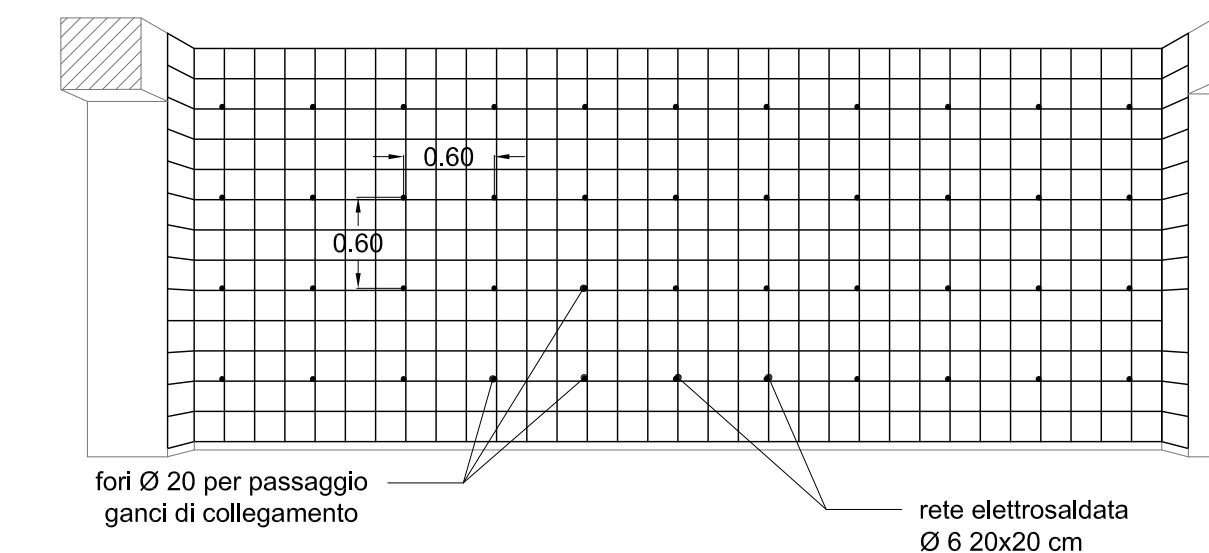
Prospetto Nord - scala 1:100  
 Prospetto Sud - scala 1:100  
 Prospetto Est / Est corte - scala 1:100  
 Prospetto Ovest / Ovest corte - scala 1:100  
 Sezione B-B' - scala 1:100

TAVOLA  
2  
 8



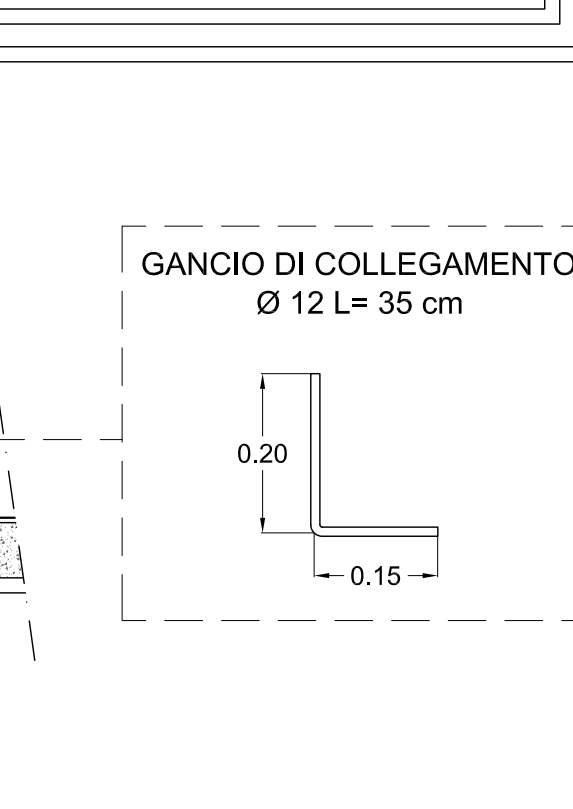
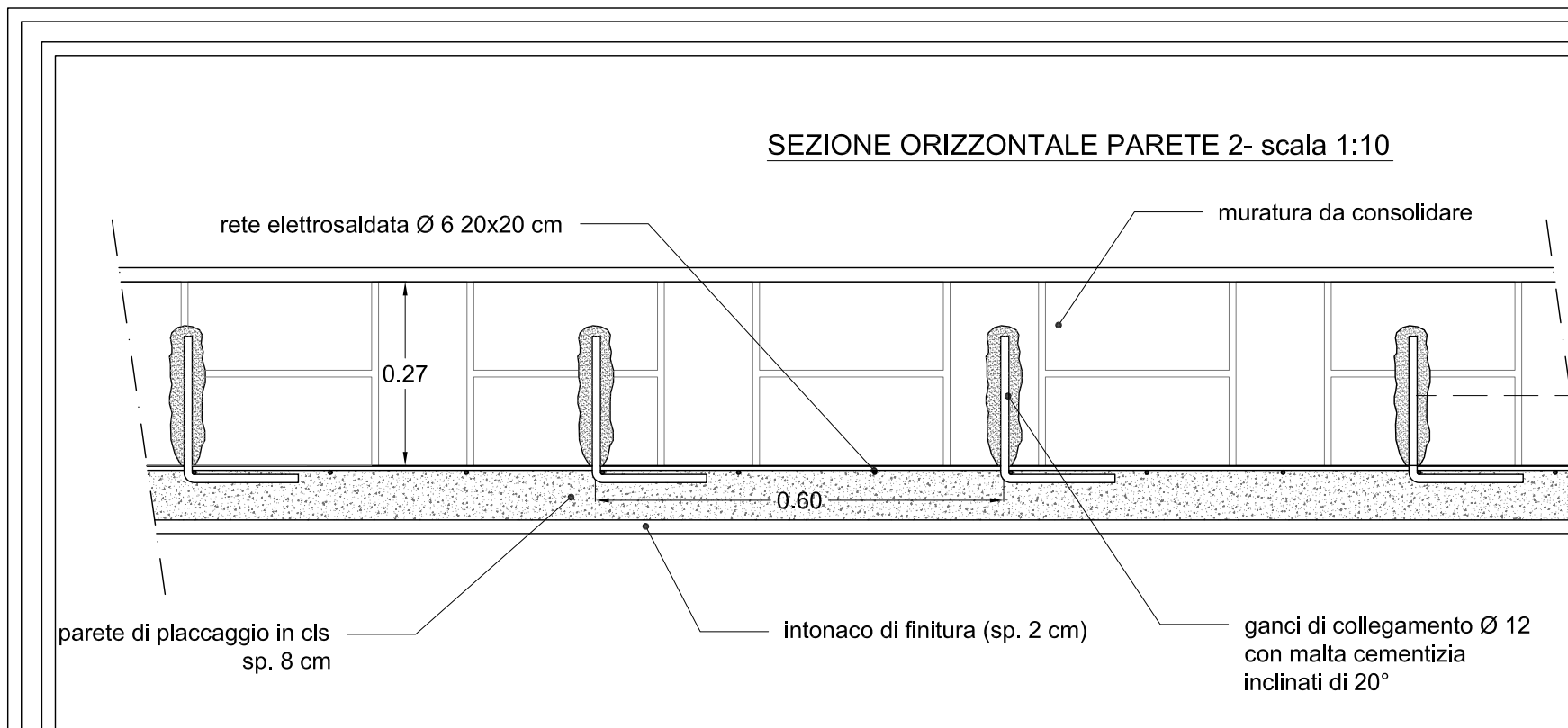
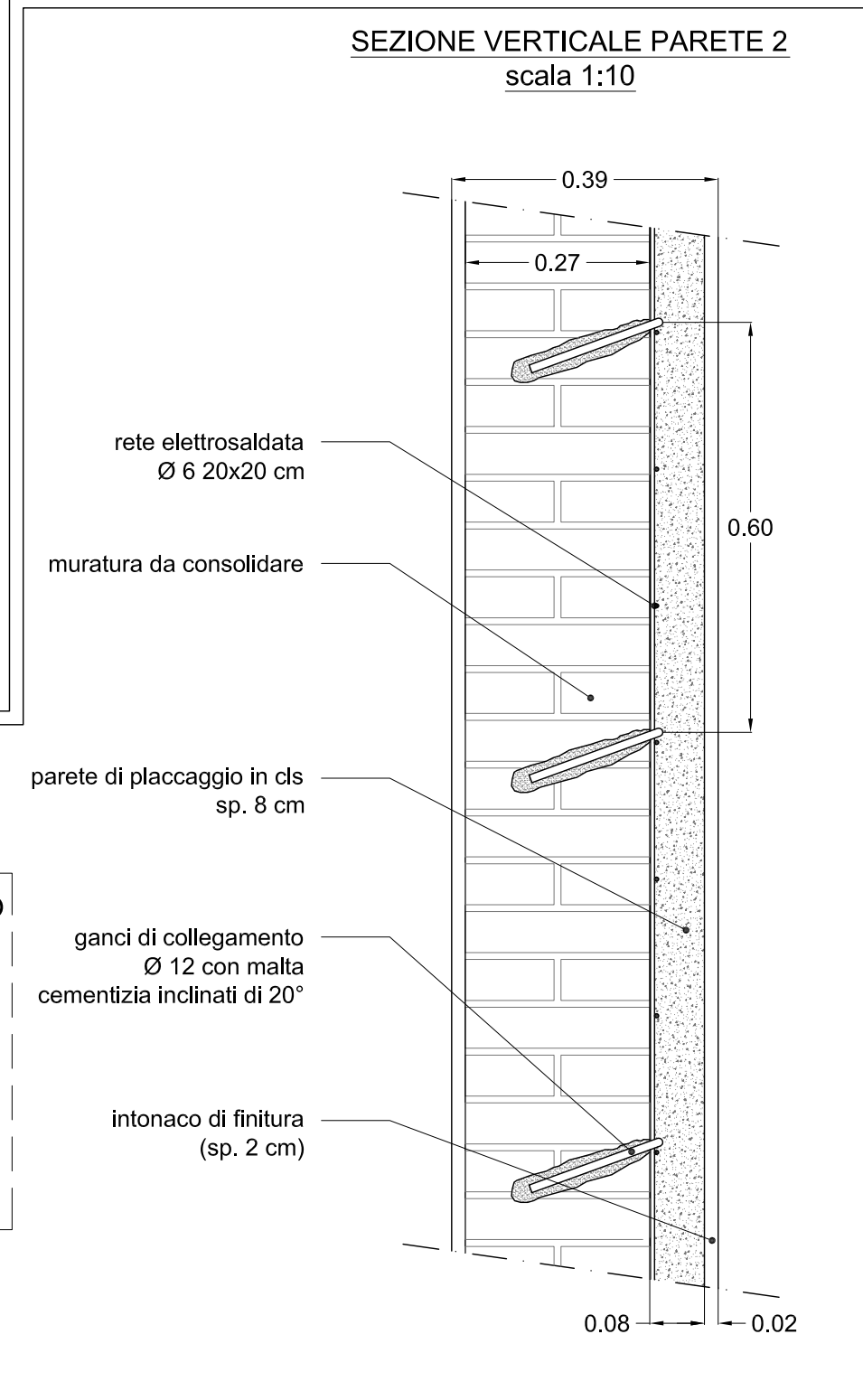
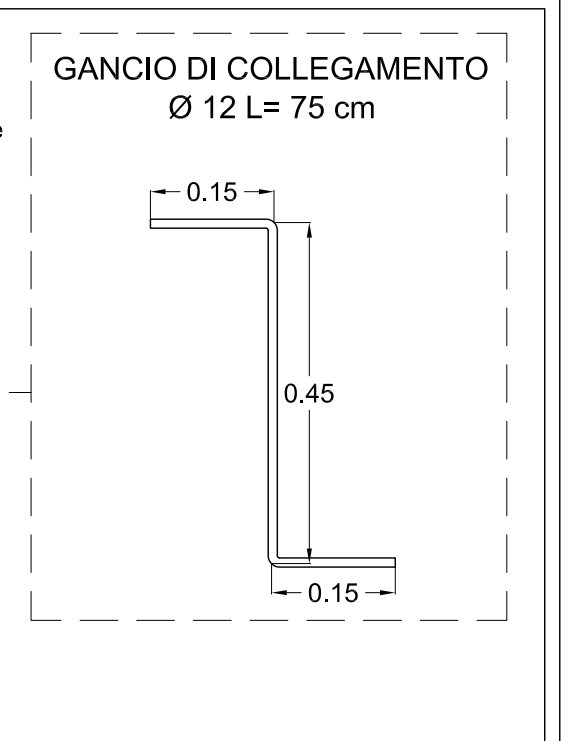
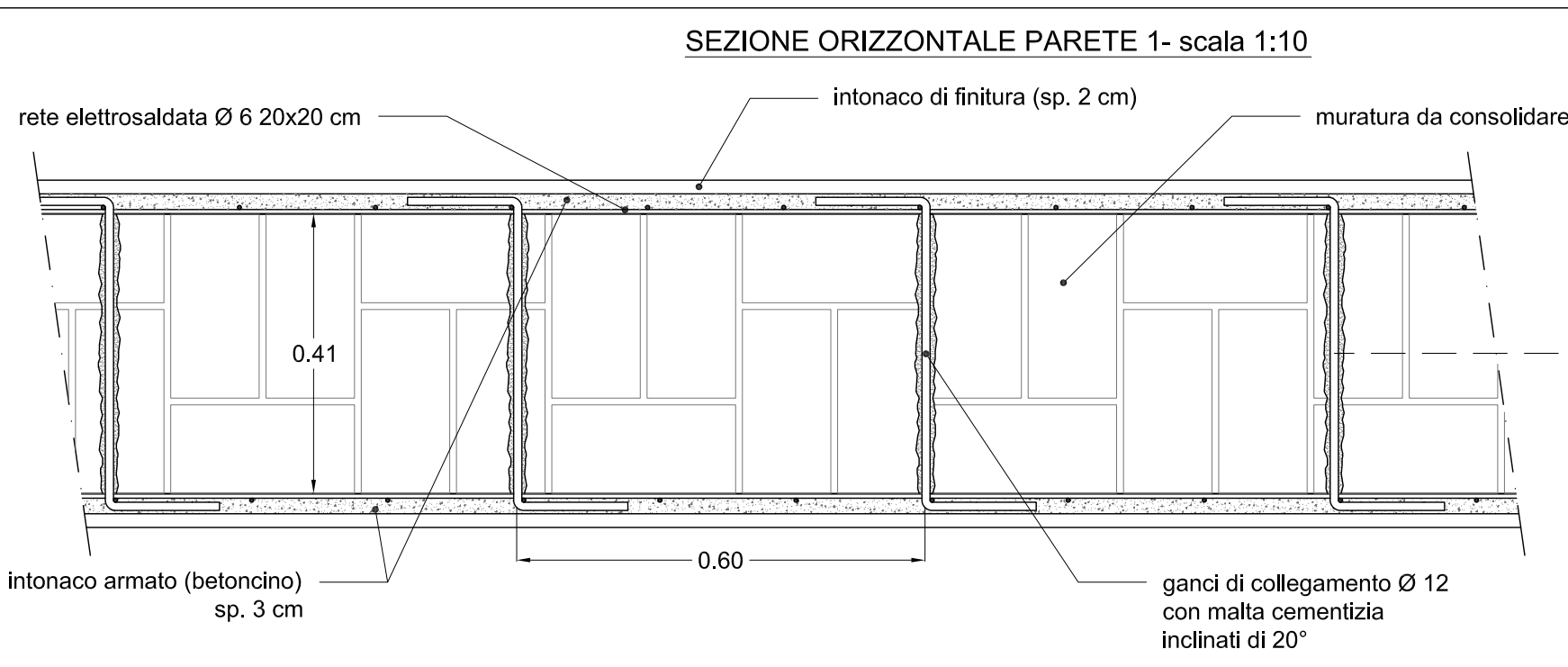
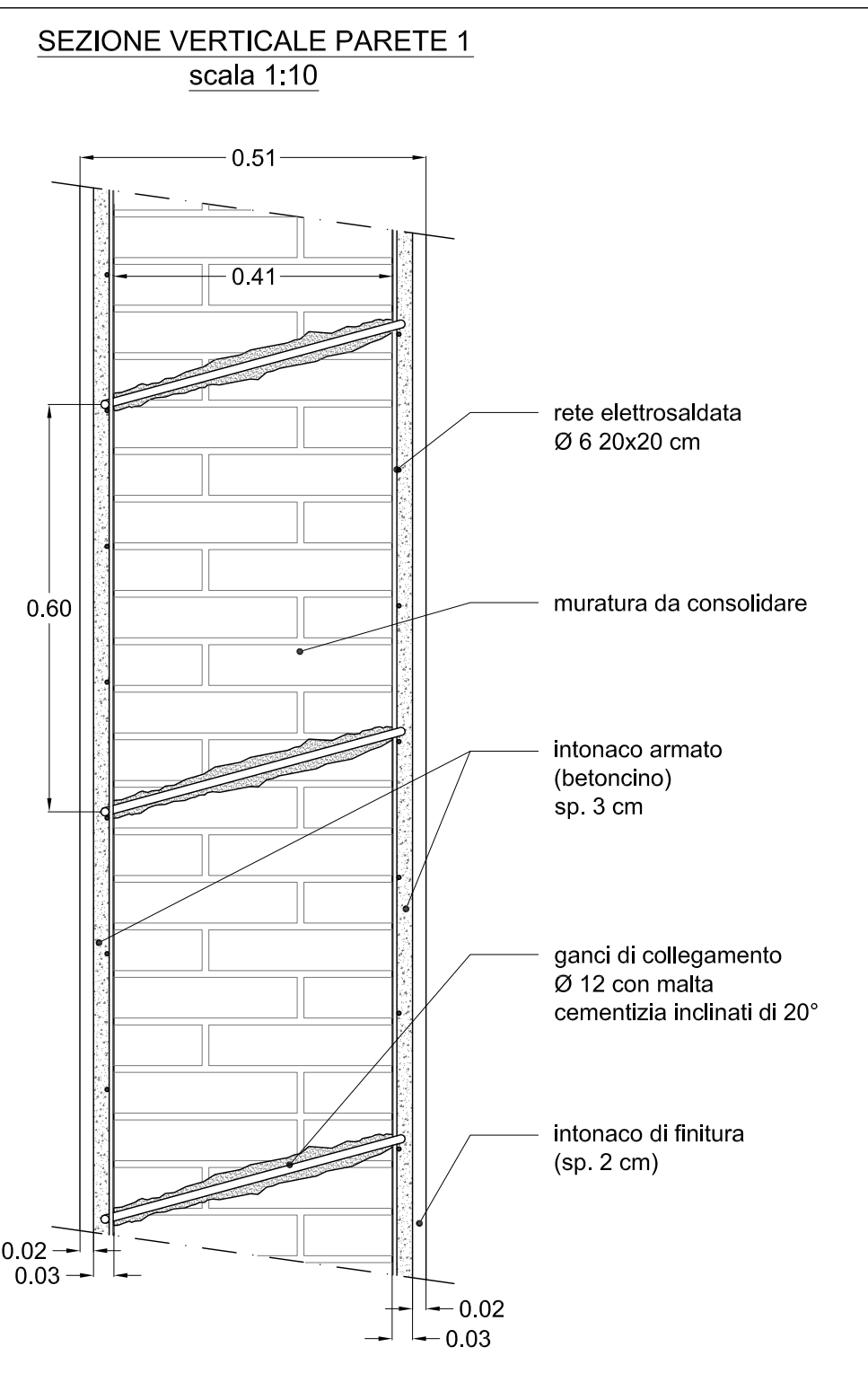
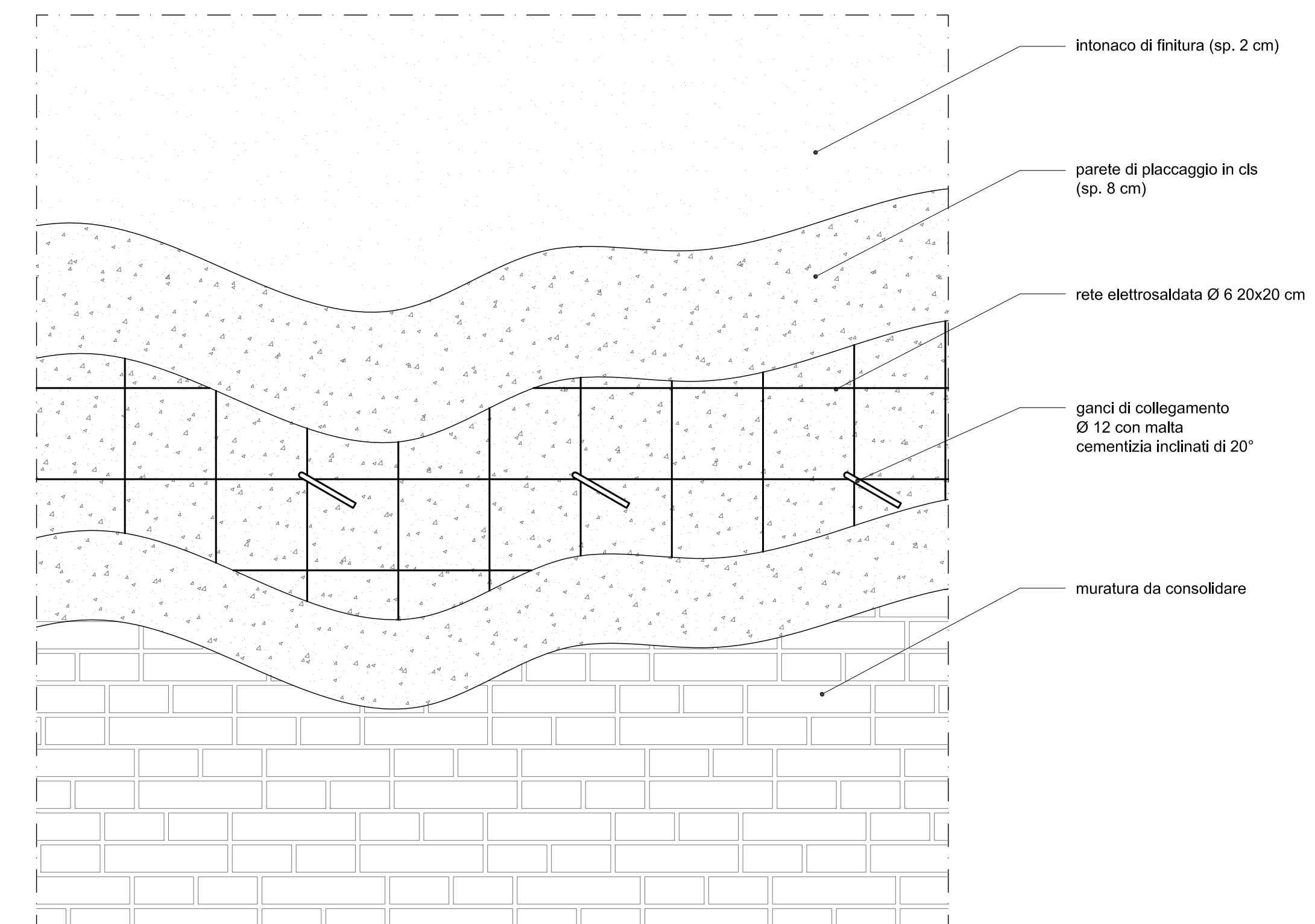


PIANTA PIANO SEMINTERRATO - INTERVENTI CON BETONCINO ARMATO - scala 1:50



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

SFOGLIATO PARETE CON BETONCINO





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

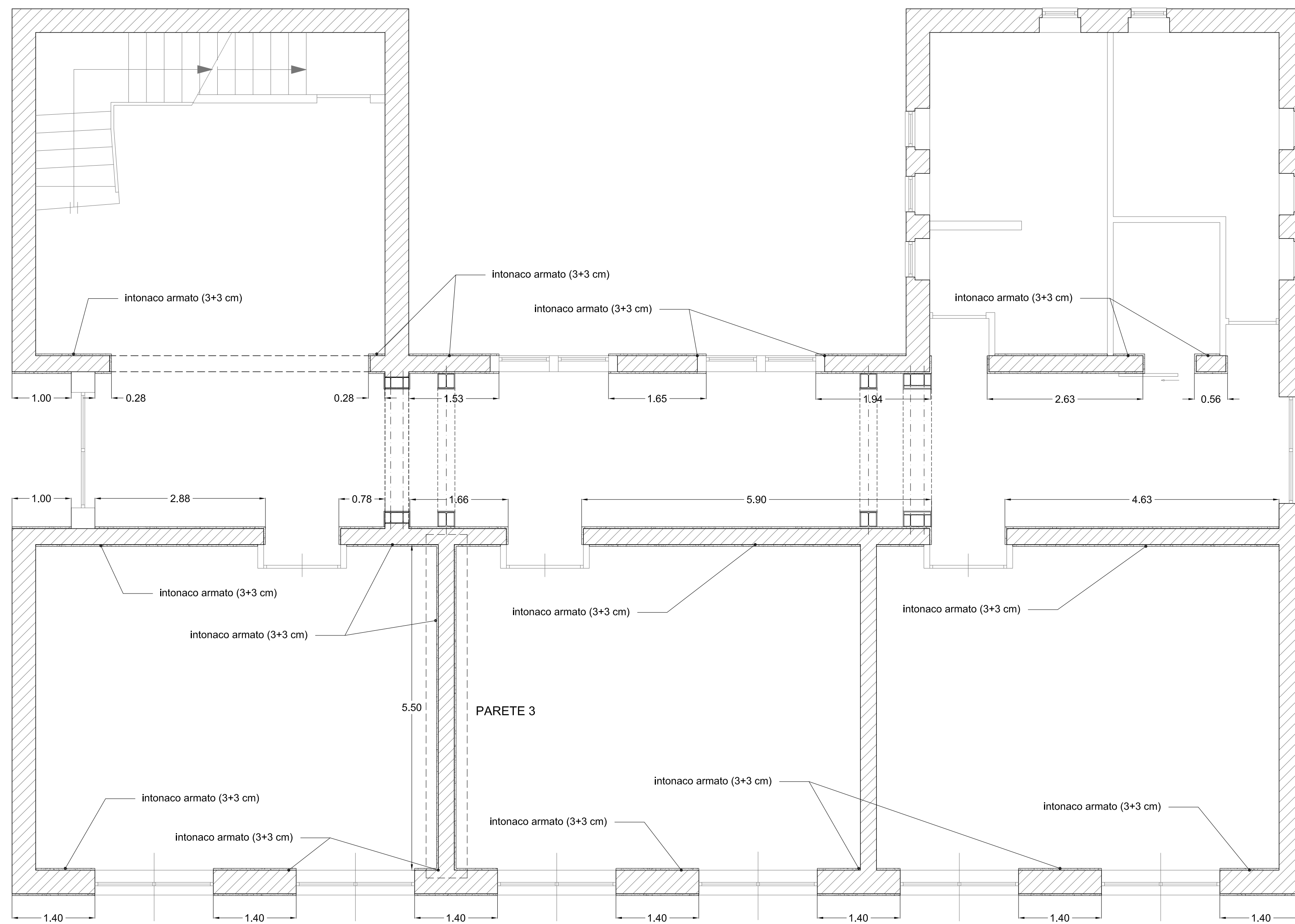
**PROGETTO E RIABILITAZIONE STRUTTURALE I**  
 Anno Accademico 2011-2012  
**Docente: Prof. Ing. Maurizio Orlando**  
 Studente: Simone Parigi

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

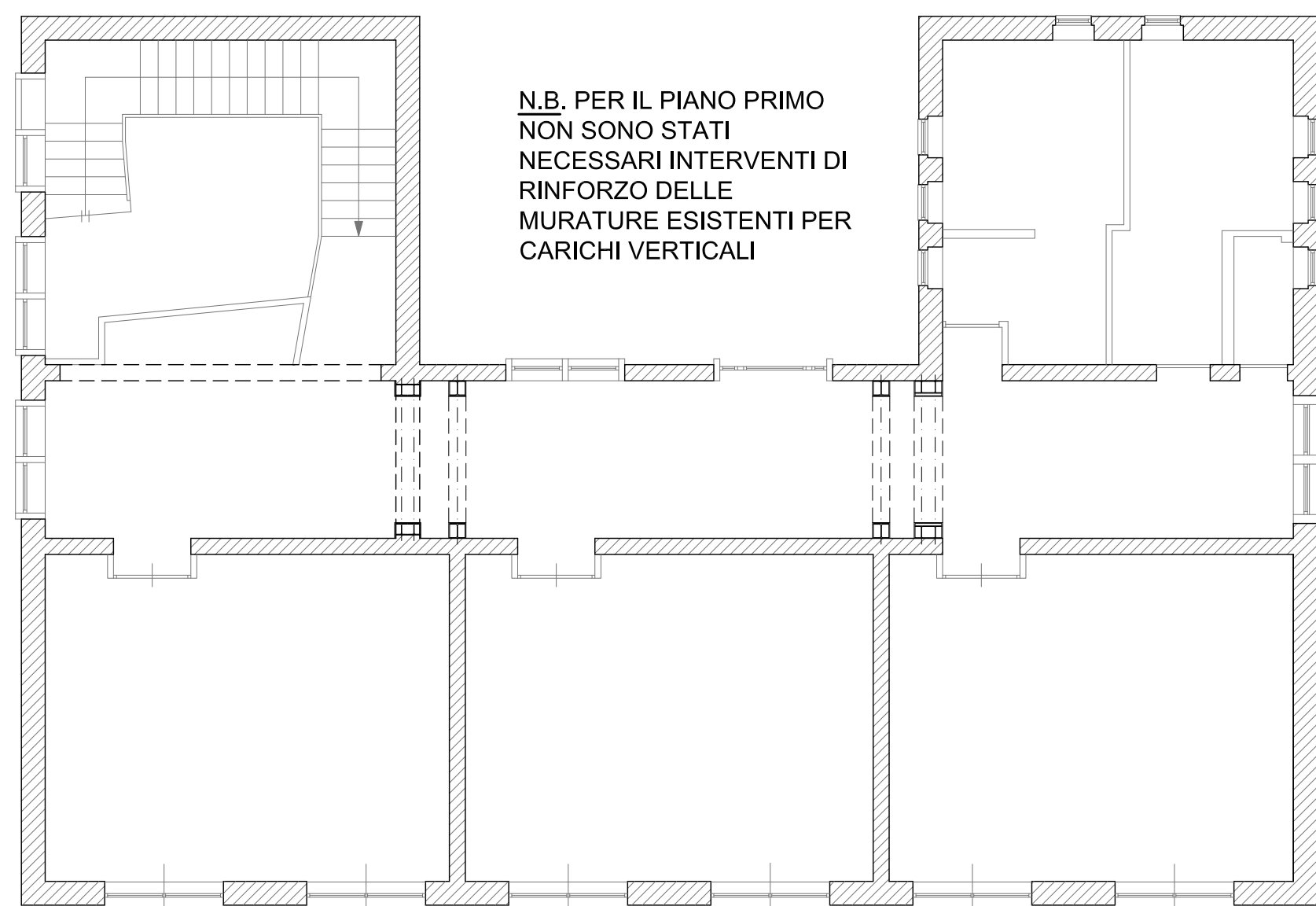
Piano seminterrato, interventi con betoncino armato - scala 1:50  
 Disposizione dei fori parete 1 - scala 1:20  
 Sezione orizzontale e verticale parete 1 - scala 1:10

TAVOLA  
3  
 8





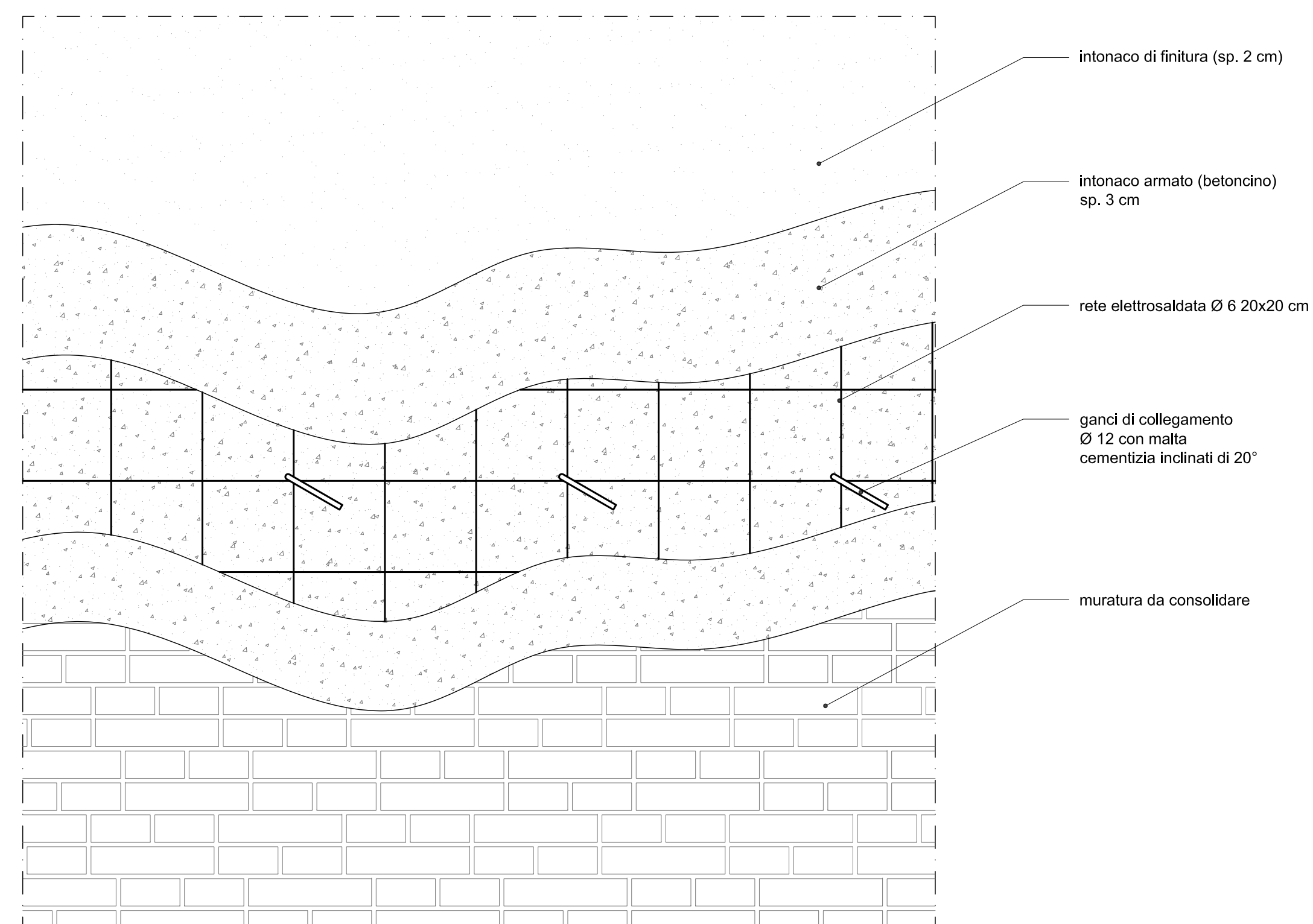
PIANTA PIANO TERRA - INTERVENTI CON BETONCINO ARMATO - scala 1:50



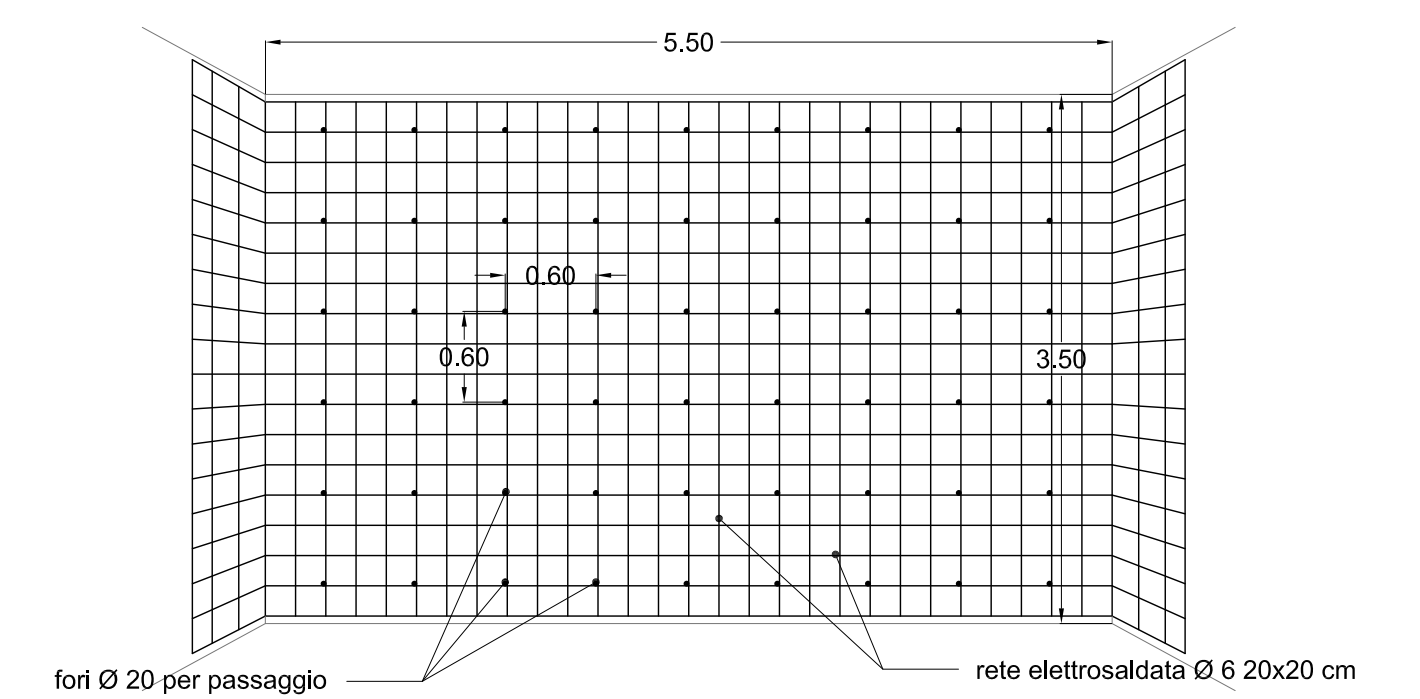
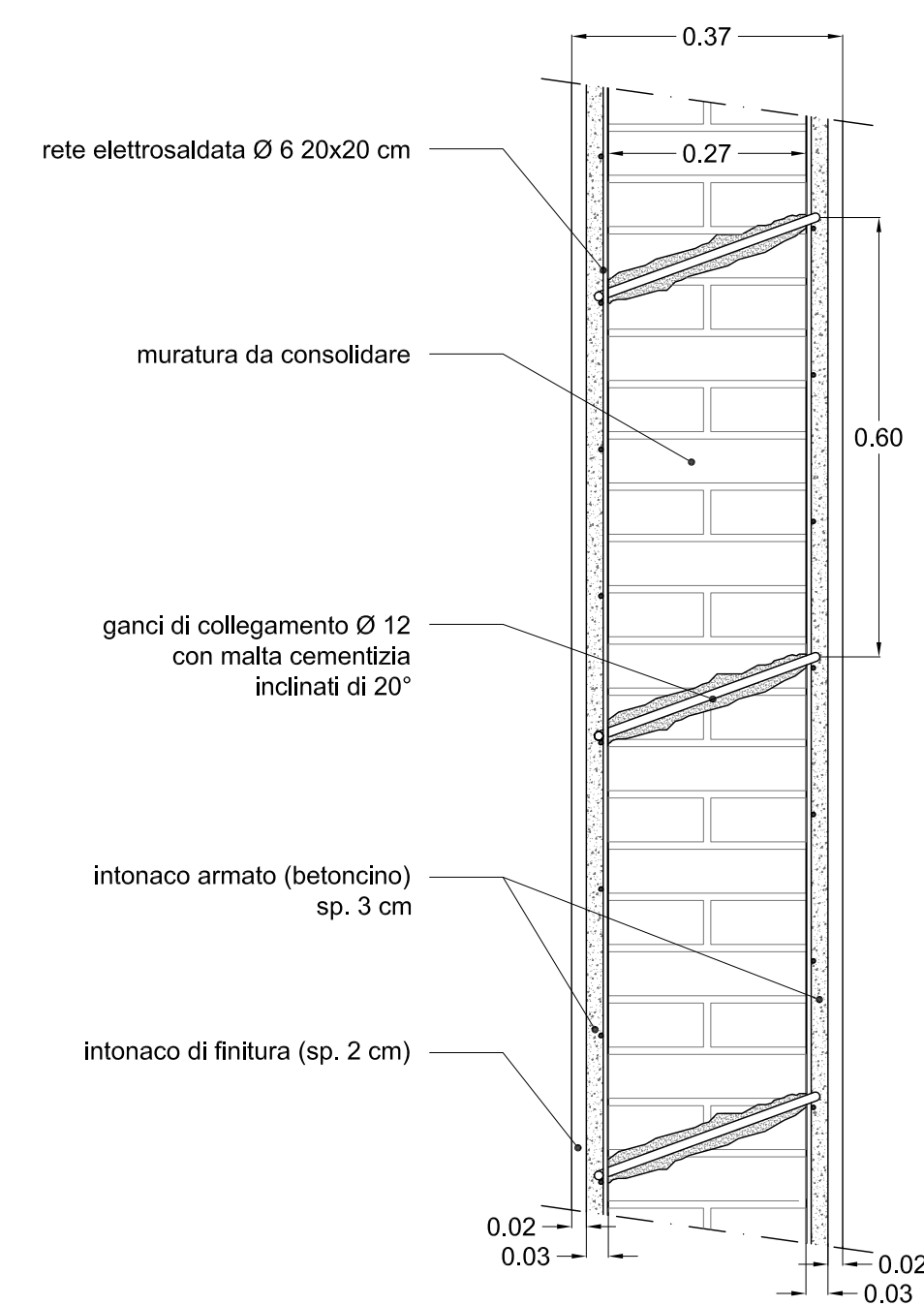
PIANTA PIANO PRIMO - INTERVENTI CON BETONCINO ARMATO - scala 1:100

N.B. PER IL PIANO PRIMO  
NON SONO STATI  
NECESSARI INTERVENTI DI  
RINFORZO DELLE  
MURATURE ESISTENTI PER  
CARICHI VERTICALI

SFOGLIATO PARETE CON BETONCINO

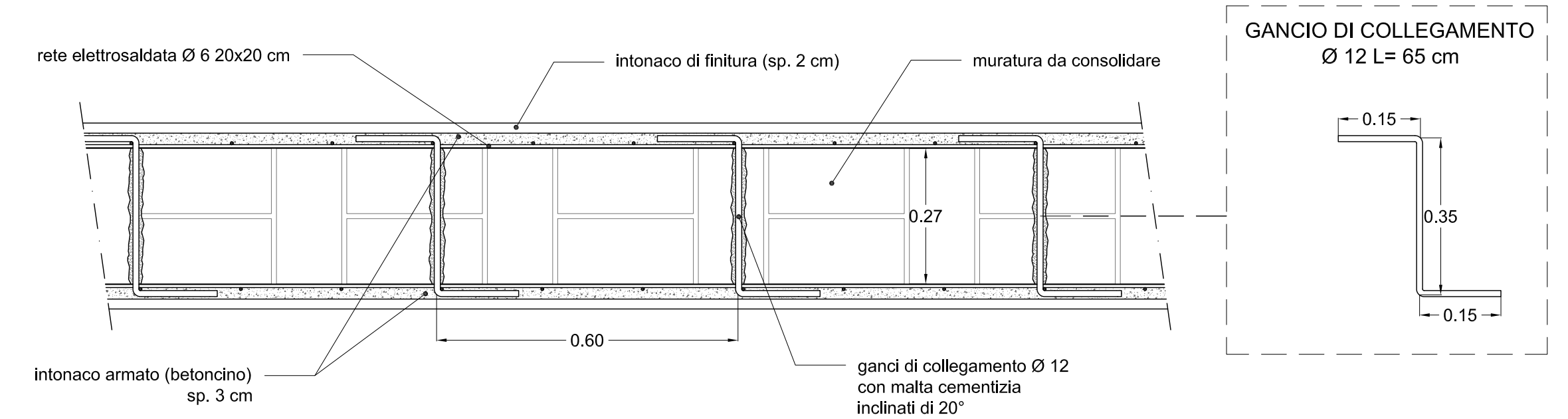


SEZIONE VERTICALE PARETE 3  
scala 1:10



DISPOSIZIONE DEI FORI PARETE 2 - scala 1:50  
(risvolto rete metallica 50 cm)

SEZIONE ORIZZONTALE PARETE3- 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: Simone Parigi

ESERCITAZIONE

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

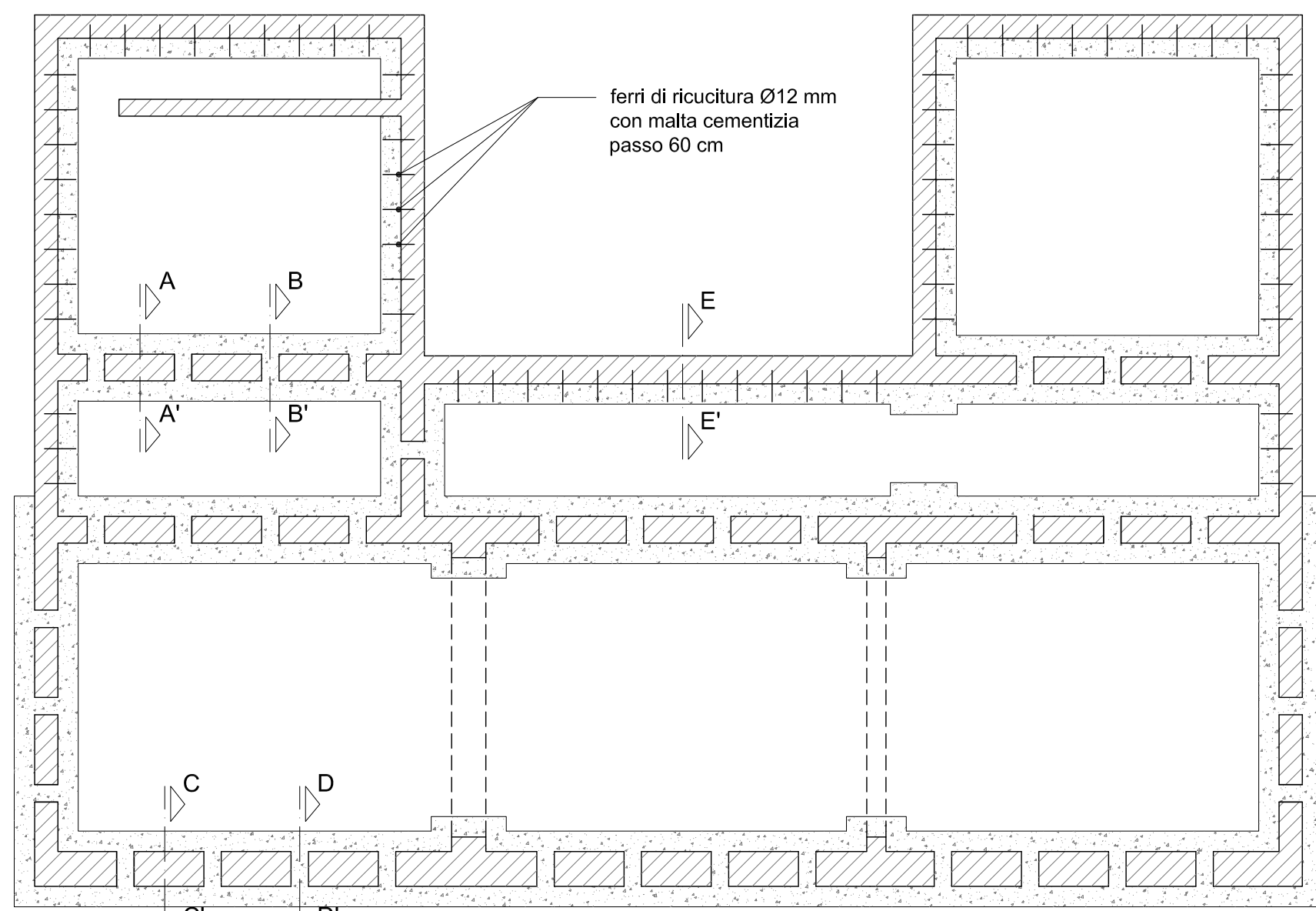
Piano terra, interventi con betoncino armato - scala 1:50  
Disposizione dei fori parete 2 - scala 1:20  
Sezione orizzontale e verticale parete 2 - scala 1:10

TAVOLA

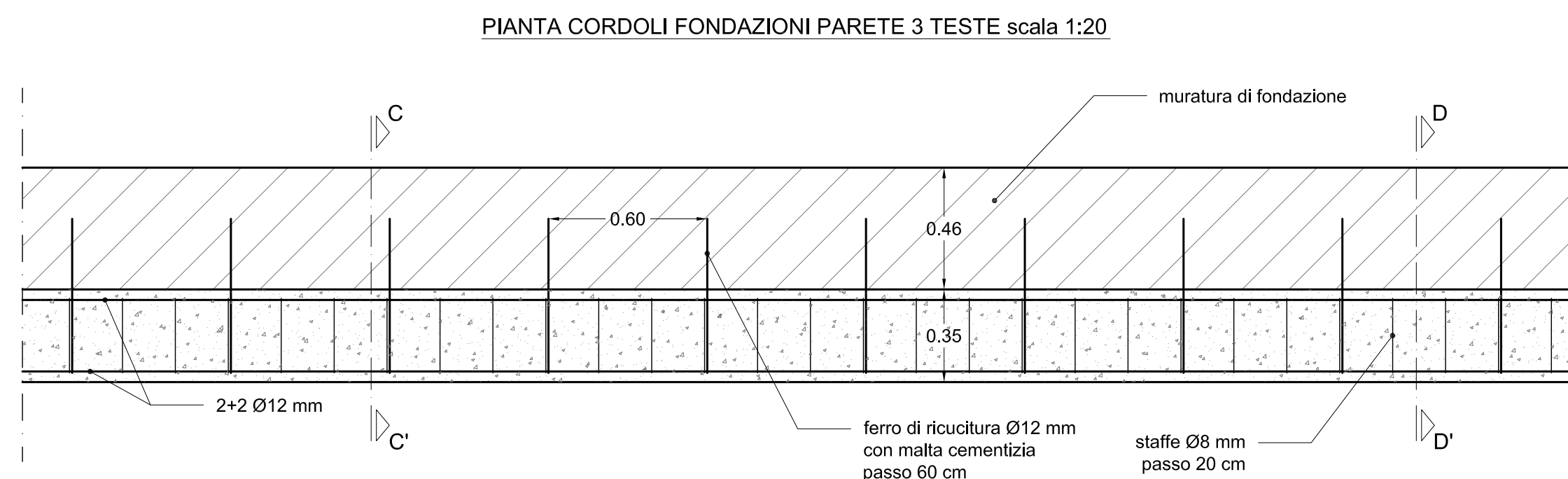
4

8

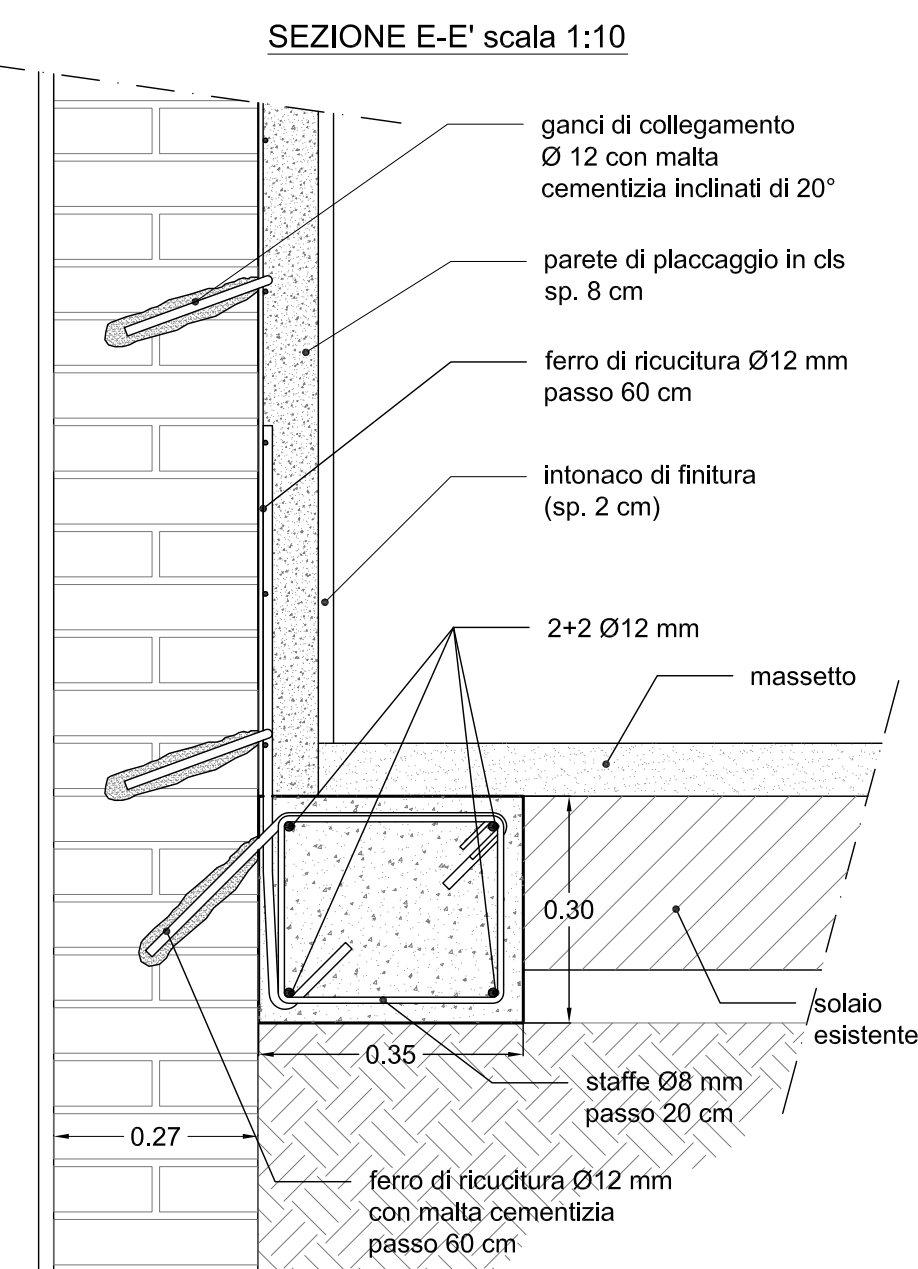




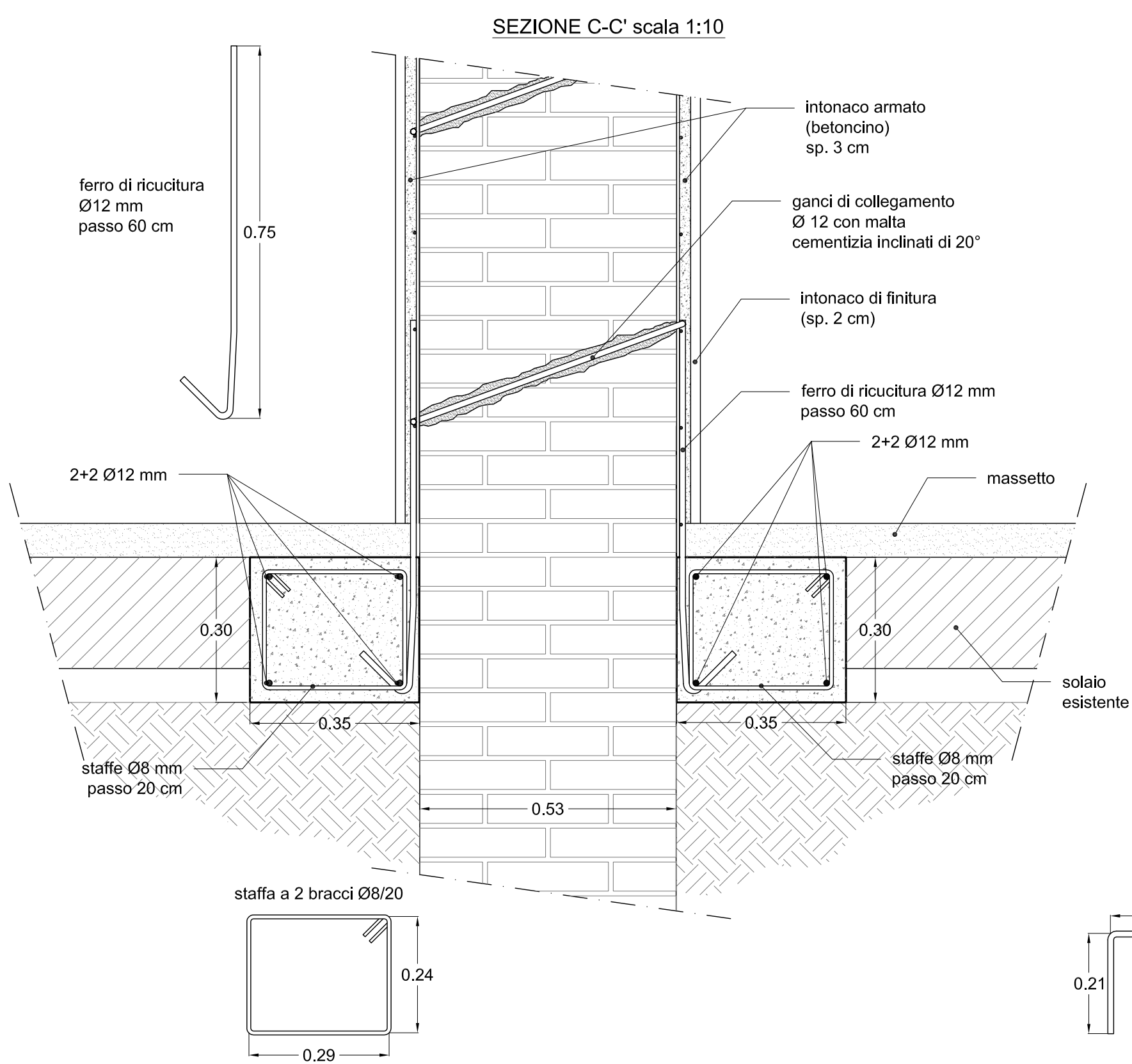
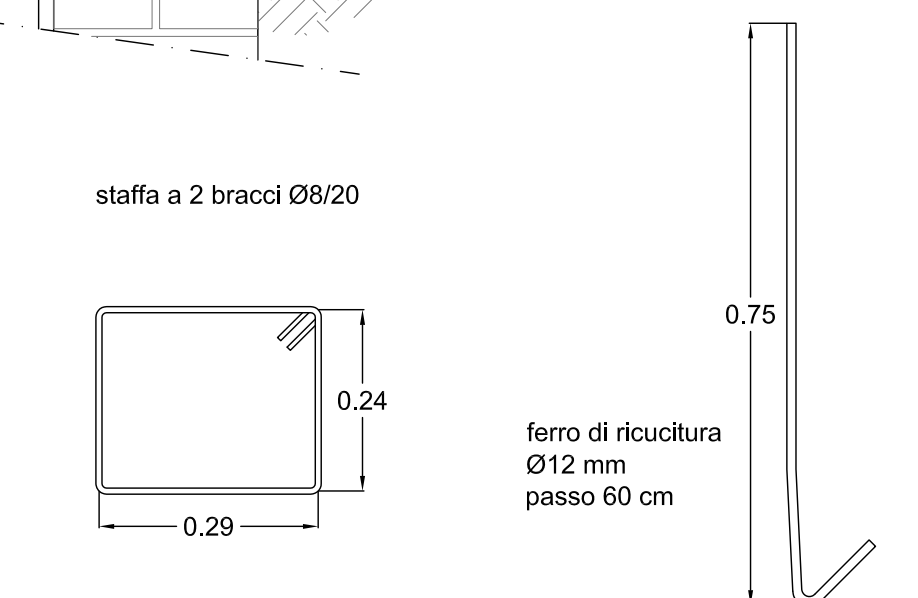
PIANTA RINFORZO FONDAZIONI scala 1:100



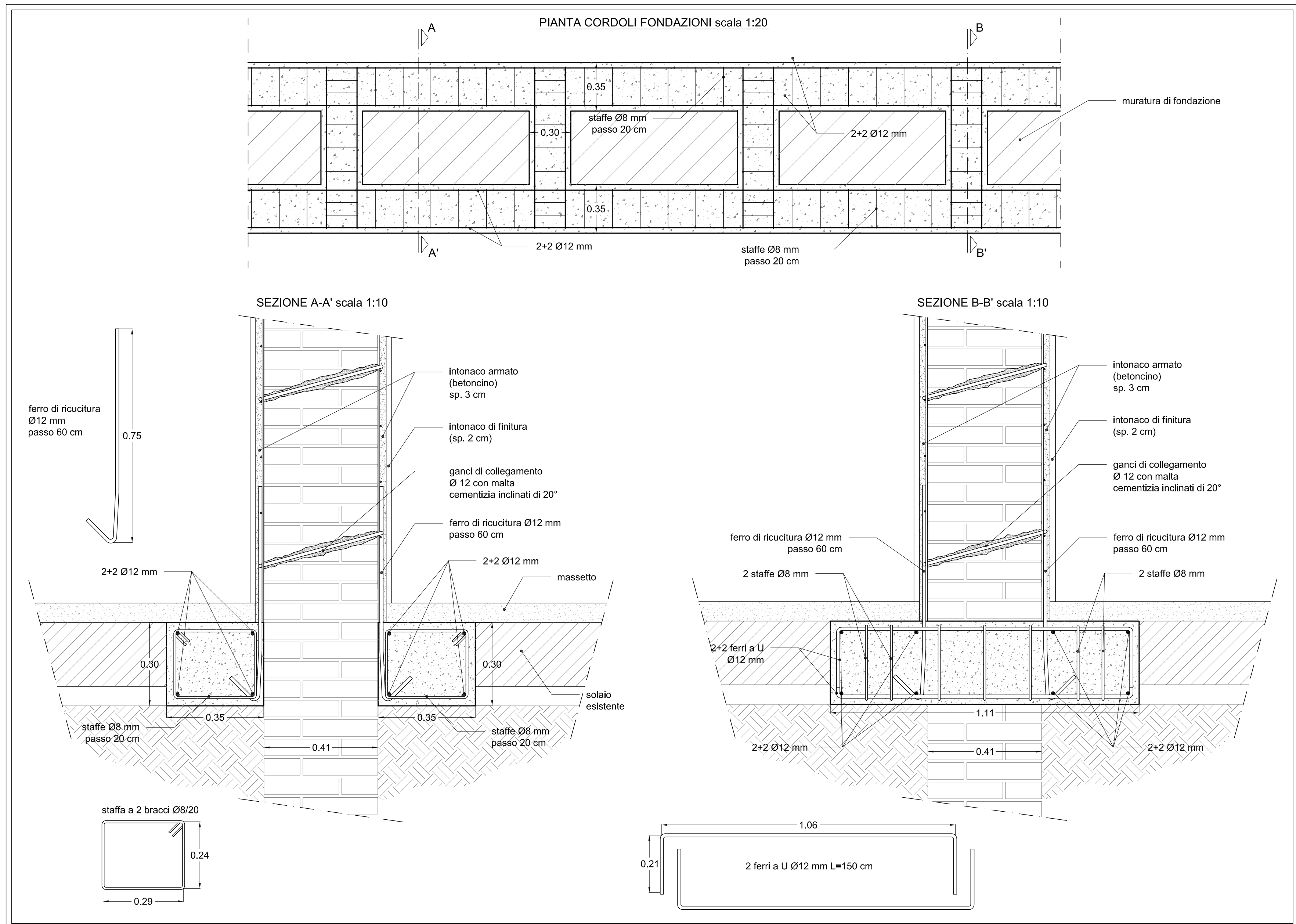
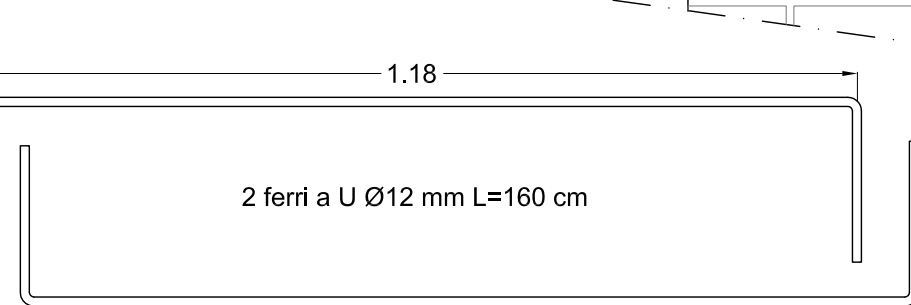
PIANTA CORDOLI FONDAZIONI PARETE 3 TESTE scala 1:20



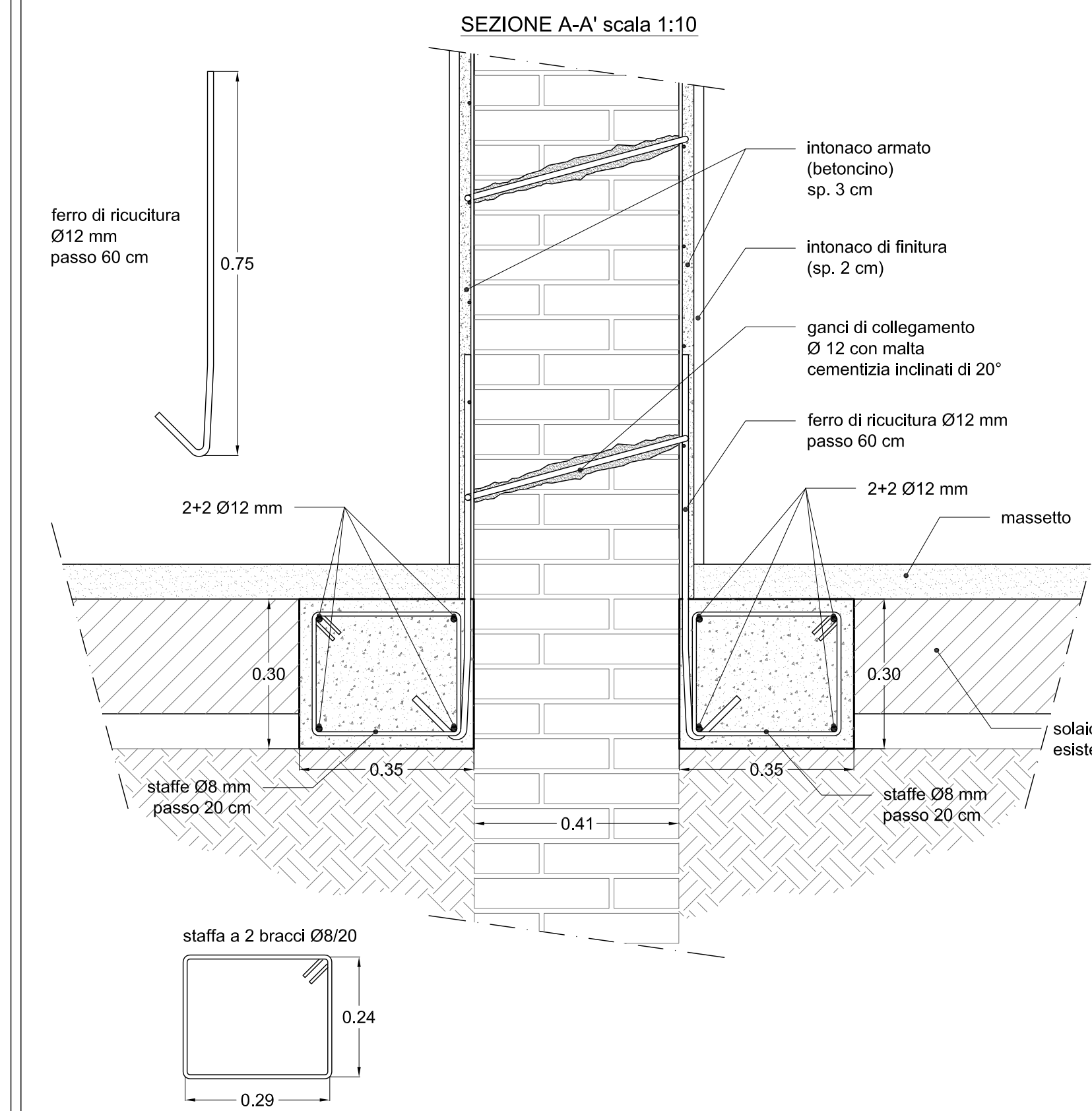
SEZIONE E-E' scala 1:10



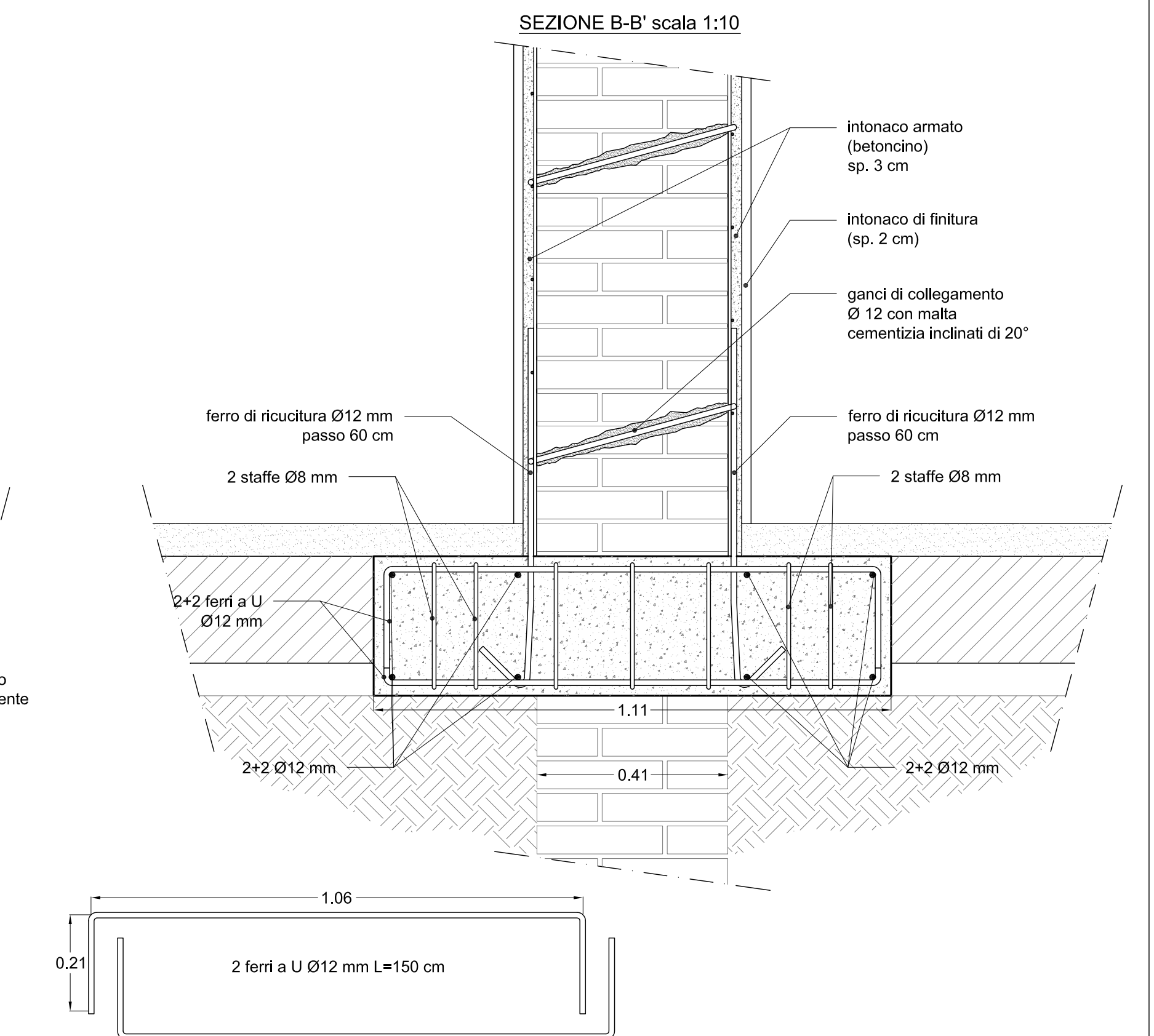
SEZIONE C-C' scala 1:10



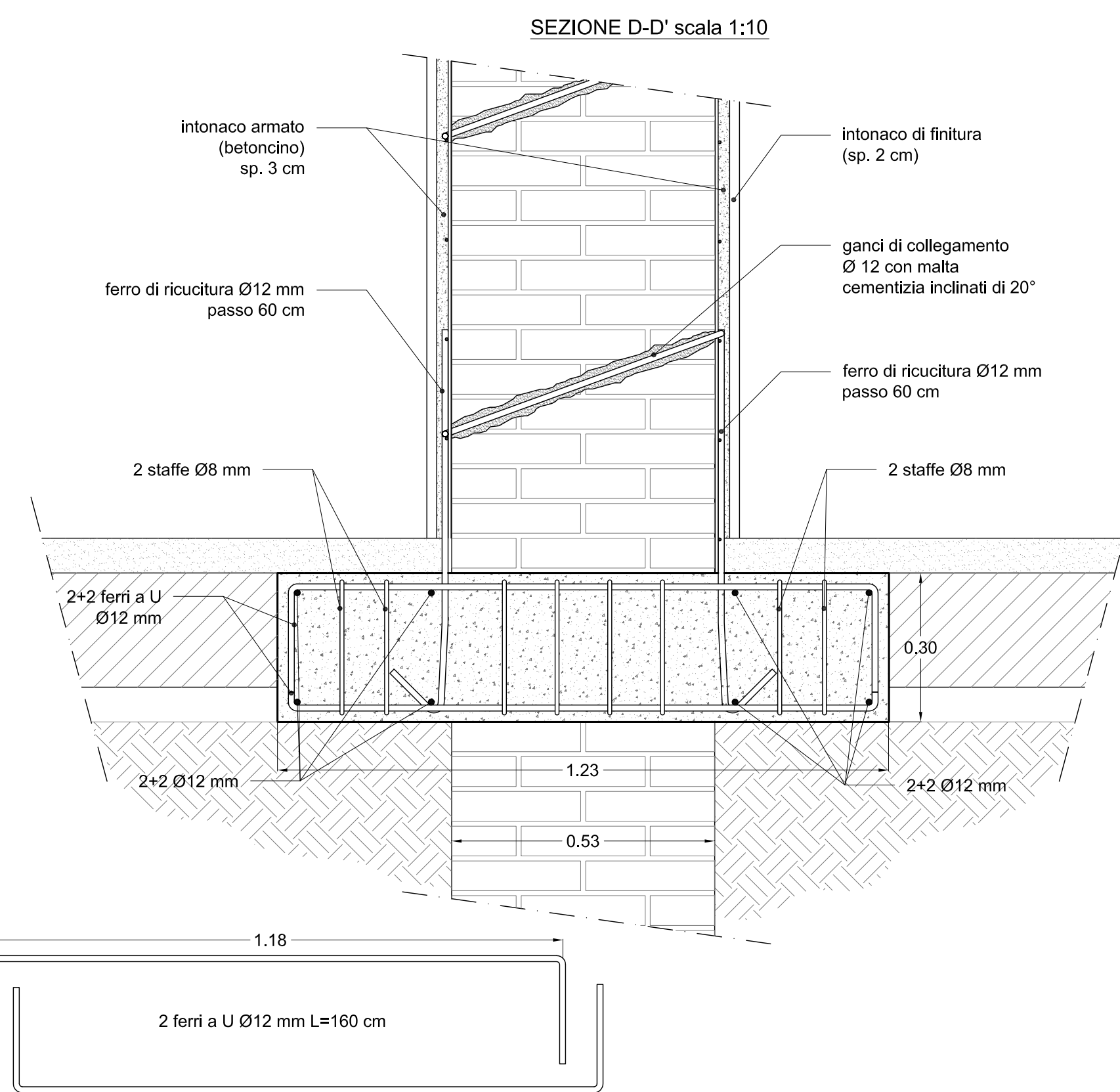
PIANTA CORDOLI FONDAZIONI scala 1:20



SEZIONE A-A' scala 1:10



SEZIONE B-B' scala 1:10



SEZIONE D-D' scala 1:10



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

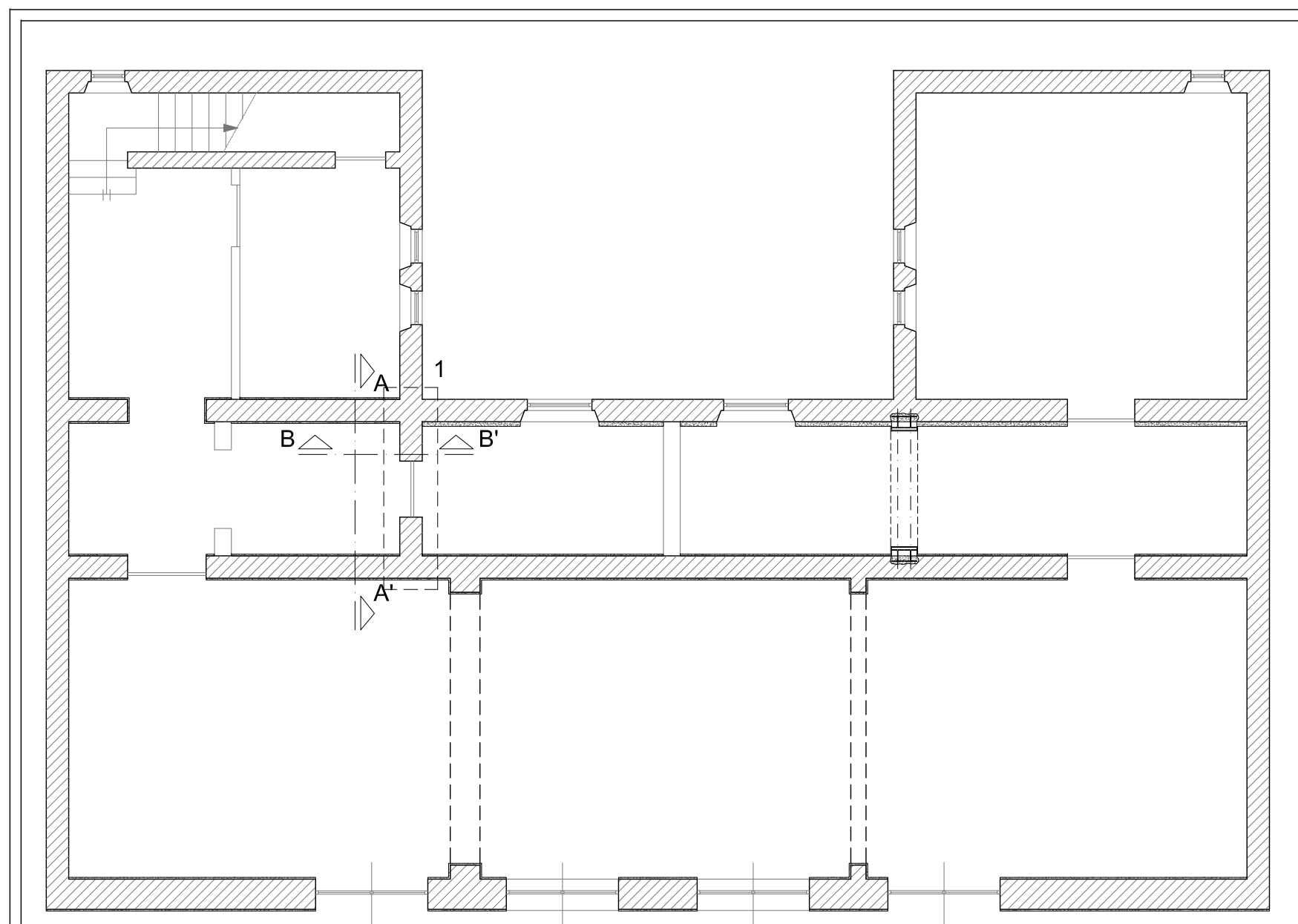
**PROGETTO E RIABILITAZIONE STRUTTURALE I**  
 Anno Accademico 2011-2012  
**Docente: Prof. Ing. Maurizio Orlando**  
 Studente: Simone Parigi

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

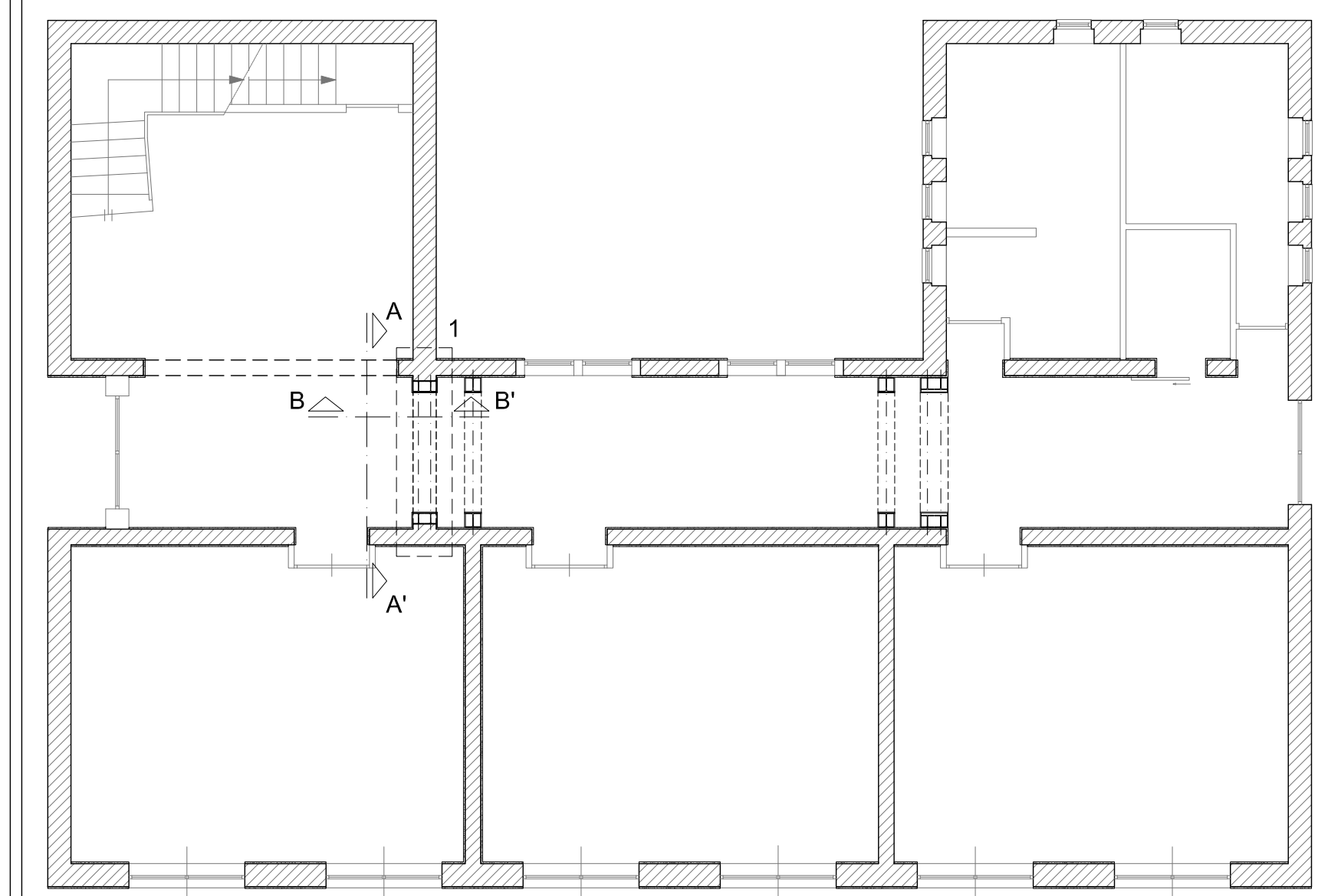
Pianta rinforzo fondazioni - scala 1:100  
 Pianta cordoli fondazione - scala 1:50  
 Sezione A-A' - Sezione B-B' - scala 1:20  
 Sezione C-C' - Sezione D-D' - scala 1:20  
 Sezione E-E' - scala 1:20

TAVOLA  
5  
 8

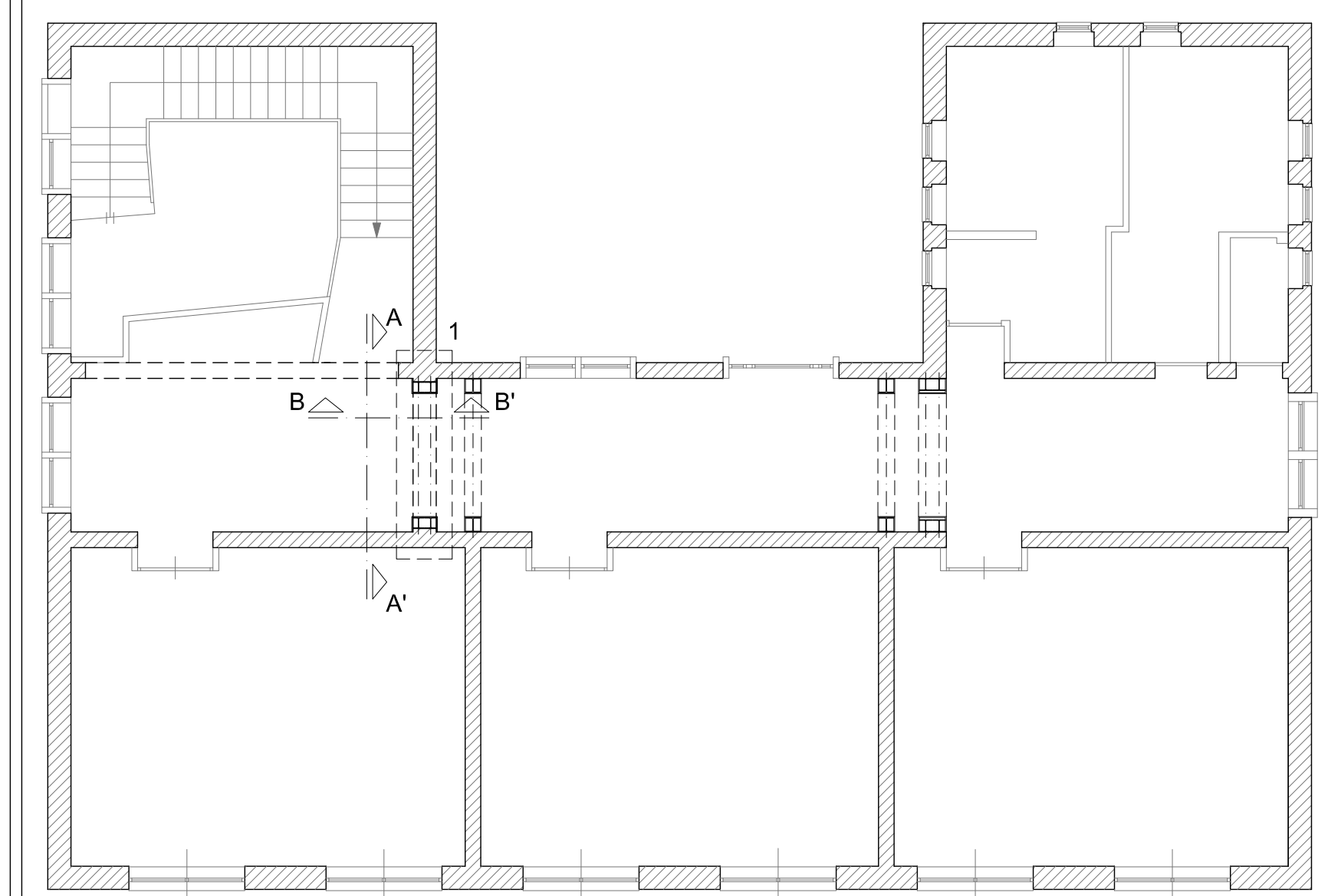




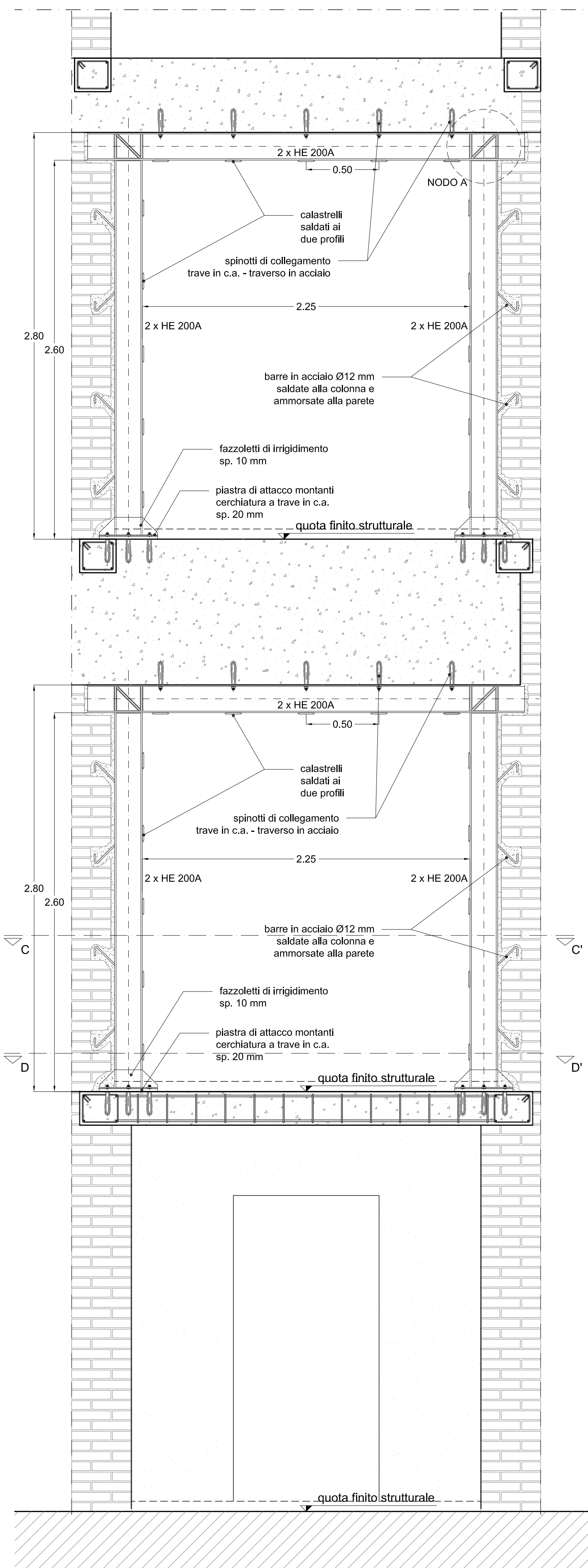
PIANTA PIANO SEMINTERRATO - INTERVENTI DI CERCHIATURA - scala 1:100



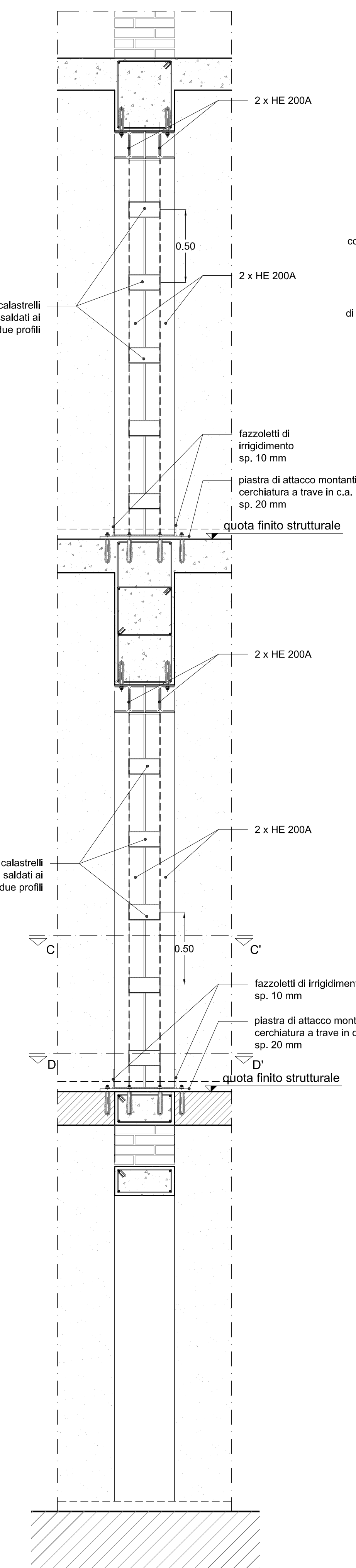
PIANTA PIANO TERRA - INTERVENTI DI CERCHIATURA - scala 1:100



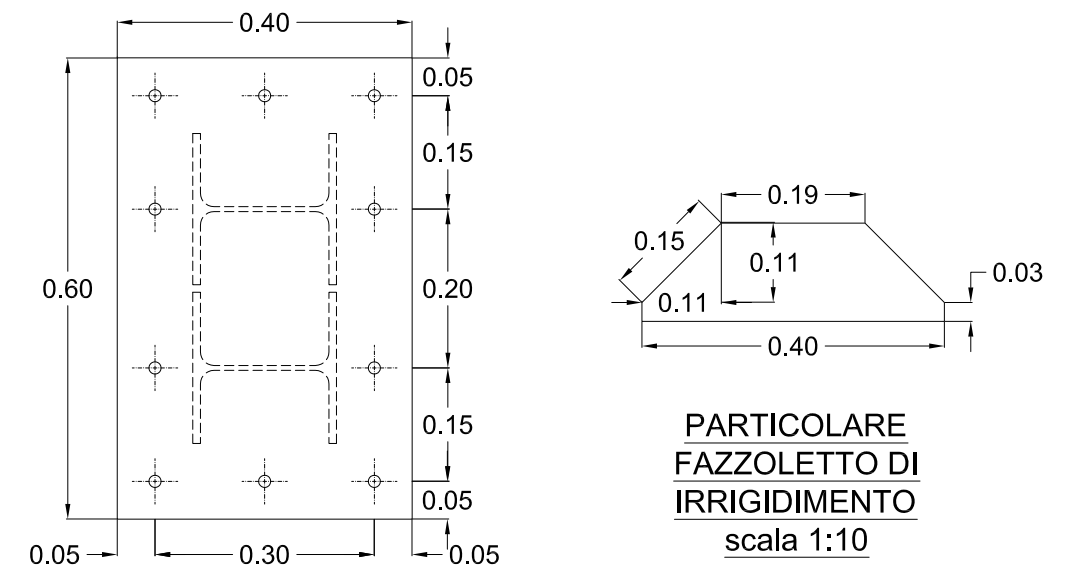
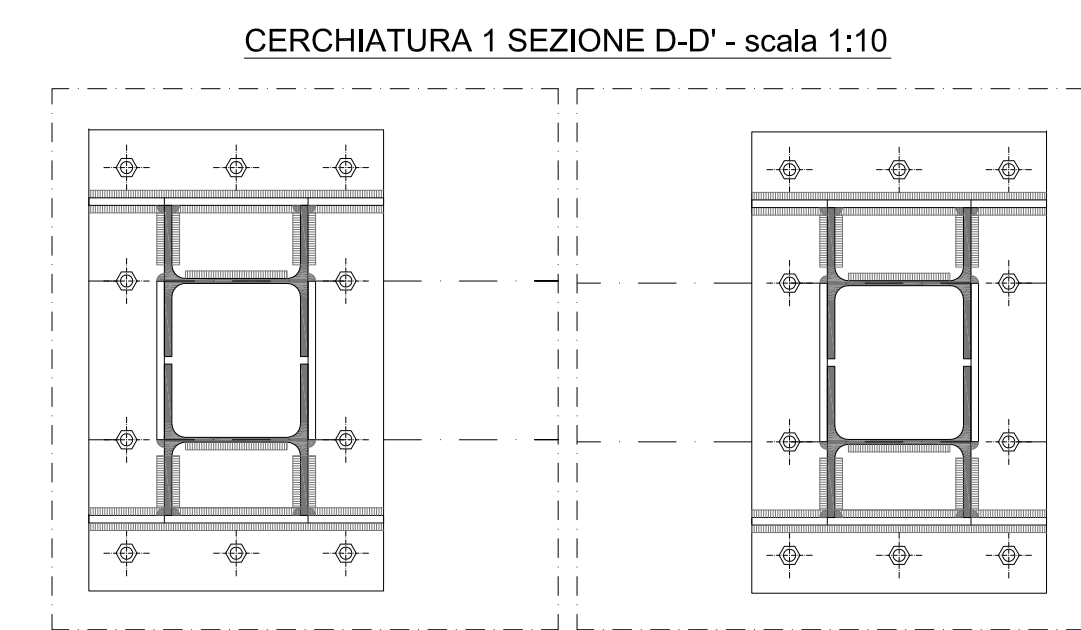
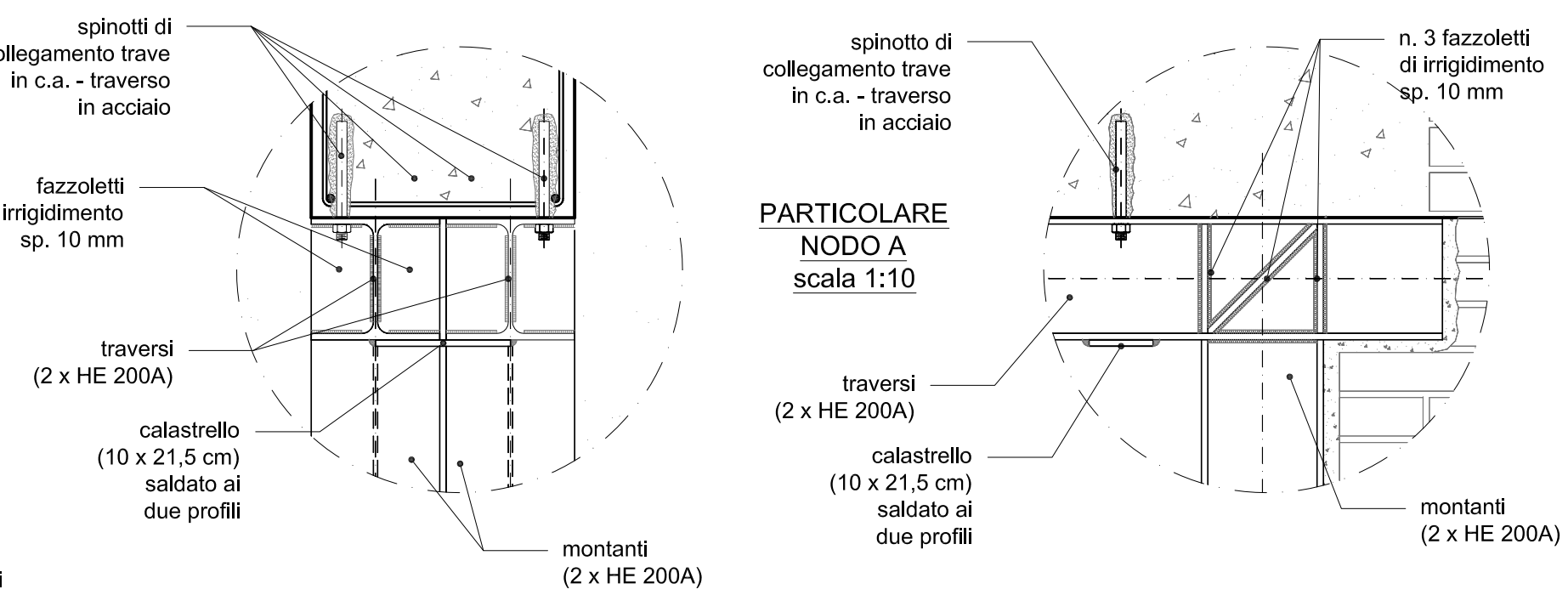
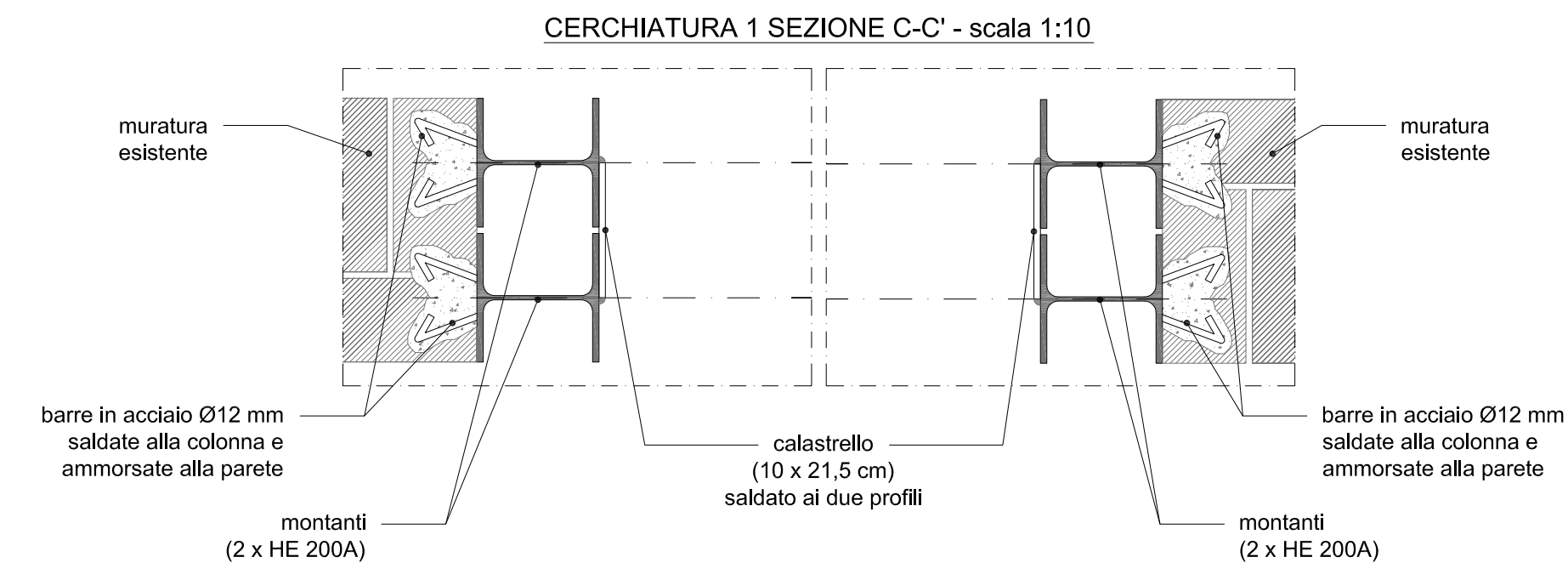
PIANTA PIANO PRIMO - INTERVENTI DI CERCHIATURA - scala 1:100



CERCHIATURA 1 SEZIONE A-A' - scala 1:20



CERCHIATURA 1 SEZIONE B-B' - scala 1:20



PARTICOLARE PIASTRA scala 1:10

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

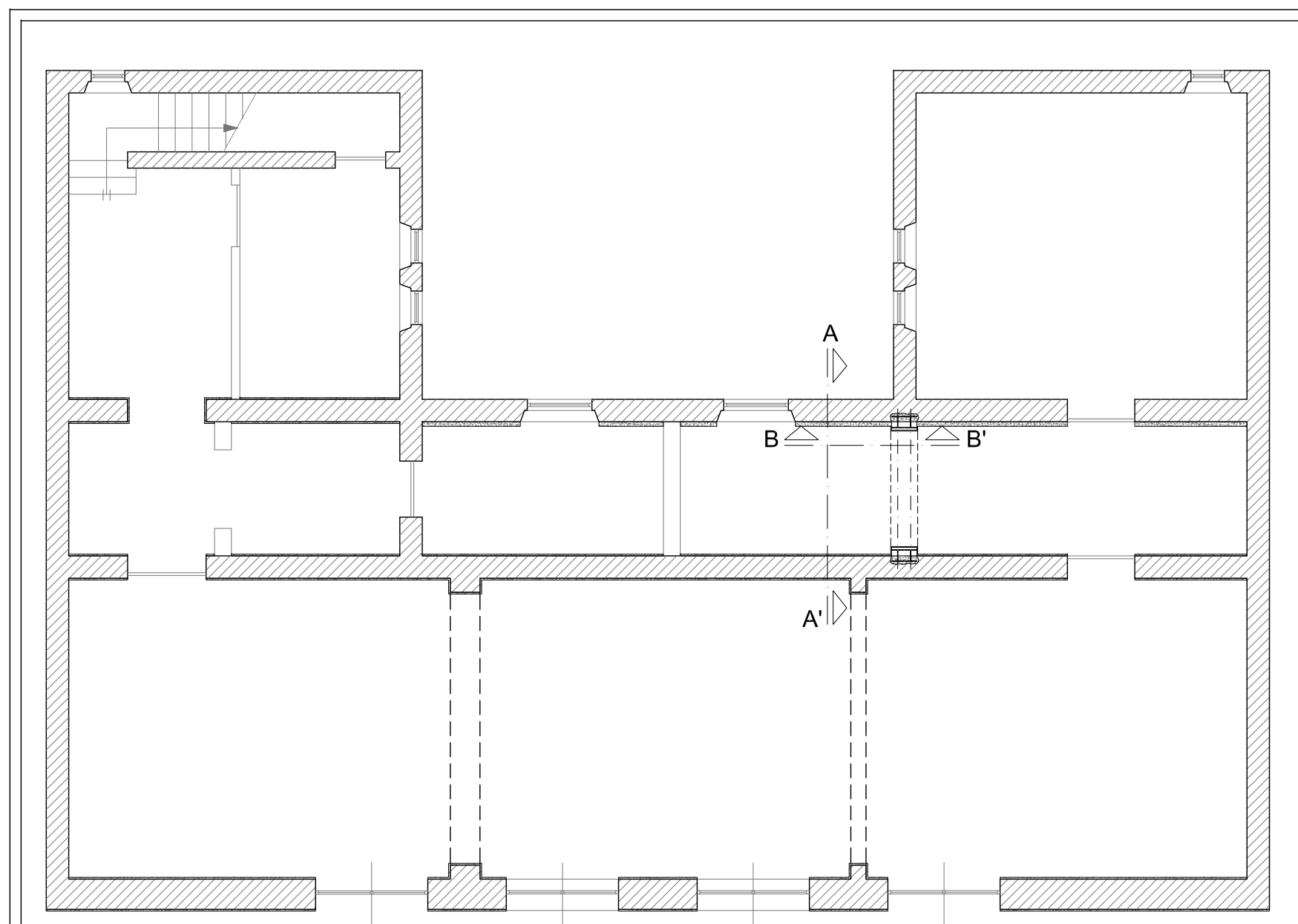
PROGETTO E RIABILITAZIONE STRUTTURALE I  
 Anno Accademico 2011-2012  
**Docente: Prof. Ing. Maurizio Orlando**  
 Studente: Simone Parigi

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

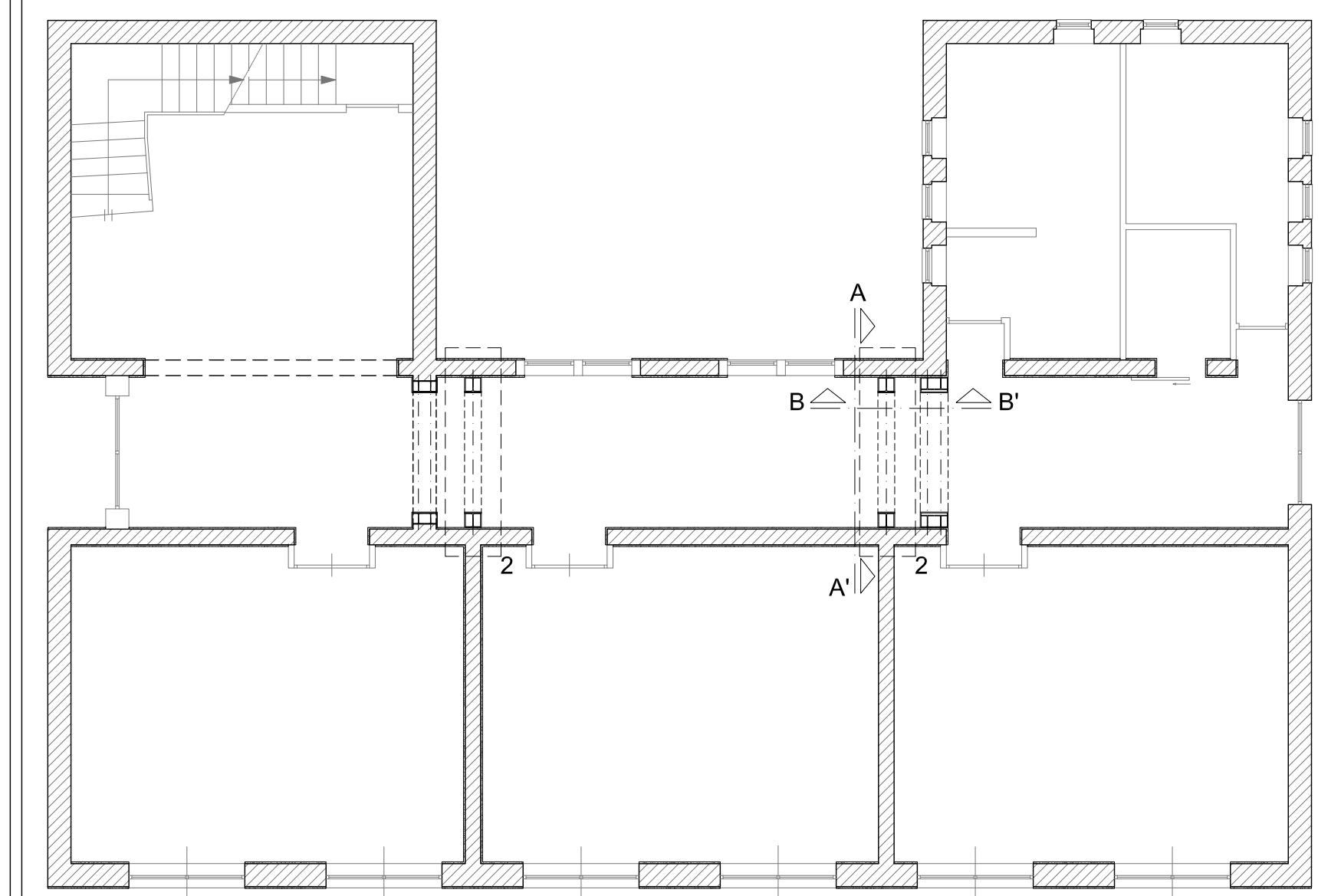
Piante piano terra, piano primo e piano secondo - scala 1:100  
 Cerchiatura 1 sezioni - scala 1:10/1:20  
 Cerchiatura 1 particolari - scala 1:10

TAVOLA  
**6**  
 8

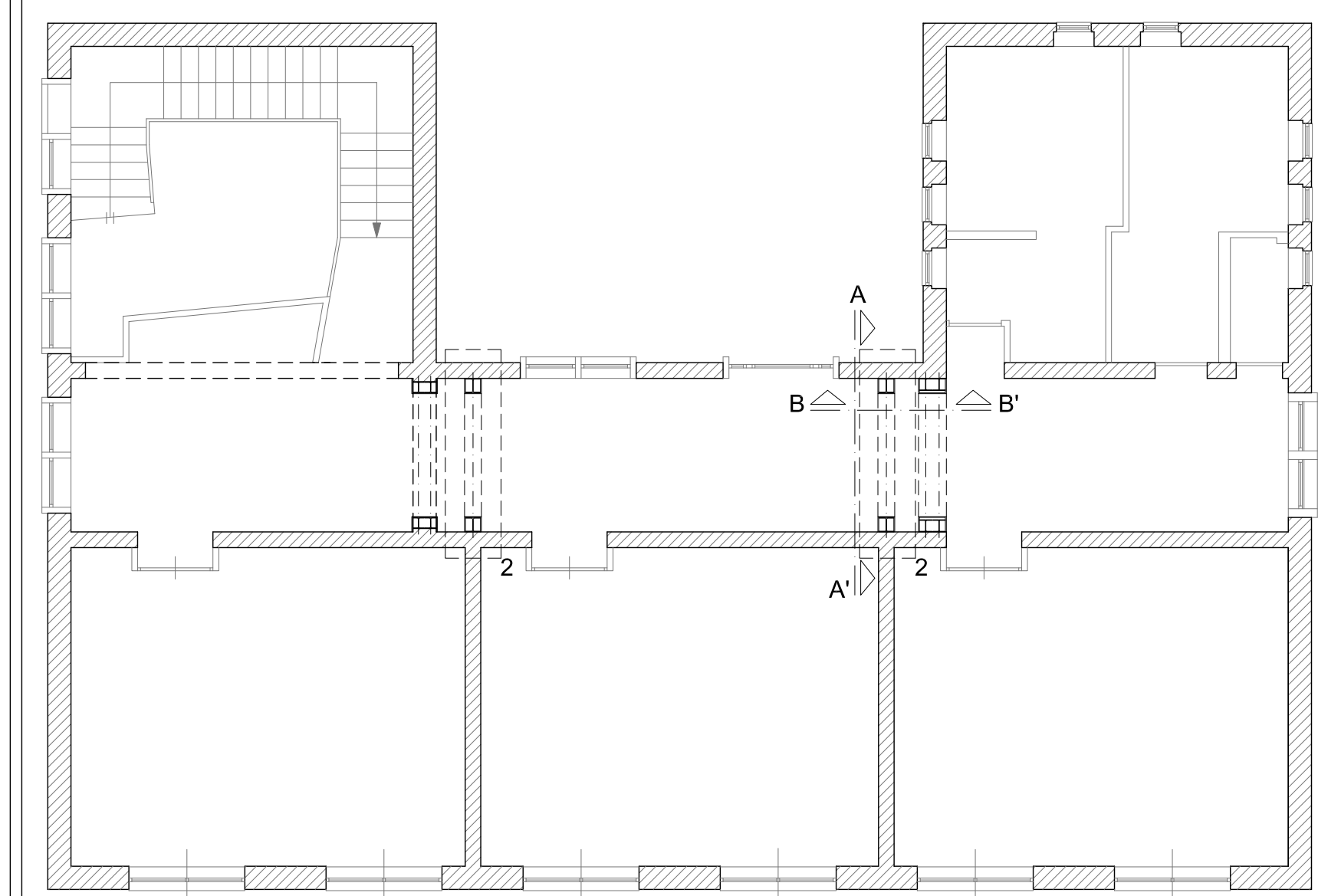




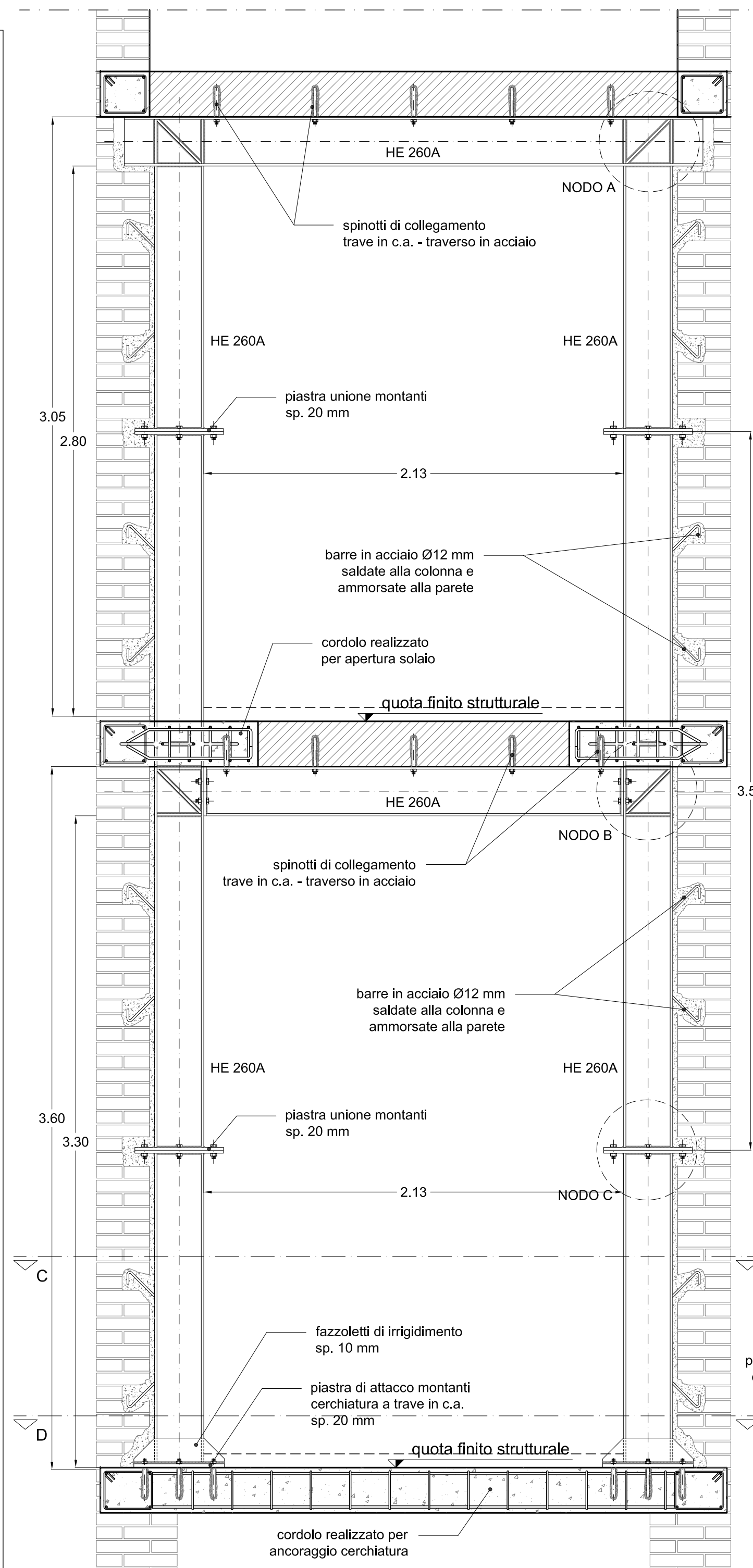
PIANTA PIANO SEMINTERRATO - INTERVENTI DI CERCHIATURA - scala 1:100



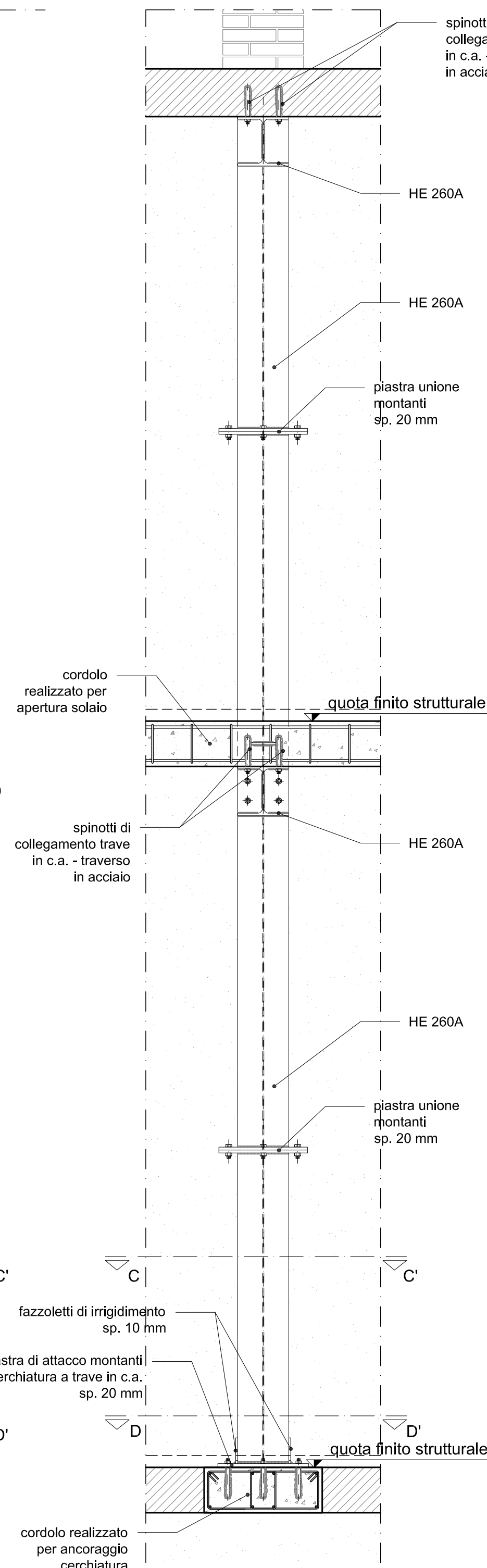
PIANTA PIANO TERRA - INTERVENTI DI CERCHIATURA - scala 1:100



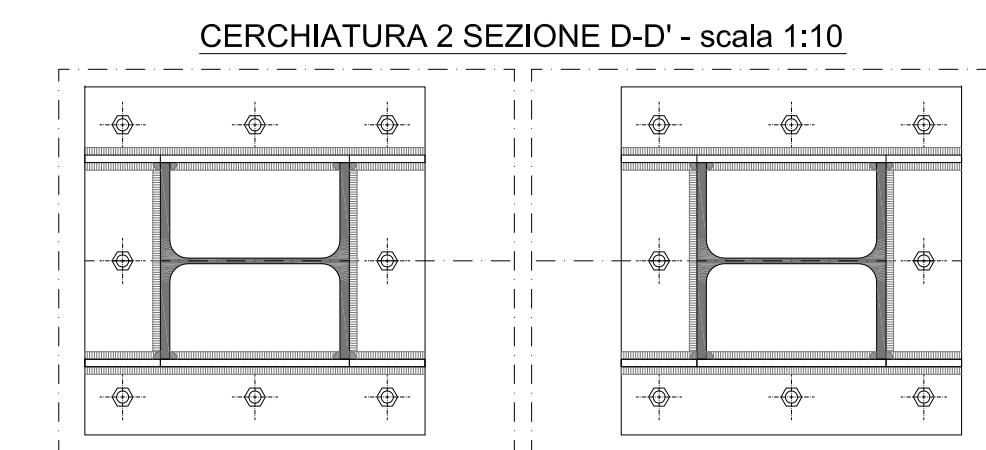
PIANTA PIANO PRIMO - INTERVENTI DI CERCHIATURA - scala 1:100



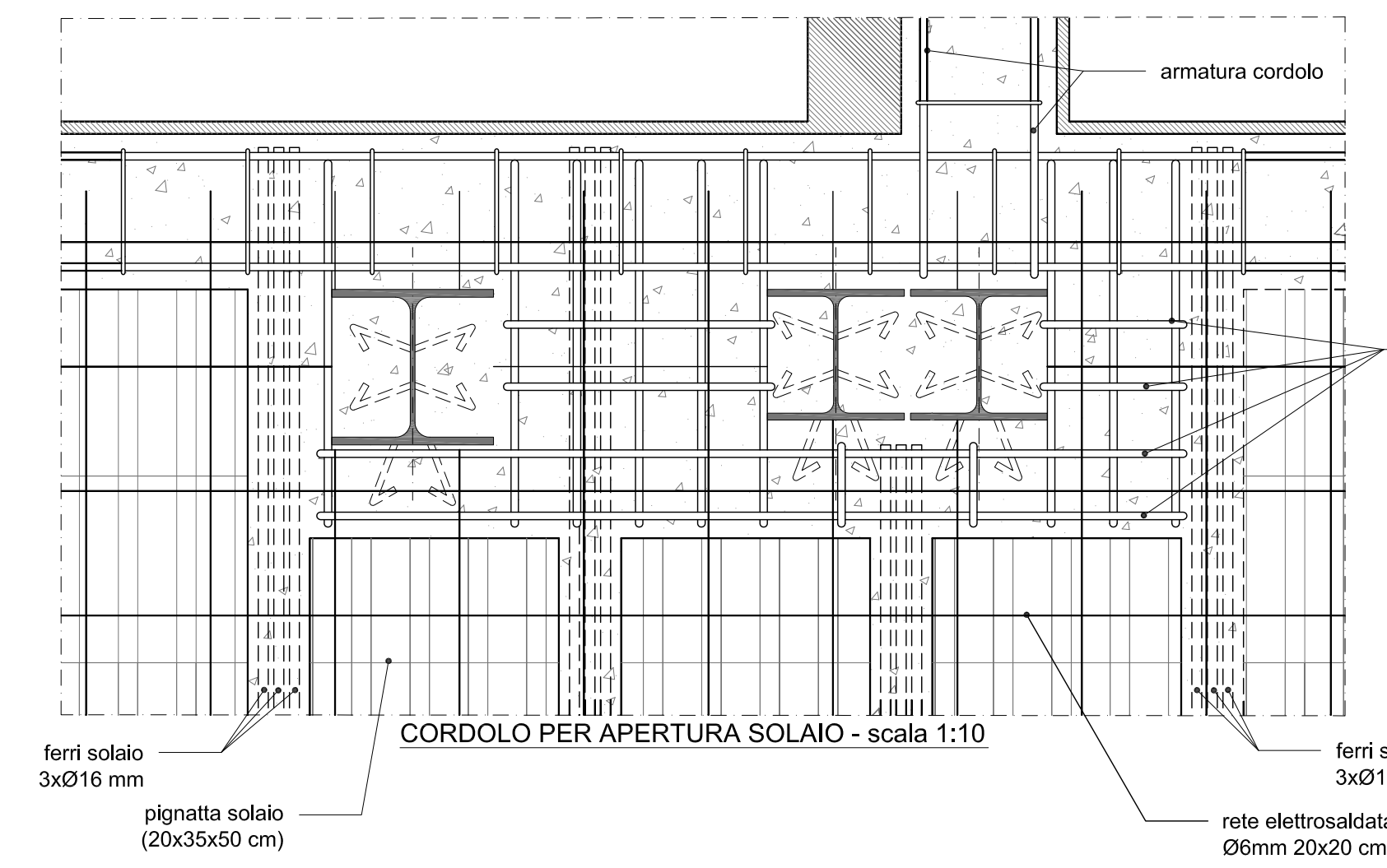
CERCHIATURA 2 SEZIONE A-A' - scala 1:20



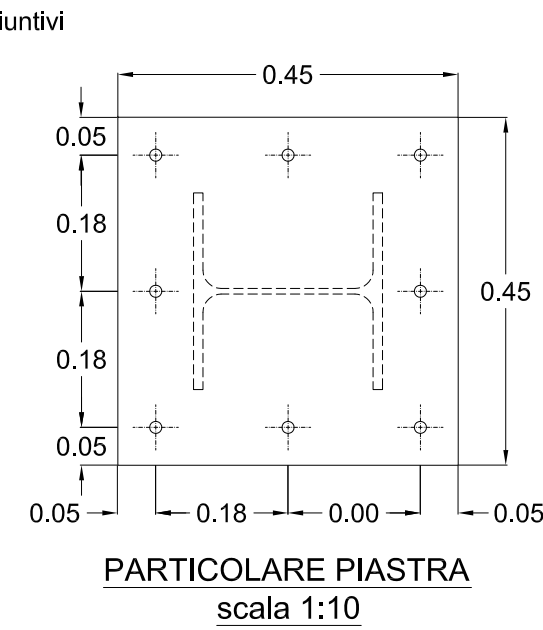
CERCHIATURA 2 SEZIONE B-B' - scala 1:20



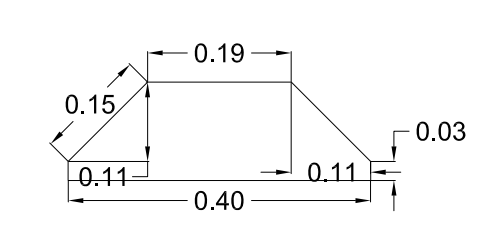
CERCHIATURA 2 SEZIONE D-D' - scala 1:10



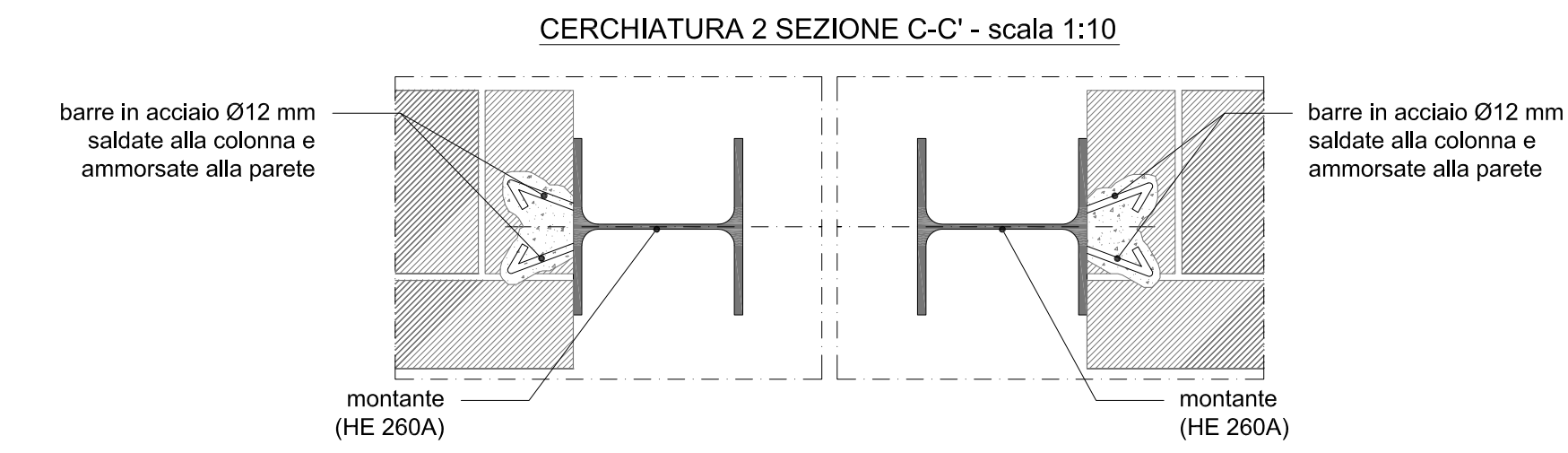
CORDOLO PER APERTURA SOLAIO - scala 1:10



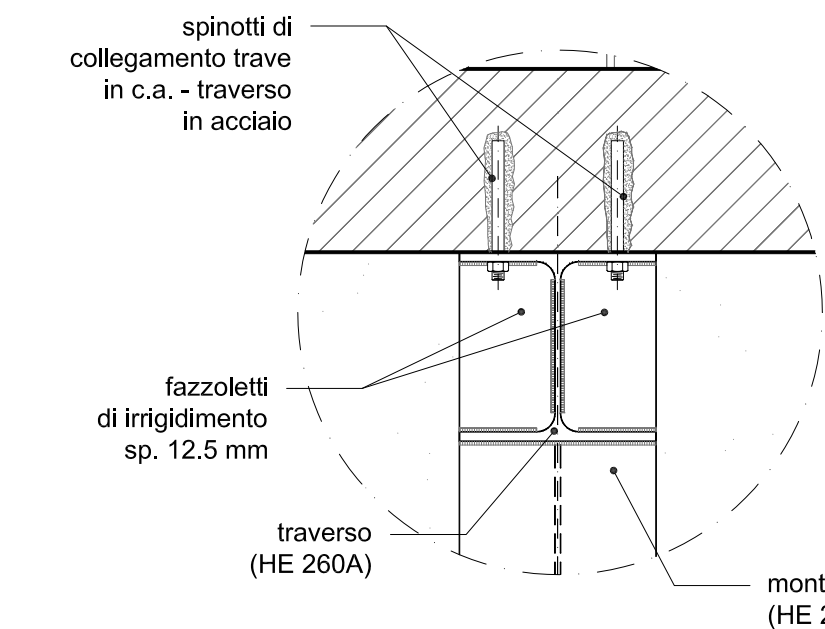
PARTICOLARE PIASTRA scala 1:10



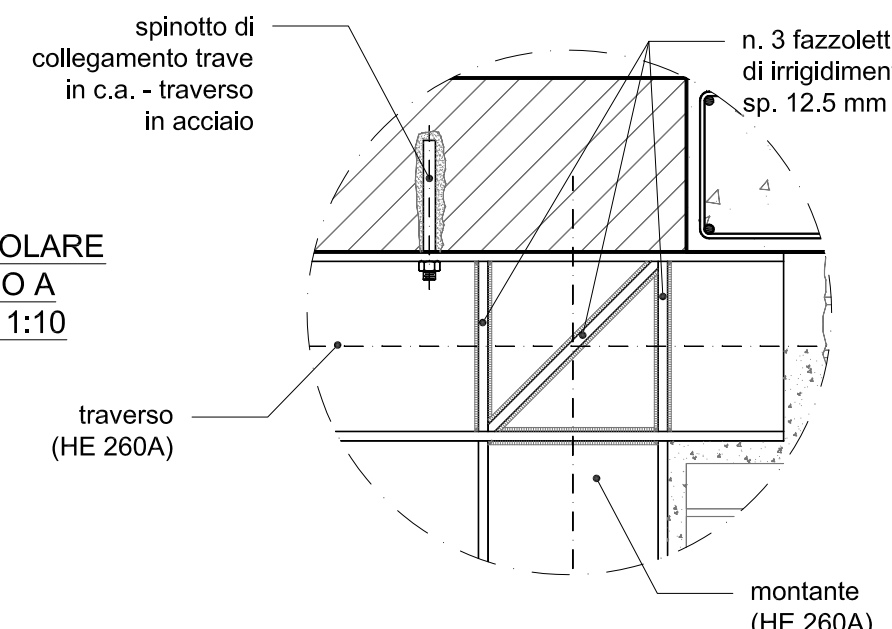
PARTICOLARE FAZZOLETTO DI IRRIGIDIMENTO scala 1:10



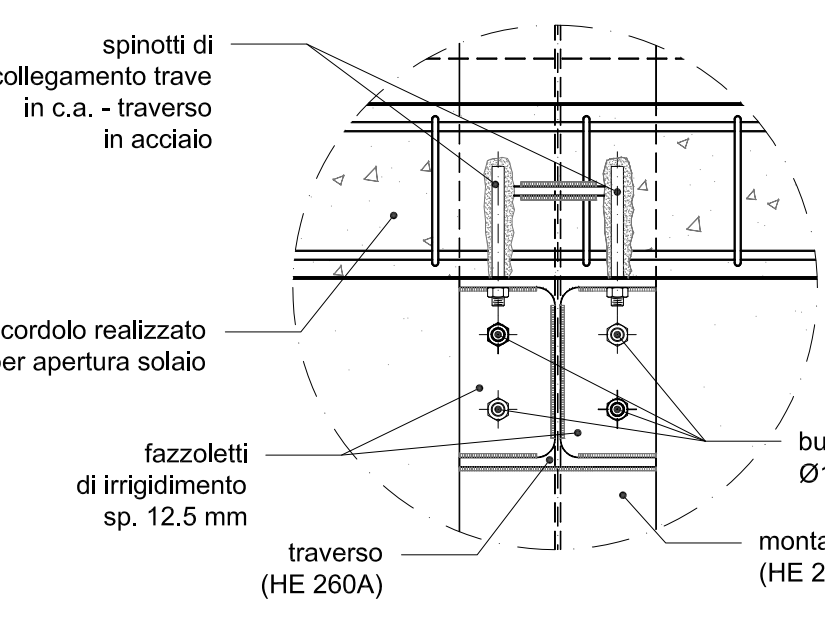
CERCHIATURA 2 SEZIONE C-C' - scala 1:10



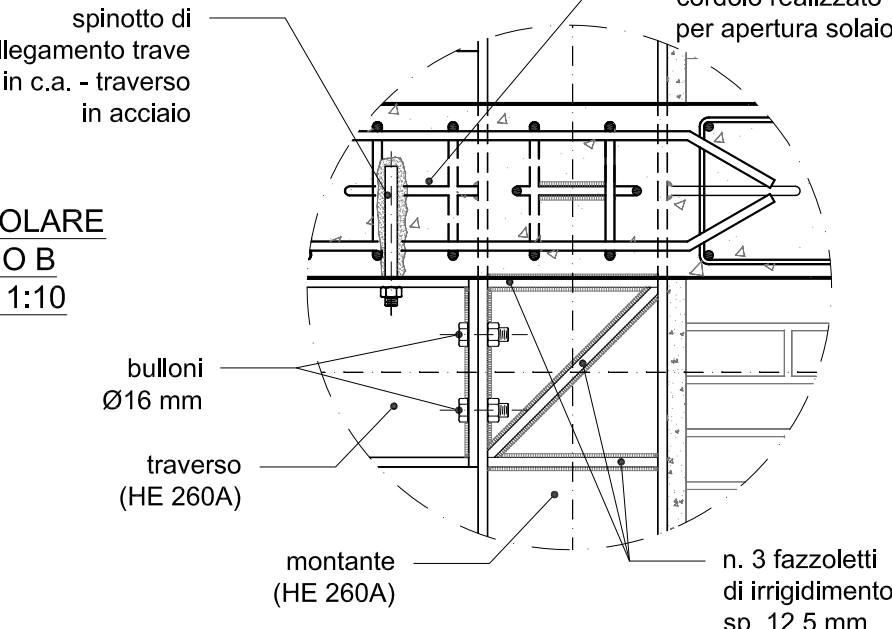
PARTICOLARE NODO A scala 1:10



PARTICOLARE NODO B scala 1:10



PARTICOLARE NODO C 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: Simone Parigi

Esercitazione

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

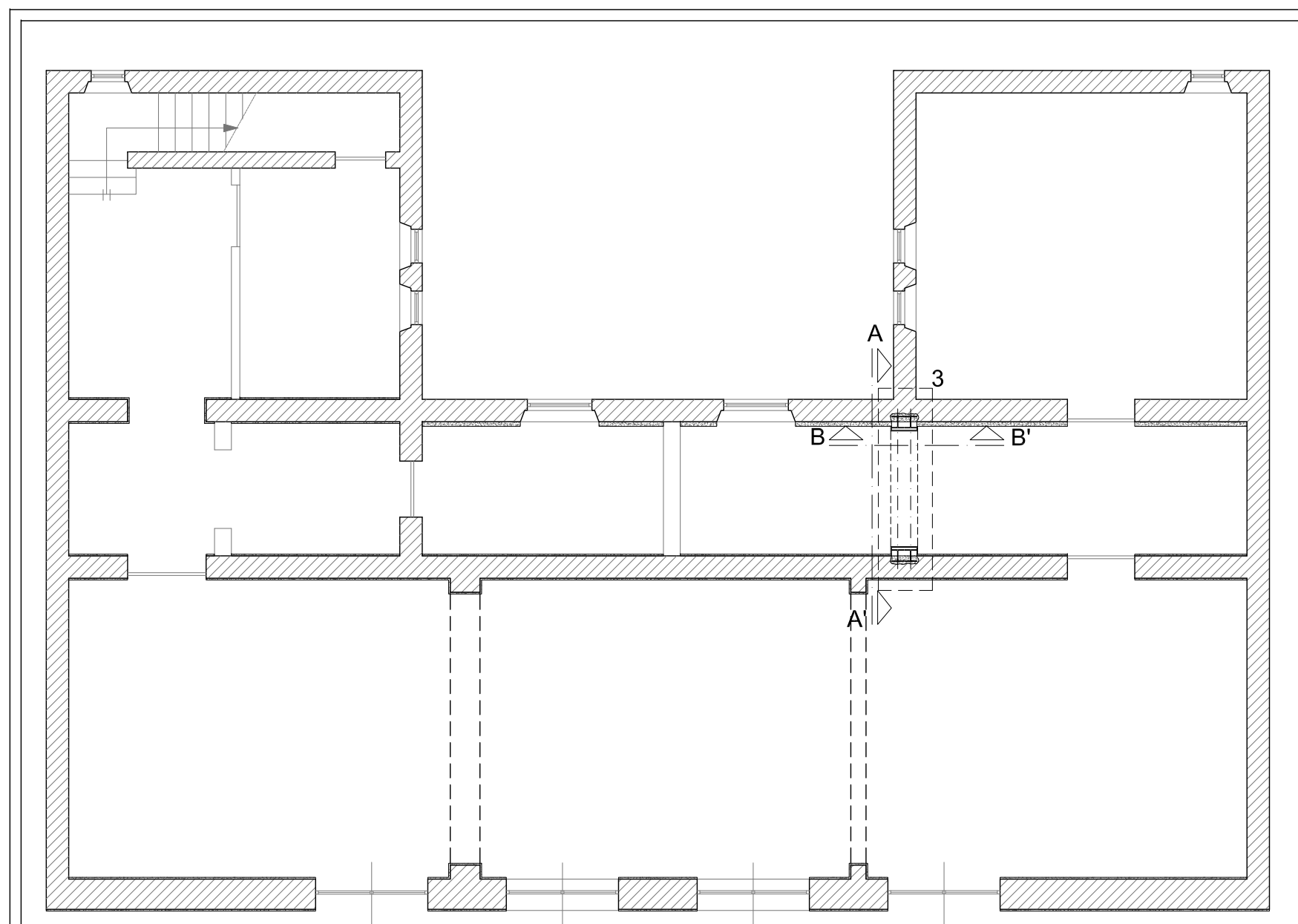
Piante piano terra, piano primo e piano secondo - scala 1:100  
Cerchiatura 2 sezioni - scala 1:10/1:20  
Cerchiatura 2 particolari - scala 1:10

TAVOLA

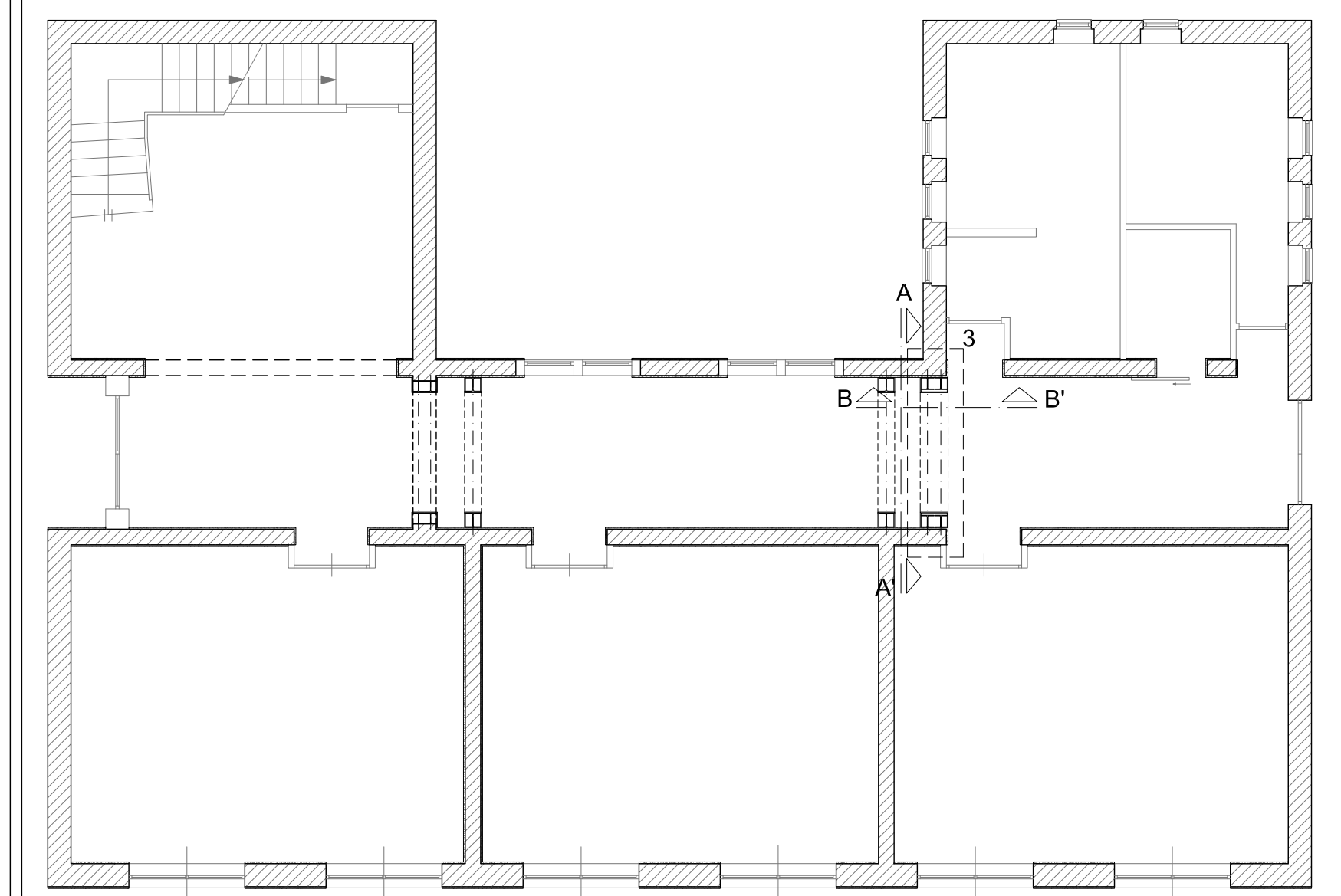
7

8

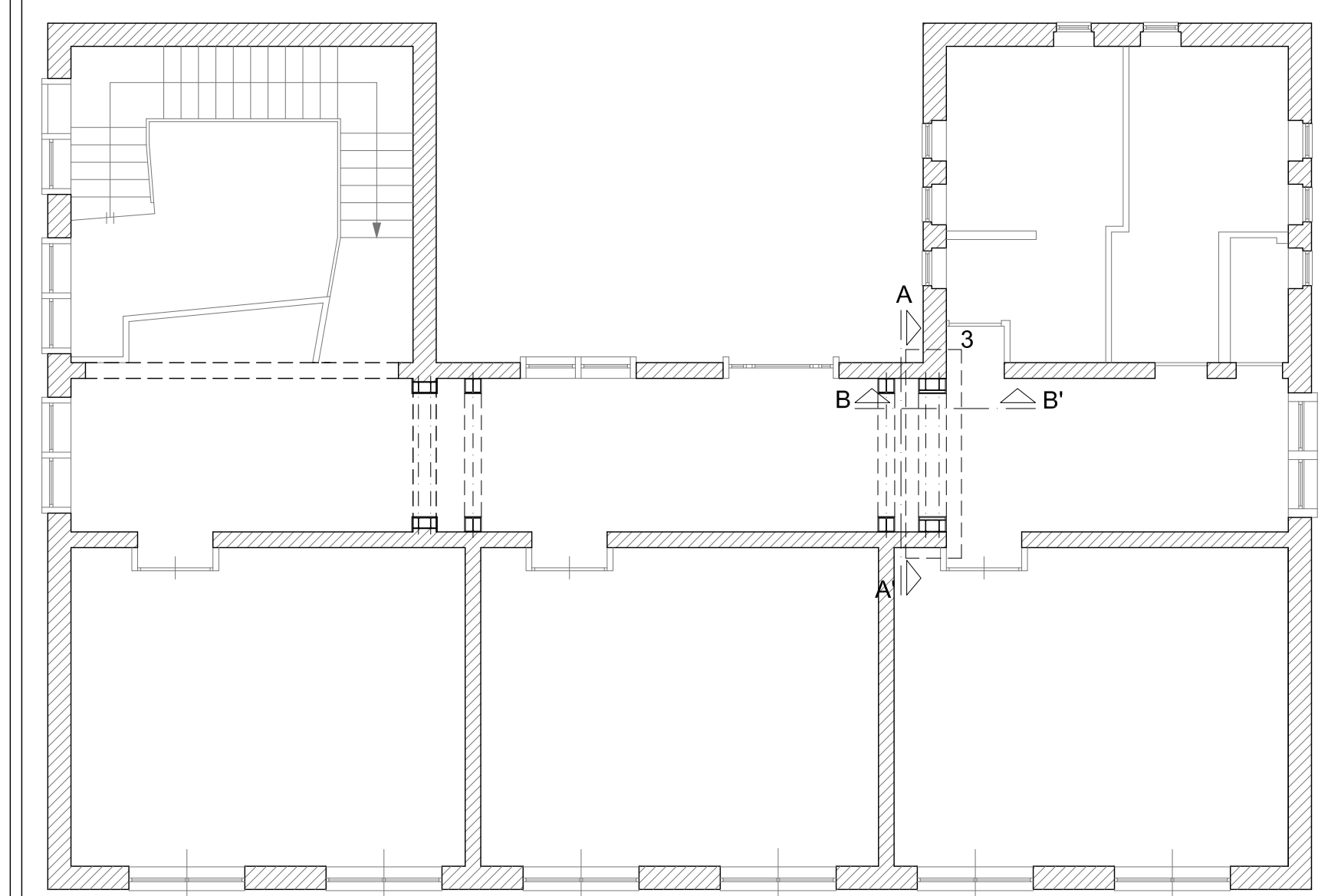




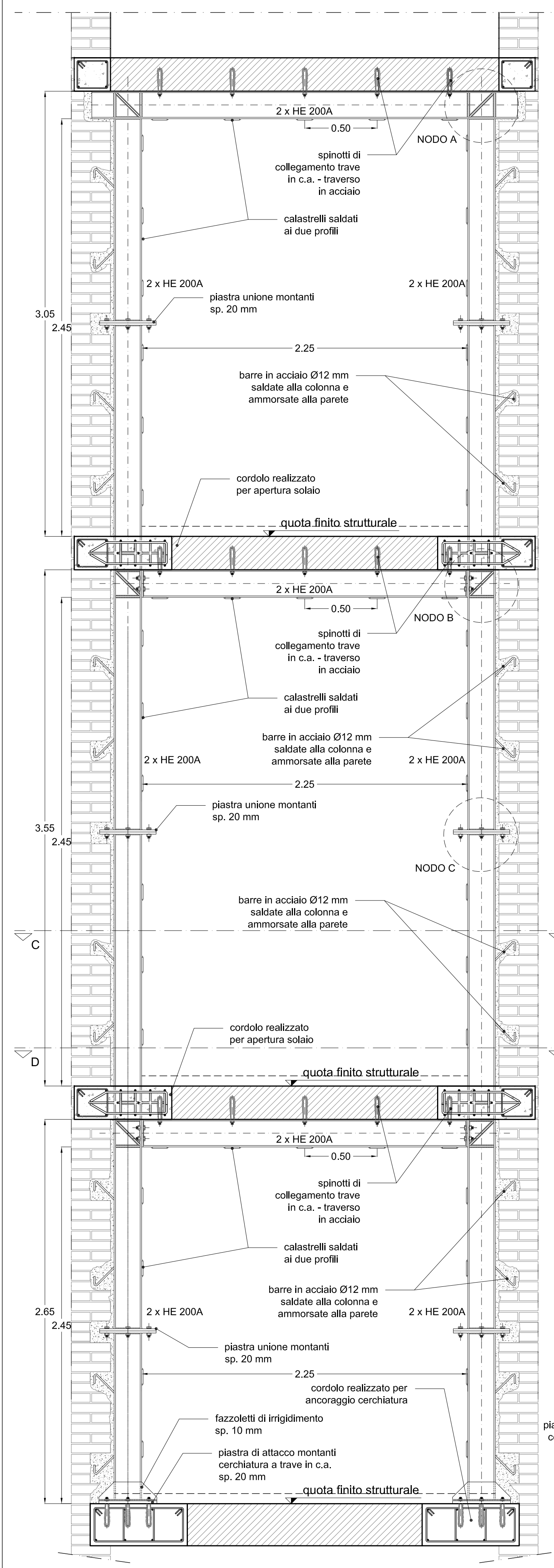
PIANTA PIANO SEMINTERRATO - INTERVENTI DI CERCHIATURA - scala 1:100



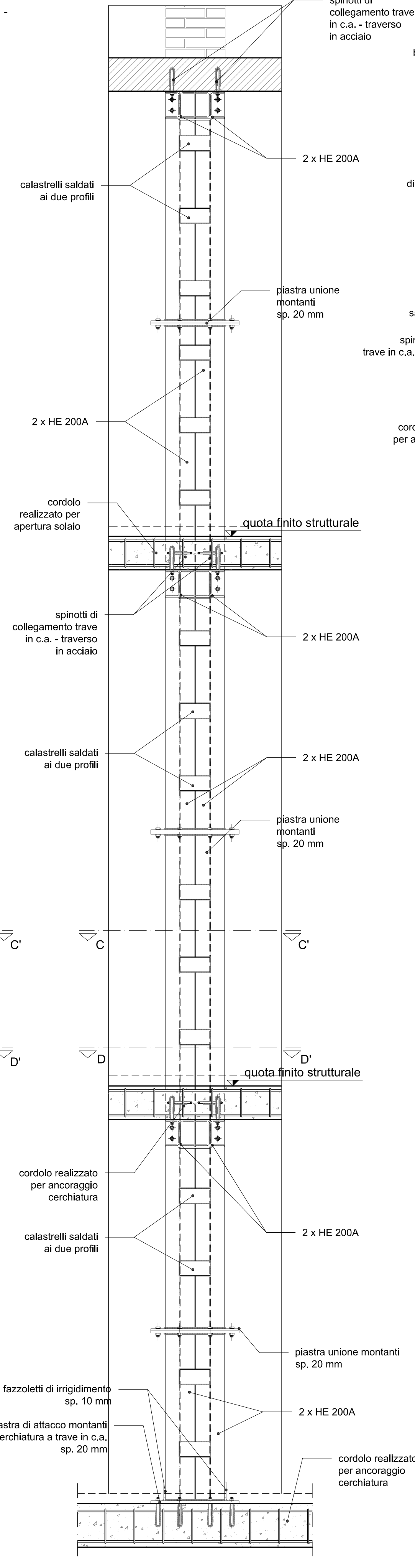
PIANTA PIANO TERRA - INTERVENTI DI CERCHIATURA - scala 1:100



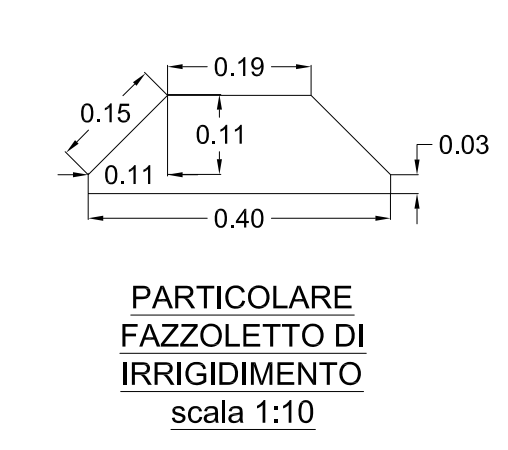
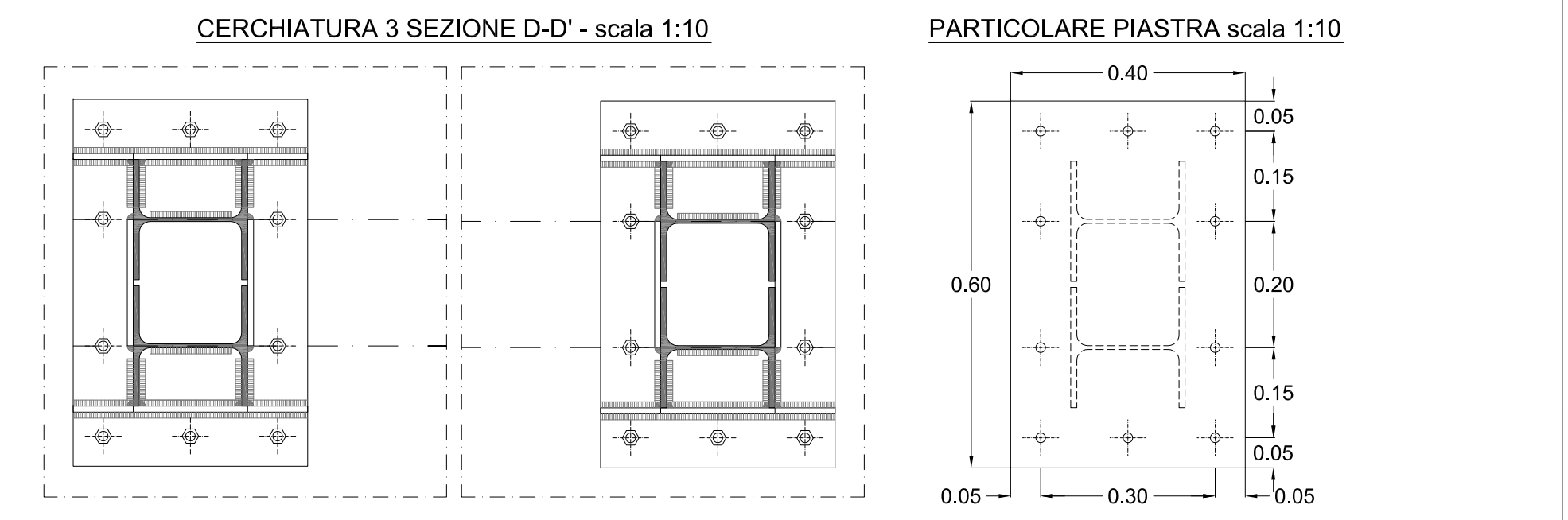
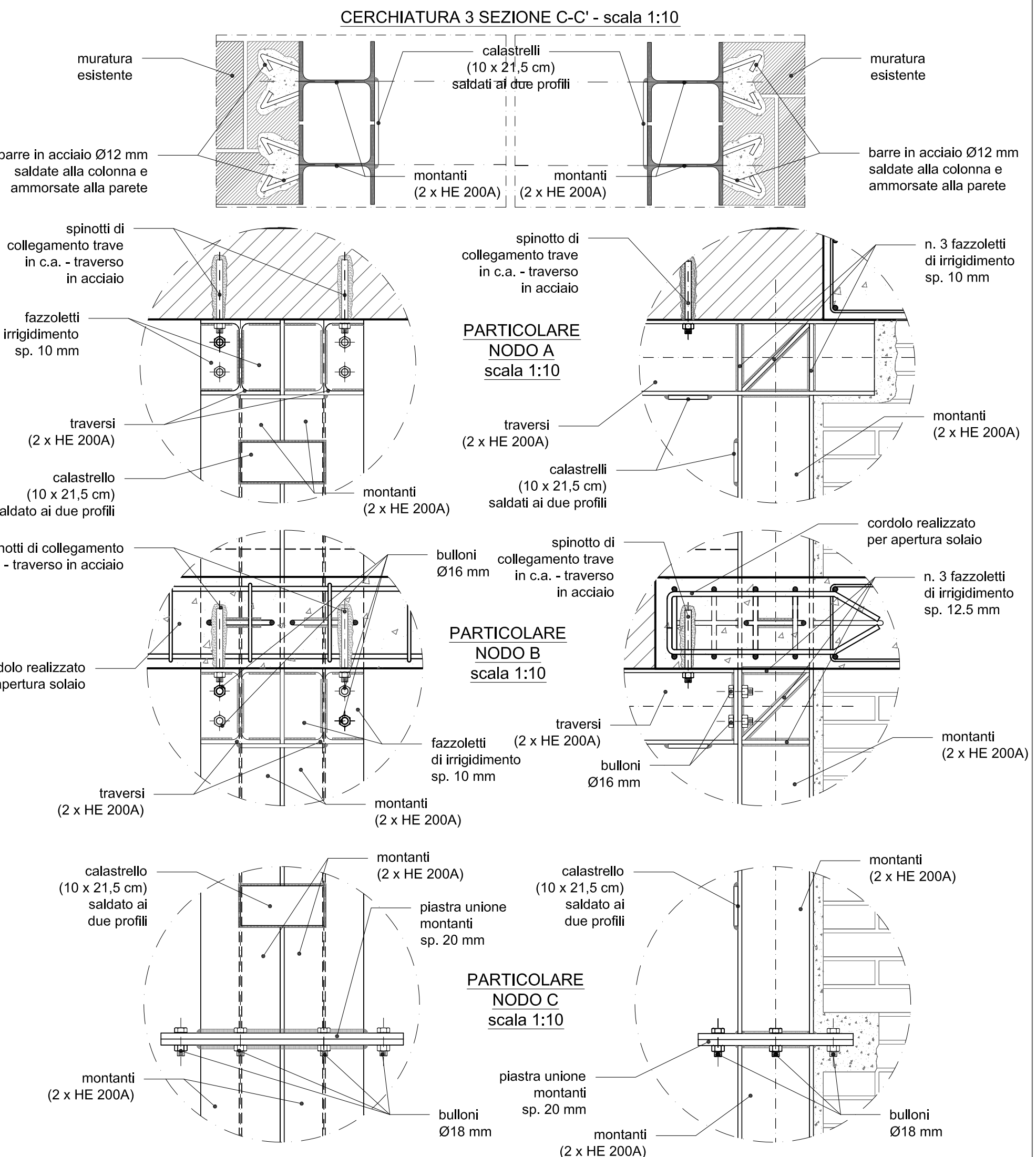
PIANTA PIANO PRIMO - INTERVENTI DI CERCHIATURA - scala 1:100



CERCHIATURA 3 SEZIONE A-A' - scala 1:20



CERCHIATURA 3 SEZIONE B-B' - 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: Simone Parigi

**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  
 Cerchiatura 3 sezioni - scala 1:10/1:20  
 Cerchiatura 3 particolari - scala 1:10

TAVOLA  
**8**