

*Ad Amatrice e dintorni nella speranza che  
qualcosa cambi.  
In passato mancavano conoscenze e tecnologie  
per costruire case sicure.  
Oggi le abbiamo entrambe....  
manca solo il buon senso degli uomini.*



Michele Vinci

**La progettazione delle sopraelevazioni  
su edifici esistenti in muratura**

***e.m.e.***

*edifici in muratura editoria*

Michele Vinci

La progettazione delle sopraelevazioni su edifici esistenti in muratura

ISBN 9791220013611

© 2016 by e.m.e. (edifici in muratura editoria)

e-mail: [info@edificiinmuratura.it](mailto:info@edificiinmuratura.it)

[www.edificiinmuratura.it](http://www.edificiinmuratura.it)

Seconda edizione: marzo 2018

Stampa: Universal Book, Rende (CS), marzo 2018.

Tutti i diritti sono riservati a norma di legge e a norma delle convenzioni internazionali.

# Indice

<b>Introduzione</b> .....	<b>9</b>
<b>Capitolo 1 - Sopraelevazioni in muratura</b> .....	<b>11</b>
1.1 – Analisi .....	11
1.1.1 – Analisi lineari (statica equivalente).....	12
1.1.1.1 – Fattore di comportamento e spettro di progetto.....	12
1.1.1.2 – Schematizzazione di una parete in muratura .....	15
1.1.1.3 – Valutazione delle sollecitazioni .....	20
1.1.1.4 – Verifiche di resistenza per i maschi murari .....	24
1.1.1.4.1 – Verifica a pressoflessione nel piano .....	24
1.1.1.4.2 – Resistenza a taglio (muratura di nuova costruzione) .....	24
1.1.1.4.3 – Resistenza a taglio (muratura esistente).....	25
1.1.1.4.4 – Verifica a pressoflessione fuori piano.....	25
1.1.1.4.5 – Verifica a carichi laterali .....	26
1.1.1.4.6 – Verifiche geometriche.....	28
1.1.1.5 – Verifiche di resistenza per le fasce di piano .....	29
1.1.1.6 – Sopraelevazione in muratura su un edificio esistente in muratura (analisi lineare) .....	36
1.1.2 – Analisi lineari (dinamica modale con spettro di risposta) .....	62
1.1.3 – Analisi statica non lineare (pushover) .....	64
1.1.3.1 – Sopraelevazione in muratura su un edificio esistente in muratura (analisi non lineare e verifiche locali) .....	72
1.1.3.2 – Osservazione .....	90
1.2 – Regole di dettaglio ed organizzazione strutturale per costruzioni in muratura ....	91
1.2.1 – Regole di dettaglio per costruzioni in muratura .....	91
1.2.1.1 – Punto 7.8.6.1 del D.M. 17/01/2018 (Regole di dettaglio per costruzioni di muratura) .....	91
1.2.2 – Organizzazione strutturale .....	92
1.2.2.1 – Regole generali per edifici in muratura .....	92
1.2.2.2 – Regolarità delle costruzioni.....	93
1.2.2.2.1 – Regolarità in pianta .....	94
1.2.2.2.2 – Regolarità in altezza.....	94
1.3 – Criteri di progetto e requisiti geometrici.....	95
<b>Capitolo 2 - Sopraelevazioni in c.a., acciaio e legno (elementi monodimensionali)</b> 97	
2.1 – Cenni normativi per strutture miste .....	97
2.2 – Analisi per strutture miste.....	98
2.3 – Collegamenti tra elementi di diversa tecnologia .....	124
2.4 – Verifica per forze concentrate .....	127
2.5 – Sopraelevazioni in acciaio e legno .....	128
<b>Capitolo 3 - Sopraelevazioni con la tecnologia X-LAM (elementi bidimensionali).</b> 131	
3.1 – La tipologia costruttiva X-LAM.....	131
3.2 – Organizzazione strutturale con elementi X-LAM .....	133
3.2.1 – Gli orizzontamenti in X-LAM.....	133
3.2.2 – Gli elementi verticali in X-LAM .....	136
3.2.3 – Edifici realizzati in X-LAM – comportamento scatolare .....	137
3.3 – Analisi di edifici in muratura con sopraelevazione in X-LAM .....	138
3.4 – Verifiche di elementi in X-LAM .....	141
3.4.1 – Verifica di elementi in X-LAM con comportamento a piastra .....	141
3.4.1.1 – Verifica a flessione.....	141
3.4.1.2 – Verifica a taglio .....	144

3.4.1.3 – Esempio di dimensionamento di una piastra in X-LAM .....	145
3.4.2 – Verifica di elementi in X-LAM con comportamento a lastra .....	154
3.4.2.1 – Lastra sottoposta a sollecitazioni di taglio .....	154
3.4.2.2 – Lastra sottoposta a sforzo assiale .....	158
3.4.2.3 – Verifica ad instabilità della lastra .....	160
3.5 – Collegamenti tra elementi .....	161
3.5.1 – Collegamento tra parete in X-LAM e cordolo in c.a. ....	162
3.5.2 – Collegamento tra parete e copertura .....	165
3.5.3 – Collegamento d'angolo tra pareti ortogonali .....	166
3.5.4 – Collegamento tra incroci di muri .....	169
3.5.5 – Collegamento continuo tra pareti verticali .....	169
3.5.6 – Collegamento solaio-solaio .....	172
<b>Capitolo 4 - Fondazioni .....</b>	<b>173</b>
4.1 – Tecniche di consolidamento per fondazioni .....	174
4.2 – Esempio di calcolo di una fondazione superficiale .....	176
<b>Capitolo 5 - Esempi di calcolo .....</b>	<b>189</b>
5.1 – Edificio da sopraelevare .....	189
5.1.1 – Dati geotecnici .....	189
5.1.2 – Azione sismica .....	190
5.1.3 – Geometria della struttura esistente .....	191
5.1.4 – Valutazione della sicurezza della struttura esistente .....	196
5.1.4.1 – Analisi dei carichi .....	196
5.1.4.2 – Caratteristiche dei materiali .....	198
5.1.4.3 – Analisi globale della struttura .....	200
5.1.4.4 – Verifica delle fondazioni .....	201
5.1.5 – Piano di sopraelevazione in muratura (LC1) .....	206
5.1.5.1 – Verifiche geometriche .....	206
5.1.5.2 – Analisi globale della struttura .....	217
5.1.5.3 – Verifica delle fondazioni .....	222
5.1.5.4 – Verifiche fuori piano .....	225
5.1.5.5 – Verifica a carichi laterali .....	227
5.1.5.6 – Adeguamento delle strutture di elevazione (prima ipotesi di interventi) .....	231
5.1.5.7 – Adeguamento delle strutture di elevazione (seconda ipotesi di interventi) .....	235
5.1.5.8 – Adeguamento delle strutture di elevazione (terza ipotesi di interventi) .....	238
5.1.5.9 – Adeguamento delle strutture di elevazione (quarta ipotesi di interventi) .....	247
5.1.5.10 – Adeguamento delle strutture di elevazione (quinta ipotesi di interventi) .....	249
5.1.5.11 – Adeguamento delle strutture di elevazione (sesta ipotesi di interventi) .....	255
5.1.5.12 – Adeguamento delle strutture di elevazione (settima ipotesi di interventi) .....	257
5.1.5.13 – Osservazioni sull'analisi globale .....	266
5.1.5.14 – Adeguamento delle strutture di fondazione .....	267
5.1.6 – Piano di sopraelevazione in muratura (LC2) .....	270
<b>Capitolo 6 - Sopraelevazione in muratura (costruzioni semplici) .....</b>	<b>277</b>
6.1 – Prescrizioni richieste per le costruzioni semplici .....	277
6.2 – Esempio di progettazione di una sopraelevazione .....	279
6.2.1 – Progettazione degli elementi murari .....	281
6.2.1.1 – Progettazione delle murature di nuova costruzione .....	281
6.2.1.2 – Caratteristiche dei materiali .....	289
6.2.1.3 – Dati geotecnici .....	290
6.2.1.4 – Carichi sulla struttura .....	290
6.2.1.5 – Azione sismica .....	294
6.2.1.6 – Verifica della struttura di elevazione .....	294
<b>Appendice 1 – Valutazione dei parametri meccanici della muratura .....</b>	<b>323</b>
A.1.1 – Parametri meccanici per muratura esistente .....	323
A.1.2 – Parametri meccanici per muratura di nuova costruzione .....	326

A.1.2.1 – Elementi in muratura.....	326
A.1.2.2 – Malte per muratura .....	327
A.1.2.3 – Valutazione dei parametri meccanici della muratura .....	327
A.1.2.4 – Coefficiente di sicurezza.....	330
<b>Appendice 2 – Cenni teorici sull’analisi pushover .....</b>	<b>333</b>
A.2.1 – Analisi pushover .....	333
A.2.2 – Combinazioni di carico.....	338
A.2.3 – Punto di controllo.....	339
A.2.4 – Rigidezze fessurate .....	340
<b>Appendice 3 – Cenni normativi su azioni e combinazioni di carico.....</b>	<b>343</b>
A.3.1 – Combinazioni delle azioni .....	343
A.3.2 – Azione sismica.....	346
A.3.2.1 – Stati limite e relative probabilità di superamento .....	346
A.3.2.1.1 – Rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite.....	347
A.3.2.2 – Categoria di suolo.....	349
A.3.2.3 – Condizioni topografiche .....	350
A.3.2.4 – Valutazione dell’azione sismica .....	351
A.3.2.5 – Amplificazione stratigrafica .....	352
A.3.2.6 – Amplificazione topografica.....	353
A.3.2.7 – Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali.....	353
<b>Appendice 4 – Software VEM<sub>NL</sub> .....</b>	<b>355</b>
A.4.1 – L’input.....	355
A.4.2 – Il calcolo.....	355
A.4.3 – Il consolidamento delle strutture .....	356
A.4.4 – Le sopraelevazioni.....	357
A.4.5 – L’output.....	357
A.4.6 – Esempi di calcolo.....	357
<b>Bibliografia .....</b>	<b>359</b>





## ***Introduzione***

Realizzare un nuovo piano su un edificio esistente è una pratica molto diffusa nell'edilizia, consentita dalle norme tecniche per le costruzioni. In questo testo si affronta la problematica strutturale delle sopraelevazioni (in muratura, cemento armato, acciaio e legno) su edifici esistenti in muratura. Queste strutture, essendo in parte esistenti ed in parte di nuova costruzione, presentano le difficoltà di entrambe. Una prima difficoltà che si riscontra è che per la loro progettazione occorre tenere in conto sia le prescrizioni di normativa relative alle strutture di nuova costruzione (spessore minimo dei setti, snellezza, posizione dei fori, ecc.) che quelle relative alle strutture esistenti (prove sui materiali, livello di conoscenza, armature, ecc.). Questo può indurre i tecnici meno esperti a grossolani errori in quanto chi è pratico di progettazione di nuove costruzioni può non avere chiare le prescrizioni sull'esistente, e viceversa, chi è pratico di ristrutturazioni può non avere chiare quelle relative alle nuove costruzioni. Uno degli scopi del testo è quello di mettere in evidenza tutte le prescrizioni di normativa interessate dall'argomento, cercando di ridurre le possibilità di dimenticanze pericolose.

Una seconda difficoltà che si riscontra nel caso delle sopraelevazioni è che occorre raggiungere la condizione di adeguamento (tutte le verifiche previste dalla normativa devono essere soddisfatte). Per le parti di nuova costruzione ciò non rappresenta una grossa difficoltà in quanto si progettano gli elementi in modo che siano soddisfatte tutte le verifiche. Viceversa, per gli elementi esistenti, la prescrizione di adeguamento comporta diverse criticità. Innanzi tutto, essendo elementi esistenti, non possono essere progettati in modo tale da soddisfare le verifiche, quindi se insufficienti occorre che siano consolidati. Intervenire sugli elementi esistenti comporta ulteriori costi e disagi (c'è da sottolineare che spesso i piani esistenti sono abitati), in molti casi tali da scoraggiare i committenti. Il compito del tecnico è quello di trovare la giusta proposta progettuale in modo da limitare le suddette criticità. Le proposte progettuali sono spesso figlie delle giuste scelte delle tecniche di calcolo e dei parametri iniziali adottati. Viene messo in evidenza come la progettazione svolta attraverso alcune tecniche di calcolo rispetto ad altre, o come attraverso la scelta del livello di conoscenza, si ottengono risultati meno restrittivi che portano ad una maggiore resistenza delle strutture, che si traduce di conseguenza in soluzioni più economiche in termini di interventi sulle parti esistenti e di dimensionamento sulle parti di nuova costruzione. L'obiettivo è quello di indirizzare verso la scelta progettuale meno invasiva ma nello stesso tempo nella piena sicurezza della costruzione.

Per ogni tipologia strutturale (muratura, cemento armato, acciaio e legno X-LAM) si mettono in evidenza le problematiche possibili (sia in termini normativi che di calcolo) e vengono svolti numerosi esempi pratici. Si parte da condizioni iniziali

non verificate e si procede passo passo, mettono in evidenza le scelte progettuali adottate, fino ad ottenere l'adeguamento delle strutture (come detto sopra necessario per le sopraelevazioni).

Molti argomenti del testo possono essere ulteriormente approfonditi attraverso articoli tecnici, esempi di calcolo e concetti teorici che l'autore mette a disposizione di tutti sul sito [www.edificiinmuratura.it](http://www.edificiinmuratura.it).

L'autore

# Capitolo 1

## Sopraelevazioni in muratura

La normativa italiana consente di realizzare piani di nuova costruzione su edifici esistenti in muratura. La richiesta più importante è quella che occorre raggiungere lo stato di adeguamento della costruzione. Ciò implica che tutte le verifiche previste per l'edificio devono essere soddisfatte. Non è sufficiente una condizione di miglioramento, come quando si interviene su un edificio esistente con lo scopo di aumentarne la resistenza nei confronti del sisma.

Prima di iniziare una qualsiasi fase di calcolo, spetta al progettista una verifica visiva, per capire le effettive potenzialità della struttura (quadro fessurativo, dimensione e distribuzione degli elementi strutturali, aperture, connessioni ortogonali tra muri, ecc.) e stabilire se in condizioni di poter sostenere un piano aggiuntivo.

### 1.1 – Analisi

Per valutare la resistenza della struttura, la normativa consente di effettuare analisi sia di tipo lineare che non lineare. Sono ammesse le seguenti tipologie:

- Statica lineare;
- Dinamica lineare;
- Statica non lineare (pushover);
- Dinamica non lineare.

Per sistemi dissipativi, come lo sono gli edifici in muratura, i metodi di analisi lineari sono molto restrittivi, in quanto sottostimano le capacità di resistenza e deformative dei materiali (ricordiamo che per le sopraelevazioni è richiesta la condizione di adeguamento e ciò potrebbe chiedere enormi sforzi per realizzare opportuni consolidamenti delle parti esistenti e sovradimensionamenti delle parti di nuova costruzione). Metodi di analisi più adatti sono invece quelli non lineari (statica e dinamica). Risultati più accurati vengono restituiti da modelli dinamici, ma viste la mole di operazioni e le difficoltà interpretative, rendono il metodo praticamente inutilizzabile. In definitiva, l'unica tecnica di calcolo utilizzabile è la statica non lineare, detta anche *pushover*. Per gli edifici in muratura, la normativa consente di utilizzare quest'ultima anche per strutture la cui massa partecipante del primo modo di vibrare è inferiore al 75% (la normativa, attraverso il punto 7.8.1.5.4 del D.M. 17/01/2018 fissa il limite inferiore della massa partecipante del primo modo al 60%, mentre la Circolare 617/2009 non mette alcun limite).

### 1.1.1 – Analisi lineari (statica equivalente)

Come accennato sopra, la normativa consente di utilizzare tecniche di calcolo di tipo lineare (statica equivalente e dinamica modale con spettro di risposta) per l'analisi della struttura. Il problema più comune che si riscontra con queste tecniche è che, essendo molto restrittive, per raggiungere la condizione di *adeguamento* occorre sovradimensionare gli elementi di nuova costruzione e gli interventi di consolidamento per le parti esistenti. Ciò si traduce con più disagi e costi per il committente. Mentre nel caso del miglioramento, anche se si parte da un valore molto basso dell'indicatore di rischio  $\alpha_{nc}$  (indicatore di rischio per struttura non consolidata), si può accettare di consolidare la struttura ed ottenere un indicatore  $\alpha_c$  (indicatore di rischio per struttura consolidata) maggiore di  $\alpha_{nc}$ , ma minore di 1, limitando così gli interventi ( $\alpha_c > \alpha_{nc}$  ed  $\alpha_c < 1$ ). Nel caso delle sopraelevazioni, l'indicatore di rischio finale deve essere non inferiore ad 1, per cui, per raggiungere tale valore, sono richiesti più interventi sull'esistente ( $\alpha_c > \alpha_{nc}$  ed  $\alpha_c \geq 1$ ). Indicatori maggiori implicano costi maggiori per il committente. In definitiva, analisi di tipo lineare sono poco adatte per gli edifici in muratura, preferendo spesso analisi di tipo non lineare. In ogni caso, nel testo saranno sviluppati anche esempi utilizzando analisi di tipo lineare con lo scopo di mettere in evidenza le difficoltà che si riscontrano nel dover adeguare un edificio.

#### 1.1.1.1 – Fattore di comportamento e spettro di progetto

Ai fini del progetto o della verifica delle strutture con metodi di analisi lineari, le capacità dissipative possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza e dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare si ottiene dallo spettro di risposta elastico (vedi paragrafo A.3.2) con le ordinate ridotte. La riduzione delle ordinate si ottiene sostituendo  $\eta$  con  $1/q$  nelle espressioni (A.3.7) riportate nel paragrafo A.3.2.4 dell'appendice 3, dove  $q$  è il fattore di comportamento di seguito definito.

Per edifici in muratura di nuova costruzione (relativo al piano di nuova costruzione), il fattore di comportamento  $q$  si determina in funzione delle prescrizioni riportate nei punti 7.3.1 e 7.8.1.3 del D.M. 17/01/2018 secondo le quali si ha:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (1.1)$$

dove

- $q_0$  è il valore massimo del fattore di comportamento che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_w/\alpha_1$ ;
- $\alpha_1$  è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

- $\alpha_u$  è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente;
- $K_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari e pari a 0.8 per costruzioni non regolari.

Per gli edifici di nuova costruzione il valore da assumere per il fattore  $q_0$  viene riportato nella tabella 1.1 (vedi punto 7.3.1 del D.M. 17/01/2018), mentre quello del rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  viene riportato nella tabella 1.2 (vedi punto 7.8.1.3 del D.M. 17/01/2018).

<b>TIPOLOGIA STRUTTURALE</b>	<b><math>q_0</math></b>
Costruzioni in muratura ordinaria	$1.75 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	$2.50 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Costruzioni in muratura armata con progettazione in capacità	$3.00 \cdot \alpha_u / \alpha_1$

Tabella 1.1 – Valori di  $q_0$  per le diverse tipologie strutturali di nuova costruzione

<b>TIPOLOGIA DI COSTRUZIONE</b>	<b><math>\alpha_u / \alpha_1</math></b>
Costruzioni in muratura ordinaria	1.7
Costruzioni in muratura armata	1.5
Costruzioni in muratura armata progettate con la progettazione in capacità	1.3

Tabella 1.2 – Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  per le diverse tipologie strutturali

Per gli edifici esistenti il fattore di comportamento  $q$  può essere ricavato dalla tabella 1.3 (vedi punto C8.7.1.2 della Circolare 617/2009).

<b>TIPOLOGIA STRUTTURALE</b>	<b><math>q</math></b>
Costruzioni regolari in altezza	$2.0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Costruzioni non regolari in altezza	$1.5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$

Tabella 1.3 – Valori di  $q$  per le diverse tipologie di strutture esistenti

Per le quantità  $\alpha_u$  e  $\alpha_1$  (riferite sempre ad edifici esistenti), in assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  pari a 1.5. La

definizione di regolarità per un edificio esistente in muratura è quella indicata nel punto 7.2.1 del D.M. 17/01/2018, in cui il requisito c) è sostituito da:

*i solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidità e resistenza nel loro piano.*

Si ribadisce che il suddetto fattore di comportamento è valido per le analisi lineari. Nel caso di analisi non lineari, non è richiesta la sua valutazione.

### **Esempio 1.1**

Calcolare il fattore di comportamento  $q$  di un edificio in muratura ordinaria con le caratteristiche sotto riportate. Il dato deve essere valutato sia per edifici esistenti che di nuova costruzione.

#### **Dati**

- Regolarità in altezza: NO

#### **Soluzione**

Se l'edificio è di nuova costruzione, il fattore di comportamento ( $q_n$  – il pedice “n” sta per *nuova costruzione*) si ottiene dalla (1.1). Essendo l'edificio non regolare in altezza,  $K_R$  assume il valore 0.8 (vedi sopra). Il valore di  $q_0$  si ottiene dalle tabelle 1.1 ed 1.2. In definitiva si ha:

$$q_n = 0.8 \cdot 1.75 \cdot 1.7 = 2.38$$

Se l'edificio è esistente ( $q_e$  – il pedice “e” sta per *esistente*), il fattore di comportamento si ottiene dalla tabella 1.3. In definitiva si ha:

$$q_e = 1.5 \cdot 1.5 = 2.25$$

Lo scopo dell'esempio è quello di evidenziare che il fattore di comportamento assume un valore diverso per edifici di nuova costruzione ed esistenti. Ciò implica che nei due casi, anche se i due edifici hanno le stesse caratteristiche, l'azione sismica con la quale determinare le sollecitazioni sono diverse. Generalmente l'azione sismica sulle strutture esistenti è maggiore rispetto a quella sulle nuove costruzioni. Si attribuisce a queste ultime una maggiore capacità dissipativa.

Nel caso in cui si vuole realizzare una sopraelevazione, l'edificio è composto da piani esistenti e da almeno un piano di nuova costruzione. In questi casi occorre capire quale fattore di comportamento utilizzare per l'analisi dell'intero edificio. La strada più semplice è quella di assumere come fattore di comportamento il minore tra i due per tutta la struttura. Secondo l'esempio svolto, si utilizza come

fattore di comportamento quello per edifici esistenti (in quanto il minore), progettando gli elementi di nuova costruzione con un'azione sismica più alta (gli elementi di nuova costruzione sono sottoposti ad un'azione sismica maggiore, a vantaggio della sicurezza). La seconda possibilità è quella di effettuare due calcoli distinti (possibile in quanto trattasi di analisi lineare), in uno si considera l'azione sismica calcolata con il fattore di comportamento per edifici esistente e si verificano solo gli elementi esistenti, nell'altro si utilizza il fattore di comportamento per nuove costruzioni e si progettano solo gli elementi di nuova costruzione.

### 1.1.1.2 – Schematizzazione di una parete in muratura

Uno dei modi per modellare una parete in muratura è quello di schematizzarla secondo la tecnica del telaio equivalente. Secondo tale tecnica la parete viene modellata come un insieme di elementi verticali (maschi murari) ed orizzontali (fasce di piano) monodimensionali deformabili connessi da elementi rigidi (conci rigidi).

Secondo la normativa (punto 7.8.1.5.2 del D.M. 17/01/2018) le parti di intersezioni tra elementi orizzontali e verticali deformabili possono essere considerate infinitamente rigide. Questo comporta che le parti deformabili del telaio coincidono con l'altezza (per quanto riguarda i maschi murari) e la larghezza (per quanto riguarda gli elementi di accoppiamento) delle aperture (vedi "b" di figura 1.1 – le parti in grassetto rappresentano l'asse dell'elemento deformabile, maschio murario se verticale e fascia di piano se orizzontale). Un'alternativa per definire le dimensioni dei maschi murari del telaio equivalente è proposta da Dolce (vedi "c" di figura 1.1)<sup>1</sup>, secondo il quale essi hanno altezza (detta anche *altezza efficace*) data dalla seguente:

$$H_{\text{eff}} = h' + \frac{D \cdot (H - h')}{3 \cdot h'} \quad (1.2)$$

dove

- $H_{\text{eff}}$  è l'altezza efficace del maschio murario (parte deformabile);
- $D$  è la lunghezza del maschio murario;
- $H$  è l'altezza dell'interpiano;
- $h'$  è l'altezza valutata come in "c" di figura 1.1. Le linee tratteggiate in figura possono subire inclinazioni al massimo di 30°.

Questo metodo tiene conto, se pur in maniera approssimata, della deformabilità delle zone di nodo.

Entrambe le tecniche di modellazione viste presentano dei limiti. Per ulteriori chiarimenti sulla tecnica del telaio equivalente si rimanda a testi specifici.

<sup>1</sup> BRAGA, F., DOLCE, M., "Un metodo per l'analisi di edifici multipiano in muratura antisismici", Proc. Of the 6<sup>th</sup> I.B.Ma.C., Roma, 1982, pp.1088-1099

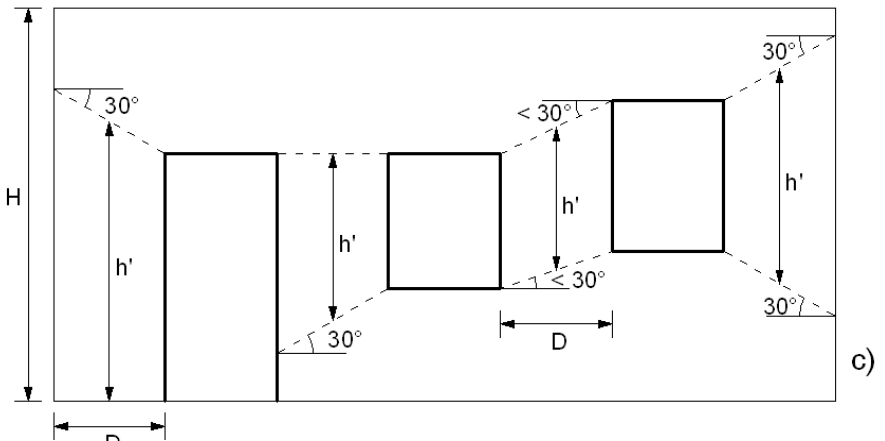
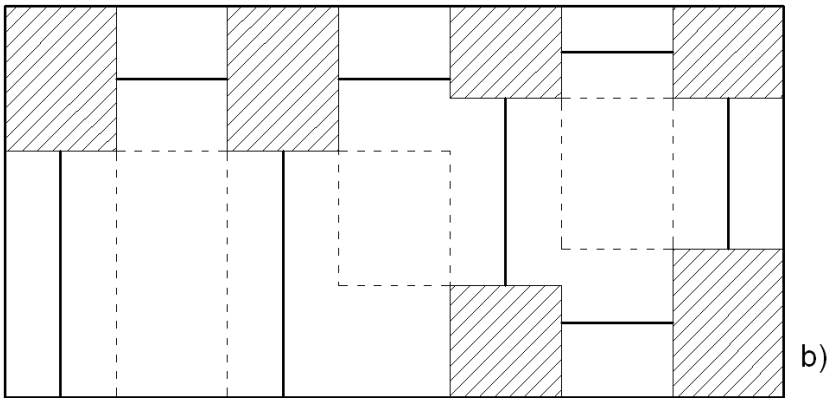
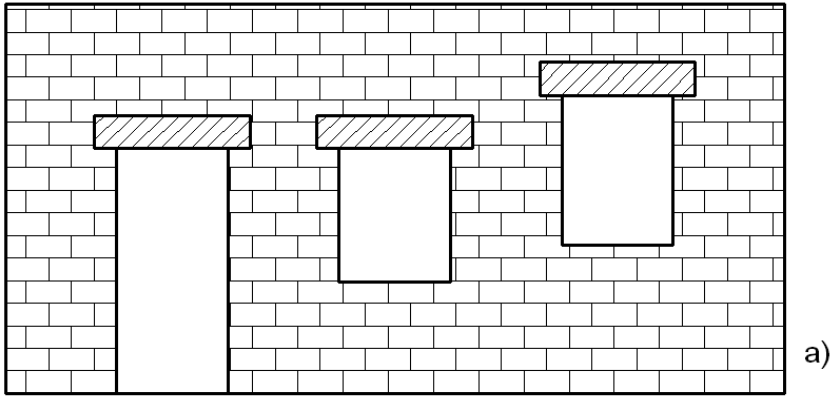


Figura 1.1 – a) Geometria della parete; b) Schematizzazione con conci infinitamente rigidi; c) Schematizzazione secondo Dolce



### Esempio 1.2

Determinare il telaio equivalente della parete riportata in figura 1.2 secondo l'approccio proposto da Dolce.

#### Dati

- Interpiano (H): 400 cm

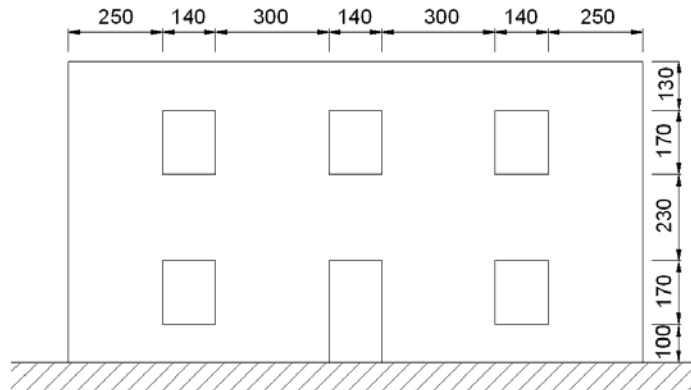


Figura 1.2 – Geometria della parete

#### Soluzione

Per via delle aperture, la parete è costituita da quattro maschi murari e tre travi di accoppiamento (fasce di piano) per ogni piano. Si indicano con i numeri 1, 2, 3 e 4 i maschi murari del primo piano f.t., con 5, 6 e 7 le travi di accoppiamento tra il primo ed il secondo piano f.t., con 8, 9, 10, 11 i maschi murari del secondo piano f.t. e con 12, 13 e 14 le travi di accoppiamento del secondo piano f.t. (vedi figura 1.3).

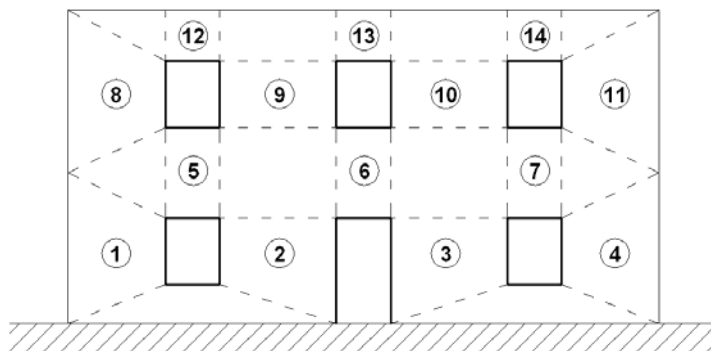


Figura 1.3 – Numerazione degli elementi strutturali

Per individuare le altezze dei maschi murari, si valutano le altezze  $h'$  (definite dalle linee tratteggiate in figura 1.4).

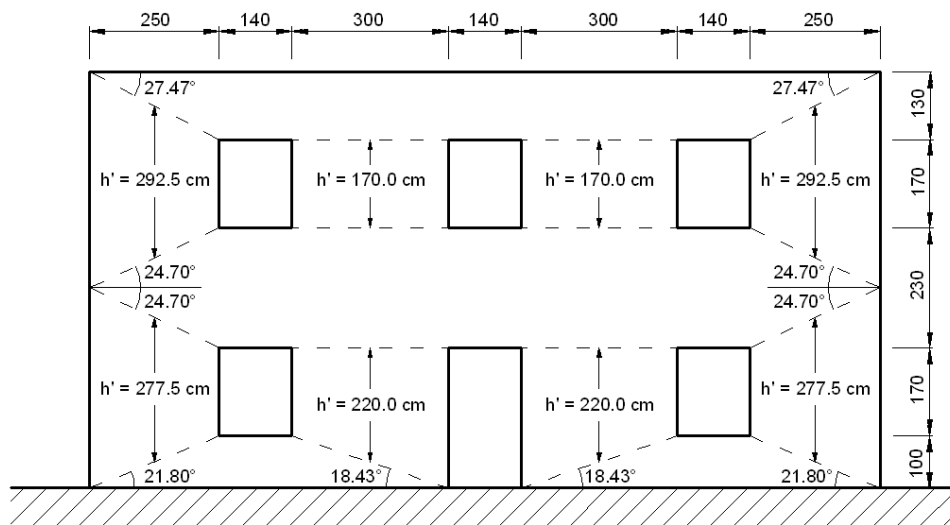


Figura 1.4 – Valutazione di  $h'$  per ogni maschio murario

Noto  $h'$ , la lunghezza dell'elemento ( $D$  nell'espressione (1.2)) e l'altezza dell'interpiano ( $H$  nell'espressione (1.2)), è possibile determinare le altezze efficaci dei maschi murari. Nella tabella 1.4 se ne riportano i valori.

n° elemento	$h'$ [cm]	$D$ [cm]	$H$ [cm]	$H_{eff}$ [cm]
1	277.5	250.0	400.0	314.3
2	220.0	300.0	400.0	301.8
3	220.0	300.0	400.0	301.8
4	277.5	250.0	400.0	314.3
8	292.5	250.0	400.0	323.1
9	170.7	300.0	400.0	305.3
10	170.7	300.0	400.0	305.3
11	292.5	250.0	400.0	323.1

Tabella 1.4 – Altezza efficace ( $H_{eff}$ ) per i maschi murari

Nelle figure 1.5 ed 1.6 si riporta graficamente lo schema statico della parete e la disposizione di tutti gli elementi strutturali (maschi murari, fasce di piano e conci rigidi).

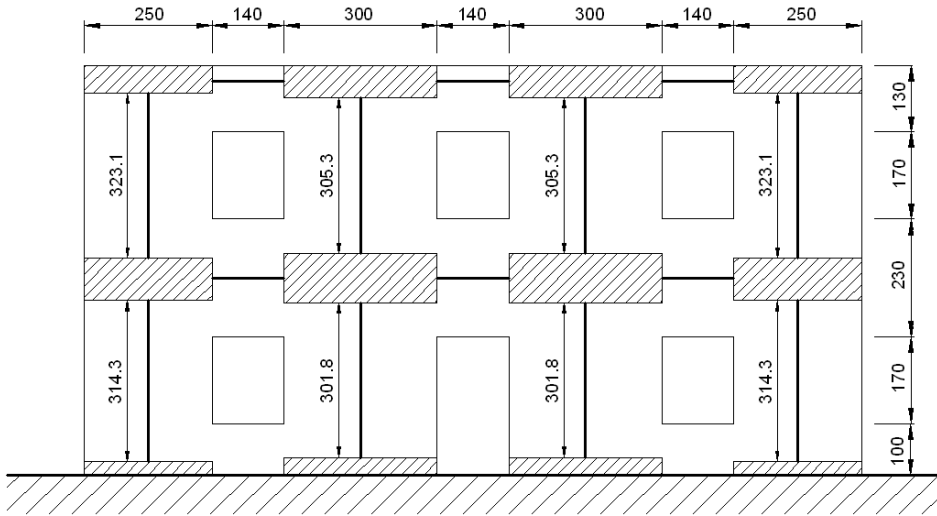


Figura 1.5 – Altezza dei maschi murari

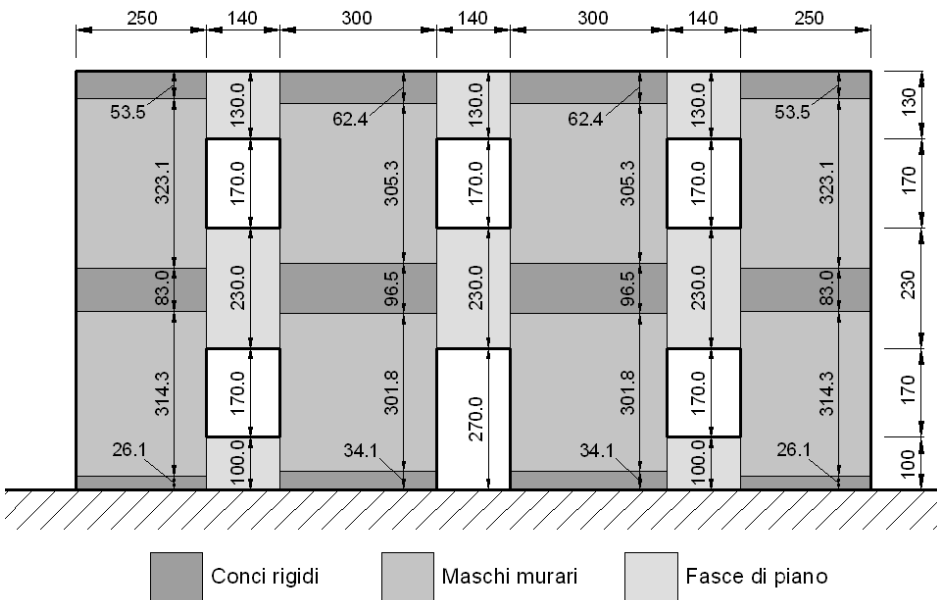


Figura 1.6 – Elementi maschi murari, fasce di piano e conci rigidi

Dalla figura 1.5 si evince che le fasce di piano sono state collegate al concio rigido attraverso un vincolo incastro (in questo caso si ha un comportamento a telaio della parete). In realtà ciò è possibile solo se nelle fasce di piano sono presenti elementi resistenti a trazione (cordoli, tiranti, FRP, ecc.). Nel caso in cui non sono presenti i suddetti elementi, le fasce di piano possono essere considerate solo come elementi di collegamento (bielle) tra le varie parti, senza

essere in grado di trasmettere sollecitazioni di taglio e flessione provenienti da azioni orizzontali (comportamento a mensola della parete). In questo caso, le fasce di piano devono essere collegate ai conci rigidi attraverso il vincolo cerniera (vedi figura 1.7).

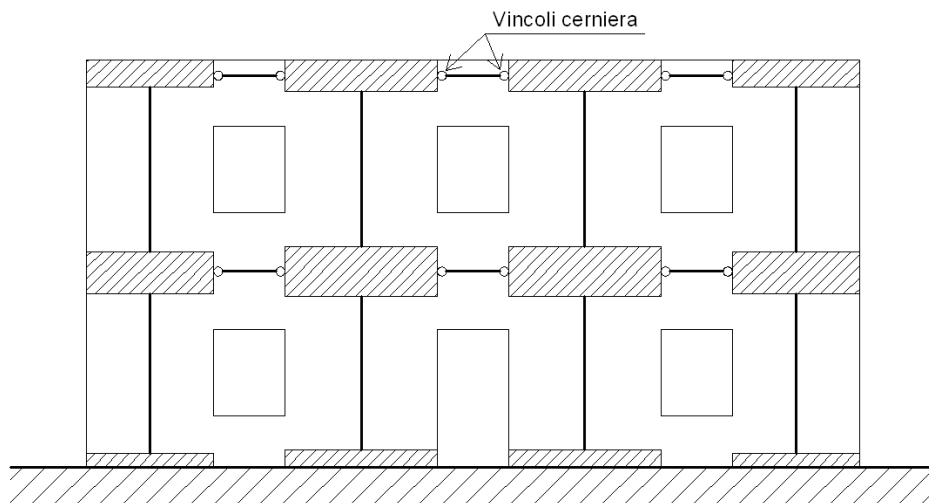


Figura 1.7 – Vincoli cerniera agli estremi delle fasce di piano (parete non dotata di elementi resistenti a trazione in corrispondenza delle fasce)

### 1.1.1.3 – Valutazione delle sollecitazioni

Per valutare le sollecitazioni su tutti gli elementi strutturali ed effettuare successivamente le varie verifiche previste dalla normativa, occorre analizzare la struttura secondo la tecnica degli elementi finiti. Poiché l'analisi è di tipo lineare, vale il principio della sovrapposizione degli effetti. Secondo questa tecnica è possibile analizzare la struttura per singolo carico e combinare successivamente gli effetti tenendo conto dei coefficienti di combinazione previsti dalla normativa (vedi paragrafo A.3.1 dell'appendice 3).

Per ricavare le sollecitazioni è opportuno valutare tutti i carichi che gravano sulla struttura. Gli edifici in muratura sono generalmente soggetti ai seguenti carichi:

- Azioni permanenti (peso proprio di tutti gli elementi strutturali, peso di tutti gli elementi non strutturali, forze indotte dal terreno, ecc.);
- Azioni variabili (rientrano in questa categoria, tra quelli più comuni, i carichi variabili sui solai ed i carichi dovuti a neve e vento);
- Azione sismica (derivante da terremoti).

Ricavate le sollecitazioni per ogni condizione di carico, vengono opportunamente combinate per come previsto dal D.M. 17/01/2018. Le verifiche si effettuano prendendo in considerazione le sollecitazioni provenienti da ogni combinazione. In alternativa, si possono prendere quelle provenienti da involucro (si prende per

ogni sollecitazione il valore minimo e massimo). Quest'ultima strada può portare a verifiche un po' più gravose, ma meno onerose dal punto di vista computazionale.

### **Valutazione dell'azione sismica**

La forza sismica  $F_i$  da applicare al piano  $i$ -esimo è quella che si ottiene dall'analisi statica equivalente (vedi punto 7.3.3.2 del D.M. 17/01/2018), secondo la quale essa è funzione del peso del piano, della quota del punto di applicazione della forza stessa e dell'azione sismica di base del sito. La suddetta forza è data dalla seguente relazione:

$$F_i = F_h \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_{j=1}^n z_j \cdot W_j} \quad (1.3)$$

dove

$$- \quad F_h = S_d(T_1) \frac{\lambda \cdot W_{tot}}{g}; \quad (1.4)$$

- $z_i$  è l'altezza dell' $i$ -esimo impalcato;
- $W_i$  è il peso dell' $i$ -esimo impalcato;
- $W_{tot}$  è il peso totale della struttura;
- $T_1$  è il periodo fondamentale della struttura;
- $S_d$  è lo spettro di progetto (vedi paragrafi 1.1.1.1 ed A.3.2);
- $\lambda$  è un coefficiente pari a 0.85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e  $T_1 < 2 \cdot T_C$ , pari ad 1 in tutti gli altri casi.

Se tutti i piani della struttura hanno uguale massa, le forze applicate ai vari piani hanno andamento triangolare.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza,  $T_1$  (in secondi) può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (1.5)$$

dove  $d$  è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, ottenuto dall'analisi lineare applicando nella direzione orizzontale le azioni della combinazione di carico data dalla (A.3.6).

### **Esempio 1.3**

Determinare le sollecitazioni di calcolo agli SLV sulla parete riportata in figura 1.2.

### Dati

- Spessore della parete (t): 40 cm
- Peso specifico della muratura ( $\gamma$ ): 1800 daN/m<sup>3</sup>
- Peso proprio del solaio (latero-cementizio): 277 daN/m<sup>2</sup>
- Carico permanente sul solaio: 100 daN/m<sup>2</sup>
- Carico di esercizio sul solaio: 200 daN/m<sup>2</sup>
- Incidenza tramezzi: 100 daN/m<sup>2</sup>
- Sviluppo solaio (su ogni lato della parete): 3 m
- Carico da neve: 80 daN/m<sup>2</sup>
- Cordolo 40×25 in c.a.
- Materiale per la muratura (esistente): mattoni pieni e malta di calce
- Destinazione d'uso: civile abitazione
- Regolarità in altezza: si
- Azione sismica: vedi tabella 1.5
- Livello di conoscenza: LC1
- Classe d'uso: II

### Soluzione

Sulla parete grava il peso proprio degli elementi strutturali (muratura, cordoli e solai), i carichi permanenti e variabili sui solai, il carico da vento (applicato nei nodi in corrispondenza dei solai, con verso sia positivo che negativo) e l'azione sismica. Quest'ultima è stata valutata attraverso i dati riportati in tabella 1.5 per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

$a_g$	$F_0$	$T_c^*$ [s]	$S_s$	$S_T$	$T_B$ [s]	$T_c$ [s]	$T_D$ [s]
0.268	2.423	0.365	1.31	1.00	0.178	0.53	2.672

Tabella 1.5 – Parametri che definiscono l'azione sismica

Tenendo conto che la parete è esistente ed appartenente ad un edificio regolare in altezza, dalla tabella 1.3 si ottiene il fattore di comportamento:

$$q = 2.0 \cdot 1.5 = 3.0$$

Lo schema statico della parete è quello riportato in figura 1.5. Le fasce di piano si considerano incastrate ai conci rigidi in quanto sono presenti i cordoli a quota solaio (il cordolo è un elemento che resiste a trazione). Questo comporta generalmente che le sollecitazioni sono più contenute nei maschi murari, ma più gravose nelle fasce di piano (in questi casi occorre verificare anche queste ultime).

Poiché si assume un livello di conoscenza LC1, per valutare i moduli elastici del materiale (E, G) occorre considerare i valori medi riportati nella tabella fornita dalla Circolare 617/2009 (vedi tabella A.1.1 dell'appendice 1). Tenendo conto che il materiale è *mattoni pieni e malta di calce*, si assumono i seguenti valori:

## Capitolo 2

### **Sopraelevazioni in c.a., acciaio e legno (elementi monodimensionali)**

La normativa consente di realizzare sopraelevazioni in c.a., acciaio e legno su edifici esistenti in muratura. Di tali edifici se ne parla nel punto 7.8.5 del D.M. 17/01/2018.

#### **2.1 – Cenni normativi per strutture miste**

Si riporta integralmente il testo del punto 7.8.5 del D.M. 17/01/2018 – *Strutture miste con pareti in muratura ordinaria o armata.*

*Nell'ambito delle costruzioni in muratura è consentito utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, purché la resistenza all'azione sismica sia integralmente affidata agli elementi di identica tecnologia. Nel caso in cui si affidi integralmente la resistenza alle pareti in muratura, per esse debbono risultare rispettate le prescrizioni di cui ai punti precedenti. Nel caso si affidi integralmente la resistenza alle strutture di altra tecnologia (ad esempio pareti in c.a.), debbono essere seguite le regole di progettazione riportate nei relativi capitoli della presente norma. In casi in cui si ritenesse necessario considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, quest'ultima deve essere verificata utilizzando i metodi di analisi non lineare.*

*I collegamenti fra elementi di tecnologia diversa debbono essere espressamente verificati. Particolare attenzione deve essere prestata alla verifica della efficace trasmissione dei carichi verticali. Inoltre è necessario verificare la compatibilità delle deformazioni per tutte le parti strutturali.*

*E' consentito altresì realizzare costruzioni costituite da struttura muraria nella parte inferiore e sormontate da un piano con struttura in cemento armato o acciaio o legno o altra tecnologia, alle seguenti condizioni:*

- i limiti all'altezza delle costruzioni previsti per le strutture in muratura si intendono comprensivi delle parti in muratura e di quelle in altra tecnologia;*
- la parte superiore di diversa tecnologia sia efficacemente ancorata al cordolo di coronamento della parte muraria;*
- nel caso di metodo di analisi lineare, l'uso dell'analisi statica (nei limiti di applicabilità riportati al § 7.8.1.5.2) è consentito a patto di utilizzare una distribuzione di forze compatibile con la prima forma modale elastica in ciascuna direzione, calcolata con metodi sufficientemente accurati che tengano conto della distribuzione irregolare di rigidità in elevazione. A tal fine, in assenza di metodi più accurati, la prima forma modale può essere*

*stimata dagli spostamenti ottenuti applicando staticamente alla costruzione la distribuzione di forze definita nel § 7.3.3.2;*

*- nel caso di analisi statica non lineare, si utilizzino le distribuzioni di forze orizzontali previste al § 7.3.4.2, dove la prima forma modale elastica è stata calcolata con metodi sufficientemente accurati.*

*- nel caso di analisi lineare, per la verifica della parte in muratura si utilizzi il fattore di comportamento  $q$  prescritto al § 7.8.1.3; per la verifica della parte superiore di altra tecnologia si utilizzi il fattore di comportamento adatto alla tipologia costruttiva e alla configurazione (regolarità) della parte superiore, comunque non superiore a 2.5;*

*- tutti i collegamenti fra la parte di diversa tecnologia e la parte in muratura siano localmente verificati in base alle forze trasmesse calcolate nell'analisi, maggiorate del 30%.*

Si discute di seguito quanto sopra riportato.

## 2.2 – Analisi per strutture miste

Innanzitutto non è consentito affidare l'azione sismica ad elementi di diversa tecnologia nei casi in cui si applicano analisi di tipo lineare. Tale prescrizione scoraggia notevolmente l'utilizzo di questo tipo di analisi e può portare a risultati non realistici, anche a svantaggio della sicurezza. Supponiamo di avere una struttura mista muratura-cemento armato (elementi di entrambe le tecnologie al medesimo piano) i cui elementi siano dimensionati in modo che la rigidezza totale degli elementi in muratura sia uguale a quella degli elementi in cemento armato. Se si affida tutta l'azione sismica agli elementi in muratura, la risultante coincide con l'asse baricentrico degli elementi in muratura (vedi "a" di figura 2.1). Se si affida l'azione sismica ad entrambe le tipologie di elementi (come accade nella realtà), ognuna assorbe metà dell'azione sismica (vedi "b" di figura 2.1).

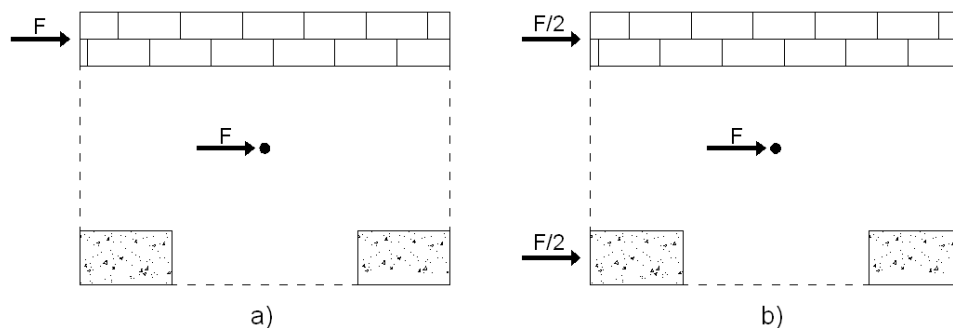


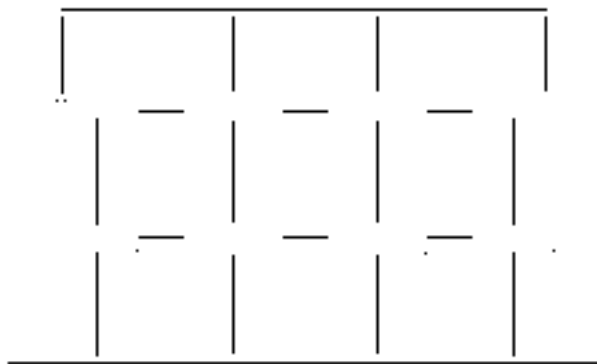
Figura 2.1 – a) Ripartizione delle azioni sismiche tenendo conto solo degli elementi in muratura; b) Ripartizione delle azioni sismiche tenendo conto di entrambe le tecnologie

Questo porta a sovrastimare gli elementi in muratura ed a sottostimare quelli in cemento armato. Tale circostanza può essere estremamente pericolosa in quanto gli elementi in cemento armato, non essendo progettati per resistere

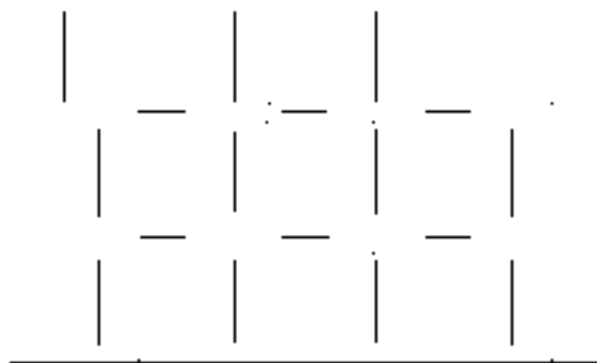


all'azione sismica, possono essere soggetti a collasso con conseguente crollo della costruzione.

Se si realizza una sopraelevazione in cemento armato, la resistenza sismica o si affida totalmente alla muratura o si affida totalmente al calcestruzzo. Se la resistenza sismica si affida alla muratura, il piano in cemento armato è da considerarsi privo di resistenza (vedi "a" di figura 2.2). Se la resistenza sismica si affida al cemento armato, sono da considerarsi privi di resistenza gli elementi in muratura (vedi "b" di figura 2.2). Stando a questa prescrizione della norma non è possibile realizzare una sopraelevazione di tecnologia diversa dalla muratura su un edificio esistente in muratura se si applicano analisi di tipo lineare. Oltre a quanto detto, c'è da ricordare che le analisi lineari sono molto più restrittive di quelle non lineari (vedi capitolo 1), per cui, se si vuole realizzare una sopraelevazione, l'unica strada percorribile è quella di analizzare la struttura secondo l'analisi statica non lineare. Secondo la normativa, se si analizza la struttura con quest'ultima tecnica di calcolo, si può affidare la resistenza sismica ad entrambe le tipologie costruttive.



a)



b)

Figura 2.2 – a) *Cemento armato privo di resistenza sismica*; b) *Muratura priva di resistenza sismica*

Non è specificato dalla normativa che tale prescrizione è da applicarsi ai singoli piani tale da affidare la resistenza sismica alla sola muratura per i piani esistenti ed al solo cemento armato per quello di nuova costruzione. Noi la interpretiamo globalmente, per cui le analisi lineari non sono da applicare per questo tipo di edifici. È possibile procedere solo attraverso analisi di tipo non lineare (pushover).

Nel caso in cui si applica l'analisi pushover, occorre utilizzare le distribuzioni di carico previste nel punto 7.3.4.2 del D.M. 17/01/2018 (vedi paragrafo 1.1.3). Un problema che sorge per le strutture miste è che spesso è difficile raggiungere la percentuale minima richiesta di massa partecipante della prima forma modale (pari al 60% per edifici in muratura – vedi punto 7.8.1.5.4 del D.M. 17/01/2018). Generalmente gli elementi in muratura sono molto rigidi e pesanti mentre quelli in cemento armato più deformabili e leggeri. Ciò comporta un abbassamento del valore della suddetta massa. Questa problematica è molto più sentita nei casi in cui la sopraelevazione viene realizzata in acciaio o legno (molto più deformabili del cemento armato). Quanto detto può anche comportare che la prima forma modale non assuma andamento come quello classico che si ottiene per edifici regolari (vedi “a” di figura 2.3). La bassa rigidezza del piano di nuova costruzione, può comportare un andamento della prima forma modale come quello riportato in “b” di figura 2.3.

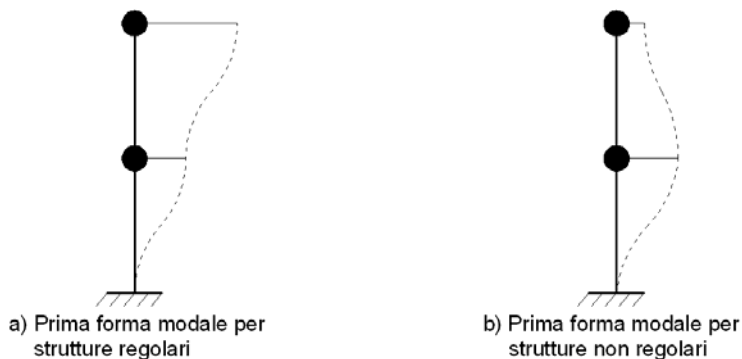


Figura 2.3 – Prima forma modale per strutture regolari (a) e non regolari (b)

### **Esempio 2.1**

Data la parete dell'esempio 1.5, progettare il piano di sopraelevazione utilizzando la tecnologia costruttiva del cemento armato.

### **Soluzione**

In questo caso si progetta il piano di sopraelevazione utilizzando la tecnica costruttiva del cemento armato. Essendo la parte esistente in muratura, la struttura deve essere considerata mista per cui sono da seguire le prescrizioni riportate nel punto 7.8.5 del D.M. 17/01/2018.

### Prima ipotesi progettuale

Si ipotizza il piano di sopraelevazione costituito da quattro pilastri  $30 \times 30$ , due disposti agli estremi della parete ed altri due disposti nel punto intermedio dei maschi murari centrali (vedi figura 2.4). I pilastri vengono collegati alla base al cordolo esistente (quest'ultimo soggetto anche a verifica) ed in sommità a travi  $30 \times 50$ . Sulle travi grava un solaio con caratteristiche simili a quello esistente al piano inferiore (vedi esempio 1.3).

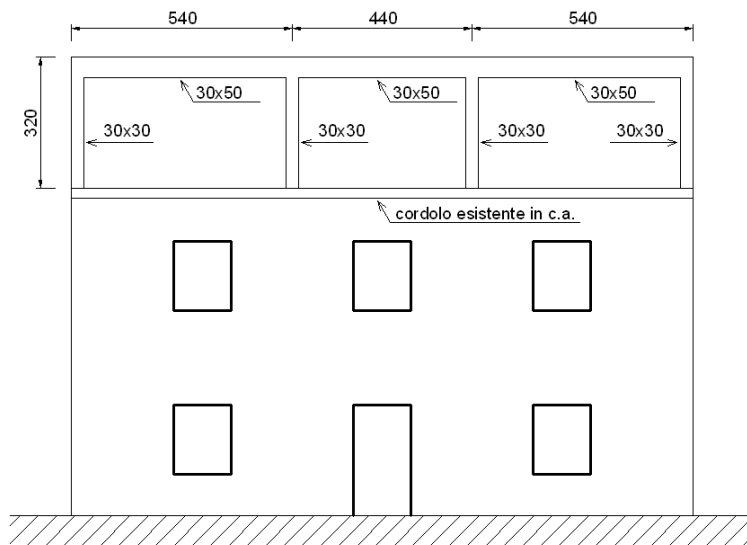


Figura 2.4 – Elementi in c.a. di nuova costruzione

Per quanto riguarda l'acciaio si utilizza il B450C mentre per il calcestruzzo si utilizza quello di classe C25/30.

Come detto sopra, per progettare il nuovo piano è necessario applicare analisi di tipo non lineare (pushover). In questi casi, come punto di controllo è preferibile utilizzare il baricentro delle masse dell'ultimo piano esistente (non quello del piano di nuova costruzione). Generalmente con questa scelta si ha lo svantaggio di ottenere risultati più restrittivi ma si ha il vantaggio di non dover considerare le regole dell'analisi pushover relative agli impalcati deformabili (ragionamento valido soprattutto nei casi in cui si progetta il nuovo piano in acciaio o legno dove spesso i solai sono non rigidi nel proprio piano).

Nella progettazione delle dimensioni degli elementi di nuova costruzione occorre verificare che la massa partecipante del primo modo di vibrare sia superiore al 60%. Per valutare la prima forma modale occorre eseguire l'analisi dinamica modale. Analizzando la parete si ottiene la prima forma modale riportata in figura 2.5. Il piano di sopraelevazione, essendo meno rigido dei piani esistenti in muratura, si deforma di più. Lo spostamento del secondo impalcato è dell'ordine del 20% di quello dell'impalcato di nuova costruzione, comportando una partecipazione bassa della massa dei piani inferiori. Quanto detto è dimostrabile

## Capitolo 3

### ***Sopraelevazioni con la tecnologia X-LAM (elementi bidimensionali)***

La normativa consente di realizzare sopraelevazioni in c.a., acciaio e legno su edifici esistenti in muratura. Tali edifici sono regolamentati dal punto 7.8.5 del D.M. 17/01/2018. Tra queste categorie di edifici rientrano quelli la cui sopraelevazione viene realizzata con la tecnologia strutturale denominata X-LAM (elementi in legno bidimensionali). In questo testo ci si limita soltanto alle caratteristiche strutturali della tecnologia.

#### **3.1 – La tipologia costruttiva X-LAM**

Le strutture portanti delle costruzioni in X-LAM sono costituite da elementi bidimensionali in legno. Un elemento X-LAM è costituito da più strati di tavole (o lamelle) di legno massiccio tra di loro incrociati e tenuti insieme attraverso incollaggio. Per l'assemblaggio degli elementi esistono diverse procedure. Una tra le più comuni è quella di incollare in una prima fase le lamelle di ogni singolo strato e successivamente incollare tra di loro gli strati (produzione a due fasi). Due strati contigui vengono incrociati tra di loro con angolo di 90° (vedi figura 3.1).

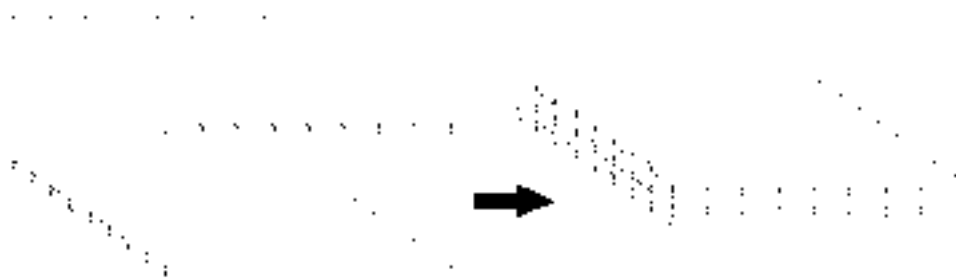


Figura 3.1 – *Pannello di X-LAM*

Usualmente ogni singola lamella ha lo spessore variabile tra i 15 ed i 30 mm e la larghezza è compresa tra gli 80 e i 240 mm (vedi figura 3.2). L'altezza di ogni singolo pannello può variare da qualche metro a raggiungere (in casi eccezionali) anche i 20 m (naturalmente la scelta delle dimensioni dei pannelli dipende da una serie di fattori come per esempio il trasporto, la manovrabilità in cantiere, ecc.). Più comunemente, le dimensioni verticali del pannello sono quelle

dell'interpiano, mentre quelle orizzontali sono di qualche metro (2-3 m) e vengono giuntate in situ (per i collegamenti vedi paragrafo 3.5). Lo spessore varia tra i 7.5 ed i 50 cm (per pareti strutturali non si scende mai sotto i 10 cm).

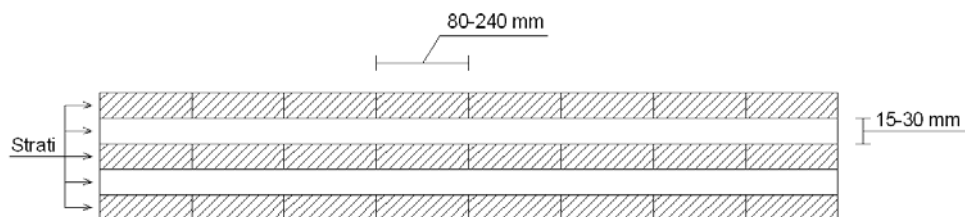


Figura 3.2 – Dimensioni delle lamelle

Generalmente, i pannelli strutturali sono composti da un minimo di 5 strati (esistono anche pannelli con tre strati ma raramente si utilizzano ai fini strutturali) e possono aumentare in funzione delle esigenze di verifica (il dimensionamento di un pannello avviene attraverso il numero e lo spessore degli strati).

Gli elementi in X-LAM possono reagire a tutte le tipologie di sollecitazioni. Per questo motivo vengono utilizzati sia per gli elementi verticali (pareti) che per gli orizzontamenti (solai). Le azioni verticali vengono trasmesse dagli orizzontamenti alle pareti, che scaricano a loro volta in fondazione (o nei cordoli in c.a. nel caso di sopraelevazione). Le azioni orizzontali (sisma e vento) vengono contrastate sia dalla resistenza a pressoflessione e taglio nel piano degli elementi verticali (i pannelli fungono da controventi) che dalla resistenza a pressoflessione fuori piano degli stessi elementi. Per quanto appena detto, tutte le strutture portanti (elementi verticali ed orizzontali) vengono realizzate con elementi in X-LAM (vedi "a" di figura 3.3). In alcuni casi gli orizzontamenti vengono realizzati con travi monodimensionali in legno lamellare e tavolato (vedi "b" di figura 3.3).

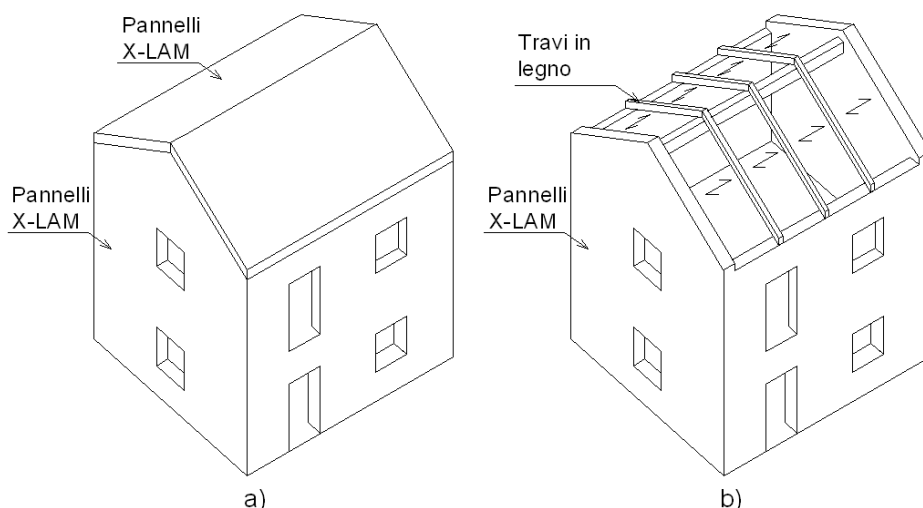


Figura 3.3 – a) Orizzontamenti in X-LAM; b) Orizzontamenti con travi in legno

Secondo la normativa, gli edifici realizzati con pannelli X-LAM sono poco dissipativi. A testimonianza di quanto detto è il valore relativamente basso del fattore di comportamento (non definito per classe di duttilità alta e 2.5 per classe di duttilità bassa). Il legno generalmente è un materiale con scarse risorse in campo plastico. In realtà il sistema X-LAM è costituito da elementi in legno e connettori metallici per il collegamento tra gli elementi. Anche se il legno, come detto sopra, ha scarse risorse anelastiche, il metallo è un materiale con ottime risorse in tale campo. L'insieme tra elementi in legno e connettori metallici costituiscono un sistema dissipativo (il legno lavora in campo elastico, affidando ai connettori il compito di dissipare energia).

## 3.2 – Organizzazione strutturale con elementi X-LAM

Come accennato sopra, la conformazione dei pannelli X-LAM attribuisce agli elementi resistenza sia nel piano che fuori piano. In funzione della tipologia di giunto e delle dimensioni, il comportamento di un elemento può essere a trave, a piastra ed a lastra. Ciò implica che gli elementi in X-LAM possono essere sfruttati per realizzare tutto il manufatto dal punto di vista strutturale (sia elementi verticali che orizzontamenti). In definitiva, l'edificio in X-LAM è composto da una serie di elementi orizzontali e verticali opportunamente collegate tra di loro.

### 3.2.1 – Gli orizzontamenti in X-LAM

Gli orizzontamenti in X-LAM possono avere un comportamento sia a trave inflessa che a piastra. Poiché l'elemento è costituito da più strati incrociati a  $90^\circ$  tra di loro, il pannello presenta resistenza in entrambe le direzioni. C'è da sottolineare che il comportamento della piastra non è omogeneo in quanto nelle due direzioni lo spessore strutturale è diverso. Per esempio, data la piastra riportata in "a" di figura 3.4, nella direzione X gli elementi resistenti più distanti sono quelli più esterni (elementi con fibratura parallela alla direzione considerata), nella direzione Y sono quelli adiacenti a quelli più esterni. Naturalmente questa diversa disposizione degli strati nelle due direzioni implica un diverso comportamento (vedi "b" di figura 3.4).

La figura 3.4 mette in evidenza che sia in termini di resistenza che di rigidità, nelle due direzioni x ed y il pannello assume un comportamento diverso. In ogni direzione si considerano resistenti a flessione e taglio gli elementi paralleli alla direzione considerata (vedi "b" di figura 3.4), mentre quelli ortogonali hanno il compito di rendere solidali gli elementi appartenenti ai diversi strati. Per quanto riguarda i moduli elastici, tenendo conto che il modulo elastico di ogni singola lamella è diverso per ogni direzione considerata ( $E_0$ ,  $G_0$ ,  $E_{90}$ ,  $G_{90}$ ), ne consegue che ai fini dell'analisi della struttura, si assumono moduli elastici diversi per ogni direzione dell'elemento ( $E_x$ ,  $G_x$ ;  $E_y$ ,  $G_y$ ;  $E_z$ ,  $G_z$ ). Il comportamento a piastra o a trave inflessa di ogni orizzontamento in X-LAM dipende dalle dimensioni di ogni singolo elemento, dalle giunzioni tra pannelli contigui e dalla direzione degli strati.

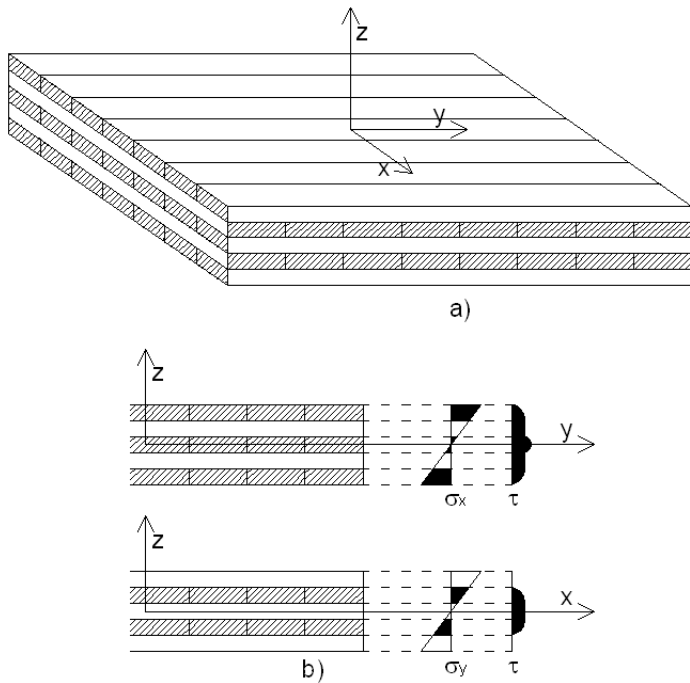


Figura 3.4 – *Diversa resistenza per le due direzioni della piastra*

Per solai di modeste dimensioni costituiti da un unico elemento (privo di giunzioni), con lati di dimensioni paragonabili e poggianti su quattro elementi perimetrali, il comportamento può essere equiparato a quello di una piastra inflessa nelle due direzioni (vedi figura 3.5).

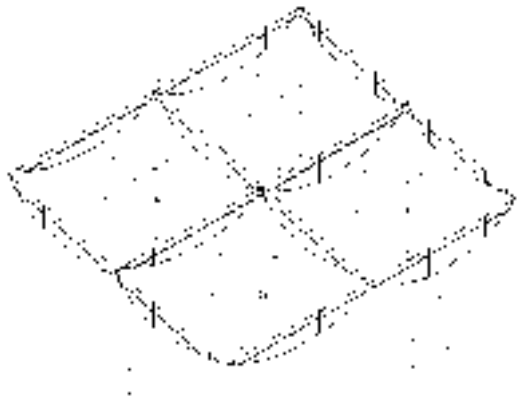


Figura 3.5 – *Solai con le due direzioni paragonabili – comportamento a piastra*

## Capitolo 4

### Fondazioni

Uno dei problemi più ricorrenti che occorre affrontare nei casi in cui si vuole realizzare una sopraelevazione è quello delle fondazioni. Come più volte detto, per poter realizzare una sopraelevazione occorre che si raggiunga il pieno adeguamento dell'edificio, comprese le fondazioni. Queste ultime sono gli elementi che più di ogni altro, subiscono variazioni in seguito alla realizzazione del nuovo piano. In effetti, il peso aggiuntivo tende ad aumentarne lo stato tensionale e sollecitazionale (vedi figura 4.1). Nella figura si indica con il pedice "a" lo stato ante operam (prima di realizzare il nuovo piano) e con il pedice "p" quello post operam.

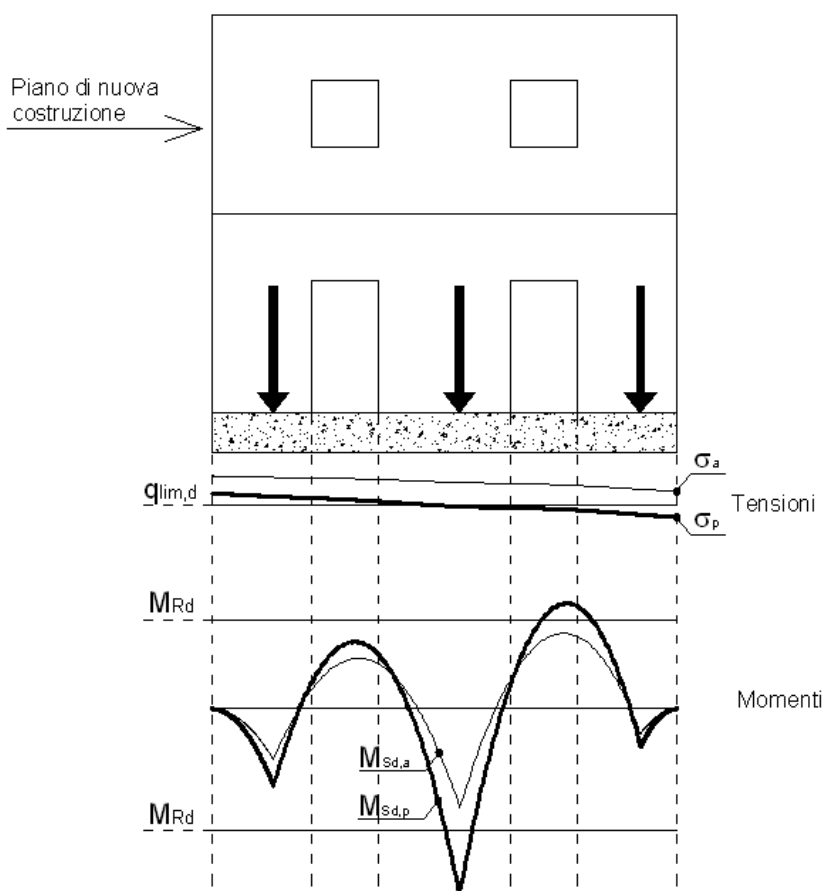


Figura 4.1 – Tensioni e sollecitazioni in fondazione con e senza sopraelevazione



## 4.1 – Tecniche di consolidamento per fondazioni

Se la fondazione di un edificio è al limite delle proprie capacità prima dell'intervento (realizzazione della sopraelevazione), mantenendo in sicurezza le sovrastrutture, a seguito dell'intervento le fondazioni superano i limiti di sicurezza, e quindi non più idonee a mantenere i nuovi carichi in sicurezza. Per esempio, nella figura 4.1, vengono riportati i diagrammi delle tensioni e dei momenti prima (curva a spessore normale) e dopo la realizzazione della sopraelevazione (curva in grassetto). Prima di realizzare la sopraelevazione, sia le tensioni che i momenti sono contenuti nei limiti ammessi ( $\sigma_a < q_{lim,d}$  ed  $M_{Sd,a} < M_{Rd}$ ). A seguito dell'intervento, in alcuni punti della trave di fondazione, sia le tensioni che i momenti superano i valori limite ( $\sigma_p > q_{lim,d}$  ed  $M_{Sd,p} > M_{Rd}$ ). In quest'ultimo caso, occorre intervenire per far rientrare sia le tensioni che i momenti nei limiti consentiti.

In letteratura esistono diverse tecniche di intervento. Una di queste è quella di limitare quanto più possibile i carichi sulle fondazioni più sollecitate. Per esempio, se su una fondazione gravano muri di più piani esistenti, sui quali a loro volta gravano i solai esistenti, il solaio del piano di nuova costruzione, qualora possibile, può essere ordito in modo tale che gravi sui muri ortogonali e quindi che scarichi sulle fondazioni ortogonali meno sollecitate (vedi figura 4.2).

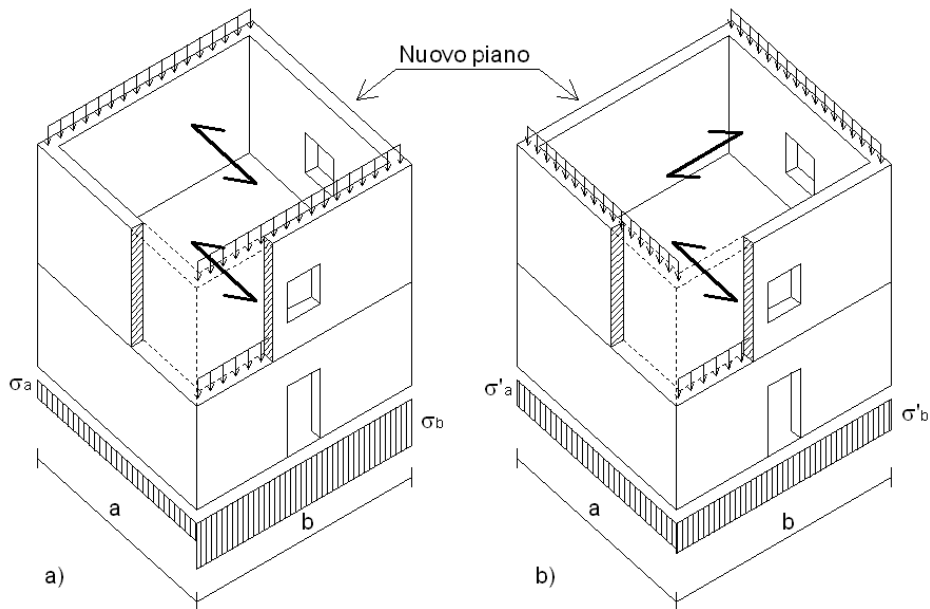


Figura 4.2 – Riduzione delle tensioni in fondazione attraverso l'orditura dei solai

In "a" di figura 4.2 la sopraelevazione viene realizzata ordendo il solaio nel medesimo modo di quello del piano sottostante, ottenendo così tensioni elevate nella trave di fondazione (trave sul lato b in figura). Se la sopraelevazione si realizza ordendo il solaio in direzione ortogonale rispetto a quella del piano

sottostante (vedi "b" di figura 4.2), le tensioni sulla trave di fondazione saranno più equamente distribuite. Nel caso "a" in figura, sul lato b dell'edificio si raggiunge in fondazione una tensione  $\sigma_b$  molto maggiore della tensione  $\sigma_a$  che si ha sul lato a (privo di carichi):

$$\sigma_b \gg \sigma_a \quad (4.1)$$

Ruotando l'orditura del solaio ("b" di figura 4.2) al secondo livello, sul lato b dell'edificio, si ha una tensione  $\sigma'_b$  minore rispetto al caso precedente, mentre sul lato a si ha una tensione  $\sigma'_a$  maggiore. In definitiva si ha:

$$\sigma'_b < \sigma_b \quad (4.2)$$

$$\sigma'_a > \sigma_a \quad (4.3)$$

$$\sigma'_a \cong \sigma'_b \quad (4.4)$$

Questa tecnica consente di abbassare la tensione massima sulla fondazione ed evitare eventuali interventi diretti.

Altra tecnica molto utilizzata per il consolidamento delle fondazioni in caso di sopraelevazione è quella di realizzare due travi in cemento armato da affiancare a quella esistente e collegate da traversi ortogonali, realizzati sempre in cemento armato (oppure con armature collocate nella trave esistente attraverso perforazioni armate). L'intervento in fondazione deve essere realizzato prima di realizzare la sopraelevazione. Tale sequenza è importante in quanto le travi di nuova costruzione sono scariche quando realizzate e si caricano solo in seguito ai carichi aggiuntivi del piano di nuova costruzione. Prima di realizzare il nuovo piano, tutto il carico (dovuto all'esistente) viene assorbito dalle travi esistenti. Dopo della realizzazione del nuovo piano, il carico delle strutture esistenti è sempre assorbito dalle travi esistenti, mentre quello di nuova costruzione è in parte assorbito dalle travi esistenti ed in parte da quelle di nuova costruzione.

Indichiamo con  $t$  lo spessore della fondazione esistente e con  $t_s$  quello delle due travi in c.a. di nuova costruzione. La tensione  $\sigma_e$  dovuta al carico  $Q_e$  relativo alle strutture esistenti trasmesso alla fondazione è dato dalla seguente (ipotizzato minore del valore limite di calcolo  $q_{limd}$ ):

$$\sigma_e = \frac{Q_e}{t} < q_{limd} \quad (4.5)$$

Sovraccarichiamo la struttura con un ulteriore carico  $Q_s$  (dovuto alla sopraelevazione) ed ipotizziamo che la tensione raggiunta dal terreno sia maggiore di quella limite di calcolo. Sotto queste condizioni si ottiene:

$$\sigma_{es} = \frac{Q_e + Q_s}{t} > q_{limd} \quad (4.6)$$

In quest'ultimo caso la sola fondazione esistente non è più in grado di resistere al nuovo incremento di carico. Per far diminuire il valore della tensione del terreno, si può intervenire aumentando la base della fondazione (attraverso le due nuove travi in c.a.) fino a rientrare nei valori stabiliti dalla tensione limite  $q_{limd}$ . Il carico  $Q_e$  viene assorbito dalla trave di fondazione esistente, mentre il sovraccarico  $Q_s$  viene assorbito sia dalla trave esistente che da quelle di nuova costruzione. Detto questo, si ottiene (si considera lo spessore  $t_s$  delle nuove travi tale da far raggiungere il valore limite di calcolo della tensione):

$$\sigma_{es} = \frac{Q_e}{t} + \frac{Q_s}{t + 2 \cdot t_s} = \sigma_e + \frac{Q_s}{t + 2 \cdot t_s} = q_{limd} \quad (4.7)$$

Dalla (4.7) è possibile ricavare la larghezza minima richiesta per ogni singola trave:

$$t_s = \frac{1}{2} \left( \frac{Q_s \cdot t}{q_{limd} \cdot t - Q_e} - t \right) \quad (4.8)$$

## 4.2 – Esempio di calcolo di una fondazione superficiale

Per sviluppare l'esempio si prende in considerazione la parete riportata nell'esempio 1.5. Per valutare le sollecitazioni sulla fondazione si analizza la parete secondo la tecnica di calcolo *statica lineare equivalente*.

La trave di fondazione esistente è realizzata in cemento armato lunga 1520 cm e con sezione trasversale rettangolare di base 60 cm ed altezza 80 cm. Come è possibile vedere dalla figura 4.3, per effetto delle aperture, la parete scarica sulla trave di fondazione in quattro tratti. Per semplicità, le azioni prodotte dalla parete si ipotizzano concentrate nel baricentro geometrico di ogni tratto. La suddetta parete è stata già analizzata nell'esempio 1.5 del capitolo 1. Tuttavia, le sollecitazioni calcolate nel suddetto esempio (facendo riferimento a quelle nei nodi della parete a contatto con la fondazione) e riportate nella tabella 1.16 non possono essere utilizzate ai fini delle verifiche degli elementi di fondazione. Per la valutazione delle sollecitazioni sugli elementi di fondazione occorre seguire regole diverse rispetto a quelle di elevazione. Le azioni devono essere combinate secondo i coefficienti riportati nella tabella 4.1 (vedi punto 6.2.4.1.1 del D.M. 17/01/2018).

			<b>EQU</b>	<b>(A1)</b>	<b>(A2)</b>
<b>Carichi permanenti (G<sub>1</sub>)</b>	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
<b>Carichi permanenti non strutturali (G<sub>2</sub>)</b>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
<b>Carichi variabili (Q)</b>	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

Tabella 4.1 - Coefficienti parziali per le azioni

Poiché le verifiche (eccetto quella di stabilità) devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) prevista dall'Approccio 2 (vedi punto 6.4.2.1 del D.M. 17/01/2018), i coefficienti parziali sono quelli forniti dalla colonna (A1) della tabella 4.1. Se confrontati con quelli della tabella A.3.1, per i carichi  $G_2$  il valore del coefficiente per carichi favorevoli è pari a 0, mentre quello per le strutture di elevazione è pari a 0.8. Da questa considerazione, in condizioni non sismiche le sollecitazioni ottenute sugli elementi di fondazione possono risultare più gravose rispetto a quelle ottenute sugli elementi di elevazione.

In zona sismica, sia per CD"A" (classe di duttilità alta) che per CD"B" (classe di duttilità bassa), il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti condizioni:

- 1) quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando il comportamento strutturale non dissipativo (vedi punto 7.3 del D.M. 17/01/2018);
- 2) quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al punto 2.5.3 del D.M. 17/01/2018), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- 3) quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1.30 in CD"A" e 1.10 in CD"B".

Le strutture delle fondazioni superficiali devono essere progettate per le azioni sopra definite, assumendo un comportamento non dissipativo; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile. Le travi di fondazione in calcestruzzo armato devono avere, per l'intera lunghezza, armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0.2% dell'area della sezione trasversale della trave, sia inferiormente che superiormente.

Poiché nell'esempio 1.5 le sollecitazioni sono state calcolate tenendo conto delle proprietà dissipative della parete (come evidenziato dalle (1.22) si è assunto un fattore di comportamento pari a 3 per la valutazione dell'azione sismica di progetto), per valutare le azioni con le quali verificare le strutture di fondazione si adotta la condizione 3) sopra riportata. Per CD"B" occorre moltiplicare le sollecitazioni al piede della parete per il coefficiente 1.1 (a rigore, occorre moltiplicare solo le sollecitazioni delle combinazioni sismiche e non quelle delle combinazioni fondamentali). Nella tabella 4.2 si riportano le sollecitazioni (valore minimo e massimo) al piede della parete ricavate nell'esempio 1.5 (vedi tabella 1.16) senza tenere conto delle prescrizioni relative alle strutture di fondazioni. Nella tabella 4.3 si riportano le sollecitazioni ricavate nell'esempio 1.5 moltiplicate per il coefficiente 1.1.

La fondazione si risolve secondo la teoria della trave elastica su suolo elastico (modello di Winkler)<sup>8</sup>. Tale teoria consente di definire sia le sollecitazioni in ogni

---

<sup>8</sup> Per approfondimenti sull'argomento scaricare il documento *Trave elastica su suolo elastico* di Michele Vinci – [www.edificiimuratura.it](http://www.edificiimuratura.it)

sezione della trave che le tensioni sul terreno. Per analizzare la trave occorre tenere conto di tutte le combinazioni di sollecitazione.

<b>Valori minimi e massimi delle sollecitazioni di calcolo per i maschi murari a contatto con la fondazione ottenute tenendo conto solo delle prescrizioni sulle strutture di elevazione</b>							
		<b>Sforzo normale [daN]</b>		<b>Taglio [daN]</b>		<b>Momento flettente [daNm]</b>	
Nodo	Elem.	min	max	min	max	min	max
Piede	1	24433	63311	-8121	9666	-21095	20263
Piede	2	53583	93544	-14524	14761	-30875	30718
Piede	3	53583	93544	-14761	14524	-30718	30875
Piede	4	24433	63311	-9666	8121	-20263	21095

Tabella 4.2

<b>Valori minimi e massimi delle sollecitazioni di calcolo per i maschi murari a contatto con la fondazione ottenute tenendo conto anche delle prescrizioni sulle strutture di fondazione</b>							
		<b>Sforzo normale [daN]</b>		<b>Taglio [daN]</b>		<b>Momento flettente [daNm]</b>	
Nodo	Elem.	min	max	min	max	min	max
Piede	1	26876	69642	-8933	10633	-23204	22289
Piede	2	58941	102898	-15976	16237	-33962	33790
Piede	3	58941	102898	-16237	15976	-33790	33962
Piede	4	26876	69642	-10633	8933	-22289	23204

Tabella 4.3

Poiché le forze concentrate dovute alle sovrastrutture agiscono in quattro punti (pari al numero di maschi murari che scaricano sulla fondazione), la trave può essere schematizzata con cinque elementi finiti (vedi figura 4.3).

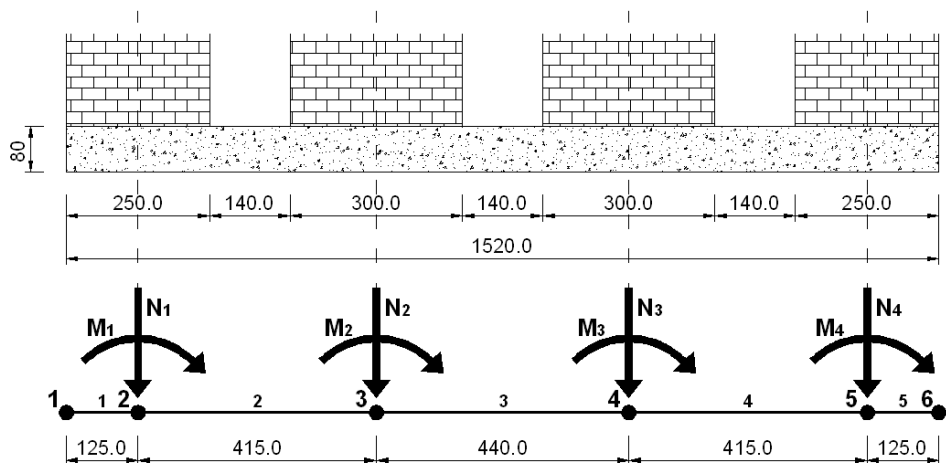


Figura 4.3 – Geometria della fondazione e modello strutturale

Le sollecitazioni delle strutture di elevazione devono essere combinate sulla trave in modo da garantirne le massime tensioni e sollecitazioni in tutte le sezioni. Ciò si ottiene molto facilmente con l'ausilio di un elaboratore elettronico in quanto si risolve la trave per tutte le possibili combinazioni di carico e se ne ricavano gli involuipi degli stati sollecitazionali e tensionali (risolvere innumerevoli combinazioni è molto laborioso se si affrontano i calcoli manualmente. Non lo è nei casi in cui a fare i calcoli sia l'elaboratore elettronico). Per semplificare l'esempio, risolviamo la trave per quattro combinazioni di carico, combinando tagli minimi con momenti minimi (i tagli sono gli sforzi normali trasmessi dalla parete – vedi figura 4.3), tagli minimi con momenti massimi, tagli massimi con momenti minimi e tagli massimi con momenti massimi (vedi tabella 4.4). La soluzione della trave richiede le dimensioni della sezione trasversale della stessa trave, la costante di Winkler ed il modulo elastico del materiale, assunto nel nostro esempio pari a  $314758 \text{ daN/cm}^2$  (vedi parte finale del capitolo).

N	C1		C2		C3		C4	
	$V_{Sd}$ [daN]	$M_{Sd}$ [daNm]	$V_{Sd}$ [daN]	$M_{Sd}$ [daNm]	$V_{Sd}$ [daN]	$M_{Sd}$ [daNm]	$V_{Sd}$ [daN]	$M_{Sd}$ [daNm]
	min	min	min	max	max	min	max	max
2	26876	-23204	26876	22289	69642	-23204	69642	22289
3	58941	-33962	58941	33790	102898	-33962	102898	33790
4	58941	-33790	58941	33962	102898	-33790	102898	33962
5	26876	-22289	26876	23204	69642	-22289	69642	23204

Tabella 4.4 – Combinazioni di carico per il calcolo delle fondazioni con sopraelevazione

Nella tabella 4.4 si indica con N il numero del nodo dello schema strutturale che corrisponde alla numerazione riportata in figura 4.3, con  $V_{Sd}$  il taglio sollecitante (corrispondente allo sforzo normale sollecitante trasmesso dalla parete), con  $M_{Sd}$  il momento sollecitante e con C1, C2, C3 e C4 le quattro combinazioni di carico analizzate.

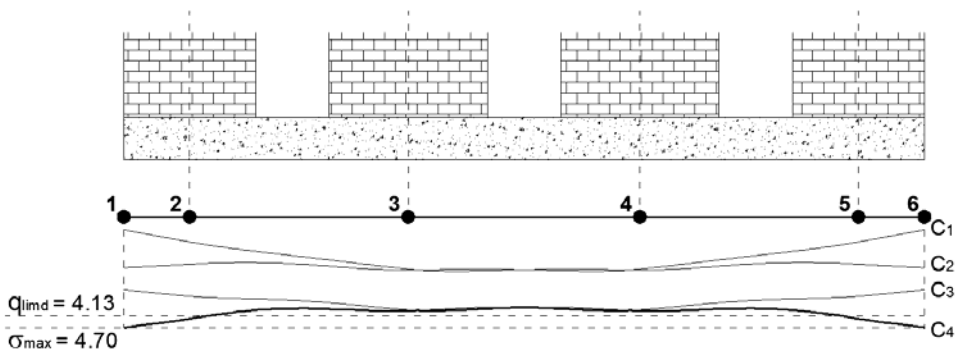


Figura 4.4 – Tensioni sul terreno di fondazione per le combinazioni analizzate

Come primo passo si valutano le tensioni che le sovrastrutture generano sul terreno di fondazione. A tal proposito si risolve la trave tenendo conto delle

quattro combinazioni di carico riportate nella tabella 4.4. Nella figura 4.4 si riporta lo stato tensionale sul terreno. Le quattro curve sono riferite alle relative combinazioni di carico.

La tensione massima sul terreno ( $\sigma_{\max}$ ) è pari a 4.70 daN/cm<sup>2</sup> (alla tensione 4.50 daN/cm<sup>2</sup> dovuta alle sollecitazioni delle sovrastrutture occorre aggiungere la tensione 0.20 daN/cm<sup>2</sup> dovuta al peso della trave di fondazione, quest'ultima ricavata dividendo il peso della stessa trave per la larghezza – le sollecitazioni dovute alle sovrastrutture date della tabella 4.4 non tengono conto del peso della trave) e si ottiene in corrispondenza degli estremi della trave per le combinazioni di carico C3 e C4 ( $\sigma_{\max} = 4.70$  daN/cm<sup>2</sup>).

Per valutare se le dimensioni della fondazione sono sufficienti ai fini della portanza del terreno occorre confrontare la tensione  $\sigma_{\max}$  con quella limite di calcolo del terreno  $q_{\text{limd}}$ . Quest'ultima può essere valutata secondo la nota teoria di Brinch-Hansen, secondo la quale la suddetta tensione è data dalla seguente (per ulteriori chiarimenti sulla teoria si rimanda a testi specifici):

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} B' \gamma_2 \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot e_{\gamma k} \cdot e_{\gamma i} + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + (q + \gamma_1 \cdot D) \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q \quad (4.9)$$

dove

- $B' = B - 2 \cdot eB$ ;
- $B$  è il lato minore della fondazione;
- $eB$  è l'eccentricità del carico lungo  $B$ ;
- $D$  è la profondità del piano di posa della fondazione;
- $\gamma_1$  è il peso del terreno sopra il piano di posa della fondazione;
- $\gamma_2$  è il peso del terreno sotto il piano di posa della fondazione;
- $c$  è la coesione del terreno;
- $q$  è il carico uniformemente distribuito ai lati della fondazione;
- $N_\gamma$ ,  $N_c$  ed  $N_q$  sono i fattori di carico limite;
- $s_\gamma$ ,  $s_c$  e  $s_q$  sono i fattori di forma;
- $d_\gamma$ ,  $d_c$  e  $d_q$  sono i fattori di profondità;
- $i_\gamma$ ,  $i_c$  ed  $i_q$  sono i fattori di inclinazione dei carichi;
- $g_\gamma$ ,  $g_c$  e  $g_q$  sono i fattori di inclinazione del piano di campagna;
- $b_\gamma$ ,  $b_c$  e  $b_q$  sono i fattori di inclinazione del piano di posa;
- $z_\gamma$ ,  $z_c$  e  $z_q$  sono i fattori di portanza dell'effetto inerziale;
- $e_{\gamma k}$ ,  $e_{\gamma i}$  sono i fattori di portanza dell'effetto cinematico.

Per ottenere la tensione limite di calcolo ( $q_{\text{limd}}$ ), la tensione limite data dalla (4.9) deve essere divisa per gli opportuni coefficienti di sicurezza (vedi capitolo 6 del D.M. 17/01/2018).

Per quanto riguarda la definizione dei coefficienti che compaiono nella (4.9) ci sono diverse teorie. Poiché non è obiettivo del testo l'approccio teorico del metodo, si prendono per buoni i coefficienti riportati nella tabella 4.6.

# Capitolo 5

## Esempi di calcolo

Nel presente capitolo si propongono alcune soluzioni di sopraelevazione su edificio esistente in muratura. Negli esempi proposti, per evitare di allungare notevolmente le trattazioni, ci si limita ad analizzare le strutture solo secondo lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Ricordiamo che la normativa richiede, secondo le condizioni riportate nel paragrafo A.3.2.1.1, anche le verifiche agli stati limite di collasso (SLC) e di danno (SLD).

### 5.1 – Edificio da sopraelevare

La parte esistente dell'edificio è costituita da due piani fuori terra. Ha struttura portante in muratura ed è stata realizzata negli anni sessanta. La muratura dei due piani esistenti è di mattoni pieni, assimilabile alla tipologia “*Mattoni pieni e malta di calce*” (vedi tabella A.1.1 riportata in appendice 1). A quota solaio, per entrambi i piani esistenti sono presenti cordoli in c.a. di altezza pari a quella dei solai (25 cm) e larghezza pari allo spessore del muro sottostante. Le fondazioni sono di tipo trave rovescia in c.a. di altezza pari a 100 cm e larghezza pari a 60 cm. I solai sono realizzati in c.a. gettati in opera con peso proprio complessivo pari a 325 daN/m<sup>2</sup>.

L'edificio è adibito a civile abitazione, per cui si assume la classe d'uso II ed una vita nominale pari a 50 anni.

L'ubicazione della struttura è definita attraverso le coordinate geografiche sotto riportate:

- Longitudine: 15.8999°
- Latitudine: 38.4250°

#### 5.1.1 – Dati geotecnici

Dalla relazione geologica, redatta da geologo qualificato, si evince che il terreno di fondazione è costituito da un unico strato su tutta la superficie occupata dalla costruzione. I parametri che caratterizzano il terreno sono di seguito riassunti:

- |                             |                         |
|-----------------------------|-------------------------|
| - Categoria di sottosuolo:  | C                       |
| - Categoria topografica:    | T1                      |
| - Spessore dello strato:    | 30 m                    |
| - Peso per unità di volume: | 1800 daN/m <sup>3</sup> |



- Peso efficace per unità di volume: 800 daN/m<sup>3</sup>
- Angolo di attrito: 25 °
- Coesione drenata: 0.11 daN/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata: 0.15 daN/cm<sup>2</sup>
- Coefficiente di Poisson: 0.35
- Modulo edometrico: 80 daN/cm<sup>2</sup>
- Modulo di Winkler: 5 daN/cm<sup>3</sup>

### 5.1.2 – Azione sismica

L'azione sismica con la quale analizzare la struttura viene valutata (vedi appendice 3) in funzione delle coordinate del sito, del tipo di terreno e della categoria topografica (il suolo di fondazione e la categoria topografica si ricavano generalmente dalla relazione geologica):

Longitudine [°]	Latitudine [°]	Suolo di fondazione	Categoria topografica
15.8999	38.4250	C	T1

Tabella 5.1 – Dati necessari per definire l'azione sismica

Dai dati della tabella 5.1 si ricava la suddetta azione sismica, definita dai parametri riportati in tabella 5.2.

	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$ [s]	$S_s$	$T_B$ [s]	$T_c$ [s]	$T_D$ [s]
SLV	0.258	2.423	0.365	1.325	0.18	0.53	2.63
SLD	0.087	2.278	0.299	1.500	0.16	0.47	1.97

Tabella 5.2 – Parametri che definiscono l'azione sismica

Dai dati della tabella 5.2 si ricavano gli spettri elastici per SLV ed SLD riportati graficamente nella figura 5.1.

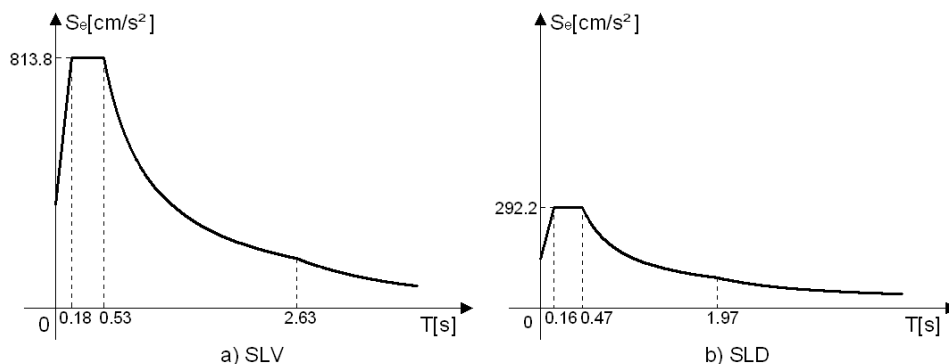


Figura 5.1 – Spettro di risposta elastico per SLV (a) ed SLD (b)

### 5.1.3 – Geometria della struttura esistente

Nelle successive figure si rappresenta graficamente l'intera struttura attraverso piante e prospetti, in modo da individuare tutti gli elementi di cui è composta. Gli elementi sono riferiti ai fili fissi (numeri racchiusi nei quadratini) riportati nelle stesse figure (per individuare gli elementi, tra piante e prospetti, occorre seguire i fili fissi a cui sono collegati agli estremi).

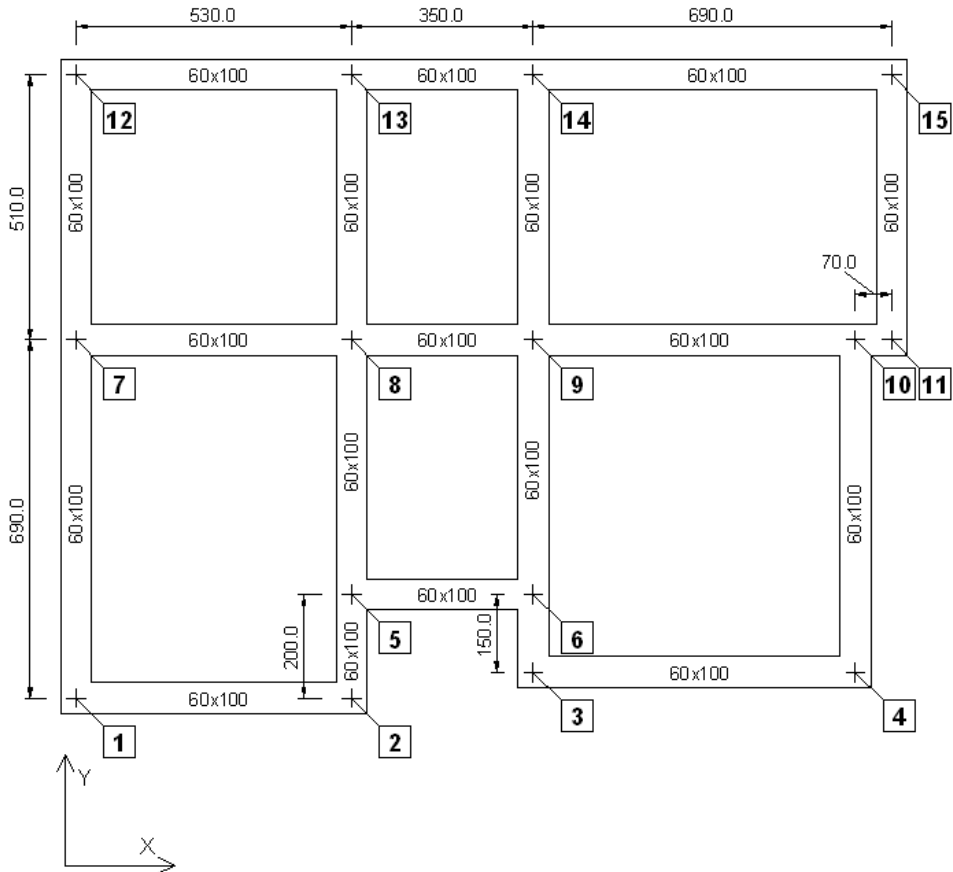


Figura 5.2.a – Carpenterie delle fondazioni

Più avanti nello sviluppo dell'esempio si fa spesso riferimento alle direzioni X ed Y. Le suddette direzioni sono definite nel sistema di riferimento riportato nella figura 5.2.a.

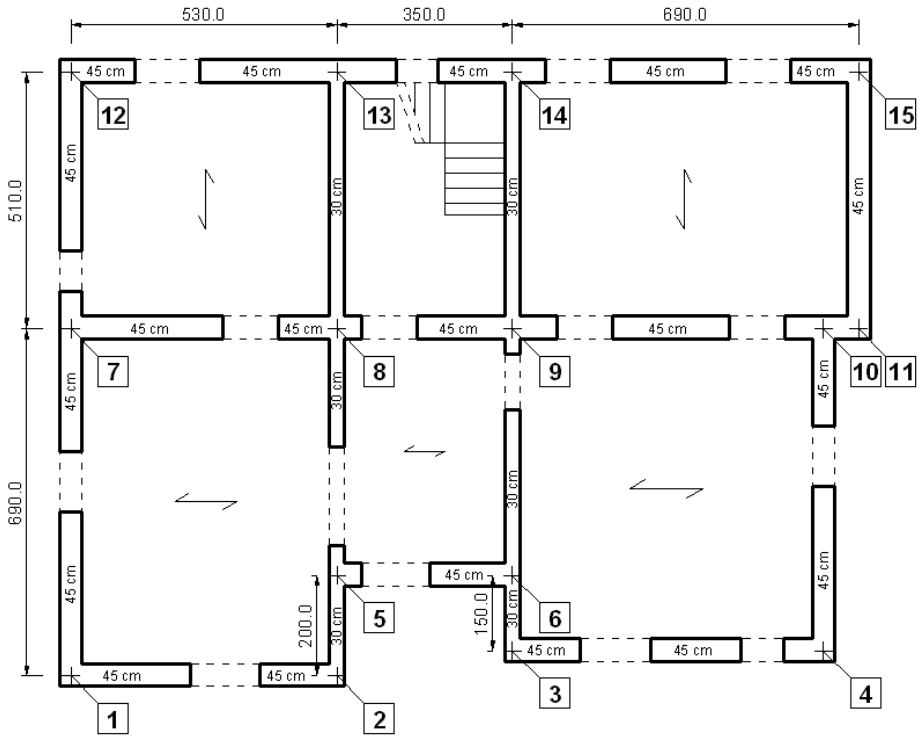


Figura 5.2.b – Carpenterie del primo e del secondo piano f.t.

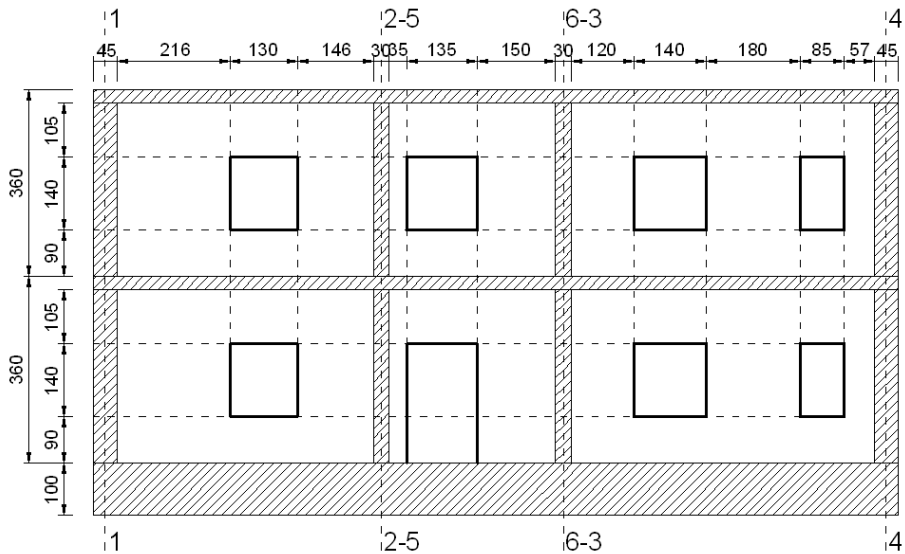


Figura 5.3.a – Parete 1-2-5-6-3-4

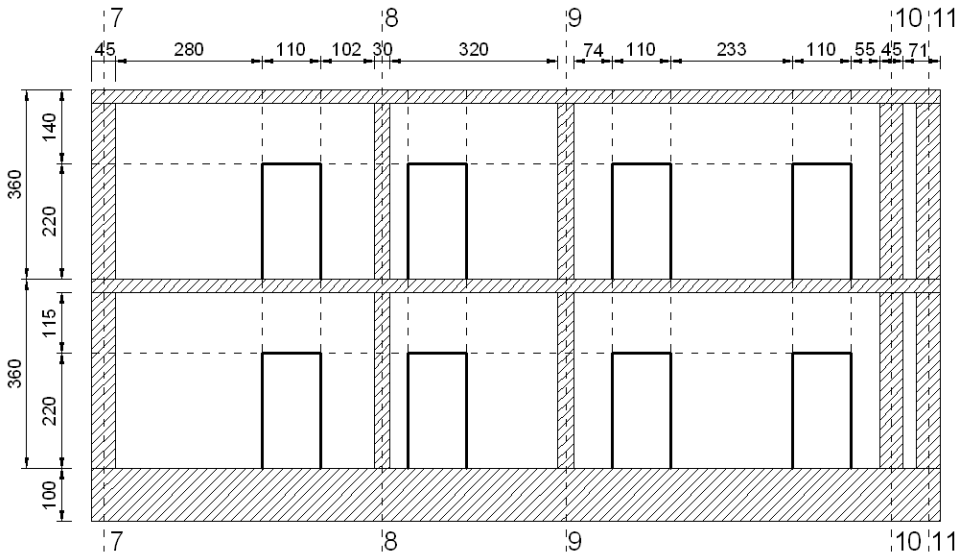


Figura 5.3.b – Parete 7-8-9-10-11

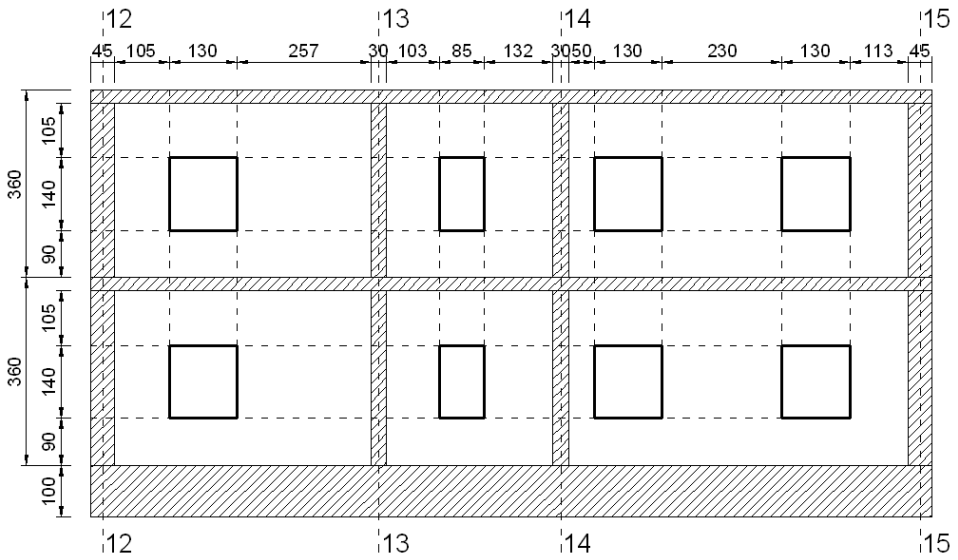


Figura 5.3.c – Parete 12-13-14-15

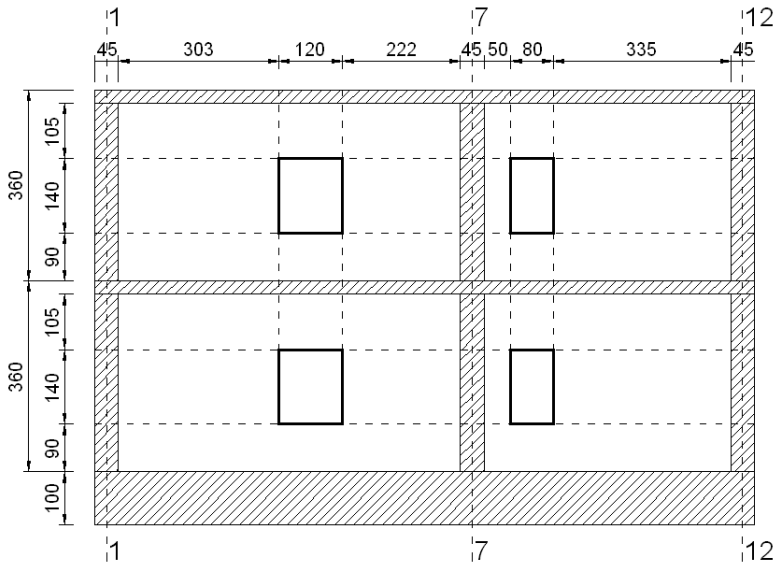


Figura 5.3.d – Parete 1-7-12

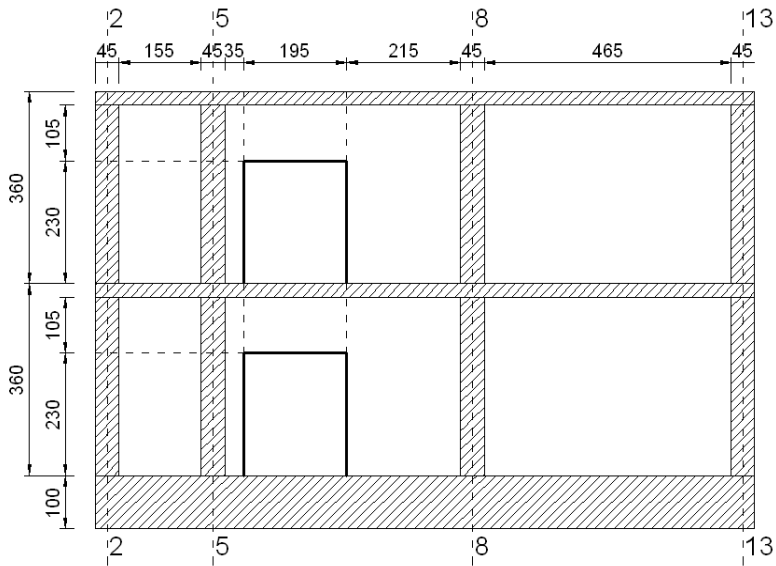


Figura 5.3.e – Parete 2-5-8-13

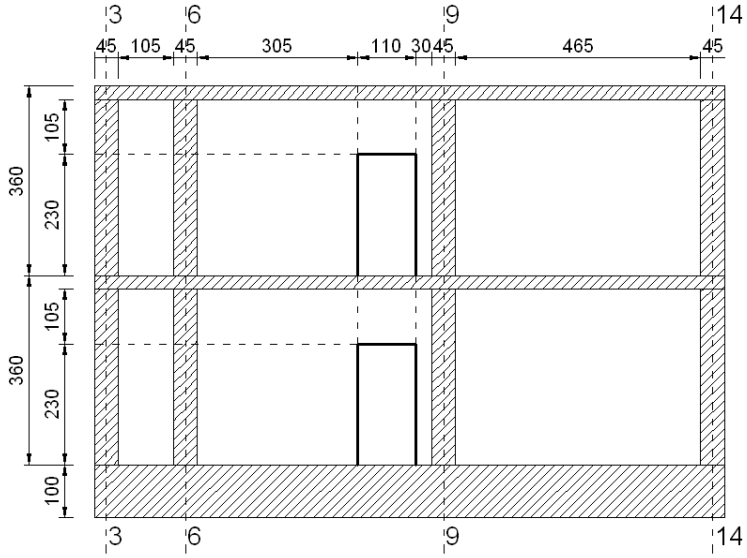


Figura 5.3.f – Parete 3-6-9-14

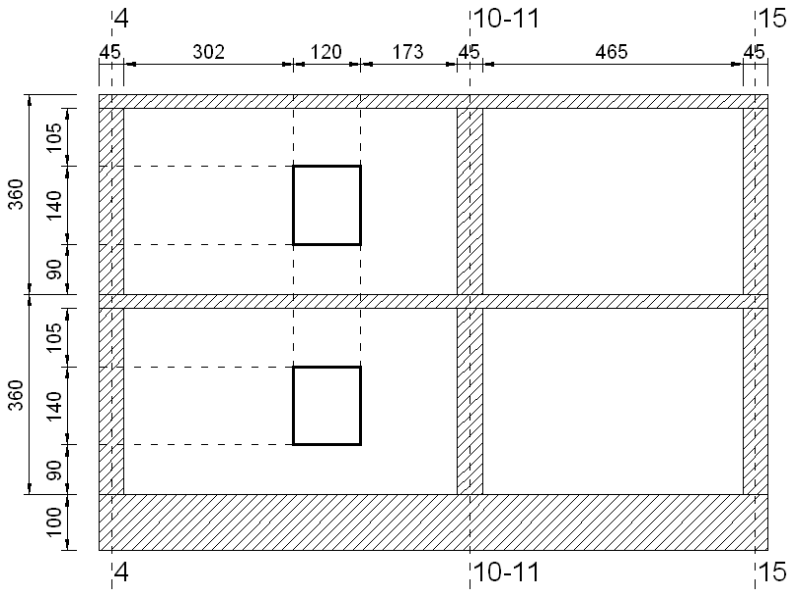


Figura 5.3.g – Parete 4-10-11-15

### 5.1.4 – Valutazione della sicurezza della struttura esistente

Prima di iniziare il calcolo della struttura, spetta al progettista una verifica visiva, per comprendere (a prescindere dai risultati) le effettive condizioni della struttura e stabilire se l'edificio esistente è in condizioni di poter sostenere un piano aggiuntivo.

Nel nostro caso, l'edificio non presenta effetti dovuti a dissesti, in quanto dai rilievi effettuati non sono state individuate lesioni importanti. La muratura appare solida ed in buone condizioni, con una buona distribuzione in pianta degli elementi strutturali. Le premesse sono ottimali per poter realizzare un nuovo piano (3° f.t.).

Oltre alla valutazione visiva del manufatto si procede effettuando l'analisi strutturale, creando un modello agli elementi finiti. Questa fase, ossia la valutazione della sicurezza ante-operam, non è obbligatoria ai fini normativi in quanto, dovendo realizzare una sopraelevazione, occorre raggiungere lo stato di adeguamento (tutte le verifiche previste dalla normativa devono essere soddisfatte per tutte le parti strutturali). Serve solo per valutare numericamente la resistenza dello stato di fatto e dare delle informazioni iniziali al progettista (il valore dell'indicatore di rischio  $\alpha^9$ , induce il progettista a fare le opportune scelte progettuali).

#### 5.1.4.1 – Analisi dei carichi

Sulla struttura gravano le seguenti azioni:

- Peso proprio delle pareti;
- Peso proprio dei cordoli;
- Peso proprio e carichi sui solai;
- Peso proprio e carichi sulle scale;
- Peso dovuto a tramezzi e parapetti;
- Azione sismica.

#### ***Peso proprio delle pareti***

Le pareti sono assimilabili alla categoria definita dalla normativa "*Muratura in mattoni pieni e malta di calce*", il cui peso specifico è pari a 1800 daN/m<sup>3</sup>. Per un metro quadro di parete si hanno i pesi riportati nella tabella 5.3. Come è possibile vedere dalla figura 5.2.b, l'edificio esistente è costituito da pareti con spessore pari a 30 e 45 cm.

---

<sup>9</sup> Si definisce indicatore di rischio ( $\alpha$ ) il rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo che la struttura riesce a sopportare e quella di riferimento del sito. Più  $\alpha$  è piccolo, più la struttura è vulnerabile. Se l'edificio è pienamente verificato,  $\alpha$  risulta essere maggiore o uguale ad 1.

	Peso specifico [daN/m <sup>3</sup> ]	Peso per metro quadro di parete [daN/m <sup>2</sup> ]
<b>Spessore 30 cm</b>	1800	540
<b>Spessore 45 cm</b>	1800	810

Tabella 5.3 – *Peso delle pareti per metro quadro*

### ***Peso proprio dei cordoli***

Per tutta la struttura sono presenti cordoli che hanno lo stesso spessore dei muri sottostanti ed altezza pari a quella dei solai (25 cm). Poiché si hanno pareti con due diversi spessori, ne consegue che si hanno due tipologie di sezioni per i cordoli. Nella tabella 5.4 se ne riporta il peso per una lunghezza di un metro.

	Area della sezione trasversale [m <sup>2</sup> ]	Peso specifico [daN/m <sup>3</sup> ]	Peso per metro di lunghezza [daN/m]
<b>Cordolo 30×25</b>	0.0750	2500	187.50
<b>Cordolo 45×25</b>	0.1125	2500	281.25

Tabella 5.4 – *Peso dei cordoli per metro di lunghezza*

### ***Peso proprio e carichi sui solai***

I solai sono di tipo latero-cementizio gettati in opera con spessore pari a 25 cm. I travetti sono 2 per metro con spessore di 12 cm ciascuno. Il peso proprio del solaio per ogni metro quadro è pari a 325 daN. Oltre al peso proprio, occorre computare il carico permanente, il carico d'esercizio e l'incidenza dei tramezzi. Sui solai del primo piano f.t. si assume un carico di esercizio pari a 200 daN/m<sup>2</sup> per come previsto dalla tabella 3.1. II del D.M. 17/01/2018, mentre sui solai del secondo piano f.t. si considerano 180 daN/m<sup>2</sup> tenendo conto della praticabilità del solaio e del carico dovuto alla neve (ai fini delle combinazioni i due carichi vengono considerati come unico). Nelle tabelle 5.5 e 5.6 si riassumono i suddetti carichi.

Solai latero cementizi (piano 1)	Peso proprio [daN/m <sup>2</sup> ]	Permanente [daN/m <sup>2</sup> ]	Esercizio [daN/m <sup>2</sup> ]	Incidenza tramezzi [daN/m <sup>2</sup> ]
	325	100	200	100

Tabella 5.5 – *Carichi sui solai del primo piano f.t.*



Solai latero cementizi (piano 2)	Peso proprio [daN/m <sup>2</sup> ]	Permanente [daN/m <sup>2</sup> ]	Esercizio [daN/m <sup>2</sup> ]	Incidenza tramezzi [daN/m <sup>2</sup> ]
	325	100	180	0

Tabella 5.6 – Carichi sui solai del secondo piano f.t.

### **Peso proprio e carichi sulle scale**

Le scale sono costituite da solette piene in c.a. dello spessore costante di 12 cm per le rampe e 15 cm per i pianerottoli. In ogni caso, a vantaggio di sicurezza, si considera per il peso proprio un carico di 400 daN/m<sup>2</sup> sia per le rampe che per i pianerottoli. Per i carichi di esercizio si consulti la categoria C di edifici riportati nella tabella 3.1.II del D.M. 17/01/2018. Nella tabella 5.7 si riassumono i suddetti carichi.

Scale	Peso proprio [daN/m <sup>2</sup> ]	Permanente [daN/m <sup>2</sup> ]	Esercizio [daN/m <sup>2</sup> ]
	400	100	400

Tabella 5.7 – Carichi sulle scale

### **Peso dovuto ai parapetti**

I parapetti sono presenti sul secondo impalcato. Poiché realizzati in mattoni forati dello spessore di 8 cm e pilastri in c.a. ad intervalli di 200 cm circa, si assume un peso approssimativo di 130 daN/m<sup>2</sup> (comprensivo di intonaco). Nella tabella 5.8 si riassumono i suddetti carichi.

Parapetti	Altezza [cm]	Peso proprio per metro quadro [daN/m <sup>2</sup> ]	Peso proprio per metro lineare [daN/m]
	90	130	117

Tabella 5.8 – Peso dei parapetti

#### **5.1.4.2 – Caratteristiche dei materiali**

Come accennato sopra, l'edificio esistente è costituito da mattoni pieni, paragonabile alla tipologia "Muratura in mattoni pieni e malta di calce" definita dalla Circolare 617/2009. Sulla struttura esistente, non sono state eseguite prove distruttive, per cui si assume il livello di conoscenza LC1 e le caratteristiche meccaniche del materiale possono essere direttamente ricavate dalla tabella C8A.2.1 (riportata nel paragrafo A.1.1 dell'appendice 1) della suddetta Circolare a condizione che si assuma un fattore di confidenza (FC) pari a 1.35. In accordo con quanto riportato nel punto C8A.1.A della Circolare, si assumono per le resistenze ( $f_{m, \tau_0}$ ) i valori minimi riportati nella tabella A.1.1 e per i moduli elastici

(E, G) i valori medi riportati sempre nella stessa tabella. Sotto queste condizioni, i parametri meccanici da considerare nel calcolo strutturale vengono riassunti nella tabella 5.9.

Tipologia di muratura	$f_d$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{0d}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	E [daN/cm <sup>2</sup> ]	G [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [daN/m <sup>3</sup> ]	FC
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	17.78	0.44	15000	5000	1800	1.35

Tabella 5.9 – Caratteristiche meccaniche della muratura esistente

I parametri di resistenza non vengono divisi per il coefficiente di sicurezza  $\gamma_m$  della muratura, in quanto si effettua l'analisi statica non lineare (vengono divisi solo per il fattore di confidenza).

Tutti i cordoli esistenti sono armati con 4 $\phi$ 16 FeB 32k (lisci), la cui resistenza di calcolo è 2739 daN/cm<sup>2</sup>.

Le travi di fondazione sono realizzate con calcestruzzo  $R_{ck} = 300$  daN/cm<sup>2</sup>, armate con ferri longitudinali e trasversali di tipo FeB 32k. Le armature della fondazione, sia longitudinali che trasversali, vengono riassunte nella tabella 5.10 per ogni singolo elemento. Gli elementi riportati in tabella corrispondono a quelli dell'elaborato di figura 5.2.a (la corrispondenza si ottiene attraverso i fili fissi).

Fili	Armatura longitudinale		Armatura trasversale		
	Arm. Sup.	Arm. Inf.	Passo [cm]	$\phi$ [mm]	n° bracci
1-2	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
3-4	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
5-6	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
7-8	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
8-9	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
9-10	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
10-11	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
12-13	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
13-14	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
14-15	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
1-7	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
7-12	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
2-5	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
5-8	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
8-13	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
3-6	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
6-9	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
9-14	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
4-10	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4
11-15	6 $\phi$ 18	6 $\phi$ 18	20	8	4

Tabella 5.10 – Armatura esistente nelle travi di fondazione

### 5.1.4.3 – Analisi globale della struttura

L'edificio esistente è composto da pareti di spessore pari a 30 e 45 cm, la distanza massima tra le pareti è di 690 cm, sia in direzione X che Y (vedi figure 5.2.b). I solai sono di tipo latero-cementizio, per cui possono essere considerati rigidi nel proprio piano. Su ogni parete è presente un cordolo avente larghezza pari a quella del muro sottostante ed altezza pari a quella del solaio. Le connessioni tra pareti ortogonali sono di ottima fattura. Alla luce di quanto detto, l'edificio presenta tutte le caratteristiche per il cosiddetto comportamento scatolare.

Per avere ulteriori indizi sulle strutture esistenti dell'edificio, si effettua l'analisi globale (pushover). Per via della tipologia di solai e per la presenza dei cordoli si accetta l'ipotesi di impalcato rigido nel proprio piano. Si assume come punto di controllo il baricentro delle masse dell'ultimo piano. Per quanto detto in appendice 2, tenendo conto delle due distribuzioni di carico, della componente orizzontale secondaria delle azioni sismiche e del verso di incremento (positivo e negativo) delle forze orizzontali, occorre analizzare la struttura per sedici combinazioni di carico diverse (otto in direzione X ed otto in direzione Y). Nelle tabelle 5.11 e 5.12 si riportano i risultati dell'analisi della struttura in assenza del nuovo piano (per motivi di spazio si riportano soltanto i risultati dell'analisi – per il significato dei simboli ed approfondimenti sull'analisi si rimanda al paragrafo 1.1.3 ed all'appendice 2).

	m* [daNm]	m [daNm]	%m*/m	k* [daN/cm]	T* [s]	F <sub>y</sub> * [daN]
X_M_P(+)_S(+)	435.65	557.56	78.14	637157	0.164	116789
X_M_P(+)_S(-)	435.65	557.56	78.14	637343	0.164	116761
X_M_P(-)_S(+)	435.65	557.56	78.14	637350	0.164	116897
X_M_P(-)_S(-)	435.65	557.56	78.14	637165	0.164	116805
X_A_P(+)_S(+)	435.65	557.56	78.14	567503	0.174	116308
X_A_P(+)_S(-)	435.65	557.56	78.14	567668	0.174	116696
X_A_P(-)_S(+)	435.65	557.56	78.14	567674	0.174	116886
X_A_P(-)_S(-)	435.64	557.56	78.14	567509	0.174	116809
Y_M_P(+)_S(+)	435.64	557.56	78.14	908983	0.137	164476
Y_M_P(+)_S(-)	435.64	557.56	78.14	909527	0.137	164555
Y_M_P(-)_S(+)	435.64	557.56	78.14	909524	0.137	164524
Y_M_P(-)_S(-)	435.64	557.56	78.14	908989	0.137	164482
Y_A_P(+)_S(+)	435.64	557.56	78.14	809609	0.145	164416
Y_A_P(+)_S(-)	435.64	557.56	78.14	810093	0.145	164347
Y_A_P(-)_S(+)	435.64	557.56	78.14	810091	0.145	164357
Y_A_P(-)_S(-)	435.64	557.56	78.14	809614	0.145	164435

Tabella 5.11 – Dati che definiscono il sistema bilineare equivalente

	$S_e(T^*)$ [cm/s <sup>2</sup> ]	$q^*$	$\Gamma$	$d^*_{max}$ [cm]	$d_{max}$ [cm]	$u_{max}$ [cm]	s	Esito
X_M_P(+)_S(+)	775.5	2.89	1.217	1.31	1.59	1.40	0.88	NV
X_M_P(+)_S(-)	775.4	2.89	1.217	1.31	1.60	1.40	0.88	NV
X_M_P(-)_S(+)	775.4	2.89	1.217	1.31	1.60	1.40	0.88	NV
X_M_P(-)_S(-)	775.4	2.89	1.217	1.31	1.60	1.40	0.88	NV
X_A_P(+)_S(+)	801.7	3.00	1.217	1.46	1.78	1.43	0.80	NV
X_A_P(+)_S(-)	801.7	2.99	1.217	1.46	1.78	1.43	0.81	NV
X_A_P(-)_S(+)	801.7	2.99	1.217	1.46	1.80	1.43	0.81	NV
X_A_P(-)_S(-)	801.7	2.99	1.217	1.46	1.78	1.43	0.81	NV
Y_M_P(+)_S(+)	703.8	1.86	1.217	0.79	0.96	1.40	1.46	V
Y_M_P(+)_S(-)	703.7	1.86	1.217	0.79	0.96	1.40	1.46	V
Y_M_P(-)_S(+)	703.7	1.86	1.217	703.7	0.96	1.40	1.46	V
Y_M_P(-)_S(-)	703.8	1.86	1.217	0.79	0.96	1.40	1.46	V
Y_A_P(+)_S(+)	725.8	1.92	1.217	0.89	1.08	1.43	1.32	V
Y_A_P(+)_S(-)	725.7	1.92	1.217	0.89	1.08	1.43	1.32	V
Y_A_P(-)_S(+)	725.7	1.92	1.217	0.89	1.08	1.43	1.32	V
Y_A_P(-)_S(-)	725.8	1.92	1.217	0.89	1.08	1.43	1.32	V

Tabella 5.12 – Esito della verifica per tutte le combinazioni di carico

Dalla tabella 5.12 si evince che l'esito della verifica è negativo per tutte le combinazioni di carico in direzione X, mentre per quelle in direzione Y l'esito della verifica è positivo. Il coefficiente di sicurezza più basso è  $s = 0.81$  (per l'esito positivo della verifica  $s$  deve essere maggiore o uguale ad 1). Se per la struttura esistente l'esito della verifica è negativo, molto probabilmente lo sarà anche per quella con il nuovo piano. Ciò comporta quasi sicuramente l'esigenza di dover consolidare le strutture esistenti (si ricorda che per poter realizzare una sopraelevazione occorre raggiungere la condizione di adeguamento).

#### 5.1.4.4 – Verifica delle fondazioni

Per la fondazione si effettua la verifica della portanza del terreno, controllando che le tensioni sullo stesso terreno dovute alle sovrastrutture, siano inferiori a quella limite di calcolo (GEO). Inoltre, occorre effettuare anche la verifica di resistenza (STR) delle travi di fondazione per valutare la capacità di resistenza nei confronti delle sollecitazioni esterne.

### **Verifica della portanza del terreno di fondazione (GEO)**

L'interazione terreno-struttura viene modellata attraverso la teoria di Winkler (vedi paragrafo 4.2). Le travi rovesce di fondazione vengono modellate utilizzando un elemento finito di tipo BEAM vincolato attraverso delle molle traslazionali diffuse, atte a simulare l'interazione terreno-fondazione. L'elemento finito possiede 12 gradi di libertà in quanto i due nodi di estremità hanno 6 gradi di libertà ciascuno: 3 alla traslazione e 3 alla rotazione.

Secondo il capitolo 6 del D.M. 17/01/2018, per le fondazioni superficiali le verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali previsti dall'Approccio 2 e riportati nelle tabelle 5.15, 5.16 e 5.17.

La tensione limite viene calcolata attraverso la (4.9). Nella tabella 5.13 si riportano tutti i coefficienti che compaiono nella (4.9), uguali per tutti gli elementi della struttura (ricavati in funzione dei dati riportati nel paragrafo 5.1.1).

<b>Fattori di carico limite</b>	A1	Lt	$N_\gamma$	6.76
			$N_c$	20.72
			$N_q$	10.66
<b>Fattori di inclinazione del piano di posa</b>	A1	Lt	$b_\gamma$	1.00
			$b_c$	1.00
			$b_q$	1.00
<b>Fattori di inclinazione del piano campagna</b>	A1	Lt	$g_\gamma$	1.00
			$g_c$	1.00
			$g_q$	1.00
<b>Fattori di inclinazione dei carichi</b>	A1	Lt	$i_\gamma$	1.00
			$i_c$	1.00
			$i_q$	1.00
<b>Fattori di portanza dell'effetto inerziale (Paolucci Pecker)</b>	A1	Lt	$z_\gamma$	0.97
			$z_c$	0.92
			$z_q$	1.00
<b>Fattori di portanza dell'effetto cinematico (Maugeri-Cascone)</b>	A1	Lt	$e_{yk}$	0.64
			$e_{yi}$	0.31

Tabella 5.13

Nella tabella 5.14 si riportano i coefficienti che compaiono nella (4.9) che variano per ogni elemento (si assumono come riferimento i fili fissi dell'elaborato riportato in figura 5.2.a).

Fili	Fattori di forma			Fattori di profondità		
	$s_c$	$s_q$	$s_\gamma$	$d_c$	$d_q$	$d_\gamma$
1-2	1.06	1.05	0.95	1.44	1.34	1.00
7-1	1.04	1.04	0.97	1.44	1.34	1.00
5-2	1.14	1.13	0.89	1.46	1.35	1.00
3-4	1.05	1.05	0.96	1.44	1.34	1.00
6-3	1.19	1.18	0.85	1.45	1.35	1.00
4-10	1.05	1.04	0.96	1.44	1.35	1.00
5-6	1.09	1.08	0.93	1.45	1.35	1.00
8-5	1.06	1.06	0.95	1.44	1.34	1.00
9-6	1.06	1.06	0.95	1.44	1.34	1.00
7-8	1.06	1.05	0.96	1.44	1.35	1.00
7-12	1.06	1.05	0.95	1.44	1.35	1.00
8-9	1.09	1.08	0.93	1.45	1.35	1.00
8-13	1.06	1.05	0.95	1.44	1.35	1.00
9-10	1.05	1.05	0.96	1.44	1.34	1.00
14-9	1.06	1.05	0.95	1.44	1.34	1.00
10-11	1.31	1.28	0.76	1.49	1.38	1.00
15-11	1.06	1.05	0.95	1.44	1.35	1.00
12-13	1.06	1.05	0.95	1.44	1.34	1.00
13-14	1.09	1.08	0.93	1.44	1.34	1.00
14-15	1.04	1.04	0.97	1.44	1.34	1.00

Tabella 5.14

Per le verifiche si adottano i coefficienti parziali riportati nelle seguenti tabelle:

Carichi	Coefficiente parziale	Effetto	Comb. A1
Permanenti	$\gamma_{G1}$	Favorevole	1.0
		Sfavorevole	1.3
Permanenti non strutturali	$\gamma_{G2}$	Favorevole	0.0
		Sfavorevole	1.5
Variabili	$\gamma_{Qi}$	Favorevole	0.0
		Sfavorevole	1.5

Tabella 5.15 – Coefficienti parziali relativi alle azioni

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Comb. M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\tan\phi$	1.0
Coesione drenata del terreno	C	1.0
Coesione non drenata del terreno	$C_u$	1.0
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1.0

Tabella 5.16 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Verifica	Coefficiente parziale R3
Capacità portante	$\gamma_R = 2.3$

Tabella 5.17 – Coefficienti parziali per le verifiche SLU di fondazioni superficiali

Dai tabulati di calcolo si ricavano i risultati riportati nella tabella 5.18, relativi alla portanza del terreno di fondazione (per ogni elemento si riportano i dati corrispondenti alla sezione con i coefficienti di sicurezza più bassi).

Fili	B [cm]	D [cm]	$q_{limd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_t$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	S	Esito
1-2	60.00	120.00	2.93	2.54	1.15	Verificato
7-1	60.00	120.00	2.89	2.54	1.14	Verificato
5-2	60.00	120.00	3.16	1.86	1.70	Verificato
3-4	60.00	120.00	2.90	2.53	1.15	Verificato
6-3	60.00	120.00	3.30	1.87	1.76	Verificato
4-10	60.00	120.00	2.90	2.53	1.15	Verificato
5-6	60.00	120.00	3.00	1.84	1.63	Verificato
8-5	60.00	120.00	2.94	1.89	1.56	Verificato
9-6	60.00	120.00	2.94	1.89	1.56	Verificato
7-8	60.00	120.00	2.93	2.13	1.38	Verificato
7-12	60.00	120.00	2.93	2.61	1.12	Verificato
8-9	60.00	120.00	3.00	1.89	1.59	Verificato
8-13	60.00	120.00	2.93	2.18	1.34	Verificato
9-10	60.00	120.00	2.90	2.03	1.43	Verificato
14-9	60.00	120.00	2.93	2.09	1.40	Verificato
10-11	60.00	120.00	3.65	2.13	1.71	Verificato
15-11	60.00	120.00	2.93	2.77	1.06	Verificato
12-13	60.00	120.00	2.93	2.61	1.12	Verificato
13-14	60.00	120.00	3.00	2.18	1.38	Verificato
14-15	60.00	120.00	2.89	2.77	1.04	Verificato

Tabella 5.18 – Esito della verifica a portanza

Nella tabella si indica con B la base della fondazione, con D la profondità di scavo, con  $q_{limd}$  la tensione limite di calcolo del terreno, con  $\sigma_t$  la tensione raggiunta per effetto delle azioni esterne e con S il coefficiente di sicurezza. Dalla tabella si evince che tutti gli elementi sono verificati. Per molti elementi il coefficiente di sicurezza (S) è poco sopra l'unità (verifica soddisfatta di poco). Ciò fa pensare che il carico aggiuntivo dovuto al nuovo piano fa diminuire ulteriormente i coefficienti di sicurezza portandoli sotto l'unità, rendendo di fatto l'esito della verifica negativo e richiedendo interventi di consolidamento.

### **Verifica delle travi di fondazione (STR)**

Di seguito si riportano i risultati relativi alla verifica a pressoflessione ed a taglio delle travi di fondazione (SLV). Per ulteriori chiarimenti su tali verifiche si rimanda a testi specifici sul calcolo del cemento armato agli Stati Limite. Come si vede

dalle successive tabelle, tutti gli elementi rispettano i requisiti richiesti, sia per la verifica a pressoflessione che per quella a taglio. Le caratteristiche dei materiali ed i quantitativi di armatura sono riportati nel paragrafo 5.1.4.2.

Nella tabella 5.19 si indica con  $N_{Sd}$  ed  $M_{Sd}$  rispettivamente lo sforzo normale ed il momento sollecitante, mentre con  $N_{Rd}$  ed  $M_{Rd}$  si indicano quelli resistenti.

Fili	$N_{Sd}$ [daN]	$M_{Sd}$ [daNm]	$N_{Rd}$ [daN]	$M_{Rd}$ [daNm]	Campo Rottura	S	Esito
1-2	0	-22678	0	-25083	2	1.11	Verificato
7-1	0	-18718	0	-25083	2	1.34	Verificato
5-2	0	-19693	0	-25083	2	1.27	Verificato
3-4	0	-15536	0	-25083	2	1.61	Verificato
6-3	0	10593	0	25083	2	2.37	Verificato
4-10	0	18000	0	25083	2	1.39	Verificato
5-6	0	14673	0	25083	2	1.71	Verificato
8-5	0	-19607	0	-25083	2	1.19	Verificato
9-6	0	21853	0	25083	2	1.15	Verificato
7-8	0	22146	0	25083	2	1.13	Verificato
7-12	0	-15117	0	-25083	2	1.66	Verificato
8-9	0	-12478	0	-25083	2	2.01	Verificato
8-13	0	10947	0	25083	2	2.29	Verificato
9-10	0	-13312	0	-25083	2	1.88	Verificato
14-9	0	16480	0	25083	2	1.52	Verificato
10-11	0	-9478	0	-25083	2	2.65	Verificato
15-11	0	11077	0	25083	2	2.26	Verificato
12-13	0	-13511	0	25083	2	1.76	Verificato
13-14	0	14683	0	25083	2	1.71	Verificato
14-15	0	-12805	0	-25083	2	1.96	Verificato

Tabella 5.19 – Verifica a pressoflessione degli elementi di fondazione

Nella tabella 5.20 si indica con  $V_{Sd}$  ed  $V_{Rd}$  rispettivamente il taglio sollecitante e quello resistente, con  $\theta$  l'angolo di inclinazione delle bielle compresse e con D l'interasse tra due staffe successive.

Fili	$\cot(\theta)$	$V_{Sd}$ [daN]	$V_{Rd}$ [daN]	D [cm]	S	Esito
1-2	2.5	17019	59353	20	3.49	Verificato
7-1	2.5	13629	59353	20	4.35	Verificato
5-2	2.5	13515	59353	20	4.39	Verificato
3-4	2.5	13023	59353	20	4.56	Verificato
6-3	2.5	8898	59353	20	6.67	Verificato
4-10	2.5	12391	59353	20	4.79	Verificato
5-6	2.5	16237	59353	20	3.66	Verificato
8-5	2.5	13725	59353	20	4.32	Verificato
9-6	2.5	17663	59353	20	3.36	Verificato
7-8	2.5	14654	59353	20	4.05	Verificato



Fili	cot( $\theta$ )	V <sub>Sd</sub> [daN]	V <sub>Rd</sub> [daN]	D [cm]	S	Esito
7-12	2.5	15945	59353	20	3.72	Verificato
8-9	2.5	18537	59353	20	3.20	Verificato
8-13	2.5	7181	59353	20	8.27	Verificato
9-10	2.5	14655	59353	20	4.05	Verificato
14-9	2.5	8027	59353	20	7.39	Verificato
10-11	2.5	15417	59353	20	3.85	Verificato
15-11	2.5	7512	59353	20	7.90	Verificato
12-13	2.5	18249	59353	20	3.25	Verificato
13-14	2.5	12074	59353	20	4.92	Verificato
14-15	2.5	15603	59353	20	3.80	Verificato

Tabella 5.20 – Verifica a taglio degli elementi di fondazione

Come si evince dalle tabelle 5.19 e 5.20, la verifica a presso flessione e taglio è abbondantemente soddisfatta.

### 5.1.5 – Piano di sopraelevazione in muratura (LC1)

Il piano di sopraelevazione viene realizzato in muratura ordinaria. In questa prima fase della progettazione, per le strutture esistenti si assume il livello di conoscenza LC1.

#### 5.1.5.1 – Verifiche geometriche

Per realizzare la muratura del nuovo piano si impiegano blocchi di tipo semipieno con foratura  $\varphi < 45\%$ , idonei all'impiego anche per murature da realizzare in zona sismica, da mettere in opera con i fori verticali. Come primo tentativo di progettazione, si utilizza un solo tipo di blocco per tutto il nuovo piano (denominato per semplicità *Blocco30*), le cui caratteristiche geometriche sono riportate nella tabella 5.21.

	Spessore [cm]	Altezza [cm]	Lunghezza [cm]
<b>Blocco30</b>	30	20	30

Tabella 5.21 – Caratteristiche geometriche del blocco

Il peso specifico ( $\gamma$ ) può essere valutato pari a  $1300 \text{ daN/m}^3$  (si tiene conto anche del carico dovuto all'intonaco). La resistenza caratteristica del blocco è  $f_{bk} = 15.0 \text{ N/mm}^2$ . Si assume una malta M10. In funzione di quanto riportato nel paragrafo A.1.2 dell'appendice 1, si ottiene una resistenza caratteristica a compressione ( $f_k$ ) della muratura pari a  $6.70 \text{ N/mm}^2$ .

I moduli elastici, normale (E) e tangenziale (G), sono ricavabili in funzione della resistenza caratteristica a compressione della muratura (vedi paragrafo A.1.2

## Capitolo 6

### Sopraelevazione in muratura (costruzioni semplici)

Le costruzioni semplici sono una particolare tipologia di edifici in muratura, per i quali la normativa consente una progettazione degli elementi strutturali, ricorrendo a tecniche di calcolo estremamente semplificate. Il concetto di costruzione semplice vale per la progettazione di edifici in muratura (ordinaria ed armata) di nuova costruzione e può essere esteso anche agli edifici in muratura esistenti.

#### 6.1 – Prescrizioni richieste per le costruzioni semplici

Per le *costruzioni semplici* è consentito eseguire le verifiche, in via semplificativa, adottando le azioni previste dalle Norme Tecniche, valutando la resistenza del materiale per come riportato nel paragrafo 4.5.6.1 del D.M. 17/01/2018, ponendo il coefficiente di sicurezza della muratura ( $\gamma_m$ ) pari a 4.2. Affinché un edificio rientri nella categoria di *costruzione semplice*, oltre a rispettare quanto riportato nei punti 7.8.6.1 e 7.8.6.2 del D.M. 17/01/2018 ed a patto che sia  $a_g \cdot S \leq 0.35g$ , debba rispettare i seguenti requisiti (validi sia per edifici di nuova costruzione che esistenti)<sup>13</sup>:

- a) Le pareti strutturali della costruzione siano continue dalle fondazioni alla sommità;
- b) Nessuna altezza d'interpiano sia superiore a 3.5 m;
- c) Il numero di piani non sia superiore a 3 (entro e fuori terra) per le costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per quelle in muratura armata;
- d) La planimetria dell'edificio sia inscritta in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3;
- e) La snellezza degli elementi in muratura (vedi paragrafo 1.1.1.4.5) non sia in nessun caso superiore a 12;
- f) Il carico variabile per i solai non sia superiore a 3.0 kN/m<sup>2</sup>;
- g) L'edificio deve essere regolare sia in pianta che in elevazione<sup>14</sup>;
- h) In ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione (per ogni sistema di parete). Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente i setti murari che rispettano i requisiti geometrici

---

<sup>13</sup> Una trattazione più completa sulle costruzioni semplici è riportata nel testo *Calcolo della muratura armata antisismica per nuove costruzioni* – Michele Vinci – Dario Flaccovio Editore.

<sup>14</sup> Argomento trattato in modo approfondito anche nel testo segnalato nella nota <sup>(13)</sup>.

della tabella 1.9 del capitolo 1 (tabella 7.8.I del D.M. 17/01/2018). La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta non deve essere inferiore al 75% della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti). Almeno il 75% dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali (pareti che rispettano quanto riportato nella tabella 1.9);

- i) In ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per costruzioni in muratura armata;
- j) Per ciascuna delle due direzioni ortogonali e per ciascun piano della costruzione, il rapporto tra l'area della sezione resistente delle pareti e la superficie lorda del piano non sia inferiore ai valori indicati nella tabella 6.1 (tabella 7.8.II del D.M. 17/01/2018), in funzione del numero di piani della costruzione e della sismicità del sito.

Accelerazione di picco del terreno $a_g \cdot S$		$\leq 0.07$	$\leq 0.10$	$\leq 0.15$	$\leq 0.20$	$\leq 0.25$	$\leq 0.30$	$\leq 0.35$	$\leq 0.40$	$\leq 0.45$	$\leq 0.50g$
Tipo di struttura	Numero di piani	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g
Muratura ordinaria	1	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.5 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %	6.0 %	6.0 %	6.5 %
	2	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	6.0 %	6.5 %	6.5 %	6.5 %	6.5 %	7.0 %
	3	4.5 %	4.5 %	5.0 %	6.0 %	6.5 %	7.0 %	7.0 %			
Muratura armata	1	2.5 %	3.0 %	3.0 %	3.0 %	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	4.5 %
	2	3.0 %	3.5 %	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.0 %	5.0 %
	3	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %
	4	4.0 %	4.5 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	5.5 %	5.5 %	6.0 %	6.5 %	6.5 %

$S_T$  si applica solo nel caso di strutture di classe d'uso III e IV

Tabella 6.1 – Percentuale di area di sezione resistente

Nei casi in cui in tabella non viene indicato il valore della percentuale di muratura minima, per la corrispondente azione sismica non è possibile considerare la struttura *costruzione semplice* (strutture in muratura ordinaria di tre piani con  $a_g \cdot S > 0.35 \cdot g$ . Per questi ultimi valori delle azioni sismiche è possibile realizzare solo due piani fuori terra);

- k) Deve inoltre risultare, per ogni piano:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0.25 \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (6.1)$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati

ponendo  $\gamma_G = \gamma_Q = 1$ ),  $A$  è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano ed  $f_k$  è la resistenza caratteristica a compressione della muratura.

Oltre a quanto appena visto, occorre che siano verificate le condizioni previste nel punto C8.7.1.7 della Circolare 617/2009 (valido per costruzioni esistenti). Se ne riporta sotto il testo:

*È consentito applicare le norme semplificate di cui al § 7.8.1.9 del D.M. 14/01/2008, utilizzando al posto della resistenza caratteristica a compressione  $f_k$  il valore medio  $f_m$ , diviso per il fattore di confidenza.*

*Oltre alle condizioni ivi prescritte, dopo l'eventuale intervento di adeguamento, è necessario che risulti verificato quanto segue:*

- l) Le pareti ortogonali siano tra loro ben collegate;*
- m) I solai siano ben collegati alle pareti;*
- n) Tutte le aperture abbiano architravi dotate di resistenza flessionale;*
- o) Tutti gli elementi spingenti eventualmente presenti siano dotati di accorgimenti atti ad eliminare o equilibrare le spinte orizzontali;*
- p) Tutti gli elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità siano stati eliminati;*
- q) Le murature non siano a sacco o a doppio paramento, ed in generale di cattiva qualità e scarsa resistenza (es. muratura in "foratoni", o con spessori chiaramente insufficienti).*

## 6.2 – Esempio di progettazione di una sopraelevazione

In questo esempio si riporta una costruzione esistente in muratura di un solo piano, sulla quale si vuole realizzare un ulteriore piano, sempre in muratura, trattando la progettazione secondo il concetto delle *costruzioni semplici*.

L'edificio oggetto di studio è un vecchio capannone, utilizzato a suo tempo come officina per la lavorazione di materiali ferrosi. L'obiettivo della committenza è quello di trasformare l'immobile in un piccolo *bed and breakfast* su due livelli.

La costruzione esistente, realizzata negli anni sessanta, è costituita da un solo piano (vedi figura 6.1) la cui struttura portante è in muratura ordinaria di mattoni pieni, ha il lato maggiore pari a 15.10 m, quello minore pari a 9.00 m, l'altezza della linea di gronda a quota 4.20 m e la linea di colmo a quota 5.70 m.

La fondazione è di tipo trave rovescia realizzata in cemento armato con sezione trasversale 60×100 cm, presente solo in corrispondenza dei muri portanti (perimetro della costruzione).

La muratura può essere assimilata alla tipologia *Mattoni pieni e malta di calce* i cui parametri sono riportati nel punto C8A.2 della Circolare 617/2009 (vedi paragrafo A.1.1 dell'appendice 1). Per tutte le pareti esistenti, lo spessore della muratura è di 50 cm (vedi figura 6.2). L'edificio (riferito agli elementi in muratura) non presenta alcun segno di dissesto e si presenta in discrete condizioni di conservazione. Le connessioni tra muri ortogonali sono di buona fattura, realizzate a regola d'arte.

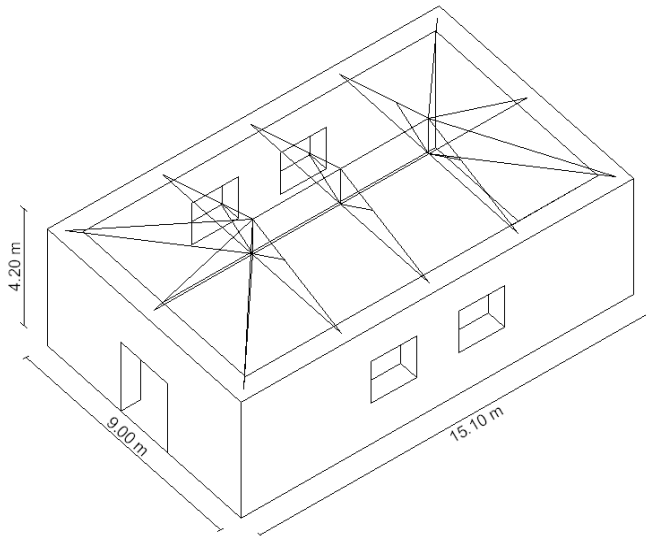


Figura 6.1 – Vista tridimensionale dell'edificio (stato di fatto)

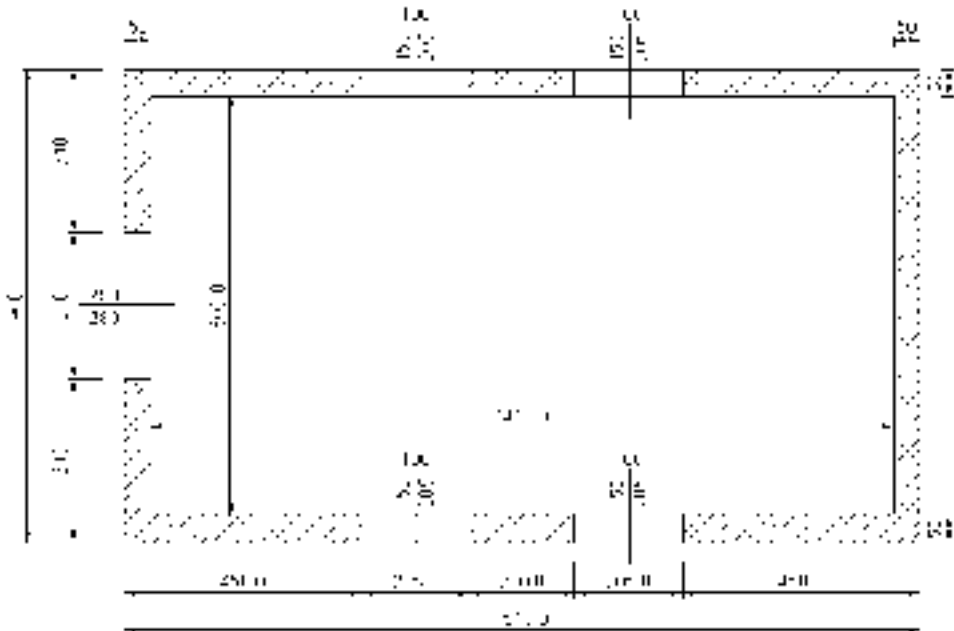


Figura 6.2 – Pianta dell'edificio (stato di fatto)

La copertura è realizzata in legno, il cui tavolato poggia su arcarecci che a sua volta poggiano su capriate di tipo classico (costituite da puntoni, catene, saette e monaco). Le capriate sono poggiate direttamente sulla muratura, ancorate ad un

dormiente a sua volta annegato nella muratura. C'è da precisare che il sistema tetto è in pessime condizioni di conservazione, per cui da sostituire. In corrispondenza delle aperture sono presenti architravi di materiale ligneo, anch'essi in pessime condizioni di conservazione.

### 6.2.1 – Progettazione degli elementi murari

Come accennato sopra, l'obiettivo del presente lavoro è quello di trasformare la struttura ad un solo piano in una a due fuori terra e ricavare un piccolo *bed and breakfast*. Vista la geometria iniziale della costruzione, si progetta la struttura ricorrendo alla tecnica delle *costruzioni semplici*. Per poter applicare tale tecnica, devono essere verificate tutte le condizioni riportate nel paragrafo 6.1. Uno dei trucchi per agevolare la progettazione, è quello di rendere la struttura quanto più simmetrica possibile nelle due direzioni. Un buon punto di partenza viene fornito dalla geometria rettangolare in pianta del fabbricato esistente. Realizzando qualche nuovo muro, chiudendo alcune aperture ed aprendone altre, si ottiene la disposizione dei vani riportata nelle figure 6.3 e 6.4, rispettivamente per il primo e per il secondo piano fuori terra della costruzione. Nelle figure 6.5 e 6.6 si riportano le dimensioni degli elementi strutturali e le posizioni delle aperture.

I muri perimetrali esistenti vengono mantenuti, mentre i muri di nuova costruzione (muri interni del primo piano e muri che costituiscono il secondo) vengono realizzati con laterizi semipieni. Lo spessore delle pareti esistenti si mantiene pari a 50 cm. Le pareti interne del primo piano si realizzano con blocchi di spessore pari a 40 cm, mentre tutte quelle del secondo si realizzano con blocchi di spessore pari a 30 cm.

La scala è di tipo a chiocciola realizzata in cemento armato su un pilastro circolare che scarica direttamente su una platea di fondazione (si mantiene strutturalmente indipendente dal resto delle strutture in muratura).

I solai sono di tipo latero-cementizio gettati in opera, con spessore complessivo pari a 25 cm, dei quali 5 cm sono di soletta collaborante.

#### 6.2.1.1 – Progettazione delle murature di nuova costruzione

Per realizzare la nuova disposizione dei vani (vedi figura 6.3) occorre chiudere alcuni fori e realizzarne di nuovi. Poiché l'altezza dei muri esistenti è di 420 cm (vedi figura 6.1), occorre abbassare la quota del primo solaio. Per rientrare nella prescrizione (b – paragrafo 6.1), si riduce l'interpiano a 350 cm. Ipotizzando di adottare un cordolo in c.a. con altezza pari a 25 cm, si mantiene l'altezza della parete in muratura esistente a 325 cm. In definitiva occorre demolire 95 cm di parete esistente. Considerando 325 cm di parete in muratura e 25 cm di cordolo, si rientra nel limite previsto dei 350 cm.

Per chiudere le aperture e garantire le ammorsature tra le parti esistenti e nuove, si ricorre alla tecnica del cuci-scuci. Per mantenere, quanto più possibile, le suddette parti con caratteristiche meccaniche simili, si utilizza un laterizio avente pressoché le stesse caratteristiche del materiale esistente.

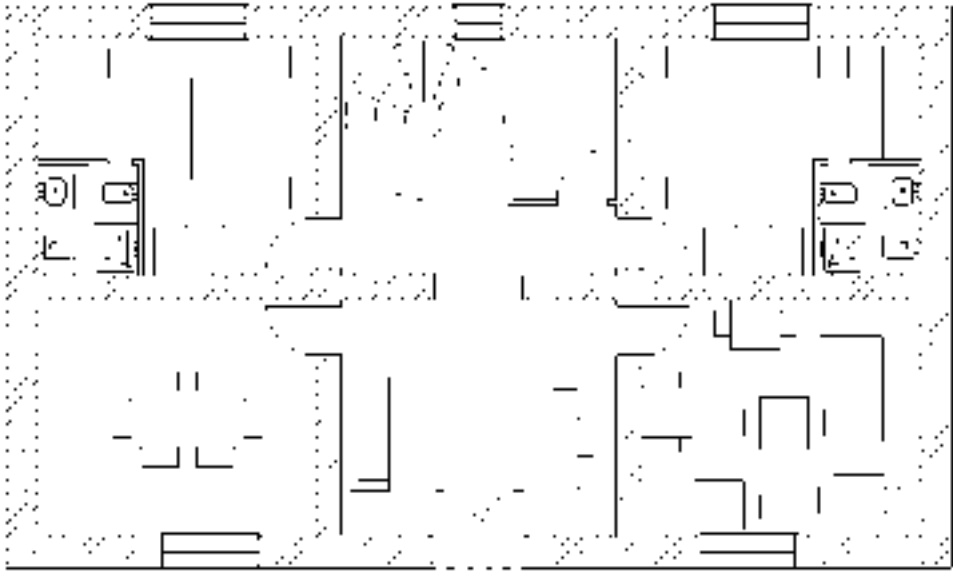


Figura 6.3 – Stato di progetto del primo piano f.t.

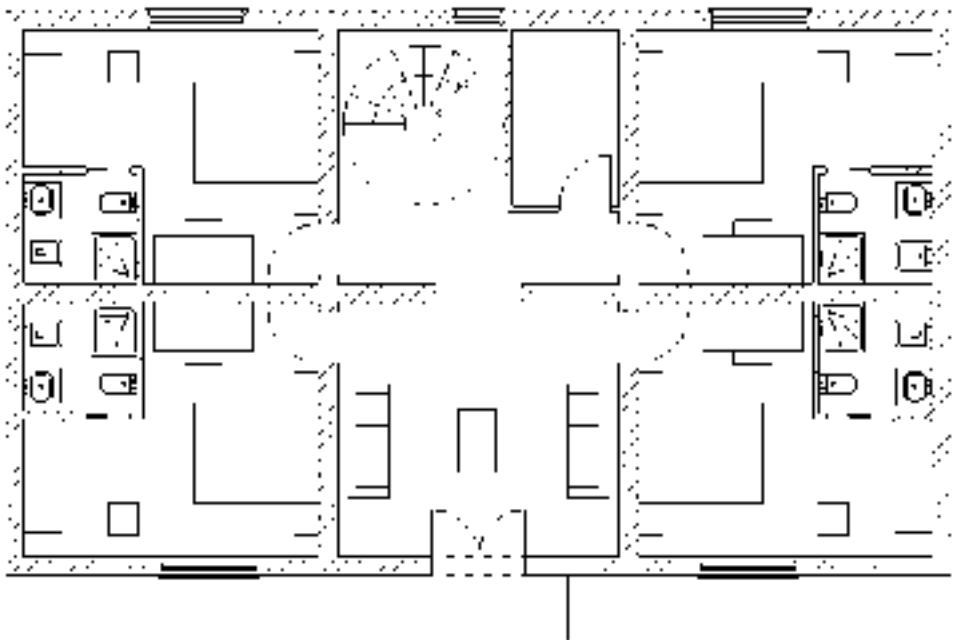


Figura 6.4 – Stato di progetto del secondo piano f.t.

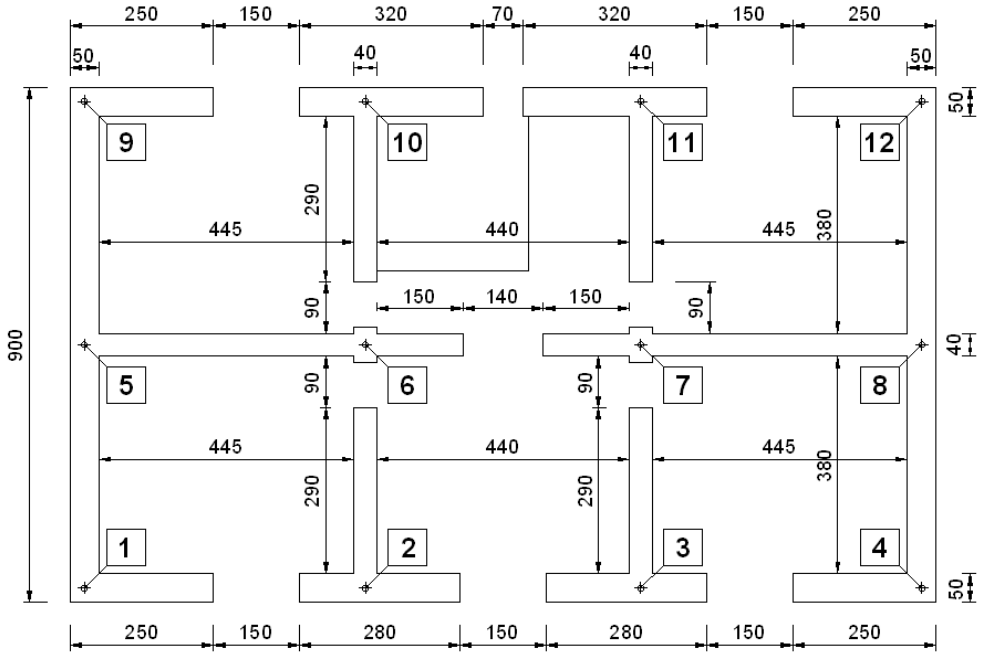


Figura 6.5 – Dimensioni degli elementi strutturali del primo piano f.t.

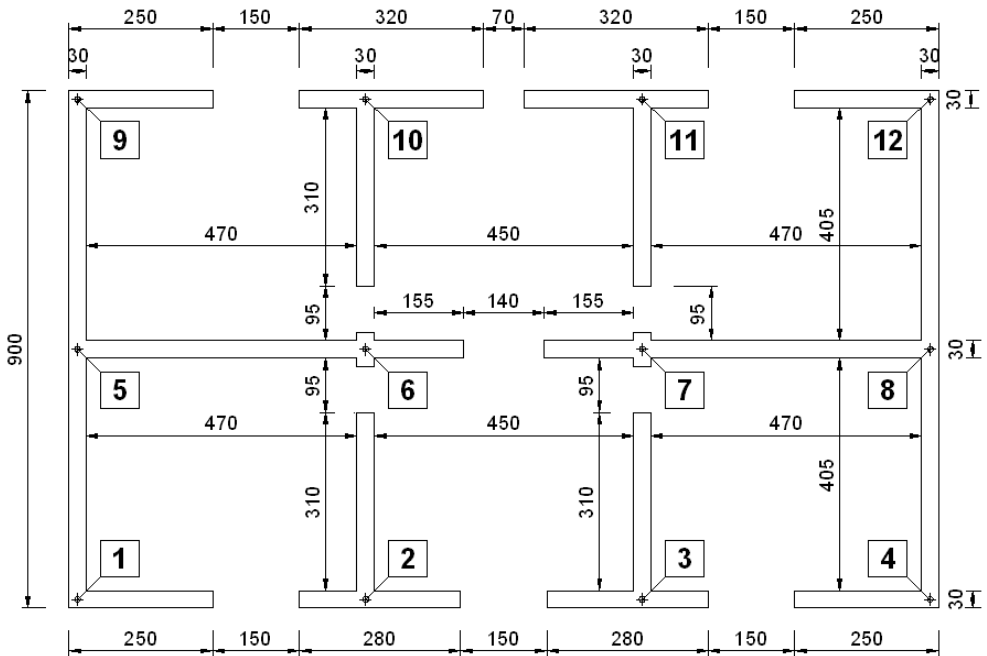


Figura 6.6 – Dimensioni degli elementi strutturali del secondo piano f.t.



Nel nostro caso, poiché le pareti sono scariche (si procede con il cuci-scuci a seguito della demolizione del tetto e della parte superiore della parete) ed i fori sono esistenti, non occorre seguire tutte le regole necessarie per la buona riuscita della tecnica (per esempio, in un normale procedimento di cuci-scuci occorre puntellare la struttura, mettendo i puntelli in compressione per scaricare quanto più possibile la parete<sup>15</sup>). Nel nostro caso occorre puntellare i fori a seguito della rimozione dell'architrave (procedura da seguire solo nel caso di fori di notevoli dimensioni). La prima fase dell'operazione è quella di rimuovere l'architrave esistente, l'intonaco in corrispondenza del foro ed alcuni elementi di laterizio per garantire la giusta ammorsatura tra le parti esistenti e nuove (vedi figura 6.7). Nei fori di maggiore dimensione, a seguito della rimozione dell'architrave, è opportuno puntellare la muratura al di sopra dello stesso foro (si collocano delle travi in legno ortogonali alla parete, ognuna delle quali sostenute da due puntelli, evitando così di far occupare a questi ultimi l'ingombro del foro). Successivamente si procede con la pulitura delle parti di parete a contatto con quelle di nuova costruzione, rimuovendo accuratamente la malta preesistente. Infine si procede con la realizzazione delle parti di nuova costruzione. Per queste ultime occorre seguire particolari accorgimenti:

- Lo spessore dei letti di malta deve essere il più limitato possibile per evitare elevate riduzioni di volume per effetto del ritiro e dell'incremento di carico dovuto alla messa in opera degli strati superiori;
- Mettere in forza le parti già costruite tramite l'utilizzo di cunei o spezzoni di mattoni duri (biscotti) in modo da compensare in parte gli effetti del ritiro.

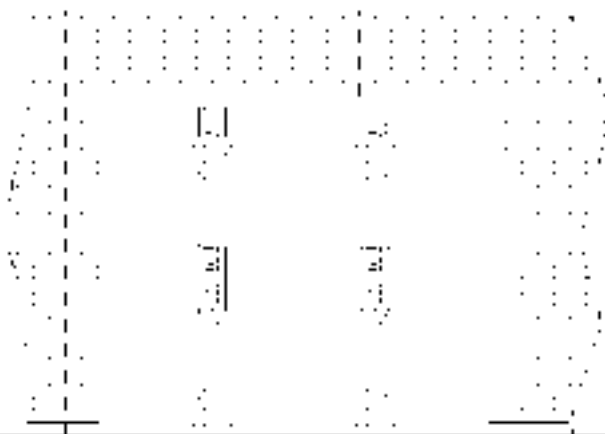


Figura 6.7 – Preparazione della parete in corrispondenza dei fori esistenti

<sup>15</sup> Per ulteriori chiarimenti sulla tecnica del cuci-scuci si consiglia il testo dello stesso autore *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura* – Dario Flaccovio editore

In alcune zone della muratura esistente occorre realizzare nuove aperture. In ognuna deve essere realizzata l'architrave. Per ogni architrave si utilizzano 3 profili metallici IPE 120, distanziati sullo spessore del muro.

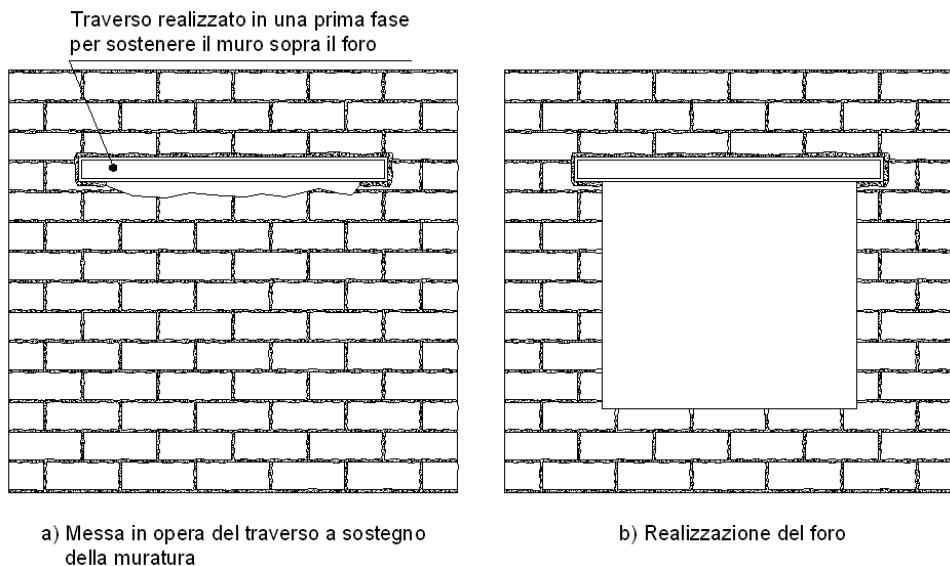


Figura 6.8 – a) Messa in opera del traverso a sostegno della muratura; b) realizzazione del foro

Per evitare di puntellare le parti interessate, si realizza un foro su metà spessore della muratura coincidente pressoché con la lunghezza dell'architrave e si alloggiavano due delle tre travi (vedi "a" di figura 6.8). In seguito si realizza il foro sulla parte rimanente del muro e si alloggia la terza trave. Infine, con delle seghe a lama circolare, si realizza il foro delle dimensioni volute (vedi "b" di figura 6.8).

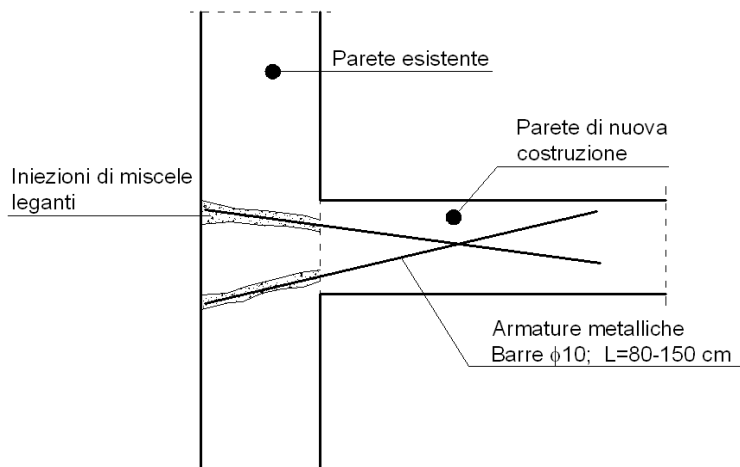


Figura 6.9 – Perforazioni armate realizzate negli incroci tra muri esistenti e nuovi

Per completare la muratura portante al piano terra occorre realizzare le pareti interne di nuova costruzione per come riportato nella figura 6.5. Come si può vedere dalla figura, devono essere realizzate con spessore pari a 40 cm. Una delle condizioni, per poter applicare il concetto di *costruzione semplice*, è che le pareti di nuova costruzione siano efficacemente ammassate a quelle perimetrali esistenti (vedi paragrafo 6.1). Per garantire la suddetta condizione, oltre a demolire qualche mattone, in alcuni ricorsi di muratura vengono collocate armature metalliche ancorate nella muratura esistente (tecnica delle perforazioni armate – vedi figura 6.9). Nei vari ricorsi, le armature devono essere collocate con lunghezze diverse ( $80 \div 150$  cm) per evitare punti di debolezza delle sezioni verticali delle stesse pareti in cui vengono alloggiate.

Sopra a tutte le pareti portanti si realizza un cordolo con spessore uguale a quello del muro sottostante ed altezza pari a quella del solaio ( $50 \times 25$  sui muri esistenti e  $40 \times 25$  sui muri di nuova costruzione).

Contemporaneamente ai cordoli vengono realizzati anche i solai.

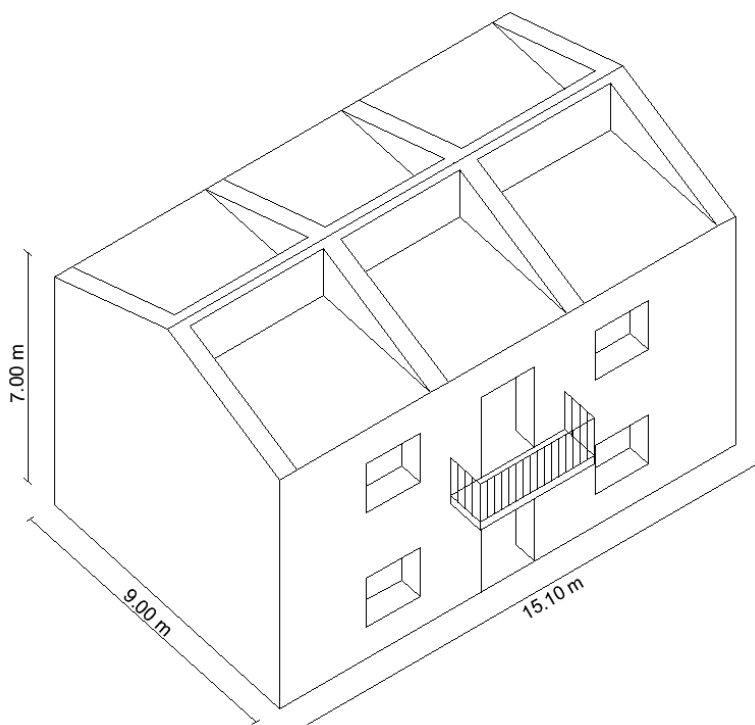


Figura 6.10 – Vista tridimensionale dell'edificio (stato di progetto)

Completato il piano terra, si procede con la realizzazione del secondo piano. Come riportato in figura 6.6, tutte le pareti hanno spessore pari a 30 cm. Gli architravi si realizzano con due profili metallici IPE 120, distanziati sullo spessore del muro. Sopra la muratura si realizza il cordolo in cemento armato ed il solaio in modo analogo a quanto visto per il primo piano f.t. (cordolo  $30 \times 25$  e solaio latero-cementizio con spessore pari a 25 cm).

Per realizzare il tetto a due falde, sopra il secondo solaio, in corrispondenza del muro di spina nella direzione lunga dell'edificio, viene realizzato un muretto alto 150 cm (comprensivo di cordolo) per ricavare il colmo e muri ortogonali con altezza variabile tra 0 e 150 cm (vedi figura 6.10). Il tetto viene realizzato con una struttura leggera in legno. Questa parte di edificio viene semplicemente considerato come carico sulla struttura sottostante (massa appartenente al secondo impalcato).

Si riportano negli elaborati successivi i prospetti di tutte le pareti di cui è composta la struttura a seguito degli interventi (la numerazione con cui si contrassegnano gli estremi dei muri è quella riportata nelle figure 6.5 e 6.6 – numeri racchiusi dentro i quadratini).

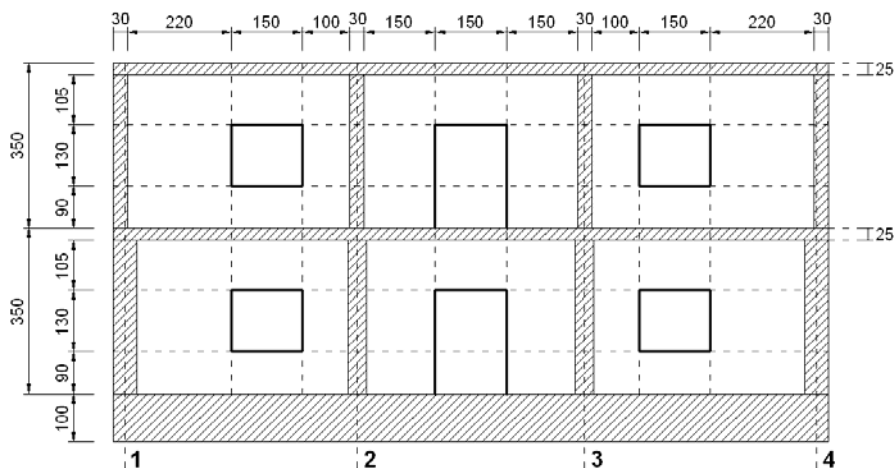


Figura 6.11.a – Parete 1-2-3-4

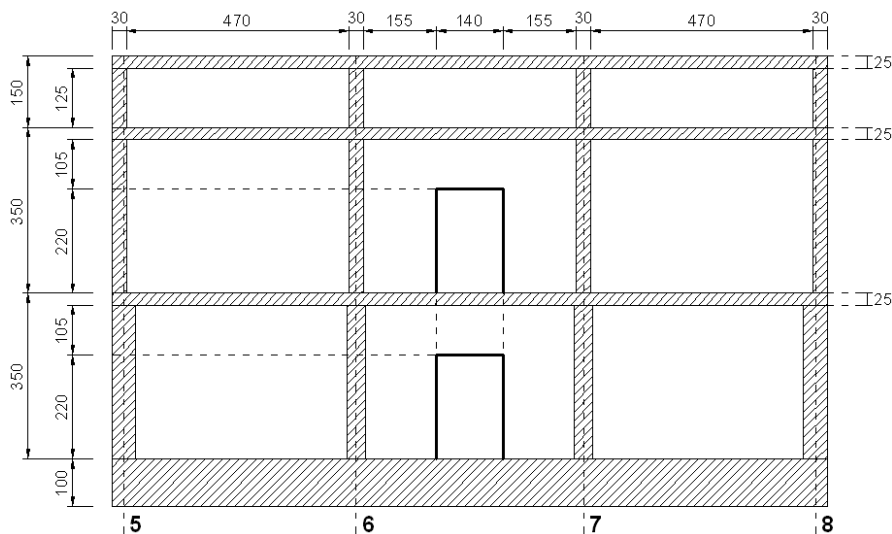


Figura 6.11.b – Parete 5-6-7-8

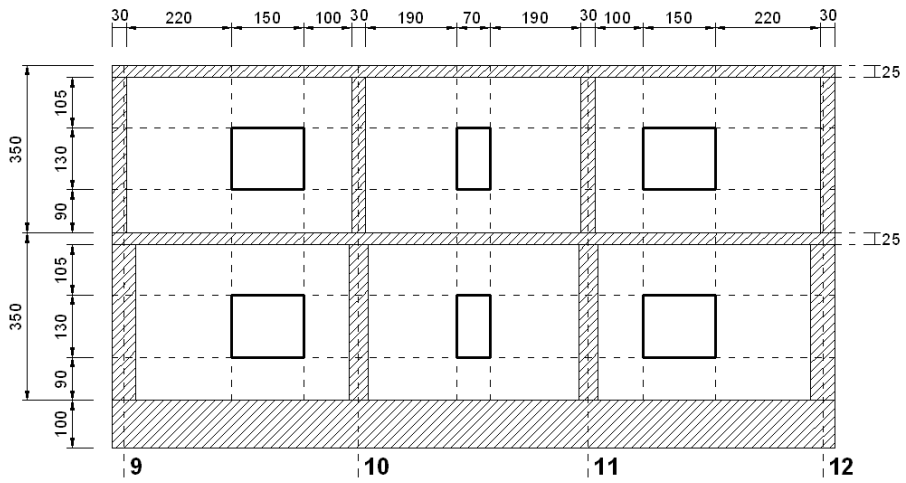


Figura 6.11.c – Parete 9-10-11-12

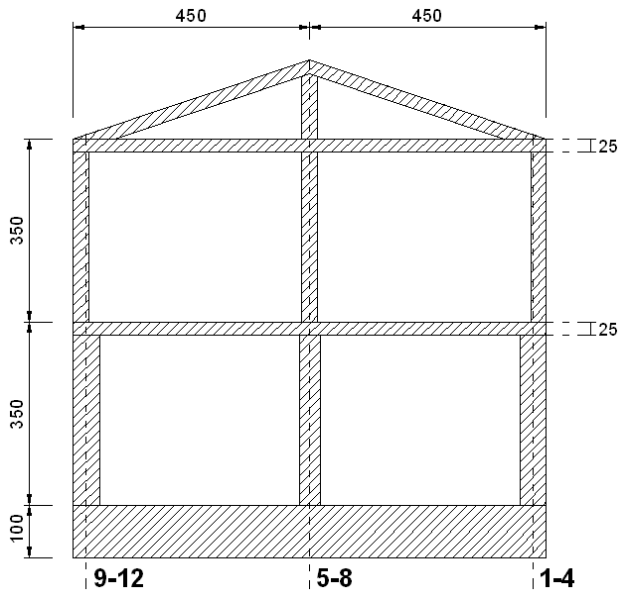


Figura 6.11.d – Parete 9-5-1; Parete 12-8-4

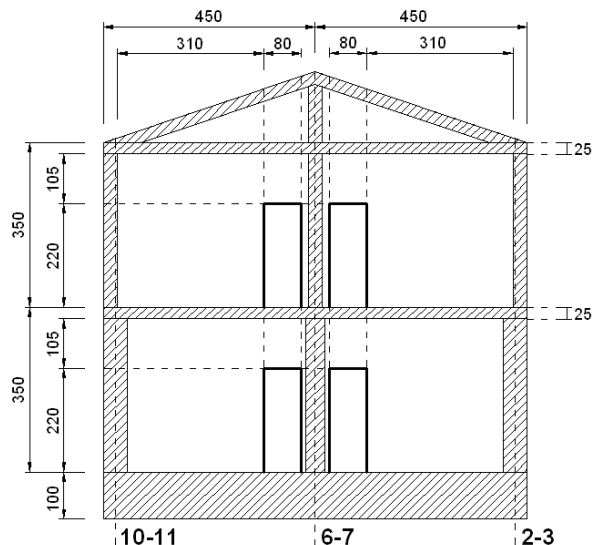


Figura 6.11.e – Parete 10-6-2; Parete 11-7-3

### 6.2.1.2 – Caratteristiche dei materiali

Per questa struttura, per quanto riguarda la muratura occorre considerare due tipologie diverse di materiali, una per la parte esistente ed una per quella di nuova costruzione. Per la parte esistente, poiché il materiale è assimilabile alla tipologia *Mattoni pieni e malta di calce*, i parametri meccanici possono essere ricavati dalla tabella A.1.1 riportata in appendice 1. Si riscontra inoltre che la muratura presenta caratteristiche migliori rispetto a quella base riportata nella suddetta tabella. In effetti, i giunti sono di ottima qualità (da considerare sottili), per cui, dalla tabella A.1.3 riportata in appendice 1 si evince che è possibile moltiplicare, sia i parametri di resistenza che i moduli elastici, per il coefficiente migliorativo 1.5. Tenendo inoltre presente che si assume come livello di conoscenza LC1 (da dividere le resistenze per il fattore di confidenza 1.35), nella tabella 6.2 si riportano i parametri meccanici di calcolo della muratura esistente.

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w [daN/m <sup>3</sup> ]
	[daN/cm <sup>2</sup> ] min - max	[daN/cm <sup>2</sup> ] min - max	[daN/cm <sup>2</sup> ] min - max	[daN/cm <sup>2</sup> ] min - max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce per livello di conoscenza LC1 e giunti sottili	26.67	0.67	22500	7500	1800

Tabella 6.2 – Caratteristiche meccaniche della muratura esistente

Per la muratura di nuova costruzione del primo piano f.t. si utilizza un blocco con spessore pari a 40 cm (denominato *Blocco40*), mentre per i muri del secondo

piano si assume un blocco con spessore 30 cm (denominato *Blocco30*). La resistenza caratteristica del blocco ( $f_{bk}$ ) è pari ad 80 daN/cm<sup>2</sup> e si assume una malta di categoria M5. Il peso specifico della muratura è pari a 1300 daN/m<sup>3</sup>. Dalla tabella A.1.6 riportata in appendice 1, interpolando linearmente, si ottiene la resistenza caratteristica a compressione ( $f_k$ ) della muratura pari a 42.2 daN/cm<sup>2</sup>. I moduli elastici normale (E) e tangenziale (G) sono ricavabili in funzione della resistenza caratteristica a compressione della muratura (vedi paragrafo A.1.2 dell'appendice 1). In definitiva, le caratteristiche meccaniche della muratura di nuova costruzione sono riassunte nella tabella 6.3.

Tipologia di muratura	$f_k$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{vk0}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	E [daN/cm <sup>2</sup> ]	G [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [daN/m <sup>3</sup> ]
Blocco30; Blocco40	42.2	2.0	42200	16880	1300

Tabella 6.3 - Caratteristiche meccaniche della muratura di nuova costruzione

Per quanto riguarda l'acciaio si utilizza il tipo B450C mentre per il calcestruzzo si utilizza la classe C25/30 (da utilizzare per i cordoli e per i solai).

### 6.2.1.3 – Dati geotecnici

Dalla relazione geologica, redatta da geologo qualificato, si evince che il terreno di fondazione interessato dalla struttura è costituito da un unico strato per tutta la superficie occupata dall'edificio. I parametri che caratterizzano il terreno sono di seguito riassunti:

- Categoria di sottosuolo:	C	
- Categoria topografica:	T1	
- Spessore dello strato:	30	m
- Peso dell'unità di volume:	1950	daN/m <sup>3</sup>
- Peso efficace dell'unità di volume:	950	daN/m <sup>3</sup>
- Angolo di attrito:	25	°
- Coesione drenata:	0.0	daN/cm <sup>2</sup>
- Coesione non drenata:	0.07	daN/cm <sup>2</sup>
- Coefficiente di Poisson:	0.35	
- Modulo edometrico:	80	daN/cm <sup>2</sup>
- Modulo di Winkler:	4.0	daN/cm <sup>3</sup>

### 6.2.1.4 – Carichi sulla struttura

Sulla struttura gravano i seguenti carichi verticali:

- Peso proprio delle pareti;
- Peso proprio dei cordoli;

## **Appendice 2**

### **Cenni teorici sull'analisi pushover**

L'analisi statica non lineare (pushover) è la tecniche di calcolo che meglio si presta all'analisi globale di edifici in muratura ordinaria tra quelle proposte dalle normative recenti. A differenza di altre tipologie di strutture (per esempio c.a. ed acciaio), la normativa consente di utilizzare questa tecnica di calcolo anche per strutture la cui massa partecipante del primo modo di vibrare è inferiore al 75% (attraverso il punto 7.8.1.5.4 del D.M. 17/01/2018 fissa il limite inferiore della massa partecipante del primo modo al 60%).

#### **A.2.1 – Analisi pushover**

In sintesi, l'analisi statica non lineare (pushover), secondo le prescrizioni del D.M. 17/01/2018 si articola nei seguenti passi:

- 1) individuazione delle parti resistenti della struttura muraria (definizione del telaio equivalente – vedi paragrafo 1.1.1.2);
- 2) calcolo delle curve di capacità del sistema reale a più gradi di libertà (MDOF);
- 3) trasformazione del sistema a più gradi di libertà in uno ad un solo grado di libertà attraverso il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$  (SDOF);
- 4) approssimazione della curva di capacità del sistema SDOF al sistema bilineare equivalente (SBE);
- 5) valutazione della capacità di spostamento ( $U_{max}$ );
- 6) valutazione della domanda di spostamento ( $d_{max}$ );
- 7) confronto tra capacità di spostamento e domanda di spostamento.

L'esito della verifica si considera positivo quando sono soddisfatte le seguenti relazioni:

$$U_{max} \geq d_{max} \quad (A.2.1)$$

$$q^* = \frac{S_e(T^*)}{\frac{F_y^*}{m^*}} \leq 4 \quad (A.2.2)$$

dove del sistema equivalente  $q^*$  ne è il fattore di comportamento,  $F_y^*$  la forza di snervamento,  $m^*$  la massa partecipante della prima forma modale e  $T^*$  il periodo



fondamentale. Si indica con  $S_e(T^*)$  lo spettro elastico valutato in corrispondenza del periodo  $T^*$ .

La curva di capacità della struttura è di fondamentale importanza per l'analisi. In ascissa viene rappresentato lo spostamento orizzontale ( $d_c$ ) di un generico punto della struttura, detto **punto di controllo** (generalmente si assume il baricentro delle masse dell'ultimo impalcato – vedi paragrafo A.2.3), mentre in ordinata viene rappresentato il tagliante alla base ( $V_b$ ). La curva si ottiene incrementando i carichi orizzontali fino a collasso e generalmente assume andamento monotono crescente (“a” in figura A.2.1). Nei casi in cui si considerano gli effetti del *softening*, è possibile ottenere anche rami decrescenti (vedi “b” in figura A.2.1).

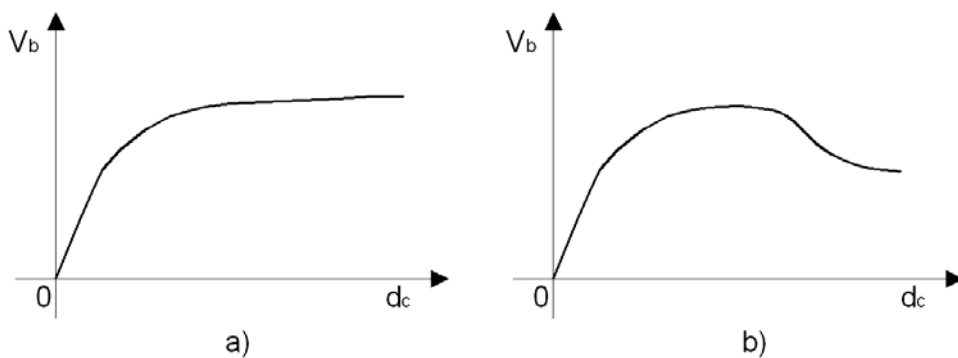


Figura A.2.1 – Curve di capacità

Come si può notare, il legame tra carichi e spostamenti non è lineare. Tale effetto si ottiene per via delle progressive plasticizzazioni degli elementi dovuto al progressivo incremento dei carichi orizzontali (con la progressiva plasticizzazione degli elementi cambia lo schema statico della struttura ottenendo l'andamento **non lineare** della curva). L'incremento dei carichi orizzontali avviene fino a quando la struttura raggiunge la crisi, che generalmente si può verificare per il collasso di uno o più elementi o per la formazione di un meccanismo di piano.

Determinata la curva di capacità del sistema reale (MDOF), occorre trasformarla in quella del sistema equivalente (SDOF) ad un solo grado di libertà. Tale trasformazione avviene attraverso il coefficiente di partecipazione riportato nella (A.2.3):

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i^2} \quad (\text{A.2.3})$$

Nella precedente si indica con  $m_i$  la massa dell' $i$ -esimo grado di libertà, mentre con  $\Phi_i$  si indica la  $i$ -esima componente dell'autovettore della prima forma modale. Con "n" si indica il numero dei gradi di libertà della struttura. La trasformazione da sistema MDOF a sistema SDOF avviene attraverso le seguenti (si divide sia l'ordinata che l'ascissa della curva di capacità del sistema MDOF per il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$  – vedi figura A.2.2):

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma} \quad (\text{A.2.4.a})$$

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad (\text{A.2.4.b})$$

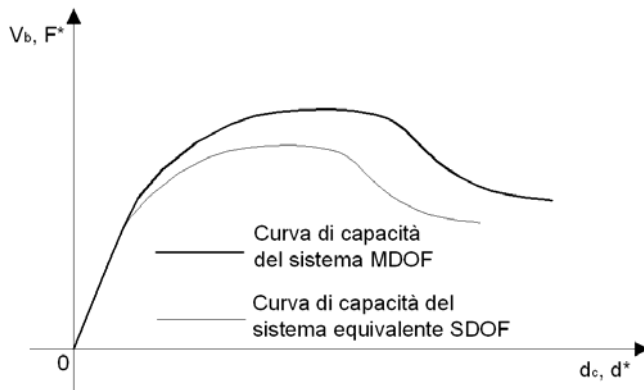


Figura A.2.2 – Curve di capacità relative al sistema a più gradi di libertà (MDOF) ed a quello equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF)

Calcolata la curva di capacità del sistema SDOF con la tecnica vista sopra, si può ulteriormente semplificare il problema, approssimando la suddetta curva con una bilatera costituita da un primo tratto lineare e da un secondo costante (sistema elastico–perfettamente plastico – vedi figura A.2.3). Tale sistema è più comunemente denominato *sistema bilineare equivalente (SBE)* di massa  $m^*$ , di rigidezza  $k^*$  e di periodo  $T^*$ .

Il tratto lineare del sistema equivalente si ottiene dall'intersezione (punto A in figura A.2.3) della curva di capacità del sistema SDOF con la retta orizzontale passante per la quota  $0.7 \cdot F_{\max}^*$ , dove  $F_{\max}^*$  è la forza massima ottenuta dalla curva di capacità del sistema equivalente. Definito il tratto lineare del sistema bilineare, è possibile ricavarne la rigidezza attraverso la seguente relazione:

$$k^* = \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{0.7 \cdot F_{\max}^*}{d_A^*} \quad (\text{A.2.5})$$

dove  $d_A^*$  è lo spostamento in corrispondenza della suddetta intersezione (ascissa del punto A in figura). Il tratto costante del sistema bilineare equivalente (e quindi

anche la forza massima  $F^*_y$ ) si ottiene dall'equilibrio delle aree: l'area al di sopra della curva di capacità deve essere uguale a quella al di sotto. Prendendo come riferimento la curva di figura A.2.3, deve essere verificata la seguente:

$$\text{Area 1} + \text{Area 3} = \text{Area 2} + \text{Area 4}$$

La massa del sistema equivalente ( $m^*$ ) si ottiene dalla somma delle masse per le corrispondenti componenti dell'autovettore del primo modo di vibrare della struttura data dalla (A.2.6):

$$m^* = \Phi^T \mathbf{M} \tau = \sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i \tag{A.2.6}$$

Il periodo di vibrazione del sistema equivalente si ottiene dalla seguente relazione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \tag{A.2.7}$$

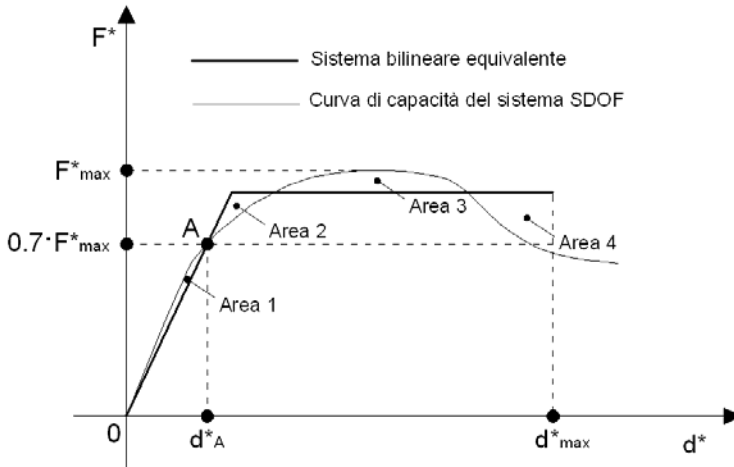


Figura A.2.3 – Sistema bilineare equivalente

Per poter effettuare la verifica occorre determinare la capacità di spostamento ( $u_{max}$ ) e lo spostamento richiesto ( $d_{max}$ ) della struttura (riferite al sistema MDOF). La capacità di spostamento si ottiene dalla curva di capacità della struttura. Secondo la normativa, per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), se la curva di capacità è sempre crescente, si assume come  $u_{max}$  il massimo spostamento della curva (vedi "a" di figura A.2.4). Se la curva presenta dei rami

decrescenti (come in "b" di figura A.2.4), si assume come  $u_{max}$  lo spostamento che riduce al massimo del 20% la forza massima ( $F_{max}$ ) della curva di capacità. La domanda di spostamento (o spostamento richiesto) del sistema equivalente si ottiene dalle seguenti relazioni:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \quad \text{se } T^* \geq T_C \quad (\text{A.2.8.a})$$

$$d_{max}^* = \frac{S_{De}(T^*)}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} \right] \geq S_{De}(T^*) \quad \text{se } T^* < T_C \quad (\text{A.2.8.b})$$

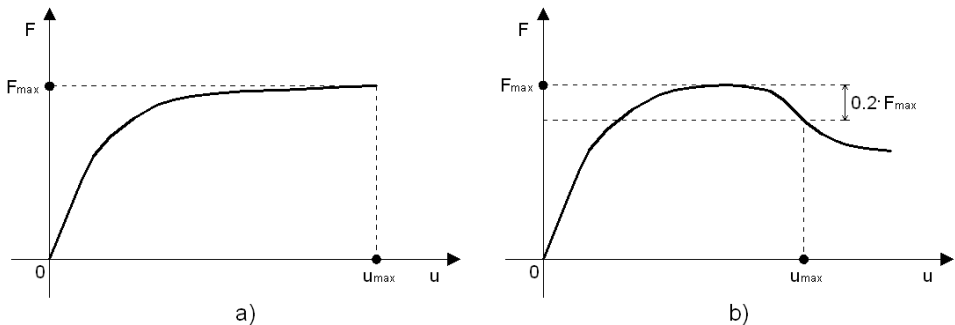


Figura A.2.4 – Capacità di spostamento del sistema

dove  $S_{De}$  è lo spettro di progetto in termini di spostamenti (vedi paragrafo A.3.2.7), mentre il fattore di comportamento del sistema equivalente è dato dalla relazione (A.2.9):

$$q^* = \frac{S_e(T^*)}{\frac{F_y^*}{m^*}} \quad (\text{A.2.9})$$

dove  $F_y^*$  è la forza di snervamento del sistema equivalente. Per la normativa, il valore di  $q^*$  deve essere inferiore o uguale a 4. Se  $q^*$  è maggiore di 4, l'esito della verifica è da considerarsi negativo.

Lo spostamento richiesto ( $d_{max}$ ) del sistema reale a più gradi di libertà (MDOF) si ottiene moltiplicando lo spostamento richiesto del sistema equivalente ( $d_{max}^*$ ) per il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$  dato dalla (A.2.3):

$$d_{max} = \Gamma \cdot d_{max}^* \quad (\text{A.2.10})$$

## **Appendice 4**

### **Software VEM<sub>NL</sub>**

Il software VEM<sub>NL</sub> è prodotto e distribuito da STACEC srl<sup>17</sup> ed è specifico per il calcolo di edifici in muratura e misti (muratura - c.a., acciaio, legno) di nuova costruzione ed esistenti seguendo le prescrizioni delle normative vigenti.

#### **A.4.1 – L'input**

Il software VEM<sub>NL</sub> consente la rapida modellazione della struttura grazie ad una serie di strumenti (pareti, cordoli, pilastri, travi, ecc.) facilmente imputabili. La geometria della struttura viene realizzata in pianta attraverso l'inserimento dei fili fissi (importabili anche dagli architettonici in DWG o DXF) a cui riferire gli estremi degli elementi. L'inserimento delle aperture può essere gestito da appositi ambienti senza avere l'esigenza di introdurre ulteriori fili fissi.

Per agevolare e velocizzare le operazioni di input, sono disponibili una serie di comandi che consentono l'inserimento multiplo degli elementi. Estrema versatilità è data dalla possibilità di impostare la posizione e gli allineamenti delle pareti ai vari piani ottenendo le riseghe reali dei setti. Grandi potenzialità e rapidità di input sono garantite anche dalle funzioni copia elementi e copia piano.

La definizione del problema strutturale viene completata con l'inserimento dei dati geologici e geotecnici delle stratigrafie, definibili in maniera diversificata considerando eventuali diversità del terreno di fondazione. Come elementi strutturali di fondazione il software gestisce le travi rovesce (cemento armato e muratura), platee, plinti, pali e micropali.

E' possibile considerare anche l'azione del terreno sulle pareti contro terra.

#### **A.4.2 – Il calcolo**

Il software consente di effettuare il calcolo globale della struttura, il calcolo dei meccanismi locali, e le singole verifiche locali di tutti gli elementi di cui è composta la struttura (pareti, solai, balconi, architravi, unioni tra elementi, ecc.).

Il calcolo globale della struttura viene condotto attraverso una schematizzazione in elementi finiti delle parti strutturali.

Con VEM<sub>NL</sub> è possibile effettuare il calcolo globale dell'edificio con analisi statica lineare, analisi dinamica, analisi statica non lineare (pushover). Oltre alle

---

<sup>17</sup> [www.stacec.it](http://www.stacec.it)

suddette tipologie di calcolo è possibile analizzare anche gli edifici secondo la tecnica semplificata delle costruzioni semplici.

Per le tecniche di calcolo lineari, la schematizzazione degli elementi può essere a mesh o a telaio equivalente, attribuendo ad essi un comportamento elastico-lineare, mentre per quella non lineare la schematizzazione può essere effettuata solo a telaio equivalente (comportamento degli elementi elastico – perfettamente plastico). Esempi di curve di capacità ricavate con il software sono riportate nei Capitoli 1, 2 e 5 del testo.

Oltre al calcolo globale dell'edificio, è possibile effettuare il calcolo dei Meccanismi Locali (SLV ed SLD) ai sensi dei punti C8 e C8A.4 della Circolare 617/2009 con la possibilità di scelta tra analisi cinematica lineare e non lineare, le verifiche a carichi laterali e quelle fuori piano.

### **A.4.3 – Il consolidamento delle strutture**

Il software gestisce il calcolo, la verifica ed il disegno di interventi strutturali utili a migliorare il comportamento statico e sismico dell'edificio.

Gli elementi verticali in muratura di cui è composta la struttura esistente possono essere consolidati utilizzando una o più delle seguenti tipologie di intervento<sup>18</sup>:

- Cuci-Scuci;
- Intonaco armato;
- Pareti in c.a.;
- Iniezioni di malta;
- Diatoni artificiali;
- Intelaiature metalliche;
- Tiranti metallici;
- Cerchiature;
- Rinforzo a pressoflessione e taglio nel piano e fuori piano con FRP;
- Cerchiature esterne con FRP;
- Cucitura di lesioni con reti FRP;
- Rinforzo di pareti con reti FRP;
- Sistema CAM;
- Rinforzo di elementi in cemento armato.

Gli orizzontamenti possono essere consolidati utilizzando una o più delle seguenti tipologie di interventi:

- Rinforzo di archi e volte con tiranti metallici ed FRP;
- Rinforzo di solai con FRP, solette collaboranti e beton plaqu .

Il software consente di intervenire anche sulle strutture di fondazione attraverso le seguenti tecniche:

---

<sup>18</sup> Molti delle tecniche di consolidamento sotto riportate sono vengono trattate dal punto di vista teorico nel testo *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura* – Michele Vinci – Dario Flaccovio Editore

- Rinforzo del terreno di fondazione con georesine;
- Ampliamento della trave esistente attraverso la realizzazione di travi in c.a. di nuova costruzione;
- Pali e micropali.

La gestione grafica di inserimento degli interventi viene effettuata in un apposito ambiente in cui vengono visualizzate le pareti portanti dell'edificio. Le tipologie di consolidamento da utilizzare possono essere personalizzate in un apposito database in cui si definiscono i parametri legati alle varie tipologie.

Al fine di quantificare il miglioramento ottenuto è possibile effettuare il calcolo della struttura sia nella sua configurazione originaria che considerando la presenza degli interventi, confrontando gli stati ante e post operam.

I dati inerenti alle singole pareti consolidate, vengono anche riportate nella relazione di calcolo ed in elaborati grafici. Viene sviluppato, inoltre, un dettagliato computo metrico di tutti gli interventi di consolidamento.

#### **A.4.4 – Le sopraelevazioni**

Il software VEM<sub>NL</sub> consente di calcolare edifici in muratura (e misti) con sopraelevazioni in muratura, cemento armato, acciaio e legno, utilizzando un unico modello strutturale tenendo conto dell'interazione tra le due parti (esistente e di nuova costruzione).

Vengono effettuate, tutte le verifiche previste dalla normativa e nel caso di sopraelevazioni di natura diversa dalla muratura, gli elementi di collegamento tra le diverse tecnologie vengono verificati considerando le sollecitazioni incrementate del 30%. Nel caso di sopraelevazioni in acciaio e legno, il software consente di progettare anche le unioni.

#### **A.4.5 – L'output**

Il software VEM<sub>NL</sub> fornisce i risultati attraverso una relazione in formato rtf nella quale si riportano in maniera dettagliata i dati di input della struttura ed i risultati di calcolo. Vengono forniti tutti gli elaborati grafici utili per la corretta esecuzione dei lavori (armature negli elementi in cemento armato, interventi di consolidamento, unioni tra elementi, solai, ecc.).

#### **A.4.6 – Esempi di calcolo**

Molti esempi sviluppati nel testo sono stati calcolati con il software VEM<sub>NL</sub>. In particolare, nella figura A.4.1 si riporta una vista 3D della struttura analizzata nel capitolo 5, mentre nella figura A.4.2 si riporta quella della struttura analizzata nel capitolo 6 (sopraelevazione progettata con la tecnica delle *costruzioni semplici*).



Figura A.4.1 – Esempio sviluppato nel capitolo 5

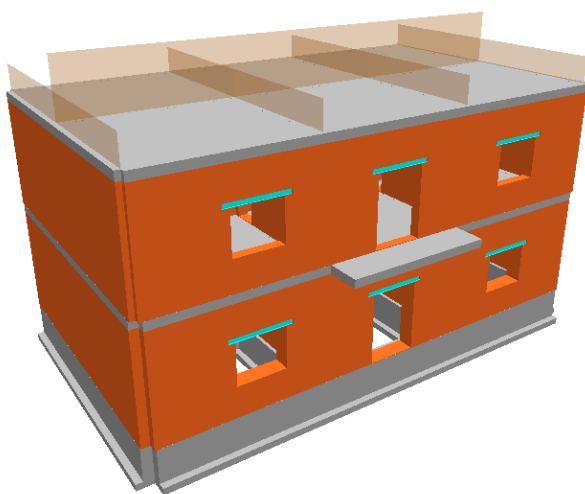


Figura A.4.2 – Esempio sviluppato nel capitolo 6



## **Bibliografia**

- A. Bernasconi, *Il calcolo dell'XLAM. Basi, normative, progettazione, applicazione*.
- A. Bernasconi, *Il materiale XLAM. Caratteristiche e prestazioni*.
- A. Presutti, P. Evangelista, *Edifici multipiano in legno a pannelli portanti X-LAM*, Dario Flaccovio, Palermo 2014.
- C. Viggiani, *Fondazioni*, Hevelius 1999.
- C. Modena, F. Pineschi e M. R. Valluzzi (A cura di), *Valutazione della vulnerabilità sismica di alcune classi di strutture esistenti. Sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma 2000.
- Circolare 617/2009, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni"*.
- CNR - DT 206/2007 - *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno*, 2007.
- D.M. 14/01/2008 (NTC), *Norme tecniche per le costruzioni*.
- E. Cosenza, G. Manfredi, M. Pecce, *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione*, Hoepli, Milano 2008.
- Eurocodice 5 - *Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici"*.
- F. Braga, M.Dolce, "Un metodo per l'analisi di edifici multipiano in muratura antisismici", Proc. Of the 6th I.B.Ma.C., Roma, 1982, pp.1088-1099
- F. Cesari, *Metodi di calcolo nella dinamica delle strutture (Volume 5)*, Pitagora editrice, Bologna 1993.
- F. Cesari, *Metodi di calcolo nella dinamica delle strutture (Volume 8)*, Pitagora editrice, Bologna 1993.
- G. Bresciani, *Progettare case in legno con XLAM*, Dario Flaccovio, Palermo 2012.
- G. Magenes, D. Bolognini, C. Braggio (A cura di), *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma 2000.
- G. Magenes, S. Lagomarsino, *Linea di Ricerca 1. Valutazione e riduzione della vulnerabilità di edifici in muratura*, Consorzio Reluis, 2005.
- G. Muscolino, *Dinamica delle strutture con fondamenti ed applicazioni di ingegneria sismica e dinamica aleatoria*, Pitagora Editrice, Bologna, 2012.
- G. Muscolino, G. Falsone, *Introduzione alla scienza delle costruzioni. Statica e cinematica delle travi*, Pitagora Editrice Bologna, 1991.
- Regione Toscana, *Edifici in muratura in zona sismica, rilevamento delle carenze strutturali*, A cura di M. Ferrini; L. Decanini; A. Pagliuzzi; S. Scarparolo, 2004.
- S. Lombardo, S. Luparello, *Restauro Strutturale*, Dario Flaccovio, Palermo 1997.
- T. Albanesi, C. Nuti, *Analisi Statica non Lineare (Pushover)*, Università degli Studi Roma Tre, 2007.
- M. Vinci, *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura*, Dario Flaccovio, Palermo 2012.